RFS2-CT-2007-000337

Research Fund for Coal & Steel

Hivoss

Human induced Vibrations of Steel Structures

Ontwerp van voetgangersbruggen

Achtergronddocument

RWTH AACHEN UNIVERSITY

ArcelorMittal

TNO

SCI

cticm

Universidade do Porto
Faculdade de Engenharia
FEUP

Schlaich Bergermann und Partner
Beratende Ingenieure im Bauwesen

Inhoudsopgave

Tabel van veelgebruikte symbolen

a_{limiet}	maximale versnelling voor een bepaalde comfortklasse	[m/s²]
a_{max}	maximale versnelling berekend voor een bepaalde ontwerpsituatie	[m/s²]
B	breedte	[m]
d	voetgangersdichtheid op een oppervlakte	[P/m²]
f, f_i	natuurlijke frequentie voor beschouwde toestand	[Hz]
f_s	stapfrequentie van een voetganger	[Hz]
P	statische kracht veroorzaakt door een enkele voetganger	[N]
$\mathrm{P} \times \cos(2\pi ft)$	harmonische belasting veroorzaakt door een enkele voetganger	[N]
L	lengte	[m]
m	aantal halve golven	[-]
m^*	modale massa	[kg]
M	massa	[kg]
n	aantal voetgangers op belaste oppervlak S. ($n.$ = $S \times d$)	[P]
n'	equivalent aantal voetgangers op belaste oppervlak S	[P/m²]
$P(t)$	verdeelde oppervlaktebelasting	[kN/m²]
P_{mov}	bewegende belasting	[kN]
S	belaste oppervlakte	[m²]
δ	logaritmische afname van de demping	[-]
μ	massaverdeling per lengte-eenheid	[kg/m]
μ_D	massa brugdek per lengte-eenheid	[kg/m]
μ_P	voetgangersmassa per lengte-eenheid	[kg/m]
ρ	invloedfactor voor extra voetgangersmassa	[-]
$\Phi(x)$	modale vorm	[-]
ψ	reductiecoëfficiënt voor de waarschijnlijkheid dat de stapfrequentie de natuurlijke frequentie voor de	[-]

	beschouwde toestand nadert	
ξ	dempingsverhouding van de constructie	[-]

1 Inleiding

De laatste jaren is er een groeiende trend naar de bouw van lichtgewicht voetgangersbruggen. Door de lagere massa van dergelijke constructies kunnen dynamische krachten een grotere trillingsamplitude veroorzaken. Hoe slanker de constructies worden, hoe meer aandacht moet worden besteed aan trillingsverschijnselen.

De toename van trilingsproblemen in moderne voetgangersbruggen betekent voetgangersbruggen niet langer alleen moeten worden ontworpen op statische belasting. De eisen voor de natuurlijke frequenties die worden vermeld in vele voorschriften ([1], [2], [3], [4]) beperken echter het ontwerp van voetgangersbruggen: zeer slanke, lichtgewicht constructies zoals kettingbruggen en hangbruggen voldoen niet altijd aan deze eisen. Bovendien wordt de dynamische respons niet alleen bepaald door natuurlijke frequenties, maar ook door de dempingseigenschappen, brugmassa en belasting door voetgangers. Ontwerpprogramma's moeten met al deze factoren rekening houden. Onder voorwaarde dat het trillingsgedrag als gevolg van het verwachte voetgangersverkeer wordt gecontroleerd met dynamische berekeningen en voldoet aan het vereiste comfort, kan elk soort voetgangersbrug worden ontworpen en gebouwd. Als het trillingsgedrag niet voldoet aan bepaalde comfortcriteria, kunnen veranderingen in het ontwerp of het aanbrengen van dempingsvoorzieningen worden overwogen.

Deze lichtgewicht voetgangersbruggen hebben een lagere massa, waardoor de massatraagheid vermindert en de natuurlijke frequenties lager worden, wat resulteert in een grotere kans op resonantie. Resonantie treedt op als de frequentie van de brug overeenkomt met de frequentie van de excitatie, oftewel de stapfrequentie van de voetgangers. Excitatie door voetgangers is een belangrijke bron van trilling in voetgangersbruggen. Belasting door voetgangers is door zijn aard onregelmatig, kortdurend en variërend in een beperkte excitatiefrequentie. Het zal duidelijk zijn dat de dynamische respons een fundamentele rol speelt bij het ontwerp van trillingsgevoelige constructies. Trillingen van voetgangersbruggen kunnen leiden tot functionaliteitsproblemen, aangezien er effecten kunnen optreden voor het comfort en in de emotionele reacties van voetgangers. Bezwijken of zelfs schade als gevolg van dynamische krachten veroorzaakt door mensen zijn zeer zeldzaam.

Trillingen van voetgangersbruggen kunnen optreden in verticale en horizontale richting, en zelfs torsie van het brugdek is mogelijk. Dynamische invloeden van fietsers zijn verwaarloosbaar vergeleken met de invloeden van lopende en rennende personen.

De afgelopen jaren is soms laterale excitatie opgetreden bij voetgangersbruggen als gevolg van interactie tussen dichte stromen voetgangers en de trilling van de brug. Een zelfveroorzaakte grote responsie veroorzaakt ongemak. Voetgangersbruggen dienen zodanig ontworpen te zijn dat een dergelijk interactieverschijnsel tussen voetganger en brug, ook wel synchronisatie genoemd, niet optreedt.

Een andere dynamische belasting van voetgangersbruggen is de moedwillige excitatie door mensen die op een bepaalde plaats op en neer springen, schommelen, horizontaal zwaaien met het lichaam, tuikabels schudden etc. om grote trillingen te veroorzaken. In dat geval is er zeker geen sprake van comfort, maar de constructie mag niet bezwijken.

Daarom dient bij het ontwerpen van moderne voetgangersbruggen de ontwerper rekening te houden met de beoordeling van door mensen veroorzaakte trillingen zodat

- trillingen door voetgangersverkeer aanvaardbaar zijn voor de gebruikers,
- het verschijnsel van synchronisatie niet optreedt,
- de voetgangersbrug niet bezwijkt onder moedwillige excitatie.

Om de ontwerper van bruggen te helpen, is de dynamische responsie van verschillende voetgangersbruggen als gevolg van belasting door voetgangers onderzocht door middel van metingen en numerieke simulaties. Op basis daarvan zijn deze ontwerprichtlijnen opgesteld die bestaan uit

- eisen aan het ontwerp,
- comfortwaarden uitgedrukt als versnelling,
- belastingsmodellen voor voetgangersstromen,
- criteria voor het vermijden van synchronisatie.

Als een voetgangersbrug gevoelig is voor trillingen die het comfort zouden kunnen verminderen, wordt aanvullende informatie gegeven betreffende

- meetprocedures en beoordelingsmethoden voor dynamische eigenschappen,
- aanpassing van het ontwerp en dempingsvoorzieningen.

2 Definities

Geen verdere achtergrondinformatie

3 Ontwerpprocedure

Aanbevolen wordt om al in een vroeg stadium aandacht te schenken aan dynamische invloeden en het trillingsgedrag van de constructie, zelfs als de demping en sommige eigenschappen van de fundering onbekend zijn en moeten worden geschat. Het berekende trillingsgedrag is dan dus slechts een indicatie van het werkelijke gedrag. Als de respons in het kritische gebied ligt, dan moet al in een vroeg ontwerpstadium rekening gehouden worden met dempingsvoorzieningen. Demping en versnellingen veroorzaakt door verschillende dynamische belastingen moet dan worden gemeten na voltooiing van de bouw. Op basis van de werkelijke dynamische eigenschappen moet worden besloten of de dempingsvoorzieningen al of niet nodig zijn.

4 Ontwerpstappen

4.1 Stap 1: Bepaling van de natuurlijke frequenties

Bij een eerste beoordeling van de natuurlijke frequenties kunnen gewone formules en eenvoudige methodes worden gebruikt, maar als ze in de buurt komen van het kritische gebied uit een oogpunt van excitatie door voetgangers, moeten nauwkeuriger numerieke modellen worden toegepast. Bij moderne brugontwerpen wordt algemeen gebruik gemaakt van eindige-elementenprogrammatuur in alle ontwerpfasen, zelfs in het conceptuele. Daarom wordt aanbevolen om te werken met een eindige-elementenmodel van de brug, niet alleen om de spanning en de vervorming van de voetgangersbrug te berekenen maar ook om de natuurlijke frequenties te bepalen. Op die manier kunnen de inleidende dynamische berekeningen eenvoudig worden uitgevoerd zonder extra hulpmiddelen.

Een eerste aanpak is om het model zo eenvoudig mogelijk te houden en de brug te modelleren met bouwelementen, kabel-elementen, veer- of spant-elementen in een driedimensionaal eindige-elementenmodel. Hierin moet altijd rekening gehouden worden met verticale, horizontale en torsie trilvormen. Er wordt een algemeen overzicht verkregen van de natuurlijke frequenties en de bijbehorende trilvormen en problemen met het dynamisch gedrag kunnen worden vastgesteld. Hoe complexer het statische systeem en hoe hoger de orde van de trilvorm, hoe meer eindige elementen nodig zijn. Een verfijnder model kan dan rekening houden met verschillende typen eindige elementen zoals plaat-, mantel-, ligger-, kabel- of spant-elementen. Om betrouwbare resultaten te krijgen voor natuurlijke frequenties, is het absoluut noodzakelijk dat de oplegging, de stijfheid van de fundering, de stijfheid en de massaverdeling op een realistische manier worden gemodelleerd. De permanente belasting, de rustende belasting en de voorspanning van kabels moeten in aanmerking genomen worden voor de berekening van de natuurlijke frequenties. De rustende belastingen op de brug veroorzaakt door straatmeubilair, hekken, bestrating en leuningen worden zo nauwkeurig mogelijk in aanmerking genomen als extra massa's. Een geconcentreerde massa-aanpak, waarbij rotatiemassa's worden verwaarloosd, is in veel gevallen voldoende. Voor het modelleren van oplegpunten en funderingen, dient de dynamische bodemstijfheid te worden toegepast. Anders zullen de verkregen resultaten zeer conservatief of zeer onnauwkeurig zijn.

