

Windbelasting op beweegbare bruggen

Windbelastingmodel t.b.v. de
veiligheidsbeschouwing van beweegbare bruggen

TNO 2025 R11264/A – 21 oktober 2025

Windbelasting op beweegbare bruggen

Windbelastingmodel t.b.v. de
veiligheidsbeschouwing van beweegbare
bruggen

Auteurs	L.C. (Liesette) la Gasse F.E.M. (Lisa) Swaalf A.J. (Okke) Bronkhorst W.M.G. (Wim) Courage
Rubricering rapport	TNO Publiek
Titel	TNO Publiek
Rapporttekst	TNO Publiek
Bijlagen	TNO Publiek
Aantal pagina's	130 (excl. voor- en achterblad)
Aantal bijlagen	5
Projectnummer	060.56213

Alle rechten voorbehouden

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

© 2025 TNO

Inhoudsopgave

1	Inleiding	5
1.1	Achtergrond	5
1.2	Doelstelling	6
1.3	Leeswijzer	6
2	Bestaande windbelastingmodellen	7
2.1	Normmodellen	7
2.1.1	NEN 6786-1:2021	7
2.1.2	NEN-EN 1991-1-4:2011	8
2.2	Van Brienoord windbelasting	9
2.3	Stochastische windbelastingmodellen	10
2.3.1	Onzekerheden in windbelasting door Davenport	10
2.3.2	JCSS Probabilistic Model Code [10]	10
2.3.3	Achtergronden bij NEN 6786-1: B-90-342 [11]	13
3	Voorstel windbelastingmodel	15
3.1	Fysisch model (voorstel voor normmodel)	15
3.2	Stochastisch model	16
4	Stuwdruk – parameters in windbelastingmodel	18
4.1	Windklimaat	18
4.1.1	Achtergrond	18
4.1.2	Analyse windsnelheden	19
4.1.3	Stuursnelheden per windstation	22
4.1.4	Stuursnelheden per windgebied	25
4.1.5	Simulatieprocedure verdelingsfunctie windsnelheid	28
4.1.6	Specificatie windsnelheid in windbelastingmodel	30
4.1.7	Invloed referentieperiode	33
4.1.8	Windrichtingsafhankelijkheid	35
4.2	Terreininvloeden	36
4.2.1	Terreinruwheid en windprofiel	36
4.2.2	Terreinorografie en lokale obstakels	43
4.3	Windvlagen - piekstuwdruk	44
4.3.1	Achtergrond	44
4.3.2	Specificatie vlagfactor in windbelastingmodel	48
5	Gebouwinvloeden – parameters in windbelastingmodel	50
5.1	Aerodynamische effecten – vormfactor	50
5.1.1	Richtlijnen windtunnelonderzoek	50
5.1.2	Definitie vormfactor C_t in NEN 6786-1	51
5.1.3	Achtergrond waarden vormfactor C_t in NEN 6786-1	52
5.1.4	Vormfactor plaatliggerbruggen en kokerbruggen	54
5.1.5	Bepaling probabilistische eigenschappen vormfactor	55
5.1.6	Specificatie vormfactor windbelastingmodel	56
5.2	Dynamische effecten – bouwwerkfactor	58
5.2.1	Achtergrond	58
5.2.2	Bouwwerkfactor in NEN-EN 1991-1-4	61
5.2.3	Toepasbaarheid bouwwerkfactor in schuine stand	65

5.2.4	Vergelijking model NEN-EN1991-1-4 met dynamisch model.....	66
5.2.5	Gevoeligheidsstudie.....	69
5.2.6	Voorbeeld uitwerkingen.....	71
5.2.7	Specificatie bouwwerkfactor in windbelastingmodel	75
6	Discussie	76
7	Referenties	78
8	Ondertekening.....	82

Bijlagen		
Bijlage A:	Correctie windsnelheid naar standaard ruwheid	83
Bijlage B:	Terreininvloeden	87
Bijlage C:	Windvlagen	104
Bijlage D:	Aerodynamische coëfficiënten	107
Bijlage E:	Analyse bouwwerkfactor met dynamisch model	126
Bijlage F:	Resultaten stuursnelheden Scenario 1	129

1 Inleiding

1.1 Achtergrond

Nederland telt meer dan 1500 beweegbare bruggen [1], waarvan er circa 200 in beheer zijn bij Rijkswaterstaat. Deze bestaande beweegbare bruggen moeten periodiek worden beoordeeld om vast te stellen of de constructief dragende elementen voldoen aan de geldende veiligheidseisen. De mechanische uitrusting, waaronder het bewegingswerk, maakt deel uit van het systeem van constructieve dragende onderdelen van een beweegbare brug en moet daarmee periodiek worden beoordeeld. De constructieve betrouwbaarheid van een bewegingswerk van een beweegbare brug is cruciaal voor de vraag of deze vervangen of gerenoveerd moet worden. Veel bestaande bewegingswerken voldoen niet meer aan de huidige nieuwbouw norm, terwijl in de meeste gevallen het gebruik niet is gewijzigd. Aanpassingen aan het bewegingswerk resulteren dan vaak in integrale vernieuwing waarvan de werkzaamheden grote maatschappelijke impact hebben.

Tot op heden is er nog geen specifiek beoordelingskader voor de beoordeling van bestaande bewegingswerken. Om te voorkomen dat veel bestaande bewegingswerken moeten worden versterkt of vervangen door afwezigheid van een (verlaagde) beoordelingseis voor bestaande bouw wordt onder andere onderzoek gedaan naar betrouwbaarheidsniveaus van de mechanische uitrusting van bestaande bruggen. Dit onderzoek vindt plaats in het nog lopende project 'Veiligheidsbeschouwing Bewegingswerken', zie onder andere voortgangsrapportages [2], [3], [4]. Het doel van dit meerjarige onderzoek is om op termijn de toetsingsregels voor bestaande bouw te kalibreren aan de geëiste betrouwbaarheidsniveaus.

Ook zijn er indicaties dat de normatief vereiste betrouwbaarheid bij nieuw ontworpen bewegingswerken van beweegbare bruggen mogelijk hoger is dan de wettelijk vereiste betrouwbaarheid zoals vastgelegd in de nationale bijlage (NB) bij NEN-EN 1990:2019 [5]. De tweede doelstelling van dit onderzoek is daarom om de partiële factoren voor nieuwbouw te harmoniseren met NEN-EN 1990:2019 [5]. Zo is de huidige partiële factor voor de windbelasting volgens de norm voor beweegbare bruggen NEN6786-1:2021 [6] $\gamma_w = 1,8$, terwijl dit voor vaste bruggen volgens NEN-EN 1990:2019/NB [5] voor CC2 $\gamma_w = 1,5$ is.

Voor de veiligheidsbeschouwing van beweegbare bruggen en de kalibratie van de partiële factoren moeten volledige probabilistische berekeningen uitgevoerd worden. Hiermee is gestart in het project 'Veiligheidsbeschouwing Bewegingswerken', waarbij de sterkte van de brug is onderzocht, en aan de belastingkant het eigengewicht, variabel dekgewicht en de windbelasting. In eerdere rapportage Veiligheidsbeschouwing Bewegingswerken [3] is de belastingsituatie 'overbelasten' en belastingcombinatie 'vasthouden in elke stand' beschouwd voor een basculebrug met panamawiel. Hierbij bleek de windbelasting sterk dominant; de andere belastingen (eigengewicht en variabel dekgewicht) hadden een verwaarloosbare invloed op de betrouwbaarheid. In rapport Veiligheidsbeschouwing [3] is een eerste versie van een vereenvoudigd model voor de windbelasting geïmplementeerd. De huidige rapportage beschrijft het uiteindelijke windbelastingmodel zoals dat in de kalibraties gebruikt zal worden.

1.2 Doelstelling

De windbelasting waar het bewegingswerk voor ontworpen of getoetst wordt, de zogenoemde rekenwaarde, bestaat uit:

- De belasting door windeffecten. Dit betreft een karakteristieke waarde die volgt uit de toepassing van een normmodel.
- De partiële factor.

Het fysisch model in de norm beschrijft de windbelasting(effecten) zo accuraat mogelijk. Echter worden vaak ook praktische keuzes gemaakt opdat het ontwerp of de toets niet (onnodig) complex gemaakt wordt. Dit geldt zowel voor het normvoorschrift als voor de modellen in dit onderzoek. Om een normvoorschrift af te leiden (karakteristieke waarden) moeten we een keuze maken welke parameters en welke (karakteristieke) waarden gehanteerd worden. Om vervolgens de partiële factor te bepalen, is naast de definitie van de karakteristieke waarden ook de beschrijving van de onzekerheden in de windbelasting(effecten) nodig. De beschrijving van deze onzekerheden in de vorm van stochastische verdeling, noemen we het stochastisch model. Door middel van een volledig probabilistische berekening kunnen we de partiële factor kalibreren, opdat wordt voldaan aan de gewenste betrouwbaarheid. Deze kalibratie wordt uitgevoerd in het project 'Veiligheidsbeschouwing Bewegingswerken' en wordt dus niet behandeld in deze rapportage.

In deze rapportage zijn beide modellen uitgewerkt voor het definiëren van de windbelasting(effecten): het normmodel (ook wel fysisch model genoemd) en het stochastische model. In deze rapportage worden voorstellen gegeven voor het normvoorschrift om de windbelasting op een bewegingswerk zo accuraat mogelijk te beschrijven. De ambitie van Rijkswaterstaat is om de bepaling van de windbelasting volgens NEN 6786-1 [6] beter aan te laten sluiten op NEN-EN1991-1-4/NB [7], en voor bestaande bewegingswerken de mate van conservatisme in NEN 6786-1 te verkleinen. Dit is waar mogelijk dan ook het uitgangspunt voor de voorstellen in dit rapport. Op het moment van het schrijven van dit rapport wordt er gewerkt aan een nieuwe versie van NEN 6786-1:2021 [6]. Bevindingen van dit rapport kunnen dienen om de keuze van de rekenregels in NEN 6786-1:2021 [6] een goede onderbouwing te geven.

1.3 Leeswijzer

Voor beide typen modellen, norm- en stochastisch model, worden eerst de bestaande modellen op een rijtje gezet in hoofdstuk 2. Daarna volgt een voorstel voor de aan te houden modellen voor dit project in hoofdstuk 3. Het voorstel in hoofdstuk 3 betreft dus een samenvattend voorstel voor de aan te houden modellen in de kalibratie in het project 'Veiligheidsbeschouwing Bewegingswerken' en bevat daarmee de conclusies van huidige rapportage. Een verdere toelichting van de parameters die ten grondslag liggen aan de bepaling van de windbelasting wordt gegeven in hoofdstukken 4 en 5 voor zowel de definitie in het normmodel als de stochastische eigenschappen van de parameters in het stochastisch windbelastingmodel. Deze hoofdstukken bevatten daarmee dus de achtergrond voor de voorgestelde modellen. Voor het stochastisch model zijn voor de verschillende parameters zowel de aan te houden typen verdelingsfuncties, de gemiddelde waarden en variatiecoëfficiënten gegeven. Hoofdstuk 4 beschrijft de verschillende modelparameters voor de bepaling van de stuw-druk, waarna in hoofdstuk 5 de gebouwfactoren die invloed hebben op de totale windbelasting behandeld worden. Hoofdstuk 6 bevat een discussie met enkele aandachtspunten en overwegingen bij de voorgestelde modellen.

2 Bestaande windbelastingmodellen

In dit hoofdstuk worden de bestaande windbelastingmodellen uit de norm en enkele in literatuur voorgestelde stochastische beschrijvingen van de wind uiteengezet.

2.1 Normmodellen

De huidige windbelastingmodellen in de norm voor bewegingswerken NEN 6786-1:2017+C1:2021 [6] en de Eurocode voor windbelasting op constructies NEN-EN 1991-1-4+A1+C2:2011 [8] worden hier beschreven en kort toegelicht.

2.1.1 NEN 6786-1:2021

In de NEN 6786-1 [6] worden de volgende formules gebruikt voor het berekenen van het moment en de belasting (kracht) uit het val op het bewegingswerk ten gevolge van de wind:

$$M_{w,d;brug} = \gamma_w \psi_t 1,05 c_s c_d C_t \sum (q_p(z_e) S_{mom})$$

$$F_{w,d;brug} = \gamma_w \psi_t 1,05 c_s c_d C_t q_p(z_e) A_{val}$$

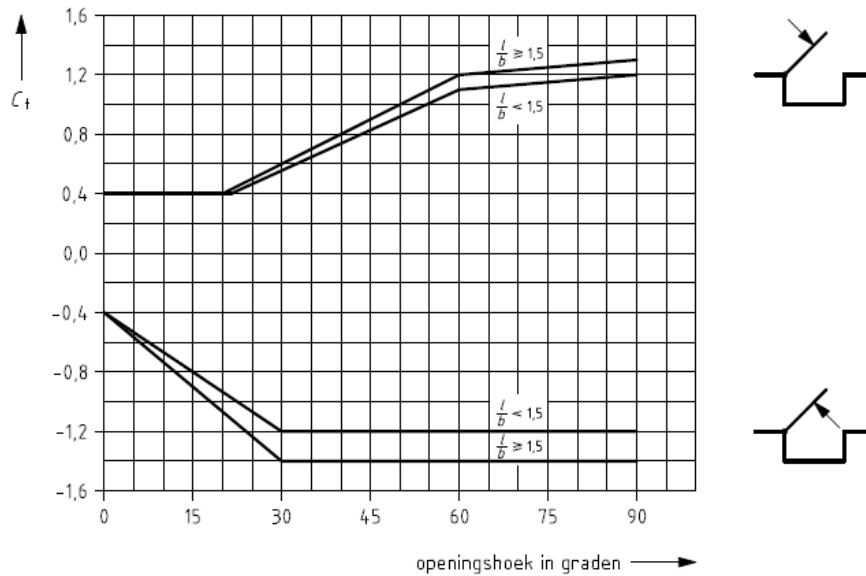
De factor 1,05 betreft een correctiefactor voor meetonzekerheden in de windsnelheid ter plaatse van de brug. De piekstuwdruk q_p wordt als volgt gedefinieerd:

$$q_p(z_e) = \frac{1}{2} \rho_{air} \left(v_{m,10} \frac{\ln\left(\frac{z_e}{z_0}\right)}{\ln\left(\frac{z_{vm10}}{z_0}\right)} \right)^2 \times \left(1 + \frac{7}{\ln\left(\frac{z_e}{z_0}\right)} \right)$$

Hierbij zijn de parameters als volgt gedefinieerd:

q_p	de stuwdruk op hoogte z_e
c_s	de afmetingsfactor, gelijk aan 0,95
c_d	de dynamische factor, gelijk aan 1,15
C_t	de windvormfactor, zie figuur 2.1
S_{mom}	het statisch moment van het oppervlak belast door de wind in m ³
A_{val}	de oppervlakte belast door de wind in m ²
ρ_{air}	de dichtheid van de lucht, gelijk aan 1,25 kg/m ³
v_{m10}	de 10 min-gemiddelde windsnelheid gerelateerd aan het gemiddeld aantal uren per jaar niet-bedienbaar op 10 meter hoogte boven het maaiveld voor terreinruwheidslengte $z_0 = 0,2$ m [m/s]
z_0	de terreinruwheidslengte, gelijk aan 0,2 [m]
z_e	de hoogte ten opzichte van het gemiddelde waterniveau in m, $z_e > 4$ m
z_{vm10}	de hoogte boven het maaiveld waarop de 10 min-gemiddelde windsnelheid v_{m10} is bepaald in m, $z_{vm10} = 10$ m
ψ_t	de duurfactor, $\psi_t = 1,1$ indien openingstijd langer is dan 10 min bij 'vasthouden in elke stand'

De windvormfactor varieert met de openingshoek van de brug, en is afhankelijk van de situatie ‘wind onder het val’ of ‘wind op het val’, zie Figuur 2.1.



Figuur 2.1: Windvormfactor in NEN6786-1:2017 [6].

2.1.2 NEN-EN 1991-1-4:2011

In de Eurocode NEN-EN 1991-1-4:2011 [8] wordt de windbelasting als volgt genoteerd:

$$F_{w,d} = \gamma_w c_s c_d \sum q_p(z_e) c_{pe} A_{ref}$$

De factor $c_s c_d$ brengt de gebouweffecten in rekening (met betrekking tot afmetingen en dynamische eigenschappen). Het windklimaat met terreineffecten wordt gerepresenteerd door de piekstuwdruk q_p en de invloed van de gebouwworm op de belasting met de drukcoëfficiënten c_{pe} . De piekwaarde voor de stuwdruk (inclusief terreineffecten) wordt als volgt bepaald (dit betreft een invulling van alle verschillende bepalingen zoals gegeven in de norm):

$$\begin{aligned} q_p(z_e) &= \frac{1}{2} \rho (c_{dir} c_{season} c_{prob} v_{b,0})^2 \times \left(1 + \frac{7k_I}{c_o(z_e) \ln\left(\frac{z_e}{z_0}\right)} \right) \times \left(0,19 \left(\frac{z_0}{z_{0,II}} \right)^{0,07} \ln\left(\frac{z_e}{z_0}\right) \right)^2 \times c_o(z_e)^2 \\ &= \frac{1}{2} \rho \left(c_{dir} c_{season} c_{prob} c_o(z_e) v_{b,0} 0,19 \left(\frac{z_0}{z_{0,II}} \right)^{0,07} \ln\left(\frac{z_e}{z_0}\right) \right)^2 \\ &\quad \times \left(1 + \frac{7 \cdot 1,0}{c_o(z_e) \ln\left(\frac{z_e}{z_0}\right)} \right) \end{aligned}$$

Hierbij worden de parameters als volgt gedefinieerd:

- q_b de stuwdruk op hoogte z_e [N/m²]
- c_s de afmetingsfactor [-]
- c_d de dynamische factor [-]
- c_{pe} de (uitwendige) drukcoëfficiënt; voor 1 of 10 m² [-]

A_{ref}	het referentieoppervlak belast door de wind [m ²]
ρ	de dichtheid van de lucht, gelijkgesteld aan 1,25 kg/m ³
$v_{b,0}$	de fundamentele waarde voor de basiswindsnelheid: karakteristieke waarde ($T_{ref}=50$ jaar) 10-min gemiddelde windsnelheid op 10 m hoogte boven maaiveld voor terreinruwheidslengte $z_{0,II}=0,05$ m (terreincategorie II volgens de hoofdtekst van de EN 1991-1-4 [8]) [m/s]
z_0	de terreinruwheidslengte [m]
$z_{0,II}$	referentieruwheidslengte $z_{0,II}=0,05$ m (terreincategorie II volgens de hoofdtekst van de EN 1991-1-4 [8]) [m]
z_e	de referentiehoogte [m]
k_l	turbulentiefactor (=1,0) [-]
c_{dir}	windrichtingsfactor [-]
c_{prob}	waarschijnlijkheidsfactor [-]
c_{season}	seizoensfactor (voor tijdelijke constructies) [-]
$c_o(z_e)$	orografiefactor op referentiehoogte z_e [-]

Als de seizoensfactor en orografiefactor gelijk zijn aan 1 (beschouwde referentiesituatie), dan wordt dit:

$$q_b c_e(z_e) = \frac{1}{2} \rho \left(c_{dir} c_{prob} v_{b,0} 0,19 \left(\frac{z_0}{z_{0,II}} \right)^{0,07} \ln \left(\frac{z_e}{z_0} \right) \right)^2 \times \left(1 + \frac{7}{\ln \left(\frac{z_e}{z_0} \right)} \right)$$

Voor c_{dir} wordt in de Nationale Bijlage een factor 1,0 aanbevolen. c_{prob} is relevant indien een andere referentieperiode dan 50 jaar wordt aangehouden.

2.2 Van Brienoord windbelasting

Voor het herontwerp van de beweegbare delen van de van Brienoordbrug heeft TNO in een eerder onderzoek [9] de karakteristieke (50-jaar) windsnelheden afgeleid. Ook is de nieuw afgeleide ontwerpwindbelasting vergeleken met de ontwerp-windbelasting uitgaande van NEN 6786-1. Ten behoeve van deze vergelijking is in [9] ook een fysisch model voor de windbelasting voorgesteld. Dit model komt overeen met het model volgens NEN 6786-1, zoals gepresenteerd in paragraaf 2.1.1 met uitzondering van de definitie voor de stuwdruk. In dat rapport wordt de piekstuwdruk als volgt gedefinieerd:

$$q_p(z_e) = \frac{1}{2} \rho \left(c_{dir} c_{seas} c_{prob} c_o \sqrt{\psi_t} \bar{v}_{ref,k} 0,19 \left(\frac{z_0}{z_{0,ref}} \right)^{0,07} \ln \left(\frac{z_e}{z_0} \right) \right)^2 \times \left(1 + \frac{7 k_l}{c_o \ln \left(\frac{z_e}{z_0} \right)} \right)$$

Hierbij worden de parameters als volgt gedefinieerd:

ρ	de dichtheid van de lucht, gelijkgesteld aan 1,25 kg/m ³
$\bar{v}_{ref,k}$	de karakteristieke waarde voor de 10 minuut gemiddelde windsnelheid op 10 m hoogte boven maaiveld bij terreinruwheidslengte $z_0 = 0,05$ m gerelateerd aan het gemiddeld aantal uren per jaar niet bedienbaar ($T_{ref}=50$ jaar) [m/s]
ψ_t	Windduurfactor; de openingsduur wordt expliciet meegenomen in de afleiding van de karakteristieke windsnelheden $v_{ref,k}$. De windduurfactor voor de situatie ‘vasthouden’ is dan ook uiteindelijk niet toegepast.
z_0	de terreinruwheidslengte [m]
$z_{0,ref}$	referentieruwheidslengte $z_{0,ref}=0,05$ m [m]
z_e	de referentiehoogte [m]
k_l	turbulentiefactor (=1,0) [-]

- c_{dir} windrichtingsfactor [-]
- c_{prob} waarschijnlijkheidsfactor [-]
- c_{seas} seizoensfactor (voor tijdelijke constructies) [-]
- $c_o(z_e)$ orografiefactor op referentiehoogte z_e [-]

2.3 Stochastische windbelastingmodellen

Een samenvatting van enkele stochastische windbelastingmodellen wordt gegeven. Deze modellen zijn in meer of mindere mate gebaseerd op het werk van Davenport. Dit werk wordt daarom eerst gepresenteerd. Vervolgens worden het model uit de JCSS Probabilistic Model Code [10] en uit TNO-achtergrondrapport bij de NEN6786-1 [11] gegeven.

2.3.1 Onzekerheden in windbelasting door Davenport

Het werk van Davenport [12], [13], [14] staat aan de basis van de meeste stochastische beschrijvingen van de windbelasting op constructies, zoals het model in de JCSS Probabilistic Model Code [10] in volgende paragraaf. Davenport beschrijft de onzekerheden in de windbelasting aan de hand van de Davenport ‘wind loading chain’. De windbelasting (per eenheid oppervlak) wordt in dit geval gegeven door:

$$w = q c_e c_p c_{str}$$

Met:

- q = de gemiddelde stuwdruk in open veld
- c_e = de blootstellingsfactor (terreinvloeden)
- c_p = de drukcoëfficiënt
- c_{str} = de constructie responsiefactor inclusief vlagfactor en dynamische effecten

Davenport beschouwde de onzekerheden in alle relevante parameters, waaronder de modelonzekerheid. Alle variabelen worden gekarakteriseerd aan de hand van een gemiddelde waarde en de variatiecoëfficiënt. Hij definieert de gemiddelde waarde van de parameters aan de hand van de gespecificeerde, ofwel normwaarde. Dit wordt de ‘mean-over-specified’ waarde genoemd. De door Davenport voorgestelde parameters zijn te vinden in [Tabel 2.1](#).

Tabel 2.1: Voorgestelde stochastische eigenschappen parameters in windbelasting door Davenport [14]

Parameter	Mean-over-specified	Variatiecoëfficiënt
$q_{50\ year}$	0,8	0,2 – 0,3
c_e	0,8	0,1 – 0,2
c_p	0,9	0,1 – 0,2
c_{str}	1,0	0,1 – 0,2
ζ (damping)	1,0	0,4 – 0,5

2.3.2 JCSS Probabilistic Model Code [10]

In de Probabilistic Model Code (PMC) van de JCSS [10] wordt een stochastisch windbelastingmodel voorgesteld. Voor dit windbelastingmodel wordt onderscheid gemaakt tussen twee typen constructies; starre constructies en constructies gevoelig voor dynamische effecten. Waarbij het tweede type relevant is voor de beweegbare bruggen in

dit onderzoek. Voor constructies die gevoelig zijn voor dynamische effecten (eigenfrequentie < 1 Hz):

$$w = c_d c_a c_g c_r \bar{Q}_{ref} = c_d c_a c_e \bar{Q}_{ref}$$

Deze formule wordt vervolgens vertaald naar een kracht door de referentie oppervlakte van de brug mee te nemen:

$$F_{w,d} = \gamma_w c_d c_a c_e \bar{Q}_{ref} A_{ref}$$

Met:

\bar{Q}_{ref} = de referentie gemiddelde stuwdruk

c_r = de ruwheidsfactor

c_g = de vlagfactor

c_a = de aerodynamische factor

c_d = de dynamische factor

$$\bar{Q}(z) = \frac{1}{2} \rho_{air} \bar{U}^2(z)$$

Waarbij \bar{U} de gemiddelde windsnelheid is op een hoogte z boven maaiveld, in m/s. Voor de onderste 200 meter van de grenslaag hoeft alleen de eerste term van onderstaande formule te worden beschouwd [15] voor de gemiddelde windsnelheid.

$$\bar{U}(z) = \frac{1}{k} u_* (z_0) \left(\ln \left(\frac{z}{z_0} \right) + 5.75 \frac{z}{\delta} - 1.87 \left(\frac{z}{\delta} \right)^2 - 1.33 \left(\frac{z}{\delta} \right)^3 + 0.25 \left(\frac{z}{\delta} \right)^4 \right)$$

In dit geval wordt het dus:

$$\bar{U}(z) = \frac{1}{k} u_* (z_0) \ln \left(\frac{z}{z_0} \right)$$

De definitie van de stochasten volgens de JCSS PMC is weergegeven in Tabel 2.2.

Tabel 2.2: Stochasten windbelastingmodel in Probabilistic Model Code [10]

Parameter	Ratio verwacht/berekend	Variatiecoëfficiënt, V	Referentie
\bar{Q}_{ref}	0.8	0.2-0.3	Davenport, 1987
c_r	0.8	0.1-0.2	
c_a – pressure coefficients	1.0	0.1-0.3	
	1.0	0.1-0.15	
c_g	1.0	0.1-0.15	
c_d	1.0	0.1-0.2	

De vlagfactor c_g wordt als volgt geformuleerd:

$$c_g(z) = \frac{q_{peak}}{\bar{Q}(z)} = 1 + g V_q = 1 + g [2 I_u(z)]$$

De aerodynamische vormfactor, c_a , is de ratio aerodynamische druk door wind op een oppervlak en de componenten van de stuwdruk. Aerodynamische druk werkt loodrecht op

het oppervlak. Bij conventie wordt c_a verondersteld positief te zijn voor drukken en negatief voor zuigkrachten.

Omdat de druk die op een oppervlak wordt uitgeoefend niet gelijkmatig verdeeld is over het hele oppervlak of over de verschillende oppervlakken van een gebouw, moeten de aerodynamische coëfficiënten afzonderlijk worden berekend voor de verschillende delen en oppervlakken van een gebouw.

Er zijn twee verschillende benaderingen voor de praktische beoordeling van windeffecten op stijpe constructies: met behulp van drukcoëfficiënten en met behulp van krachtcoëfficiënten.

- In het eerste geval is de windkracht het resultaat van de sommatie van aerodynamische krachten loodrecht op een bepaald oppervlak. Deze is bedoeld voor delen van de constructie.
- In het tweede geval is de windkracht het product van de snelheidsdruk vermenigvuldigd met de totale krachtcoëfficiënt vermenigvuldigd met de frontale oppervlakte van het gebouw. Deze benadering wordt gebruikt in berekeningsprocedures voor structurele respons.

2.3.2.1 Toekomstige ontwikkelingen JCSS PMC [16]

In Steenberg en Vrouwenvelder [17] wordt een geüpdatete JCSS PMC windbelastingmodel voorgesteld. De windbelasting wordt daarin gegeven volgens één van onderstaande twee formules (afhankelijk of men werkt met druk- of met krachtcoëfficiënten):

$$F_{w,k} = F_{w,e,k} + F_{w,i,k} + F_{fr,k} = c_{sd,k} \sum_i c_{pe,k}^i q_{p,k} A_{ref}^i + \sum_i c_{pi,k}^i q_{p,k} A_{ref}^i + c_{fr} q_{p,k} A_{fr}$$

$$F_{w,d} = \gamma_w c_{sd} \sum q_p c_f A_{ref}$$

c_{pe} , c_{pi} , c_{fr} zijn respectievelijk de externe druk-, interne druk- en frictie-coëfficiënten c_{sd} is de bouwwerkfactor, die gelijk is aan een eenheid voor constructies die niet gevoelig zijn voor dynamische effecten en kleine afmetingen hebben. De krachtcoëfficiënten methode evalueert de karakteristieke windbelasting op een constructie door middel van een krachtcoëfficiënt c_f .

De karakteristieke piekstuwdruk wordt in beide gevallen berekend aan de hand van de A. G. Davenport wind loading chain:

$$q_p = \frac{1}{2} \rho (c_{dir} c_{season} c_{alt} c_o c_r v_{max})^2 c_g$$

Waarbij c_{dir} gaat over de richtingsafhankelijkheid, c_{seas} over de seizoen afhankelijkheid, c_{alt} over de hoogte, c_o de orografie factor en c_r de ruwheidsfactor (beschrijft de drukvariatie met de hoogte). De bouwwerkfactor kan worden geschreven als c_{sd} en houdt rekening met het niet gelijktijdig optreden van piekwinddrukken op het oppervlak (c_s) en de dynamische effecten (c_d). De vlagfactor c_g is de verhouding tussen de pieksnelheidsdruk en de gemiddelde snelheidsdruk.

Alle stochastische parameters kunnen worden gevonden in [Tabel 2.3](#). Deze is vrijwel gelijk aan de stochasten van JCSS wind [10]. Er dient op gelet te worden dat de c_g en c_r hier als kwadraten zijn geformuleerd.

Tabel 2.3: Stochastische parameters zoals beschreven in [17]

Parameter	Omschrijving	Type verdeling	Bias	V	Karakteristiek fractiel
c_r^2	Ruwheidsfactor	Lognormal	0,8 ⁽⁹⁾	10 - 20%	$F_{C_r}(\mu_{C_r})$
c_g^2	Vlaagfactor	Lognormal	1,00	10 - 15%	$F_{C_g}(\mu_{C_g})$
C_{pe}	Externe drukcoëfficiënt	Gumbel	1,00 ^(*)	10-30% (14% for wind tunnel test)	80%
C_{pi}	Interne drukcoëfficiënt	Gumbel		10-30%	78%
C_{fr}	Frictiecoëfficiënt		1,00		78%
C_f	Krachtcoëfficiënt	Gumbel	1,00 ^(*)	10 - 15 %	78%
$\bar{U}_{max, 1yr}^2$	Gemiddelde stuwdruk (1 jaar maximum)	Gumbel	1,00	20 - 40%, take 23% if no information is available	98%

2.3.3 Achtergronden bij NEN 6786-1: B-90-342 [11]

De winddruk op een constructie wordt in TNO achtergrondrapport B-90-342 [11] beschreven als:

$$w = C_t E G p$$

Met:

p = de uurgemiddelde stuwdruk

C_t = de winddrukcoëfficiënt

E = de factor voor de invloed van obstakels in de directe omgeving

G = de vlaagfactor

De partiële factor is vervolgens bepaald, rekening houdend met de spreiding in deze variabelen, zoals weergegeven in [Tabel 2.4](#).

Ook de invloed van het dynamische gedrag van de brug door windbelasting wordt beschouwd op basis van simulaties. Op een dynamisch model van een beweegbare brug gemodelleerd als een vereenvoudigd massaveersysteem zijn verschillende windsignalen gezet waarna de variatiecoëfficiënt in het belastingeffect, zoals het maximale koppel M_w , is afgeleid. In dat geval wordt de partiële factor bepaald door de spreiding in de variabelen p , C_t , E en M_w .

De partiële factor in [11] wordt afgeleid op een zeer versimpelde wijze met afgeleide benaderingsformules voor lognormale of dubbel-exponentieel (Gumbel) verdeelde variabelen, hieronder samengevat.

De partiële factor op de windbelasting wordt geschreven als het product van de veiligheidscoëfficiënt voor de stuwdruk p en de overige factoren, samengevat tot C :

$$\gamma_w = \gamma_c \gamma_p$$

Met:

$$\gamma_p = 1 + 1,43\alpha_p\beta V(p)$$

$$\gamma_C = \exp[\alpha_C\beta V(C)]$$

Hierin is β de doelbetrouwbaarheid van de constructie, V de variatiecoëfficiënt en α de gevoeligheidsfactor voor de betreffende variabele. Standaardwaarden voor α worden gehanteerd waarbij de totale gevoeligheidsfactor voor de belastingvariabele w als $\alpha_w = 0,7$ wordt aangenomen (consistent met de huidige aanbeveling in EN1990 [18]). Daarbij wordt aangenomen dat $\alpha_p = \alpha_C = 0,5$.

In het geval van de winddruk op een constructie wordt C gegeven als: $C = C_tEG$. De variatiecoëfficiënt voor C wordt gegeven als:

$$V^2(C) = V^2(C_t) + V^2(E) + V^2(G)$$

In het geval van de windbelasting op een bewegingswerk wordt C gegeven als: $C = C_tEM$. De variatiecoëfficiënt voor C wordt gegeven als:

$$V^2(C) = V^2(C_t) + V^2(E) + V^2(M)$$

Hieruit volgt voor beide beschouwingen $\gamma_w = 1,8$.

Tabel 2.4: Stochastische parameters in B-90-342 [11]

Parameter	Omschrijving	Type verdeling	Bias	V	Bron
C_t	Winddrukcoëfficiënt	Lognormaal	1,00	12%	[19]
E	invloed van obstakels in de directe omgeving	Lognormaal	1,00	11%	[20]
G	Vlaagfactor	Lognormaal	1,00	16%	[20]
p	Uur gemiddelde stuwdruk (1 jaar maximum)	Gumbel	1,00	20%	[20]
M_w	Maximale koppel uit simulaties	Lognormaal	1,00	4-18% (afhankelijk van simulatie)	[11]

3 Voorstel windbelastingmodel

In dit hoofdstuk wordt voor zowel een fysisch model voor de windbelasting(effecten) uit het val op het bewegingswerk als een stochastisch model gedefinieerd. Het fysisch model beschrijft een voorstel voor de (karakteristieke waarde van de) windbelasting(effecten) voor de definitie van de nieuwe NEN 6786-1. Het stochastisch model beschrijft de onzekerheden in deze windbelasting en zal worden gebruikt in de kalibratie van de partiële factor voor wind.

3.1 Fysisch model (voorstel voor normmodel)

We stellen de volgende generieke procedure voor naar aanleiding van voorgaande beschouwing van bestaande normmodellen. We sluiten hierbij integraal aan bij NEN-EN 1991-1-4:2011 [8], zodat bij het ontwerp en toetsing van de bewegingswerken zoveel mogelijk dezelfde uitgangspunten gelden als die voor het vaste deel van de brug.

De aanduidingen van de parameters komen niet exact overeen met de aanduidingen in de TNO-memo Overbelasten overbrenging [21]. Zo worden in dit rapport de parameters c_s , c_d en C_t gekozen, waar in het memo wordt gekozen voor de bouwwerkfactor $c_s c_d$ en de krachtcoëfficiënt c_f .

Het moment en de belasting (kracht) uit het val op het bewegingswerk ten gevolge van de wind wordt als volgt bepaald:

$$M_{w,d;brug} = \gamma_w 1,05 c_s c_d C_t \sum (q_p(z_e) S)$$

$$F_{w,d;brug} = \gamma_w 1,05 c_s c_d C_t q_p(z_e) A_{val}$$

$$q_p(z_e) = \frac{1}{2} \rho \left(c_{dir} c_{prob} c_o \bar{v}_{ref,k} 0,19 \left(\frac{z_0}{z_{0,ref}} \right)^{0,07} \ln \left(\frac{z_e}{z_o} \right) \right)^2 \times \left(1 + \frac{7 k_l}{c_o \ln \left(\frac{z_e}{z_o} \right)} \right)$$

- q_p de piekwaarde voor de stuwdruk op hoogte z_e
- c_s de afmetingsfactor
- c_d de dynamische factor
- C_t de windvormfactor (in TNO-memo Overbelasten overbrenging [21] ook wel aangeduid als c_f , de krachtcoëfficiënt voor de constructie of het constructie-element volgens NEN-EN 1991-1-4 [22])
- S het statisch moment van het oppervlak belast door de wind in m^3
- A_{val} de oppervlakte belast door de wind in m^2
- ρ de dichtheid van de lucht, gelijk aan $1,25 \text{ kg/m}^3$
- $\bar{v}_{ref,k}$ de karakteristieke waarde voor de 10-min gemiddelde maximale windsnelheid tijdens opening bij een gemiddeld aantal uren per jaar niet-bedienbaar op 10 m hoogte boven maaiveld voor terreinruweidslengte $z_{0,ref} = 0,05 \text{ m}$ [m/s]
- z_0 de terreinruweidslengte

$z_{0,ref}$	de referentiewaarde voor de terreinruweheidslengte $z_{0,ref} = 0,05$ m (in de TNO-memo Overbelasten overbrenging [21] wordt deze parameter aangeduid als $z_{0,II}$ volgens terreincategorie II volgens NEN-EN 1991-1-4 [22])
z_e	de referentiehoogte
k_l	turbulentiefactor (=1,0)
c_{dir}	windrichtingsfactor $c_{dir} = 1,0$
c_{prob}	waarschijnlijkheidsfactor
$c_o(z_e)$	orografiefactor op referentiehoogte z_e $c_o(z_e) = 1,0$

Voor de factoren c_{dir} en $c_o(z_e)$ worden hier waarden van 1,0 voorgesteld. Voor verdere achtergrond van deze factoren en de voorgestelde waarden, zie respectievelijk paragraaf 4.1.8 en 4.2.2.1. Voor de karakteristieke waarde van de overige factoren, zie hoofdstukken 4 en 5., zie ook [Tabel 3.1](#) voor de verwijzing naar de specifieke formule.

3.2 Stochastisch model

Voor het stochastisch windbelastingmodel sluiten we aan bij de methodiek volgens JCSS PMC [10] met enkele aanpassingen specifiek voor bewegingswerken (zoals de vormfactor C_t en de definitie van de windsnelheid). Hierbij horen de volgende formules:

$$M_{w,d;brug} = \theta_{model} c_s c_d C_t \sum (q_p(z_e) S) \quad (3.1)$$

$$F_{w;brug} = \theta_{model} c_s c_d C_t \sum (q_p(z_e) A_{ref}) \quad (3.2)$$

$$q_p(z_e) = \frac{1}{2} \rho (c_r v_{max})^2 c_g \quad (3.3)$$

In de formulering van de piekstuwdruk q_p worden de c_{seas} , c_{dir} en c_{alt} expliciet weggelaten, omdat deze of niet relevant zijn (c_{seas} en c_{alt}) of in rekening zullen worden gebracht (c_{dir}) in de windsnelheid v_{max} mits relevant. v_{max} is in dit geval de windsnelheid, gegeven een bepaalde openingsduur en mate van niet-beschikbaarheid. In dit onderzoek wordt uitgegaan van een omni-directionele windsnelheid, wat inhoudt dat de windsnelheid voor alle windrichtingen samen wordt beschouwd. Dit betreft voor alle windrichtingen een conservatieve benadering. De mate van conservatisme is verschillend voor de verschillende windrichtingen. Met de gehanteerde definitie van z_e (zie memo terreinruweheid en paragraaf 4.2) kan de invloed van orografie (c_o) in Nederland verwaarloosd worden.

Voor de definitie van de onzekerheden van de parameters wordt in veel gevallen aangesloten bij het nieuwe voorstel voor de JCSS PMC wind [17] (paragraaf 2.3.2.1). Dit komt grotendeels overeen met de huidige versie van de JCSS PMC [10]. Voor enkele parameters is aanvullend onderzoek gedaan mits er informatie beschikbaar was; dit betreffen de parameters c_g , C_t , c_d en v_{max} . De waarden voor de verschillende parameters worden gegeven in [Tabel 3.1](#). De niet in deze tabel opgenomen parameters worden als deterministische parameters meegenomen; dit betreffen A_{ref} , S_{mom} , z_e en ρ . Verdere uitwerking van de individuele parameters en onderbouwing voor de aangehouden stochastische eigenschappen wordt gegeven in hoofdstukken 4 en 5.

Tabel 3.1: Voorstel parameterwaarden stochastisch windbelastingmodel

Parameter	Omschrijving	Type verdeling	Specified	Mean-over-specified	V	Karakteristiek fractiel	Bron
c_r^2	Ruwheidsfactor	Lognormaal	Zie formule (4.1)	0,8	10 %	$F_{C_r}(\mu_{C_r})$	JCSS [10] (Davenport, 1987 [23])
c_g	Vlaagfactor	Lognormaal	Zie formule (4.8)	1,0	10 %	$F_{C_g}(\mu_{C_g})$	JCSS / van der Brink (2020) [24]
v_{max}	Verdelingsfunctie 10-min gemiddelde windsnelheid tijdens opening op hoogte 10 m en bij terreinruwheid $z_0 = 0,05$ m	Empirische verdelingsfunctie	-	1,0	Uit data	2% kans van overschrijden per jaar - afhankelijk van aantal openingen per jaar	Data KNMI [25]
C_t	Vormfactor	Gumbel	Grafiek C_t uit NEN6786-1:2017 [6], zie ook Figuur 2.1	1,0	10 %	$F_{C_t}(\mu_{C_t}) = 0,57$	Windtunnelonderzoeken / JCSS [10]
c_s	Afmetingsfactor	Deterministisch	Zie formule (5.11)	1,0	-	-	-
c_d	Dynamische factor	Lognormaal	Zie formule (5.12) en (5.13) t/m (5.30)	1,0	10 %	$F_{C_d}(\mu_{C_d})$	JCSS / variatiestudie [10]
θ_{model}	Modelonzekerheid belastingeffecten	Normaal	-	1,0	5 %	-	JCSS [10]

De kolom ‘Mean-over-specified’ houdt in dat deze waarde geldt als gemiddelde waarde gedeeld door de gespecificeerde waarde van de parameter in de kolom ‘Specified’. De gemiddelde waarde van de parameter wordt daarmee dus gerelateerd aan de gespecificeerde waarde in de norm. De kolom ‘Karakteristiek fractiel’ bevat de waarde van de parameter waarbij de karakteristieke waarde gevonden wordt op basis van onderzoek en metingen zoals aangegeven in kolom ‘Bron’. Deze waarde wordt in de praktijk vaak niet op deze manier toegepast omdat de karakteristieke waarde door de norm wordt voorgeschreven. Voor de windsnelheid geldt een karakteristieke waarde die een 2% kans van overschrijden heeft. Deze definitie wordt gebruikt in dit onderzoek. Voor de overige factoren geldt dat de hier genoemde definitie niet wordt gebruikt in dit onderzoek en alleen de combinatie van de kolommen ‘mean-over-specified’ en ‘specified’ gebruikt wordt.

4 Stuwdruk – parameters in windbelastingmodel

4.1 Windklimaat

4.1.1 Achtergrond

Het windklimaat, of de windsnelheid zelf, is een belangrijke parameter in het windbelastingmodel met een grote mate van onzekerheid. Voor de definitie van de windsnelheid wordt aangesloten bij de gangbare methodiek door deze op te splitsen in een gemiddelde windsnelheid en een fluctuerend deel door turbulentie. Het windklimaat wordt beschreven door de statistiek van de gemiddelde windsnelheid in een uur of 10 minuten. De fluctuaties binnen dat uur of 10 minuten zijn gerelateerd aan de terreinruwheid, en dit wordt behandeld in paragraaf 4.3.

De windsnelheid is in dit onderzoek gedefinieerd als de extreme 10-minuten gemiddelde windsnelheid gedurende een opening van de brug met een herhalingsperiode van 50 jaar op hoogte 10 m en bij terreinruwheid $z_{0,ref} = 0,05$ m. Deze definitie is consistent met EN1991-1-4 [8]. Het verschil is echter dat in de definitie EN1991-1-4 geen rekening wordt gehouden met een opening van de brug; de brug gaat maar voor een bepaalde tijd open en niet bij een windsnelheid boven een vooraf gedefinieerde waarde (de stuursnelheid). De karakteristieke waarde van de windsnelheid is in EN 1991-1-4 [8] gedefinieerd als de windsnelheid met een kans van overschrijden van 2% per jaar, of een herhalingsperiode van 50 jaar. Echter, dient in dit geval rekening gehouden te worden met het openingsregime. Hierbij is de openingsduur en het aantal openingen per jaar van invloed. Daarnaast is in dit geval ook de stuurwaarde van de windsnelheid van belang die hoort bij een mate van niet-beschikbaarheid per jaar. De karakteristieke waarden voor de windsnelheid die volgen uit de analyses worden verder toegelicht in paragraaf 4.1.6. Hiervoor wordt eerst de verdelingsfunctie van de windsnelheid afgeleid.

De karakteristieke windsnelheid voor Nederland, zoals gegeven in de Nationale Bijlage bij EN 1991-1-4 [7] is gedefinieerd voor drie windgebieden (overeenkomend met de gebieden zoals aangehouden in de oude norm NEN 6702 [26]). Deze windgebieden en hun windstatistiek is gebaseerd op het Rijkkoort-Weibull-model zoals afgeleid door Rijkkoort (KNMI) in 1983 [27] op basis van gemeten data uit de periode tussen 1962 en 1976 [27]. Dit betroffen destijds uurgemiddelde windsnelheden. De karakteristieke waarden (50 jaar herhalingsperiode) zijn iets aangepast met de verandering van de TGB 1990 [28] naar de Eurocode. Dit komt door veranderingen van de gehanteerde definities, zoals de verandering van uurgemiddelden naar 10 minuten gemiddelden, van 12,5 jaar als herhalingsperiode naar 50 jaar, en van een standaardterreinruwheid van 0,03 m naar 0,05 m.



Gebied I: in Noord-Holland alle gemeenten ten noorden van de gemeenten Heemskerk, Uitgeest, Wormerland, Purmerend en Edam-Volendam.

Figuur 4.1: Indeling van Nederland in drie windgebieden volgens [7].

In dit onderzoek wordt de verdelingsfunctie van de windsnelheid tijdens opening afgeleid op basis van 10-minuten gemiddelde windsnelheden gemeten bij verschillende windstations in Nederland. De verdelingsfunctie van de extreme 10-minuten gemiddelde wind tijdens een opening hangt af van het gemiddeld aantal uren per jaar niet-bedienbaar zijn van de brug en de daarbij horende stuursnelheid en de gemiddelde openingsduur. In paragraaf 4.1.2 wordt de gebruikte windsnelheidsdata beschreven. Paragraaf 4.1.3 geeft de afleiding van de stuursnelheden behorende bij verschillende mate van niet-beschikbaarheid. Paragraaf 4.1.5 beschrijft de simulatieprocedure die is gebruikt om de verdelingsfunctie van de maximale windsnelheid tijdens opening van de brug af te leiden.

4.1.2 Analyse windsnelheden

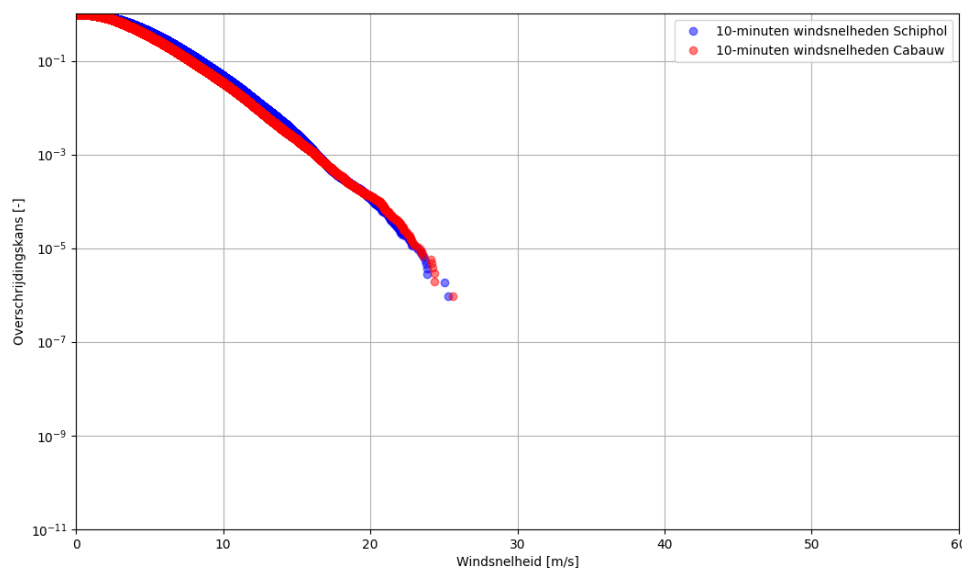
We kijken in eerste instantie naar de data van windstations Cabauw en Schiphol. Schiphol ligt in windgebied II en ligt aan de basis van de windstatistiek voor dit windgebied. Cabauw ligt op de grens tussen windgebied II en windgebied III, maar ligt zodanig op de grens dat het windklimaat in Cabauw eerder overeenkomt met windgebied II.

De ruwe data van de 10 minuut gemiddelde windsnelheden van het station Schiphol wordt verkregen van het KNMI Data Platform [25]. Voor Schiphol hebben we de 10 minuut gemiddelde data voor het hoofdstation van Schiphol (240_18Cm27) op sensorhoogte (M), op 10 m hoogte (M10) (eenheid beiden m/s) en de windrichting (ϕ) (eenheid graad, ten opzichte van Noord) voor de periode april 2003 t/m december 2023 verkregen.

Om metingen van meetstations bij verschillende ruwheden met elkaar te kunnen vergelijken worden de metingen teruggerekend alsof deze (potentieel) bij een standaard ruwheid van 3 cm zijn gemeten, volgens de door het KNMI gehanteerde methode zoals beschreven in [29]. Hiervoor zijn correctiefactoren te vinden in 8.

In de norm worden basiswindsnelheden geformuleerd bij een ruwheid van 5 cm. Om die reden wordt de ruwheid vervolgens omgerekend van 3 cm naar een ruwheid van 5 cm. Dit gebeurt volgens de methode van Wieringa, zie ook 8.

Voor Cabauw is de 10 minuten data gebruikt zoals deze beschikbaar was uit eerder onderzoek voor de Brienoordbrug beschreven in het TNO-rapport [9]. Deze data is ook gecorrigeerd volgens de methode beschreven in dat rapport. Dit levert de overschrijdingskansen van de windsnelheden voor Schiphol en Cabauw in [Figuur 4.2](#).