In elk geval wordt aanbevolen om allereerst de natuurlijke frequenties van een gebouwde voetgangersbrug vast te stellen door metingen in aanvulling op computerberekeningen voordat de definitieve configuratie van dempingsvoorzieningen wordt bepaald.

De modale massa voor elke trilvorm moet beschikbaar zijn, indien beoordeling van het comfort wordt vastgesteld met behulp van de SDOF-methode (zie hoofdstuk 4.5.1.2).

Uit onderzoek van dynamische eigenschappen van bepaalde voetgangersbruggen blijkt duidelijk dat, vooral voor lichte constructies, de extra massa veroorzaakt door voetgangers een grote invloed heeft op de natuurlijke frequenties van het systeem. Voor belastingen door individuen en groepen is dit effect gewoonlijk verwaarloosbaar, maar indien rekening gehouden moet worden met stromen voetgangers, kan deze invloed leiden tot een aanzienlijke verlaging van de natuurlijke frequentie. Dit is afhankelijk van de verhouding tussen de massaverdeling van het brugdek en de verdeling van de voetgangersmassa. De verlaging van de frequenties is sterker voor voetgangersbruggen met een lagere permanente belasting.

De natuurlijke frequenties zouden kunnen dalen tot een meer of minder kritisch frequentiebereik (zie hoofdstuk 4.2) voor door voetgangers veroorzaakte excitatie. Door extra permanente belasting of veranderlijke belasting kunnen de natuurlijke frequenties van de voetgangersbrug dalen en binnen of juist buiten het kritische bereik komen. Bovendien moet worden opgemerkt dat de vermelde grenswaarden van kritische frequentiebereiken moeten worden beschouwd als zachte waarden in plaats van scherpe.

In sommige gevallen kan de veroorzaakte stijging van modale massa zelfs meer dan 50% zijn van de modale massa van de brug.

De invloed van de statische voetgangersmassa kan eenvoudig worden geschat: de modale massa *[m]** met inbegrip van de aanvullende statische voetgangersmassa wordt berekend volgens verg. 4-1.

$$m^* = \int_{L_D} \mu_D \, \rho \, (\Phi(x))^2 \, dx$$

Verg. 4-1

waarin

μ_D	[kg/[m]	de brugdekmassa is per lengte-eenheid
$\rho = \dfrac{\mu_D + \mu_P}{\mu_D}$		de invloedfactor is voor extra voetgangersmassa
μ_P	[kg/[m]	de voetgangersmassa is per lengte-eenheid
$\Phi(x)$		de trilvorm is

Een antwoord op de vraag wat de drempelwaarde is voor het in aanmerking nemen van de extra voetgangersmassa wordt gegeven door verg. 4-2, waaruit blijkt dat de invloed van een 5% hogere modale massa resulteert in een verlaging van de natuurlijke frequentie met 2,5%.

$$f'(\rho = 1{,}05) = \sqrt{\frac{k^*}{\rho m^*}} = \sqrt{\frac{k^*}{1{,}05 m^*}} = 0{,}976 f$$

Verg. 4-2

Dit ligt binnen de nauwkeurigheid van het gehele model vergeleken met de natuurlijke frequenties die in de praktijk zullen worden gemeten. Daarom wordt aanbevolen om de invloed op de natuurlijke frequentie van een verhoogde modale massa van minder dan 5% te verwaarlozen.

4.2 Stap 2: Controle van het kritisch bereik van de natuurlijke frequenties

Invloeden van voetgangers worden gewoonlijk gekarakteriseerd op basis van harmonische belastingsmodellen waarvan de coëfficiënten zijn gesystematiseerd in Hoofdstuk 9. De overheersende bijdrage van de eerste harmonische leidt tot het volgende kritische bereik voor natuurlijke frequenties f_i:

- voor verticale en longitudinale trillingen:

$$1{,}25 \text{ Hz} \leq f_i \leq 2{,}3 \text{ Hz}$$

- voor laterale trillingen: $0{,}5 \text{ [Hz]} \leq f_i \leq 1{,}2 \text{ Hz}$

Er zijn situaties waarbij de natuurlijke frequenties in een interval liggen dat gevoelig is voor excitatie door de tweede harmonische van excitatie door voetgangers. Als het onder die omstandigheden relevant geacht wordt om de effecten te onderzoeken die horen bij de tweede harmonische van belasting door voetgangers, wordt het kritisch bereik groter als volgt:

- voor verticale en longitudinale trillingen:

$$1{,}25\ \text{Hz} \leq f_i \leq 4{,}6\ \text{Hz}$$

Voetgangersbruggen die natuurlijke frequenties f_i hebben in het kritisch bereik dienen te worden onderworpen aan een dynamische beoordeling van excitatie door voetgangers.

Laterale trillingen worden niet veroorzaakt door de 2e harmonische van belastingen door voetgangers.

NB: Er kan een verticale trillingsexcitatie optreden door de tweede harmonische van voetgangerskrachten. Er zijn tot nog toe in de literatuur geen meldingen van hinderlijke trillingen in voetgangersbruggen als gevolg van de tweede harmonische van voetgangers.

Het kritische bereik van de natuurlijke frequenties is gebaseerd op empirisch onderzoek van de stapfrequenties f_s van voetgangers. Om aan te sluiten bij de principes van de Eurocodes, worden de gebruikte karakteristieke waarden $f_{s,5\%,\text{langzaam}}$ en $f_{s,95\%,\text{snel}}$ gebaseerd op de 5e en 95e percentielwaarden.

4.3 Stap 3: Beoordeling van de ontwerpsituatie

Het wordt met klem aangeraden om comforteisen en verwacht voetgangersverkeer – in relatie tot de verkregen dynamische responsie – met de klant te bespreken om realistische limieten en grenscondities vast te stellen voor het ontwerp van de desbetreffende constructie. Een constructieve dialoog betreffende de trillingsgevoeligheid tussen ontwerper en eigenaar kan helpen duidelijkheid te brengen over zaken zoals comforteisen en de mogelijke noodzaak voor de dempingsvoorzieningen (zie paragraaf 6).

De betrouwbaarheidsprincipes van de Eurocode [5] vermelden bepaalde ontwerpsituaties waarvan de hieronder vermelde relevant kunnen zijn voor voetgangersbruggen die worden onderworpen aan belastingen door voetgangers. Zij kunnen worden gekoppeld aan de frequentie waarmee een bepaalde grenstoestand wordt overschreden zoals de desbetreffende comfortcriteria:

- blijvende ontwerpsituaties, horend bij omstandigheden van permanent gebruik
- voorbijgaande ontwerpsituaties, horend bij tijdelijke omstandigheden
- incidentele ontwerpsituaties, horend bij uitzonderlijke omstandigheden.

Er zijn ontwerpsituaties die misschien maar één keer in het leven van een voetgangersbrug voorkomen, zoals de ingebruikneming van de brug. Aan de andere kant kan er een ontwerpsituatie zijn waarbij maar een paar forenzen dagelijks passeren.

Voor het bepalen van verkeersklassen dient uitgegaan te worden van realistische aannames voor de verschillende ontwerpsituaties (zie paragraaf 4.3.1) voor verificatie van het voetgangerscomfort. Bijvoorbeeld de eerder genoemde ingebruikneming van de voetgangersbrug zou in bijna alle gevallen bepalend zijn voor het ontwerp, ook al gebeurt het maar één keer in het leven van een brug. Daarom moet worden besloten welke comfortcriteria moeten worden gehanteerd voor het ontwerp van de voetgangersbrug (zie paragraaf 4.3.2) voor een extreme en uitzonderlijke situatie zoals de ingebruikneming of voor de dagelijkse dichtheid van voetgangers op het bouwwerk.

4.3.1 Stap 3a: Beoordeling van verkeersklassen

Het verwachte soort voetgangersverkeer en de verkeersdichtheid bepalen de dynamische belastingen en invloeden op het ontwerp van voetgangersbruggen. Constructies op meer afgelegen plaatsen met beperkt voetgangersverkeer worden niet onderworpen aan dezelfde dynamische belasting als die in stadscentra met intensief forenzenverkeer.

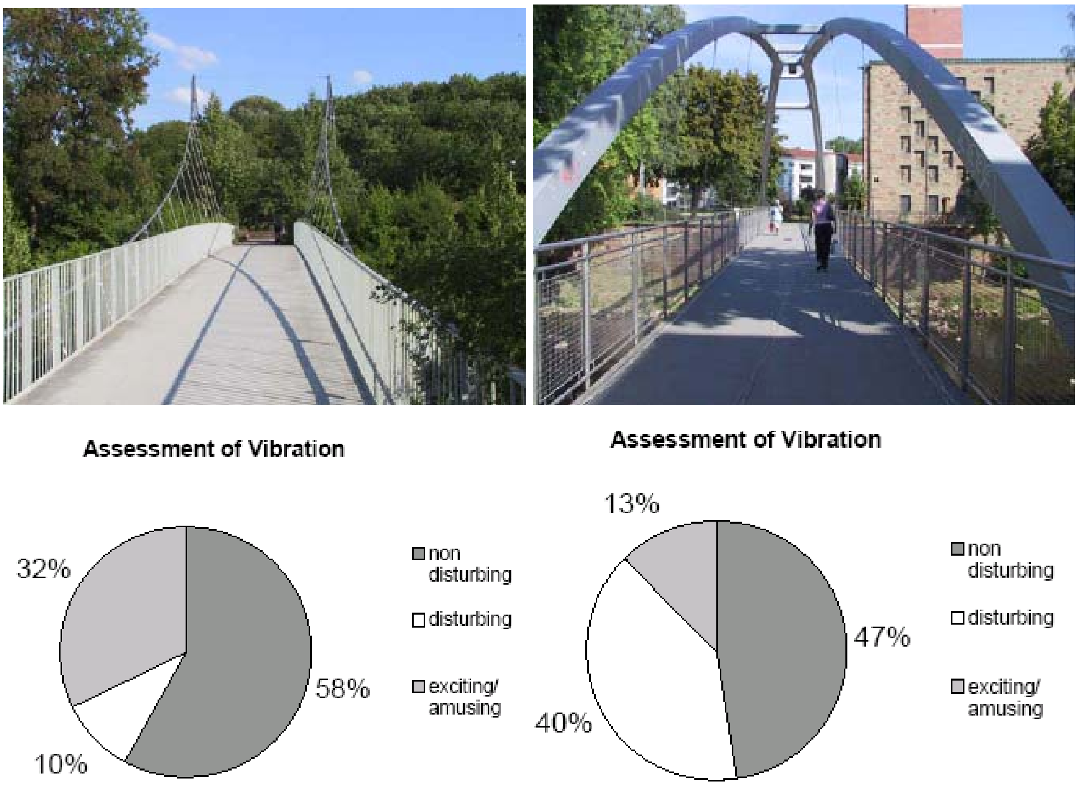
Voetgangersformaties, processies of marcherende soldaten worden niet in aanmerking genomen bij de algemene verkeersclassificatie, maar ze verdienen wel extra aandacht. Het verschil tussen voetgangersformaties en het voornoemde voetgangersverkeer is dat elke individuele voetganger van de formatie synchroon beweegt in een bepaald ritme. De stapfase is sterk gesynchroniseerd, wat nog kan worden versterkt door muziek.