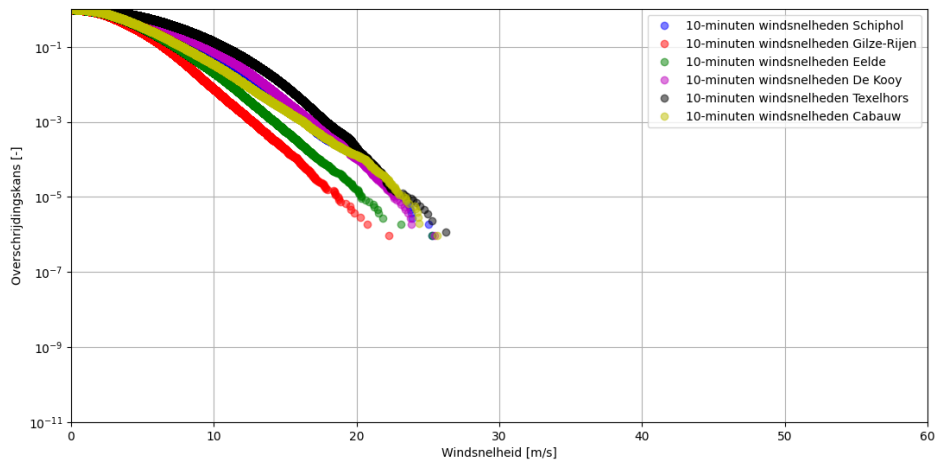
Figuur 4.2: Overschrijdingskansen van 10-minuten windsnelheden voor windstations Schiphol en Cabauw.

Uit [Figuur 4.2](#) kan geconcludeerd worden dat windsnelheden bij Schiphol en Cabauw overeenkomen (hoewel Cabauw volgens NEN-EN1991-1-4/NB [7] op de grens tussen windgebied II en windgebied III ligt). Aangezien windstation Schiphol het station is met de langste historische windreeksen en vaak de basis is voor analyses, is er gekozen om in het veiligheidsbeschouwingonderzoek verder te gaan met de Schiphol data voor windgebied II.

4.1.2.1 Uitbreiding naar meerdere windstations

Naast Cabauw en Schiphol, is dezelfde analyse uitgevoerd voor locaties Gilze-Rijen en Eelde (windgebied III) en De Kooy en Texelhors (windgebied I), zie [Figuur 4.3](#). Deze locaties zijn gekozen omdat hier veel en goede data beschikbaar is. Daarnaast liggen deze stations zoveel mogelijk in de buurt van de stations die aan de basis lagen van de windsnelheden in de EN 1991-1-4/NB [7]. De exacte locaties zijn niet meer te achterhalen en/of zijn geen actieve stations meer. Per windgebied zijn 2 stations gekozen die de verschillende karakteristieken van de wind binnen het windgebied zo goed mogelijk bevatten; De Kooy in de kop van Noord-Holland en Texelhors op Texel, Eelde in Groningen (noorden van windgebied III) en Gilze-Rijen in Brabant (zuiden van windgebied III).

Hieruit blijkt dat lagere windsnelheden worden gevonden voor windgebied III en hogere windsnelheden worden gevonden voor windgebied I, zoals verwacht. Voor windgebied III geeft Eelde de hoogste windsnelheden.



Figuur 4.3: Overschrijdingskansen van 10-minuten windsnelheden voor 6 windstations.

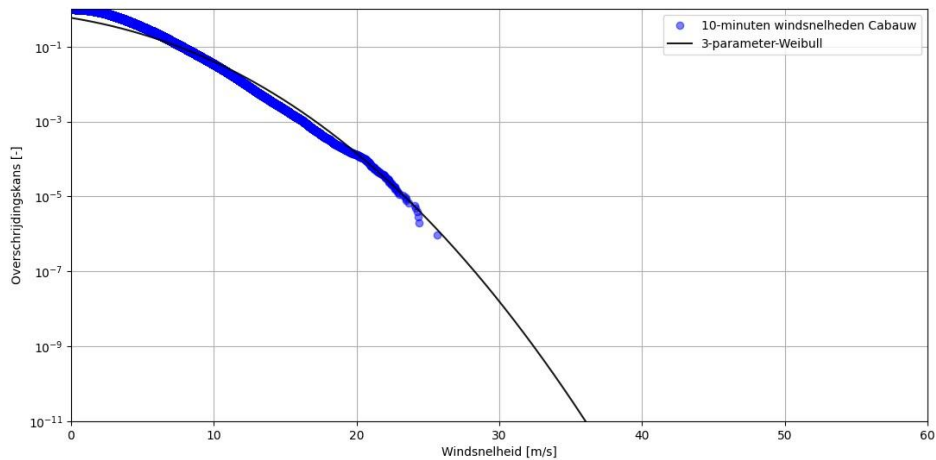
4.1.2.2 Fitten van verdelingsfunctie op de 10-minuten windsnelheden

In deze paragraaf nemen we het windstation bij Cabauw als voorbeeld. Voor een fit op de staart van de verdeling is hierbij een 3-parameter-Weibull verdeling gebruikt in combinatie met een drempelwaarde van 21 m/s, zie [Figuur 4.4](#). De drempelwaarde houdt in dat windsnelheden onder de 21 m/s niet worden meegenomen in de fit. Deze 3-parameter-Weibull verdeling bleek de beste fit op basis van de maximum likelihood methode volgens TNO in-house software [30]. Dit is niet hetzelfde type verdelingsfunctie als die gebruikt wordt door Rijkooort-Weibull [27], maar deze verdelingsfunctie laat wel het verwachte, afbuigende gedrag zien, en een Weibull-verdeling wordt vaker gebruikt voor het fitten van windsnelheden. Voor de 3-parameter Weibull-verdeling geldt de volgende cumulatieve kansverdelingsfunctie:

$$F(x) = 1 - e^{-\left(\frac{x-y}{\alpha}\right)^\beta} \tag{4.1}$$

Waarin:

- y locatieparameter, hier gelijk aan -8.82, volgens TNO in-house softwarepakket
- α schaalparameter, hier gelijk aan 11.50, volgens TNO in-house softwarepakket
- β vormparameter, hier gelijk aan 2.37, volgens TNO in-house softwarepakket



Figuur 4.4: De nieuwe 3-parameter-Weibull fit voor de 10-minuten gemiddelde windsnelheden gemeten bij meetstation Cabauw.

Voor de andere windstations wordt dezelfde methode gebruikt, en resulterende parameters voor de 3-parameter Weibull-verdeling zijn opgenomen in het rapport Veiligheidsbeschouwing 2025.

Wanneer we de openingen van de beweegbare brug gaan simuleren, wordt de 3-parameter Weibull-verdeling gebruikt voor het simuleren van windsnelheden boven de drempelwaarde, en de daadwerkelijke datapunten worden gebruikt voor de windsnelheden onder de drempelwaarde.

4.1.3 Stuursnelheden per windstation

De stuursnelheid hangt samen met de mate van niet-beschikbaarheid en wordt afgeleid uit de windstatistiek. Voor alle beschouwde windstations zijn de stuursnelheden behorende bij verschillende mate van niet-beschikbaarheid afgeleid.

We gebruiken een binominale verdeling voor het berekenen van stuursnelheden, waarbij N het totaal aantal samples van de windsnelheid geeft, en k het aantal samples boven de stuursnelheid. We kijken naar een reeks van 10-minuten samples van windsnelheden overeenkomend met 1 jaar op basis van bijvoorbeeld de windsnelheden van het windstation Schiphol. We realiseren met succes een gezochte niet-beschikbaarheid $\left(\frac{k}{N}\right)$ wanneer van de N samples er k boven de stuursnelheid liggen en $(N - k)$ onder de stuursnelheid liggen. Elke reeks met de gezochte k en $(N - k)$ heeft dezelfde kans: $p^k (1 - p)^{N-k}$. Er zijn verschillende mogelijkheden in rangschikkingen van de reeksen, en dat leidt ertoe dat er $\binom{N}{k}$ verschillende reeksen mogelijk zijn. Er wordt berekend welke stuursnelheid gemiddeld de grootste kans heeft om de gezochte (on)beschikbaarheid te geven, volgens:

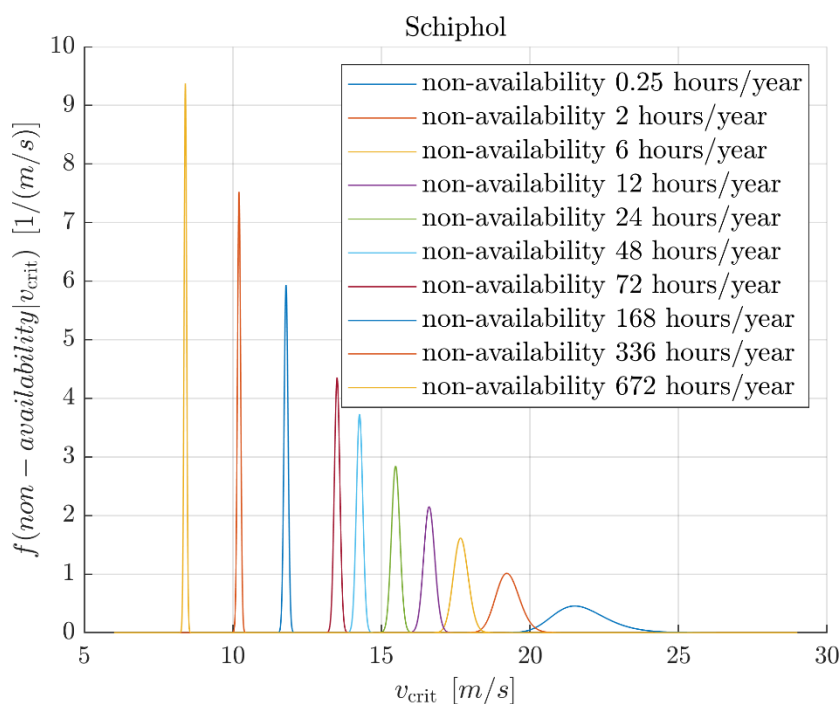
$$P\left(\text{onb} = \frac{k}{N} \mid v = v_{crit}\right) = \binom{N}{k} [1 - F(v_{crit})]^k F(v_{crit})^{(N-k)} \quad (4.2)$$

$$v_{crit} = \max_{v_{crit}} \{P(onb = \frac{k}{N} | v = v_{crit}) = \binom{N}{k} [1 - F(v_{crit})]^k F(v_{crit})^{(N-k)}\} \quad (4.3)$$

Per waarde voor v_{crit} kan de verwachtingswaarde van (het gemiddelde van) de onbeschikbaarheid worden bepaald:

$$E(onb | v = v_{crit}) = \int onb(k) f_{onb}(k, v_{crit}) dk \quad (4.4)$$

Uit een dergelijke reeks van $E(onb | v = v_{crit})$ met $v_{crit} = [6:30]$ kunnen de v_{crit} waarden worden opgezocht die horen bij de vereiste onbeschikbaarheid. De v_{crit} is de waarde met de hoogste kansdichtheid, $f(non - availability | v_{crit})$, ook wel gelijk aan de verwachtingswaarde (E).



Figuur 4.5: De kansdichtheden voor windsnelheden die leiden tot bepaalde niet-beschikbaarheid voor de windsnelheden bij Schiphol.

De resulterende stuursnelheden voor Cabauw en Schiphol zijn te vinden in Tabel 4.1. Hierin zijn de windsnelheden bij een referentieruwheid $z_0=0,05$ m weergegeven, zoals aangehouden in dit onderzoek en conform EN 1991-1-4 [8]. Ook de windsnelheden bij een ruwheid $z_0=0,2$ m zijn weergegeven, conform NEN6786-1 [6]. Uit de vergelijking blijkt dat nu lagere stuursnelheden worden gevonden dan aangehouden in NEN6786-1.

4.1.3.1 Uitbreiding naar meerdere windstations

In Tabel 4.2 zijn de stuursnelheden voor de overige 4 beschouwde stations per windgebied weergegeven. Ook de waarden volgens de huidige NEN 6786-1 [6] zijn weergegeven, omgerekend naar $z_0=0,05$ m. In alle gevallen worden lagere windsnelheden gevonden dan in de huidige NEN 6786-1.

Tabel 4.1: Stuursnelheden voor Cabauw, Schiphol en NEN6786-1 [6]

Gemiddeld aantal uren niet-bedienbaar ten gevolge van wind	Stuursnelheid(v_{krit}) m/s 10 minuten gemiddelde op 10 m hoogte					
	Cabauw		Schiphol		NEN 6786-1 Windgebied II	
	$z_{0,ref}=0,05m$	$z_0=0,2m$	$z_{0,ref}=0,05m$	$z_0=0,2m$	$z_{0,ref}=0,05m$	$z_0=0,2m$
Verwaarloosbaar (0,25)	21,7	17,7	21,5	17,5	27,2	22,1
2	19,3	15,7	19,2	15,7	22,0	17,9
6	17,7	14,4	17,7	14,4	20,2	16,4
12	16,6	13,5	16,6	13,5	19,1	15,5
24	15,4	12,6	15,4	12,6	17,8	14,5
48	14,3	11,6	14,3	11,6	16,6	13,5
72	13,5	11,0	13,5	11,0	16,0	13,0
168	11,7	9,5	11,8	9,6	14,3	11,6
336	10,1	8,2	10,2	8,3	12,9	10,5
672	8,3	6,7	8,4	6,9	11,3	9,2

Tabel 4.2: Stuursnelheden voor de overige beschouwde windstations en NEN6786-1 [6] omgerekend naar $z_0=0,05 m$

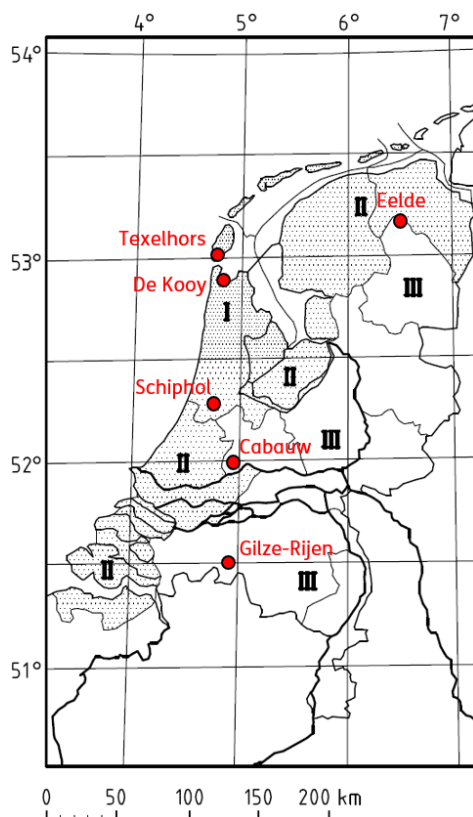
Gemiddeld aantal uren niet-bedienbaar ten gevolge van wind	Windgebied I			Windgebied III		
	DeKooy $z_0=0.05$	TexelHors $z_0=0.05$	NEN 6786-1 [6] omgerekend naar $z_0=0.05$	Eelde $z_0=0.05$	Gilze-Rijen $z_0=0.05$	NEN 6786-1 [6] omgerekend naar $z_0=0.05$
Verwaarloosbaar (0,25)	21,1	21,8	29,7	19	16,9	24,7
2	19	19,9	23,6	16,2	14,7	19,5
6	17,4	18,4	21,9	14,8	13,2	17,7
12	16,4	17,5	20,8	13,8	12,3	16,5
24	15,4	16,6	19,7	12,8	11,4	15,2
48	14,4	15,7	18,3	11,9	10,4	14,1
72	13,8	15,1	17,7	11,4	9,9	13,4
168	12,5	13,8	16,0	10,1	8,8	12,2
336	11,3	12,6	14,7	9	7,9	10,8
672	9,9	11,3	13,2	7,8	6,9	9,5

4.1.4 Stuursnelheden per windgebied

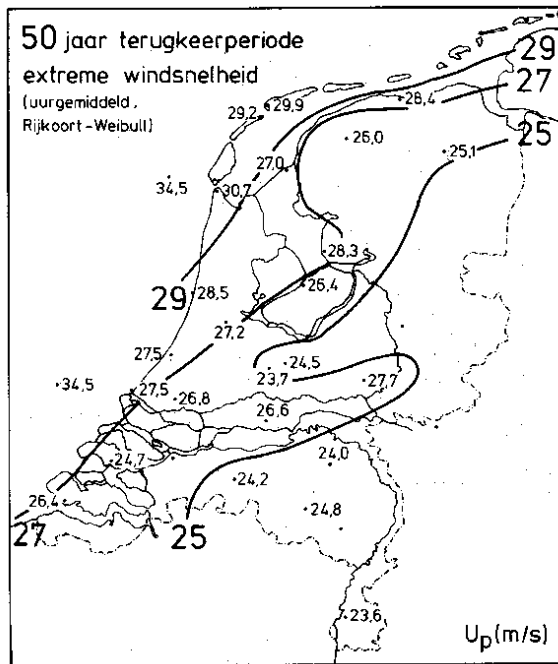
Er zijn twee scenario's uitgewerkt met een keuze voor een stuursnelheden per windgebied.

- In **Scenario 1** wordt voor vaarwegen 1 tot en met 7 gekozen voor de maximale stuursnelheid van de windstations binnen hetzelfde windgebied. Deze keuze is ingegeven door het grote economische belang van deze vaarwegen, zoals vermeld in tabel 1 van de NEN 6786-1:2021. Voor vaarwegen 8 tot en met 10 wordt daarentegen gekozen voor de gemiddelde stuursnelheid van beide relevante windstations, vanwege het geringe economische belang. Deze vaarwegen worden niet expliciet genoemd in tabel 1 van de NEN 6786-1:2021.
- In **Scenario 2** wordt uitgegaan van een gemiddelde beschikbaarheid van vaarwegen binnen een windgebied. Hierbij wordt het meest representatieve windstation voor $\frac{3}{4}$ in de berekening meegenomen, en het tweede windstation voor $\frac{1}{4}$. Concreet betekent dit dat voor de betreffende gebieden de stations De Kooy, Schiphol en Gilze-Rijen voor $\frac{3}{4}$ worden gewogen, en de stations Texelhors, Cabauw en Eelde voor $\frac{1}{4}$. De locaties van de windstations zijn weergegeven in Figuur 4.6. Aanvullend zijn nog enkele correcties doorgevoerd om tot een gemiddelde beschikbaarheid van vaarwegen binnen een windgebied te komen; zie de paragrafen hieronder.

Voor de nieuwe norm is gekozen om Scenario 2 als uitgangspunt te hanteren. De bijbehorende resultaten zijn opgenomen in het memo *Overzicht onderzoeksresultaten TNO betrouwbaarheid bewegingswerken*. De stuursnelheden van Scenario 1 zijn te vinden in Bijlage F.



Figuur 4.6: Windgebieden I, II en III en de geanalyseerde windstations. Figuur aangepast uit [32]



Figuur 4.7: 50 jaar terugkeerperiode van extreme windsnelheid Rijkooort-Weibull [31].

4.1.4.1 Stuursnelheid windgebied I

In Tabel 4.3 zijn de stuursnelheden voor windgebied I (De Kooy en Texel Hors) weergegeven. Voor de resulterende stuursnelheid wordt $\frac{3}{4}$ De Kooy en $\frac{1}{4}$ Texelhors aangenomen. Een uitzondering hierbij is vaarweg 1 van windgebied I. Hierbij wordt gekozen voor 22.8 m/s. De gevonden stuursnelheid bij Texelhors van 21.8 m/s is nagenoeg gelijk aan stuursnelheid van windgebied II. Dit is tegen verwachting in, omdat er in windgebied III hardere wind optreedt. NEN 6786-1:2021 [6] hanteert voor vaarweg 1 stappen van 2.5 m/s. Dit komt niet overeen met onderzoeksresultaten op basis van huidige metingen windstations. Dus hier is een extrapolatie toegepast op basis van de maximale helling van vaarweg 1, windgebied II en III. Dit resulteert in 22.8 m/s. In de tabel zijn ook de windsnelheden bij een referentieruwhoed $z_0 = 0,05$ m weergegeven, zoals aangehouden in dit onderzoek en conform NEN-EN 1991-1-4:2011 [32].

Tabel 4.3: Stuursnelheden voor de windstations De Kooy en Texelhors, en stuursnelheden volgens NEN 6786-1:2021 [6] omgerekend naar $z_0 = 0,05$ m

Gemiddeld aantal uren niet-bediendbaar ten gevolge van wind	Stuursnelheid ($v_{m,stuur}$) in m/s 10-minuten gemiddelde op 10 m hoogte			Resulterende stuursnelheid voor Windgebied I
	De Kooy $z_0=0.05$	Texel Hors $z_0=0.05$	NEN 6786-1:2021 omgerekend naar $z_0=0.05$	
Verwaarloosbaar (0,25)	21,1	21,8	29,7	22,8
2	19	19,9	23,6	19,2
6	17,4	18,4	21,9	17,7
12	16,4	17,5	20,8	16,7
24	15,4	16,6	19,7	15,7
48	14,4	15,7	18,3	14,7

Gemiddeld aantal uren niet-bedienbaar ten gevolge van wind	Stuursnelheid ($v_{m,stuur}$) in m/s 10-minuten gemiddelde op 10 m hoogte			Resulterende stuursnelheid voor Windgebied I
	De Kooy $z_0=0.05$	Texel Hors $z_0=0.05$	NEN 6786-1:2021 omgerekend naar $z_0=0.05$	
72	13,8	15,1	17,7	14,1
168	12,5	13,8	16,0	12,8
336	11,3	12,6	14,7	11,6
672	9,9	11,3	13,2	10,3

4.1.4.2 Stuursnelheid windgebied II

De stuursnelheden voor Cabauw en Schiphol zijn getoond in Tabel 4.4. Voor de resulterende stuursnelheid wordt $\frac{3}{4}$ Schiphol en $\frac{1}{4}$ Cabauw aangenomen. Daarna wordt een verlaging toegepast van -0.7 m/s voor elke vaarweg omdat op basis van de analyses van Rijkooit in Figuur 4.7 blijkt dat de windsnelheden op Schiphol enigszins hoger zijn dan gemiddeld in Windgebied II. In de tabel zijn ook de windsnelheden bij een referentieruwheid $z_0 = 0,05$ m weergegeven, zoals aangehouden in dit onderzoek en conform NEN-EN 1991-1-4:2011 [32].

Tabel 4.4: Stuursnelheden voor windstations Cabauw en Schiphol, en stuursnelheden volgens NEN6786-1:2021 [6] omgerekend naar $z_0 = 0,05$ m

Gemiddeld aantal uren niet-bedienbaar ten gevolge van wind	Stuursnelheid ($v_{m,stuur}$) in m/s 10-minuten gemiddelde op 10 m hoogte			Resulterende stuursnelheid voor Windgebied II
	Cabauw $z_0=0.05$	Schiphol $z_0=0.05$	NEN 6786-1:2021 omgerekend naar $z_0=0.05$	
Verwaarloosbaar (0,25)	21,7	21,5	27,2	20,9
2	19,3	19,2	22,0	18,0
6	17,7	17,7	20,2	16,1
12	16,6	16,6	19,1	15,2
24	15,4	15,4	17,8	14,2
48	14,3	14,3	16,6	13,0
72	13,5	13,5	16,0	12,3
168	11,7	11,8	14,3	10,9
336	10,1	10,2	12,9	9,6
672	8,3	8,4	11,3	8,1

4.1.4.3 Stuursnelheid windgebied III

In Tabel 4.5 zijn de stuursnelheden voor windgebied III (Eelde en Gilze-Rijen) weergegeven. Voor de resulterende stuursnelheid wordt $\frac{3}{4}$ Gilze-Rijen en $\frac{1}{4}$ Eelde genomen. Daarna wordt een verlaging toegepast van -0.5m/s voor elke vaarweg omdat op basis van de analyses van Rijkooit in Figuur 4.7 blijkt dat de windsnelheden bij de beschouwde windstations enigszins hoger zijn dan gemiddeld in Windgebied III. Ook de waarden volgens NEN 6786-1:2021 [6] zijn weergegeven ter vergelijking, omgerekend naar $z_0=0,05$ m.

Tabel 4.5: Stuursnelheden voor windstations Eelde en Gilze-Rijen, en stuursnelheden volgens NEN6786-1:2021 [6] omgerekend naar $z_0 = 0,05$ m

Gemiddeld aantal uren niet-bedienbaar ten gevolge van wind	Stuursnelheid ($v_{m,stuur}$) in m/s 10-minuten gemiddelde op 10 m hoogte			Resulterende stuursnelheid voor Windgebied III
	Eelde $z_0=0.05$	Gilze-Rijen $z_0=0.05$	NEN 6786-1:2021 omgerekend naar $z_0=0.05$	
Verwaarloosbaar (0,25)	19	16,9	24,7	16,9
2	16,2	14,7	19,5	14,6
6	14,8	13,2	17,7	13,1
12	13,8	12,3	16,5	12,2
24	12,8	11,4	15,2	11,3
48	11,9	10,4	14,1	10,3
72	11,4	9,9	13,4	9,8
168	10,1	8,8	12,2	8,6
336	9	7,9	10,8	7,7
672	7,8	6,9	9,5	6,6

4.1.4.4 Samenvatting stuursnelheden

De volgende stuursnelheden worden gevonden voor de drie windgebieden.

Tabel 4.6: Stuursnelheden per windgebied en per vaarweg

Vaarweg	Niet-beschikbaarheid [uren/jaar]	Windgebied I	Windgebied II	Windgebied III
1	Verwaarloosbaar (0,25)	22,8	20,9	16,9
2	2	19,2	18,0	14,6
3	6	17,7	16,1	13,1
4	12	16,7	15,2	12,2
5	24	15,7	14,2	11,3
6	48	14,7	13,0	10,3
7	72	14,1	12,3	9,8
8	168	12,8	10,9	8,6
9	336	11,6	9,6	7,7
10	672	10,3	8,1	6,6

4.1.5 Simulatieprocedure verdelingsfunctie windsnelheid

De verdelingsfunctie van de windsnelheid wordt afgeleid uit een simulatieprocedure van n_e gebeurtenissen met een brugopening waarin de maximale windsnelheid tijdens de opening (het openstaan) wordt bijgehouden.

Gegeven een aantal openingen per jaar worden deze met gemiddeld gelijke tussenperioden over het jaar verdeeld. De openingen zijn gecorreleerd als de tijd tussen openingen minder

dan 24 uur is. Dit is zo gekozen omdat de correlatie tussen windsnelheden na 24 uur lager wordt dan 0,3, wat betekent dat de correlatie verwaarloosbaar is (zie [Figuur 4.8](#)).

Bij openingen die meer dan 24 uur na elkaar plaatsvinden, wordt dus aangenomen dat de windsnelheden tijdens een opening onafhankelijk zijn van de windsnelheden tijdens voorgaande of navolgende openingen. Er wordt uiteraard wél aangenomen dat de windsnelheden binnen 1 gebeurtenis, 1 opening, afhankelijk van elkaar zijn.

Bij meerdere openingen binnen 24 uur wordt rekening gehouden met afhankelijkheden in de navolgende windsnelheden.

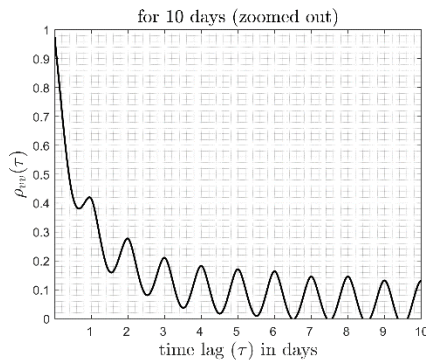
Bij een simulatie van een opening is de stuursnelheid van belang. Als de windsnelheid op het moment van het verzoek tot openen onder de stuursnelheid ligt, gaat de brug open. Als de windsnelheid te hoog is, dan moet er gewacht worden met openen. De wachttijd wordt opgeslagen tijdens de simulatie. Deze wachttijden van alle simulaties zijn vervolgens bij elkaar op te tellen om te controleren of dit in verhouding staat tot het niet-beschikbaarheidsniveau wat hoort bij deze kritieke windsnelheid.

Als de brug vervolgens open gaat, worden openingsduren gesimuleerd van 10, 20 en 30 minuten (korte openingen) en 1, 2, 4 en 8 uur (lange openingen, 1 maal per jaar).

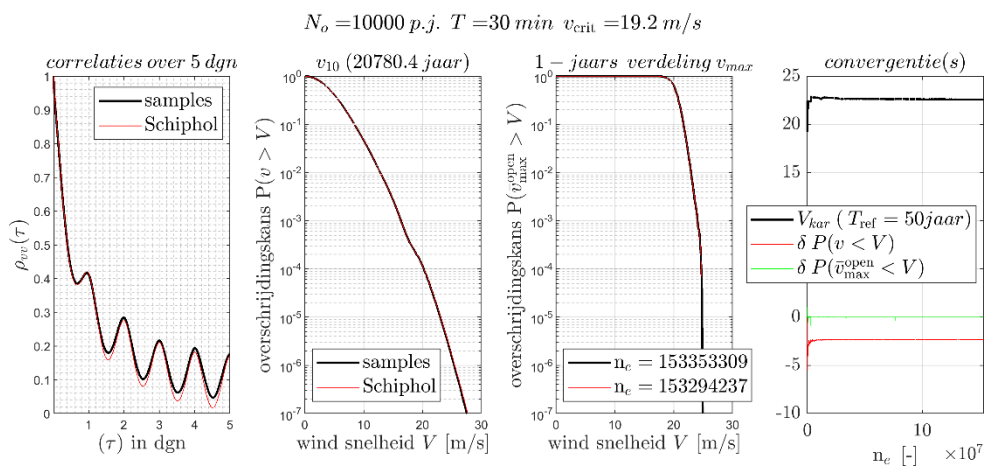
Voor de simulatie van de onderling ongecorrleerde brugopeningen (de lange openingen, 1 maal per jaar) worden tijdreeksen gebruikt: series met 50 jaar gesimuleerde data van 10 minuten gemiddelde windsnelheden die ook de juiste correlaties in acht houden. Er worden voor de simulatie meerdere tijdreeksen van windsnelheden aangemaakt en gebruikt.

Bij gecorreleerde windsnelheden (openingen minder dan 24 uur na elkaar) wordt de tijd tussen de openingen meegenomen en worden recursief steeds nieuwe voldoende lange periodes aangemaakt conditioneel op de voorgaande. Dit zorgt ervoor dat de afhankelijkheid in windsnelheden correct gesimuleerd blijft.

In [Figuur 4.9](#) is een voorbeeld van de resultaten bij een openingsregime van 10.000 keer per jaar 30 minuten open te zien, waarbij de openingen dus gecorreleerd zijn. Er zijn sequenties van ongeveer $1,5 \cdot 10^7$ samples van openingen (n_e) gesimuleerd inclusief corresponderende samples van snelheden tussen opeenvolgende openingen, rekening houdend met eventuele wachttijden wanneer de windsnelheden bij aanvraag van een opening groter zijn dan de stuursnelheid (dit komt neer op ongeveer 21.000 jaar aan 10-min windsnelheden). Er is voor dit hoge aantal samples gekozen om een stabiel verloop in de start van de 1-jaars verdelingsfunctie te verkrijgen voor de maximale 10 minuten windsnelheid tijdens een opening. Deze verdelingsfunctie is in [Figuur 4.9](#) weergegeven in de derde grafiek van links. Ter controle van de samplingprocedure wordt een vergelijking gemaakt van de gesimuleerde samples met de meetdata: in de meest linkse grafiek de correlaties in de tussentijden en in de tweede grafiek van links de overschrijdingskansen van 10 minuten snelheden. De meest rechtse grafiek toont enkele convergentie indicatoren in de samplingprocedure als functie van het gerealiseerde aantal openingen.



Figuur 4.8: Correlatie tussen windsnelheden voor periode van 10 dagen (gebaseerd op Schiphol data).



Figuur 4.9: Voorbeeld uitkomsten voor 10.000 openingen per jaar van 30 minuten.

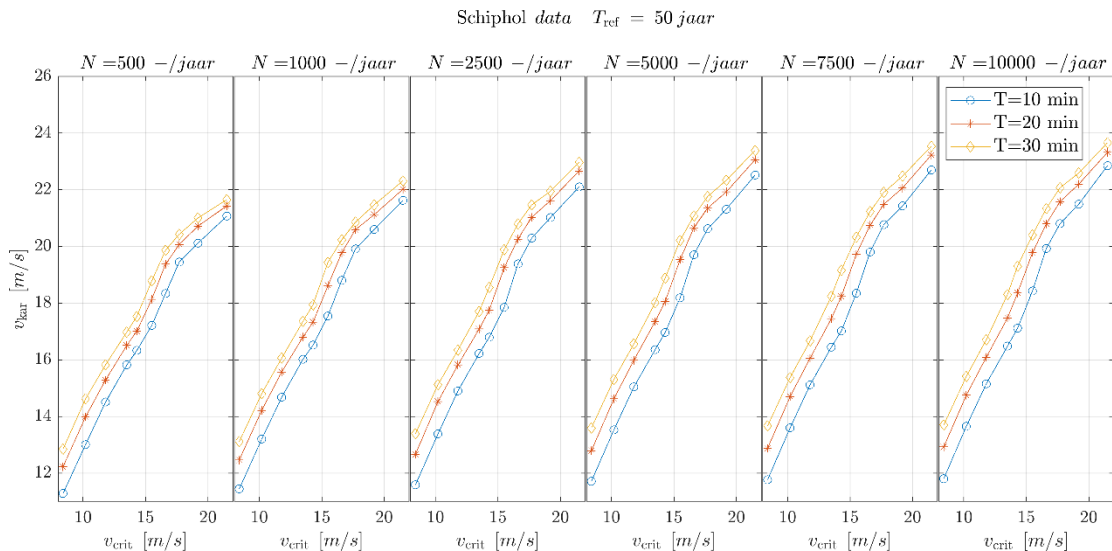
4.1.6 Specificatie windsnelheid in windbelastingmodel

Fysisch model

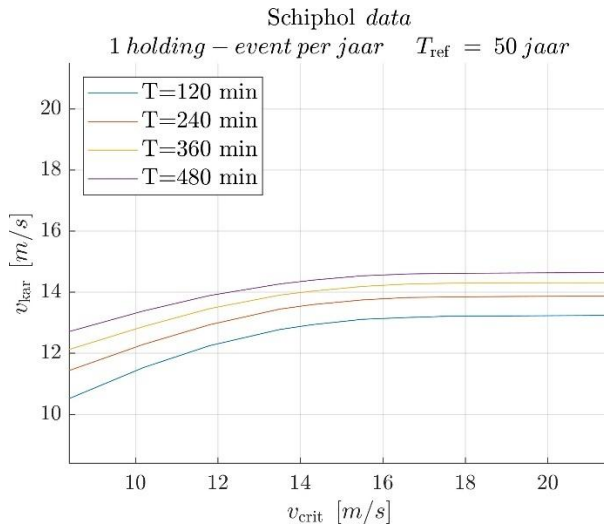
De karakteristieke windsnelheid is gedefinieerd als de 10 minuten gemiddelde windsnelheid tijdens opening met een herhalingstijd van 50 jaar. Deze karakteristieke waarde wordt afgeleid uit de gesimuleerde verdelingsfuncties voor de 10 minuten gemiddelde windsnelheid tijdens verschillende openingsregimes en bij verschillende mate van niet-beschikbaarheid (dus bij een andere stuursnelheid), zoals toegelicht in voorgaande paragraaf. Elk openingsregime (en windgebied) heeft daardoor per definitie een andere karakteristieke waarde. In [Figuur 4.10](#) zijn de karakteristieke waarden voor de windsnelheid voor meerdere openingen per jaar met korte openingsduren weergegeven bij verschillende waarden voor de stuursnelheid, afgeleid uit de gemeten windsnelheden bij Schiphol. Deze locatie is representatief voor windgebied II. In [Figuur 4.11](#) is deze relatie weergegeven voor de lange openingsduren bij de situatie ‘vasthouden in elke stand’ waarbij als uitgangspunt is gehanteerd dat deze situatie zich eenmaal per jaar voordoet.

In de betrouwbaarheidsanalyses voor de kalibratie van de partiële factor voor de windbelasting wordt in eerste instantie per doorgerekende situatie (openingsregime en stuursnelheid bij een bepaalde vaarweg) de bijbehorende afgeleide karakteristieke waarde van de windsnelheid toegepast om bij de eerste berekeningen zo zuiver mogelijk aan te

sluiten bij de theorie; dus per situatie de extreme 10-minuten gemiddelde windsnelheid tijdens een opening met een herhalingstijd van 50 jaar. Wellicht dat in tweede instantie een pragmatische keuze gemaakt wordt om het aantal karakteristieke waarden in de norm te reduceren. Deze kalibratie van de norm is geen onderdeel van dit rapport.



Figuur 4.10: Karakteristieke windsnelheid bij Schiphol voor korte openingsduren (T) bij meerdere openingen per jaar (N) en bij verschillende stuursnelheden.

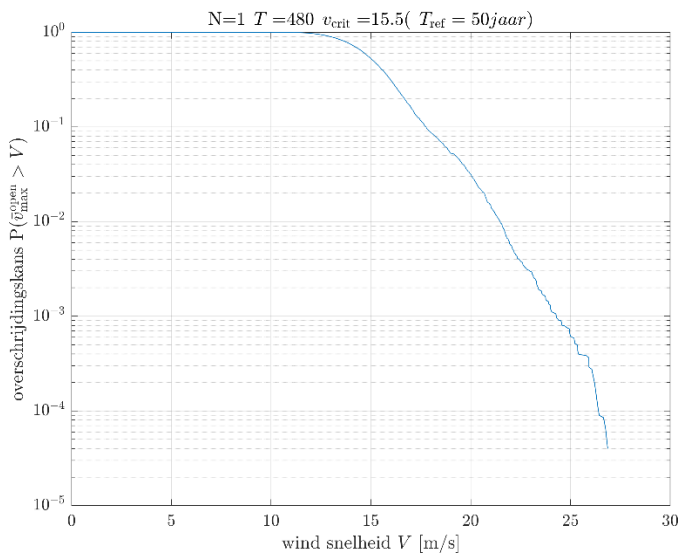


Figuur 4.11: Karakteristieke waarden voor de windsnelheid bij Schiphol bij een enkele opening per jaar met een lange openingsduur (vasthouden in elke stand) bij verschillende stuursnelheden.

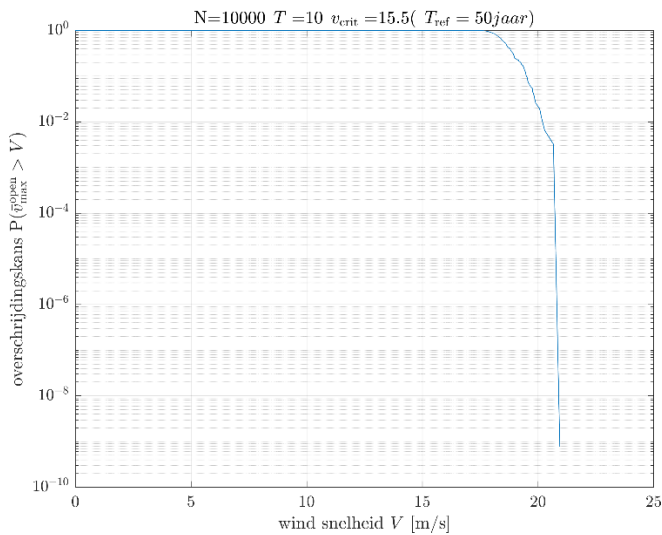
Stochastisch model

In het stochastisch windbelastingmodel wordt per openingsregime, per stuursnelheid (mate van niet-beschikbaarheid) en per referentieperiode de verdelingsfunctie van de maximale windsnelheid tijdens opening gebruikt, zoals afgeleid uit de simulatieprocedure beschreven in paragraaf 4.1.5. In **Figuur 4.12** en **Figuur 4.13** zijn twee voorbeelden getoond van zo'n verdelingsfunctie, namelijk bij een lange openingsduur eenmaal per jaar en bij meerdere openingen per jaar met een korte openingsduur. De vorm van deze verdelingsfuncties verschilt aanzienlijk. Dit is - te verklaren. Bij een korte openingsduur is de kans op een

windsnelheid die vele mate hoger is dan de stuursnelheid nagenoeg 0. De start van de verdeling wordt daarom zeer kort (steil). Bij een lange openingsduur is deze kans groter, waaruit een minder steile vorm van de staart volgt. Bij een langere openingsduur zal de windsnelheid daarom dominantanter zijn in de betrouwbaarheidsanalyses dan bij een korte openingsduur.



Figuur 4.12: Voorbeeld van een verdelingsfunctie van de maximale windsnelheid tijdens opening bij een enkele opening (vasthouden) per jaar met een openingsduur van 8 uur.



Figuur 4.13: Voorbeeld van een verdelingsfunctie van de maximale windsnelheid tijdens opening bij 10000 openingen per jaar met een openingsduur van 10 minuten.

4.1.7 Invloed referentieperiode

De parameter c_{prob} is een waarschijnlijkheidsfactor gedefinieerd in EN1991-1-4 [8] die de correctie van de karakteristieke waarde van de windsnelheid voor het toepassen van een andere referentieperiode in rekening brengt. De formule is gebaseerd op een Gumbel-verdeling voor de windsnelheid. Dit leidt tot deze formule volgens EN1991-1-4 voor c_{prob} :

$$c_{prob} = \left(\frac{1 - K \cdot \ln(-\ln(1 - p))}{1 - K \cdot \ln(-\ln(0,98))} \right)^n$$

$$p = 1 - \exp\left(-\frac{1}{T}\right)$$

Hiervoor gelden waarden voor K en n volgens de Nationale Bijlage bij EN1991-1-4 [7] volgens [Tabel 4.7](#).

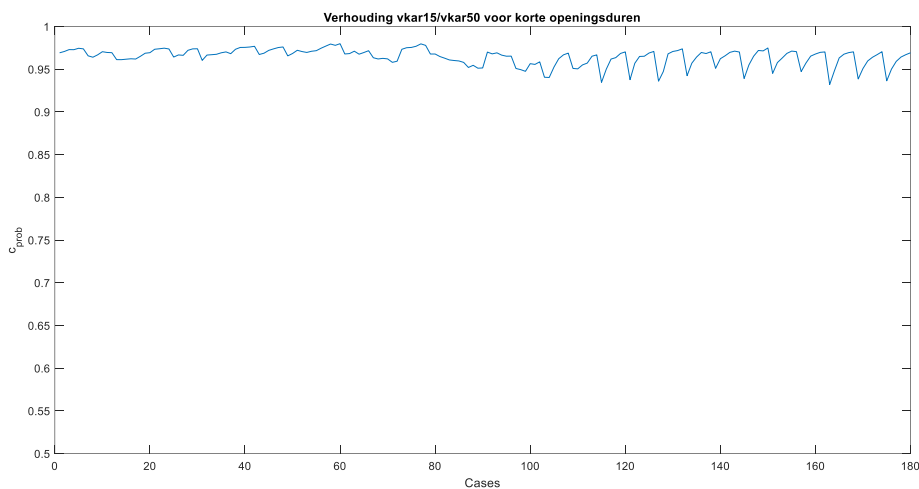
Tabel 4.7: De factoren K en n voor toepassing in Nederland, met bijbehorende waarden voor c_{prob}

Windgebied	I	II	III
K	0,2	0,234	0,281
N	0,5	0,5	0,5
c_{prob} T = 15 jaar	0,931	0,924	0,917
c_{prob} T = 30 jaar	0,971	0,969	0,966

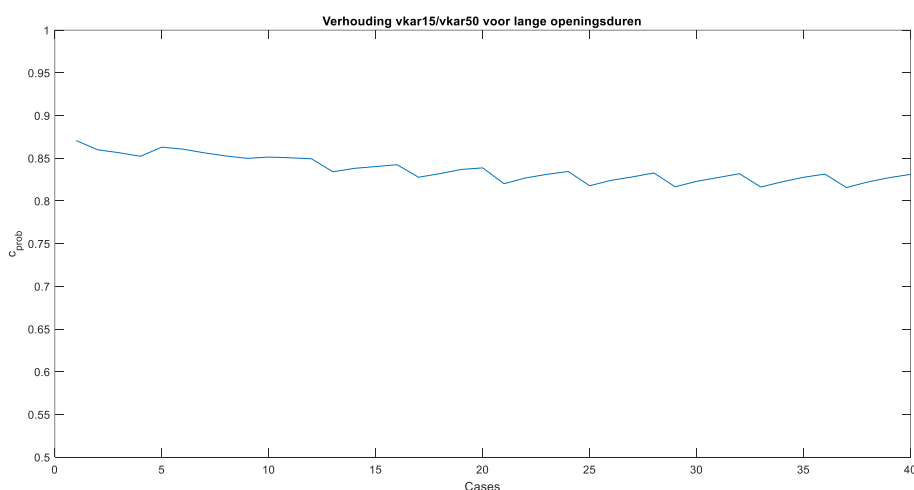
In dit onderzoek gebruiken wij echter een Weibull-verdeling voor de maximale windsnelheid én is gefilterd na een openingsregime. Daarom kan deze c_{prob} niet zonder meer in rekening worden gebracht.

Voor de verschillende openingsregimes zijn de karakteristieke windsnelheden bij een 15 jaar en 50 jaar referentieperiode uitgerekend, deze worden afgeleid d.m.v. de 1/50 overschrijdingskans en 1/15 overschrijdingskans uit de jaarlijkse maximale windsnelheidsverdeling. Vervolgens is de verhouding tussen deze twee waarden berekend, om te kijken of dit overeen komt met de waarden uit de norm.

In [Figuur 4.14](#) en [Figuur 4.15](#) zijn de resulterende verhoudingen voor in totaal 220 cases te zien voor verschillende openingsregimes toegepast op de Schiphol data (180 voor korte openingsduren en 40 voor lange openingsduren). Er is een groot verschil te zien tussen de korte openingsduren (10, 20 en 30 minuten, met tussen de 500 en 10.000 openingen per jaar) en de lange openingen (120, 240, 360 of 480 minuten, 1 keer open per jaar). In het eerste geval liggen waarden tussen 0,93 en 0,98. In het tweede geval liggen waarden tussen 0,81 en 0,87. De waarden berekend aan de hand van de formule voor c_{prob} in EN1991-1-4 ([Tabel 4.7](#)) zijn dus conservatief voor de lange openingsduren en aan de lage kant voor korte openingsduren.



Figuur 4.14: De c_{prob} voor korte openingsduren.



Figuur 4.15: De c_{prob} voor lange openingsduren.

Keuze c_{prob} in het fysisch model

Naar aanleiding van de bovenstaande analyse stellen we voor om de formule uit de norm, gebaseerd op de Gumbel-verdeling, voor c_{prob} te gebruiken. Aan de ene kant om consistent te zijn binnen de normen, zowel voor beweegbare als niet-beweegbare delen, en omdat we met deze keuze aan de conservatieve kant zitten voor de lange openingen in de beweegcyclus van de beweegbare brug. Voor de korte openingen is de keuze voor deze c_{prob} niet conservatief, maar omdat de betrouwbaarheid voor de lange openingen maatgevend is (zie TNO-rapport [3]), wordt voorkeur gegeven aan consistentie en werkbaarheid voor de constructeur.

4.1.8 Windrichtingsafhankelijkheid

Voor de (basis)windsnelheid geeft NEN-EN 1991-1-4 [8] een windrichtingsfactor c_{dir} . In NEN-EN 1991-1-4/NB [7] wordt voor c_{dir} een waarde 1,0 voorgeschreven. Voor bestaande bewegingswerken kan het zinvol zijn met windrichtingsafhankelijkheid te rekenen onder toepassing van het gelijkwaardigheidsbeginsel, waarbij de veiligheid niet lager mag zijn dan die vanuit het Besluit bouwwerken leefomgeving (Bbl) wordt voorgeschreven. De keuze van c_{dir} alsmede de wijze van toepassen moet daarom zorgvuldig worden vastgelegd. De waarde van c_{dir} is afgeleid als de verhouding tussen de windsnelheid met een herhalingstijd van 50 jaar, gegeven een windrichtingsinterval, gedeeld door de windsnelheid met dezelfde herhalingstijd ongeacht de windrichting.

Op basis van de statistische gegevens van de meteostations Den Helder, Schiphol en Eindhoven is in eerder onderzoek door TNO [33] een waarde voor c_{dir} voor de windgebieden I, II en III in Nederland afgeleid voor intervallen van 15 graden (dit zijn de meteostations die in de basis de stuwdrukken bepalen zoals die in de Nationale Bijlage zijn gegeven). Na het kiezen van een minimaal te hanteren waarde voor $c_{dir} = 0,85$, levert dit voor Nederland de waarden voor c_{dir} , zoals vermeld in [Tabel 4.8](#). Deze waarden zijn van toepassing voor alle windgebieden (dus voor geheel Nederland). Deze analyse is destijds uitgevoerd aan de hand van het Rijkcoort Weibull model, beschreven in [27].

Tabel 4.8: c_{dir} volgens windstatistiek analyse meteostations Den Helder, Schiphol en Eindhoven in eerder uitgevoerd onderzoek door TNO [33]

Windrichting (graden)	c_{dir}
0-195	0,85
195-225	0,90
225-315	1,00
315-360	0,85

Het is te overwegen om voor beweegbare bruggen de ‘werkelijke’ c_{dir} waarden toe te passen voor het ontwerp, wat betekent dat geen ondergrenswaarde van 0,85 wordt gehanteerd. Voor windrichtingen vanuit het interval noord-oosten / zuiden wordt dan een lagere waarde gevonden (0,6 ongeveer bij oostenwind).

De c_{dir} geldt als een factor op de te hanteren basiswindsnelheid. Omdat de windbelasting evenredig is met het kwadraat van de windsnelheid is de belasting evenredig met c_{dir}^2 . Bij de laagste waarden van c_{dir} uit de tabel is de reductie in de windbelasting 28%. Bij een $c_{dir} = 0,6$ is de reductie op de belastingen 64%.

Bij toepassing van druk- en krachtcoëfficiënten uit normbladen wordt geadviseerd voor de te hanteren c_{dir} de hoogste waarde binnen het interval rond de maatgevende windrichting $\pm 45^\circ$ te kiezen.

De c_{dir} waarden die zijn gespecificeerd in [Tabel 4.8](#) zijn van toepassing voor een gesloten bewegingswerk, maar niet voor een bewegingswerk tijdens de bewegingscyclus. Toepassing van een windrichtingsfactor c_{dir} in het probabilistisch windbelastingmodel en de nieuwe NEN 6786-1 [6] betekent dat bij het bepalen van de 10 minuten gemiddelde windsnelheid behorend bij een gemiddeld aantal uren niet-bedienbaarheid rekening moet worden gehouden met de windrichtingsafhankelijkheid van deze snelheid. Maar ook bij de lokale

windmeting waarmee bepaald wordt of een brug open mag gaan, moet in dat geval rekening gehouden worden met de windrichting. Dit vergt dus nadere uitwerking die niet in dit onderzoek is opgenomen. Daarom wordt voorlopig windrichtingsafhankelijkheid niet verder beschouwd, en wordt gekozen voor $c_{dir} = 1$.

4.2 Terreininvloeden

De wind(snelheid), en het windsnelheidsprofiel over de hoogte, wordt beïnvloed door het terrein, namelijk door de terreinruwheid, terreinorografie en lokale obstakels. Deze paragraaf geeft een overzicht van hoe de terreininvloeden in de verschillende normen worden meegenomen. Daarnaast wordt een voorstel gepresenteerd hoe om te gaan met het terrein voor het fysisch en stochastisch windbelastingmodel. O geeft een uitgebreider overzicht van de achtergronden, uitgezocht naar aanleiding van een expertsessie over terreininvloeden.

4.2.1 Terreinruwheid en windprofiel

4.2.1.1 Achtergrond

Het verloop over de hoogte van de gemiddelde windsnelheid $v_m(z)$ hangt af van de ruwheid van het aardoppervlak. De terreinruwheid wordt gekarakteriseerd door de ruwheidslengte z_0 . De waarde voor de terreinruwheid z_0 hangt af van de windrichting. In de meteorologie worden hoeksectoren van 30° gebruikt voor het beschrijven van de windstatistiek en voor deze intervallen wordt ook de ruwheid vastgesteld.

Voor een ontwikkelde turbulente stroming in de atmosfeer geldt een semi-logaritmische relatie voor de gemiddelde windsnelheid $v_m(z)$ als functie van de hoogte z . Deze formule is ook bekend als de log-wet. De log-wet geldt tot een hoogte van 60 à 100 m. In de praktijk wordt de log-wet tot grotere hoogten dan 60 à 100 m van toepassing verklaard. De mogelijke fout die dan wordt gemaakt is kleiner dan de nauwkeurigheid van de andere parameters in de berekening van de windbelasting. In NEN-EN 1991-1-4/NB [7] wordt een hoogte $z_{max} = 200$ m gespecificeerd. NEN 6786-1 [6] geeft geen waarde voor z_{max} . De log-wet geldt vanaf een minimale hoogte z_{min} . Onder deze hoogte is het windprofiel te veel verstoord door lokale obstakels en kunnen zowel hogere als lagere snelheden aanwezig zijn dan met de log-wet wordt berekend. De log-wet geldt niet in de directe nabijheid van een enkel obstakel, zoals een schuur op het platteland of een hoge toren in de stad. Hoe met de invloed van dit soort lokale obstakels kan worden omgegaan, wordt besproken in paragraaf 4.2.2.

NEN-EN 1991-1-4 [8] onderscheidt vijf terreincategorieën met verschillende terreinruwheden (0, I, II, III en IV). In de Nationale Bijlage (NB) bij NEN-EN 1991-1-4 [7] worden drie terreincategorieën onderscheiden (zee of kustgebied 0 – met ruwheidslengte $z_0 = 0,005$ m, onbebouwd II - $z_0 = 0,2$ m, bebouwd III - $z_0 = 0,5$ m). In NEN 6786-1 is de keuze gemaakt om één terreinruwheid met ruwheidslengte $z_0 = 0,2$ m (onbebouwd gebied) toe te passen.

In NEN-EN 1991-1-4/NB is de invloed van de terreinruwheid en de bebouwingsdichtheid in de beschrijving van het snelheidsprofiel (de log-wet) verwerkt. Voor z_{min} worden waarden gegeven afhankelijk van de terreincategorie (Tabel 4.9). NEN 6786-1 specificeert $z_{min} = 4$ m wat overeenkomt met de waarde in NEN-EN 1991-1-4/NB voor $z_0 = 0,2$ m.

De (gemiddelde) windsnelheid zoals beschreven in paragraaf 4.1 is gedefinieerd voor open terrein met een standaard terreinruwheid. De ruwheidsfactor c_r corrigeert voor de werkelijke

ruwheid ter plaatse van de constructie. Deze factor is richtingsafhankelijk. De ruweheidsfactor kan worden afgeleid uit de definitie van de gemiddelde windsnelheid en de referentiewindsnelheid in de norm. De basiswindsnelheid in de NEN-EN1991-1-4 en de maximale 10-minuten gemiddelde windsnelheid tijdens de bewegingscyclus in dit onderzoek zijn gedefinieerd op 10 m hoogte en bij een terreinruwheid $z_0 = 0,05$ m. Deze windsnelheid wordt gegeven door:

$$v_m(10) = 2,5u_1^* \ln \left\{ \frac{10}{0,05} \right\}$$

De werkelijke gemiddelde windsnelheid ter plaatse van de brug op hoogte z wordt gegeven door:

$$v_m(z) = 2,5u_2^* \ln \left\{ \frac{z}{z_{0,2}} \right\}$$

Een relatie tussen de wrijvingswindsnelheid u^* op twee verschillende plaatsen met ander terrein is gegeven door [34]:

$$\frac{u_1^*}{u_2^*} = \left(\frac{z_{0,1}}{z_{0,2}} \right)^{0,0706}$$

Dit invullend in bovenstaande formule voor $v_m(z)$ geeft:

$$v_m(z) = v_m(10) \frac{1}{\ln \left\{ \frac{10}{0,05} \right\}} \left(\frac{z_{0,2}}{0,05} \right)^{0,0706} \ln \left\{ \frac{z}{z_{0,2}} \right\} = v_m(10) \cdot 0,19 \left(\frac{z_{0,2}}{0,05} \right)^{0,0706} \ln \left\{ \frac{z}{z_{0,2}} \right\}$$

Hieruit valt de ruweheidsfactor, zoals gegeven in NEN-EN 1991-1-4 [7], te herkennen:

$$c_r(z) = 0,19 \left(\frac{z_0}{0,05} \right)^{0,0706} \ln \left\{ \frac{z}{z_0} \right\}$$

4.2.1.2 Keuze terreincategorieën

NEN 6786-1 [6] specificeert alleen terreincategorie II (onbebouwd gebied) met een terreinruwheid $z_0 = 0,2$ m. Er zijn verschillende redenen om toepassing van drie terreincategorieën volgens NEN-EN 1991/NB voor het probabilistisch windbelastingmodel en een nieuwe NEN 6786-1 te overwegen:

1. Door deze aanpassing sluiten NEN 6786-1 en NEN-EN 1991-1-4/NB beter op elkaar aan. Hiermee wordt meer consistentie bereikt tussen het ontwerp (of toetsing) van de bewegingswerken en de brug zelf.
2. De impliciete methode in NEN 6786-1, waarbij een windsnelheid $v_{m,10}$ wordt voorgeschreven voor kustgebied die twee niveaus hoger is dan de waarde bij het gewenste gemiddeld aantal uren per jaar van niet-bediikbaar zijn (zie NEN 6786-1 2.3.2.2(3)), komt hiermee te vervallen. In plaats hiervan wordt de terreinruwheid gehanteerd die volgens NEN-EN 1991-1-4/NB van toepassing is voor kust ($z_0 = 0,005$ m). Hiermee wordt het praktische probleem opgelost dat er een grens zit aan het aantal niveaus waarop $v_{m,10}$ wordt voorgeschreven (zie NEN 6786-1 Tabel 3).
3. Voor bewegingswerken in bebouwd gebied (terreincategorie III; $z_0 = 0,5$ m) wordt een hogere terreinruwheid gehanteerd, wat de mate van conservatisme voor bewegingswerken in een bebouwde omgeving verkleint.

Toepassing van terreincategorieën volgens NEN-EN 1991-1-4/NB in het probabilistisch windbelastingmodel en de nieuwe NEN 6786-1 betekent:

- Dat NEN 6786-1 artikel 2.3.2.2(3) komt te vervallen. Bij het laten vervallen van dit artikel moet bij de modellering en uitwerking van de rekenregels ermee rekening worden gehouden dat wordt voldaan aan de eis met betrekking tot het aantal uren per jaar niet-bediikbaarheid van een bewegingswerk.

- Dat voor NEN 6786-1 tabel 2 10 minuten gemiddelde windsnelheden bepaald moeten worden voor een referentiewaarde $z_0=0,05$ m en een correctiefactor voor de werkelijke terreinruwheid moet worden toegepast: $z_0 = 0,005$ (windgebied I en II), $z_0 = 0,2$ en $z_0 = 0,5$ (windgebied I, II en III).
- Dat voor bepaling van de te hanteren terreincategorie (0, II of III) de regels in NEN-EN 1991-1-4/NB paragraaf 4.3.2 gevolgd kunnen worden.

Tabel 4.9: Terreinruwheden

Ruwheidscategorie		z_0 [m]	z_{min} [m]
0	Kust	0,005	1
II	Onbebouwd	0,2	4
III	Bebouwd	0,5	7

Een verdere differentiatie in terreincategorieën zou kunnen worden verkregen door de terreinruwheid te bepalen aan de hand van een formule, zoals bijvoorbeeld formule NB.4.1. in NEN-EN 1991-1-4/NB [7] paragraaf 4.3.2, waarbij de terreinruwheid wordt uitgerekend op basis van de obstakels en bebouwing in een gebied. Overwogen zou kunnen worden om verdere differentiatie toe te laten op basis van zo een methode. In dit geval zou onderzocht moeten worden in hoeverre deze (of een andere) rekenmethode een betrouwbare inschatting geeft van de terreinruwheid.

4.2.1.3 Omgang met maaiveldhoogte

De vraag is waar het maaiveld gekozen moet worden bij toepassing van het windprofiel. In de huidige NEN 6786-1 [6] wordt het maaiveld bepaald door de gemiddelde waterstand. In dit geval wordt geen rekening gehouden met de situatie dat het water boven het omliggende terrein kan liggen. Dit kan zich bijvoorbeeld voordoen bij kanalen “in ophoging”, waarbij het waterpeil hoger ligt dan het omliggende terrein. Daarom wordt aanbevolen uit te gaan van de laagste waarde van de gemiddelde waterstand of het aansluitende terrein.

4.2.1.4 Richtingsafhankelijkheid terreinruwheid (en windsnelheid)

Zowel de terreinruwheid als de windsnelheid zijn windrichtingsafhankelijk; het ligt aan de richting waar de wind vandaan komt door welk terrein die beïnvloed is. Voor de terreinruwheid geeft NEN-EN 1991-1-4/NB paragraaf 4.3.2 een procedure om de terreinruwheid voor 4 sectoren (kwadranten) te bepalen rond een bouwwerk. Aanbevolen wordt om voor het ontwerp en toets van het bewegingswerk deze procedure te hanteren.

4.2.1.5 Bepaling probabilistische eigenschappen ruwheidsfactor

Voor de stochastische eigenschappen van de ruwheidsfactor c_r^2 wordt uitgegaan van de voorgestelde waarden in de JCSS PMC [10]. De JCSS stelt voor te werken met een gemiddelde waarde gelijk aan 0,8 maal de karakteristieke waarde uit de norm en een variatiecoëfficiënt die tussen 0,1 - 0,2 ligt. Voorgesteld wordt de ondergrens van 0,1 voor de variatiecoëfficiënt te hanteren in het stochastisch model. Om deze keuze mogelijk te maken moet voorkomen worden dat in werkelijkheid een veel lagere ruwheidsfactor c_r^2 , die niet wordt afgedekt door de variatiecoëfficiënt, van toepassing kan zijn dan die welke de norm voorschrijft. In deze paragraaf wordt toegelicht onder welke voorwaarden hieraan kan worden voldaan.

In paragraaf 4.2.1.1 is afgeleid dat c_r afhankelijk is van de hoogte z , de terreinruwheid z_0 , de referentie terreinruwheid $z_{0,ref} = 0,05$ m en de factoren 0,19 en 0,07 (in NEN-EN 1991-1-4

wordt de afgeronde waarde van 0,0706 gebruikt). De hoogte z introduceert relatief weinig onzekerheid en wordt daarom buiten beschouwing gelaten voor bepaling van de stochastische eigenschappen voor c_r .

De terreinruwheid $z_{0,\text{ref}} = 0,05$ m is een referentie waarde welke benodigd is voor het omrekenen van het windprofiel behorend bij het basiswindprofiel naar de terreinruwheid behorend bij de beschouwde locatie (zie paragraaf 4.2.1.1). De onzekerheid in de terreinruwheid wordt al beschouwd met de ruwheid z_0 van de beschouwde locatie, en hoeft dus niet extra in rekening te worden gebracht voor $z_{0,\text{ref}}$.

De factor 0,19 volgt uit de referentiehoogte $z = 10$ m voor de basiswindsnelheid en de terreinruwheid $z_{0,\text{ref}} = 0,05$ m. Voor beide parameters hoeft geen onzekerheid in rekening te worden gebracht, dus de factor 0,19 kan ook als deterministische waarde worden aangenomen.

De onzekerheid in de factor 0,07 en de terreinruwheid z_0 zijn mogelijk niet verwaarloosbaar en worden hier nader besproken.

De factor 0,07 is een exponent die een relatie legt tussen de verhouding van de wrijvingsnelheid u_1^*/u_2^* en de terreinruwteden $z_{0,1}/z_{0,2}$ op twee verschillende locaties, zoals beschreven in paragraaf 4.2.1.1. De waarde van deze exponent is afgeleid op basis van een kalibratie op meetdata van in-situ metingen aan verschillende terreinen; Simiu en Scanlan [34] refereren aan een persoonlijke communicatie met Bietry. Er is echter geen referentie gevonden die de waarde $p = 0,07$ expliciet vaststelt. Het was dus niet mogelijk om de onzekerheid in deze exponent te achterhalen. Binnen dit onderzoek wordt aangenomen dat de invloed van de onzekerheid in de factor 0,07 op de onzekerheid in de windbelasting verwaarloosbaar is ten opzichte van de onzekerheid in de terreinruwheid z_0 . Aanbevolen wordt de invloed van de onzekerheid van de exponent 0,07 nader te onderzoeken.

In paragraaf 4.2.1.2 is voorgesteld om voor de terreinruwheid z_0 uit te gaan van de drie terreincategorieën (TC 0: kust $z_0 = 0,005$ m; TC II: onbebouwd $z_0 = 0,2$ m en TC III: bebouwd $z_0 = 0,5$ m) en bijgaande bepalingen in NEN-EN 1991/NB.

De terreincategorie bebouwd (TC III) is alleen van toepassing indien door middel van de procedure beschreven in NEN-EN 1991/NB 4.3.2(1) wordt aangetoond dat er sprake is van een terreinruwheid $z_0 \geq 0,5$ m. Met deze procedure wordt gewaarborgd dat in stedelijke omgevingen een conservatieve waarde voor de terreinruwheid wordt aangehouden. Gezien dit conservatisme, kan voor bebouwde gebieden (TC III) dus een variatiecoëfficiënt van 0,1 worden gehanteerd zonder aanvullende voorwaarden.

De terreincategorie kust (TC 0) moet volgens NEN-EN 1991/NB 4.3.2(1) worden toegepast, indien aan de volgende voorwaarden is voldaan:

- Voor ten minste de helft van de windrichtingen in de desbetreffende sector geldt dat de afstand van het bouwwerk tot open water, met een strijklengte van ten minste 2 km, minder is dan tienmaal de bouwwerkhoogte. Hierbij is de strijklengte de ononderbroken afstand waarover de wind over het water kan waaien.
- Het bouwwerk heeft een hoogte die ten minste tweemaal de gemiddelde hoogte is van de gebouwen en andere obstakels die zich in de desbetreffende sector tussen het bouwwerk en het open water bevinden.
- Het bouwwerk is niet gelegen in windgebied III.

Voor bewegingswerken die voldoen aan deze voorwaarden is volgens NEN-EN 1991/NB 4.3.2(1) een terreinruwheid $z_0 = 0,005$ m van toepassing. [Figuur 4.16](#) geeft terreinruwteden afkomstig uit TNO rapport B-90-0483 [35], welke is overgenomen uit Wieringa en Rijkooft [27], en oorspronkelijk is vastgesteld door Wieringa [36].

zee: $z_0 = 0,0002$ m	Open zee of plas, met een strijklengte van ten minste 5 km (ongeacht de hoogte van de eventuele golven);
glad: $z_0 = 0,005$ m	Landoppervlak zonder merkbare obstakels of begroeiing. Bijvoorbeeld wad, strand, ijsvlakte, sneeuwlandschap zonder bomen;
open: $z_0 = 0,03$ m	Vlak land met alleen oppervlakkige begroeiing (gras) en soms geringe obstakels, bijvoorbeeld startbanen, weideland;
ruwweg open: $z_0 = 0,1$ m	Bouwland met regelmatig laag gewas, of weideland met sloten die minder dan 20 slootbreedten van elkaar liggen; verspreide obstakels (lage heggen, enkelvoudige rijen kale bomen, vrijstaande boerderijen) kunnen voorkomen op onderlinge afstanden van ten minste 20 maal hun eigen hoogte;
ruw: $z_0 = 0,25$ m	Bouwland met afwisselend hoge en lage gewassen, grote obstakels (rijen bebladerde bomen, lage boomgaarden enz.) met onderlinge afstanden van omstreeks 15 maal hun hoogte, bijvoorbeeld wijngaarden, maïsvelden en dergelijke;
zeer ruw: $z_0 = 0,5$ m	Obstakelgroepen (grote boerenhofsteden, stukken bos en dergelijke) gescheiden door open ruimten van omstreeks 10 maal de typische obstakelhoogte, voorts verspreid struikgewas, jong dicht opeen gepland bos en boomgaardgebieden;
gesloten: $z_0 = 1,0$ m	Bodem regelmatig en volledig bedekt met vrij grote obstakels, met tussengelegen ruimten niet groter dan een paar obstakelhoogten, bijvoorbeeld grote bossen, laagbouw in dorpen en kleine steden;
stadskern: $z_0 > 2,0$ m	Centrum van grote stad met afwisselend laag- en hoogbouw; ook: bossen met grote oude bomen en veel onregelmatige open plekken.

Figuur 4.16: Aanduiding van de terreinruwheid van Nederland voor gebieden van 5x5 km². Overgenomen uit rapport b-90-0483.

Figuur 4.16 specificeert een terreinruwheid van 0,005 m voor landoppervlak zonder merkbare obstakels of begroeiing (zoals wad of strand). Voor open water met een vrije strijklengte van ten minste 5 km wordt een terreinruwheid van 0,0002 m gegeven. Deze ruwheid wordt ook gegeven door Wieringa [36] voor homogeen terrein bestaande uit open water, los zand of sneeuw, en is gebaseerd op een uitgebreide literatuurstudie naar verschillende in-situ metingen over deze type terreinen. Wieringa merkt hierbij op dat deze ruwheid voor open water is afgeleid op basis van Charnock's relatie [37] en Garratt [38], waarbij is uitgegaan van een gemiddelde windsnelheid op 10 m hoogte $U_{10} = 10$ m/s. De volgende relaties zijn van toepassing:

$$C_{D(z)} = (0,75 + 0,067U_{10}) \times 10^{-3}$$

$$C_{D(z)} = [\kappa/\ln(z/z_0)]^2$$

De eerste relatie wordt gegeven door Wieringa [36] en de tweede relatie door Garratt [38]. Hiermee kan de volgende relatie worden afgeleid voor z_0 over open water:

$$z_0 = z / \exp \left(\kappa / \sqrt{(0,75 + 0,067U_{10}) \times 10^{-3}} \right)$$

Uit deze relatie volgt dat voor hogere gemiddelde windsnelheden en grotere hoogtes grotere terreinruwheden worden gevonden, dus $z_0 = 0,0002$ m kan als een ondergrens worden gezien voor terreinruwheid van open water bij relatief lage windsnelheden. NEN-EN 1991-1-4:2011 hanteert een terreinruwheid $z_0 = 0,003$ m voor TC 0, wat overeenkomt met een gemiddelde windsnelheid $U_{10} = 25$ m/s op 10 m hoogte volgens de relatie van Charnock. Uitgaande van $z_0 = 0,005$ m voor TC 0 en een referentiehoogte van 10 m volgt een ruwheidsfactor $c_r^2 = 1,51$, voor een terreinruwheid $z_0 = 0,003$ m volgt $c_r^2 = 1,61$. Dit komt overeen met een fout van 7%. Met een variatiecoëfficiënt $V = 0,1$ wordt de variatie in terreinruwheid bij extreme gemiddelde windsnelheden van toepassing voor de windgebieden in Nederland afgedekt.

De terreincategorie onbebouwd (TC II) is van toepassing in alle andere gevallen waar de voorwaarden voor TC 0 of TC III niet van toepassing zijn. Voor deze terreincategorie geldt volgens NEN-EN 1991/NB 4.3.2(1) een terreinruwheid $z_0 = 0,2$ m. TNO rapport B-90-0483 [35] geeft een kaart met terreinruwheden van Nederland voor gebieden van 5 bij 5 km, welke is weergegeven in [Figuur 4.17](#). De volgende bevindingen worden gedaan op basis van deze kaart:

- Voor grote delen van Noord Brabant, Utrecht, Gelderland, Overijssel en Limburg ligt de ruwheidslengte in de klasse van 0,36 tot 0,70 m en is $z_0 = 0,2$ m van toepassing voor TC II een conservatieve waarde.
- Voor Noord en Zuid Holland, Friesland en Groningen (en enkele kleine delen van de bovengenoemde provincies) ligt de terreinruwheid in de klasse 0,16 - 0,35 m (gemiddeld 0,25). Voor enkele gebieden in deze provincies ligt de ruwheidslengte in de klasse van 0,06 m tot 0,15 m (gemiddeld 0,1), met uitschieters naar terreinruwheden kleiner dan 0,05 m.

Er bestaat dus de mogelijkheid dat TC II van toepassing is, terwijl een lagere terreinruwheid aan de orde is. Op basis van [Figuur 4.17](#) is een inschatting gemaakt voor de verschillende terreinruwheden en bijbehorende waarden voor c_r^2 (uitgaande van een normale verdeling):

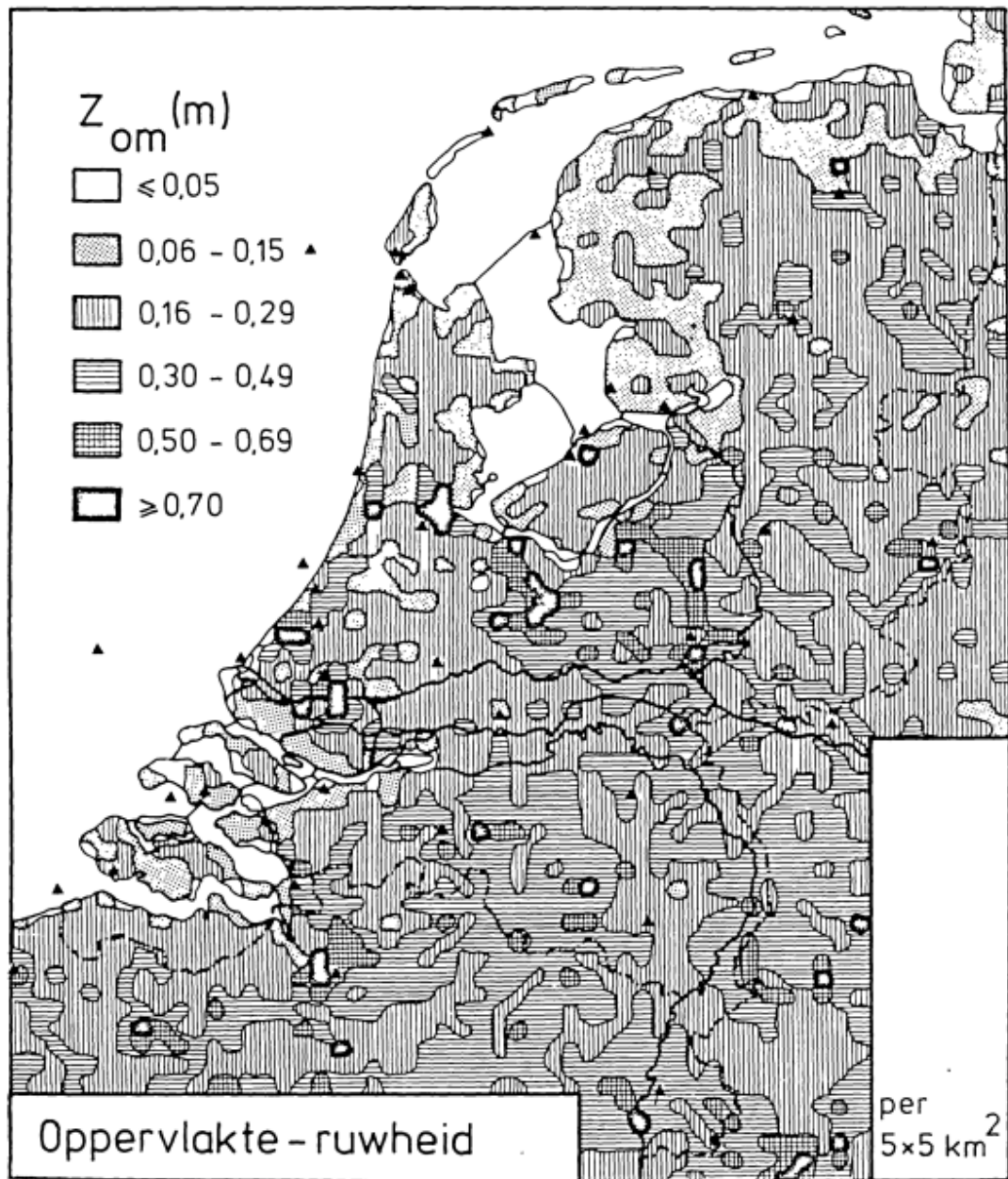
- In 5% van de gevallen is een z_0 kleiner dan 0,15 m van toepassing. In dit geval geldt een variatiecoëfficiënt $V = 0,061$ voor c_r^2 .
- In 1% van de gevallen is een z_0 kleiner dan 0,1 m van toepassing. In dit geval geldt een variatiecoëfficiënt $V = 0,107$ voor c_r^2 .
- In 0,01% van de gevallen is een z_0 kleiner dan 0,06 m van toepassing. In dit geval geldt een variatiecoëfficiënt $V = 0,118$ voor c_r^2 .

Om de uitschieters naar terreinruwheden kleiner dan 0,05 m af te dekken wordt aanbevolen het toepassingsgebied van TC 0 te vergroten. Voorgesteld wordt dat voor:

- bruggen die binnen 1 km van de kust liggen of in of nabij open water met een strijklengte van meer dan 2 km,
- bruggen die nabij zeer vlak land liggen zonder obstakels (zoals weilanden zonder windbrekers, heide, veengebied, start- en landingsgebied van luchthavens) met een strijklengte van meer dan 2 km,

de terreincategorie zee of kustgebied aan zee volgens NEN-EN 1991-1-

4+A1+C2:2011/NB+C2:2023 artikel 4.3.2 moet worden toegepast per windrichtingssector.



Figuur 4.17: Aanduiding van de terreinruwheid van Nederland voor gebieden van 5x5 km². Overgenomen uit rapport b-90-0483.

4.2.1.6 Specificatie ruwheidsfactor in windbelastingmodel

Normmodel

Voor de bewegingswerken gaan we uit van een windbelasting op referentiehoogte z_e . De ruwheidsfactor dient voor deze hoogte te worden afgeleid. We gaan uit van de definitie in EN1991-1-4 [8]. De (karakteristieke waarde van) de ruwheidsfactor wordt daarmee:

$$c_r = 0,19 \left(\frac{z_0}{0,05} \right)^{0,07} \ln \left(\frac{z_e}{z_0} \right) \quad (4.1)$$

Met z_0 de ruwheidslengte voor de drie terreinruwheden die worden beschouwd (zie Tabel 4.9). Let op: deze terreinruwheid is richtingsafhankelijk. Pak voor de windrichtingsonafhankelijke analyse (met omni-directionele wind) de terreinruwheid in de

aanstromingszijde van de maatgevende windrichting voor de brug, zie NEN-EN 1991-1-4/NB [7] paragraaf 4.3.2 voor de te volgen methodiek.

Voorgesteld wordt dat voor:

- bruggen die binnen 1 km van de kust liggen of in of nabij open water met een strijklengte van meer dan 2 km,
- bruggen die nabij zeer vlak land liggen zonder obstakels (zoals weilanden zonder windbrekers, heide, veengebied, start- en landingsgebied van luchthavens) met een strijklengte van meer dan 2 km,

de terreincategorie zee of kustgebied aan zee volgens NEN-EN 1991-1-4+A1+C2:2011/NB+C2:2023 artikel 4.3.2 moet worden toegepast per windrichtingssector. De referentiehoogte z_e is consistent met paragraaf 4.2.1.3; bij wind over water vanaf de gemiddelde waterstand, bij wind over land vanaf het maaiveldniveau voor de eventuele dijk of aanbrug. Op die manier kan de orografie verwaarloosd worden.

Stochastisch model

Voor de specificatie van de stochastische eigenschappen van de ruwheidsfactor is uitgegaan van de voorgestelde waarden in de JCSS PMC [10]. Er is geen nadere analyse uitgevoerd aangezien informatie niet direct voor handen is en er momenteel geen aanleiding is om de daar voorgestelde waarden ter discussie te stellen.

De JCSS stelt voor te werken met een gemiddelde waarde gelijk aan 0,8 maal de karakteristieke waarde uit de norm en een variatiecoëfficiënt van 0,1-0,20. We gaan er daarmee dus vanuit dat de normwaarde een conservatieve inschatting is van de werkelijke ruwheidscorrectie ter plaatse van de brug.

Gekozen wordt te gaan werken met JCSS ondergrens voor de variatiecoëfficiënt. Om deze keuze mogelijk te maken moet voorkomen worden dat in werkelijkheid een veel lagere z_0 optreedt dan die welke de norm voorschrijft. Daarom wordt voorgesteld dat voor:

- bruggen die binnen 1 km van de kust liggen of in of nabij open water met een strijklengte van meer dan 2 km,
- bruggen die nabij zeer vlak land liggen zonder obstakels (zoals weilanden zonder windbrekers, heide, veengebied, start- en landingsgebied van luchthavens) met een strijklengte van meer dan 2 km,

de terreincategorie TC 0 volgens NEN-EN 1991-1-4+A1+C2:2011/NB+C2:2023 artikel 4.3.2 moet zijn toegepast per windrichtingssector.

4.2.2 Terreinatorografie en lokale obstakels

Hellingen in het terrein of hoge gebouwen in de directe omgeving van een bouwwerk kunnen de windbelasting op de constructie van het bouwwerk beïnvloeden. Op een helling wordt de windsnelheid versneld en door een naburig hoog gebouw kan de wind worden afgebogen naar lagere hoogten. Dergelijke situaties komen vaak voor en worden niet verrekend door de keuze van ruwheidslengte z_0 .

4.2.2.1 Terreinatorografie

Als er sprake is van een dijklichaam of een hoger gelegen aanbrug dan kan deze bij wind die over het land aanstroomt een invloed hebben op het windprofiel. Deze invloed wordt in rekening gebracht met de orografiefactor, volgens de regels uit NEN-EN 1991-1-4 bijlage A.3. In dit geval dient echter uitgegaan te worden van een maaiveld bovenop de dijk of aanbrug.

Het hanteren van een maaiveldhoogte gelijk aan de laagste waarde van de gemiddelde waterstand of het aansluitende terrein verschilt weinig (tot maximaal ~5%) van de methode met in rekening brengen van de orografiefactor. Omwille van eenvoud in de berekeningen wordt daarom aanbevolen uit te gaan van deze maaiveldhoogte en geen orografiefactor in rekening te brengen.

4.2.2.2 Invloed lokale obstakels

De aanwezigheid van hogere lokale obstakels (gebouwen) kan leiden tot een verhoging van de windbelasting op de omliggende lagere constructies. Deze situatie is onder andere door NLR specifiek onderzocht voor het val van de Erasmusbrug [39] dat direct naast de hoogbouw van de Kop van Zuid in Rotterdam is gebouwd.

Voor de kalibratie van de partiële factor, en dus het stochastisch windbelastingmodel, zijn lokale obstakels niet van belang en worden dus niet verder beschouwd. Voor het fysisch model (norm) wordt verwezen naar NEN-EN 1991-1-4 [8]. De Eurocode geeft in bijlage A.4 een vereenvoudigde rekenregel hoe met deze situatie kan worden omgegaan. Bijlage B.3 van deze rapportage (slide 19) geeft de bijbehorende definities weer. Voor uitwerking van het artikel wordt verwezen naar het betreffende artikel.

4.3 Windvlagen - piekstuwdruk

De maximale windbelasting op de brug is het gevolg van de gemiddelde windsnelheid en de fluctuaties ten gevolge van de turbulentie in de wind. De gemiddelde windsnelheid $v_m(z)$ resulteert in een gemiddelde stuwdruk, waarin geen aandeel zit van de turbulente windsnelheid fluctuaties. De piekstuwdruk $q_p(z)$ bevat naast de gemiddelde stuwdruk ook een aandeel van de turbulente fluctuaties. Deze paragraaf beschrijft de afleiding van de piekwaarde voor de stuwdruk.

4.3.1 Achtergrond

De windsnelheid kan worden beschreven door de tijdsafhankelijke windsnelheid $v(z, t)$ op te splitsen in een gemiddelde windsnelheid $v_m(z)$ over een bepaalde tijdsperiode (10 minuten in dit geval) en een fluctuerend deel $v'(z, t)$ met een gemiddelde gelijk aan 0. De stuwdruk volgt dan als:

$$\begin{aligned} q(z, t) &= \frac{1}{2} \rho (v(z, t))^2 = \frac{1}{2} \rho (v_m(z) + v'(z, t))^2 & (4.2) \\ &= \frac{1}{2} \rho v_m^2(z) \left(1 + 2 \frac{v'(z, t)}{v_m(z)} + \left(\frac{v'(z, t)}{v_m(z)} \right)^2 \right) \end{aligned}$$

De maximale waarde (of piekwaarde) van de stuwdruk wordt beschreven door bij de gemiddelde waarde voor de stuwdruk enkele malen de standaardafwijking op te tellen:

$$\begin{aligned} q_p(z, t) &= \frac{1}{2} \rho v_m^2(z) \left(1 + 2g \frac{\sigma_v}{v_m(z)} + \left(g \frac{\sigma_v}{v_m(z)} \right)^2 \right) & (4.3) \\ &= \frac{1}{2} \rho v_m^2(z) (1 + 2gI_v(z) + (gI_v)^2) \end{aligned}$$

Waarin g de piekfactor wordt genoemd en $I_v(z)$ de turbulentie-intensiteit.

De kwadratische term $\left(\frac{v'(z,t)}{v_m(z,t)}\right)^2$ of $(gI_v)^2$ wordt veelal verwaarloosd, zoals ook in EN 1991-1-4 [8]. In de nieuwe generatie Eurocode EN1991-1-4 (prEN 1991-1-4:2024 [22]) is dit echter niet meer het geval. Dit betreft echter een nationaal aan te passen parameter en de nationale bijlage is nog niet bekend. We hanteren in dit rapport de linearisatie conform de huidige versie van de EN1991-1-4 [8]. Dit resulteert in:

$$q_p(z, t) = \frac{1}{2} \rho v_m^2(z) (1 + 2gI_v(z)) \quad (4.4)$$

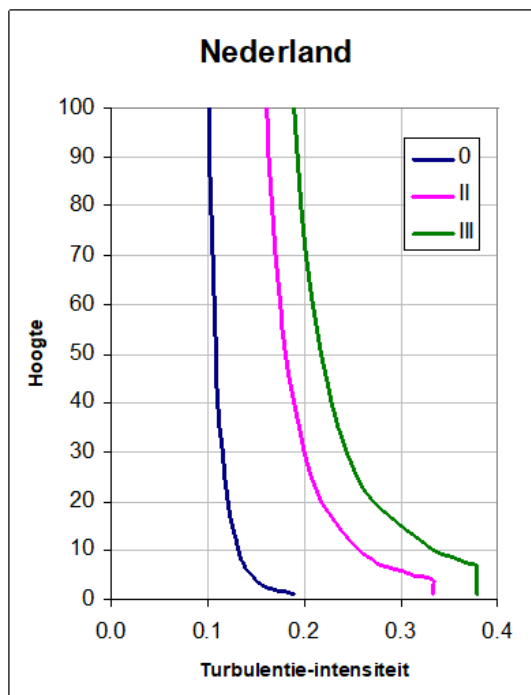
De vlagfactor wordt als volgt gedefinieerd:

$$c_g(z) = 1 + g[2 I_v(z)] \quad (4.5)$$

De turbulentie-intensiteit $I_v(z)$ hangt uitsluitend af van het terrein (en de hoogte). Deze kan worden bepaald met $\sigma_v \approx u^*/\kappa$ (u^* is de wrijvingsnelheid en κ de Von Kármán constante $\kappa = 0,4$) en $v_m(z) = 2,5u^* \ln\left\{\frac{z}{z_0}\right\}$ middels:

$$I_v(z) = \frac{\sigma_v}{v_m(z)} \approx \frac{2,5u^*}{2,5u^* \ln\left\{\frac{z}{z_0}\right\}} = \frac{1}{\ln\left\{\frac{z}{z_0}\right\}} \quad (4.6)$$

EN1991-1-4 hanteert een minimale waarde voor $I_v(z) = I_v(z_{min})$. Voor de terreinruwheden zoals gedefinieerd in Nederland (EN 1991-1-4/NB [7]) zijn de turbulentie-intensiteiten weergegeven in [Figuur 4.18](#).



Figuur 4.18: Turbulentie-intensiteit voor verschillende terreincategorieën gedefinieerd voor Nederland.

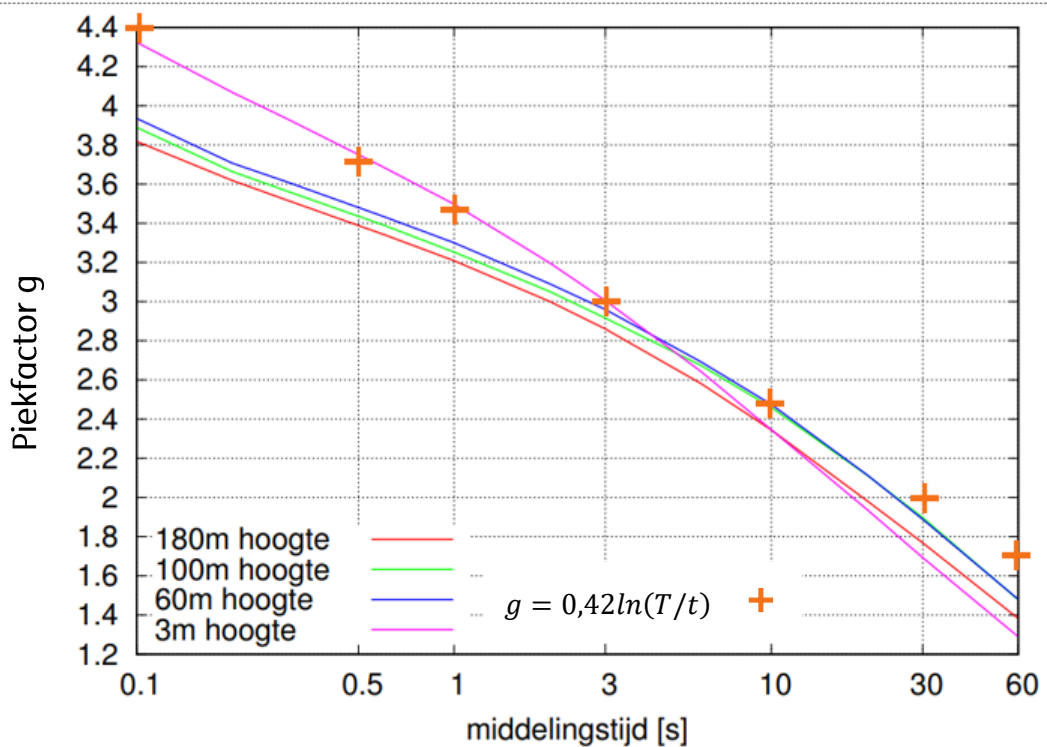
Een empirische relatie voor g is:

$$g = 0,42 \ln \left(\frac{T}{t} \right) \tag{4.7}$$

Met T de middelingstijd voor $v_m(z)$ en t de vlagduur.

In [40] is de piekfactor bij een bepaalde vlagduur (middelingstijd in onderstaande figuur) voor een periode van 1 uur voor de meetmast Cabauw bepaald op basis van een jaar aan metingen (juli 2007-juni 2008). Deze meetmast meet de windsnelheid op verschillende hoogtes. De resultaten zijn weergegeven in **Figuur 4.19**. In deze figuur zijn ook de berekende waarden volgens bovenstaande relatie weergegeven. Het blijkt dat deze relatie overeenkomt met een overkoepelende waarde voor de piekfactor bij verschillende hoogtes. In de relevante range van vlagduren van 1-3 s komt de relatie het beste overeen met de afgeleide piekfactor uit de gemeten windsnelheden op een hoogte van 3 m.

In [24] is de piekfactor bepaald voor een vlagduur van 3 seconden voor een periode van 10 minuten voor de meetmast Cabauw op 10 m hoogte bepaald op basis van de windsnelheden gemeten in de winterperiode (oktober-maart) tussen 1 oktober 2003 en 31 december 2018. In [24] is niet alleen een gemiddelde waarde maar ook de spreiding van de afgeleide piekfactor gegeven. Een gemiddelde waarde van $g = 2,77$ en een standaardafwijking van $\sigma_g = 0,40$ ($V = 0,14$).



Figuur 4.19: Piekfactor g voor hoogtes 3, 60, 100 en 180 m op de meetmast Cabauw. Gemiddelde wind en standaarddeviaties zijn bepaald voor hele uren op basis van windmetingen van juli 2007 tot en met juni 2008 [40]. In oranje tekens is de relatie $g = 0,42 \ln (T/t)$ uitgezet t.b.v. dit onderzoek (niet in originele figuur).

De huidige EN1991-1-4/NB hanteert een waarde $g = 3,5$ (of k_u genoemd in EN1991-1-4). Een waarde $g = 3,5$ komt volgens deze relatie overeen met een maximale vlag van 1 seconde binnen 1 uur (of met een vlagduur van 0,15 seconden binnen 10 minuten). Bij de overgang van de eerdere norm NEN6702 [26] waar de windsnelheid werd bepaald als gemiddelde van 1 uur naar de EN1991-1-4 waar deze is gedefinieerd voor 10 minuten, is de piekfactor echter niet aangepast. De waarde $g = 3,5$ in EN1991-1-4/NB is echter toegepast om deels te compenseren voor het verwaarlozen van de kwadratische term. De conceptversie van de nieuwe EN1991-1-4 (prEN 1991-1-4:2024 [22]) beveelt een waarde $g = 2,9$ aan. Dit komt overeen met een vlagduur van 0,8 seconde (ongeveer 1 seconde) binnen 10 minuten. Deze waarde is daarmee consistent met eerdere norm (NEN6702 [26]). Deze waarde voor de piekfactor wordt echter wel aanbevolen samen met een definitie van de piekstuwdruk waarbij de kwadratische term niet wordt verwaarloosd, dus conform formule (4.3).

In Bijlage C is een theoretische afleiding van de piekfactor en zijn stochastische eigenschappen gegeven. Onderstaande Tabel 4.10 geeft de verschillende genoemde piekfactoren afgeleid uit verschillende methoden weer. De theoretisch afgeleide waarden en uit gemeten data afgeleide waarden blijken aardig overeen te komen. De empirische relatie komt voor $T = 3600$ s (1 uur) goed overeen met de gemeten en theoretisch afgeleide waarden. Echter voor $T = 600$ s (10 minuten) onderschat de relatie de piekfactor. De in de nieuwe versie van de EN 1991-1-4 [22] aanbevolen waarde komt beter overeen met theorie en metingen, echter wordt deze toegepast zonder verwaarlozing van de kwadratische term. De voorgestelde piekfactor in de huidige EN 1991-1-4 [8] lijkt iets aan de hoge kant, maar compenseert deels voor het verwaarlozen van de kwadratische term in de definitie van de piekstuwdruk.

Ook valt te zien dat bij een kortere middelingstijd voor de windsnelheid $v_m(z)$ (10 minuten versus 1 uur) de piekfactor kleiner wordt. Voor een openingsduur kleiner dan 10 minuten zou deze waarde in theorie dan ook nog verder naar beneden bijgesteld kunnen worden door de piekfactor voor een vlag van 1 seconde tijdens de openingsduur af te leiden. Echter kan dit niet middels de empirische relatie, omdat die teveel afwijkt. Met de methode beschreven in [41] zou dit wel kunnen.

De gekozen waarde voor de piekfactor wordt in de volgende paragraaf toegelicht.

Tabel 4.10: Afgeleide en voorgestelde piekfactoren uit verschillende bronnen en volgens verschillende methoden

	Vlagduur	T = 600 s	T = 3600 s	Opmerking
$g = 0,42 \ln\left(\frac{T}{t}\right)$	1 s	2,69	3,44	
	3 s	2,23	2,98	
Rayleigh verdeeld (zie C.1)	?	$\bar{g} = 2,95; \sigma_g = 0,43$ ($V = 0,15$)	$\bar{g} = 3,5; \sigma_g = 0,35$ ($V = 0,10$)	
Van den Brink [24]	3 s	$\bar{g} = 2,77; \sigma_g = 0,40$ ($V = 0,14$)		
Van den Brink et al. [40]	1 s		3,3-3,5	Geen resultaat bij $z = 10$ m. Waarden voor $z = 3$ en 60 m.
	3 s		3,0-3,0	
	1 s		3,45	

Holmes et al. [41] (zie C.2)	3 s		3,0	
EN 1991-1-4:2011 [8]	-	3,5		Met verwaarlozing kwadratische term
prEN 1991-1-4:2024 [22]	-	2,8		Zonder verwaarlozing kwadratische term

4.3.2 Specificatie vlagfactor in windbelastingmodel

Normmodel

Voorstel is om bij de definitie van de vlagfactor aan te sluiten bij de huidige EN1991-1-4/NB [7] en dus de linearisatie te hanteren en een waarde $g = 3,5$ te gebruiken. Dit is consistent met de rest van het voorgestelde norm windbelastingmodel. Omdat deze waarde dus niet direct is afgeleid uit de theorie, maar deels is gekalibreerd om het verwaarlozen van de kwadratische term te compenseren, is het niet eenduidig om een waarde voor g bij kortere openingsduren af te leiden. Daarom wordt voorgesteld in alle gevallen $g = 3,5$ te hanteren. Voor kortere openingsduren zal dit iets conservatief zijn.

Voor de bewegingswerken gaan we uit van een windbelasting op referentiehoogte z_e . De turbulentie-intensiteit dient dan ook op deze hoogte te worden afgeleid. De vlagfactor wordt dan:

$$c_g(z_e) = 1 + 3,5[2 I_v(z_e)] \tag{4.8}$$

Stochastisch model

De stochastische eigenschappen van de vlagfactor zijn afgeleid voor het fluctuerende deel van de windvraag $v'(z, t)$, zie bijlage C.1. Omdat er bij benadering een lineaire relatie geldt tussen $v'(z, t)$ en q_p , geldt deze statistiek ook voor de piekwaarde van de stuwdruk en dus voor c_g .

Voor de specificatie van de stochastische eigenschappen van de vlagfactor is uitgegaan van de voorgestelde waarden in de JCSS PMC [10]. Daarnaast is de informatie zoals beschreven in voorgaande paragraaf ook meegenomen in de bepaling van de parameters. Ook zijn er windtunnelmetingen beschouwd ter bepaling van de stochastische eigenschappen van de vormfactor (zie paragraaf 0). Omdat dit windtunnelmetingen met een turbulente stroming betreffen en door de gehanteerde methode voor de bepaling van de aerodynamische coëfficiënten geldt de afgeleide statistiek voor de combinatie van vlagfactor en vormfactor. Deze informatie is daarom ook hier meegenomen.

Er wordt gerekend met een gemiddelde waarde gelijk aan de karakteristieke waarde uit de norm. We gaan er daarmee dus vanuit dat de normwaarde een accurate inschatting is van de werkelijke vlagfactor. Hoewel de gehanteerde piekfactor in de bepaling van de vlagfactor $g = 3,5$ aan de hoge kant lijkt voor een periode van 10 minuten is deze waarde echter toegepast om deels te compenseren voor het verwaarlozen van de kwadratische term in de definitie van de piekstuwdruk. Een factor van 1,0 tussen de normwaarde en de gemiddelde waarde in het stochastisch model is daarmee verantwoord. Een variatiecoëfficiënt van 0,10 wordt aangehouden wat de ondergrens betreft voor de door JCSS voorgestelde waarden (0,10-0,15) en lager is dan de in [Tabel 4.10](#) gepresenteerde waarden. Uit paragraaf 0 blijkt echter dat een lagere waarde geldt voor de piekwaarde van het belastingeffect dan voor de piekwaarde van de aankomende wind. Dit is logisch

aangezien turbulente effecten wat afvlakken bij de combinatie van drukken over een groter oppervlak (brugval). De piekdrukken vinden niet tegelijkertijd plaats over het hele val en middelen daarmee uit in het belastingeffect.

5 Gebouwinvloeden – parameters in windbelastingmodel

5.1 Aerodynamische effecten – vormfactor

De invloed van de vorm van een constructie op de windbelasting wordt in rekening gebracht met de vormfactor. Vormfactoren worden bepaald met behulp van windtunnelonderzoek, waarvoor richtlijnen worden gegeven in CUR Aanbeveling 103 [42]. Voor bepaling van de windbelasting op het val van een bewegingswerk geeft NEN 6786-1 [6] waarden voor de vormfactor C_t ; NEN-EN 1991-1-4:2011 [8] geeft vormfactoren voor vaste bruggen. Deze paragraaf geeft eerst een samenvatting van de richtlijnen in CUR Aanbeveling 103 voor bepaling van de vormfactoren uit windtunnelonderzoek, en de bepaling van representatieve windbelastingen hieruit. Vervolgens wordt ingegaan op de vormfactor C_t in NEN 6786-1 en de achtergronden van de waarden voor deze vormfactor, daarnaast wordt besproken in hoeverre deze achtergronden aansluiten bij de richtlijnen volgens CUR Aanbeveling 103. Hierna wordt uitgelegd hoe de probabilistische eigenschappen, benodigd voor het stochastisch model, zijn bepaald. Als laatste wordt de keuze toegelicht voor de waarden voor de vormfactor C_t in deze studie.

5.1.1 Richtlijnen windtunnelonderzoek

De Nationale Bijlage bij EN 1991-1-4 [7] verwijst voor de uitvoering van windtunnelmetingen naar de CUR-aanbeveling 103 (Windtunnelonderzoek) [42]. Sinds de introductie in 2005, worden windtunnelmetingen aan gebouwen in Nederland uitgevoerd volgens de richtlijnen in deze CUR-Aanbeveling. Onderstaand wordt een samenvatting gegeven van wat de CUR-aanbeveling beschrijft voor de afleiding van een krachtcoëfficiënt en karakteristieke volle schaal windbelastingen uit metingen.

Een krachtcoëfficiënt wordt afgeleid op basis van krachten gemeten aan een gebouw of andere constructie in een atmosferische grenslaag windtunnel door middel van (statische of dynamische) balansmetingen of drukmetingen. De coëfficiënt wordt in CUR-aanbeveling 103 dan bepaald volgens:

$$C_{F,i} = \frac{F_{WT,i}}{\frac{1}{2} \rho v_{ref}^2 A_{WT}} \quad (5.1)$$

Waarin WT staat voor windtunnel. $F_{WT,i}$ is dus de gemeten kracht in de windtunnel in richting i (x , y of z), A_{WT} het angeblazen oppervlak en v_{ref} de gemiddelde windsnelheid op een referentiehoogte h_{ref} in de windtunnel. CUR Aanbeveling 103 stelt dat de keuze van de referentiehoogte gemotiveerd dient te worden in de rapportage. Normaliter wordt v_{ref} op gebouwhoogte bepaald.

Er worden drie methoden gegeven voor de bepaling van deze coëfficiënten en de omrekening naar representatieve (karakteristieke) volle schaal windbelastingen. Dit betreffen:

- Methode A: van gemiddelde druk-/krachtcoëfficiënten naar windkrachten. Met een statische balans kunnen alleen gemiddelde belastingeffecten worden bepaald en volgt automatisch dat methode A gebruikt moet worden.
- Methode B: extreme waarden analyse van druk-/krachtcoëfficiënten.
- Methode C: extreme waarden analyse van druk-/krachtcoëfficiënten gecombineerd met windklimaatstatistiek.

Opschaling naar representatieve volle schaal windbelastingen, gebeurt vervolgens middels methode A voor gemiddelde waarden:

$$F_{rep,i} = A_{VS} C_{F,i} C(\theta)^2 C_{dim} \varphi_1 p_w = A_{VS} C_{F,i} c_{dir}^2 c_s c_d q_p \quad (5.2)$$

Afmetingsfactor C_{dim} of c_s is gelijk aan 1, want (gebrek aan) correlatie door afmetingen van de constructie/brug zijn al in rekening gebracht in de krachtcoëfficiënt.