4.3.2 Stap 3b: Beoordeling comfortklassen

Criteria voor voetgangerscomfort worden gewoonlijk weergegeven als maximale versnelling voor de voetgangersbrug. Nationale en internationale normen evenals de literatuur stellen limietwaarden voor die om diverse redenen onderling verschillen. Toch vallen de meeste van deze waarden binnen een bepaalde bandbreedte.

De beleving en beoordeling van beweging en trilling zijn in het algemeen subjectief en verschillen daarom voor elke voetganger. Gebruikers van voetgangersbruggen in de buurt van ziekenhuizen en verpleeghuizen zijn vaak gevoeliger voor trillingen dan wandelaars in de vrije natuur die een voetgangersbrug in een wandelroute passeren.

Zelfs de visuele verschijning en de plaats van de brug kunnen invloed hebben op de beoordeling door elke voetganger. geeft de bandbreedte van de persoonlijke subjectieve beleving met betrekking tot de trilling van een brug. Hoewel de dynamische eigenschappen van de twee onderzochte bruggen sterk overeenkomen, zijn er grote verschillen tussen de beleving van de trilling door de ondervraagde personen. Het percentage individuen dat zich onprettig voelt bij het passeren van de robuuster tonende Wachtelsteg voetgangersbrug in het Duitse Pforzheim, is vier keer zo groot als voor de ranker uitziende Kochenhofsteg voetgangersbrug in Stuttgart, op de foto links. Ook is de waarschijnlijkheid dat iemand de trillingen opwindend of amusant vindt bijna drie keer zo groot.



Figuur 4 1: Vergelijking beoordeling trilling van twee voetgangersbruggen

Niet storend
Storend
Opwindend/leuk

Dit betekent dat de beoordeling van horizontale en verticale trillingen in een voetgangersbrug vele 'zachte' aspecten heeft zoals:

- aantal mensen dat op de brug loopt
- gebruiksfrequentie
- hoogte boven de grond
- positie van het menselijk lichaam (zittend, staand, lopend)
- harmonische of transiente excitatiekarakteristieken (trillingsfrequentie)
- blootstellingsduur
- transparantie van het wegdek en de leuning
- verwachting van trilling door uiterlijk van de brug.

4.4 Stap 4: Beoordeling demping constructie

4.4.1 Dempingsmodel

Aangezien civieltechnische constructies gewoonlijk een lage demping hebben en de spanningsniveaus onder gebruiksbelasting laag blijven, wordt gewoonlijk de hypothese van lineair gedrag aanvaard. De combinatie van deze hypothese met de aanname van een dempingsverdeling over de hele constructie gekarakteriseerd door een matrix C proportioneel aan de massa- en stijfheidsmatrices (Rayleigh demping)

$C = \alpha\, M + \beta\, K$ Verg. 4-3

maakt ontkoppeling mogelijk van de dynamisch evenwichtvergelijking en het gebruik van de modale superpositieanalyse bij de evaluatie van dynamische effecten veroorzaakt door voetgangers. Door idealisering van het N-vrijheidsgradensysteem als N enkele-vrijheidsgraadsystemen (SDOF) (zie paragraaf 4.5.1.2), wordt een serie van N dempingsverhoudingen ξ_n gedefinieerd, die de verhouding weergegeven van de demping van een ordegrootte n tot de kritische demping, bepaald als functie van de modale massa m_n* en de rotatiefrequentie ω_n

$\xi_n = C_n / 2\, m_n^*\, \omega_n$ Verg. 4-4

Deze dempingsverhoudingen staan in verband tot de constanten α en β in verg. 4-3 volgens

$$\xi_n = \frac{1}{2}\left(\frac{\alpha}{\omega_n} + \beta\omega_n\right)$$

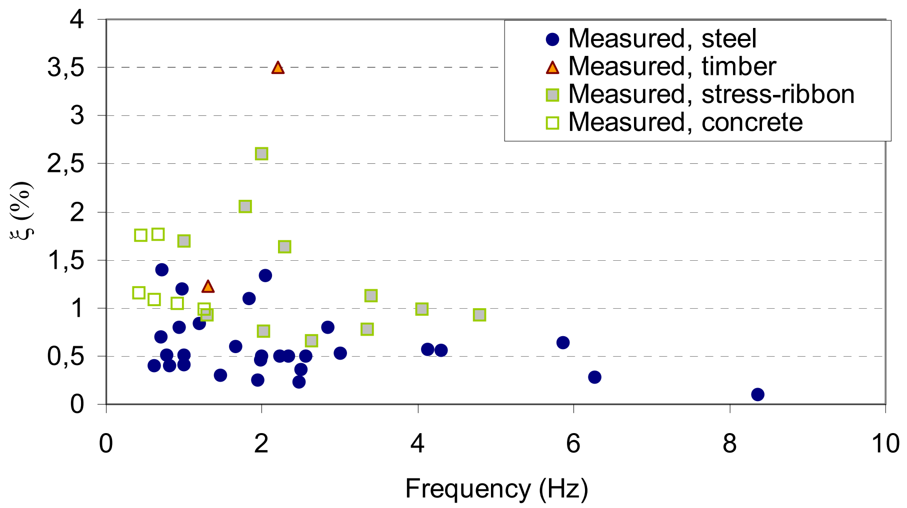
Verg. 4-5

Dit betekent dat door twee waarden vast te stellen van ξ_n horend bij twee verschillende vormen, een dempingsmatrix kan worden verkregen. Deze waarden worden gewoonlijk gebaseerd op ervaring met de bouw van constructies van hetzelfde type en materiaal.

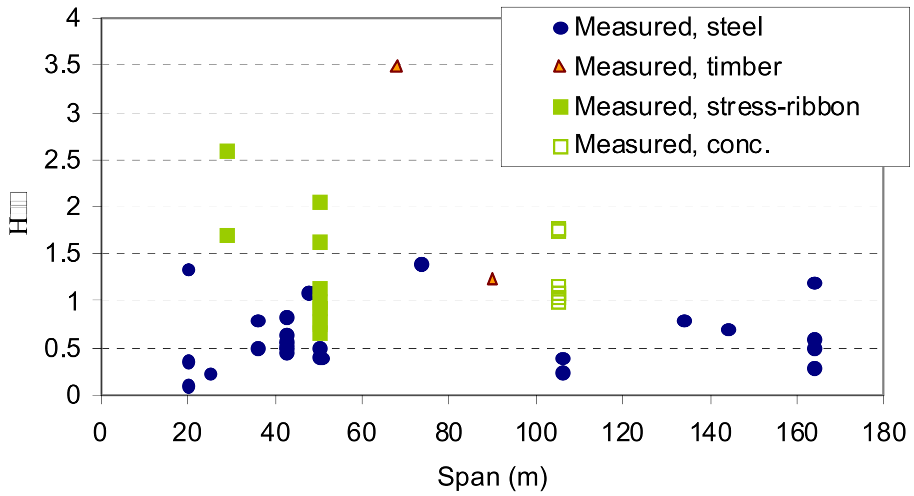
4.4.2 Dempingsverhoudingen voor nuttige belastingen

Waarden die vergelijkbaar zijn met deze van Tabel 4-5 worden voorgesteld in de SETRA/AFGC-richtlijnen [9], van Bachmann en Amman [10], in EN 1991 [11] en in EN 1995 [12].

en geven een overzicht van de variatie met respectievelijk de frequentie en de overspanning van de gemeten dempingsverhoudingen voor verschillende voetgangersbruggen binnen het SYNPEX-project [13]. Deze cijfers bevatten ook aanvullende gegevens die bekend zijn uit de literatuur. Ondanks de grote spreiding blijkt dat veel stalen bruggen dempingsverhoudingen hebben van minder dan 0,5% voor natuurlijke frequenties die kritisch zijn vanuit het oogpunt van excitatie door voetgangers.



Figuur 4 2: Gemeten dempingsverhoudingen onder nuttige belastingen: variatie met natuurlijke frequentie



Figuur 4 3: Gemeten dempingsverhoudingen onder nuttige belastingen: variatie met overspanning

4.4.3 Dempingsverhoudingen voor grote trillingen

EN 1998 [14] geeft het bereik van de structurele dempingsverhoudingen voor dynamische studies onder belasting door aardbevingen. Deze waarden kunnen worden gebruikt als referentie voor grote amplitudes.

Tabel 4 1: Dempingsverhoudingen volgens bouwmaterialen voor grote trillingen

Constructietype	Variatie-interval voor ξ
Beton	2,0 ÷ 7,0%
Staal	1,0 ÷ 4,0%

4.5 Stap 5: Beoordeling van versnelling

In de praktijk worden voetgangersbruggen meestal onderworpen aan gelijktijdige actie van verschillende voetgangers terwijl die actie niet simpelweg het totaal is van de individuele acties van aparte voetgangers. Daarom zijn belastingen van voetgangers op bruggen stochastische belastingen. Afhankelijk van de dichtheid van voetgangers op een brug, lopen voetgangers meer of minder synchroon en kan er interactie met een trillende voetgangersbrug optreden.

De belasting is afhankelijk van de dichtheid van de stromen voetgangers, de individuele stapfrequentie, de route die de mensen lopen, de synchronisatie van de lopende personen, het gewicht van de personen etc. Het systeem reageert afhankelijk van de belasting en structurele eigenschappen zoals de (modale) massa van de brug, de natuurlijke frequenties en de demping. Aangezien het niet mogelijk is de structurele eigenschappen zoals bijvoorbeeld frequenties en demping vast te stellen zonder onzekerheid, kent de berekende systeemresponsie is ook enige variatie.

Er zijn verschillende methoden om de versnelling van de brug te berekenen. In de volgende paragrafen worden de methoden besproken die in dit document worden aanbevolen.

4.5.1 Harmonisch belastingsmodel

4.5.1.1 Equivalent aantal voetgangers voor stromen

Inleiding

Als een harmonische belasting $F_0 \sin(2\pi f_0 t)$ wordt aangebracht op een gedempt systeem met één vrijheidsgraad (SDOF), kan de responsie van het systeem worden gegeven in de vorm die wordt gebruikt in de gehele procedure voor de beoordeling van een equivalent aantal voetgangers *n'* met modale analyse:

$$x(t) = \frac{F_0 / 4\pi^2 M}{\sqrt{\left(f^2 - f_0^2\right)^2 + 4\xi^2 f^2 f_0^2}} \sin\left(2\pi f_0 t - \varphi\right)$$ Verg. 4-6

waarin:

- F_0 amplitude van de belasting,
- M systeemmassa,
- f natuurlijke frequentie van het systeem,
- f_0 belastingsfrequentie ,
- ξ dempingsverhouding van de constructie,
- $\varphi = \arctan\left(\frac{2\xi f f_0}{f^2 - f_0^2}\right)$ faseverschuiving.

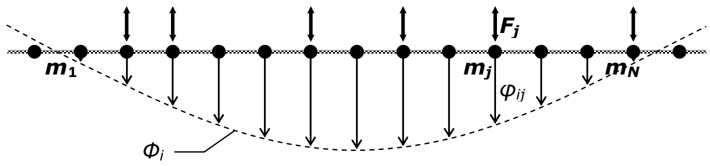
Modale analyse

Modelleer een balk als een systeem met *N* vrijheidsgraden (zie) en stel een belasting voor als een puntlast op elk van de (belaste) knopen. Als we een oplossing zoeken voor een beschrijving van het dynamisch gedrag van een systeem door middel van modale analyse, worden de verplaatsingen van de knopen gevonden in de vorm van superpositie van verplaatsingen die horen bij verschillende representatieve vormen:

$$y(t) = \sum_{i=1}^{r} x_i(t)\Phi_i \ , \ r \le N$$ Verg. 4-7

waarin:

- $y(t)$ is de vector van de bewegingen van geconcentreerde massa's,
- Φ_i de vectoren zijn van de beschouwde modale verplaatsingen,
- $x_i(t)$ de responsies zijn van het systeem voor elke beschouwde vorm *i* .



Figuur 4 4: $n \leq N$ harmonische belastingen

Als alle belastingen *dezelfde* frequentie delen, $f_0 \neq f_i$, is de responsie van het systeem voor één enkele vorm (bv. vorm i, met modale verplaatsingen φ_{ij}, zie):

$$x_i(t) = \frac{\Phi_i^T F_0 / 4\pi^2 m^*_i}{\sqrt{\left(f_i^2 - f_0^2\right)^2 + 4\xi_i^2 f_i^2 f_0^2}} \sin\left(2\pi f_0 t - \varphi_i\right)$$

Verg. 4-8

waarin: $\Phi_i^T = \{\varphi_{I1.}, \varphi_{I2.}, \ldots \varphi_{ij}, \ldots \varphi_{iN}\}$ vector van modale verplaatsingen,

F_0 vector van belastingsamplitudes ($F_0^T = \{F_1, F_2, \ldots F_{J.}, \ldots F_N\}$),

$m^*_i = \sum_{j=1}^{N} m_j \varphi_{ij}^2$ modale massa,

f_i frequentie voor vorm i,

f_0 belastingsfrequentie,

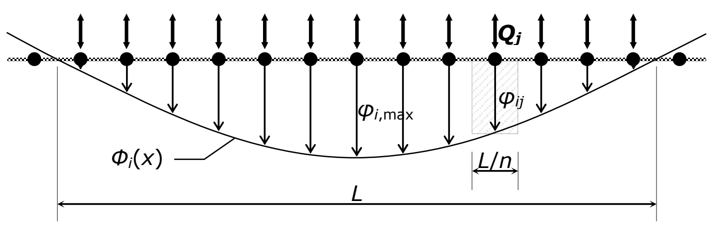
ξ_i dempingsverhouding voor vorm i ,

φ_i faseverschuiving voor vorm i.

Responsie op verdeelde harmonische belasting – Deterministische aanpak

In het **meest algemene geval** , wordt de gedistribueerde harmonische belasting weergegeven als $n = N$ puntlasten (Q_j sin (2 π□$f_{0J.}$ $t - \psi_{J.}$), regelmatig verdeeld over halve golven van de vorm Φ_i (zie), waarin:

- de amplitudes van de belastingen zijn Q_j, $j = 1$ tot n;
- elke puntlast een frequentie heeft f_{0j}, $j = 1$ tot n;
- elke puntlast een faseverschuiving heeft ψ_j, $j = 1$ tot n.



Figuur 4 5: n N harmonische belastingen

Als de belaste lengte L is, wordt de positie van elke puntlast gevonden binnen het interval $\left[\frac{j-1}{n}L, \frac{j}{n}L\right]$ (zie). Om rekening te houden met de vormklasse en het verdeelde karakter van de belastingen:

$$\Phi_i^T F_0 = \sum_{j=1}^{N} \frac{\alpha_{nij}}{L} Q_j$$
,

waarin
$$\alpha_{nij} = n \int_{(j-1)L/n}^{jL/n} \Phi_i(x)dx$$
.

De responsie wordt gevonden als een superpositie van responsies op bepaalde belastingen door:

$$y_{i,max}(t) = \sum_{j=1}^{n} \frac{\left(\frac{\alpha_{nij}}{L} Q_j \sin(2\pi f_{0j}\, t - \varphi_{ij}) \Big/ 4\pi^2 m^*_i\right)\varphi_{i,max}}{\sqrt{(f_i^2 - f_{0j}^2)^2 + 4\xi_i^2 f_i^2 f_{0j}^2}}$$
,

waarin de faseverschuiving voor vorm *i* en een puntlast op knoop *j* is:

$$\varphi_{ij} = \arctan\left(\frac{2\xi_i f_i f_{0j} \cos\psi_j + (f_i^2 - f_{0j}^2)\sin\psi_j}{(f_i^2 - f_{0j}^2)\cos\psi_j - 2\xi_i f_i f_{0j} \sin\psi_j}\right)$$
.

Als we aannemen dat alle belastingen dezelfde amplitude hebben maar niet noodzakelijkerwijs in fase zijn ($Q_j = Q\sin\psi_j$) wordt de responsie:

$$y_{i,max}(t) = Q \sum_{j=1}^{n} \frac{(\alpha_{nij}\, \varphi_{i,max} / 4\pi^2 m^*_i\, L)\sin(2\pi f_{0j}\, t - \varphi_{ij})}{\sqrt{(f_i^2 - f_{0j}^2)^2 + 4\xi_i^2 f_i^2 f_{0j}^2}}$$

Verg. 4-9

Responsie op verdeelde harmonische belasting – Probabilistische aanpak

Het effect van een stroom voetgangers bestaande uit $n = N$ " willekeurige" voetgangers moet nu worden geanalyseerd. De verschillen met het geval hierboven zijn:

- Elke puntlast heeft een willekeurige frequentie f_{sj} volgens de normale verdeling $N\ [f_{s1}, \sigma]$;
- Elke puntlast heeft een willekeurige faseverschuiving ψ_j volgens een uniforme verdeling $U\ [0, 2\pi]$;
- De responsie/verplaatsing (verg. 4-9) is hier ook een willekeurige variabele – vanwege f_{sj} en ψ_j – en dus kunnen de gemiddelde waarde en de standaarddeviatie worden bepaald.