In het geval van extreme coëfficiënten (methode B en C) zegt CUR-aanbeveling 103 het volgende over opschaling naar representatieve volle schaal windbelastingen:

$$F_{rep,i} = A_{VS} C_{F,i} C_{dim} \varphi_1 \frac{1}{2} \rho v_{pot}^2 C_v^2 C(\theta)^2 = A_{VS} C_{F,i} c_{dir}^2 c_s c_d \frac{1}{2} \rho v_{pot}^2 C_v^2 \quad (5.3)$$

Met C_v de omrekening van potentiële wind naar de wind ter plekke op een referentiehoogte h_{ref} (dus met correctie voor juiste terreinruwheid). v_{pot} is de potentiële wind ofwel als normwaarde (methode B) of afgeleid uit gemeten windklimaat (methode C). De turbulente effecten die in de norm in de piekstuwdruk q_p zijn verdisconteerd (met $[1 + 7I]$) zitten nu dus in $C_{F,i}$. In CUR-aanbeveling 103 wordt voor de extreme druk- of krachtcoëfficiënt het 95%-fractiel gebruikt.

5.1.2 Definitie vormfactor C_t in NEN 6786-1

De vormfactor C_t in NEN 6786-1 [6] is een krachtcoëfficiënt. De vormfactor C_t , zoals gespecificeerd in NEN 6786-1, is gedefinieerd als:

$$C_t = \frac{F_{w;brug}}{q_p(z_e) \cdot A_{val}} \quad (5.4)$$

Hierin is $F_{w;brug}$ de grootste opwaartse of neerwaartse kracht loodrecht op het val van een open of gesloten bewegingswerk over alle windrichtingen. $F_{w;brug}$ is een piekbelasting bepaald bij een 10 minuten gemiddelde windsnelheid met een herhalingstijd van 50 jaar. $q_p(z_e)$ is de piekstuwdruk van de ongestoorde stroming, met z_e de hoogte van het hoogste punt van het val tot de gemiddelde waterstand. A_{val} is het door de wind getroffen oppervlak van het val.

De waarden die NEN 6786-1 voorschrijft voor C_t zijn weergegeven in [Figuur 2.1](#). Deze gespecificeerde vormfactor is afhankelijk van de openingshoek en of er sprake is van wind tegen de boven- of onderkant van het val. Waar in EN 1991-1-4 [8] de krachtcoëfficiënten worden gedefinieerd per kwadrant van de brug, gelden de in NEN 6786-1 gespecificeerde waarden voor wind uit alle richtingen; er geldt dus geen andere waarde voor wind in de richting van de brug of dwars op de brug.

5.1.3 Achtergrond waarden vormfactor C_t in NEN 6786-1

De waarden voor de vormfactor C_t in NEN6786 zijn afgeleid uit windtunnelmetingen uitgevoerd eind jaren 40 door Allaart [43] en Bouma en Rem [44] (zie bijlage D.1 en D.2). In deze onderzoeken is een momentcoëfficiënt c_m bepaald:

$$c_m = \frac{M}{q \cdot b \cdot l \cdot l} \quad (5.5)$$

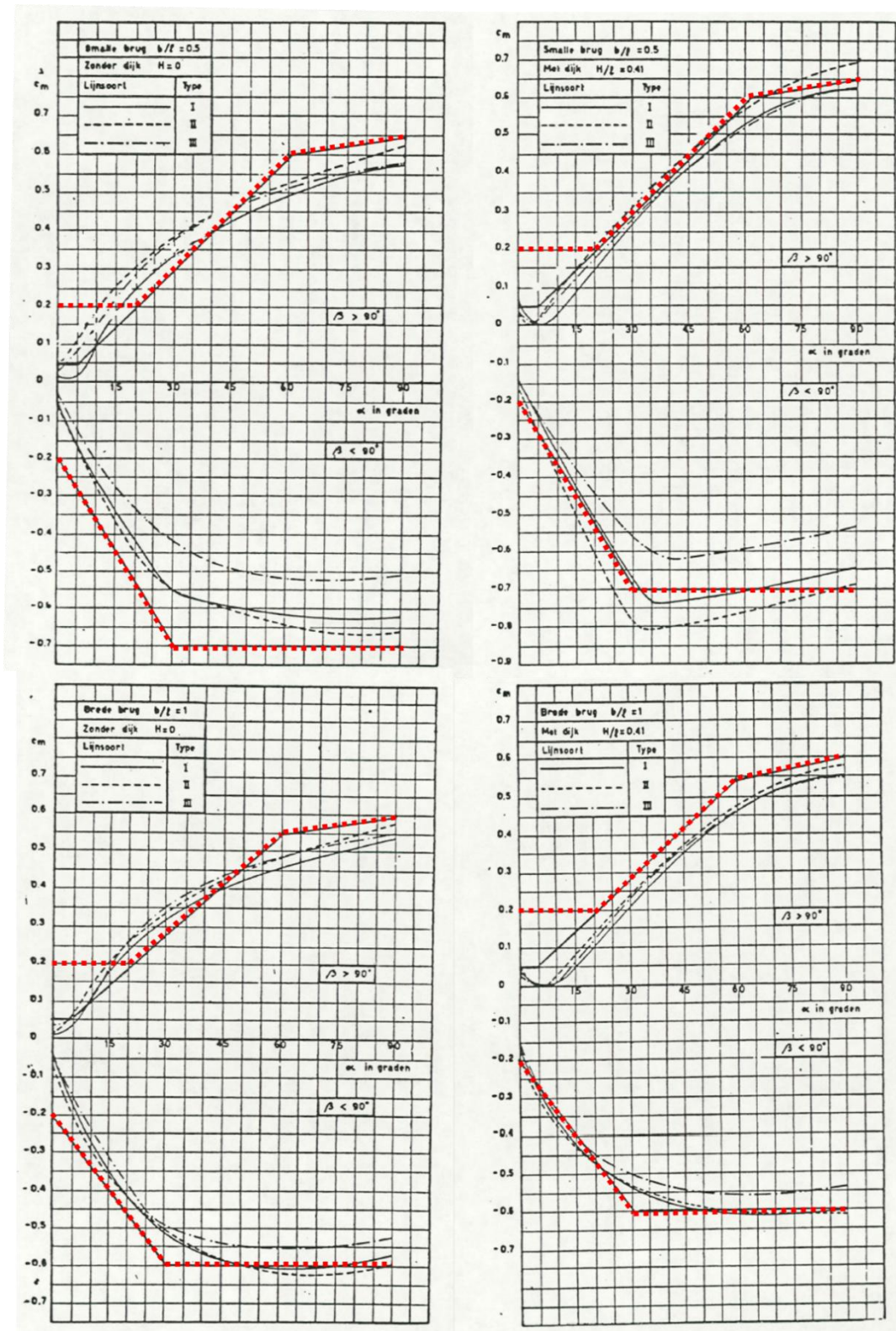
met M het moment om de draaiingsas van het val, q de stuwdruk van de ongestoorde wind, en b en l respectievelijk de breedte en lengte van het brugval.

Door Bouma en Rem [44] wordt gespecificeerd dat de windsnelheid constant werd gehouden op 25,3 m/s. Er wordt geen informatie gegeven over de hoogte waarop deze windsnelheid is gemeten, of over de turbulentie eigenschappen van de aankomende stroming. Op basis hiervan wordt geconcludeerd dat de metingen zijn uitgevoerd in een laag-turbulente stroming die uniform verdeeld is over de hoogte. Dit is niet conform de huidige geldende richtlijnen in CUR Aanbeveling 103 [42]. In het geval van een geopend val resulteert een uniforme aanstroming over de hoogte in een hogere windbelasting dan een atmosferische grenslaag. Windtunnelonderzoek met een uniforme luchtstroom over de hoogte zal daarmee een conservatieve inschatting geven voor de vormfactor. Allaart [43] specificeert dat het moment M werd bepaald door aflezing van de balans. Op basis hiervan wordt geconcludeerd dat er statische balansmetingen zijn uitgevoerd waarmee een gemiddelde momentcoëfficiënt is bepaald. Dit betekent dat de gehanteerde methode in [43] en [44], wat betreft de analysemethode, overeenkomt met methode A uit CUR Aanbeveling 103.

In de windtunnelmetingen door [43] en [44] zijn verschillende brugconfiguraties beschouwd, waarbij de volgende aspecten zijn gevarieerd: verhouding lengte (l) en breedte (b) val, verhouding lengte val en hoogte val t.o.v. waterniveau (h), wel of niet aanwezigheid van een dijk loodrecht op het kanaal (dijkhoogte H), constructiehoogte van het val en constructietype van het val. De metingen zijn uitgevoerd voor verschillende windrichtingen β en brugopeningshoeken α .

In TNO B-90-342 [11] zijn de c_m waarden uit Bouma en Rem [44] gebruikt in het probabilistisch model voor de windbelasting op bewegingswerken. Hiervoor zijn de c_m waarden omgerekend naar C_t waarden waarbij een uniforme windbelasting over de lengte van het val is verondersteld (zie Figuur 4.8 in TNO B-90-342):

$$c_m = \frac{M}{q \cdot b \cdot l \cdot l} = \frac{\frac{1}{2} \cdot F \cdot l}{q \cdot b \cdot l \cdot l} = \frac{F}{2 \cdot q \cdot b \cdot l} = \frac{1}{2} C_t \quad (5.6)$$



Figuur 5.1: Resultaten windtunnelmetingen uit Bouma en Rem [44] voor de verschillende brugtypen (I, II en III). Ook weergegeven zijn de in TNO B-90-342 [11] gekozen waarden (hoekige doorgetrokken zwarte lijn), en de waarden volgens NEN 6786-1 [6] (rode stippellijn). De grafieken boven zijn van toepassing voor $l/b = 2$ (smalle brug) en de grafieken onder voor $l/b = 1$ (brede brug).

In bijlage 7 van TNO B-90-342 [11] is een vergelijking gemaakt tussen de voorgestelde waarden in dat rapport en de waarden uit het onderzoek van Bouma en Rem [44]. Deze grafieken zijn overgenomen in Figuur 4.2, met daarin ook de c_m waarden weergegeven afgeleid op basis van de C_t waarden uit NEN 6786-1 (zie Figuur 2.1).

Op basis van Figuur 5.1 worden de volgende observaties gedaan:

- Voor een smalle brug ($b/l = 0,5$ of $l/b = 2$) bij sluitende wind ($c_m > 0$) zijn de NEN 6786-1 waarden geen omhullende van de gemeten waarden door Bouma en Rem [5].
- Voor een smalle brug ($b/l = 0,5$ of $l/b = 2$) bij openende wind ($c_m < 0$) zijn de NEN 6786-1 waarden wel een omhullende van de gemeten waarden voor de configuraties zonder dijk, maar niet voor de configuraties met dijk.
- Voor een brede brug ($b/l = l/b = 1$) bij sluitende wind ($c_m > 0$) zijn de NEN 6786-1 waarden geen omhullende van de gemeten waarden voor de configuraties zonder dijk, maar wel voor de configuraties met dijk.
- Voor een brede brug ($b/l = l/b = 1$) bij openende wind ($c_m < 0$) zijn de NEN 6786-1 waarden (net) geen omhullende van de gemeten waarden.

Op basis van deze observaties wordt geconcludeerd dat de c_m waarden afgeleid van NEN 6786-1 geen omhullende vormen van alle configuraties gegeven in Bouma en Rem [5]. Voor een gesloten situatie komen de waarden goed overeen met de resultaten van windtunnelmetingen aan de Den Over draaibruggen [45]. Voor een geopende situatie wordt aanbevolen om windtunnelonderzoek uit te voeren aan een basculebrug met verschillende slankheden en op verschillende hoogtes boven maaiveld volgens de richtlijnen in CUR Aanbeveling 103 om tot nauwkeuriger waarden voor de vormfactor te komen.

5.1.4 Vormfactor plaatliggerbruggen en kokerbruggen

Bronkhorst en Ritfeld [46] hebben een overzicht gemaakt van verticale krachtcoëfficiënten $C_{F,z}$ voor vaste plaatligger- en kokerbruggen bepaald uit verschillende onderzoeken. Deze situatie komt overeen met de gesloten situatie van een bewegingswerk.

De volgende bereiken voor $C_{F,z}$ zijn gevonden voor een invalshoekbereik $\alpha = \pm 5^\circ$, wat overeenkomt met het invalshoekbereik dat NEN-EN 1991-1-4 voorschrijft voor bepaling van de verticale krachtcoëfficiënt:

- Kokerbrug
 - o Aerodynamisch: $C_{F,z} = -0,76 - -0,91$ (neerwaarts) | $C_{F,z} = 0,11 - 0,16$ (opwaarts)
 - o Rechthoekig: $C_{F,z} = -0,72 - -0,81$ (neerwaarts) | $C_{F,z} = 0,29 - 0,38$ (opwaarts)
- Plaatliggerbrug $C_{F,z} = -0,13 - -0,53$ (neerwaarts) | $C_{F,z} = 0,13 - 0,62$ (opwaarts).

Hieruit volgt dat voor vaste bruggen grotere verticale krachtcoëfficiënten worden gevonden voor kokerbruggen dan voor plaatliggerbruggen voor dit invalshoekbereik. In het onderzoek van Allaart [43] en Bouma en Rem [44] is geen kokerbrugvorm beschouwd. Daarom wordt aanbevolen om de vormfactoren bepaald in deze onderzoeken niet toe te passen voor kokerbruggen, in het geval van bruggen met een horizontale draai-as (zoals een basculebrug of een ophaalbrug). Aanvullend onderzoek is benodigd voor de bepaling van de vormfactoren voor bewegingswerken met een horizontale draai-as en een val met kokervorm.

5.1.5 Bepaling probabilistische eigenschappen vormfactor

De vormfactoren zoals volgen uit het windtunnelonderzoek in [43] en [44], beschreven in voorgaande paragraaf, zijn niet afgeleid volgens CUR-aanbeveling 103 [42]. Het is daardoor niet mogelijk om de probabilistische eigenschappen van deze vormfactoren uit dit windtunnelonderzoek af te leiden. Daarom zijn meerdere recente windtunnelonderzoeken beschouwd waarvan de data beschikbaar zijn en waarbij wel de procedures van CUR-aanbeveling 103 zijn gevolgd. Dit betreffen het windtunnelonderzoek aan de Den Oever draaibruggen en het uitkragende dak van treinstation Rotterdam Centraal. Met de data van deze metingen zijn een onder- en bovengrens bepaald voor de variatiecoëfficiënt van de vormfactor.

De resultaten voor de gesloten Den Oever draaibruggen worden als representatief beschouwd voor die van een basculebrug in gesloten situatie. Wervels rondom een gedeeltelijk geopende basculebrug (bijvoorbeeld een openingshoek van 30-40°, zoals maatgevend voor dit type bruggen) gedragen zich echter anders dan in een gesloten of volledig geopende situatie. Naar verwachting is bij een gedeeltelijk geopend val de wervel die optreedt rondom de hoek (corner vortex) bepalend voor de lokale drukverdeling. Dit heeft ook invloed op de spreiding. De probabilistische eigenschappen afgeleid uit een volledig gesloten (of open) situatie zijn dus naar verwachting niet conservatief voor een gedeeltelijk geopend val. Dit verschijnsel treedt ook op bij een dakhoeck, daarom zijn ook de resultaten van windtunnelmetingen aan het dak van het centraal station Rotterdam beschouwd. Daarbij is een drukpunt op de punt van het dak beschouwd waarbij ditzelfde verschijnsel bepalend is. Het gaat dan om het afleiden van de variatiecoëfficiënt in de vormfactor. Omdat wervels over een gehele constructie wat uitmiddelen ten opzichte van een enkel drukpunt is dit effect van uitmiddeling wel beschouwd in de vergelijking.

Het windtunnelonderzoek aan de Den Oever draaibruggen is beschreven in [45]. In een latere analyse in [47] zijn de extreme waarde coëfficiënten nogmaals afgeleid, maar nu in lijn met de definitie uit het normmodel (waarbij de invloed door vlagerigheid van de wind wordt meegenomen door de term $[1 + 7I_v]$). Voor een gesloten brug wordt een extreme waarde van 0,43 afgeleid voor de verticale krachtcoëfficiënt. Dit betreft het 95%-fractiel voor een extreme waarde behorende bij een middelingstijd van 1 uur. De in NEN6786-1 [6] gegeven waarden voor de vormfactor C_t betreffen echter gemiddelde waarden. Om een vergelijking te kunnen maken, is de analyse van de ruwe data van de Den Oever draaibruggen opnieuw uitgevoerd waarbij een gemiddelde waarde voor de extreme verticale krachtscoëfficiënt ($C_{Fz,max}$) is afgeleid behorende bij een middelingstijd van 10 minuten (overeenkomstig de definitie van de gemiddelde windsnelheid). Dit komt overeen met het 57%-fractiel voor een Gumbel-verdeling. De volledige resultaten van deze analyse zijn te vinden in Bijlage D.3. Een waarde van 0,34 volgt voor de maatgevende windrichting (net niet dwars op de richting van de brug). Dit is iets lager dan de 0,4 zoals gespecificeerd in NEN6786-1 [6] voor een gesloten val, maar hoger dan de in [43] en [44] gevonden waarden voor een gesloten brugval. Een variatiecoëfficiënt van 0,05-0,10 wordt gevonden voor de maatgevende windrichtingen. Doordat er wordt gemeten in een turbulente stroom is dit de variatiecoëfficiënt voor het gecombineerde effect van de spreiding in de vlagfactor (c_g) en de vormfactor (C_t). Een Gumbel-verdeling blijkt een goede keuze voor de extreme krachtscoëfficiënten.

Het windtunnelonderzoek aan het dak van station Rotterdam Centraal is beschreven in [48]. De resultaten van de analyse zijn weergegeven in Bijlage D.4. De maatgevende situatie bij een windrichting van 180° ten opzichte van Noord geeft een variatiecoëfficiënt van 0,20 voor de piekwaarde van de drukcoëfficiënt bij een middelingstijd van de windsnelheid van

10 minuten. Dit betreft ook nu het gecombineerd effect van de spreiding in de vlagfactor en de vormfactor.

Om tot een betere bepaling van de probabilistische eigenschappen van de vormfactor van een basculebrug te komen, wordt aanbevolen windtunnelonderzoek volgens CUR Aanbeveling 103 uit te voeren.

5.1.6 Specificatie vormfactor windbelastingmodel

Normmodel

Voor het normmodel wordt aangesloten bij de waarden zoals gegeven in de grafiek uit NEN6786-1 [6]. Deze waarden zijn afgeleid uit windtunnelonderzoek waarin voor meerdere typen bruggen, configuraties en lengte-breedteverhoudingen de vormfactoren zijn afgeleid. Dit betreft echter windtunnelonderzoek van meer dan 70 jaar geleden waarbij nog niet werd gemeten volgens de huidige aanbevolen methoden beschreven in CUR Aanbeveling 103. Voor een gesloten brug kunnen de afgeleide waarden worden toegepast in het geval van plaatliggerbruggen (gebaseerd op bevindingen van windtunnelonderzoek aan de Den Oever draaibruggen). Voor gesloten bruggen met een kokervorm zijn de waarden echter mogelijk niet conservatief. In het geval van draai- en hefbruggen, wordt voor bruggen met een kokervorm daarom aanbevolen gebruik te maken van NEN-EN 1991-1-4. Voor draaibruggen en ophaalbruggen met een kokervorm is de grafiek uit NEN6786-1 [6] niet van toepassing. Voor een geopende situatie is op basis van de beschikbare informatie niet goed vast te stellen of de vormfactor waarden conservatief zijn, dit betreft zowel een plaatligger- als een kokervorm doorsnede. Aanbevolen wordt om windtunnelonderzoek uit te voeren volgens CUR Aanbeveling 103 aan verschillende brugconfiguraties. Een gesloten brug is niet de maatgevende situatie voor de windbelasting op het bewegingswerk.

Stochastisch model

Aangenomen is dat de waarden voor C_t in de grafiek uit NEN 6786 gemiddelde waarden zijn. Dit lijkt voor een gesloten brug iets aan de conservatieve kant, maar zoals in voorgaande paragraaf al beschreven, is dit niet de maatgevende situatie voor de windbelasting op het bewegingswerk. Voor het stochastisch model en de kalibratie van de partiële factor maakt deze keuze overigens niet uit, omdat deze representatieve of gemiddelde waarde aan beide zijden van de grenstoestandsfunctie (weerstand R en belastingeffect S) gebruikt wordt, zie onderzoek project Veiligheidsbeschouwing in [2], [3] en [4].

Voor het bepalen van de aan te houden variatiecoëfficiënt zijn de gegevens uit verschillende windtunnelonderzoeken en de aanbevolen waarden in JCSS [10] in [Tabel 5.1](#) op een rijtje gezet. Voor de door JCSS aanbevolen waarden zijn de variatiecoëfficiënt voor de vlagfactor en aerodynamische coëfficiënt gecombineerd, zodat deze vergeleken konden worden met de uit windtunnelonderzoek afgeleide waarden. Voor de variatiecoëfficiënt van de vlagfactor is hiervoor de ondergrens van 0,10 aangehouden, zoals genoemd in [10], omdat in het onderzoek naar de Den Oever draaibruggen een gecombineerde waarde van maximaal 0,10 werd gevonden. Een waarde voor de variatiecoëfficiënt van de vlagfactor c_g alleen van 0,15 is daarom te conservatief.

Tabel 5.1: Variatiecoëfficiënten voor de aerodynamische coëfficiënt volgens verschillende bronnen

Bron	c_g	C_t / C_f	C_p	Combinatie krachten ($V = \sqrt{V_1^2 + V_2^2}$)	Combinatie drukken ($V = \sqrt{V_1^2 + V_2^2}$)	Ratio V Drukken / krachten
JCSS						
Ondergrens	0.10	0.10	0.10	0.14	0.14	=1
Bovengrens	0.10	0.15	0.30	0.18	0.32	=1.78
Den Oever gesloten brug	-	-	-	0.10	-	-
Dak station Rotterdam	-	-	-	-	0.20	-

De variatiecoëfficiënt voor het drukpunt op het dak van station Rotterdam Centraal van 0,20 wordt beschouwd als bovengrens, aangezien de variatie in een krachtscoëfficiënt, of vormfactor, per definitie kleiner is dan die afgeleid voor een drukcoëfficiënt. Bij een groter oppervlak middelt de onzekerheid over alle drukpunten samen wat uit. Hoe conservatief deze waarde voor een deels geopend brugval (openingshoek van 30-40°) is, weten we niet. De afgeleide waarde voor de gesloten Den Oever draaibruggen van 0,10 is waarschijnlijk een ondergrens. De aanbevolen ondergrens door JCSS van 0,14 is daarmee aan de conservatieve kant.

Hoe ver we precies mogen zakken vanaf 0,20 weten we niet zonder windtunnelonderzoek volgens de nu geldende state-of-the-art [42]. We maken daarom in dit rapport een keuze op basis van de beperkte en indirecte informatie die we nu wel beschikbaar hebben. Hiervoor gebruiken we een tweetal redematies, die zoals gezegd inschattingen betreffen.

De eerste redematie is als volgt:

De variatiecoëfficiënt voor het drukpunt op het dak van station Rotterdam Centraal van 0,20 ligt binnen de bandbreedte van de door JCSS aanbevolen waarden (voor drukcoëfficiënten), namelijk op 1/3 tussen de onder- en bovengrens. Dezelfde plek binnen de bandbreedte voor krachtscoëfficiënten (dus op 1/3 tussen 0,14 en 0,18) geeft een variatiecoëfficiënt van 0,15.

De tweede redematie betreft:

De gemiddelde ratio tussen de variatiecoëfficiënten voor de druk- en krachtcoëfficiënten is 1,4 (ondergrens 1 – bovengrens 1,8). De variatiecoëfficiënt voor een krachtscoëfficiënt is dus gemiddeld 1,4 keer kleiner dan voor een drukcoëfficiënt. Als we 0,20 als bovengrens beschouwen voor een drukpunt op een deels geopend val, dan geeft dit een variatiecoëfficiënt van $0,20/1,4 = 0,14$ voor de bijbehorende krachtcoëfficiënt, uitgaande van deze gemiddelde verhouding van 1,4.

Conclusie:

Beide redematies geven dus een waarde voor de variatiecoëfficiënt van rond de 0,14-0,15. Dit betreft de variatiecoëfficiënt voor de combinatie van krachtcoëfficiënt en vlagfactor. Daarom wordt een waarde aangenomen van 0,10 voor zowel de vlagfactor als vormfactor. Dit geeft een gecombineerde variatiecoëfficiënt van $0,14 \sqrt{0,10^2 + 0,10^2}$.

5.2 Dynamische effecten – bouwwerkfactor

5.2.1 Achtergrond

Windtrillingen worden bepaald door het fluctuerende deel van de windbelasting. Deze trillingen kunnen optreden in langs-, dwars- en torsierichting, en worden veroorzaakt door verschillende aerodynamische verschijnselen, schematisch weergegeven voor een open en gesloten brugval in [Figuur 5.2](#).

Langstrillingen worden veroorzaakt door snelheidsfluctuaties in de richting van de wind. Deze snelheidsfluctuaties zorgen voor drukfluctuaties op het oppervlak dat in de wind staat. [Figuur 5.2\(a\)](#) en [\(b\)](#) laten zien dat langstrillingen voor een volledig geopend val optreden bij een andere aanstromingsrichting en in een andere hoofdas van het brugval dan voor een gesloten val.

Twee effecten treden op ten gevolge van de drukfluctuaties op het val. Ten eerste treden de drukfluctuaties niet gelijktijdig op over het oppervlak. Het gebrek aan correlatie van de drukfluctuaties over het oppervlak resulteert in een lagere effectieve fluctuerende belasting dan het geval zou zijn indien de drukfluctuaties gelijktijdig zouden optreden. Ten tweede zal het val in trilling komen ten gevolge van de drukfluctuaties met een frequentie gelijk aan de eigenfrequentie van het val. Deze trillingen zorgen voor een vergroting van het beschouwde belastingeffect van de wind op het val.

NEN-EN 1991-1-4 [8] brengt deze twee effecten van langstrillingen in rekening met de bouwwerkfactor $c_s c_d$. In Nederland is voor het bepalen van de bouwwerkfactor bijlage C aangewezen via de Nationale Bijlage bij NEN-EN 1991-1-4 [7]. Deze bepalingmethode voor $c_s c_d$ is afgeleid van het rekenmodel wat in de jaren '60 door Davenport is voorgesteld [49] [50] en door verschillende onderzoekers verder is ontwikkeld [51] [52] [53]. Over deze achtergronden is geschreven in [54] en [55]. De specifieke achtergronden van bijlage C in NEN-EN 1991-1-4 [8] zijn beschreven in [56].

Dwarstrillingen worden veroorzaakt door snelheidsfluctuaties dwars op de richting van de wind of door wervelafscheiding van de constructie, zoals weergegeven in [Figuur 5.2\(c\)](#) en [\(d\)](#). Deze aerodynamische mechanismen zorgen voor drukfluctuaties op het brugval dwars op de richting van de wind, die in een vergroting van de belasting kunnen resulteren. Voor slanke bruggen kunnen dwarstrillingen door wervelafscheiding van belang zijn voor bepaling van de windbelasting. Dyrbye en Hansen [56] geven een model voor dwarstrillingen door wervelafscheiding voor vaste bruggen (of gesloten bewegingswerken); dit model is opgenomen in de nieuwe concept Eurocode windbelastingen prEN 1991-1-4 [22]. Volgens dit model dienen dwarstrillingen door wervelafscheiding te worden beschouwd als $l/\sqrt{b \cdot d} \geq 6$, met l de lengte, b de breedte en d de dikte van het brugdek. De huidige NEN-EN 1991-1-4 [8] geeft geen regels voor dwarstrillingen.

Torsietrillingen kunnen optreden in geval van een asymmetrische stijfheidsverdeling van de constructie, zoals een asymmetrische positionering van de kern van een hoog gebouw. De nieuwe concept Eurocode windbelastingen prEN 1991-1-4 [22] geeft een model voor bepaling van torsietrillingen in gebouwen, welke zijn overgenomen uit rekenregels die in Japan van kracht zijn [57]. Deze rekenregels zijn van toepassing als:

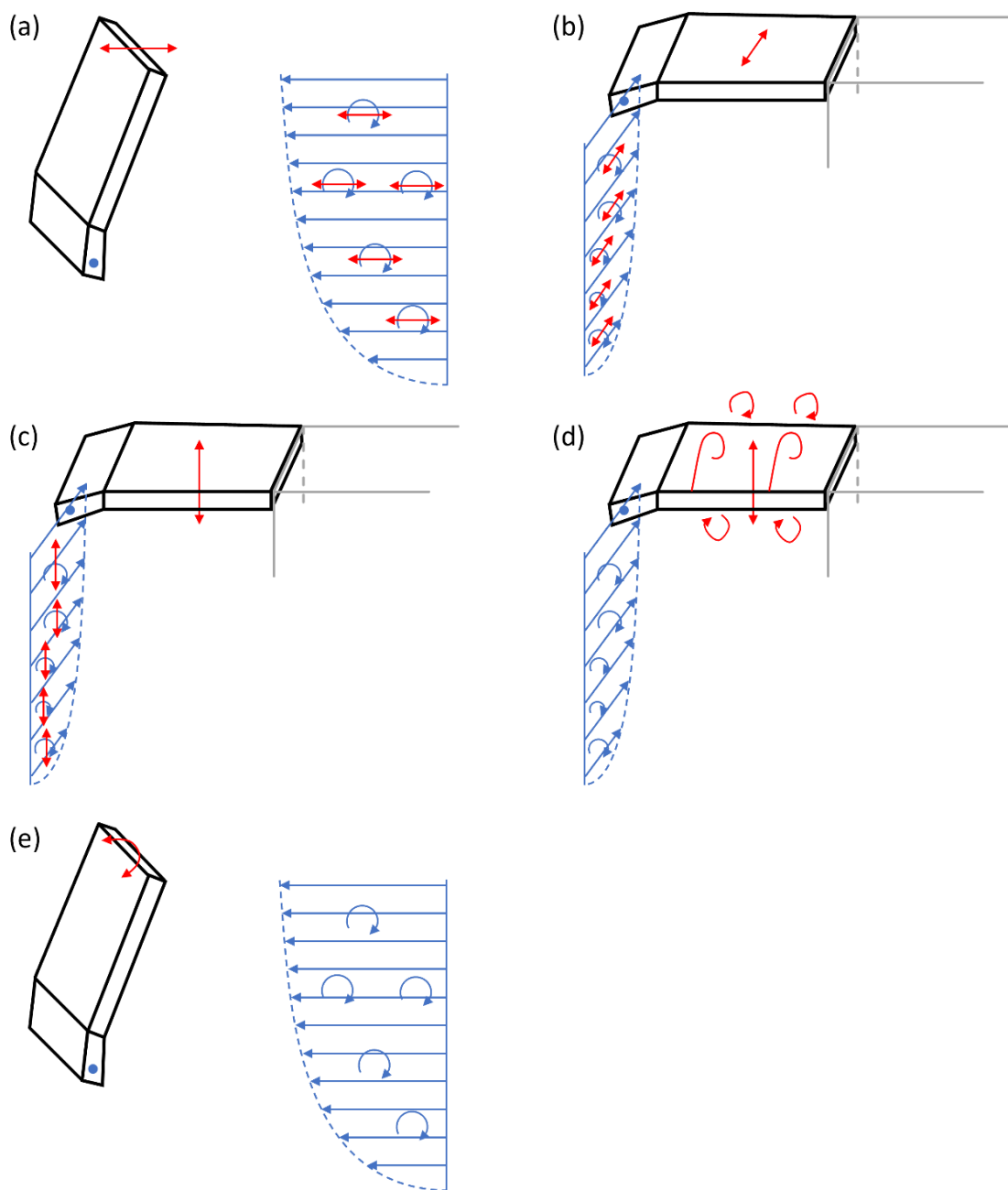
$$3 \leq \frac{h}{\sqrt{b \cdot d}} < 6 \quad (5.7)$$

$$0,2 \leq \frac{d}{b} \leq 5 \quad (5.8)$$

$$\frac{v_m(h)}{n_M \sqrt{b d}} \leq 10 \quad (5.9)$$

Met $v_m(h)$ de gemiddelde windsnelheid op gebouwhoogte h en n_M de eerste eigenfrequentie in torsierichting. De factoren in dit model zijn gekalibreerd op basis van windtunnelmetingen aan een set gebouwvormen waarvoor de genoemde voorwaarden van toepassing zijn. Vanwege deze kalibratie wordt afgeraden om het model toe te passen voor constructies die buiten dit toepassingsgebied vallen. De brugvallen van bewegingswerken zullen over het algemeen buiten het toepassingsgebied liggen, omdat de verhouding d/b voor een brugval meestal kleiner is dan 0,2. De huidige NEN-EN 1991-1-4 [8] geeft geen regels voor torsietrillingen. Volgens [55] kan met het model voor langstrillingen wel een conservatieve inschatting van het effect van torsietrillingen worden gemaakt.

In het vervolg van dit onderzoek naar een windbelastingmodel voor de kalibratie van de partiële factor voor wind worden alleen de langstrillingen beschouwd en wordt zo aangesloten bij de huidige norm voor windbelastingen NEN-EN 1991-1-4 [8]. Daarbij zijn we consistent in het ontwerp en toetsing voor de vaste delen van de brug en de bewegingswerken. De toekomstige generatie windnormen zal richtlijnen gaan bieden voor de andere type trillingen. Tegen die tijd zullen de normen voor vaste bruggen en bewegingswerken wellicht weer in lijn gebracht moeten worden.



Figuur 5.2: Trillingen in een val door verschillende aerodynamische windexcitatie mechanismen: (a) langstrillingen van een volledig geopend val door snelheidsfluctuaties in de richting van de wind, (b) langstrillingen van een gesloten val door snelheidsfluctuaties in de richting van de wind, (c) dwarstrillingen voor een gesloten val door snelheidsfluctuaties loodrecht op de richting van de wind, (d) dwarstrillingen van een gesloten val door wervelloslating (vortex excitatie) en (e) torsietrillingen door een asymmetrische stijfheidsverdeling.

5.2.2 Bouwwerkfactor in NEN-EN 1991-1-4

De bouwwerkfactor voor langstrillingen is in NEN-EN 1991-1-4 [8] gedefinieerd als:

$$c_s c_d = \frac{1 + 2k_p I_v(z_s) \sqrt{B^2 + R^2}}{1 + 7I_v(z_s)} \quad (5.10)$$

In deze vergelijkingen zijn de parameters als volgt gedefinieerd:

- $I_v(z_s)$ de turbulentie intensiteit gedefinieerd op hoogte z_s
- z_s de referentiehoogte
- k_p de piekfactor voor de dynamische respons
- B^2 de achtergrondresponsfactor; die het gebrek aan correlatie van de druk op de oppervlakte van de constructie in rekening brengt
- R^2 de dynamische responsfactor; die de turbulentie in resonantie met de trillingsvorm in rekening brengt

De afmetingsfactor c_s brengt de invloed van het gebrek aan correlatie van de turbulente fluctuaties op de piekwindbelasting in rekening. Over het algemeen geldt dat voor een vormfactor afgeleid uit belastingeffecten het gebrek aan correlatie tussen winddrukken op verschillende delen van het val in principe al verdisconteerd is in deze factor. Om deze reden wordt in de CUR Aanbeveling [42] voor windtunnelonderzoek een afmetingsreductiefactor $C_{dim} = 1$ in rekening gebracht.

Omdat de metingen door Allaart [43] en Bouma en Rem [44] zijn uitgevoerd in een laag-turbulente stroming is dit effect echter niet het verdisconteert in de vormfactor, aangezien de aankomende stroming in deze metingen geen wervels bevatte die worden beschreven met de afmetingsreductiefactor. Dit geldt ook voor veel krachtcoëfficiënten die in NEN-EN 1991-1-4 [8] worden voorgeschreven. Voor deze krachtcoëfficiënten mag volgens NEN-EN 1991-1-4 [8] gewoon gebruik worden gemaakt van de afmetingsreductiefactor. Vanwege de gebruikte laag-turbulente stroming en omwille van uniformiteit wordt daarom aanbevolen om gebruik van de afmetingsfactor voor bewegingswerken toe te staan, volgens de bepalingen zoals omschreven in NEN-EN 1991-1-4 [8].

De afmetingsfactor is volgens NEN-EN 1991-1-4 [8] gedefinieerd is als:

$$c_s = \frac{1 + 7I_v(z_s) \sqrt{B^2}}{1 + 7I_v(z_s)} \quad (5.11)$$

De dynamische factor wordt in NEN-EN 1991-1-4 als volgt gedefinieerd:

$$c_d = \frac{1 + 2k_p I_v(z_s) \sqrt{B^2 + R^2}}{1 + 7I_v(z_s) \sqrt{B^2}} \quad (5.12)$$

Vergelijking (5.12) voor c_d wordt verkregen door vergelijking (5.10) voor de bouwwerkfactor in EN 1991-1-4 te delen door vergelijking (5.11) voor de afmetingsfactor c_s .

Voor de bepaling van k_p , B^2 en R^2 wordt bijlage C uit NEN-EN 1991-1-4 [8] gehanteerd. De relevante formules worden hier weergegeven met waar relevant de te maken keuzes voor specifiek het bewegingswerk voor het val van een basculebrug.

De piekfactor k_p wordt gegeven als:

$$k_p = \max\left(\sqrt{2 \ln(vT)} + \frac{0,6}{\sqrt{2 \ln(vT)}}; 3\right) \quad (5.13)$$

Met T de middelingstijd van de referentie windsnelheid ($T= 10 \text{ min} = 600 \text{ s}$) of gelijk aan de openingsduur van de brug en v de frequentie in een vlaag, gegeven als:

$$v = \max\left(n_{1,x} \sqrt{\frac{R^2}{B^2 + R^2}}; 0,08\right) \quad (5.14)$$

De achtergrondresponsfactor B^2 wordt bepaald volgens:

$$B^2 = \frac{1}{1 + \frac{3}{2} \sqrt{\left(\frac{b}{L(z_s)}\right)^2 + \left(\frac{h}{L(z_s)}\right)^2 + \left(\frac{b}{L(z_s)} \frac{h}{L(z_s)}\right)^2}} \quad (5.15)$$

Met b en h de breedte en hoogte van de constructie waar de drukfluctuaties op werken. De hoogte van het aangeblazen oppervlak (van het val) wordt gegeven door $h = L_{val}$ (zie [Figuur 5.3](#)). De breedte van het aangeblazen oppervlak is gelijk aan de breedte van het val, dus $b = B_{val}$.

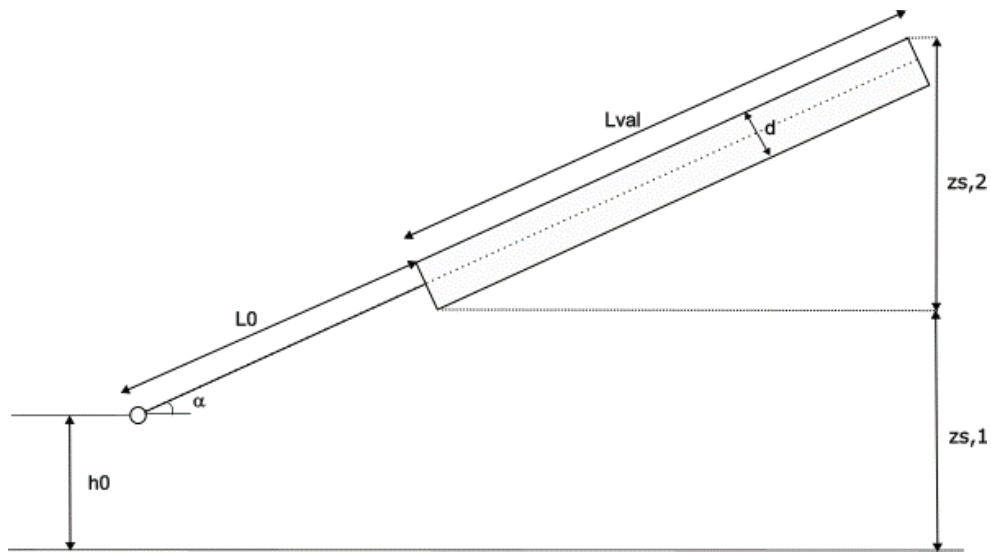
De turbulentielengteschaal $L(z_s)$ wordt bepaald met:

$$L(z_s) = L_t \left(\frac{z_s}{z_t}\right)^\alpha \quad (5.16)$$

Met $z_t = 200 \text{ m}$, $L_t = 300 \text{ m}$ en $\alpha = 0,67 + 0,05 \ln(z_0)$. z_s is de referentiehoogte, vastgesteld volgens onderstaand conform EN 1991-1-4 voor een verticale plaat boven het maaiveld.

$$z_s = z_{s,1} + 0,5 * z_{s,2} \quad (5.17)$$

Met $z_{s,2}$ de verticale hoogte van het val rekening houdend met de openingshoek en $z_{s,1}$ de afstand van de start van het val en het gekozen referentiepunt (conform paragraaf 4.2.1.3). Zie [Figuur 5.3](#) voor de betekenis van deze twee parameters.



Figuur 5.3: Schematisering geometrische eigenschappen brugval t.b.v. c_d berekening.

De referentiehoogte wordt gegeven door het hoogste punt van het val bij een bepaalde openingshoek:

$$z_{s,2} = L_{val} \cdot \sin(\alpha) + d_{val} \cdot \cos(\alpha) \quad (5.18)$$

De hoogte van het gekozen referentiepunt (maaiveld of waterniveau) tot aan de onderkant van het val wordt gegeven door:

$$z_{s,1} = h_0 + L_0 \cdot \sin(\alpha) - 0,5 \cdot d_{val} \cdot \cos(\alpha) \quad (5.19)$$

De referentiehoogte wordt daarmee:

$$z_s = z_{s,1} + 0,5z_{s,2} = h_0 + L_0 \cdot \sin(\alpha) + 0,5L_{val} \cdot \sin(\alpha) \quad (5.20)$$

De dynamische responsfactor R wordt bepaald volgens:

$$R^2 = \frac{\pi^2}{2\delta} S_L(z_s, n_{1,x}) K_s(n_{1,x}) \quad (5.21)$$

$$\delta = \delta_s + \delta_a \quad (5.22)$$

Met δ het logaritmische decrement van de demping, en δ_s de constructieve demping en δ_a de aerodynamische demping. NEN 6786-1 specificeert waarden voor de dempingsmaat ζ_s , te weten $\zeta_s = 0,005$ (val zonder bufferveren) en $\zeta_s = 0,02$ (val met bufferveren). Het logaritmisch decrement van de demping δ is gerelateerd aan de dempingsmaat ζ volgens:

$$\delta = \frac{2\pi\zeta}{\sqrt{1 - \zeta^2}} \quad (5.23)$$

De aerodynamische demping wordt gegeven door:

$$\delta_a = \frac{|C_t| \rho v_m(z_s)}{2n_{1,x} \mu_e} \quad (5.24)$$

Met μ_e de equivalente massa per oppervlakte-eenheid van de constructie (voor rechthoekige oppervlakten):

$$\mu_e = \frac{\int_0^h \int_0^b \mu(y, z) \Phi_1^2(y, z) dy dz}{\int_0^h \int_0^b \Phi_1^2(y, z) dy dz} \quad (5.25)$$

Met μ de massa per eenheid van oppervlakte van de constructie en Φ_1 de trilvorm. Voor een homogene verdeling van de massa geldt $\mu_e = \mu = M_{val} / (L_{val} * b_{val})$.

De dimensieloze spectrale dichtheid van de windsnelheidsfluctuaties wordt gegeven door:

$$S_L(z_s, n_{1,x}) = \frac{6,8 f_L(z_s, n_{1,x})}{(1 + 10,2 f_L(z_s, n_{1,x}))^{\frac{5}{3}}} \quad (5.26)$$

Met:

$$f_L(z_s, n_{1,x}) = \frac{n_{1,x} L(z_s)}{v_m(z_s)} \quad (5.27)$$

De afmetingsreductiefactor $K_s(n_{1,x})$ wordt gegeven door:

$$K_s(n_{1,x}) = 1 / (1 + \sqrt{(G_y \varphi_y)^2 + (G_z \varphi_z)^2 + \left(\frac{2}{\pi} G_y \varphi_y G_z \varphi_z\right)^2}) \quad (5.28)$$

Met:

$$\varphi_y = \frac{11,5 b n_{1,x}}{v_m(z_s)} \quad \varphi_z = \frac{11,5 h n_{1,x}}{v_m(z_s)} \quad (5.29)$$

Hierin zijn $n_{1,x}$ de eigenfrequentie van het val, $L(z_s)$ de turbulentielengteschaal (zie eerder) en $v_m(z_s)$ de gemiddelde windsnelheid op referentiehoogte. b en h zijn hierin respectievelijk de breedte en hoogte van de constructie waar de drukfluctuaties op werken. De hoogte van het aangeblazen oppervlak (van het val) wordt gegeven door $h = L_{val}$ (zie [Figuur 5.3](#)). De breedte van het aangeblazen oppervlak is gelijk aan de breedte van het val, dus $b = B_{val}$. De gemiddelde windsnelheid voor beweegbare bruggen tijdens de openingscyclus wordt gegeven door:

$$v_m(z_s) = c_{dir} c_{prob} c_o \bar{v}_{ref,k} 0,19 \left(\frac{z_0}{z_{0,ref}}\right)^{0,07} \ln\left(\frac{z_s}{z_0}\right) \quad (5.30)$$

Zie paragraaf 3.1 voor de definitie van de parameters. $\bar{v}_{ref,k}$ is hierbij dus de karakteristieke waarde voor de 10-min gemiddelde windsnelheid gerelateerd aan gemiddeld aantal uren per jaar niet-bediendbaar op 10 m hoogte boven maaiveld voor terreinruwheidlengte $z_{0,ref} = 0,05$ m (terreincategorie II). Deze zal worden afgeleid binnen dit project.

G_y en G_z hangen af van de trillingsvorm volgens [Tabel 5.2](#). Voor het val kunnen we uitgaan van een uniforme trillingsvorm in y-richting (breedterichting val) en een lineaire trillingsvorm in z-richting (hoogterichting).

Tabel 5.2: Constante G afhankelijk van trillingsvorm volgens EN 1991-1-4 Bijlage C

Tabel C.1 — G en K als functie van trillingsvorm

Trillingsvorm	Uniform	Lineair	Parabolisch	Sinusvormig
G	1/2	3/8	5/18	$4/\pi^2$
K	1	3/2	5/3	$4/\pi$

OPMERKING 1 Voor gebouwen met een uniforme horizontale trillingsvorm en een lineaire verticale trillingsvorm: $\phi(y,z) = z/h$, $G_y = 1/2$, $G_z = 3/8$, $K_y = 1$ en $K_z = 3/2$.

OPMERKING 2 Voor schoorstenen met een uniforme horizontale trillingsvorm en een parabolische verticale trillingsvorm: $\phi(y,z) = z^2/h^2$, $G_y = 1/2$, $G_z = 5/18$, $K_y = 1$ en $K_z = 5/3$.

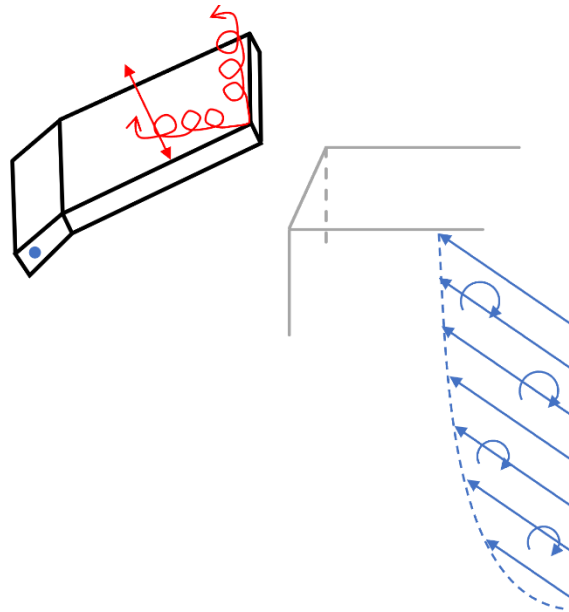
OPMERKING 3 Voor bruggen met een sinusvormige horizontale trillingsvorm: $\phi(y,z) = \sin(\pi \cdot y/b)$, $G_y = 4/\pi^2$, $G_z = 1/2$, $K_y = 4/\pi$ en $K_z = 1$.

5.2.3 Toepasbaarheid bouwwerkfactor in schuine stand

De bouwwerkfactor is van toepassing voor oppervlakten die loodrecht in de wind staan. Voor een oppervlak dat loodrecht in de wind staat, wordt in dit geval aangenomen (zie [58] voor discussie) dat de drukfluctuaties op het oppervlak en de fluctuaties voor de kracht in langsricting evenredig zijn met de snelheidsfluctuaties in de ongestoorde wind. Deze relatie wordt in de $c_s c_d$ bepalingmethode in rekening gebracht met de achtergrondresponsiefactor B^2 en de afmetingsreductiefactor K_s . De vergelijkingen (5.15) en (5.28) voor deze twee factoren zijn afgeleid uit uitdrukkingen voor de snelheidsfluctuaties in de langsricting van de aankomende ongestoorde wind [56].

Voor een oppervlak dat niet recht in de wind staat, zoals een dakvlak of een deels geopende basculebrug, is er geen sprake van een 1 op 1 relatie tussen de snelheidsfluctuaties in de ongestoorde wind en de drukfluctuaties op het val die aan de basis ligt van $c_s c_d$. Bij een schuine stand worden de drukfluctuaties op het val in grote mate bepaald door de aerodynamica van het val zelf. Vanaf een bepaalde openingshoek ontstaat een hoekvortex bij een schuine windrichting (zie [Figuur 5.4](#)), die in een verhoging van de drukfluctuaties op het val zal resulteren. Deze verhoging wordt niet in rekening gebracht met de bouwwerkfactor $c_s c_d$. In dit geval is de bepalingmethode voor de bouwwerkfactor $c_s c_d$ dus niet van toepassing. De dynamische windeffecten op het val kunnen voor deze situaties alleen worden bepaald met behulp van windtunnelonderzoek.

NEN-EN 1991-1-4 [8] hanteert voor daken een grenswaarde voor de hellingshoek $\alpha = 75^\circ$; voor grotere hellingshoeken wordt het betreffende vlak beschouwd als een gevel voor bepaling van de windbelasting. Om aansluiting met NEN-EN 1991-1-4 [8] te houden, bevelen we daarom aan om een openingshoek van 75° van het val te hanteren als ondergrens voor toepassing van de bepalingmethode in NEN-EN 1991-1-4 [8] voor de bouwwerkfactor $c_s c_d$. Voor openingshoeken kleiner dan 75° wordt aanbevolen een conservatieve waarde voor de bouwwerkfactor te hanteren. Voor hoeken tussen 60° en 75° is de toename in fluctuaties op het val ten gevolge van de hoekvortex zeer minimaal. Dit blijkt bijvoorbeeld uit het gegeven dat NEN-EN 1991-1-4 voor lessenaardaken (artikel 7.2.4) en zadeldaken (artikel 7.2.5) dezelfde negatieve lokale drukcoëfficiënten geeft voor de zones waar de hoekvortex een invloed heeft. Paragraaf 5.2.7 doet een voorstel voor de bepaling van $c_s c_d$ afhankelijk van openingshoek, waarbij is getracht om zoveel mogelijk de aansluiting met de huidige bepalingen in NEN 6786-1 [6] te behouden.



Figuur 5.4: Hoekvortex bij schuine stand van een brugval van een bewegingswerk.