Als we de volgende notatie toepassen:

- $\lambda_i = f_i / f_{s1}$ verhouding tussen de natuurlijke frequentie voor vorm *i* en het gemiddelde van de belastingsfrequenties,
- $\mu = \sigma / f_{s1}$: variatiecoëfficiënt van belastingsfrequenties,
- $f_{sj} = f_{s1}\,(1 + \mu\, u_j)$: willekeurige frequentie van een puntlast geplaatst op een knoop *j*,

waarin u_j een gestandaardiseerde normale willekeurige variabele is en indien we, in plaats van verplaatsingen, versnellingen beschouwen, moet elke component van de som in verg. 4-9 worden vermenigvuldigd met:

$$(2\pi f_{sj})^2 = (2\pi)^2 f_{s1}^2 (1+\mu u_j)^2 .$$

De absolute maximale versnelling is dan:

$$\ddot{Z}_i = \max_t\left[\ddot{y}_{i,max}(t)\right] = (2\pi)^2 f_{s1}^2 \frac{Q}{f_{s1}^2} \times$$

$$\underbrace{\times \max_t \left[\sum_{j=1}^{n} \sqrt{\frac{\left(\alpha_{nij}\,\varphi_{i,max} / 4\pi^2 m^*_i L\right)^2 (1+\mu u_j)^4}{\left(\lambda_i^2 - 1 - 2\mu u_j - \mu^2 u_j^2\right)^2 + 4\xi_i^2 \lambda_i^2 \left(1+2\mu u_j + \mu^2 u_j^2\right)}} \times \sin(2\pi f_{sj} t - \varphi_{ij}) \right]}_{z_i} ,$$

met de faseverschuiving voor modus *i* en een puntlast op knoop *j*:

$$\varphi_{ij} = \arctan\left(\frac{2\xi_i \lambda_i (1+\mu u_j)\cos\psi_j + \left(\lambda_i^2 - (1+\mu u_j)^2\right)\sin\psi_j}{\left(\lambda_i^2 - (1+\mu u_j)^2\right)\cos\psi_j - 2\xi_i \lambda_i (1+\mu u_j)\sin\psi_j} \right) =$$

$$= \arctan\left(\frac{2\xi_i \lambda_i (1+\mu u_j)}{\left(\lambda_i^2 - (1+\mu u_j)^2\right)} \right) + \psi_j ,$$

en tenslotte:

$$\ddot{Z}_i = (2\pi)^2 Q z_i \qquad \text{Verg. 4-10}$$

NB: Voor $\lambda_i = 1$, $\mu = 0$ en $\psi_j = 0$ (voor deterministische resonante belasting):

$$\ddot{Z}_i = (2\pi)^2 f_{s1}^2 \frac{Q}{f_{s1}^2} \times \underbrace{\max_t \left[\sum_{j=1}^{n} \frac{\alpha_{Nij}\,\varphi_{i,max} / 4\pi^2 m^*_i L}{2\xi_i} \sin\left(2\pi f_{sj} t - \frac{\pi}{2}\right) \right]}_{z_i'} =$$

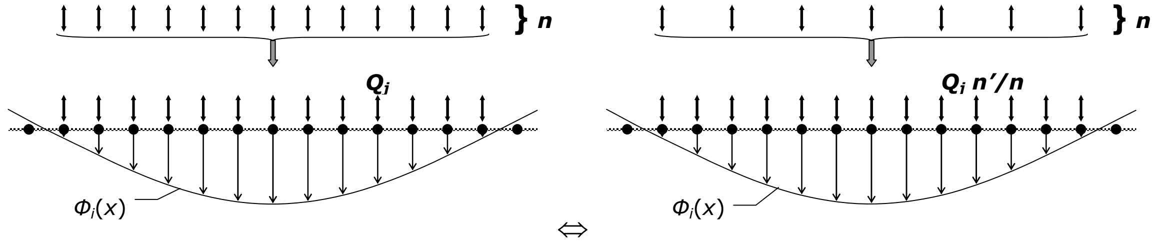
$$= (2\pi)^2 Q z_i' \qquad \text{Verg. 4-11}$$

Bepaling van het equivalent aantal voetgangers

Het equivalent aantal voetgangers in een equivalente, geïdealiseerde stroom – dus het aantal voetgangers, allemaal met de voetstappen in de natuurlijke frequentie van vorm *i* en zonder faseverschuiving dat hetzelfde gedrag van de constructie veroorzaakt als dat veroorzaakt door een willekeurige stroom voetgangers – kan worden verkregen door het gelijk nemen van de absolute maximale versnellingen voor de volgende twee gevallen (zie):

Willekeurige stroom met $n = N$ voetgangers (verg.4-10): $\ddot{Z}_i = (2\pi)^2 Q z_i$

Equivalente stroom met $n = N$ voetgangers (verg.4-11): $\ddot{Z}_{i,eq} = (2\pi)^2 Q z_i' \frac{n'}{n}$



Figuur 4 6: Equivalentie van stromen

Zodat: $\ddot{Z}_i = \ddot{Z}_{i,eq} \Rightarrow z_i = z_i' \frac{n'}{n} \Rightarrow n' = \frac{z_i}{z_i'} n$

Als de aanpak die wordt voorgesteld in [9] wordt gevolgd,

$$n' = k_{eq} \sqrt{n \xi_i} \quad \text{Verg. 4-12}$$

en de coëfficiënt k_{eq} kan worden verkregen als volgt:

$$\boxed{k_{eq} = \frac{n'}{\sqrt{n \xi_i}} = \frac{z_i}{z_i'} \sqrt{\frac{n}{\xi_i}}} \quad \text{Verg. 4-13}$$

Het willekeurige kenmerk in vergelijking 4-13 is $Z._i$. De gemiddelde waarde $E(z_i)$ en de standaarddeviatie $\sigma(z_i)$ kunnen allemaal worden bepaald door simulatie voor verschillende waarden van de desbetreffende parameters:

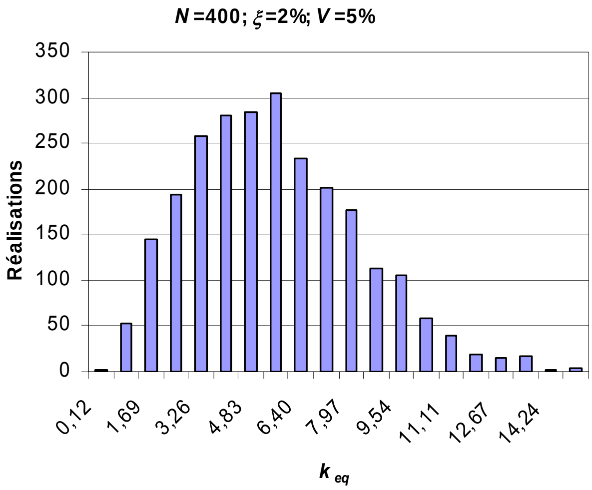
$$z_i = \max_t \left(\sum_{j=1}^{n} \sqrt{\frac{\left(\alpha_{Nij} \varphi_{i,max} / 4\pi^2 m^*_i L\right)^2 \left(1 + \mu u_j\right)^4}{\left(\lambda_i^2 - 1 - 2\mu u_j - \mu^2 u_j^2\right)^2 + 4 \xi_i^2 \lambda_i^2 \left(1 + 2\mu u_j + \mu^2 u_j^2\right)}} \times \atop \times \sin\left(2\pi f_{sj} t - \varphi_{ij}\right) \right) \quad \text{Verg. 4-14}$$

Resultaten

Er zijn gevoeligheidsanalyses uitgevoerd op basis van de Monte-Carlo- simulaties op een modale vorm van een halve sinusΦ_i (zie) om de willekeurige aard van de voetgangersbelasting weer te geven. In die analyses zijn de volgende parameters gevarieerd:

- Dempingsverhouding, ξ_i
- Verhouding van frequenties, λ_i
- Variatiecoëfficiënt, μ
- Aantal voetgangers, *n.*

Histogrammen van maxima van z_i (verg. 4-14) zijn allereerst verkregen op basis van 2500 simulaties voor elke set parameters, waarbij voor elke simulatie n willekeurige waarden werden genomen van zowel de gestandaardiseerde normaalvariabele u_j en de faseverschuiving ψ_j. Een maximum van z_i is genomen over een bereik van twee perioden (uitgevoerde simulaties hebben aangetoond dat een bereik van periode tot dezelfde resultaten leidt). Vervolgens wordt coëfficiënt k_{eq} berekend (verg. 4-13) op basis van de waarden van z_i verkregen als hiervoor beschreven. geeft een voorbeeld van een histogram van k_{eq}. Tenslotte wordt het 95^e percentiel van k_{eq} bepaald.



Figuur 4 7: Een voorbeeld van de verkregen histogrammen

Met een dergelijke waarde van k_{eq}, kan het equivalent aantal voetgangers, *n'* worden verkregen. Uitdrukkingen voor het equivalente aantal zijn afgeleid via regressie als functie van de dempingsverhouding en het totale aantal voetgangers op de voetgangersbrug.

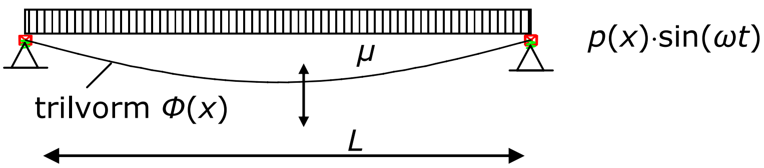
4.5.1.2 Toepassing van belastingsmodellen

Geen verdere achtergrondinformatie

4.5.1.3 SDOF-methode (enkele vrijheidsgraad)

Als voorbeeld van een toepassing van de SDOF–methode beschouwen we een enkelvoudig opgelegde balk. Deze balk heeft een verdeelde massa μ [kg/m], dat is de doorsnede maal het soortelijk gewicht, een stijfheid k en een lengte L. De gelijkmatig verdeelde belasting $p(x)$ sin(ω t) is verdeeld over de gehele lengte.

De trilvormen $\Phi(x)$ van de buigmodussen worden weergegeven door een halve sinusfunctie$\Phi(x)$ = sin($m \times x/L \times \pi$) waarin m het aantal halve golven is.



Figuur 4 8: Enkelvoudige balk met harmonische modale vorm *Φ*(*x*), *m*=1

De gegeneraliseerde massa m^* en de gegeneraliseerde belasting p^* sin(ω t) worden als volgt berekend:

$$m^* = \int_{L_D} \mu \cdot (\Phi(x))^2 \, dx \qquad \text{Verg. 4-15}$$

$$p^* \sin(\omega t) = \int_{L_D} p(x)\Phi(x) dx \cdot \sin(\omega t) \qquad \text{Verg. 4-16}$$

Uitdrukkingen voor de gegeneraliseerde massa m^* en de gegeneraliseerde belasting $p^* \sin(\omega t)$ worden gesystematiseerd in voor een enkelvoudig opgelegde balk. De gegeneraliseerde belasting voor een enkele last $P_{mov} \sin(\omega t)$, die over de enkelvoudige balk beweegt wordt ook in deze tabel gegeven. Deze excitatie wordt beperkt door de afstemtijd die wordt gedefinieerd als de tijd die de bewegende last nodig heeft om één buik van de trilvorm af te leggen.

Tabel 4 2: Generaliseerde (modale) massa en gegeneraliseerde belasting

Trilvorm	gegeneraliseerde massa	gegeneraliseerde belasting p^* voor verdeelde belasting $p(x)$	gegeneraliseerde p^* belasting voor bewegende belasting P_{mov}	afstemtijd
	m^*	p^*	p^*	t_{max}
$m=1$: $\varphi(x) = \sin\left(\frac{x}{L}\pi\right)$	$\frac{1}{2}\mu L$	$\frac{2}{\pi}p(x)L$	$\frac{2}{\pi}P_{mov}$	L/v
$m=2$: $\varphi(x) = \sin\left(\frac{2x}{L}\pi\right)$	$\frac{1}{2}\mu L$	$\frac{1}{\pi}p(x)L$	$\frac{2}{\pi}P_{mov}$	$L/(2v)$
$m=3$: $\varphi(x) = \sin\left(\frac{3x}{L}\pi\right)$	$\frac{1}{2}\mu L$	$\frac{2}{3\pi}p(x)L$	$\frac{2}{\pi}P_{mov}$	$L/(3v)$

waarin:

P_{mov} [kN]:	bewegende belasting	L [m]:	lengte
$p(x)$ [kN/m]:	verdeelde belasting	m [-]:	aantal halve golven
μ [kg/m]:	massaverdeling per lengte-eenheid	v [m/s]:	snelheid van bewegende belasting

De 2^e trilvorm van een balk met een enkele overspanning heeft twee halve golven (m = 2). Als de gehele lengte wordt belast en als de helft van de uniform verdeelde belasting werkt tegen de verplaatsingen van een buik en de andere helft werkt in de richting van de verplaatsingen, dan resulteert de gegeneraliseerde belasting in een waarde van $p^* = 0$. De gegeneraliseerde belasting in de gegeven tabel is gebaseerd op de aanname dat elke buik van de trilvorm belast wordt, wat resulteert in grotere oscillaties. Daarbij werkt de belasting altijd in de richting van de verplaatsingen van de buiken en de gegeneraliseerde belasting p^* voor alle trilvormen is hetzelfde als voor de eerste buigmodus (m = 1). Opgemerkt dient te worden dat deze aanpak kan verschillen van andere aanbevelingen. Volgens sommige aanpakken [32] hangt het belaste oppervlak af van de beschouwde normaalvorm, volgens anderen [9] dient het gehele 'belastbare' oppervlak te worden beschouwd .

4.5.2 Responsie Spectrum Methode voor voetgangersstromen

De algemene ontwerpprocedure wordt overgenomen van de windtechniek waar deze wordt toegepast voor het bepalen van de effecten van windvlagen op slingerende systemen. Belastingen van voetgangers op bruggen zijn stochastische belastingen. Aangezien het niet mogelijk is eigenschappen van constructies zoals frequenties te bepalen zonder onzekerheden, zijn deze eigenschappen ook stochastisch.

Als ontwerpwaarde is de systeemresponsie "maximale piekversnelling" gekozen . Bij de ontwerpcontrole is deze versnelling vergeleken met de toelaatbare versnelling volgens de aan te tonen comfortklasse.

Deze maximale versnelling wordt bepaald door het product van een piekfactor $k_{a,d}$ en een standaarddeviatie van de versnelling, σ_a:

$$a_{\max,d} = k_{a,d}\ \sigma_a$$

Beide factoren zijn afgeleid van de Monte Carlo simulaties die zijn gebaseerd op numerieke tijd-stapsimulaties van verschillende voetgangersstromen op verschillende bruggeometrieën.

De standaarddeviatie van de versnelling wordt verkregen als het resultaat van de toepassing van stochastische belastingen op een bepaald systeem. Deze belastingen zijn bepaald op basis van bruggen met een overspanning uiteenlopend van 20 m tot 200 m en met een breedte tussen 3 m en 5 m, belast met vier verschillende stroomdichtheden (0,2 [P/m²], 0,5 [P/m²], 1,0 [P/m²] en 1,5 [P/m²). Voor elk brugtype en elke stroomdichtheid zijn 5.000 verschillende voetgangersstromen gesimuleerd met tijd-stapberekeningen waarbij elke voetganger de volgende eigenschappen heeft, willekeurig bepaald op basis van de specifieke statistische verdeling:

- Gewicht persoon (gemiddeld = 74,4 kg; standaarddeviatie = 13 kg),
- Stapfrequentie (gemiddelde waarde en standaarddeviatie afhankelijk van stroomdichtheid),
- Factor voor laterale voetstapkrachten (gemiddeld = 0,0378, standaarddeviatie = 0,0144),
- Startpositie (willekeurig) en
- Moment van eerste stap (willekeurig).

De piekfactor $k_{a,d}$ wordt gebruikt om de karakteristieke responsie van het systeem te bepalen. Bij bruikbaarheidsgrenstoestanden is de karakteristieke waarde de 95^{e} percentiel $k_{a,95\%}$. Deze factor is ook een resultaat van de Monte Carlo simulaties.

Nog een resultaat van de simulaties waarbij de eerste vier verticale en de eerste twee horizontale en torsionale trillingen zijn beschouwd, is het risico van laterale synchronisatie.

Om dit risico vast te stellen is een aanzetamplitude voor horizontale versnelling van 0,1 [m/s²] vastgesteld. Het volgende frequentiebereik is relevant voor horizontale synchronisatie:

$$0{,}8 \le \frac{f_i}{f_{s,m}/2} \le 1{,}2 \text{ Hz} \quad ,$$

waarin: f_i de horizontale laterale natuurlijke frequentie is en

$f_{s,m}$ de gemiddelde waarde is van de stapfrequentie.

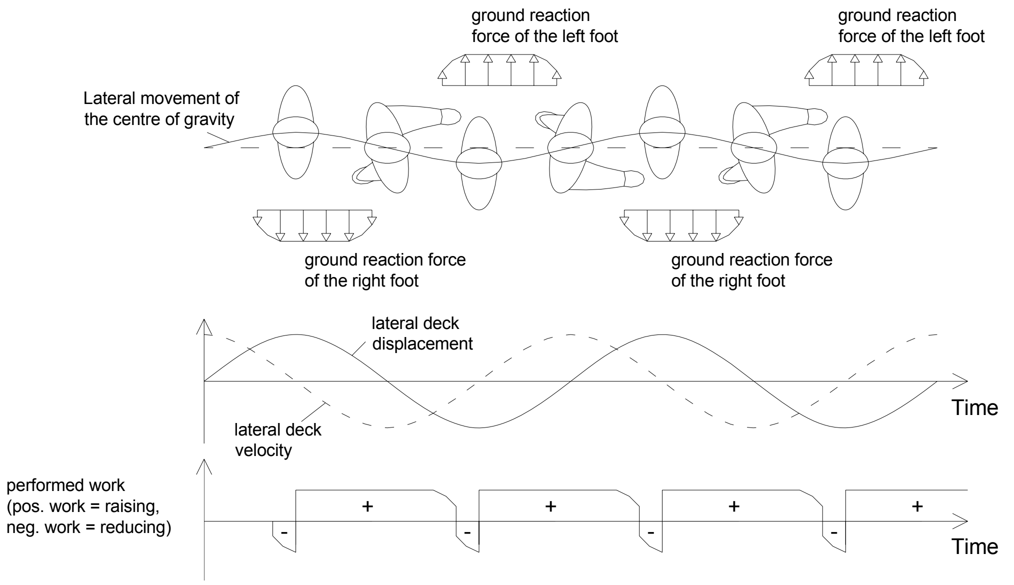
Te beschouwen natuurlijke frequenties moeten samenvallen met de gemiddelde stapfrequenties van voetgangersstromen.

4.6 Stap 6: Controlen synchronisatie met brugtrilling

Aangezien bij het lopen het zwaartepunt niet alleen verticaal verandert maar ook lateraal van de ene voet naar de andere, is de frequentie van de beweging van het menselijk zwaartepunt de helft van de stapfrequentie.

Voetgangerstromen die synchroon gaan lopen met verticale trillingen zijn op voetgangersbruggen niet waargenomen. Verticale trillingen worden opgenomen door benen en gewrichten die een zekere mate van demping leveren, zodat het zwaartepunt geen invloed ondervindt van verticale trillingen. Mensen kunnen reageren op trillingen door hun looppatroon aan te passen. Hoewel daar meestal geen rekening mee wordt gehouden, is uit experimenteel onderzoek gebleken dat individuele voetgangers zich kunnen synchroniseren met harmonische verticale trillingen van 1,5 m/s^2 [7].

Daarentegen reageren ze veel gevoeliger op laterale trillingen vergeleken met verticale. Als een voetganger op een lateraal trillende brug loopt, probeert hij deze extra beweging van zijn zwaartepunt te compenseren door met de beweging van de brug mee te zwaaien. Dit gedrag is intuïtief en zelfs kleine, niet waarneembare trillingen veroorzaken waarschijnlijk een aanpassing in de beweging van het zwaartepunt. Een dergelijke verandering in de beweging van het zwaartepunt gaat vergezeld van een aanpassing van de stapfrequentie en een verbreding van de gang. De persoon heeft de neiging te lopen met twee keer de trillingsfrequentie om zijn zwaartepunt synchroon met de trilling te bewegen [2]. Het zwaaien van het lichaam gelijk met de laterale trilling zorgt dat de laterale grondreactiekrachten gaan resoneren. Het verbreden van de gang veroorzaakt een toename van de laterale grondreactiekrachten. De krachten grijpen op een dergelijke manier aan dat zij positieve energie introduceren in het constructiesysteem van de brug (). Het gevolg is dat als een voetgangersbrug licht trilt in de laterale richting en voetgangers passen hun looppatroon aan, door dit synchronisatie-effect in een slecht gedempte brug excitatie tot grote trillingen kan optreden.