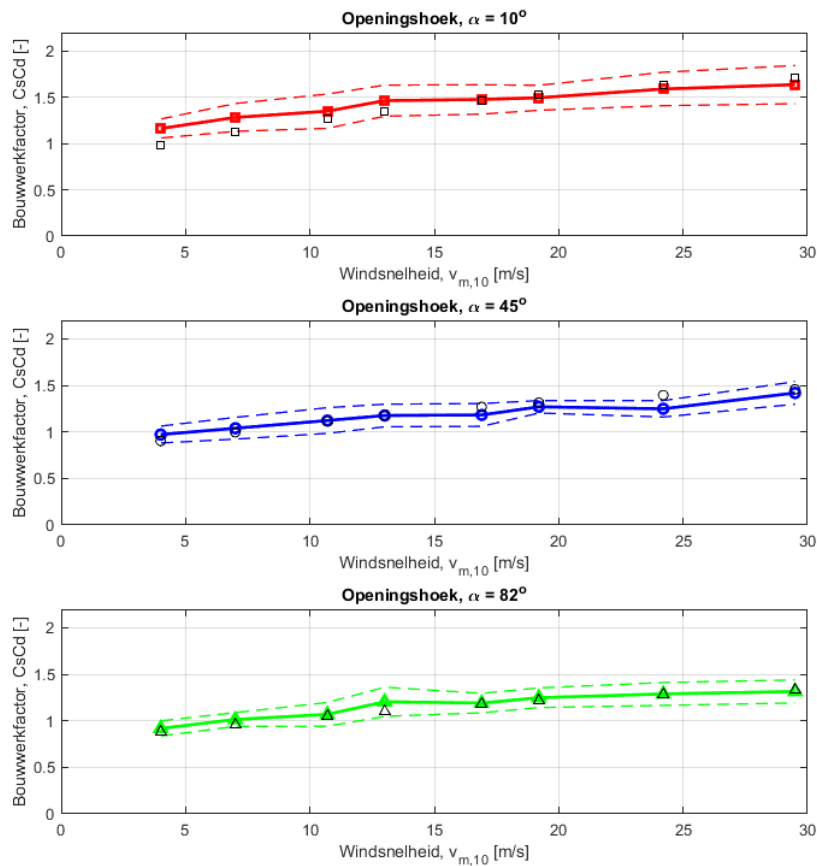
5.2.4 Vergelijking model NEN-EN1991-1-4 met dynamisch model

Er is nagegaan of de beschreven methodiek in voorgaande paragraaf volgens Bijlage C van NEN-EN 1991-1-4 [8] voor bewegingswerken toepasbaar is. Daarvoor is een vergelijking uitgevoerd met behulp van het dynamisch model zoals dat is ontwikkeld voor het deelproject Dynamica [59]. Met dit dynamisch model is de bouwwerkfactor $c_s c_d$ afgeleid uit de tijdsafhankelijke responsie van het val op verschillende windsignalen. Dit is vervolgens vergeleken met de berekende waarde volgens NEN-EN 1991-1-4. Hiervoor is een fluctuerend windsignaal opgelegd op het val in het dynamisch model. In Bijlage E is de methode en de analyse van de signalen uit het dynamisch model in meer detail beschreven.

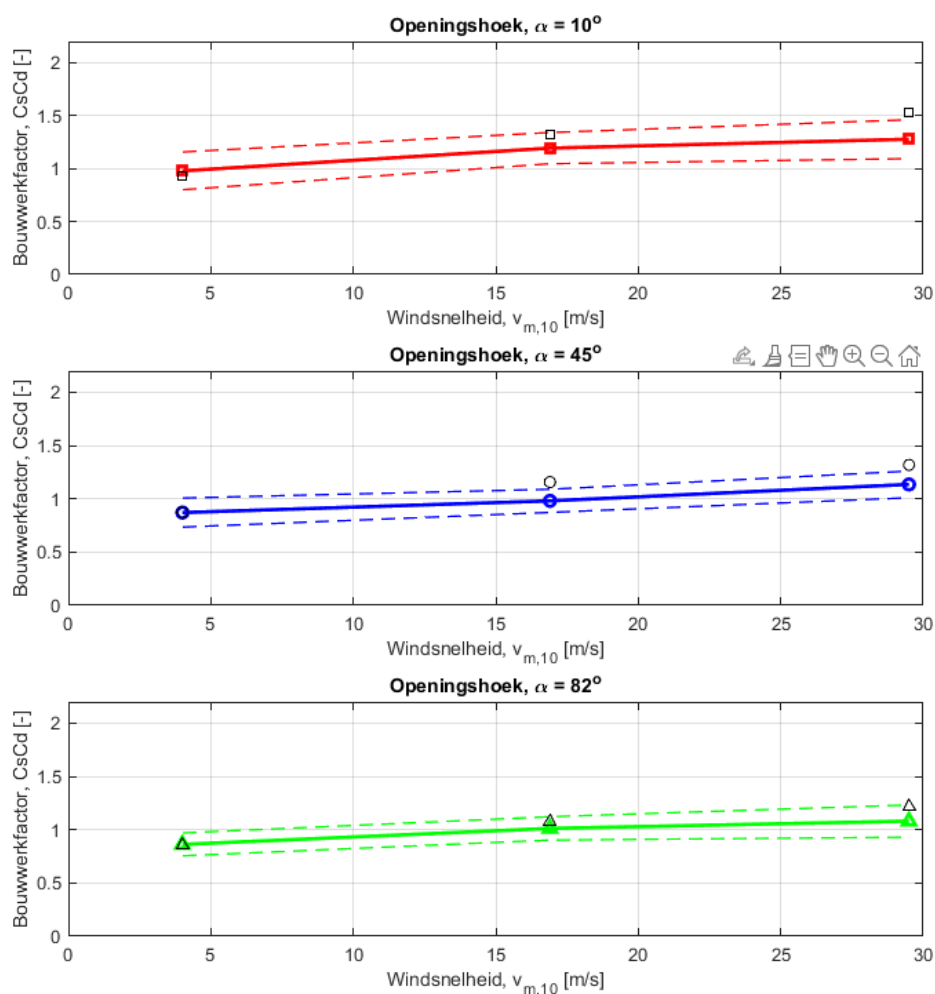
Er zijn voor verschillende waarden voor de gemiddelde windsnelheid en een drietal openingshoeken (10° , 45° en 82°) steeds 15 signalen gegenereerd en de responsie bepaald. Hieruit is vervolgens een gemiddelde waarde en een variatiecoëfficiënt voor $c_s c_d$ afgeleid. In **Figuur 5.5** zijn de resultaten weergegeven voor een periode van ($T = 600$ s) overeenkomend met een openingsduur van 10 minuten. Hierin valt op dat de bepaalde gemiddelde waarde voor $c_s c_d$ goed overeenkomt met de waarde volgens NEN-EN 1991-1-4. Voor zeer korte perioden (60 s en minder) lijkt de methodiek in de norm tot een iets conservatievere waarde voor $c_s c_d$ te leiden, voornamelijk bij hogere windsnelheden (zie **Figuur 5.6**). Voor zeer lange perioden (4 uur en meer) zijn de waarden uit de norm iets lager dan die bepaald met het dynamisch model (zie **Figuur 5.7**). Voor de van toepassing zijnde openingshoeken is de overeenkomst goed en vallen de waarden volgens de norm binnen de weergegeven spreiding. Hieruit blijkt dat de bepalingmethode voor $c_s c_d$ volgens Bijlage C van NEN-EN 1991-1-4 ook toepasbaar is voor bewegingswerken van basculebruggen.

Een variatiecoëfficiënt van ongeveer 0,10 wordt gevonden. De bron van de spreiding is verder onderzocht waarbij is nagegaan of deze spreiding moet worden toegepast op c_d in het stochastisch model of dat de gevonden spreiding komt door de spreiding in het turbulente deel van het windsignaal zelf en daarom wordt ondervangen door de vlagfactor

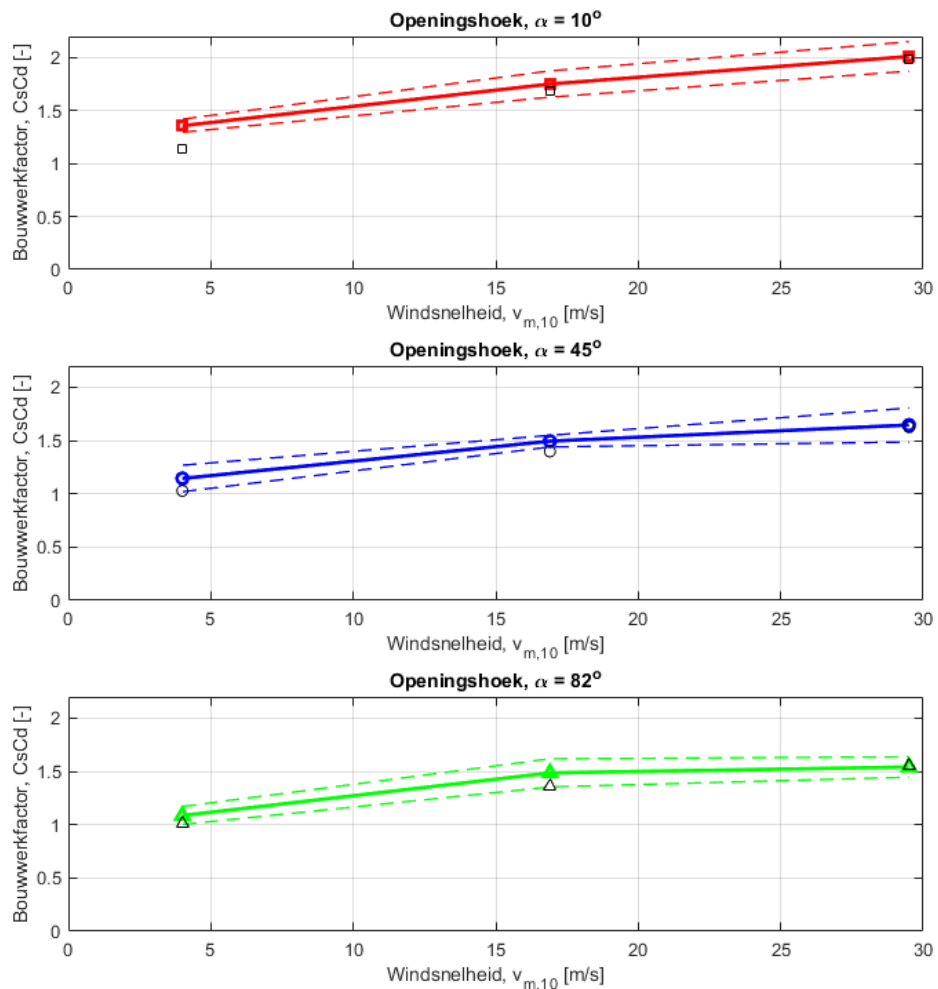
c_g . Uit de gesimuleerde turbulente windsignalen is de spreiding van de piekfactor g afgeleid. Deze bleek iets groter dan de gevonden spreiding in $c_s c_d$. De waarden voor g en $c_s c_d$ zijn daarbij sterk gecorreleerd. Hieruit volgt dat de weergegeven spreiding van $c_s c_d$ in [Figuur 5.5](#) - [Figuur 5.7](#) afkomstig is van de spreiding in g uit de verschillende windsignalen. Deze spreiding wordt dus al ondervangen door de spreiding in de vlagfactor c_g , en wordt niet in rekening gebracht voor $c_s c_d$.



Figuur 5.5: Resultaten validatie NEN-EN1991-1-4 model met dynamisch model voor verschillende windsnelheden en opengingshoeken bij een periode van 10 minuten ($T = 600$ s).



Figuur 5.6: Resultaten validatie NEN-EN1991-1-4 model met dynamisch model voor verschillende windsnelheden en openingshoeken bij een periode van 10 minuten ($T = 60$ s).



Figuur 5.7: Resultaten validatie NEN-EN1991-1-4 model met dynamisch model voor verschillende windsnelheden en openingshoeken bij een periode van 10 minuten ($T = 4$ uur).

5.2.5 Gevoeligheidsstudie

De dynamische respons wordt beïnvloed door verschillende eigenschappen van het val. De JCSS PMC [10] beveelt een gecombineerde onzekerheid aan van $V = 0,10 - 0,20$ voor de dynamische factor c_d . Om een beeld te krijgen van de spreiding in c_d voor basculebruggen is een gevoeligheidsstudie uitgevoerd voor c_d volgens de bepalingsmethode uit Bijlage C van NEN-EN 1991-1-4 voor verschillende invoerparameters. De invoerparameters die zijn beschouwd zijn:

- Eigenfrequentie
- Damping
- Massa val
- Lengte val
- Windsnelheid

Dit betreffen naar verwachting de meest dominante parameters. De parameters die te maken hebben met de beschrijving van de vlagerigheid van de wind worden niet beschouwd

in deze gevoeligheidsstudie (zie Bijlage E). Deze onzekerheid zit namelijk al verdisconteerd in de spreiding van de vlagfactor.

De waarden zijn gevarieerd voor het voorbeeld van de Schinkelbrug. De gespecificeerde waarden die zijn aangehouden zijn weergegeven in [Tabel 5.5](#) in paragraaf 5.2.6. De aangehouden variaties voor de eerste vier parameters zijn weergegeven in [Tabel 5.3](#). De gevoeligheid op de gemiddelde windsnelheid is bekeken door de waarde voor c_d voor verschillende waarden van de gemiddelde windsnelheid (stuursnelheden zijn aangehouden als gemiddelde windsnelheid) te bepalen. De variatie in windsnelheid wordt in het stochastisch model al meegenomen in de windsnelheid zelf. Deze gevoeligheid wordt onderzocht om te bepalen in hoeverre de waarde voor c_d in het stochastisch model zou moeten afhangen van de gesampelde waarde van de windsnelheid in de betrouwbaarheidsanalyses.

Tabel 5.3: Aangehouden stochastische eigenschappen voor enkele constructieve eigenschappen van het val in de gevoeligheidsstudie voor c_d

Parameter	Verdelingsfunctie	Mean/ specified	Spreiding V	Opmerking
Eigenfrequentie	Lognormaal	1/1,15	0,3	Volgens JCSS
Demping	Lognormaal	1,2	0,5	Volgens JCSS
Massa val	Normaal	1,0	0,07	Volgens JCSS
Lengte val	Normaal	1,0	0,05	Aangenomen als conservatief uitgangspunt

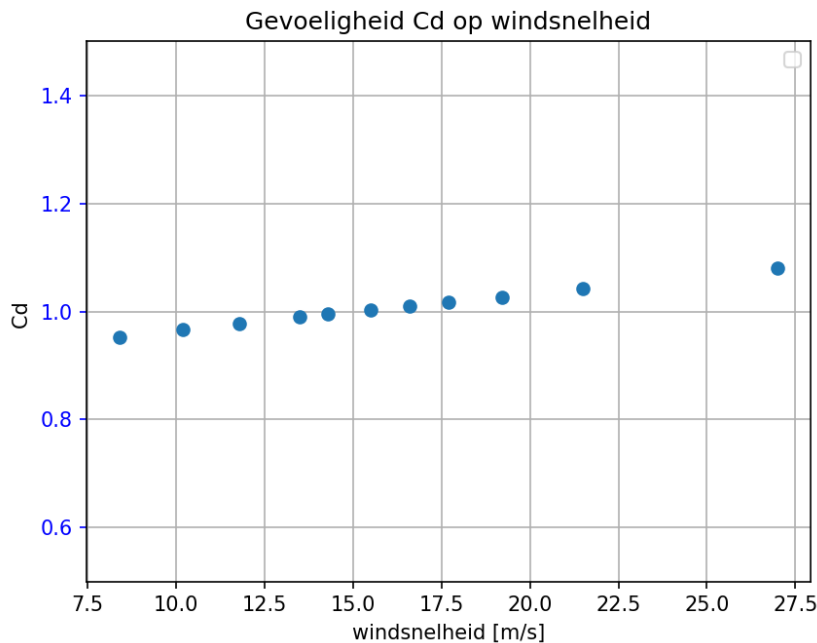
Het blijkt dat de mogelijke spreiding in de massa en de lengte van het val nauwelijks invloed hebben op de spreiding in c_d ; orde 1%. De eigenfrequentie en demping daarentegen hebben wel degelijk invloed. De variatie is beschouwd voor 2 typen bruggen; zonder en met verende buffer. Voor de brug zonder verende buffer is een gespecificeerde waarde voor de demping van 0,5% aangehouden. Voor de brug met verende buffer een waarde van 2%. Voor de eigenfrequentie is een waarde van 1,16 Hz aangehouden. Dit is voor dit type constructies een lage eigenfrequentie, waardoor dit een ongunstige situatie betreft en daarmee aan de veilige kant voor de bepaling van de spreiding in c_d . Dit leidt met de aangehouden stochastische eigenschappen in [Tabel 5.3](#) tot de boven- en ondergrens van de verschillende parameters waartussen is gevarieerd uit [Tabel 5.4](#). Let op: in de gevoeligheidsstudie worden samples getrokken uit de in [Tabel 5.3](#) gedefinieerde verdelingsfuncties. Er zullen dus veel minder trekkingen zijn tegen de boven- en ondergrens aan dan rondom het gemiddelde.

Tabel 5.4: Waarden voor eigenfrequentie en demping waartussen gevarieerd is

Parameter	Gespecificeerde waarde	Ondergrens	Bovengrens
Eigenfrequentie	1,16 Hz	0,40 Hz	2,37 Hz
Demping zonder verende buffer	0,5%	0,2%	2%
Demping met verende buffer	2%	0,4%	12%

De gevonden spreiding in de dynamische factor c_d voor een brug zonder verende buffer is 0,09. Voor een brug met verende buffer neemt de spreiding in c_d af naar ongeveer 0,08.

In [Figuur 5.8](#) is weergegeven hoe de dynamische factor afhangt van de gemiddelde windsnelheid. De dynamische factor wordt groter bij een hogere windsnelheid. Hoe hiermee wordt omgegaan in het windbelastingmodel wordt toegelicht in [paragraaf 5.2.7](#).



Figuur 5.8: Invloed windsnelheid op dynamische factor.

5.2.6 Voorbeeld uitwerkingen

Deze paragraaf geeft de uitwerking van voorbeeldberekeningen aan 6 bewegingswerken voor de bouwwerkfactor $c_s c_d$. De berekeningen zijn uitgevoerd op basis van de aangenomen parameters in [Tabel 5.5](#). Er is uitgegaan van een sluitende wind. De (tussen)resultaten voor een openingshoek van 80 graden zijn weergegeven in [Tabel 5.6](#). De resultaten in [Tabel 5.6](#) voor brug 1 tot en met 3 (Schinkelbrug 07, Kaagbrug en Ketelbrug Zuid) zijn bepaald op basis van de ontwerpdocumentatie. De resultaten voor brug 4 tot en met 6 zijn bepaald op basis van informatie aangeleverd door Rijkswaterstaat. Voor sommige waarden van brug 4-6 was geen informatie beschikbaar en zijn waarden gekozen:

- Voor de vallen zijn massa's gekozen die resulteren in een equivalente massa per oppervlak van ongeveer 1000 kg/m^2 , wat minimaal 20% hoger is dan de equivalente massa's gespecificeerd in de ontwerpdocumentatie van brug 1, 2 en 3. Een lagere massa leidt tot een grotere aerodynamische demping en daarmee tot een lagere waarde voor de bouwwerkfactor. De gehanteerde equivalente massa's geven dus een conservatieve inschatting voor de bouwwerkfactor.
- Voor de constructieve demping is uitgegaan van $\zeta_s = 0,5\%$ voor alle bewegingswerken; voor vallen met buffer is dit een zeer lage dempingswaarde, en resulteert daarmee in een conservatieve inschatting voor $c_s c_d$.

[Figuur 5.9](#) en [Figuur 5.10](#) geven resultaten voor de bouwwerkfactor $c_s c_d$ van de 6 bewegingswerken beschreven in [Tabel 5.5](#), waarbij de eigenfrequentie van de bewegingswerken is gevarieerd tussen 0,25 Hz en 3 Hz. De 6 bewegingswerken zijn een representatieve weergave van basculebruggen in het areaal van Rijkswaterstaat, met verschillende hoogtes boven het maaiveld (variërend tussen 3,4 en 29,5 m) en verschillende vallengtes (variërend tussen 10,6 en 54,2 m) en breedtes (variërend tussen 11,4 en 27,0 m).

Ook weergegeven (met vaste zwarte lijn) is de $c_s c_d$ waarde (= $0,95 \times 1,15 = 1,09$) die wordt voorgeschreven in de huidige NEN 6786-1 [6]. Daarnaast is met zwarte stippellijn een eigenfrequentie gespecificeerd van 0,4 Hz, wat in overleg met Rijkswaterstaat wordt gehanteerd als praktische ondergrens voor de eigenfrequentie van bewegingswerken.

Figuur 5.9 geeft de resultaten voor een constructieve demping $\zeta_s = 2,0\%$ (met bufferveer). Hieruit blijkt dat bij een eigenfrequentie van 0,4 Hz alle bewegingswerken ruim onder $c_s c_d = 1,09$ liggen, welke wordt gespecificeerd in de huidige NEN 6786-1 [6]. De hoogste $c_s c_d$ waarde voor de 6 beschouwde bewegingswerken bij een eigenfrequentie van 0,4 Hz is $c_s c_d = 1,02$. Als conservatieve waarde wordt voor bewegingswerken met bufferveer aanbevolen om $c_s c_d = 1,05$ aan te houden, indien $c_s c_d$ niet wordt bepaald volgens NEN-EN 1991-1-4 [8] bijlage C.

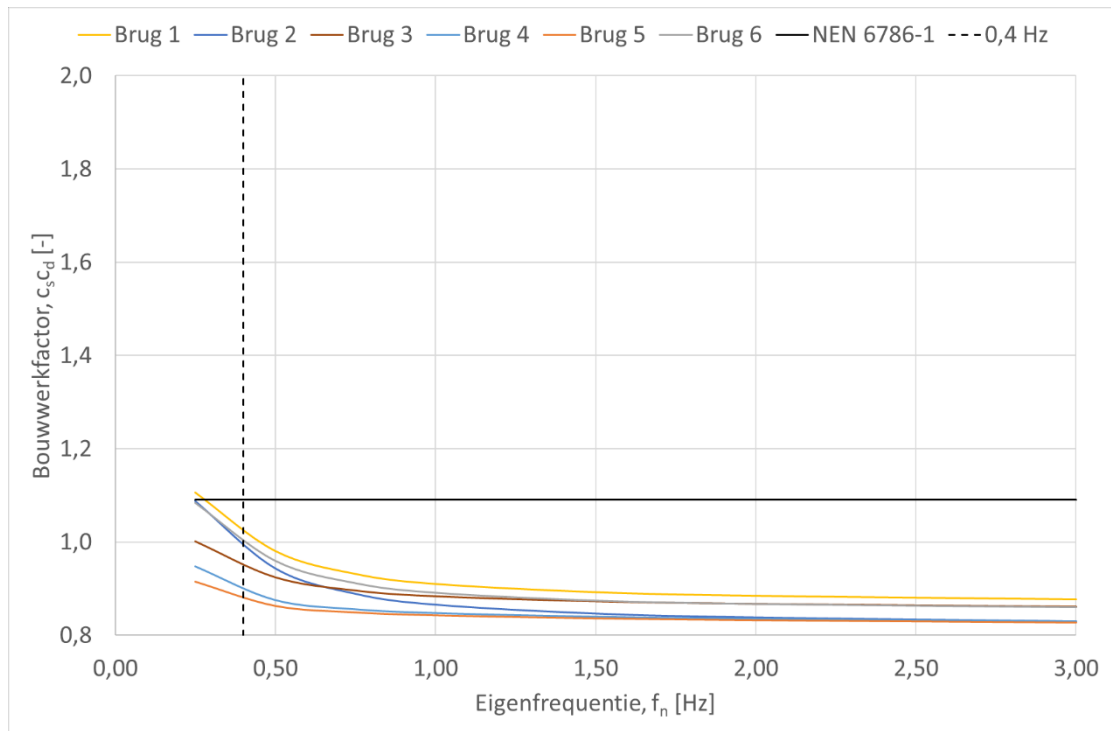
Figuur 5.10 presenteert de resultaten voor een constructieve demping $\zeta_s = 0,5\%$ (zonder bufferveer). Bij een eigenfrequentie van 0,4 Hz liggen 3 bewegingswerken boven $c_s c_d = 1,09$. De hoogste waarde bij een eigenfrequentie van 0,4 Hz is $c_s c_d = 1,2$. Voor bruggen zonder bufferveer wordt daarom aanbevolen om als conservatieve waarde $c_s c_d = 1,2$ aan te houden, indien $c_s c_d$ niet wordt bepaald volgens NEN-EN 1991-1-4 [8] bijlage C.

Tabel 5.5: Brugspecifieke parameters voor de Haringvlietbrug, de Van Brienoordbrug (VBB) West, de Algerbrug, de Schinkelbrug Noord en de Kaagbrug

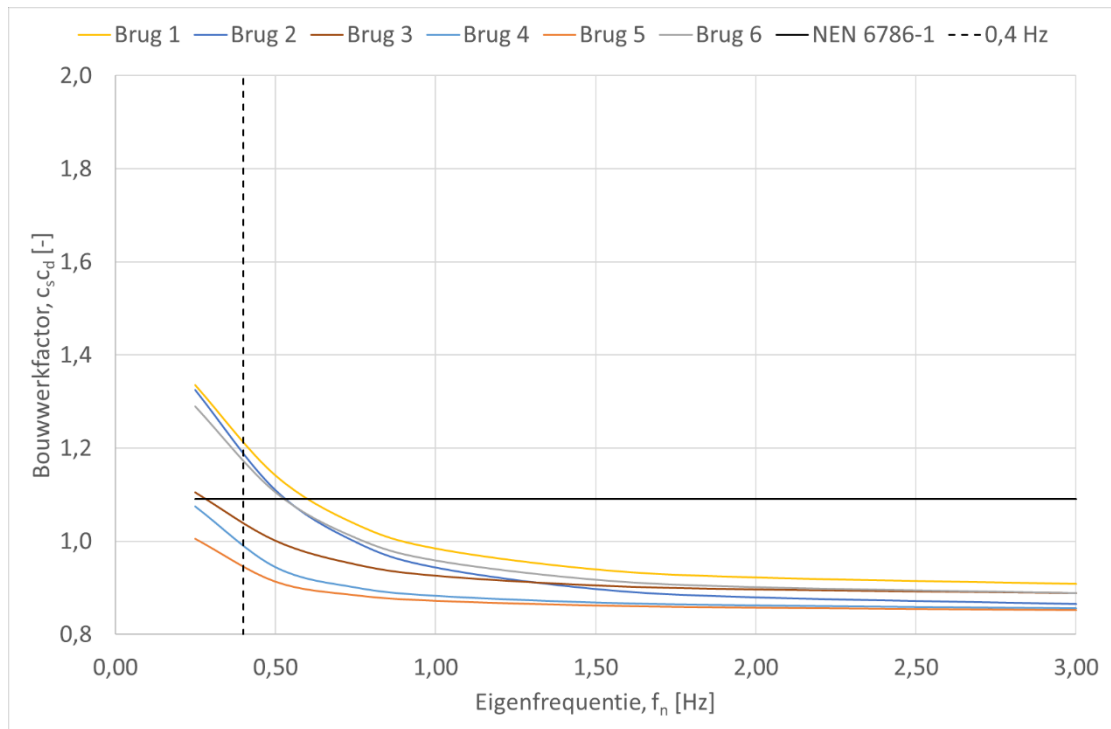
Parameter	Schinkel brug 07 *	Kaagbrug *	Ketelbrug Zuid *	Haringvliet brug	VBB West	Algerbrug
	Brug 1	Brug 2	Brug 3	Brug 4	Brug 5	Brug 6
Lengte val, L_{val} [m]	16,3	10,6	21,2	38,2	54,2	24,8
Breedte val, B_{val} [m]	12,1	11,4	17,9	25,5	27,0	19,7
Hoogte draaipunt t.o.v. gemiddelde waterstand, h_0 [m]	6,2	3,5	11,1	12,4	21,1	7,0
Dikte val, d_{val} [m]	3,0	1,0	1,0	4,0	4,0	2,0
Hoogte maaiveld tot onderkant val, h_1 [m]	8,7	3,4	14,0	17,8	29,5	10,3
Massa val, M [kg]	162764	59421	170600	1000000	1500000	500000
Terreinruwheid, z_0 [m]	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
10-min gemiddelde windsnelheid, $v_{ref,k}$ [m/s]	13,5	13,5	13,5	13,5	13,5	13,5
Eigenfrequentie, $n_{1,x}$ [Hz]	0,40	0,40	1,00	2,00	1,00	1,55
Constructieve demping, ζ [-]	0,005	0,005	0,005	0,005	0,005	0,005
Trillingsvormconstante, G_y [-]	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50
Trillingsvormconstante, G_z [-]	0,38	0,38	0,38	0,38	0,38	0,38
Middelingstijd, T [s]	600	600	600	600	600	600

Tabel 5.6: Resultaten berekeningen voor de Haringvlietbrug, de Van Brienoordbrug (VBB) West, de Algerbrug, de Schinkelbrug Noord, de Kaagbrug en de Ketelbrug

Parameter	Schinkel brug 07 *	Kaagbrug *	Ketelbrug Zuid *	Haringvliet brug	VBB West	Algerbrug
	Brug 1	Brug 2	Brug 3	Brug 4	Brug 5	Brug 6
Vormfactor, C_t [-]	1,17	1,17	1,17	1,17	1,27	1,17
Correlatielengte drukfluctuaties, h [m]	16,3	10,6	21,2	38,2	54,2	24,8
Referentiehoogte, z_s [m]	17,0	8,7	24,5	37,0	56,5	22,7
Gemiddelde windsnelheid, $v_m(z_s)$ [m/s]	12,6	8,6	13,6	14,8	16,0	13,4
Turbulentiengteschaal, $L(z_s)$ [m]	70	41	87	111	142	83
Turbulentie intensiteit, $I_v(z_s)$ [-]	0,23	0,35	0,21	0,19	0,18	0,21
Dimensieloze frequentie, $f_L(z_s, n_{1,x})$ [-]	1,4	1,9	6,4	15,0	8,9	9,6
Dimensieloze spectrale dichtheid, $S_L(z_s, n_{1,x})$ [-]	0,10	0,09	0,04	0,02	0,03	0,03
Achtergrondresponsfactor, B^2 [-]	0,70	0,63	0,67	0,61	0,61	0,63
Constructieve demping, δ_s [-]	0,031	0,031	0,031	0,031	0,031	0,031
Equivalenten massa per oppervlak, μ_e [kg/m ²]	825	495	450	1026	1024	1024
Aerodynamische demping, δ_a [-]	0,028	0,032	0,022	0,005	0,012	0,006
Totale demping, δ_t [-]	0,059	0,063	0,053	0,037	0,044	0,038
Dimensieloze frequentie, φ_y [-]	4,4	6,1	15,1	39,8	19,5	26,2
Dimensieloze frequentie, φ_z [-]	6,0	5,7	17,9	59,6	39,1	33,0
Afmetingsreductiefactor, $K_s(n_{1,x})$ [-]	0,183	0,153	0,029	0,004	0,011	0,009
Resonantieresponsfactor, R^2 [-]	1,18	1,02	0,11	0,01	0,05	0,04
Vlaagfrequentie, ν [Hz]	0,32	0,31	0,37	0,26	0,25	0,37
Afmetingsreductiefactor, c_s [-]	0,90	0,85	0,89	0,88	0,88	0,88
Dynamische vergrotingsfactor, c_d [-]	1,34	1,38	1,04	0,99	0,99	1,01
Bouwwerkfactor, $c_s c_d$ [-]	1,21	1,18	0,93	0,86	0,87	0,89



Figuur 5.9: Afhangelijkheid bouwwerkfactor $c_s c_d$ van eigenfrequentie $n_{1,x}$ voor de 6 verschillende bruggen, met een constructieve demping $D_s = 2,0\%$.



Figuur 5.10: Afhangelijkheid bouwwerkfactor $c_s c_d$ van eigenfrequentie $n_{1,x}$ voor de 6 verschillende bruggen, met een constructieve demping $D_s = 0,5\%$.

5.2.7 Specificatie bouwwerkfactor in windbelastingmodel

Normmodel

Voor de bouwwerkfactor kan als algemeen veilig geachte waarde $c_s c_d = 1,05$ zijn genomen indien sprake is van voorzieningen die een substantiële bijdrage aan de demping leveren (uitgegaan wordt van $D = 2\%$, zoals door een bufferveer). Indien deze voorzieningen niet aanwezig zijn kan een waarde $c_s c_d = 1,2$ zijn aangehouden (uitgegaan wordt van $D = 0,5\%$, zoals een situatie zonder bufferveer of wanneer de bufferveer niet angesproken wordt).

Als alternatief mag de waarde van $c_s c_d$ voor elektromechanische aandrijvingen ook volgens NEN-EN 1991-1-4 zijn bepaald. In paragraaf 5.2.3 is uitgelegd dat de bepalingsmethode alleen van toepassing is voor een oppervlak dat recht in de wind staat. De procedure in NEN-EN 1991-1-4 is daarom alleen geldig voor openingshoeken van het val gelijk aan en groter dan 75 graden. De waarde van $c_s c_d$ moet worden bepaald voor een volledig open stand. Deze waarde is van toepassing voor het hele openingsregime, behalve als de bepaalde waarde kleiner is dan $c_s c_d = 1,0$.

Indien de bepaalde $c_s c_d < 1,0$ dan is de bepaalde waarde van toepassing voor openingshoeken van het val gelijk aan en groter dan 75 graden. Voor openingshoeken kleiner dan 60 graden moet $c_s c_d = 1$ worden aangehouden. Voor openingshoeken tussen 60 en 75 graden kan de $c_s c_d$ waarde worden bepaald door middel van lineaire interpolatie.

De uitwerking van $c_s c_d$ volgens de methode in Bijlage C van NEN-EN 1991-1-4 [8] betreft enkele keuzes specifiek voor beweegbare bruggen (basculebruggen). Dit betreffen de volgende parameters:

- Windsnelheid
- Trillingsvorm
- Referentiehoogte
- Middelingstijd

Keuzes voor deze parameters zijn al toegelicht in paragraaf 5.2.2. Paragraaf 5.2.6 geeft ter voorbeeld uitwerkingen van de bepalingsmethode van c_d voor een aantal specifieke bruggen zoals beschouwd in dit onderzoek.

Voor het ontwerp van bewegingswerken met een brugval met $l/\sqrt{b \cdot d} \geq 6$, wordt aanbevolen om windtunnelonderzoek uit te voeren voor bepaling van de windbelastingen en in het ontwerp rekening te houden met dwarstrillingen ten gevolge van wervelafscheiding.

Stochastisch model

Als gemiddelde waarde voor c_d wordt de waarde zoals uiterekend volgens Bijlage C van NEN-EN 1991-1-4 gehanteerd, dus volgens vergelijking (5.12) in dit rapport. Dit komt overeen met de aanbeveling in JCSS PMC [10]. Uit de studie in paragraaf 5.2.4 blijkt ook dat dit een goede aanname is. De waarde voor c_d wordt daarmee ook berekend bij een vaste waarde voor de windsnelheid, namelijk de 10 minuten gemiddelde windsnelheid op referentiehoogte tijdens de openingscyclus volgens vergelijking (5.30). In deze vergelijking betreft $\bar{v}_{ref,k}$ de karakteristieke waarde voor de 10-minuten gemiddelde windsnelheid gerelateerd aan gemiddeld aantal uren per jaar niet-bedienbaar op 10 m hoogte boven maaiveld voor terreinruwheid lengte $z_0 = 0,05$ m.

Een variatiecoëfficiënt van 0,10 wordt gehanteerd voor c_d in het stochastisch model. Deze waarde betreft een iets conservatieve waarde, zoals afgeleid uit de gevoeligheidsstudie in paragraaf 5.2.5 ($V = 0,08-0,09$).

6 Discussie

De windbelasting waar het bewegingswerk voor ontworpen of getoetst wordt, bestaat uit:

- De belasting door windeffecten. Dit betreft een karakteristieke waarde.
- De partiële factor.

Ten behoeve van de kalibratie van de partiële factor in het project 'Veiligheidsbeschouwing Bewegingswerken', is in deze rapportage een stochastisch windbelastingmodel afgeleid. Daarnaast zijn voorstellen tot een consistent fysisch model van de windbelasting (karakteristieke waarde) gedaan. De achtergronden voor de verschillende invloedsfactoren op de windbelasting zijn daarbij ook op een rijtje gezet. Dit rapport dient dan ook als een achtergrondrapport bij de kalibratie van de partiële factor op de windbelasting in het project 'Veiligheidsbeschouwing Bewegingswerken' en het nog op te stellen normvoorstel voor de windbelasting op beweegbare bruggen. Voor een samenvatting van het voorgestelde fysisch- en stochastisch model wordt verwezen naar hoofdstuk 3. Huidig hoofdstuk bevat enkele overwegingen en aandachtspunten/aanbevelingen ten aanzien van de voorgestelde modellen.

Voor de parameters in het stochastisch windbelastingmodel geldt in de meeste gevallen dat de modelparameters zoals voorgesteld in de JCSS Probabilistic Model Code [10] als basis zijn genomen. Waar opportuun en beschikbaar is additionele informatie uit literatuur en metingen beschouwd; dit betreffen de parameters c_g , C_t , c_d en v_{max} . Deze factoren worden hieronder besproken.

Er zijn windsnelheidsmetingen (10-minuut gemiddelden) van het KNMI beschouwd bij verschillende windstations in Nederland. Op basis van deze recente windsnelheidsmetingen zijn de stuursnelheden voor de verschillende windgebieden (I, II en III volgens NEN-EN1991-1-4/NB [7]) afgeleid behorende bij verschillende mate van niet-beschikbaarheid. De verdelingsfuncties van de extreme windsnelheid tijdens de opening (het openstaan) zijn afgeleid aan de hand van een simulatieprocedure waarbij een groot aantal openingsregimes zijn gesimuleerd (aantal openingen per jaar en duur van die openingen). De beschouwde windstations zijn niet exact dezelfde als die aan de basis lagen voor de karakteristieke windsnelheden behorende bij de drie windgebieden in NEN-EN 1991-1-4/NB. Deze stations zijn namelijk niet allemaal meer aanwezig of er was onvoldoende data beschikbaar. De beschouwde stations zijn daarom gekozen op basis van beschikbaarheid van data en locatie. Ruimtelijke spreiding van de stations binnen een windgebied is daarbij beschouwd. Bij het opstellen van het normvoorstel zal besloten moeten worden bij de resultaten van welke stations vooral aangesloten wordt.

Omdat de windtunnelmetingen waarop de vormfactor C_t in de huidige NEN6786-1 [6] is gebaseerd, niet zijn uitgevoerd volgens de nu geldende state-of-the-art met betrekking tot windtunnelonderzoek [42], zijn ook enkele meer recente windtunnelmetingen beschouwd, echter zijn deze niet uitgevoerd voor bascule bruggen. Voor een gesloten brug lijken de voorgestelde karakteristieke waarden voor de vormfactor in NEN6786-1 iets aan de veilige kant, maar of dit ook voor de andere openingshoeken zo is, is op basis van voorliggende informatie onbekend. Een gesloten val is namelijk niet de maatgevende situatie voor de windbelasting op het bewegingswerk. Omdat meer recente windtunnelmetingen voor een

brede set aan basculebrug configuraties niet beschikbaar zijn, sluiten we in deze rapportage wel aan bij de waarden in de huidige NEN6786-1. Voor de probabilistische eigenschappen van de laag- en vormfactor zijn wel de meer recente windtunnelmetingen beschouwd, omdat deze informatie in de oorspronkelijke windtunnelmetingen ontbreekt (alleen een gemiddelde waarde voor de vormfactor is afgeleid). De in deze rapportage gegeven waarde van voor de gecombineerde onzekerheid van de laag- en vormfactor van 0,14 is daarom gekozen op basis van de beperkte en indirecte informatie die we nu wel beschikbaar hebben.

Qua dynamische effecten zijn alleen de langstrillingen beschouwd. Er is zo aangesloten bij de huidige norm voor windbelastingen NEN-EN 1991-1-4 [8]. Daarbij zijn we consistent in het ontwerp en toetsing voor de vaste delen van de brug en de bewegingswerken. De toekomstige generatie windnormen zal richtlijnen gaan bieden voor de andere type trillingen. Tegen die tijd zullen de normen voor vaste bruggen en bewegingswerken wellicht weer in lijn gebracht moeten worden. Voor de onzekerheden van de dynamische factor in het stochastisch windbelastingmodel is een gevoeligheidsstudie uitgevoerd aan de hand van voor bascule bruggen gangbare waarden voor de eigenfrequenties en demping (met en zonder verende buffer). De onzekerheden bleken hierbij beperkt gezien de range zoals aangegeven in de JCSS PMC [10]. Zo kan er aangesloten worden bij de ondergrens (0,10).

We bevelen aan om windtunnelonderzoek volgens de state-of-the-art uit te voeren voor een representatieve set aan basculebrug configuraties, om tot een nauwkeurigere bepaling van zowel de karakteristieke waarden als bijbehorende onzekerheden voor de vormfactor en de bouwwerkfactor te komen.

7 Referenties

- [1] Waterkaart, „De Bruggen & Sluizen van Nederland,” 2022. [Online]. Available: <https://waterkaart.net/gids/brug-en-sluistijden.php>.
- [2] TNO, „Betrouwbaarheidsanalyse bewegingswerken van bruggen - tandreep elektromechanisch aangedreven panamawiel,” TNO 2023 R10668, Delft, 2023.
- [3] TNO, „Volledig probabilistische kalibratie van de veiligheidsfactor voor wind voor bewegingswerken - Belastingssituatie 'overbelasten overbrenging' en belastingcombinatie 'vasthouden in elke stand',” TNO 2024 R10636, 2024.
- [4] TNO, „Probabilistische bepaling van veiligheidsfactoren voor bewegingswerken - nieuwbouw en bestaande bouw,” Concept, Delft, 2024.
- [5] NEN/CEN, *Nationale bijlage bij NEN-EN 1990+A1:2006+A1:2006/C2:2019 - Eurocode: Grondslagen van het constructief ontwerp*, NEN-EN 1990+A1+A1/C2/NB, 2019.
- [6] *NEN 6786-1:2017+C1:2021*, Delft: NEN, 2021.
- [7] NEN/CEN, *Nationale Bijlage bij Eurocode 1: Belastingen op Constructies – Deel 1-4: Algemene belastingen - Windbelasting*, NEN-EN 1991-1-4+A1+C2:2011/NB:2019+C2:2023, 2023.
- [8] NEN/CEN, *Eurocode 1: Belastingen op Constructies – Deel 1-4: Algemene belastingen - Windbelasting*, NEN-EN 1991-1-4+A1+C2:2011, 2011.
- [9] TNO, „Characteristic wind speeds for the movable part of the Van Brienoord Bridge,” TNO-2022-R10977, 2022.
- [10] JCSS, „JCSS Probabilistic model code,” European Convention for Constructional Steelwork, 2001.
- [11] TNO, „Windbelasting op beweegbare bruggen,” TNO-Bouw B-90-342, 1990.
- [12] A. G. Davenport, „On the assessment of the reliability of wind loading on low buildings,” *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, vol. 11, pp. 21-37, 1983a.
- [13] A. G. Davenport, „The relationship of reliability to wind loading,” *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, vol. 13, pp. 3-27, 1983b.
- [14] A. G. Davenport, *Proposed new international (iso) wind load standard.*, Kansas City: Presented at WERC Mid-Term Symposium on High Winds and Building Codes/Standards, 1987.
- [15] D. D. Harris R.I., „The structure of strong winds. The wind engineering in the eighties,” in *CIRIA Conference, Construction Industry, Research and Information Association*, London, 1980.
- [16] R. D. J. M. & V. A. C. W. M. Steenbergen, „The JCSS probabilistic model Code, future developments,” *Structural Safety*, vol. 102540, 2024.
- [17] R. Steenbergen en A. Vrouwenvelder, „The JCSS probabilistic model Code, future developments,” *Structural Safety*, p. 102540, 2024.
- [18] NEN/CEN, *Eurocode - Basis of structural design. EN 1990:2002 (E)*, 2002.
- [19] J. Strating, „Partiële veiligheidsfactoren voor de TGB 1986,” Protect International BV, Schiedam, 1985.

- [20] B. Ellingwood, T. Galambos, J. McGrecor en A. Cornell, „Developments of a probability based load criterion for American National Standard A58,” NBS Special Publications 577, US Dept. of Commerce, 1980.
- [21] R. Steenbergen, C. van Battum, L. Swaalf en W. Courage, „Memo overbelasten overbrenging - Overzicht onderzoeksresultaten TNO betrouwbaarheid bewegingswerken,” TNO, Delft, 2025.
- [22] NEN/CEN, „Eurocode 1 - Actions on structures - Part 1-4: Wind actions,” prEN 1991-1-4 DRAFT, 2024.
- [23] A. Davenport, „Proposed new international (ISO) wind load standard. High winds and building codes,” in *Proceedings of the WERC/NSF Wind engineering symposium*, Kansas City, Missouri, 1987.
- [24] H. van den Brink, „An effective parametrization of gust profiles during severe wind conditions,” *Environmental Research Communications*, vol. 2, p. 01 1001, 2020.
- [25] KNMI, „KNMI Data Platform,” [Online]. Available: <https://dataplatform.knmi.nl/dataset/windgegevens-1-0>. [Geopend 13 3 2024].
- [26] NEN, *NEN 6702:2007/C1:2007+A1:2008 - Technische grondslagen voor bouwconstructies - TGB 1990 - Belastingen en vervormingen*, 2008.
- [27] J. Wieringa en P. Rijkoort, „Windklimaat van Nederland,” KNMI, de Bilt, 1983.
- [28] NEN, *Belastingen en vervormingen*, 1991.
- [29] N. Wever en G. Groen, „Improving potential wind for extreme wind statistics,” KNMI; WR 2009-02, De Bilt, 2009.
- [30] TNO, *Tails - TNO inhouse fitting tool*. <https://gitlab.tsn.tno.nl/rb-studios/tails>, v1.0, 2024.
- [31] J. Wieringa en P. Rijkoort, „Windklimaat van Nederland,” ISBN 9012044669, 1983.
- [32] *NEN-EN 1990+A1+A1/C2*, Delft: NEN, 2011.
- [33] TNO Bouw, „Rekenen met cdif in Eurocode en NEN 6702,” 2000-CON-DYN-R2111, Delft, 2000.
- [34] E. S. R. Simiu, *Wind Effects on Structures*, Wiley International, 1996.
- [35] TNO, „Achtergronden van de windbelastingen volgens NEN 6702:1991,” B-90-0483, Delft, 1992.
- [36] J. Wieringa, „Updating the Davenport roughness classification,” *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, vol. 41, nr. 1-3, pp. 357-368, 1992.
- [37] H. Charnock, „Wind stress on a water surface,” *Quarterly Journal of the Royal Meteorological Society*, nr. 81(350), pp. 639-640, 1955.
- [38] J. Garratt, „Review of drag coefficients over oceans and continents,” *CSIRO Division of Atmospheric Physics*, pp. 915-929, 1977.
- [39] E. Willemsen, „Windtunnelonderzoek aan de Erasmusbrug,” NLR CR 93353 C, Amsterdam, 1993.
- [40] H. van den Brink, I. Wijnant, F. Bosveld en A. Stepek, „Klimatologie van extreme windvlagen,” KNMI; WR 2017-01, De Bilt, 2017.
- [41] J. Holmes, A. Allsop en J. Ginger, „Gust durations, gust factors and gust response factors in wind codes and standards,” *Wind and Structures*, vol. 19, nr. 3, pp. 339-352, 2014.
- [42] Stichting CUR, *Aanbeveling 103 - Windtunnelonderzoek: Windbelasting op (hoge) gebouwen*, Gouda, 2005.

- [43] P. Allaart, „Een onderzoek naar de winddruk op beweegbare bruggen met horizontale draaiingsas,” *De Ingenieur*, vol. 61, nr. 8, pp. 11-18, 25 Februari 1949.
- [44] H. R. A.L. Bouma, „Winddruk op klapbruggen,” *De Ingenieur*, vol. 62, nr. 17, pp. 45-52, 1950.
- [45] Peutz, „Windtunnelonderzoek draaibrug Den Oever,” W 15547-4-RA-002, 2022.
- [46] A. R. I. Bronkhorst, „Windbelasting bruggen: verticale kracht, windmoment en excentriciteit,” TNO 2024 R12278, Delft, 2024.
- [47] TNO, „Karakteristieke windbelastingen op de Den Oever draaibruggen,” TNO 2022 R11198-vs2, Delft, 2022.
- [48] TNO Bouw en Ondergrond, „Bepaling van de windbelasting op sporenkap en stationshal van het Rotterdam CS,” TNO rapport 2006-A-R0274/B, 2006.
- [49] A. Davenport, „The buffeting of structures by gusts,” in *Proc. of Conference on 'Wind Effects on Structures'*, 1965.
- [50] A. Davenport, „Gust loading factors,” *Journal of the Structural Division*, nr. 93, pp. 11-34, 1967.
- [51] G. Solari, „Equivalent wind spectrum technique: theory and applications,” *ASCE Journal of the Structural Division*, nr. 114 (6), p. 1303-1323, 1988.
- [52] G. Solari, „Gust buffeting. I: peak wind velocity and equivalent pressure,” *Journal of Structural Engineering*, nr. 119 (2), p. 365-382, 1993.
- [53] G. Solari, „Gust buffeting. II: dynamic along wind response,” *Journal of Structural Engineering*, nr. 119 (2), p. 383-398, 1993.
- [54] R. V. A. e. G. C. Steenbergen, „The use of Eurocode EN 1991-1-4 procedures 1 and 2 for building dynamics, a comparative study,” *Journal of Wind Eng. and Ind. Aerodyn.*, nr. 107-108, pp. 299-306, 2012.
- [55] R. G. C. v. B. C. Steenbergen, „Trillingen veroorzaakt door fluctuerende windbelasting,” *Bouwen met Staal*, nr. 204, pp. 56-62, 2008.
- [56] C. H. S. Dyrbye, *Wind Loads on Structures*, New York: John Wiley & Sons Inc., 1996.
- [57] AIJ, „Recommendations on Loads for Buildings,” Architectural Institute of Japan (Japanese, English version: 1996), 2004.
- [58] C. Geurts, *Wind-induced pressure fluctuations on building facades*, Eindhoven: Technische Universiteit Eindhoven, 1997.
- [59] J. Pruiksma en W. Courage, „Movable bridge equations of motion and dynamics solver,” TNO, 2024.
- [60] J. Wieringa, „An objective exposure correction method for average wind speeds measured at a sheltered location,” *Quarterly Journal of the Rotyar Meteorological Society*, vol. 102, nr. 431, pp. 241-253, 1976.
- [61] J. Verkaik, „Evaluation of Two Gustiness Models for Exposure Correction Calculations,” *Journal of Applied Meteorology - J APPL METOROL*, vol. 39, pp. 1613-1626, 2000.
- [62] A. Davenport, „Rationale for Determining Design Wind Velocities,” *Journal of the Structural Division*, vol. 86, pp. 39-68, 1960.
- [63] NEN, *NEN 2580:2007/C1:2008 (NL) - Areas and volumes of buildings - terms, definitions and methods of determination.*, 2008.
- [64] A. Davenport, „Note on the distribution of the largest value of a random function with application to gust loading,” *Proc. Institution of Civil Engineers (U.K.)*, vol. 28, pp. 187-196, 1964.

- [65] M. Greenway, „The effects of finite observation time and finite averaging time on the r.m.s. and extreme wind velocity.,” *Journal of Wind Engineering & Industrial Aerodynamics*, vol. 6, pp. 175-180, 1980.
- [66] P. Rijkooft, „A compund Weibull model for the description of surface wind velocity distributions,” KNMI, De Bilt, 1983.
- [67] *NEN-EN 1991-1-4+A1+C2*, NEN, 2011.
- [68] L. S. O. B. W. C. Liesette La Gasse, „Windbelasting op beweegbare bruggen,” TNO, 2024.