Figuur 4 9: Schematische beschrijving van synchroon lopen

Experimenten op een testopstelling in het project SYNPEX [13] geven aan dat een individu dat loopt met een stapfrequentie f_i ± 0,2 Hz de neiging heeft te synchroniseren met de trilling van het brugdek. Sneller lopende personen merken nauwelijks iets van de trilling van het brugdek, aangezien de contacttijd van de voet kort is en de loopsnelheid hoog. Zij lijken minder instabiel te zijn dan degenen die langzaam of met normale snelheid lopen.

De amplitude waarbij synchronisatie wordt veroorzaakt, wordt uitgedrukt in de versnelling. Er zou verdere frequentieafhankelijkheid kunnen bestaan, maar die is niet vastgesteld in metingen. Tests in Frankrijk [6]aan een testopstelling en aan de Passerelle Solferino wijzen erop dat er een aanzetamplitude bestaat van 0,1 tot 0,15 m/s^2 waarbij het synchronisatieverschijnsel begint:

$$a_{lock-in} = 0{,}1 \text{ to } 0{,}15\,\mathrm{m/s^2} \qquad \text{Verg. 4-17}$$

Vanuit een ander gezichtspunt heeft het onderzoek dat was gericht op de Millennium-voetgangersbrug [16] geleid tot een interpretatie van synchronisatie als een verschijnsel dat hoort bij het opwekken van een negatieve demping afhankelijk van het aantal voetgangers op de brug. Het aantal voetgangers waarbij synchronisatie optreedt, dat is het aantal voetgangers N_L dat zou kunnen leiden tot het verdwijnen van de totale demping gevolgd door een plotselinge, versterkte responsie, is vastgelegd als functie van de dempingsverhouding van de constructie ξ, van de modale massa m^*, van de natuurlijke frequentie f, en van een constante k volgens

$$N_L = \frac{8\pi\xi m^* f}{k} \qquad \text{Verg. 4-18}$$

Op basis van de tests aan de Millennium-voetgangersbrug hebben Dallard et al. [16] afgeleid dat de constante k ongeveer gelijk is aan 300 Ns/m over het bereik 0,5-1,0 Hz.

Recente experimenten op twee voetgangersbruggen in Coimbra en Guarda, Portugal [17] hebben aangetoond dat de Millennium-formule het ontstaan van synchronisatie goed kan beschrijven. Overeenkomstige amplitudes van versnellingen in de order van 0,15-0,2 m/s^2 zijn waargenomen, wat wijst op verwantschap tussen de twee aanpakken.

4.7 Stap 7: Controle comfortniveau

Geen verdere achtergrondinformatie

5 Evaluatie van dynamische eigenschappen van voetgangersbruggen

5.1 Inleiding

Hoewel uitgebreide kennis van materialen en belastingen en een aanzienlijke modelleringscapaciteit bij de huidige stand van de techniek een hoge mate van begrip van het gedrag van de constructie kunnen leveren, blijven er nog altijd vele onzekerheden in de ontwerpfase van civieltechnische bouwwerken. Als gevolg daarvan kunnen dynamische eigenschappen en gedrag van dergelijke bouwwerken pas na voltooiing volledig worden beoordeeld. Dit feit is bijzonder van belang voor voetgangersbruggen, gezien de smalle excitatiefrequentieband die vaak belangrijke frequenties van de brug omvat, en de gewoonlijk lage dempingsverhoudingen van moderne voetgangersbruggen.

Standaardtests, hier aangeduid als tests van **Niveau 2**, moeten worden ontwikkeld na voltooiing van elke voetgangersbrug die mogelijk beweeglijk is en daarin moet worden gekeken naar kritische natuurlijke frequenties, dempingsverhoudingen en responsiemetingen voor een individu, een kleine groep of een stroom voetgangers.

Steeds als toepassing van beperkende maatregelen verwacht wordt, zijn tests van **Niveau 1** noodzakelijk; deze omvatten bovendien het vaststellen van trilvormen.

5.2 Responsie metingen

5.2.1 Metingen van omgevingsresponsie voor het vaststellen van kritische natuurlijke frequenties

In de eenvoudigste situatie wordt een enkele sensor, meestal een versnellingsmeter, gebruikt voor het meten van de responsie. De volgende procedure kan worden toegepast: voor elke meetsectie wordt de sensor gemonteerd en wordt de omgevingsresponsie opgenomen, op basis van twee testseries.

Een van de series wordt indien mogelijk bepaald terwijl de brug gesloten is voor voetgangers en is onderworpen aan omgevingsbelasting, om op die manier de frequenties uit te sluiten die ontstaan door excitatie door voetgangers, onder voorwaarde dat de gevoeligheid van de opnemers voldoende is om de responsie te meten van omgevingstrillingen (gewoonlijk versnellingen met een piekamplitude in de orde van 2-5 m*g*). Op deze manier kunnen de kritische natuurlijke frequenties voor verticale en/of laterale trillingen worden vastgesteld.

De tweede serie dient te worden opgenomen onder excitatie door voetgangers, wat een betere karakterisering geeft van de brugfrequenties, evenals een maat voor de intensiteit van de trillingen onder normaal gebruik.

Bij de keuze van de meetpunten en de verwerkingsparameters moet rekening gehouden worden met de volgende punten:

- Ervan uitgaande dat de frequenties die van belang zijn in het bereik liggen van 0,1-20 Hz, moet een meetfrequentie van 50 Hz tot 100 Hz worden gekozen. De opnameapparatuur moet voorzien zijn van analoge filters ter voorkoming van fouten door aliasing, anders kunnen meer meetpunten nodig zijn;
- Op basis van f_{low} de verwachte laagste natuurlijke frequentie van de brug, moet de verzamelde tijdreeks een minimale tijdsduur hebben volgens de formule

  $(A \,/\, f_{low})\ [n - (n\text{-}1)\ overl]\ [\mathrm{s}]$ Eq. 5 1

  waarin A een constante is met een waarde tussen 30 en 40, n het aantal opnames is dat zal worden gebruikt voor het verkrijgen van een gemiddelde spectrale vermogensdichtheid (PSD) schatting van de responsie, en *overl* de mate vertegenwoordigt van overlap die wordt gebruikt voor die schatting. Gewone waarden van n zijn 8-10, en een algemene mate van overlap is 50%. Beschouw bijvoorbeeld een constructie met een laagste natuurlijke frequentie van 0,5 Hz, bepaling van het gemiddelde over een aantal van n opnames van 10, en een mate van overlapping van 50%, dan dient de minimale duur van de verzamelde tijdreeks 330-440 s te zijn. Er dient dus een totaal van 33.000 tot 44.000 metingen te worden verzameld met een meetfrequentie van 100 Hz, leidend tot een gemiddeld vermogensspectrum met een frequentieresolutie van 0,017 Hz tot 0,0125 Hz;
- De verzamelde tijdreeks dient te worden verwerkt om te komen tot een schatting van de gemiddelde spectrale vermogensdichtheid (PSD). Een procedure om tot deze PSD te komen is de volgende: verdeel de verzamelde reeks in n opnames, rekening houdend met de vastgelegde overlapping; verwijder de trend voor elke opname; pas een corresponderend tijdfilter toe (Hanning-filter bijvoorbeeld); evalueer de genormaliseerde PSD van elk record; bepaal het gemiddelde van de ruwe PSD's;
- De analyse van de PSD-schattingen namelijk voor één of meer secties maakt het mogelijk de natuurlijke frequenties van het prototype formeel vast te stellen;
- De piekresponsie van de verzamelde reeks bij gewone lopende voetgangers dient te worden behouden voor vergelijking met de toelaatbare limieten.

5.2.2 Ruwe metingen van dempingsverhoudingen horend bij de kritische natuurlijke frequenties

Toepassing van het identificatiealgoritme voor een enkele vrijheidsgraad (eventueel met doorlaatfilter als er naastliggende trillingen of ruis zijn) maakt ruwe schattingen mogelijk van de dempingsverhoud voor segmenten van de tijdreeks. De dempingsverhouding kan worden uitgezet tegen de oscillatie-amplitude, waarbij de oscillatie-amplitude gelijk wordt genomen aan het gemiddelde van de piekamplitude binnen het beschouwde segment van de reeks.

5.2.3 Meting van de responsie veroorzaakt door één voetganger

De responsie van de brug door de actie veroorzaakt door een voetganger die over de brug loopt met de relevante stapfrequentie wordt gemeten op de meest kritische sectie(s) van de brug. Gezien de willekeurige kenmerken van excitatie, moet dit een aantal keren worden uitgevoerd voor elke combinatie van frequentie en beweging. Een richtlijn voor het aantal is 5.

5.2.4 Meting van de responsie veroorzaakt door een groep voetgangers

In de literatuur vinden we dat het aantal voetgangers dat wordt toegepast voor de groepstests uiteenloopt van 10-20 voetgangers.

De responsie dient te worden gemeten op basis van het passeren van één voetganger, dus voor elke combinatie van bewegingstype en frequentie, moeten 5 metingen worden uitgevoerd voor een persoon die de brug passeert in dalende richting (voor een asymmetrische helling) met een meetfrequentie van 50 Hz-100 Hz. Het gewicht van de groepsleden dient te worden geregistreerd, en de responsie van de groep moet de hoogste van de waargenomen piekresponsies zijn.

5.2.5 Meting van de responsie veroorzaakt door een continue stroom voetgangers

Geen verdere achtergrondinformatie.

5.3 Identificatietestss

Identificatie van de modale parameters, dus natuurlijke frequenties, trilvormen en dempingscoëfficiënten kan worden gebaseerd op gedwongen of vrije trillingen of omgevingsbelasting.