8 Ondertekening

TNO › Mobility & Built Environment › Delft, 21 oktober 2025

L.M. (Linda) Abspoel-Bukman
Project Manager

Ir. M. van Roermund
Research Manager
Reliable Structures

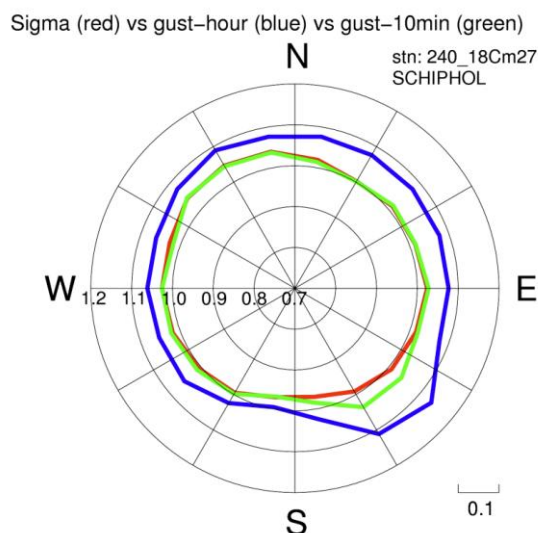
Bijlage A

Correctie windsnelheid naar standaard ruwheid

A.1 Inleiding

Om de windsnelheden van de windstations te kunnen gebruiken voor de analyse, moeten ze gecorrigeerd worden voor de terreinruwheid, aangezien de reeksen met 10-minuut gemiddelde windsnelheden in de KNMI Data Platform [25] gelden voor de ter plaatse geldende terreinruwheid. Voor deze correctie passen we de methode toe volgens het KNMI-rapport [29].

We werken hier het voorbeeld uit voor windstation Schiphol. De correctiefactoren voor station Schiphol om gemeten windsnelheden te corrigeren naar een standaard terreinruwheid $z_{0,ref} = 0,03$ m volgens de door het KNMI gehanteerde methode [29] zijn in [Figuur A.1](#) weergegeven voor alle windrichtingen (per 15°). De waarden volgens de 'sigma'-analyse zijn gebruikt (rode lijn). De vlaag ('gustiness') methode volgens de methode van Beljaars en Wieringa ([60], [61]) betreft een verouderde methode. Hierbij ontstaan problemen bij buien wanneer de windstoten niet bepaald worden de lokale ruwheid, maar door het weer (convectie). De 'sigma'-analyse kijkt naar kortere perioden (10 minuten) en bepaalt de vlaagfactor op basis van de standaarddeviatie van de windsnelheid. In [29] wordt geconcludeerd dat deze 'sigma'-methode meer betrouwbare en ook meer consistente resultaten geeft.



Figuur A.1: Rose plot van de correctiefactoren voor windstation Schiphol (240), gebaseerd op 1 uur vlaag (blauw), 10 minuten vlaag (groen) en σ_u analyse (rood), volgens [29].

De gegeven correctiefactoren in [29] zijn gebaseerd op de meetperiode 2003-2008. We hanteren deze factoren voor de hele meetreeks van 2003 t/m 2023. We gaan er daarbij dus vanuit dat er geen grote wijzigingen hebben opgetreden in de terreinruwheid rondom de meetstations tussen 2008 en 2023. Dit is zeker aannemelijk voor de meteostations op de vliegvelden (Schiphol, Eelde, Gilze-Rijen), maar ook voor de stations dichtbij de kust (de Kooy, Texelhors) worden weinig grote veranderingen verwacht.

Voor sommige stations verschillen deze factoren per seizoen (andere begroeiing). Over het algemeen gelden daardoor iets lagere factoren in de winter dan in de zomer. Het verschil met de 'sigma'-methode tussen de waarden per seizoen is echter beperkt. Zeker voor de beschouwde stations is het verschil verwaarloosbaar, zie [Figuur A.3](#).

De toegepaste correctiefactoren voor Schiphol en de andere stations om de gemeten windsnelheden om te rekenen naar een standaard ruwheidslengte $z_{0,ref} = 0,03$ m volgens [29] zijn te vinden in [Tabel A.1](#). Deze waarden zijn afgelezen uit de rose plots in [Figuur A.2](#), behalve voor Cabauw. Voor Cabauw is de 10 minuten data gebruikt zoals deze beschikbaar was uit eerder onderzoek voor de Brienoordbrug beschreven in het TNO-rapport [9]. Deze data is ook gecorrigeerd volgens de methode beschreven in dat rapport.

De gecorrigeerde windsnelheden gelden nu echter voor een standaard ruwheidslengte van 0,03 m in plaats van 0,05 m. De correctiefactoren moeten daarom worden aangepast. We hebben de 'sigma'-analyse niet herhaald (door gebrek aan de juiste data etc.), maar de methode toegepast volgens [60] en [61]. Deze correctiefactor werd als volgt gedefinieerd:

$$S_{wieringa} = \frac{\ln\left(\frac{z_{blend}}{z_{0,meteo}}\right) \ln\left(\frac{z_{ref}}{z_{0,ref}}\right)}{\ln\left(\frac{z_{meteo}}{z_{0,meteo}}\right) \ln\left(\frac{z_{blend}}{z_{0,ref}}\right)}$$

Waarbij z_{blend} de menghoogte is (deze wordt aangenomen op 60 meter volgens [60]), z_{meteo} de hoogte van het meteorologische station (10 meter voor Schiphol), en $z_{0,meteo}$ is de ruwheidslengte bij het meteorologische station.

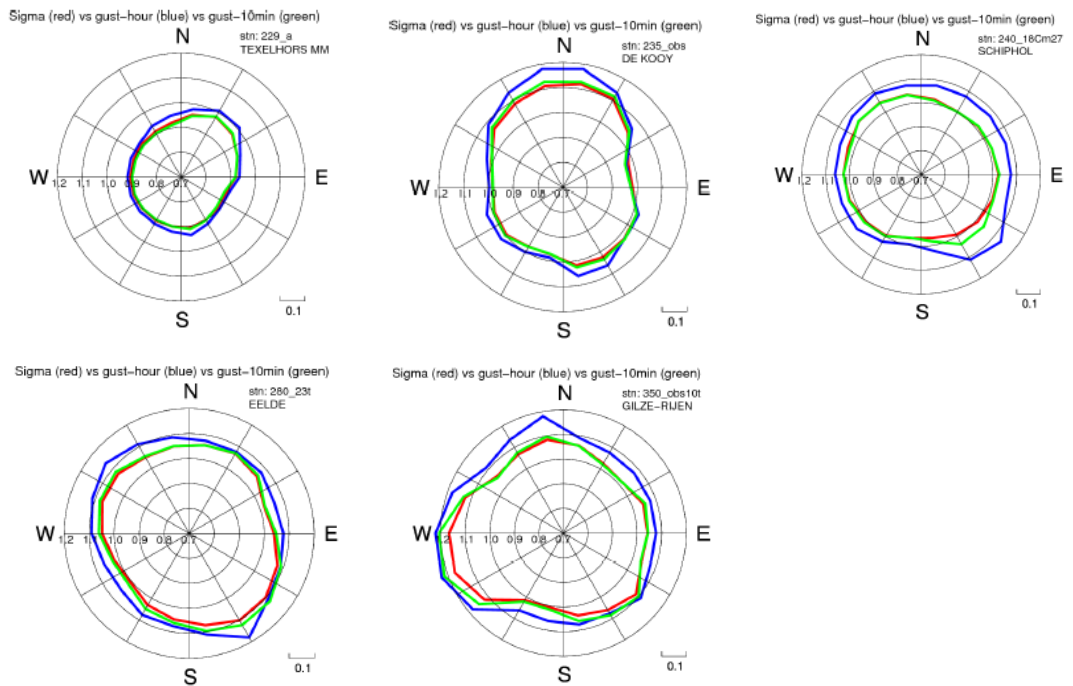
De benodigde correctiefactor kan nu als volgt worden bepaald:

$$S = \frac{ECDF_{0,05}}{ECDF_{0,03}} = \frac{\left[\ln\left(\frac{60}{0,03}\right) \ln\left(\frac{10}{0,05}\right)\right]}{\left[\ln\left(\frac{10}{0,03}\right) \ln\left(\frac{60}{0,05}\right)\right]} = 0,9778$$

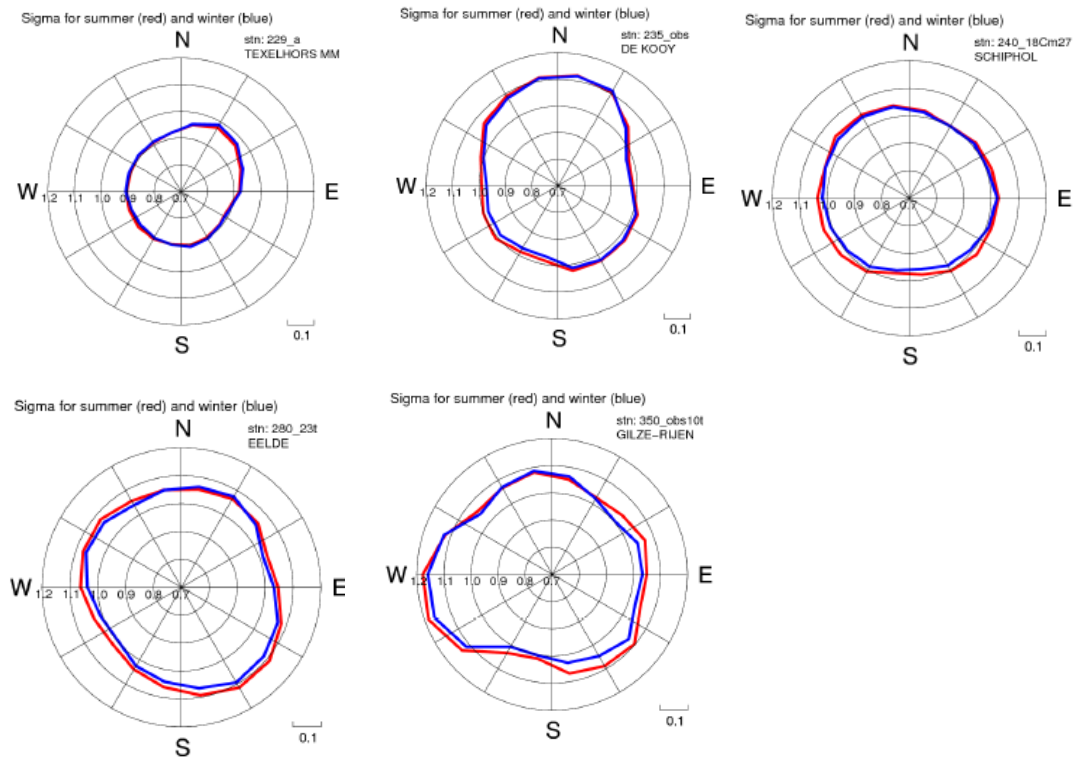
De windsnelheden bij een terreinruwheid van 0,05 meter zijn dus 2-3% lager dan bij 0,03 meter. Gezien dit kleine verschil achten we de fout die gemaakt wordt met gebruik van deze verouderde methode gering. Deze correctiefactor (S) kunnen we combineren met de correctiefactor per windrichting in [Tabel A.1](#). De volgende formule wordt gebruikt om voor de gemeten reeks 10-minuten gemiddelde windsnelheden tot de gecorrigeerde 10-minuten gemiddelde windsnelheden te komen:

$$v_{corr} = v_{ruwe\ data} * correctiefactor\ z_0 * S$$

A.2 Rose plots met correctiefactoren per windstation



Figuur A.2: Rose plots voor de correctiefactoren voor de beschouwde windstations (behalve Cabauw) gebaseerd op 1 uur vlaag (blauw), 10 minuten vlaag (groen) en σ_u analyse (rood), volgens [29].



Figuur A.3: Rose plots voor de correctiefactoren voor de beschouwde windstations (behalve Cabauw), voor het zomer- (rood) en winterseizoen (blauw), volgens [29].

A.3 Tabel met correctiefactoren per windstation

In Tabel A.1 staan de correctiefactoren die per windstation benodigd zijn, behalve voor station Cabauw, om tot een gecorrigeerde windsnelheid te komen voor een standaard terreinruwheid. De correctiefactoren van de andere windstations zijn op basis van de ‘sigma’-methode uit het KNMI-rapport [29] bepaald en betreffen correctiefactoren naar een referentieruwheid (z_0) van 0,03 m. Voor windstation Cabauw is een andere methode gehanteerd conform eerder onderzoek beschreven in TNO-rapport [9]. Voor dit station is de terreinruwheidswaarde z_0 zelf weergegeven. Deze waarde wordt gebruikt om per windrichting een correctiefactor $S_{wieringa}$ af te leiden aan de hand van de methode toegepast volgens [60] en [61].

De windrichting (DD) is uitgedrukt in graden ten opzichte van Noord. De waarde van windrichting (DD) moet hiervoor vermenigvuldigd worden met 20 graden en er moet een shift van 15 graden bij opgeteld worden, volgens [29].

Tabel A.1: Toegepaste correcties voor de windsnelheidsmetingen van de verschillende windstations

Windrichting (DD)	Cabauw	Schiphol	Texelhors	Eelde	De Kooy	Gilze-Rijen
	z_0 [9]	Correctiefactoren o.b.v. ‘sigma’-methode [29] ten opzichte van een referentieruwheid van 0,03 m				
1	0,126	1,03	0,96	1,05	1,11	1,06
2	0,15	1,00	0,98	1,06	1,1	1,01
3	0,165	1,01	0,98	1,05	1,05	1,01
4	0,183	1,01	0,92	1,03	0,95	1,05
5	0,159	1,03	0,90	1,02	0,96	1,04
6	0,156	1,03	0,90	1,08	1,00	1,04
7	0,093	1,01	0,90	1,10	1,03	1,10
8	0,079	1,00	0,90	1,10	1,03	1,07
9	0,06	0,97	0,90	1,08	1,02	1,04
10	0,077	0,97	0,90	1,05	0,97	1,00
11	0,09	0,99	0,90	1,00	0,99	1,01
12	0,104	1,00	0,90	1,00	1,00	1,11
13	0,131	1,02	0,90	1,05	1,00	1,16
14	0,126	1,03	0,90	1,05	1,00	1,16
15	0,17	1,03	0,90	1,07	1,00	1,12
16	1,192	1,03	0,90	1,05	1,06	1,06
17	0,159	1,05	0,9	1,05	1,08	1,07
18	0,138	1,035	0,92	1,05	1,11	1,09

Bijlage B

Terreininvloeden

B.1 Inleiding

De wind(snelheid) wordt beïnvloed door het terrein door de terreinruwheid, terreinorografie en lokale obstakels. NEN-EN 1991-1-4 [8] onderscheidt vijf terreincategorieën met verschillende terreinruwheden (0, I, II, III en IV). In de Nationale Bijlage (NB) bij NEN-EN 1991-1-4 [7] worden drie terreincategorieën onderscheiden (zee of kustgebied 0 – met ruwheidslengte $z_0 = 0,005$ m, onbebouwd II - $z_0 = 0,2$ m, bebouwd III - $z_0 = 0,5$ m). In NEN 6786-1 [6] is de keuze gemaakt om één terreinruwheid met ruwheidslengte $z_0 = 0,2$ m (onbebouwd gebied) toe te passen.

De ambitie is om de bepaling van de windbelasting volgens NEN 6786-1 beter aan te laten sluiten op NEN-EN1991-1-4/NB, en voor bestaande bewegingswerken de mate van conservatisme in NEN 6786-1 te verkleinen. Om deze mogelijkheden te verkennen heeft TNO in een expertsessie op woensdag 24 januari 2024 de achtergronden van de terreinruwheid en de keuzes voor categorieën in de verschillende normen toegelicht. De sheets besproken tijdens deze sessie zijn achteraan deze bijlage opgenomen. Uit de sessie zijn de volgende onderwerpen naar voren gekomen die verder worden uitgewerkt:

1. Uitwerken van 3 terreincategorieën uit NEN-EN 1991-1-4/NB voor normbepaling en probabilistisch windbelastingmodel in plaats van de huidige enkele categorie in NEN 6786-1.
2. Verdere differentiatie in terreincategorieën voor bestaande bewegingswerken (bv. 5 categorieën zoals gehanteerd in NEN-EN 1991-1-4).
3. Uitwerken hoe de richtingsafhankelijkheid van terreinruwheid (en windsnelheid) per kwadrant meegenomen kan worden.
4. Bepalen welk maaiveldniveau gehanteerd dient te worden voor bewegingswerken.
5. Bepalen hoe om kan worden gegaan met de invloed van terreinorografie en de invloed van omliggende obstakels.

Deze bijlage geeft eerst achtergronden van de terreinruwheid, hierna worden de hiervoor genoemde onderwerpen besproken, en worden per onderwerp aandachtspunten benoemd en aanbevelingen gegeven. Deze bijlage behandelt de omgang met terreininvloeden in de context van een norm, dus een karakteristieke waarde. De onzekerheden in de terreininvloeden zijn in de hoofdtekst behandeld.

B.2 Achtergronden

B.2.1 Terreinruwheid en verplaatsingshoogte

Het verloop over de hoogte van de gemiddelde windsnelheid $v_m(z)$ hangt af van de ruwheid van het aardoppervlak. Voor een ontwikkelde turbulente stroming in de atmosfeer geldt een semi-logaritmische relatie voor de gemiddelde windsnelheid $v_m(z)$ als functie van de hoogte z (zie slide 5 in bijlage B.3). Deze formule is ook bekend als de log-wet. De log-wet geldt tot een hoogte van 60 à 100 m.

De terreinruwheid wordt gekarakteriseerd door de ruwheidslengte z_0 . Wanneer de gemeten (gemiddelde) windsnelheid wordt uitgezet tegen de natuurlijke logaritme van de meethoogte wordt een rechte lijn gevonden (zie slide 5 in bijlage B.3). Er geldt dus (bij benadering) een logaritmisch windprofiel over de hoogte. De helling van de lijn is u^* en het snijpunt met de verticale as ligt op $z_0 + d$. u^* is de wrijvingsnelheid, dit is een maat voor de snelheidsgradiënt nabij de grond en is afhankelijk van lokale schuifspanningen (door de viscositeit). d is hier de verplaatsingshoogte waarmee het effect in rekening wordt gebracht dat door de ruwheid de ondergrens van de grenslaag iets wordt opgetild; op die hoogte geldt $v_m(z)=0$.

In de praktijk wordt de log-wet tot grotere hoogten dan 60 à 100 m van toepassing verklaard. De mogelijke fout die dan wordt gemaakt is kleiner dan de nauwkeurigheid van de andere parameters in de berekening van de windbelasting. In NEN-EN 1991-1-4/NB [7] wordt een hoogte $z_{max} = 200$ m gespecificeerd. NEN 6786-1 [6] geeft geen waarde voor z_{max} .

De log-wet geldt niet in de directe nabijheid van een enkel obstakel, zoals een schuur op het platteland of een hoge toren in de stad. Hoe met de invloed van dit soort lokale obstakels kan worden omgegaan, wordt besproken in paragraaf 4.2.2.

Voor de terreinruwheid z_0 zijn door Davenport [62] en Wieringa [36] ruwheidsklassen gedefinieerd met waarden variërend van $z_0 = 0,2$ mm tot meer dan $z_0 = 2$ m (zie bijlage B.3 slide 7).

Voor de ruwheidslengte z_0 en verplaatsingshoogte d zijn daarnaast de volgende vuistregels beschikbaar [27]:

$$z_0 = 0,5\alpha h_m(1)$$

$$d = 0,5 \text{ à } 0,75h_m(2)$$

De bebouwingsdichtheid α is de som van het bebouwde en overbouwde terreinoppervlak, bepaald volgens NEN 2580 [63], gedeeld door het totale terreinoppervlakte. De gemiddelde bouwwerkhoogte h_m is een gewogen gemiddelde, afhankelijk van de oppervlakte A_i van elk deel van het bouwwerk met een hoogte h_i :

$$h_m = \sum h_i A_i / \sum A_i(2)$$

Opgemerkt wordt dat bij het bepalen van h_m uitsluitend gebouwen en overbouwingen mee worden geteld. Effecten van vegetatie worden in het kader van de bouwregelgeving niet meegerekend: een bos bijvoorbeeld wordt als onbebouwd gebied gezien, terwijl een bos wel degelijk invloed heeft op het windprofiel en deze vind je dan ook terug in de tabel met ruwheidsklassen door Davenport [62] en Wieringa [36]. Het idee daarbij is dat het zeker niet uitgesloten is dat vegetatie kan verdwijnen tijdens de levensduur van de constructie.

De waarde voor de terreinruwheid z_0 hangt af van de windrichting, omdat de ruwheid in elke windrichting kan verschillen. In de meteorologie worden hoeksectoren van 30° gebruikt voor het beschrijven van de windstatistiek en voor deze intervallen wordt ook de ruwheid vastgesteld.

De log-wet geldt vanaf een minimale hoogte $z_{min} = 20z_0 + d$. Onder deze hoogte is het windprofiel te veel verstoord door lokale obstakels en kunnen zowel hogere als lagere snelheden aanwezig zijn dan met de log-wet wordt berekend.

B.2.1.1 Verplaatsingshoogte in NEN-EN 1991-1-4 en NEN 6786-1

NEN-EN 1991-1-4 [8] bijlage A.5 geeft enkele regels voor het bepalen van de verplaatsingshoogte d (daar h_{dis} genoemd) voor terreincategorie IV. NEN-EN 1991-1-4/NB [7] stelt deze verplaatsingshoogte impliciet op nul, omdat bijlage A.5 niet mag worden gebruikt. De reden hiervoor is dat in de Nationale Bijlage de invloed van de terreinruwheid en de bebouwingsdichtheid al in de beschrijving van het snelheidsprofiel (de log-wet) is verwerkt. Daarnaast is terreincategorie IV niet van toepassing in NEN-EN 1991-1-4/NB.

In NEN-EN-1991-1-4 en de Nationale Bijlage worden voor z_{min} waarden afhankelijk van de terreincategorie gegeven (zie bijlage B.3 slide 10 en 13). NEN 6786-1 [6] specificeert $z_{min} = 4$ m, welke overeenkomt met de waarde in NEN-EN 1991-1-4/NB voor $z_0 = 0,2$ m.

B.2.2 Terreinorografie en lokale obstakels

Hellingen in het terrein of hoge gebouwen in de directe omgeving van een bouwwerk kunnen de windbelasting op de constructie van het bouwwerk beïnvloeden. Immers op een helling wordt de windsnelheid versneld en door een naburig hoog gebouw kan de wind worden afgebogen naar lagere hoogten. Dergelijke situaties komen vaak voor en worden niet verrekend door de keuze van ruwheidslengte z_0 .

B.2.2.1 Maaiveldhoogte

De vraag is waar het maaiveld gekozen moet worden bij toepassing van het windprofiel. In de huidige NEN 6786-1 wordt het maaiveld bepaald door de gemiddelde waterstand. In dit geval wordt geen rekening gehouden met de situatie dat het water boven het omliggende terrein kan liggen. Daarom wordt aanbevolen uit te gaan van de laagste waarde van de gemiddelde waterstand of het aansluitende terrein.

B.2.2.2 Terreinorografie

Als er sprake is van een dijklichaam of een hoger gelegen aanbrug dan kan deze bij wind die over het land aanstroomt een invloed hebben op het windprofiel. Deze invloed wordt in rekening gebracht met de orografiefactor, volgens de regels uit NEN-EN 1991-1-4 bijlage A.3. In dit geval dient echter uitgegaan te worden van een maaiveld bovenop de dijk of aanbrug.

Het hanteren van een maaiveldhoogte gelijk aan de laagste waarde van de gemiddelde waterstand of het aansluitende terrein zal weinig verschillen van de methode met in rekening brengen van de orografiefactor. Omwille van eenvoud in de berekeningen wordt daarom aanbevolen uit te gaan van deze maaiveldhoogte en geen orografiefactor in rekening te brengen.

B.2.2.3 Invloed lokale obstakels

De aanwezigheid van hogere lokale obstakels (gebouwen) kan leiden tot een verhoging van de windbelasting op de omliggende lagere constructies. Deze situatie is onder andere door NLR specifiek onderzocht voor het val van de Erasmusbrug dat direct naast de hoogbouw van de Kop van Zuid in Rotterdam is gebouwd.

De Eurocode geeft in bijlage A.4 een vereenvoudigde rekenregel hoe met deze situatie kan worden omgegaan. Slide 19 van bijlage A geeft de bijbehorende definities weer. Voor uitwerking van het artikel wordt verwezen naar het betreffende artikel.

B.3 Sheets expertsessie

Deze bijlage geeft de slides die zijn besproken in de expertsessie van woensdag 24 januari 2024.

Slide 1



Terreinruwheid

SOK Bewegingswerken - Wind

Workshop RWS-TNO, 24 januari 2024

TNO innovation for life

Slide 2



Terreinruwheid

Agenda

- Achtergronden ruwheid in de normen – presentatie Chris
- Discussie: keuze hoe in norm
- Als tijd: behandelen verwante onderwerpen
 - Windrichtingsafhankelijkheid
 - Windmeters
 - Windtunnelonderzoek

TNO innovation for life

Slide 3

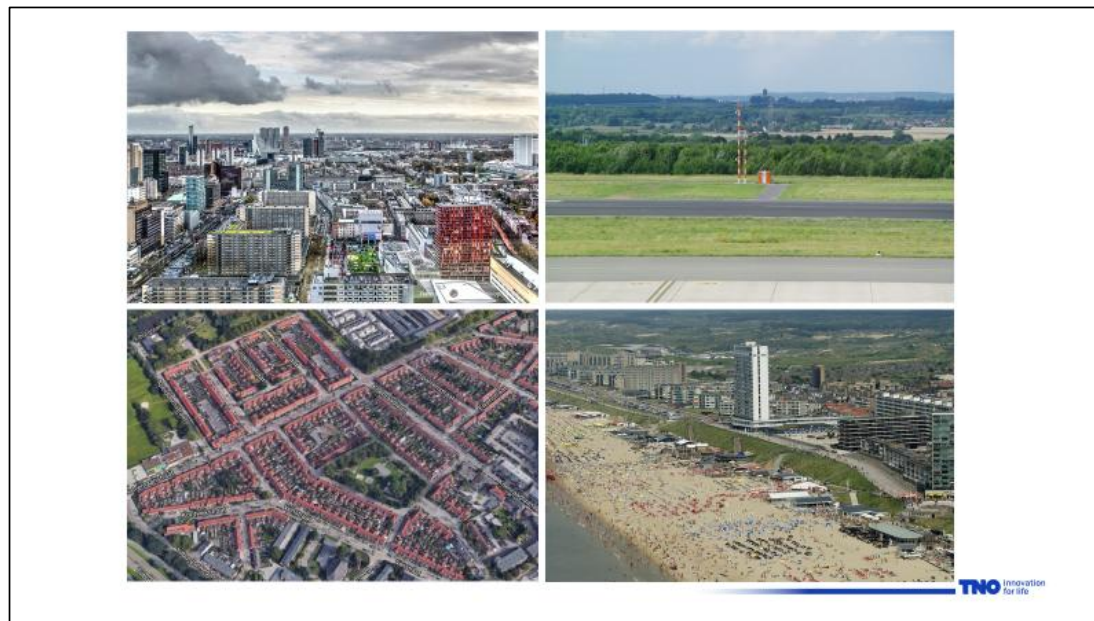
Terreinruwheid

Chris Geurts
TNO Mobility and Built Environment

Workshop RWS-TNO, 24 januari 2024



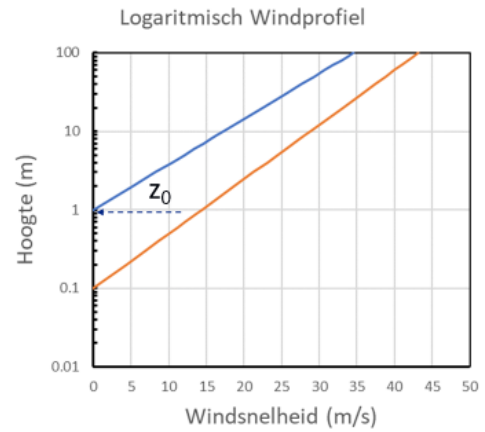
Slide 4



Slide 5

Gemiddelde windsnelheidsprofiel

- $v_m(z) = \frac{u^*}{K} \ln \left\{ \frac{z-d}{z_0} \right\}$
- of, met $d=0$:
- $v_m(z) = \frac{u^*}{K} \ln \left\{ \frac{z}{z_0} \right\}$
- $K \approx 0,4$ (Von Kármán constante)
 z_0 = ruwheidslengte
 d is verplaatsingshoogte
 u^* is wrijvingsnelheid



Slide 6

Verloop over de hoogte

$$v_m(z) = \frac{u^*}{K} \ln \left\{ \frac{z}{z_0} \right\}$$

$$v_m(10) = \frac{u^*}{K} \ln \left\{ \frac{10}{z_0} \right\}$$

$$v_m(z) = \frac{v_m(10) \ln \left\{ \frac{z}{z_0} \right\}}{\ln \left\{ \frac{10}{z_0} \right\}}$$

$$v_m(z) = c_r$$

Vraag:
 - Opschaling over de hoogte anders tussen VoBB = (NEN6786) en Eurocode. Hoe moeten we de ruwheidscorrectie naar de hoogte doen, is de regel conservatief met turbulentie-intensiteit?

$$q_m(z) = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m^2(z)$$

$$q_p(z) = [1 + 7 \cdot I_v(z)] \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m^2(z)$$

Slide 7

Relatie v_m en v_b : Factoren c_r en k_r

- $v_m(z) = c_r(z) \cdot v_b$

- Ruwheidsfactor c_r

$$c_r(z) = k_r \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)$$

met

$$k_r = 0.19 \left(\frac{z_0}{0.05}\right)^{0.07}$$

Afleiding

$$v_b = 2,5u^*_1 \ln(10/0,05)$$

$$u^*_2 = u^*_1 \cdot (z_0/0,05)^{0,07}$$

$$v_m(z) = 2,5u^*_2 \cdot \ln(z/z_0)$$

$$v_m(z) = v_b \underbrace{\frac{1}{\ln\left(\frac{10}{0,05}\right)}}_{(0,189)} \underbrace{\left(\frac{z_0}{0,05}\right)^{0,0706}}_{k_r} \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)$$

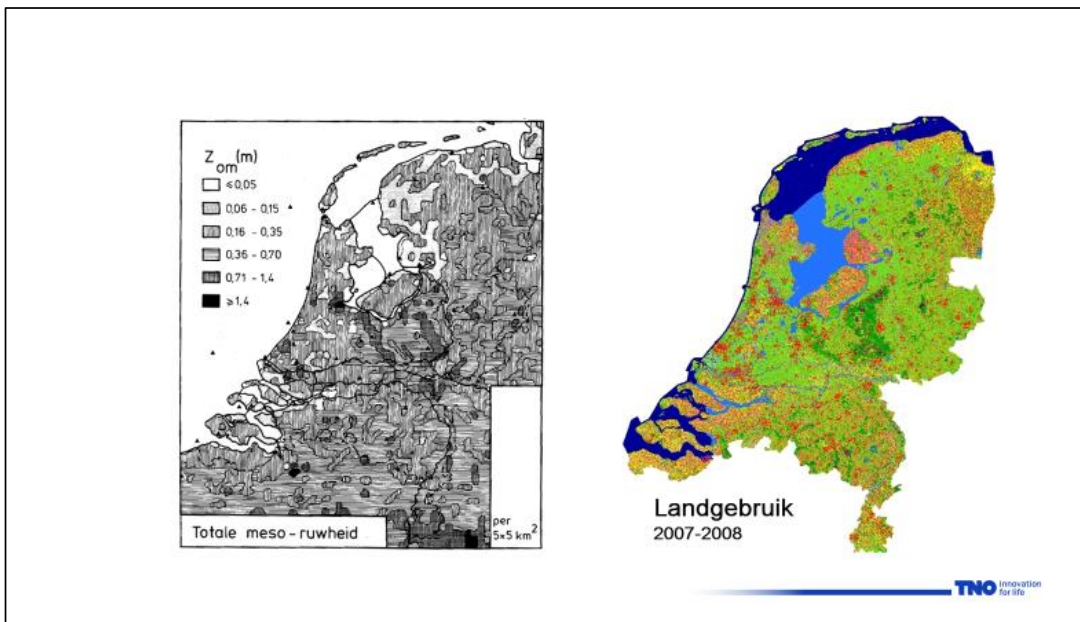
c_r



Slide 8

Klasse	z_0 [m]	Omschrijving
1	0.0002	Open zee of plas, met een vrije strijklengte van tenminste 5 km (ongeacht de hoogte van eventuele golven).
2	0.005	Landoppervlak zonder merkbare obstakels of begroeiing. Bijvoorbeeld wad, strand, ijsvlakte, sneeuwlandschap zonder bomen.
3	0.03	Vlak land met alleen oppervlakkige begroeiing (gras) en soms geringe obstakels. Bijvoorbeeld startbanen, weideland zonder windsingels, braakliggend bouwland.
4	0.1	Ruwweg open: Bouwland met regelmatig laag gewas, of weideland met sloten die minder dan 20 slootbreedten van elkaar liggen. Verspreide obstakels (lage heggen, enkelvoudige rijen kale bomen, alleen liggende boerderijen) kunnen voorkomen op onderlinge afstanden van minstens 20x hun eigen hoogte.
5	0.25	Ruw: Bouwland met afwisselend hoge en lage gewassen. Grote obstakels (rijen bebladerde bomen, lage boomgaarden enzovoort) met onderlinge afstanden van omstreeks 15 x hun hoogte. Wijngaarden, maisvelden en dergelijke.
6	0.5	Obstakelgroepen (grote boerenhofsteden, stukken bos en dergelijke) gescheiden door open ruimten van omstreeks 10 x de typische obstakelhoogte. Voorts verspreid struikgewas, jong dicht opeen gepland bos en boomgaardgebieden.
7	1	Gesloten: Bodem regelmatig en volledig bedekt met vrij grote obstakels, met tussengelegen ruimten niet groter dan een paar obstakelhoogten. Bijvoorbeeld grote bossen, laagbouw in dorpen en kleine steden.
8	≥ 2	Stadskern: Centrum van grote stad met afwisselend laag- en hoogbouw. Ook: bossen met grote oude bomen en veel onregelmatige open plekken.

Slide 9



Slide 10

Ruwheid in normbladen, EN 1991-1-4

Tabel 4.1 — Terreincategorieën en terreinparameters

Terreincategorie	Z_0 m	Z_{min} m
0 Zee of kustgebied met wind aanstromend over open zee	0,003	1
I Meren of vlak en horizontaal gebied met verwaarloosbare vegetatie en zonder obstakels	0,01	1
II Gebied met lage begroeiing als gras en vrijstaande obstakels (bomen, gebouwen) met een tussenruimte van ten minste 20 obstakelhoogtes	0,05	2
III Gebied met regelmatige begroeiing of gebouwen of vrijstaande obstakels met een tussenruimte van ten hoogste 20 obstakelhoogtes (zoals dorpen, voorstedelijk terrein, blijvend bos)	0,3	5
IV Gebied waar ten minste 15 % van de oppervlakte is bedekt met gebouwen met een gemiddelde hoogte boven 15 m	1,0	10
De terreincategorieën zijn toegelicht in A.1.		

Slide 11

Ruwheid in normbladen, NEN 6702

1990: NEN 6702 (t.t.v. ontwikkeling NEN 6786)

Onbebouwde omgeving:

I	0.1 m
II	0.2 m
III	0.3 m

Bebouwde omgeving

alle	0.7 m
------	-------



Slide 12

Ruwheid in normbladen

NEN6786:

$z_0 = 0.2$ m (NEN 6702 gebied II onbebouwd)

→Achtergrondrapport TNO B-90-342: verwezen naar TGB 1990/NEN 6702

Onbebouwde omgeving:

I	0.1 m
II	0.2 m
III	0.3 m

Bebouwde omgeving

alle	0.7 m
------	-------



Slide 13

Ruwheid in normbladen, NEN-EN 1991-1-4/NB



Ruwheidscategorie		z_0	z_{min}
0	Kust	0.005	1
II	Onbebouwd	0.2	4
III	Bebouwd	0.5	7

TNO Innovation for life

Slide 14

Kustcategorie (NL)



Afstand tot kust < $10 \times H_{\text{bouwwerk}}$

Gebouw steekt boven omliggende gebouwen uit

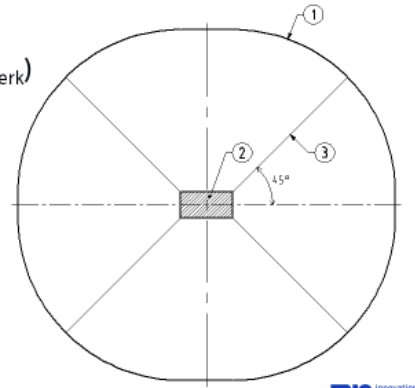
Alleen in gebied I en II

TNO Innovation for life

Slide 15

Onbebouwd of Bebouwd

- Terreinruwheid is onbebouwd, tenzij is aangetoond dat met bebouwd gerekend mag worden
- Bepaal gebiedsgrens (grens 1) ($50 \times H_{\text{bouwwerk}}$)
- Definieer sectoren (grens 3)
- Bepaal per sector:
 - Gemiddelde bouwwerkshoogte h_m
 - Bebouwingsdichtheid α [NEN 2580]
 - Ruwheidslengte $z_0 = 0,5 \alpha h_m$
 - Indien $z_0 \geq 0,5$ m, dan bebouwd
 - Kan per sector verschillen

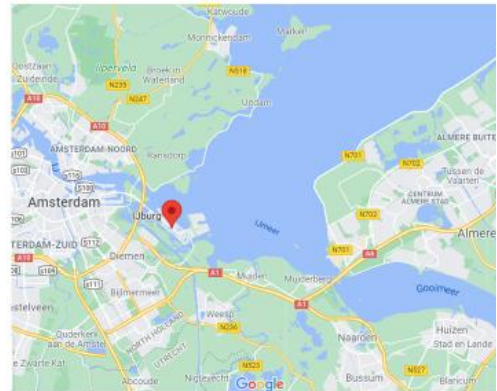


TNO Innovation for life

Slide 16

Voorbeeld

- Noordoosten: open watervlakte
 - Rekenen met kustcategorie
- Zuid/zuidoosten: open terrein
 - Rekenen met onbebouwd
- Westen/zuidwesten: stadscentrum + deels open
 - Stel vast of Bebouwd mag
- Sectoren afh. van hoofdrichtingen constructie



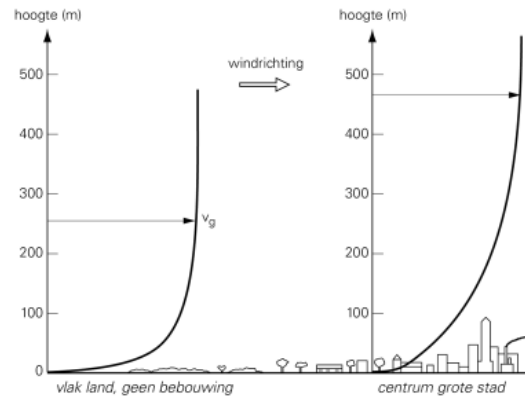
TNO Innovation for life

Slide 17

Ruwheidsovergangen

$$v_m(z) = \frac{u_*}{K} \ln \left\{ \frac{z}{z_0} \right\}$$

- Uit literatuur: $\frac{u_{*1}}{u_{*2}} = \left\{ \frac{z_{0,1}}{z_{0,2}} \right\}^{0.0706}$
- Bepaal $z_{0,1}$ en daarmee u_{*1}
- Bepaal $z_{0,2}$ en bereken u_{*2}
- Verwerkt in stuwdruktabelen

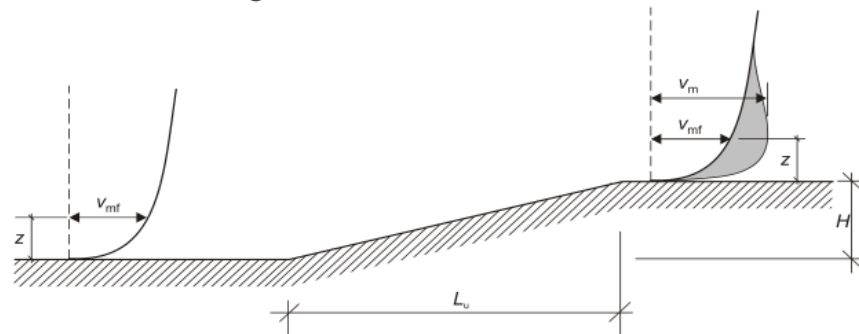


TNO Innovation for life

Slide 18

Effect van hellingen: c_o

- Toename gemiddelde windsnelheid langs helling
- Geen verandering turbulentie intensiteit

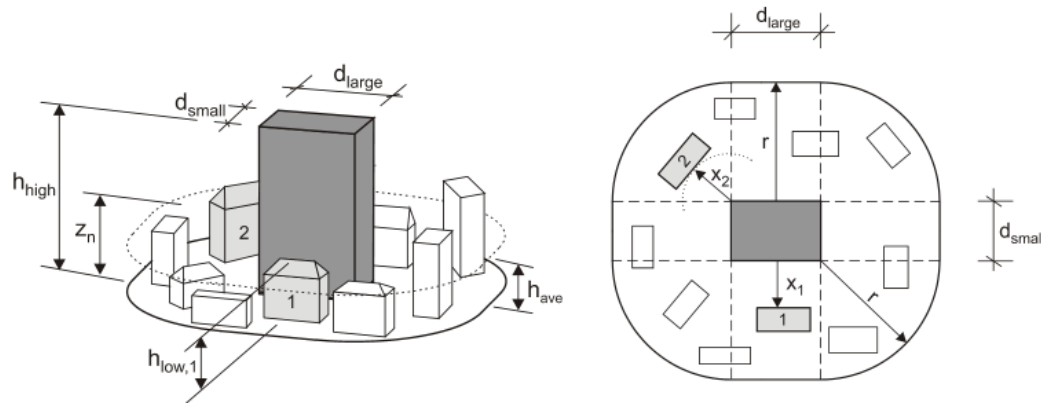


TNO Innovation for life

Slide 19

Effect nabije hoge gebouwen

Verrekening in referentiehoogte voor de stuwdruk

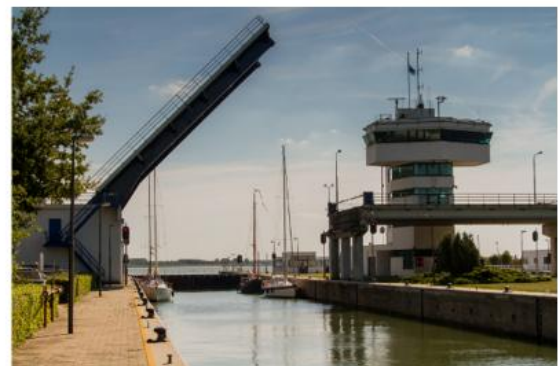


TNO Innovation for life

Slide 20

Andere punten

- Windrichtingsafhankelijke ruwheid
 - Combineren met windstatistiek: c_{dir}
- Windtunnelonderzoeken, CFD
 - Effecten ruwheid expliciet maken
- Windmeters ter plaatse
 - Lokaal ruwheid per windrichting
 - Afscherming



Slide 21



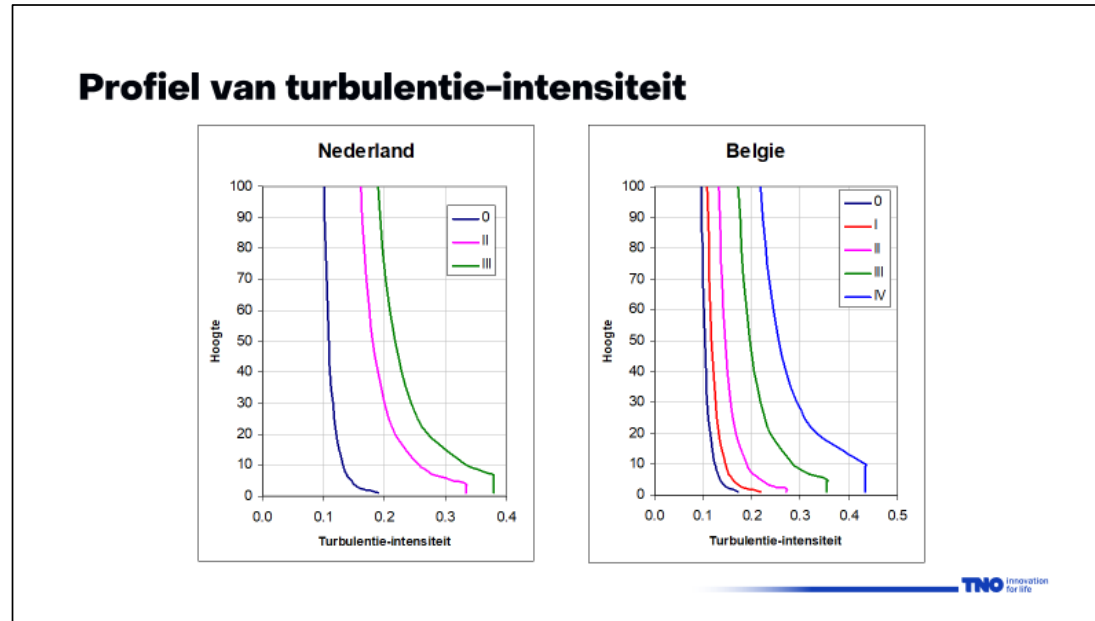
THANK YOU

Slide 22

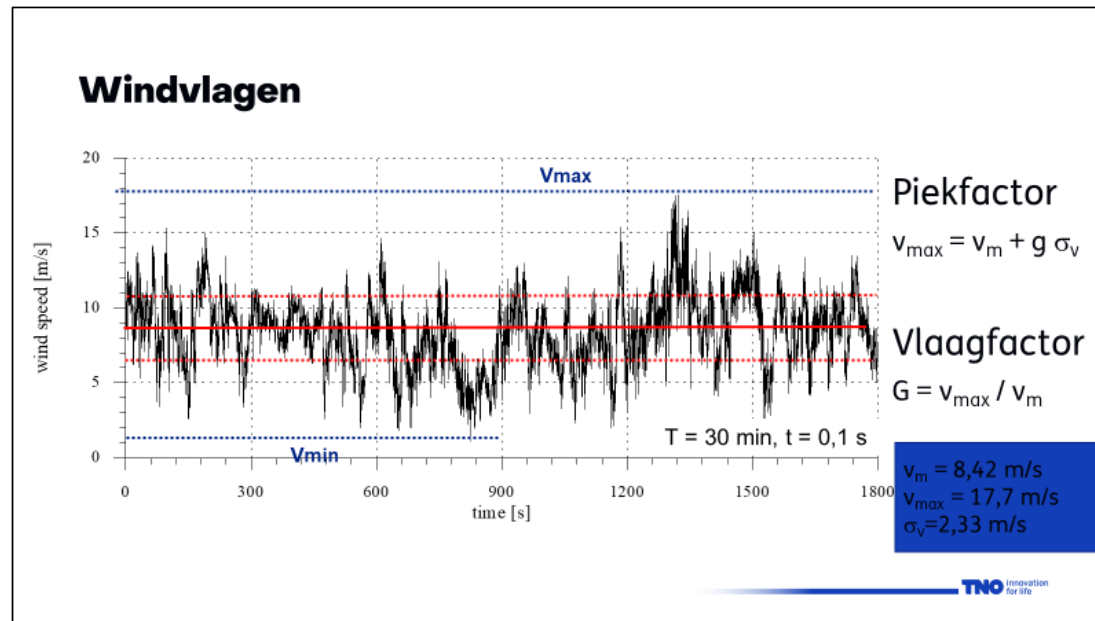
Turbulentie Intensiteit I_v

- Variatiecoëfficiënt van snelheid $\sigma_v / v_m = I_v$
- Uit literatuur volgt dat $\sigma_v \sim 2.5u^*$
- Logaritmisch profiel: $v_m = 2.5u^* \ln((z-d)/z_0)$
- Hieruit volgt: $I_v = 1 / \ln((z-d)/z_0)$
- EN 1991-1-4: $I_v = k_1 / (c_o \ln(z/z_0))$

Slide 23



Slide 24



Slide 25

Extreme Stuwdruk

$$v(t) = v_m + v'(t)$$

$$q(t) = \frac{1}{2} \rho v^2(t) = \frac{1}{2} \rho (v_m + v'(t))^2$$

$$q(t) = \frac{1}{2} \rho v_m^2 \left(1 + 2 \frac{v'(t)}{v_m} + \left(\frac{v'(t)}{v_m} \right)^2 \right)$$

$$q_p \approx \frac{1}{2} \rho v_m^2 \left(1 + 2 \frac{g\sigma_v}{v_m} \right)$$

$$q_p \approx \frac{1}{2} \rho v_m^2 (1 + 2gI_v) = \frac{1}{2} \rho v_m^2 (1 + 7I_v)$$

DRAFT EN 1991-1-4;2022

$$q_p = \frac{1}{2} \rho v_{max}^2$$

$$v_{max} = v_m + g\sigma_v = v_m(1 + gI)$$

$$q_p = \frac{1}{2} \rho v_m^2 (1 + gI_v)^2$$

g=2,8

TNO Innovation for life

Slide 26

Invloed windrichting c_{dir}

- Belgie, Nationale Bijlage

c_{dir}	
0 - 22.5	1
37.75	0.95
45	0.9
56.25	0.85
90	0.85
120	0.9
150	0.9
180-360	1

- Nederland: NB: $c_{dir} = 1$

Uitwerking van statistiek

c_{dir}		
0 - 150	0.7	0.85
180	0.8	0.85
210	0.9	0.90
240	1	1
270	1	1
300	1	1
330	0.8	0.85

→ $c_{dir}^2 = 0.7$

TNO Innovation for life

Bijlage C

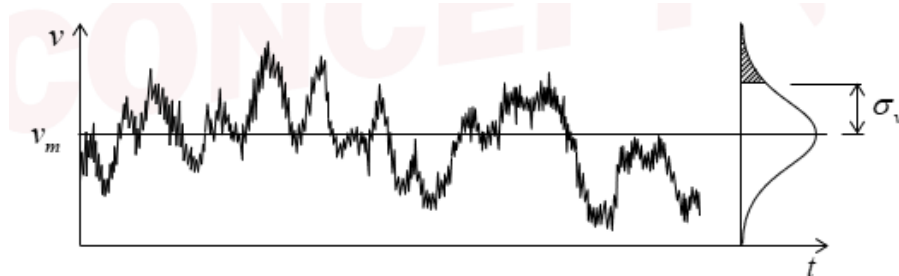
Windvlagen

C.1 Achtergrond stochastisch proces piekfactor

Dit stuk is grotendeels overeenkomstig een achtergrondstuk geschreven door Raphaël Steenbergers gebaseerd op het dictaat Random Vibrations door H. Karadenic en A.C.W.M. Vrouwenvelder. Dit betreft een theoretische onderbouwing van de stochastische eigenschappen van de piekfactor.

Voor windbelasting op constructies is de maximale waarde van belang welke de windsnelheid kan bereiken in een bepaalde beschouwde periode (dit is vaak 1 uur of 10 min). De vraag is hoe deze maximale waarde van de windsnelheid ten gevolge van de turbulentie zich verhoudt tot de gemiddelde windsnelheid.

Het ten gevolge van de turbulentie fluctuerende deel van de windsnelheid wordt vaak gemodelleerd als een Gaussisch proces (met als gemiddelde de gemiddelde windsnelheid). De grootte van de windsnelheidsfluctuaties \hat{v} wordt uitgedrukt in termen van de standaardafwijking σ_v (zie Fig. 1).



Figuur C.1: Turbulentie

Veelal wordt een dimensieloze grootheid gebruikt, namelijk de turbulentie-intensiteit I_v :

$$I_v(z) = \frac{\sigma_v(z)}{v_m(z)}$$

Individuele pieken \hat{v} in een Gaussische proces zijn Rayleigh verdeeld. De maximale piek in bijvoorbeeld 10 minuten kan beschouwd worden als het maximum van $N = f_0 T$ onafhankelijke pieken in $T = 600$ s. Hier is f_0 de centrale frequentie van het windspectrum:

$$f_0 = \int_0^{f_1} \frac{f S_{vv}(f) df}{\sigma_v^2} \approx 0,13 \text{ Hz}$$

Het gebruik van deze centrale frequentie maakt het mogelijk om het windspectrum (dat een breedbandig spectrum is) te zien als een smalbandig Gaussisch proces rondom f_0 . Deze frequentie kan beschouwd worden als het zwaartepunt van het variantiespectrum.

Opgemerkt wordt dat de integratie is uitgevoerd tot $f_1 = 3$ Hz, omdat hogere frequenties niet van belang zijn (eigenfrequenties van constructies, zoals gebouwen en bruggen die gevoelig zijn voor resonantie onder windbelasting liggen daar ver onder).

De kans dat gedurende een periode T de piekwindnelheid \hat{v} het niveau ξ niet overschrijdt volgt uit:

$$P(\hat{v}_T < \xi) = P(\hat{v} < \xi)^N = (1 - P(\hat{v} > \xi))^N \cong \exp(-N \cdot P(\hat{v} > \xi))$$

Hier is $P(\hat{v} > \xi)$ de Rayleigh verdeling van de individuele pieken:

$$P(\hat{v} > \xi) = \exp\left(-\frac{(\xi - v_m)^2}{2\sigma_v^2}\right)$$

Met:

v_m	De 10-minuut gemiddelde windsnelheid
σ_v	De standaardafwijking van de windsnelheidsfluctuaties rond v_m

Substitutie van deze relatie in de eerdere voor $P(\hat{v}_T < \xi)$ leidt tot:

$$P(\hat{v}_T < \xi) = \exp\left\{-N \exp\left(-\frac{(\xi - v_m)^2}{2\sigma_v^2}\right)\right\}$$

Met:

$$N = f_0 T$$

In veel gevallen wordt een piekfactor g_T gebruikt:

$$v_{m,T} = v_m + g_T \sigma_v$$

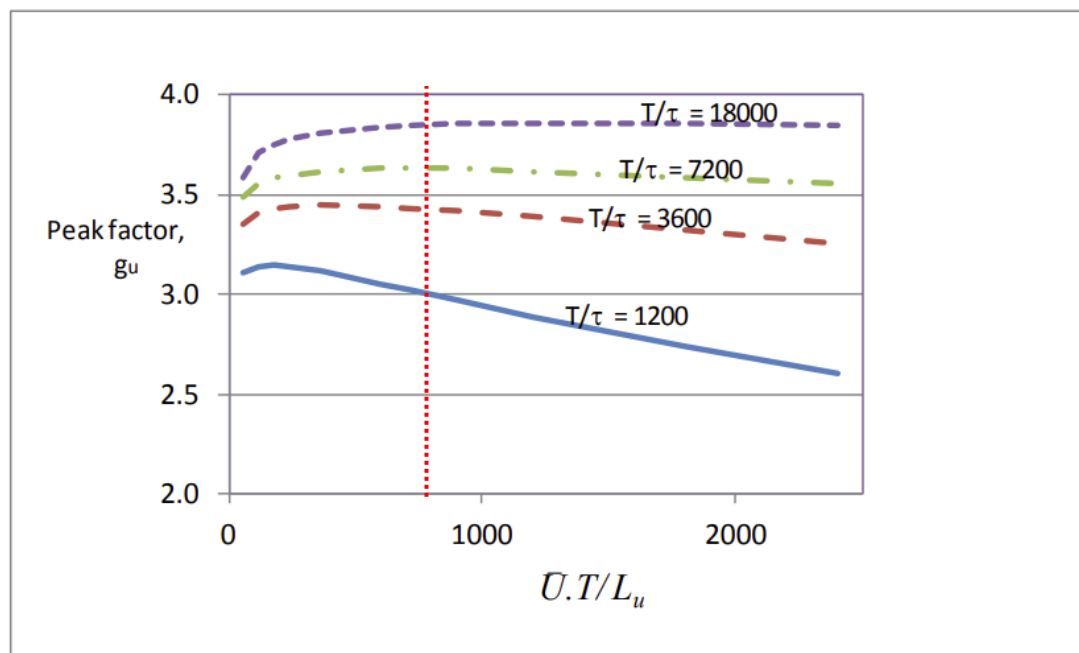
Het gemiddelde en de standaardafwijking voor \hat{v}_T worden dan geschreven als:

$$\begin{aligned} \mu(\hat{v}_T) &= v_m + \overline{g_T} \sigma_v & \text{met } \overline{g_T} &\approx \sqrt{2 \ln N} \\ \sigma(\hat{v}_T) &= \sigma(g_T) \sigma_v & \text{met } \sigma(g_T) &\approx \frac{\pi}{\overline{g_T} \sqrt{6}} \end{aligned}$$

De waarde voor $\overline{g_T}$ voor 10 minuten is ongeveer gelijk aan 2,95. Voor $\sigma(g_T)$ volgt dan een waarde van 0,43. Voor 1 uur volgen respectievelijk $\overline{g_T} = 3,5$ en $\sigma(g_T) = 0,35$.

C.2 Piekfactor volgens Holmes et al. [41]

In [41] leiden Holmes et al. de piekfactor af voor verschillende verhoudingen aan T (de middelingstijd voor $v_m^2(z)$) en τ (de vlagduur) afgeleid aan de hand van standaard random vibration theorie uitgaande van het von Karman spectrum en de methode volgend in Davenport [64] en Greenway [65]. De resultaten zijn weergegeven in [Figuur C.2](#) met op de x-as een non-dimensionale gemiddelde windsnelheid met L_u de integrale lengteschaal voor de turbulentie. Een verhouding $T/\tau = 1200$ komt overeen met een 3 seconde gust in 1 uur (of 0,5 seconden in 10 minuten). $T/\tau = 3600$ met een 1 seconde gust in 1 uur. De verticale rode lijn geeft een typische waarde weer behorende bij Europese ontwerp wind situaties.



Figuur C.2: Expected peak factors for various non-dimensional moving average times from [41]. De verticale rode lijn betreft een typische situatie die representatief is voor Europese ontwerp wind situaties.

Bijlage D

Aerodynamische coëfficiënten

D.1 Paper Allaart [43]

6re JAARGANG No. 8 25 FEBR. 1949 B. 11

DE INGENIEUR

B. BOUW- EN WATERBOUWKUNDE 2.

Dr P. J. ALLAART c.i.
624.8.042.41

Een onderzoek naar de winddruk op beweegbare bruggen met horizontale draaiingsas

Inleiding

Voor het ontwerpen van de bewegingswerken van beweegbare bruggen is het van belang, het verband te kennen tussen de openingshoek van de brug en de daarmede corresponderende winddruk. Literatuurnasporingen leidden tot de conclusie dat de winddrukformules niet juist kunnen zijn en de weinige gegevens over experimenten bewijzen, dat de winddruk van méér factoren dan uitsluitend de invalshoek van de wind afhankelijk is. Welke factoren van belang zijn is door het Nationaal Luchtvaartlaboratorium in opdracht van de Werkgroep Staalconstructies van de Nijverheidsorganisatie T.N.O. onderzocht.

Eenzijds blijkt, dat verdere onderzoekingen nodig zijn, anderzijds werden resultaten verkregen, welke ook voor andere brugtypen van belang zijn.

Literatuurstudie (zie fig. 1)

De gebruikelijke winddrukformules van NEWTON, VON LÖSSL, RAYLEIGH en GERLACH blijken alle theoretische tekortkomingen te vertonen. Zij zijn alle van de gedaante $W_{\alpha} = W_{90} \cdot f(\alpha)$, waarin $f(\alpha)$ resp. $\sin^2\alpha$, $\sin \alpha$, en $\frac{4 + \pi \sin \alpha}{4 + \pi \sin \alpha}$ is.

Voorts vonden wij enige experimenten van het Deutsche Stahlbauverband en van STANTON, terwijl één kromme ontleend is aan het op experimenten gebaseerde normaalblad N 890.

De beide curven van STANTON vormen het beste bewijs dat W_{α} niet alleen van α afhankelijk is.

Al deze experimenten zijn bovendien verricht met objecten welke sterk van het ons interesserende geval afwijken, zodat gezegd kan worden dat deze gegevens voor ons weinig waarde hebben. Op grond hiervan werd tot ons modelonderzoek besloten.

De voorbereiding van het modelonderzoek

De in de praktijk voorkomende waarden van de hoofdverhoudingen werden bepaald uit de gegevens van talrijke bruggen uit het archief van de Directie Bruggen van de Rijkswaterstaat en uit de literatuur. Besloten werd in het model de overspanning gelijk te houden. Daarom werd van alle bruggen (zoveel mogelijk) van alle van belang zijnde afmetingen de verhouding tot de lengte be-

paald en vastgesteld tussen welke grenzen deze verhoudingen liggen.

Wij vonden de volgende gegevens: (zie fig. 2)

$\frac{\text{breedte}}{\text{lengte}} = \frac{b}{l}$; varieert van 2 tot 0,25.

Onderzocht werden de gevallen $\frac{b}{l} = 2,1$, en 0,25.

$\frac{\text{constructiehoogte}}{\text{lengte}} = \frac{c}{l}$ varieert van 0,05 tot 0,10 met een maximum tussen 0,05 en 0,07. Om het aantal variabelen te beperken is alleen gewerkt met $\frac{c}{l} = 0,063$.

$\frac{\text{kanaalwaterstand onder maaiveld}}{\text{lengte}} = \frac{h}{l}$; varieert van 0,15 tot 0,40.

Onderzocht werd $\frac{h}{l} = 0,10$, 0,30 en 0,50.

$\frac{\text{hoogte brug boven maaiveld}}{\text{lengte}} = \frac{H}{l}$; varieert van 0,00 tot 0,55.

Onderzocht werd $\frac{H}{l} = 0,00$ (brug op maaiveldshoogte) $\frac{H}{l} = 0,25$, 0,41 en 0,56 (brug met opritten).

De constructie van langs- en dwarsliggers vertoonde zoveel variatie, dat hierop in eerste instantie geen acht is geslagen; gewerkt werd met een ook aan de onderzijde vlak model (zg. „glad model“). Er is wel een steekproef

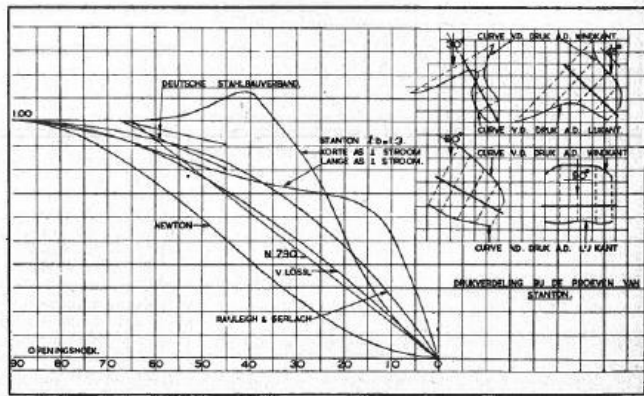


Fig. 1. Windrukkrommen.

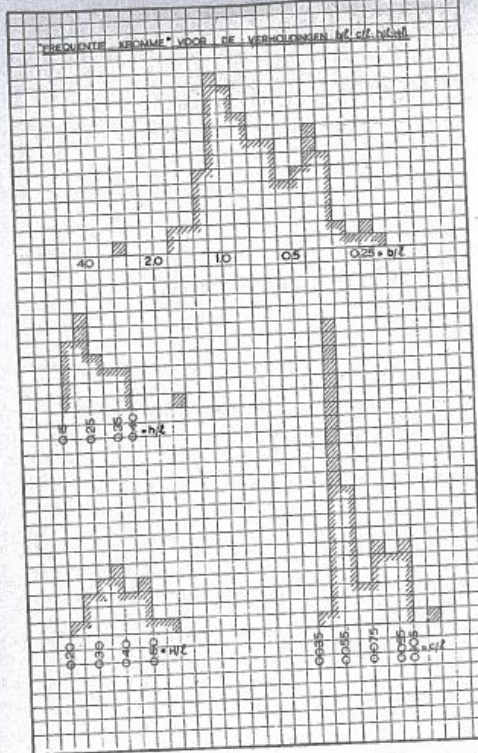


Fig. 2. Frequentiecurven voor de verhoudingen b/l ; c/l ; h/l ; H/l .

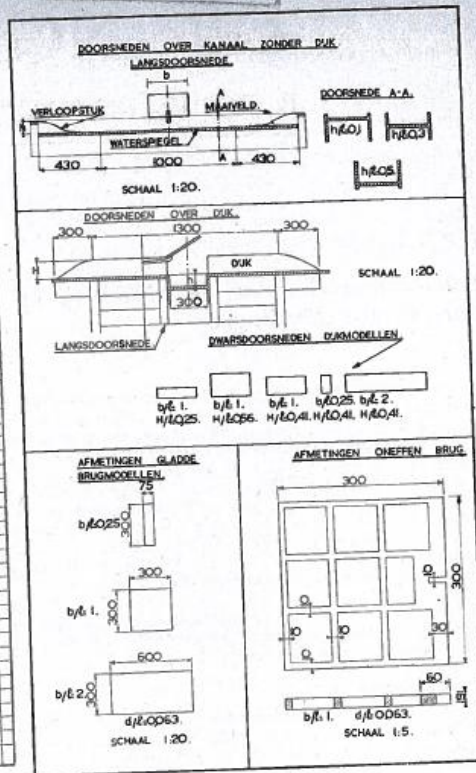


Fig. 3. Brugmodellen.

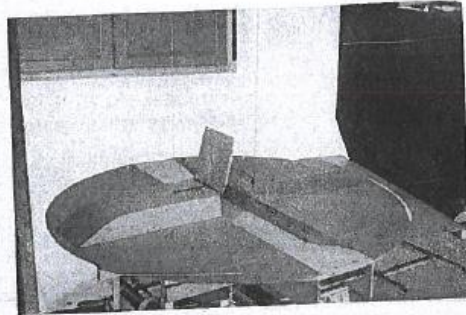


Fig. 4. Brugmodel.

genomen met een model met langs- en dwarsliggers (zg. „oneffen model”).

De openingshoek van de brug α werd onderzocht van 0° tot 90° , met 15° opklimmend.

De windrichting (zg. gierhoek) β werd onderzocht van 0° tot 180° , met 15° opklimmend.

$\beta = 0^\circ$: wind — het kanaal, tegen onderzijde van de brug.

De windsnelheid werd tijdens de proeven constant gehouden behoudens een meetserie om eventueel schaal-effect te constateren.

Het meetprogramma

Gezien het grote aantal combinaties werd een minimum-programma opgesteld, dat vermoedelijk de belangrijkste gevallen omvatte en dat uitgebreid werd naarmate tijdens de proeven de noodzaak van aanvulling in bepaalde richting bleek.

Beschrijving van de modellen en opstelling in de windtunnel

De beste indruk van de modellen verkrijgt men uit de tekeningen en foto's (fig. 3 en 4).

Een ronde schijf ϕ 2000 mm stelt het maaiveld voor, een sleuf van 300 mm het kanaal, de op 3 hoogten in te stellen bodem hiervan de waterspiegel. Op het maaiveld konden \perp het kanaal de opritten geplaatst worden. Om stroomverstoringen te voorkomen, zijn de einden van opritten en kanaal vloeiend afgewerkt.

De brugmodellen hebben aan de scharnierzijde een stel boogjes voor het instellen van de openingshoek α , waaraan een hefboom is bevestigd, welke steeds horizontaal staat.

De modellen hingen omgekeerd in de windtunnel aan een draaibare wagen, waarmede de gierhoek β ingesteld werd. Op deze wagen bevond zich de balans waarmede de optredende windkrachten via de hefboom en een strak-gespannen staaldraad gemeten werden.

Meetmethode en uitwerking der metingen

Het moment van de windkrachten om de draaiings-as werd bepaald uit de aflezing van de balans en de lengte van de hefboom. Dit moment wordt gelijkgesteld aan

25-2-1949

De Ingenieur no. 8. Bouw- en Waterbouwkunde 2.

B. 13

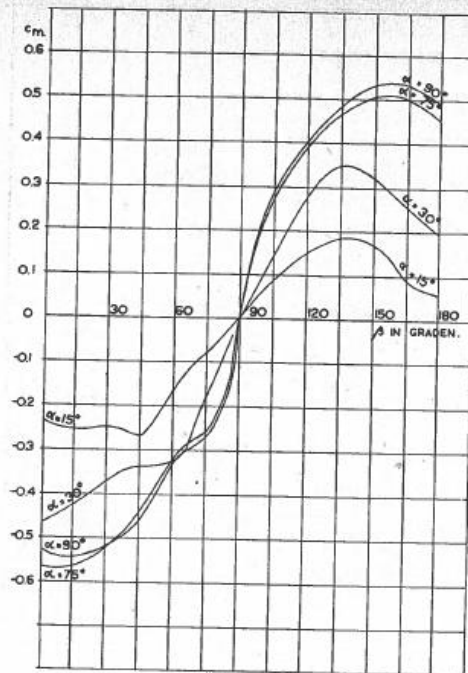
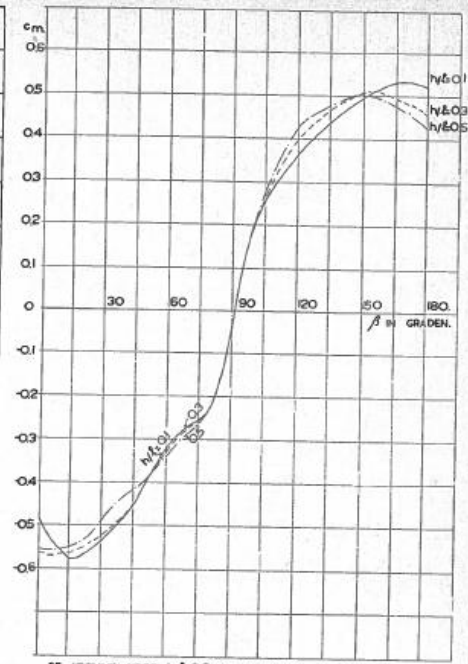
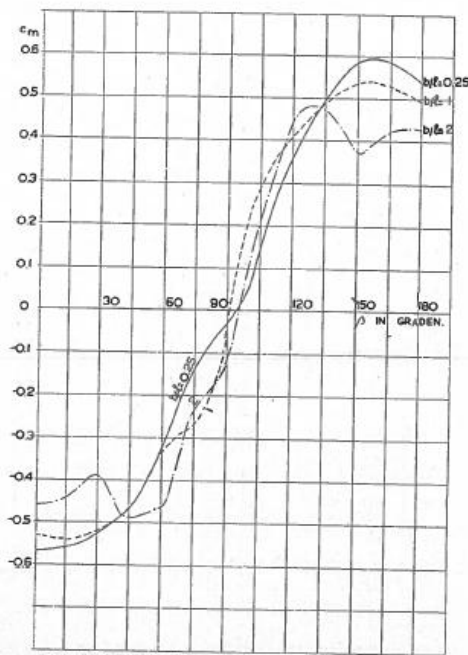


Fig. 5.

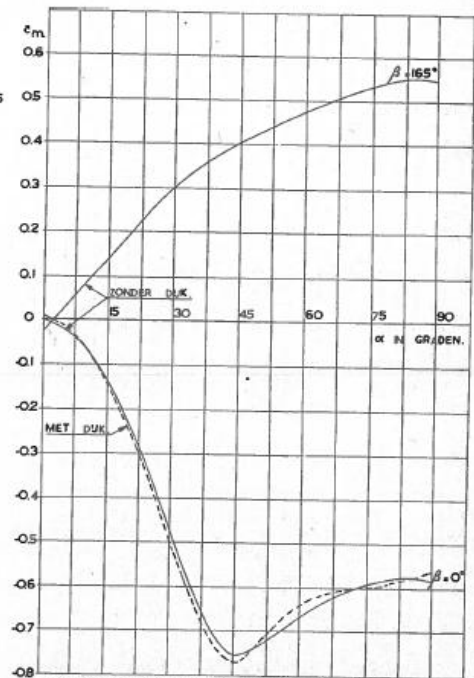


DE KROMME VOOR $h/L=0.3$ IS VERKREGEN UIT SERIE 1B.

Fig. 6.



DE KROMME VOOR $b/L=1$ IS VERKREGEN UIT SERIE 1B.



DE KROMME „MET DUK“ IS VERKREGEN UIT SERIE 1C.

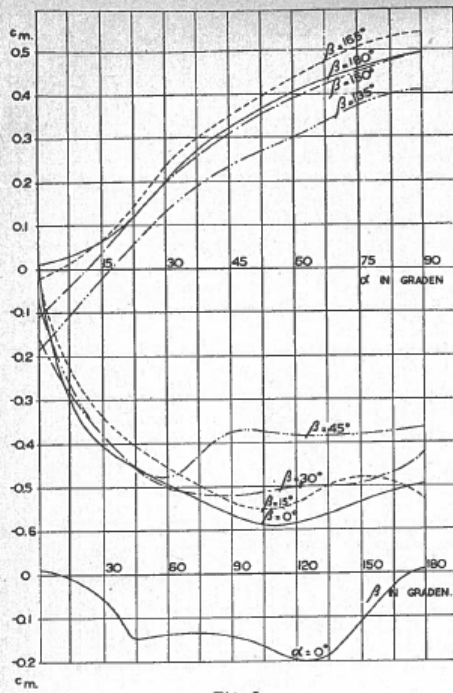
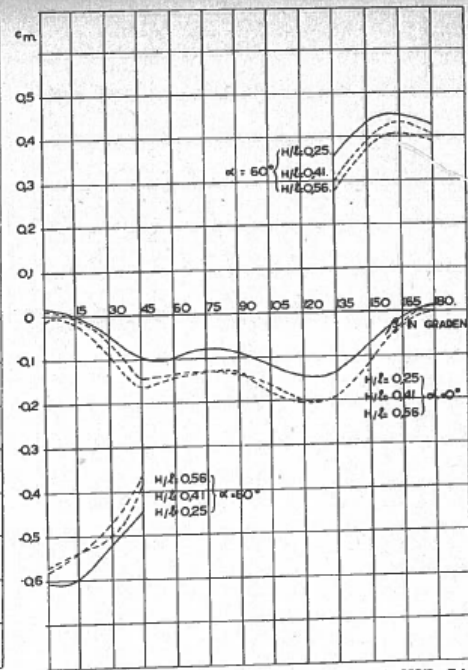
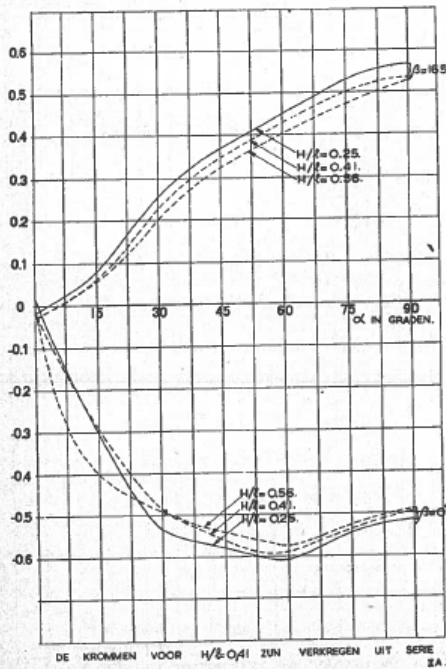


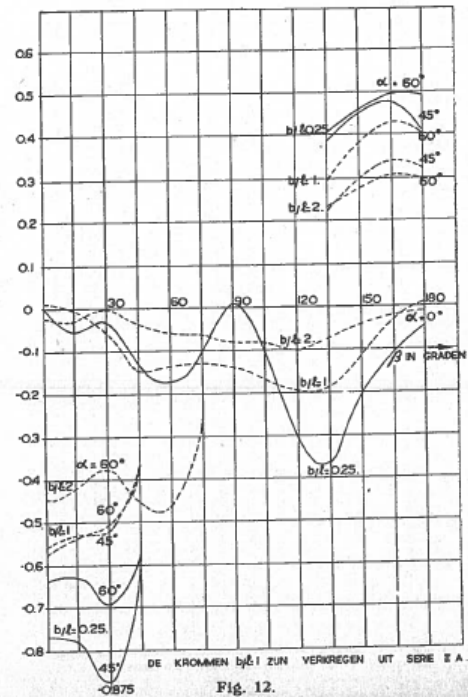
Fig. 9.



DE KROMMEN VOOR H/L 0.41 ZIJN VERKREGEN UIT SERIE X A.
Fig. 10.



DE KROMMEN VOOR H/L 0.41 ZIJN VERKREGEN UIT SERIE X A.
Fig. 11.



DE KROMMEN b/l 1 ZIJN VERKREGEN UIT SERIE Z A.
Fig. 12.

25-2-1949

B. 15

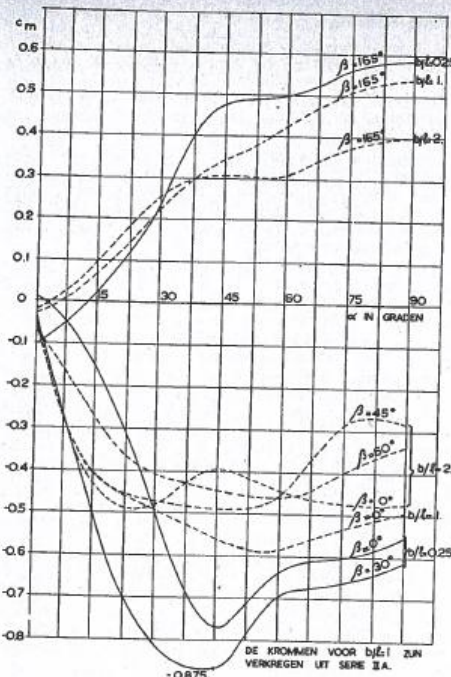


Fig. 13.

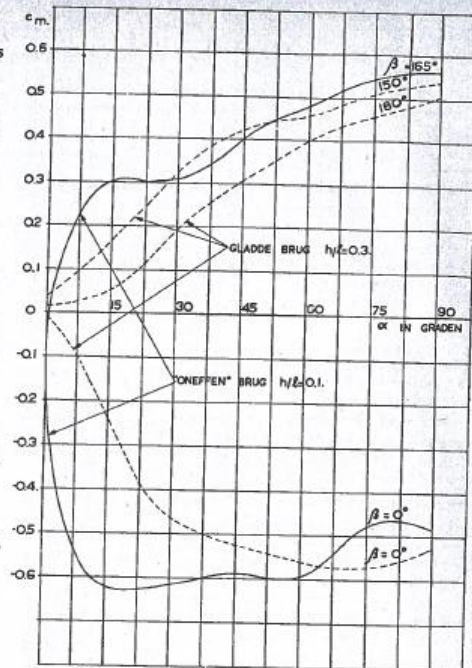


Fig. 14.

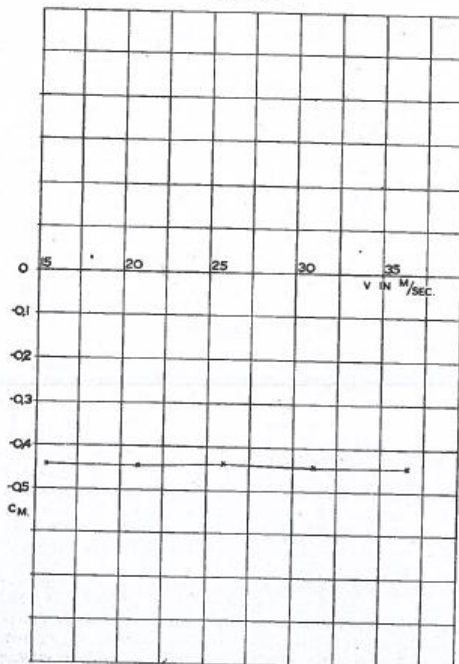


Fig. 15.

$$m = c_m \cdot (\rho \cdot \frac{1}{2} \cdot v^2) \cdot f \cdot l$$

c_m = coëfficiënt (dimensieloos)
 $\frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v^2$ = stuwdruk
 f = oppervlak model
 l = overspanning model.

Uit deze vergelijking is c_m op te lossen; de coëfficiënt wordt positief gesteld wanneer de wind de brug tracht dicht te drukken.

De momenten M om de draaingsas van de brug op ware grootte voor een bepaalde windsnelheid V worden nu berekend uit $M = c_m \cdot (\rho \cdot \frac{1}{2} \cdot V^2) \cdot F \cdot L$, waarin F en L het oppervlak resp. de overspanning van de brug op ware grootte voorstellen. Hierin wordt de experimenteel gevonden c_m ingevoerd.

Dit mag strikt genomen alleen:

1e. als het model en de werkelijke brug geometrisch gelijkvormig zijn. In het algemeen mag echter worden aangenomen dat wanneer verschillen in de hoofdverhoudingen weinig invloed hebben, dit zeker met detailverschillen het geval zal zijn. Verschillen aan de brug zelf zullen een grotere invloed hebben;

2e. als het getal van REYNOLDS voor model en werkelijkheid hetzelfde is (schaaleffect). De ervaring leert dat bij scherpkantige modellen geen noemenswaardig schaaleffect optreedt. Deze ervaring werd bevestigd door een serie metingen waarbij het getal van REYNOLDS gevarieerd werd door verandering van windsnelheid.

Meetresultaten en conclusies

De metingen werden grafisch verwerkt in figuren waarvan er hier enkele gereproduceerd zijn (fig. 5 t/m 15). De volgende conclusies werden er uit afgeleid.

1e. In het algemeen worden de grootste momenten gevonden bij $\alpha = 60^\circ - 90^\circ$ en $\beta = 0^\circ - 15^\circ$ resp. $\beta = 150^\circ -$

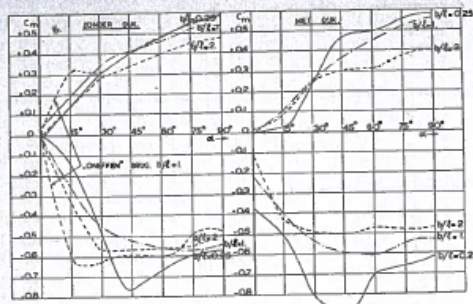


Fig. 16.

180°; de coeff. c_m bedraagt hierbij 0,51—0,61. Het al of niet aanwezig zijn van een oprit speelt daarbij geen belangrijke rol (fig. 5).

2c. De uitzonderingen op deze regel zijn niet zeldzaam; het navolgende staatje geeft die gevallen waarbij $c_m \geq 0,54$. De gevonden coëfficiënten zijn in deze gevallen soms zelfs zeer aanzienlijk hoger dan bij $\alpha = 90^\circ$ en $\beta = 0^\circ$ of

Brug	Oprit	b/l	h/l	H/l	β	α	c_m	fig.
„glad”	zonder	2	0,3	—	45°	75°	-0,54	7
		2	0,1	—	45°	30°	-0,57	—
		0,25	0,1	—	0°	45°	-0,75	8
„glad”	met	0,25	0,1	0,41	30°	60°	-0,60	12
					0°	45°	-0,77	13
					30°	45°	-0,88	12/13
„oneffen”	zonder	1	0,1	—	0°	30°	-0,63	14

D. B. STEINMAN wijst in een artikel, „Design of Bridges against Wind” (*Civil Engineering*, Oct., Nov., Dec. 1945) op een analoog verschijnsel bij de winddruk op vakwerkstaven, dat van belang is voor de stabiliteit tegen kantelen van bruggen.

In enkele gevallen met kleinere c_m is het verloop geheel afwijkend (fig. 9, 10, 12, 13).

3c. De invloed van de kanaalwaterstand is gering; $h/l = 0,10$ is nog het ongunstigste (fig. 6); hiermede is dan ook meestal gewerkt.

4e. De invloed van de hoogte van de opritten is niet zeer groot, maar niet te verwaarlozen. Bij grote α is de laagste oprit de ongunstigste, bij kleine α de hoogste (fig. 10 en 16).

5e. Zeer belangrijk is de invloed van de brugbreedte. De brede brug ($b/l = 2$) levert de kleinste c_m ; de smalle ($b/l = 0,25$) een zeer grote c_m met bovendien een geheel afwijkend verloop (fig. 7, 8, 12, 13).

6e. Zonder oprit treden bij gesloten brug praktisch geen opwaartse krachten op; met oprit kunnen deze vrij aanzienlijk zijn:

$b/l = 1, c_m = -0,20 \leq 1/3 \cdot c_{m,max}$. (fig. 9)

$b/l = 0,25, c_m = -0,37 \leq 0,42 \cdot c_{m,max}$. (fig. 12).

Ook hier is de smalle brug weer zeer ongunstig.

7e. Verschillen in het gehele model hebben, met uitzondering van de brugbreedte, betrekkelijk weinig invloed, verschillen in de brug zelf hebben dat wel. De „oneffen” brug wijkt nl. vooral bij kleine α aanzienlijk af van de „gladde”; $c_{m,max}$ wordt reeds bij $\alpha = 15^\circ$ à 30° bereikt, en het verloop is geheel anders. De maximumwaarden zelf ontlopen elkaar niet heel veel (fig. 14).

Hieruit volgt dat behalve de onder 6e geconstateerde verticale krachten ook een onder 5° à 10° opwaarts gerichte wind een aanzienlijke „lift” kan opwekken.

8e. Schaafeffect treedt niet op (fig. 15).

Nabeschooving

Uit het onderzoek is gebleken, dat, zoals te verwachten was, de winddrukformules geen juist beeld geven van de winddruk bij de verschillende standen van de brug. De vraag is nu, wat hiervoor in de plaats moet worden gesteld. Wij hebben de oplossing gezocht in de samenstelling van $max-c_m$ -lijnen, en zulks voor a. bruggen resp. zonder en met opritten, b. bruggen met verschillende verhouding b/l . In fig. 16 is dit gedaan voor de gladde brug.

Een vergelijking met een c_m -lijn voor de oneffen brug (en dit is nog geen $max-c_m$ -lijn) doet reeds onmiddellijk zien, dat het effect van langsliggers en dwarsdragers verder onderzocht moet worden.

De soms vrij aanzienlijke opwaarts gerichte krachten bij gesloten brug zullen ook optreden bij vaste bruggen en hefbruggen, en deze kunnen nog aanzienlijk groter worden wanneer de wind zelf opwaarts gericht is. Bovendien is bij deze bruggen in het algemeen de verhouding b/l kleiner dan de hier onderzochte uiterste waarden 0,25. Op deze verticale krachten wordt ook reeds gewezen in genoemd artikel van STEINMAN en in het artikel van prof. ir A. ROGGEVEEN: „Is iedere brug, berekend volgens de V.O.S.B. onder Nederlandse weersomstandigheden veilig tegen omkantelen bij storm?” (*De Ingenieur* 1946, blz. B. 75). De verhouding tussen de verticale en horizontale winddruk zou, volgens STEINMAN, ρ à $3/4$ bedragen. Wij vonden bij een openingshoek van ongeveer 10° bij de „oneffen” brug een c_m welke ongeveer gelijk is aan c_m bij $\alpha = 90^\circ$; hetgeen een, zij het zeer globale, bevestiging inhoudt.

Bij het verdere onderzoek zal er naar gestreefd worden over verschillende kwesties meer positieve gegevens te verkrijgen; in de eerste plaats over de invloed van langsliggers en dwarsdragers; en verder bv. over de grootte en het aangrijpingspunt van de verticaal gerichte windkrachten en wellicht ook over de winddruk op vakwerkstaven.

Mededeling van de Werkgroep Staalconstructies van de Nijverheidsorganisatie T.N.O.

BOEKENNIEUWS

F. C. ORCHARD, M.I.E.E., A.M.I. Mech. E. *Electricity in the Building Industry*. Uitg. Chapman & Hall Ltd., Londen. 292 blz. 15s. net.

Het boek is geschreven met het doel in de bouwindustrie de mechanisering te bevorderen en daardoor de productie per man te verhogen. Naar de opvatting van de schrijver dient de electriciteit hiervoor de energiebron te zijn, gezien haar algemene verbreiding en aanpassingsvermogen.

Het boek is geschreven ten dienste van aannemers, opzichters en verdere belangstellenden uit de bouwwereld. Derhalve wordt begonnen met de theorie van de elektrische toepassingen oppervlakkig, maar wel het geheel omvattend te behandelen. De elementaire wijze van verklaren doet de electrotechnicus echter wel eens fronsen.

Vervolgens behandelt de schrijver in de verschillende hoofdstukken de diverse soorten electromotoren en hun eigenschappen, de installatietechniek, de verlichtingstechniek, tarieven, de overbrenging tussen de electromotor en het aangedreven hulpwerktuig, heetwaterbereiding, elektrische verwarming, ventilatie, electrisch aangedreven machines voor de bouwindustrie en draagbare electrische gereedschappen. Een apart hoofdstuk is gewijd aan het onderhoud van de electrische machines met toebehoren en het onderzoek en de opheffing der storingen. Besloten wordt met een beschrijving der moderne electrische methodes voor het plakken van hout, de vochtigheidsbepaling van hout, e.d.

Het gehele terrein wordt dus overzien, maar hier en daar slechts oppervlakkig. Anderzijds worden problemen behandeld, die de bouwkundige aan de hand der eerste hoofdstukken van het boek wel niet ten volle zal kunnen doorgronden. Vermoedelijk vloeit dit voort uit de samenstelling van het boek aan de hand van een serie lezingen.

Een bezwaar van het boek voor gebruik in Holland is, dat maten, eenheden en geldstelsel in Engelse eenheden zijn uitgedrukt. Ook het tariefstelsel in Engeland wijkt in zijn opbouw van het onze af. Deze gegevens zijn dus zonder herleiding niet bruikbaar hier te lande. Bij een eventuele vertaling ware dit te ondervangen.

De verschijning van dit boek is echter zeer toe te juichen, omdat hier een ernstige poging is gedaan, die geslaagd mag heten, om de bouwkundige vertrouwd te maken met de toepassing van electriciteit in zijn industrie, waarbij vrijwel uittuttend alle mogelijkheden worden vermeld en hem een verklaring wordt gegeven, aan de hand waarvan hij deze toepassing kan begrijpen en waarden. Juist in Nederland is met het oog op de komende bouwactiviteit de alzijdige hulp der electriciteit van grote waarde.

Ir W. CROON.

INGEZONDEN

626.422 — 8.001.24

Bepaling van het vermogen voor het bewegen van puntdeuren van een schutsluis

In *De Ingenieur* no 43, van 22 October 1948 is van de hand van ir J. C. LE NOBEL een artikel verschenen, dat handelt over bovengenoemd onderwerp. Hij vergelijkt de uitkomsten van een door hem opgestelde formule, waarvan de coëfficiënt empirisch is bepaald, met gegevens, die hij, zoals hij mededeelt, van schrijver dezes mocht ontvangen. Daar in zijn publicatie mijn gegevens echter zodanig zijn verwerkt, dat bij de lezer een verkeerde indruk wordt gevestigd, meen ik het volgende te moeten opmerken.

Bij het afleiden van de formule voor het benodigde vermogen, is door de schrijver uitgegaan van de mijns inziens juiste veronderstelling, dat op een bepaald punt van de deur het drukverschil op voor- en achtervlak evenredig kan worden gesteld aan de tweede macht van de snelheid, waarmede het betreffende punt van de deur zich beweegt.

Immers, bij het stroombeeld, dat zich in de nabijheid van de deur vormt, zijn versnellingen en zwaartekracht de belangrijkste bepalende factoren voor de genoemde drukverschillen. De evenredigheid tussen de drukverschillen en het kwadraat van de snelheid kan dan rechtstreeks uit een eenvoudige dimensiebeschouwing worden afgeleid.

Vergelijkt men echter deze drukverschillen met de kracht, die een verticale strook van de deur ter breedte dx bij beweging door het water hiervan ondervindt, terwijl voor het bepalen van de totale kracht op de deur, deze krachten op de stroken dx worden gesommeerd, en dan ook nog in de veronderstelling, dat de weerstands-coëfficiënt van al deze stroken gelijk is, dan moet worden gezegd, dat een dergelijke beschouwingswijze mij bij de tegenwoordige stand van onze kennis over hydraulica niet geoorloofd voorkomt. En met te meer klem moet tegen een dergelijke beschouwingswijze worden geprotesteerd, nu uit het artikel blijkt, dat de schrijver weliswaar heeft kennis genomen van hetgeen ir J. P. JOSEPHUS JITTA in zijn boek over dit onderwerp heeft gezegd, doch het wil doen voorkomen, dat zijn „eenvoudige empirische methode” meer geeft dan de „globale” berekeningswijze van ir JITTA.

De uitkomsten van mijn metingen, die indertijd mondeling door mij aan de schrijver zijn medegedeeld om ze met eigen metingen te kunnen vergelijken, waren naar mijn oordeel te onvolledig om ze reeds te kunnen publiceren.

Daar zij in de gepubliceerde vorm een verkeerde indruk vestigen, zie ik mij genoodzaakt dit te corrigeren.

Allereerst dient opgemerkt te worden, dat in de staat bij paragraaf 3 waarschijnlijk door een drukfout de waarden van A_{ber} en A_{nber} van de drie laatste sluisen onderling zijn verwisseld.

De staat had als volgt afgedrukt dienen te worden. In de kolommen voor l en t zijn tevens enige waarden gecorrigeerd.

Schutsluis	h	l	t	A_{ber}	A_{nber}	A_{aanw}	$A_{gemeten}$
Ravenswaay . . .	4,11	10,20	60	5,14	7,33	13	7,6
Smalweesp . . .	2,92	5,10	30	1,83	2,62	3	1,2
Jutphaas (grote) . . .	4,30	6,75	47	2,13	3,04	3	1,79
Jutphaas (kleine) . . .	3,65	4,07	30	0,93	1,32	3	1,47

In deze staat staan naast elkaar genoemd de berekende en de aanwezige vermogens, waarbij het direct opvalt, (en de schrijver merkt het ook op) dat het aanwezige vermogen veel groter is dan het berekende. Dit vindt zijn oorzaak in het feit, dat de metingen aan de puntdeuren zijn geschied bij een lage voorstand. Berekenen men de vermogens voor de hoogste voorziene waterstand, dan verkrijgt men de volgende staat.

Sluisen	h	l	t	A_{ber}	A_{nber}	A_{aanw}
Ravenswaay . . .	10,60	10,20	60	13,28	18,97	13
Smalweesp . . .	3,40	5,10	30	2,13	3,04	3
Jutphaas (grote) . . .	4,88	6,75	47	2,42	3,46	3
Jutphaas (kleine) . . .	4,23	4,07	30	1,08	1,54	3

Het is bekend, dat het vermogen van de machine te Ravenswaay aan de lage kant is. Dit behoeft echter geen bezwaar te zijn, daar men de motor, gedurende de korte tijd, dat de deur bewogen wordt, zonder bezwaar kan overbelasten. Bovendien bestaat de mogelijkheid om tussen motor en machine een vloeistofkoppeling te monteren, zodat deze koppeling bij de hoge waterstanden zal slippen, waardoor de deur langzamer wordt bewogen. Het aanwezige vermogen zal dan voor deze uitzonderlijke gevallen toch voldoende zijn. Op deze wijze wordt een economische oplossing verkregen.

Dat het vermogen van de kleine sluis te Jutphaas „te groot” is, is ook bekend. Men heeft echter, daar er te Jutphaas twee grote en één kleine schutsluis zijn, op alle sluisen dezelfde motoren toegepast, waardoor het onderling verwisselen mogelijk werd.

De aanwezige vermogens zijn dus niet „belangrijk groter” dan de benodigde, integendeel ze zijn kleiner.

Destijds heb ik het opgenomen vermogen met een wattmeter gemeten. Het vermogen, dat gedurende de beweging werd opgenomen, is in de laatste kolom van de eerste staat vermeld.

Het heeft mij bevreemd, dat de schrijver er niet toe is overgegaan deze vermogens met de berekende te vergelijken.

Uit de staat blijkt, dat bij de eerste en de laatste sluis A_{nber} en $A_{gemeten}$ overeenstemmen. Evenwel is er bij de overige sluisen geen overeenstemming.

Om de betrouwbaarheid van de formule te toetsen, dient mijns inziens bij meerdere sluisdeuren het vermogen gemeten te worden.

De winddruk, die op sluisdeuren wordt uitgeoefend, kan bij windrichtingen volgens de as van de sluis aanmerkelijk groter zijn dan 25 kg/m^2 , vooral in de nabijheid van de kust. Bij elke sluis dient deze windkracht aan de hand van de situatie te worden bepaald.

Ir W. NOTENBOOM.

Naschrift

Van de mij door de Redactie geboden gelegenheid om onder het, naar aanleiding van mijn artikel in *De Ingenieur* no. 43 van 22 October 1948, van de hand van ir W. NOTENBOOM ingezonden stuk een naschrift te stellen, maak ik gaarne gebruik.

Allereerst maakt inzender de opmerking, dat de mij verstrekte gegevens zodanig en onvolledig zijn verwerkt, dat voor de lezer een verkeerde indruk wordt gevestigd. Ik moge hieromtrent opmerken, dat ik met opzet de ter in-

zage verstrekte meet-gegevens, welke het geestelijk eigendom van de inzender zijn, niet heb willen vermelden, omdat ir NOTENBOOM mij had medegedeeld het voornemen te hebben over zijn metingen te gelegener tijd een publicatie het licht te doen zien. Ik heb mij dan ook er toe beperkt slechts die gegevens te noemen in het staattie van § 8, welke gemeen goed zijn en o.a. in het boek van ir JOSEPHUS JIRTA zijn te vinden.

Ik dank de inzender voor de juiste opmerking, dat in dit staattie van § 8 in de kolommen „A_{be}” en „A_{ber}” de cijfers door een schrijffout zijn verwisseld, doch deze fout doet geen afbreuk aan mijn beschouwingen, omdat voor de drie sluizen met de verwisselde cijfers het „A_{aanw}” (laatste kolom) juist dezelfde waarde heeft. Dat voor „1” (tweede kolom) voor de sluis van Ravenswaay een maat van 9.83 is opgenomen, vindt zijn oorzaak in het feit, dat voor deze door mij de maat h.o.h. van de deurharren, uit figuur 192 op blz. 286 van het boek van ir JIRTA afgeleid, werd genomen. Zo ook met de bewegingstijd van 60 seconden voor de grote sluis van Jutphaas, welke op blz. 383 van hetzelfde boek werd gevonden en mij tevens door de inzender werd opgegeven.

Het doet mij genoegen, dat ir NOTENBOOM aan mijn staattie de gemeten vermogens heeft toegevoegd; hieruit blijkt in cijfers, dat er bij twee van de vier sluizen grote overeenstemming is tussen het berekende en het gemeten vermogen, terwijl bij de beide andere sluizen het gemeten vermogen kleiner is dan het berekende. Ik noemde als grootste van sluisen, welke met puntdeuren kunnen worden ingericht, 6—18 m, welke grenzen ongeveer overeenkomen met de sluisen van Jutphaas (kleine) en Ravenswaay, bij welke de overeenstemming groot is, en waaruit derhalve blijkt, dat de formule, waarvan de constante is afgeleid uit een sluis van 14 m, voor grotere en kleinere sluisen kan worden toegepast. In verband met de eenvoudige wijze, waarop de formule is ontstaan, zonder bv. rekening te houden met ongelijke weerstandcoëfficiënten, bijzondere vorm van deurkas, open of gesloten schuiven in de deuren, enz., is het niet te verwonderen, dat voor bepaalde sluisen afwijkingen worden gevonden. Past men de formule toe, dan is het aan de ontwerper om in verband met bijzondere omstandigheden een grotere of kleinere waarde aan te nemen; hoofdzakelijk is, dat, wanneer men zich van de methode bedient, een praktisch bruikbaar resultaat verkregen wordt. Ik ben het met de inzender zeer eens, dat de betrouwbaarheid van de formule groter wordt, wanneer verdere metingen aan verschillende sluisen een gunstig resultaat gaven; dit te doen stuitte bij mij op praktische bezwaren, doch ik hoop hiertoe te zijner tijd de gelegenheid te hebben.

Dat de door de inzender uitgevoerde metingen zijn gedaan bij een lage waterstand, was mij niet bekend, en in verband hiermede had ik in mijn artikel kunnen volstaan met de opmerking, dat het gemeten vermogen vrijwel over-

eenkomt met het berekende, zonder daaraan toe te voegen, dat het geïnstalleerde vermogen niet onbelangrijk groter is.

Wat de opmerking over de winddruk betreft, kan ik mededelen, dat het mij bekend is, dat vooral aan zee, de winddruk volgens de as van een sluis belangrijk groter kan zijn dan 25 kg/m², doch dat bij deze windrichting de kracht op de deuren in open of gedeeltelijk open stand (wanneer het ogenblikkelijk vermogen het meest naar boven afwijkt van het gemiddelde) nog gering is, en eerst haar maximale waarde krijgt wanneer de deuren de gesloten stand naderen, terwijl dan het benodigd vermogen gering is. De kracht van 25 kg/m² noemde ik dan ook als windkracht \perp sluisas, welke de deuren treft bij het begin van de sluitende beweging, wanneer het vermogen reeds maximaal is, en ik gaf daarbij aan, waarom deze kracht dan nog slechts een deel is van de krachten door de waterdruk, die in de plaats van de windkracht zouden komen indien het door de wind getroffen deurdeel onder water zou zijn.

Ik ben er mij van bewust, dat bij het afleiden van de formule de deur is voorgesteld als een draaiend voorwerp dat aan theoretische krachten is blootgesteld; dat hydraulisch gezien, de druk over het deuroppeervlak niet gelijkmatig is, was mij uit zelf genomen proeven en uit de hydraulische berekeningen van ir JIRTA bekend, doch mijn doel is geen ander geweest, dan om een eenvoudige empirische formule op te stellen.

Ten slotte betreurt ik inzenders opmerking, dat ik het wil doen voorkomen, dat mijn empirische formule méér geeft dan de berekeningswijze van ir JIRTA. Dit toch staat in mijn artikel nergens te lezen, en de onvolkomenheden van de berekening, welke ik noemde, zijn niet door mij bedacht, doch woordelijk geciteerd uit het boek (blz. 383 en 389); integendeel, de theoretische berekening verdient alle waardering. Ik ben er mij van bewust, dat mijn methode evenmin vrij is van onvolkomenheden van ongeveer gelijke orde van grootte, waartegenover echter de eenvoud van de berekening staat, zodat ook voor hen, voor wie de hydraulica min of meer „terra incognita” is, de materie hanteerbaar is.

Ir J. C. LE NOBEL.

VERBETERING

Enige beschouwingen over vormvastheid en de berekeningsgrondslagen van open hangbruggen.

In *De Ingenieur* 1948, n° 50, blz. B. 126, 1e kolom, 10 bovenste regels staat: (2b), lees (2b²); in formule (2b) staat: $\frac{1}{8a}$, lees: $\frac{l}{8a^2}$; blz. B. 129, 1e kolom, formule (13)E staat: $\frac{12}{a^2}$, lees: $\frac{12}{a^2}$; formule (14)E staat: (2b⁴ - 2b²), lees: (3b³ - 2b²); 26ste regel v.b. staat: $\frac{0}{0}$, lees: $\frac{0}{00}$.

D.2 Paper Bouma en Rem [44]

DE INGENIEUR

B. BOUW- EN WATERBOUWKUNDE 6.

Winddruk op klapbruggen

624.824 : 624.042.41

Een onderzoek naar de winddruk op beweegbare bruggen met horizontale draaiingsas

door ir A. L. BOUMA en ir H. J. REM.

Summary: *Lifting gear for bascule bridges.*

For designing the lifting gear it is important to know the relation between the opening angle of the bridge and the corresponding wind-pressure on the bridge.

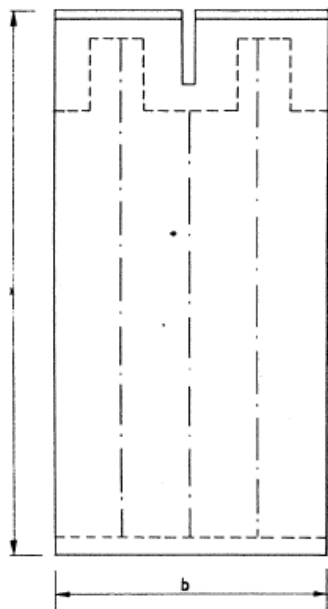
In the windtunnel of the Netherlands Aeronautical Laboratory six models of bascule bridges have been tried. The measuring results embodied in a few diagrams may serve as a base for the construction of normal bridges.

1. Inleiding

Voor het ontwerpen van de bewegingswerken van beweegbare bruggen is het van belang, het verband te kennen tussen de openingshoek van de brug en de daarmede corresponderende winddruk op de brug.

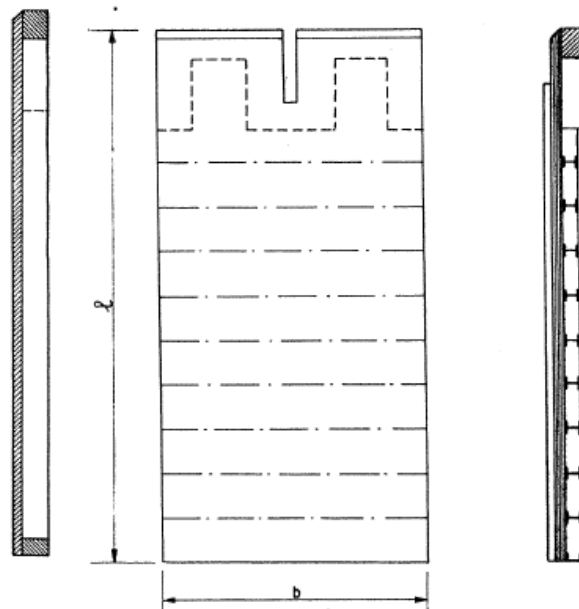
In opdracht van de Werkgroep Gewapend Beton- en Staalconstructies van de Nijverheidsorganisatie T.N.O. zijn

door het Nationaal Luchtvaartlaboratorium metingen verricht aan enige modellen van klapbruggen, waarbij de liggerconstructie onder het brugdek zo goed mogelijk was nagebootst. Deze metingen zijn te beschouwen als een voortzetting van die, welke in het artikel van ir P. J. ALLAART over dit onderwerp in *De Ingenieur* van 25 Februari 1949, B. 11 zijn beschreven.



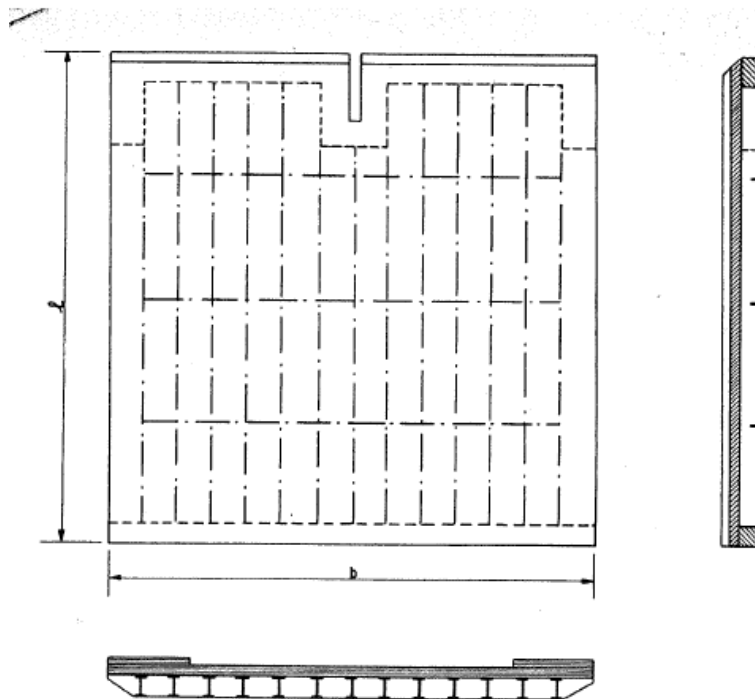
Type I

Fig. 1.



Type II

Fig. 2.



Type III

Fig. 3.

Bij de in dit artikel beschreven metingen werden voornamelijk bruggen zonder liggerconstructie, die dus ook aan de onderzijde vlak zijn, onderzocht. Slechts één enkele serie metingen werd uitgevoerd aan een geïmproviseerd model, waarvan de onderkant oneffen was. Hieruit bleek dat de optredende momenten bij dit model bij kleine openingshoeken van de brug belangrijk verschilden met die bij de vlakke bruggen.

Dit verschil was de aanleiding het in dit artikel beschreven onderzoek te doen uitvoeren. Getracht is de uitkomsten van het gehele onderzoek in enkele grafieken samen te vatten, welke bij het ontwerpen van normale brugconstructies kunnen worden aangehouden.

2. Omvang van het onderzoek en notaties

De metingen zijn verricht aan zes brugmodellen waarbij, door verschil in liggerconstructie, drie typen te onderscheiden zijn. Van elk type werd een brede en een smalle uitvoering onderzocht (breedte-lengteverhouding $\frac{b}{l}$, resp. 1 en 0,5).

De lengte l was bij alle brugmodellen gelijk.

De dikte d was, in verband met de op schaal toegepaste liggerconstructies, voor de drie typen verschillend (zie fig. 1, 2 en 3).

Aan ieder brugmodel werden twee series metingen verricht. Bij de eerste serie lag de brug op maaiveldhoogte over het kanaal; bij de tweede serie in een loodrecht op het kanaal geplaatste dijk. De dijkhoogte H werd niet gevarieerd ($\frac{H}{l} = 0,41$). De dijkbreedte was steeds gelijk aan die van de te onderzoeken brug.

De hoogte van de waterspiegel in het kanaal (h) werd

tijdens het gehele onderzoek niet gewijzigd ($\frac{h}{l} = 0,3$).

De windrichting (β) werd met 15° opklimmend gevarieerd van 0° tot 60° en van 120° tot 180° . Voor slechts enkele gevallen werd ook $\beta = 75^\circ, 90^\circ$ en 115° gemeten. Bij $\beta = 0^\circ$ is de windrichting loodrecht op de kanaalrichting, zodanig dat de wind tegen de onderzijde van de geopende klap blaast.

De brugopeningshoek (α) werd steeds met 15° opklimmend van 0° tot 90° en bij $\alpha = 7,5^\circ$ gemeten. In enkele gevallen werden ook de openingshoeken $\alpha = 20^\circ, 25^\circ, 35^\circ$ en 40° ingesteld. Bij $\alpha = 0^\circ$ bevindt de brug zich in horizontale (gesloten) stand.

De windsnelheid V werd bij alle metingen constant gehouden en bedroeg $V = 25,3$ m/sec.

3. Beschrijving van de modellen

De zes klapbrugmodellen zijn door het N.L.L. volgens de in fig. 1, 2 en 3 gegeven schetsen vervaardigd. Onder tegen het uit triplex (5 mm dik) bestaande brugdek zijn de van dun messingplaat (0,3 mm) gemaakte liggerprofielen aangebracht. Ter bevestiging van de scharnieren en stelboogjes zijn alle modellen aan de scharnierzijde voorzien van een verdikte rand (hout, 14 mm dik) waarin een sleuf van ongeveer 10×30 mm. Aan weerszijden van de sleuf zijn stelboogjes bevestigd. Een op de draaiingsas van de brug gemonteerde hefboom, die dient voor de meting van het moment, is door deze stelboogjes verstelbaar met de brug verbonden.

De drie typen van bruggen, die als voorbeeld voor de modellen gediend hebben, zijn: (men zie ook de figuren)
Type I : Hallse brug over het Apeldoorns kanaal. De draageconstructie bestaat uit een aantal langsliggers.

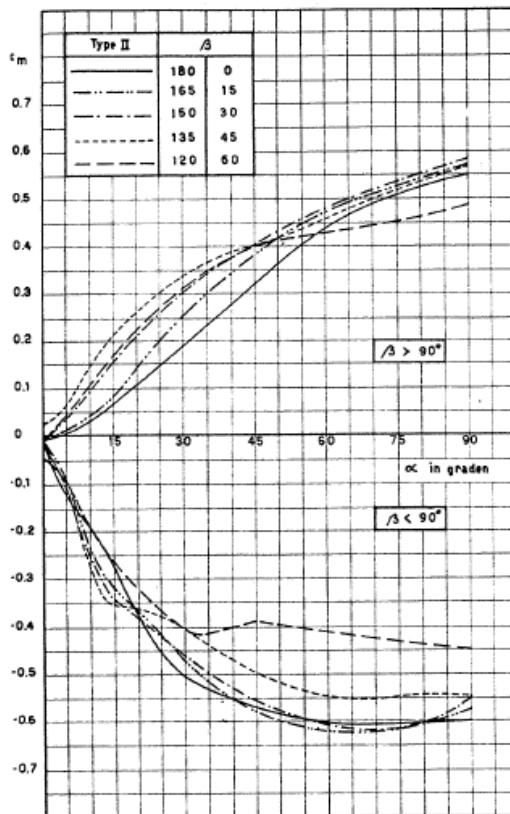


Fig. 4. Verband tussen C_m en α (bij β constant) voor brede bruggen van type II, zonder dijk.

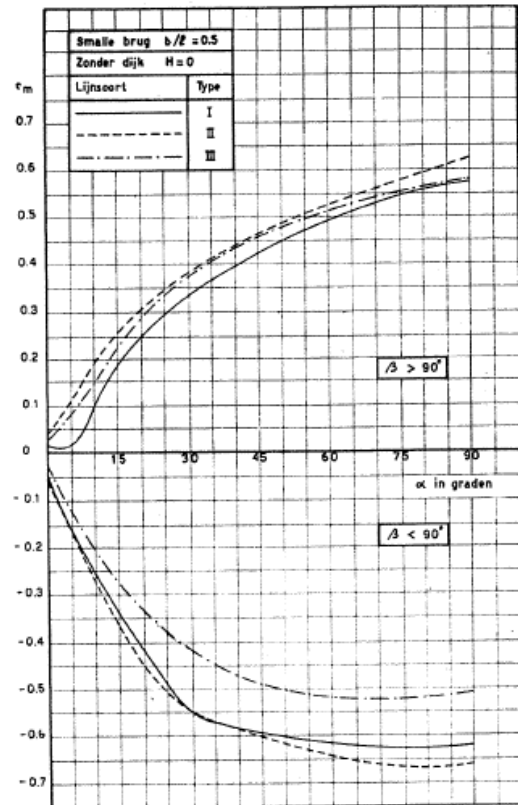


Fig. 5.

Type II : brug te Besoyen. De draageconstructie bestaat uit twee hoofdliggers aan de kant en vele dwarsliggers.

Type III: Axelse brug te Terneuzen. De draageconstructie wordt hier gevormd door een balkrooster, bestaande uit vele langsliggers en enige dwarsliggers.

De brugmodellen werden gemonteerd op een cirkelvormige schijf (maaiveld) met een diameter van 2 m. Een goot, die in het midden van deze schijf is aangebracht, vormt het kanaal (300 mm breed); de bodem van de goot vormt de waterspiegel. Om verstoring van de stroming aan de einden van het kanaal zoveel mogelijk tegen te gaan werd een vloeiende overgang van waterspiegel naar maaiveld aangebracht. De dijken werden op het maaiveld loodrecht op het kanaal geplaatst. Ook hierbij verlopen de einden vloeiend naar het maaiveld.

Bij de metingen met en zonder dijk werden de brugmodellen met scharnieren op de dijk resp. op de kanaalwand bevestigd.

Voor afbeeldingen van de gehele proefopstelling en van doorsneden over kanaal en dijk wordt verwezen naar het reeds genoemde artikel van ir P. J. ALLAART.

4. Opstelling in de windtunnel

De opstelling in de windtunnel was geheel gelijk aan die bij de door ir ALLAART beschreven proeven, d.w.z. het maaiveld is voorgesteld door een horizontale schijf, die om een

verticale as kan draaien en opgesteld is in een horizontale luchtstroom. Door het draaien van deze schijf wordt de windrichting gewijzigd.

Het op het brugmodel werkende moment wordt opgenomen door een aan de in punt 3 genoemde hefboom bevestigde dunne staaldraad, waarvan het andere einde aan een buiten de wind opgestelde balans is verbonden. Met deze balans zijn de t.g.v. de winddruk optredende momenten gemeten.

5. Meetmethode en uitwerking van de metingen

De windsnelheid werd door middel van een pitotbuis, die in de uitstroombuis was opgesteld, ingesteld op 25,3 m/sec. De stuwdruk werd bepaald met een manometer, die op deze pitotbuis werd aangesloten.

Ter bepaling van het moment M om de draaiingsas werd de kracht, die in de momentendraad optrad als gevolg van de op het brugmodel werkende windkrachten, vermenigvuldigd met de lengte van de momentenhefboom. Dit moment werd tot een dimensieloze momentencoefficiënt c_m herleid met:

$$c_m = M/q \cdot l$$

Hierin is:

M = moment in kgm,

$q = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot V^2$ = stuwdruk van de ongestoorde wind in kg/m²,

ρ = luchtdichtheid in kgm⁻⁴ sec² (= 1/8),

V = ongestoorde windsnelheid in m/sec,

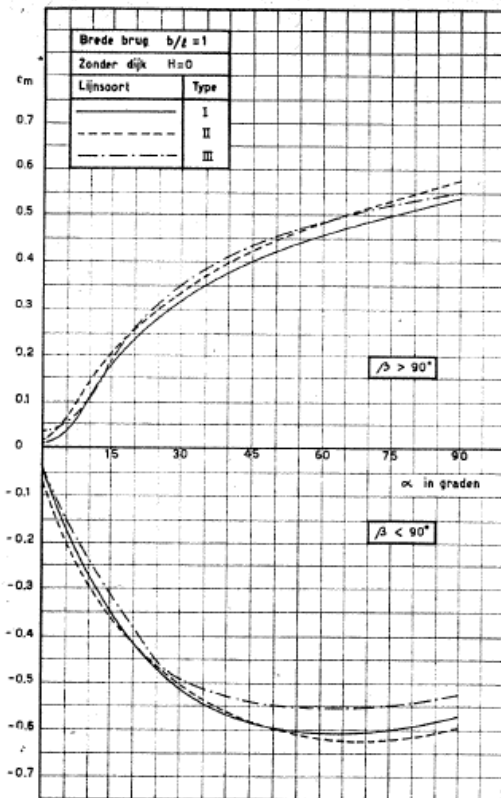


Fig. 6.

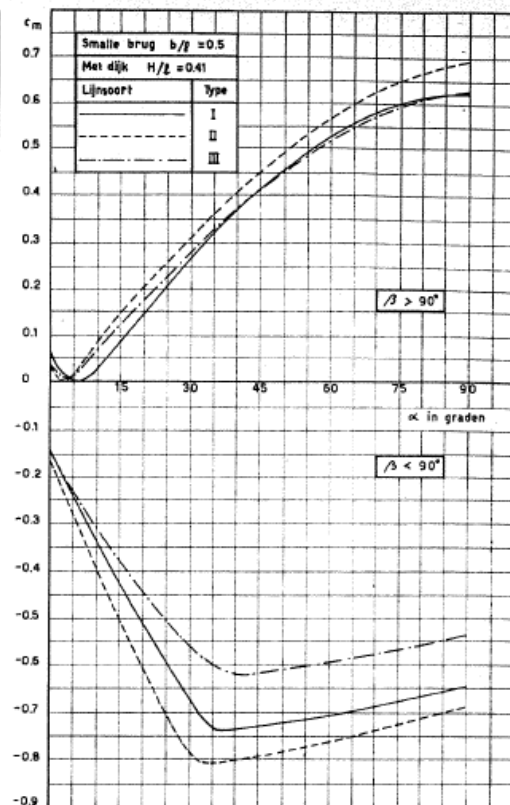


Fig. 7.

$F = b \cdot l$ = brugoppervlak in m^2 ,
 b = breedte van de brug in m,
 l = lengte van de brug in m.
 De momentencoëfficiënt is positief wanneer de wind de brug tracht dicht te drukken, dus de klaphoek α tracht te verkleinen.

6. Toepassing van de uitkomsten voor de ware-grootte toestand

Voor de ware-grootte toestand kan het optredende moment berekend worden met:

$$M = c_m \cdot q \cdot F \cdot l$$

Hierin is c_m = coëfficiënt behorende bij de beschouwde toestand.

q = stuwdruk, behorend bij de windsnelheid waarbij men het moment wenst te bepalen;

F = oppervlakte van de ware-grootte brug;

l = lengte van de ware-grootte brug.

Bij het eerste onderzoek is reeds gebleken, dat detailverschillen tussen model- en ware-grootte uitvoering in de omgeving van de brug over het algemeen van weinig invloed op de coëfficiënten zijn en dat, hoewel het getal van REYNOLDS voor model- en ware-grootte toestand niet dezelfde waarde heeft, geen schaaffect optreedt, zodat aangenomen kan worden dat de coëfficiënten voor model- en ware-grootte toestand steeds gelijk zullen zijn.

7. Resultaten

De resultaten van de metingen kunnen in grafiekvorm worden weergegeven zoals in figuur 4 b.v. is gebeurd voor

het geval van een brede brug van type II zonder dijk, waar de momentencoëfficiënten als lijnen voor constante β zijn uitgezet op α .

Zij geeft het verloop van de momentencoëfficiënt bij het onder constante windrichting opendraaien van de brug. Niet alle punten van deze grafieken zijn echter voor de practijk belangrijk. Slechts die toestanden, die bij een bepaalde α het grootste moment geven, zijn voor de berekening van het bewegingswerk van de brug van belang. De bij de overige windrichtingen optredende kleinere momenten doen weinig ter zake. Daarom zijn in de figuren 5 t/m 8 uitsluitend de z.g. „omhullenden” van de oorspronkelijke c_m - α lijnen weergegeven.

Deze lijnen zijn gevormd door die punten, die voor een bepaalde α het grootste moment geven, te verbinden door een vloeiende lijn. Men zou deze omhullenden de karakteristiek van de brug kunnen noemen. De onderzochte brugmodellen zijn aan de hand van deze karakteristieken in het hierna volgende vergeleken.

Zoals reeds eerder werd gezegd, is c_m positief wanneer de wind de openingshoek α tracht te verkleinen. Dit is dus in het algemeen het geval wanneer de wind tegen de vlakke kant (rijdek) van de brug blaast. In alle figuren zijn positieve momenten naar boven en negatieve momenten naar beneden uitgezet.

De positieve c_m - α lijnen boven de nullijn gelden dus voor het aanblazen van de vlakke kanten van de bruggen, de negatieve c_m - α lijnen (onder de nullijn) voor aanblazen uit tegengestelde richting, dus tegen de onderzijde.

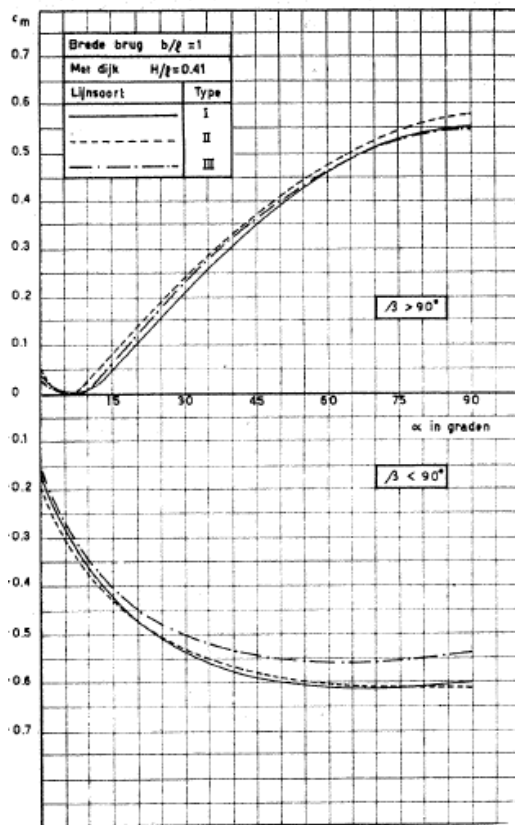


Fig. 8.

Bezien wij in de fig. 5 t/m 8 nu eerst de lijnen die gelden voor het aanblazen van de vlakke zijden van de onderzochte bruggen.

Het blijkt, zoals verwacht mocht worden, dat zowel voor brede als smalle bruggen, slechts geringe verschillen tussen de lijnen van de drie verschillende typen optreden.

Het grootste moment treedt steeds op bij $\alpha = 90^\circ$. Type II is zowel in brede als smalle uitvoering en met of zonder dijk het ongunstigste (geeft steeds het hoogste maximum moment). Dat tussen de drie typen ook bij deze wijze van aanblazen nog verschillen optreden moet zijn oorzaak vinden in het wel dan niet aanwezig zijn van een zware langsligger aan de zijkant van de brug (als bij type II) of een hoger liggend trottoir (als bij type III). Dit laatste verschil is echter slechts uiterst gering n.l. maximaal 0,02 in c_m .

De conclusie uit het eerste onderzoek, dat smalle bruggen steeds iets grotere momenten-coëfficiënten geven dan brede bruggen, wordt ook hier bevestigd.

De aanwezigheid van een dijk geeft een verandering in de loop van de karakteristiek.

Bij $\alpha = 10^\circ$ zijn de momenten voor de gevallen met dijk kleiner dan voor die zonder dijk; bij $\alpha = 90^\circ$ zijn zij echter met dijk groter, m.a.w.: het verloop van de karakteristiek met α is bij aanwezigheid van een dijk steiler dan in de gevallen zonder dijk.

Bezien wij nu de c_m - α lijnen voor het aanblazen van de onderzijden van de brugmodellen, (negatieve momenten) dan valt direct op, dat tengevolge van de constructieverschillen ook de karakteristieken meer uiteenlopen.

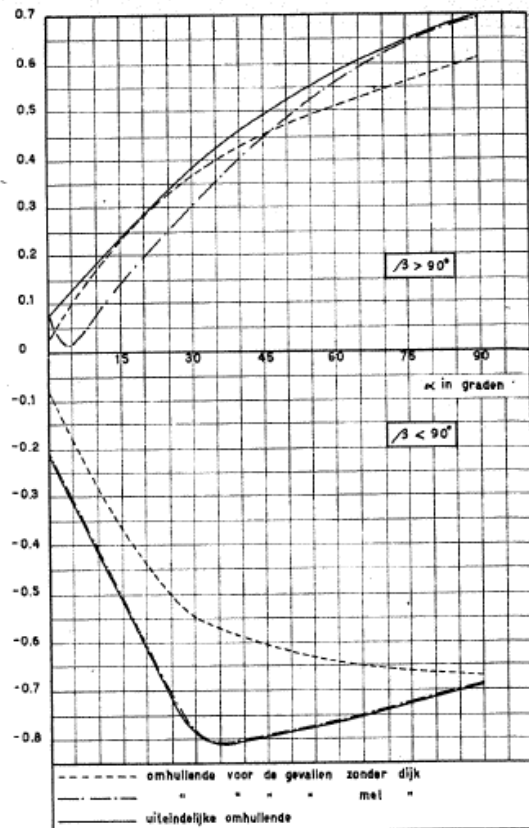


Fig. 9.

Het grootste moment treedt niet steeds op bij $\alpha = 90^\circ$, maar bij hoeken van 35° tot 90° .

Type II is ook hier steeds t.o.v. de andere typen het ongunstigste. Type III geeft steeds de kleinste momenten. Dit brugtype heeft een groot aantal liggers dicht op elkaar en benadert hierdoor het meest de glatte brug.

Met uitzondering van type III geven ook hier de smalle bruggen hogere coëfficiënten dan de brede.

De dijk heeft op de brede bruggen weinig invloed; de karakteristieken van deze bruggen met en zonder dijk vertonen weinig verschil. Opvallend is, dat bij de smalle bruggen met dijk bij $\alpha = 35^\circ$ grote momenten optreden, waarvan die bij type II het grootst is ($c_m = -0,811$).

We zien dat in gesloten stand van de brug ($\alpha = 0^\circ$), speciaal in het geval met dijk, reeds een aanzienlijke „lift“ kan optreden, die de brug wil openen en waartegen men dus voorzieningen moet treffen.

Men kan voor dit geval onder bepaalde omstandigheden een momenten-coëfficiënt $c_m = -0,2$ verwachten.

De windrichting was bij deze proeven evenwijdig aan het maaiveld. Het is niet uitgesloten dat, indien de windrichting op de hoogte van het brugdek een kleine hoek hiermee maakt, zoals in het veld kan voorkomen, indien zich obstakels in de omgeving van de brug voordoen, men nog grotere waarden voor deze lift had gevonden. Hierover werden echter nog geen proeven gedaan.

Van de krommen uit de figuren 5 t/m 8 zijn opnieuw omhullenden getekend in fig. 9. Deze omhullenden zijn lijnen waarboven de optredende momenten volgens de verrichte

proeven voor de beschouwde brugtypen nimmer zullen uitgaan. Het is zeer waarschijnlijk dat deze lijnen ook als het maximum voor bruggen van enigszins afwijkend type mogen worden beschouwd.

Het verloop van deze lijnen in fig. 9 voor positieve en negatieve c_m kan dus in het algemeen worden aangehouden voor die bruggen en dit is het merendeel, waarvoor de breedte-lengteverhouding ligt tussen 0,5 en 1, de dijkhoogte H ligt tussen 0 en 0,41 l en de hoogte h van de waterspiegel in het kanaal niet al te veel afwijkt van de hier gekozen waarde $h = 0,3 l$.

8. Vergelijking van de resultaten met die uit het eerste onderzoek

Het doel van dit onderzoek was vast te stellen in hoeverre de karakteristiek voor bruggen met liggerconstructie afweek van die van gladde bruggen.

Het blijkt dat geen grote verschillen tussen de lijnen voor gladde bruggen en die met een liggerconstructie aan de onderzijde optreden, althans niet die verschillen, die naar aanleiding van de resultaten van het eerste onderzoek verwacht mochten worden.

9. Conclusies

- a. Wanneer de wind de brugopeningshoek tracht te verkleinen, dus tegen de vlakke kant van de brug blaast, treedt het maximum moment steeds op bij volledig geopende brug, dus bij $\alpha = 90^\circ$.
- b. Bij blazen tegen de onderzijde is dit niet steeds het geval. Het maximum is hier sterk afhankelijk van de modelvorm en kan reeds optreden bij $\alpha = 35^\circ$, zodat het verloop van deze kromme bij kleine openingshoek α van de brug zeer steil kan zijn. Bij gesloten brug kan reeds een coëfficiënt $c_m = -0,2$ optreden.
- c. Brede bruggen geven lagere coëfficiënten dan smalle bruggen.
- d. Bij brede bruggen heeft de aanwezigheid van een dijk weinig invloed; bij smalle bruggen juist wel. De aanwezigheid van de dijk doet dan het max. moment reeds optreden bij $\alpha = 35^\circ$. In het ongunstigste geval was $c_m = -0,822$, een waarde die dus hoger is dan 0,7, zoals in het Normaalblad No. 1055 voor vrijstaande wanden is vermeld.
- e. De vorm van de liggerconstructie heeft invloed op de grootte van het optredende moment. Tussen de verschillende typen treden onder gelijke omstandigheden in het maximum moment soms verschillen op van 10 tot 25%. (Dit laatste bij de smalle bruggen met dijk). Type III blijkt in de meeste omstandigheden de laagste maxima te geven. Mogelijk is de oorzaak hiervan het grote aantal liggers waardoor dit type het meest de gladde brug benadert. Type II geeft de hoogste maximum coëfficiënten, waarschijnlijk zijn oorzaak vindende in de dwarsliggers van dit type, die bij geopende brug meer weerstand geven dan langsliggers.
- f. Het karakter van de momentenlijnen voor bruggen met liggerconstructie verschilt niet sterk van dat voor een gladde brug.
- g. De invloed van de waterspiegelhoogte is in een enkel onderzocht geval duidelijk gebleken. Hier gaf een lagere waterstand een kleinere momentencoëfficiënt.

Mededeling van de Werkgroep Gewapend Beton- en Staalconstructies van de Nijverheidsorganisatie T.N.O. en het Nationaal Luchtvaartlaboratorium.

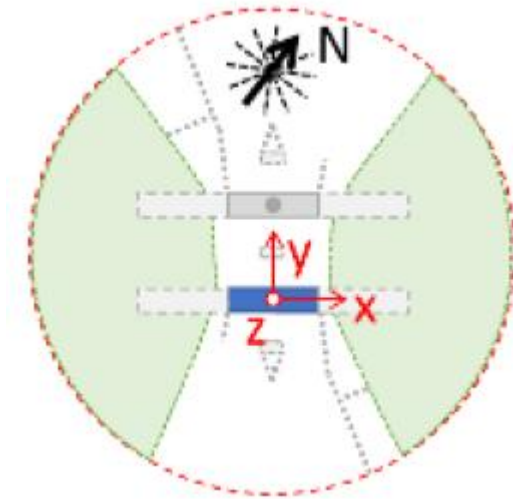
D.3 Heranalyse windtunnelonderzoek Den Oever draaibruggen [45]

Tabel D.1: Verticale krachtscoëfficiënten (maxima en minima) voor de gesloten Den Oever draaibruggen; gemiddelde waarden en karakteristieke waarden conform CUR-aanbeveling 103 (95% fractiel) met een middelingstijd van 1 uur en aangepast naar een middelingstijd van 10 minuten.

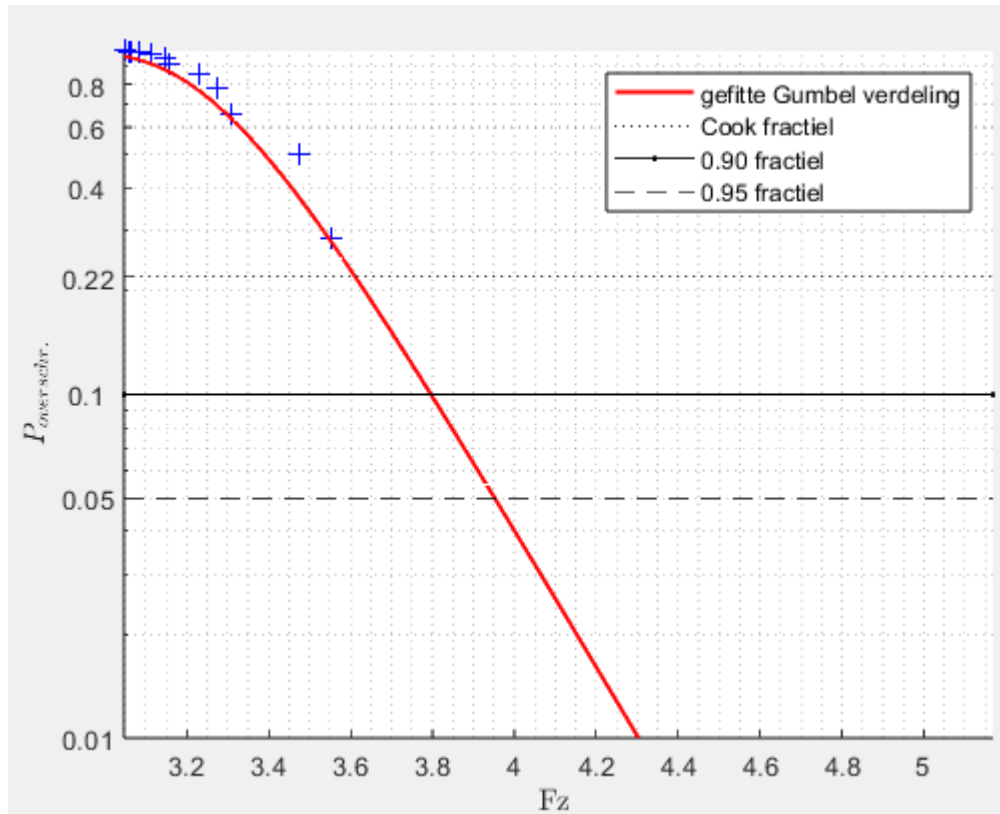
Wind- richting [°]	$C_{Fz,max}$ (gemiddelde) (600 s) [-]	$C_{Fz,min}$ (gemiddeld) (600 s) [-]	$C_{Fz,max}$ (95% fractiel; CUR) (3600 s) [-]	$C_{Fz,min}$ (95% fractiel; CUR) (3600 s) [-]	$C_{Fz,max}$ (95% fractiel; CUR) (600 s) [-]	$C_{Fz,min}$ (95% fractiel; CUR) (600 s) [-]
0 (Noord)	0,21	-0,11	0,26	-0,03	0,24	-0,02
15	0,20	-0,08	0,25	-0,02	0,23	-0,02
30	0,13	-0,10	0,15	-0,03	0,14	-0,02
45	0,15	-0,04	0,20	-0,01	0,18	-0,01
60	0,12	-0,04	0,18	-0,01	0,15	-0,01
75	0,22	-0,03	0,28	-0,01	0,26	-0,01
90	0,27	0,02	0,33	0,00	0,31	0,00
105	0,31	0,02	0,40	-0,01	0,36	0,00
120	0,34	0,04	0,40	0,00	0,37	0,00
135	0,33	-0,01	0,41	-0,01	0,37	-0,01
150	0,31	-0,01	0,36	-0,01	0,34	0,00
165	0,34	0,02	0,43	-0,01	0,39	0,00
180	0,33	0,01	0,44	-0,01	0,39	-0,01
195	0,27	-0,01	0,35	-0,01	0,32	-0,01
201	0,22	-0,05	0,31	-0,02	0,27	-0,01
225	0,13	-0,05	0,20	-0,01	0,17	-0,01
240	0,11	-0,06	0,15	-0,02	0,13	-0,01
255	0,18	-0,07	0,25	-0,02	0,22	-0,02
270	0,20	-0,07	0,28	-0,02	0,25	-0,02
285	0,22	-0,09	0,27	-0,02	0,25	-0,02
300	0,24	-0,10	0,28	-0,03	0,26	-0,02
315	0,27	-0,10	0,37	-0,03	0,33	-0,02
330	0,28	-0,12	0,38	-0,03	0,34	-0,03
345	0,24	-0,11	0,29	-0,03	0,27	-0,03

Tabel D.2: Relevante coëfficiënten t.b.v. dit onderzoek en variatiecoëfficiënten bij maatgevende windrichtingen

Wind-richting [°]	$C_{Fz,max}$ (gemiddeld) (600 s) [-]	CoV (gemiddeld) (600 s) [-]
120	0.34	0.06
135	0.33	0.08
150	0.31	0.05
165	0.34	0.08
180	0.33	0.10



Figuur D.1: Oriëntatie Den Oever draaibruggen en windroos.



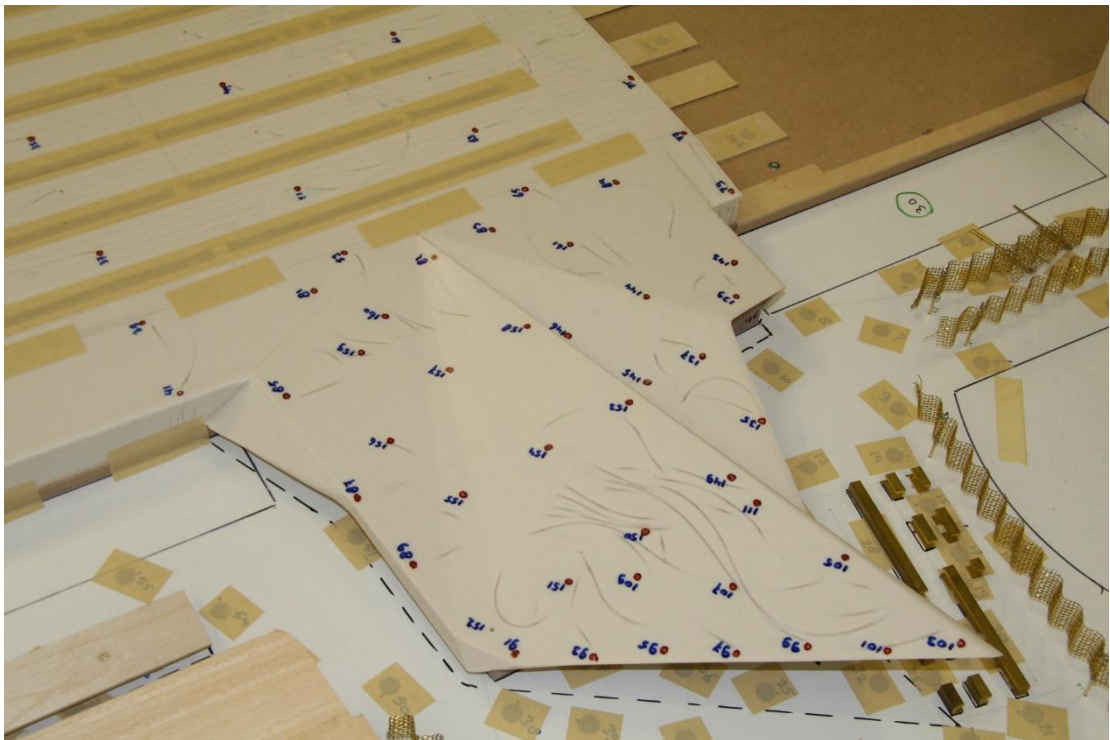
Figuur D.2: 10 minuten extreme verticale kracht in de windtunnel en gefite Gumbel verdeling.

D.4 Analyse windtunnelonderzoek dak station Rotterdam Centraal [48]

Tabel D.3: Drukcoëfficiënten (minima) voor drukpunt 103 (zie Figuur D.3) op het uiterste punt van het dak van station Rotterdam Centraal; gemiddelde waarden met een middelingstijd van 10 minuten en volgens de in CUR-aanbeveling 103 gevolgde methode met een middelingstijd van 1 uur.

Wind- richting [°]	$C_{Fz,min}$ (gemiddeld) (600 s) [-]	CoV (gemiddeld) (600 s) [-]	$C_{Fz,min}$ (gemiddeld) (3600 s) [-]	CoV (gemiddeld) (3600 s) [-]
0 (Noord)	-0.57	0.25	-0.76	0.18
15	-0.79	0.16	-0.97	0.13
30	-1.08	0.14	-1.30	0.12
45	-1.35	0.13	-1.60	0.11
60	-1.29	0.11	-1.48	0.10
75	-1.29	0.13	-1.53	0.11
90	-1.56	0.19	-1.97	0.15
105	-1.04	0.14	-1.23	0.11
120	-0.70	0.24	-0.94	0.18

135	-0.48	0.19	-0.61	0.15
150	-0.68	0.13	-0.81	0.11
165	-1.26	0.17	-1.57	0.14
180	-1.63	0.20	-2.10	0.16
195	-1.23	0.19	-1.55	0.15
201	-0.76	0.12	-0.89	0.10
225	-0.59	0.17	-0.74	0.14
240	-0.46	0.19	-0.59	0.15
255	-0.35	0.18	-0.44	0.15
270	-0.25	0.10	-0.28	0.09
285	-0.22	0.17	-0.28	0.14
300	-0.15	0.25	-0.21	0.19
315	-0.17	0.22	-0.23	0.17
330	-0.22	0.23	-0.29	0.18
345	-0.35	0.25	-0.48	0.19



Figuur D.3: Foto van schaalmodel van station Rotterdam Centraal met daarop aangegeven de verschillende drukpunten; drukpunt 103 bevindt zich op het uiterste puntje van het uitstekende schuine dak van het station.

Bijlage E

Analyse bouwwerkfactor met dynamisch model

E.1 Inleiding

Deze bijlage beschrijft in paragraaf E.2 de methode waarmee windbelastingensignalen zijn gegenereerd voor het dynamische model van een bewegingswerk [59]. In paragraaf E.3 wordt uitgelegd hoe de bouwwerkfactor is bepaald uit de signalen van het belastingeffect op de motoras van het bewegingswerk verkregen uit het dynamisch model, welke kunnen worden vergeleken met de bouwwerkfactor bepaald volgens de bepalingmethode in NEN-EN 1991-1-4 [8], beschreven in paragraaf 0.

E.2 Windbelastingensignalen dynamisch model

Het fluctuerende deel van het windsnelheidsignaal wordt berekend met behulp van het dimensieloze turbulentiespectrum volgens NEN-EN 1991-1-4 [8]:

$$S_L(z_s, n) = \frac{6,8 \cdot f_L(z_s, n)}{(1 + 10,2 \cdot f_L(z_s, n))^{5/3}} \quad (\text{E.8.1})$$

Hierin wordt de dimensieloze frequentie gegeven door:

$$f_L = n \cdot L(z_s) / v_m(z_s) \quad (\text{E.8.2})$$

Waarin $L(z_s) = L_t \cdot (z/z_t)^\alpha$, met $z_t = 200$ m, $L_t = 300$ m en $\alpha = 0,67 + 0,05 \cdot \ln(z_0)$.

De bepaling van de hoogte z_s is gespecificeerd in NEN-EN 1991-1-4 [8] par. 6.3.1(2), voor een val geldt:

$$z_s = h_1 + \frac{h}{2} \geq z_{min} \quad (\text{E.8.3})$$

Hieruit wordt het turbulentiespectrum bepaald met:

$$S_v = S_L \cdot \sigma_v^2 \cdot f \quad (\text{E.8.4})$$

Hierin wordt de standaarddeviatie van de 10 minuten windsnelheid gegeven door:

$$\begin{aligned} \sigma_v &= I_v \cdot v_m = k_i / (c_o \cdot \ln(z/z_0)) \cdot k_r \cdot \ln(z/z_0) \cdot c_o \cdot v_b \\ &= k_r \cdot v_b = 0,19 \cdot (z_0/0,05)^{0,07} \cdot v_b \end{aligned} \quad (\text{E.8.5})$$

Opgemerkt wordt dat σ_v constant is met hoogte, dit betekent dat het fluctuerende deel van de windsnelheid in de grenslaag in NEN-EN 1991-1-4 [8] constant wordt aangenomen met

hoogte. De hoogte z_s die is gehanteerd voor bepaling van $S_L(z_s, n)$ is nodig om de juiste dimensieloze frequentie f_L te bepalen; hiervoor kan geen andere hoogte gehanteerd worden.

Hieruit wordt een windsnelheidssignaal gegenereerd op 10 meter hoogte door:

$$v(t) = v_m + \sum_{i=1}^n A_i \cdot \sin(\omega_i \cdot t + \varphi_i) \quad (\text{E.8.6})$$

Waarin A_i de amplitude bij een bepaalde hoekfrequentie ω_i uit het amplitudespectrum van de windsnelheid is. Door middel van de fase φ_i wordt een random signaal gegenereerd.

De invloed van het gebrek aan correlatie over het oppervlak van het val wordt in rekening gebracht met de aerodynamische admittantie:

$$X^2 = \frac{1}{1 + \sqrt{(G_1 \varphi_1)^2 + (G_2 \varphi_2)^2 + \left(\frac{2}{\pi} G_1 \varphi_1 G_2 \varphi_2\right)^2}} \quad (\text{E.8.7})$$

In NEN-EN 1991-1-4 [8] wordt deze admittantie gegeven door de afmetingsreductiefactor:

$$K_s(f) = \frac{1}{1 + \sqrt{(G_y \varphi_y)^2 + (G_z \varphi_z)^2 + \left(\frac{2}{\pi} G_y \varphi_y G_z \varphi_z\right)^2}} \quad (\text{E.8.8})$$

$$\varphi_y = \frac{c_y \cdot b \cdot f}{v_m(z_s)}; \quad \varphi_z = \frac{c_z \cdot h \cdot f}{v_m(z_s)} \quad (\text{E.8.9})$$

De vervalconstanten c_y en c_z zijn beiden gelijk aan 11,5 in NEN-EN 1991-1-4 [8]. De constanten G_y en G_z zijn afhankelijk van de trilvorm en worden gespecificeerd in Tabel C.1 in EN 1991-1-4. Voor de fluctuerende windbelasting tot en met de eerste eigenfrequentie van een geopend val geldt dat de trilvorm over de breedte van het val uniform is ($G_y = 1/2$) en dat de trilvorm over de lengte van het val lineair is ($G_z = 3/8$).

Met behulp van $K_s(f)$ kan het gereduceerde turbulentiespectrum worden bepaald:

$$vS_{v,red}(f) = S_v(f) \cdot K_s(f) \quad (\text{E.8.10})$$

Het gereduceerde windsnelheidssignaal wordt berekend met vergelijking (E.8.19), waarbij de amplitudes A_i worden verkregen uit $S_{v,red}$ in plaats van S_v .

Dit windsnelheidssignaal is uitgerekend op een hoogte van 10 m; het kan worden omgerekend naar een andere hoogte met:

$$\begin{aligned} v(z, t) &= v(z_{10}, t) - \bar{v}(z_{10}, t) + \bar{v}(z_{10}, t) \cdot \ln(z/z_0)/\ln(10/z_0) \\ &= v(z_{10}, t) + \bar{v}(z_{10}, t) \cdot (\ln(z/z_0)/\ln(10/z_0) - 1) \end{aligned} \quad (\text{E.8.11})$$

Met behulp van dit snelheidssignaal wordt het stuwdruksignaal op het val berekend op hoogte z :

$$q(z, t) = 0,5 \cdot \rho \cdot v(z, t)^2 \quad (\text{E.8.12})$$

Het windmoment wordt vervolgens berekend met:

$$M(t) = 1,05 \cdot c_t \cdot \sum q(z, t) \cdot S \quad (\text{E.8.13})$$

E.3 Bepaling bouwwerkfactor dynamisch model

Voor het moment in de belastingsituatie “Overbelasten overbrenging” en de belastingscombinatie “Vasthouden in elke stand” en de belastingsituatie “Vermoeiing overbrenging” en de belastingscombinatie “Eenparig bewegen” specificeert NEN 6786-1 [6]:

$$M_{Ed} = \left(|\gamma_w \psi_t \psi_0 M_w + \sum \gamma_{G/Q,i} \psi_{0,i} M_{Gk/Qk,i,GT}| \right) / \eta \quad (\text{E.8.14})$$

In deze vergelijking zijn de parameters als volgt gedefinieerd:

M_{Ed}	de rekenwaarde van het statisch moment op de motoras door de belasting om de brug in de meest ongunstige richting te bewegen of vast te houden
M_w	het moment op de motoras door de windbelasting
$M_{Gk/Qk,i,GT}$	is de representatieve waarde van het moment op de motoras door een belasting Gk of Qk, i
$\psi_{0,i}$	is de factor voor de bepaling van de combinatie waarde van de belasting volgens 2.3.10.2 resp. 2.3.10.3
ψ_t	is de duurfactor voor de windbelasting
γ_w	is de partiële factor voor de windbelasting
$\gamma_{G/Q,i}$	de partiële belastingsfactor voor de blijvende/veranderlijke belasting

Als de factoren γ en de combinatie waarde factoren ψ buiten beschouwing worden gelaten en voor de rendementsfactor $\eta = 1$ wordt aangehouden, dan volgt:

$$M_{Ed} = |\psi_t M_w + \sum M_{Gk/Qk,i,GT}| \quad (\text{E.8.15})$$

Het windmoment M_w berekend volgens NEN 6786-1 artikel 2.3.2.1 met een waarde van de stuwdruk volgens artikel 2.3.2.2 is het statisch-equivalente piekmoment op de motoras:

$$M_w = 1,05 c_s c_d C_t S \sum (q_p(z_e) S) \quad (\text{E.8.16})$$

Dit is de statische belasting die in eenzelfde belastingseffect resulteert als de werkelijke dynamische windbelasting. Hierin is q_p de piekstuwdruk, c_s de afmetingsfactor, c_d de dynamische vergrotingsfactor, C_t de vormfactor van het val, en S het statisch moment. De dynamische vergrotingsfactor c_d beschrijft de vergroting van de windbelasting op het val ten gevolge van de dynamische responsie in de laagste eigenfrequentie van alle componenten in het bewegingswerk tot de motoras.

Met het dynamisch model van het bewegingswerk wordt het dynamische tijdsafhankelijke moment op de motoras $M_{motoras}(t)$ bepaald. Om de dynamische vergroting bepaald met dit model te kunnen vergelijken met de dynamische vergroting bepaald volgens NEN-EN 1991-1-4 [8] wordt gesteld dat:

$$M_{Ed} = \max(|M_{motoras}(t)|) \quad (\text{E.8.17})$$

In het dynamisch model wordt een fluctuerende windbelasting $M_{wind}(t)$ aangebracht op het val. Voor het moment om de draaias van het val geldt:

$$M_{draaias}(t) = M_{gewicht} \pm M_{wind}(t) \quad (E.8.18)$$

Met $M_{gewicht}$ het statische moment ten gevolge van het gewicht van het val. Afhankelijk van openende of sluitende wind wordt $M_{wind}(t)$ hierbij opgeteld (sluitende wind) of ervan afgetrokken (openende wind).

Voor het moment om de motoras geldt:

$$M_{motoras}(t) = M_{gewicht} \cdot ov \pm M_{wind,dyn}(t) \quad (E.8.19)$$

Met ov de overbrenging van de draaias van het val naar de motoras, en $M_{wind,dyn}(t)$ het dynamische windmoment op de motoras ten gevolge van de fluctuerende windbelasting $M_{wind}(t)$ op de draaias van het val.

Met het dynamische windmoment om de motoras kan de vlagresponsiefactor bepaald worden [56]:

$$\varphi = \max(|M_{wind,dyn}(t)|) / |\overline{M_{wind,dyn}(t)}}| \quad (E.8.20)$$

Met voor openende (+) en sluitende (-) wind:

$$M_{wind,dyn}(t) = M_{gewicht} \cdot ov \pm M_{motoras}(t) \quad (E.8.21)$$

Resulteert dit in:

$$\varphi = \max(|M_{gewicht} \cdot ov \pm M_{motoras}(t)|) / |\overline{M_{gewicht} \cdot ov \pm M_{motoras}(t)}}| \quad (E.8.22)$$

Deze vlagresponsiefactor kan worden vergeleken met de definitie voor een SDOF zoals gehanteerd in de norm [56]:

$$\varphi = M_w / M_{w,gem} = (1 + 7I_v) c_s c_d \quad (E.8.23)$$

Hieruit volgt voor de bouwwerkfactor:

$$c_s c_d = \varphi / (1 + 7I_v) \quad (E.8.24)$$

Bijlage F

Resultaten stuursnelheden

Scenario 1

In deze bijlage worden de resultaten stuursnelheden gegeven zoals deze volgen uit scenario 1, zie verdere toelichting in paragraaf **Error! Reference source not found.**:

Tabel 8.4: Stuursnelheden per windgebied en per vaarweg voor scenario 1

Vaarweg	Niet-beschikbaarheid [uren/jaar]	Windgebied I	Windgebied II	Windgebied III
1	0,25	22,8	21,7	19
2	2	19,9	18,7	16,2
3	6	18,4	16,8	14,8
4	12	17,5	15,9	13,8
5	24	16,6	15	12,8
6	48	15,7	13,9	11,9
7	72	15,1	13,2	11,4
8	168	13,2	11,4	9,5
9	336	12	10,1	8,5
10	672	10,6	8,7	7,4

Mobility & Built Environment

Molengraaffsingel 8
2629 JD Delft
www.tno.nl

TNO innovation
for life