5.3.1 Gedwongen trillingstestss

5.3.1.1 Excitatie met hamer

Zelfs met de zachtste kop ontstaat door excitatie met een hamer een korte puls (gewoonlijk 10 ms op een betonnen oppervlak), met een ruim frequentiebereik, bijvoorbeeld DC-200 Hz. Hoewel analoge filters kunnen worden opgenomen in de testapparatuur, kan de spectrale inhoud van de invoer alleen nauwkeurig worden vastgesteld als de tijdbeschrijving nauwkeurig is. Aangenomen dat deze puls wordt weergegeven door een halve sinusoïde, zijn drie punten met een minimale afstand van 5 ms nodig om deze kromme nauwkeurig te beschrijven. Daarom dient een minimale meetfrequentie te worden aangehouden van 200 Hz, ook al ligt het frequentiebereik dat van belang is in het bereik 0,1 Hz-20 Hz.

Een ander aspect om rekening mee te houden is dat de kwaliteit van het ingevoerde signaal kan verschillen doordat het met de hand wordt aangebracht. In het bijzonder is het belangrijk dat wordt voorkomen dat dubbele pulsen worden ingevoerd voor elke opgenomen tijdreeks, want dat zou de kwaliteit van de schattingen van frequentieresponsies aanzienlijk kunnen beïnvloeden.

De lengte van elke opgenomen tijdreeks zou indien mogelijk zo moeten worden vastgesteld dat de responsie van de constructie op de hamerimpuls verdwenen is binnen de opgenomen reeks. In dat geval is een tijdfilter niet nodig, wat de kwaliteit van de dempingsschattingen bevordert. Een richtlijn voor de maximale duur van de reeks is 20,48 s, wat overeenkomt met een aantal meetpunten van 4096 bij 200 Hz. Dit komt overeen met het verkrijgen van spectrumschattingen met een frequentieresolutie van 0,04 Hz, wat duidelijk onvoldoende is voor het karakteriseren van trilvormen bij zeer lage frequenties. Excitatie met een hamer dient dus niet worden toegepast voor het karakteriseren van die vormen. Opgemerkt dient te worden dat hoewel langere opnames kunnen worden gemaakt, het laatste deel van het signaal mogelijk alleen bestaat uit trillingen door omgevingsbelasting en dus geen signaal geeft dat verband houdt met de invoer.

Aangenomen dat de meetfrequentie en duur van de opnames vastliggen, is een mogelijke procedure voor het verkrijgen van een set schattingen van de frequentieresponsie de volgende.

(i) Kies een sectie van het dek waar de slagen worden toegebracht. Deze sectie moet gekozen worden met het oog op voorlopige numerieke berekende trilvormen, zodanig dat het minimaal aantal modale knopen nabij is. Het kan nodig zijn meer dan één sectie te bepalen, afhankelijk van de configuratie van de trilvormen die van belang zijn.

(ii) Installeer voor elke invoersectie R_i, en afhankelijk van het aantal beschikbare versnellingsmeters, achtereenvolgens de versnellingsmeter(s) op de te meten secties. Gebruik voor elke (set van) van instrumenten voorziene sectie(s) de hiervoor bepaalde meetparameters, verzamel de responsies op de slaghamer op R_j, evenals het invoersignaal van de krachtsensor. Voor elke opstelling worden in totaal 5 tot 10 tijdreeksen opgenomen.

(iii) Verwijder de trend uit alle responsie-tijdreeksen. Bepaal een spectrale omschrijving van invoer en responsies door schatting van auto-vermogensspectra $\tilde{S}_{ii}(f)$ en $\tilde{S}_{jj}(f)$. Schat het kruisspectrum $\tilde{S}_{ij}(f)$ voor de responsie op elke meetsectie R_i, met de invoer op sectie R_j. Bepaal het gemiddelde van de serie auto- en kruisvermogensspectra, voor de set van 5 tot 10 series die op elke plaats zijn verzameld

$$S_{jj}(f) = E\left[\tilde{S}_{jj}(f)\right]$$

$$S_{ij}(f) = E\left[\tilde{S}_{ij}(f)\right]$$

Schat de frequentieresponsiefuncties $H_{ij}(f)$, op basis van schatter H_2

$$H_{ij}(f) = \frac{S_{ij}(f)}{S_{ii}(f)}$$

Verg. 5 2

en coherentie $\gamma^2(f)$, gedefinieerd als

$$\gamma^2(f) = \frac{\left|S_{ij}(f)\right|^2}{S_{ii}(f)\ \ S_{jj}(f)}$$

Verg. 5 3

De functies $H_{ij}(f)$ zijn intrinsiek aan het systeem en vormen de basis van toepassing van een Systeemidentificatie-algoritme (in het frequentiedomein) voor het bepalen van natuurlijke frequenties f_k, trilvormen $\underline{\varphi}_k$ en bijbehorende dempingscoëfficiënten ξ_k, waarin $\gamma^2(f)$ een maat is voor de correlatie tussen de gemeten invoer en de responsiesignalen.

Uitgaande van een viskeus dempingsmodel en responsiemetingen uitgedrukt in versnellingen, hebben de frequentieresponsiefuncties $H_{ij}(f)$ betrekking op de modale componenten van vorm k, $(\varphi_i)_k$ en $(\varphi_j)_k$, bij respectievelijk secties R_i en R_j, als volgt

$$H_{ij}(f) = \frac{-f^2(\varphi_i)_k(\varphi_j)_k}{(f_k^2 - f^2) + i\,(2\,\xi_k\, f_k\, f)}$$

Verg. 5 4

5.3.1.2 Excitatie door vibrator, breedband

Breedband-excitatie met behulp van hydraulische of elektromagnetische vibrators kan transiënt of continu van aard zijn. Transiënte signalen, zoals salvo's, worden op dezelfde manier behandeld als die geproduceerd door excitatie met een hamer. Voor continue signalen is een tijdfilter nodig op elk tijdsegment van de reeks, om lekeffecten te verminderen. Omdat bovendien een tijdfilter de bijdrage van de randmetingen vermindert, dienen de tijdsegmenten te overlappen. Een algemene procedure bestaat uit de toepassing van Hanning-filters op de invoer- en responsie-tijdsegmenten, in combinatie met een overlap van 50%. Dit maakt een aanzienlijke beperking mogelijk van de duur van de tijdreeksen die worden verzameld voor elk paar invoer-uitvoersecties. Algemene gegenereerde breedbandsignalen zijn willekeurig of chirp-sinus.

5.3.1.3 Vibrator-excitatie, sinustests

De beste resultaten worden bereikt met sinustests, als tenminste de vibrator voldoende vermogen heeft om de gewenste trilvorm te produceren. Dit punt is kritisch voor zeer lage natuurlijke frequenties, ook al zijn voetgangersbruggen zeer flexibel.

De procedure voor het opzetten van frequentieresponsiefuncties en identificatie van trilvormen en dempingscoëfficiënten omvat een eerste verzameling van omgevingsresponsies, wat een benadering levert van de natuurlijke frequenties. Als eenmaal de omgeving van elke natuurlijke frequentie van belang is vastgesteld, wordt een sinustest ontwikkeld die bestaat uit het opzetten van delen van de frequentieresponsiefunctie, punt voor punt, waarbij elk punt correspondeert met de paarfrequentie van excitatie, frequentie-inhoud van de gemeten responsie bij elke meetsectie. De volgende punten moeten worden overwogen.

(i) Hoewel het gewenst is de aangebrachte kracht te meten, is dat niet altijd mogelijk, vooral als een excentrische massaschudder wordt gebruikt. De kracht die dergelijke schudders uitoefenen kan echter een redelijk nauwkeurig worden geschat.

(ii) De natuurlijke frequentie van de constructie wordt nauwkeurig vastgesteld door toepassing van sinus-excitatie en het opnemen van de responsie op een bepaalde plaats waar de geschatte trilvorm een significante component heeft. Voor elke excitatiefrequentie kan een tijdreeks worden bepaald van de responsie op een bepaalde plaats, met een korte duur, overeenkomend met bijvoorbeeld 512 metingen Aangenomen dat het opgewekte signaal een perfecte sinus is, kunnen de amplitude en de fase van de responsie worden verkregen door uit het tijdgegevensbestand van een enkele vrijheidsgraad. De frequentieresponsiefuctie wordt verkregen uit de verhouding tot de gemeten of geschatte amplitude van de aangebrachte excitatie;

(iii) Hoewel zeer korte tijdreeksen vereist zijn, is het noodzakelijk dat voor elke frequentie de schudder gedurende tenminste één minuut in werking is om te garanderen dat stabilisatie van de responsie is bereikt.

(iv) Als de natuurlijke frequentie is vastgesteld, wordt de schudder ingesteld op die frequentie en een of meer versnellingsmeters worden achtereenvolgens op elk meetpunt geplaatst om een kleinere tijdreeks van responsies te verzamelen. Als er geen krachtsensor wordt gebruikt, is het nodig een versnellingsmeter te plaatsen vlakbij de schudder, die op een vaste plaats blijft. Dan worden gelijktijdig opnames van responsies op twee locaties verzameld voor de beoordeling van de relatieve fase en amplitude ten opzichte van de referentiesectie. De serie amplitudes en faseverhoudingen ten opzichte van het referentiepunt vormen de componenten van de trilvorm.

(v) De beste schattingen van de demping worden verkregen met sinustests. Dempingsschattingen worden verkregen door de analyse van de gemeten vrije trillingsresponsie verkregen door plotselinge onderbreking van de sinusexcitatie bij resonantie. Onder voorwaarde dat er geen naburige vormen zijn, is een algoritme met een enkele vrijheidsgraad voldoende om de dempingsverhouding vast te stellen. Aangezien deze verhouding afhankelijk is van de amplitude van de responsie, moet de vrije trillingsresponsie worden geanalyseerd via segmenten van de responsie-opname in de vorm als beschreven in Hoofdstuk 5.2.2.

5.3.2 Tests op basis van omgevingsbelasting

De basishypothese voor tests van de omgevingsbelasting is dat de invoer (bv., de omgevingsexcitatie, kan worden geïdealiseerd als witte ruis vastgelegd in een bandbreedte die overeenkomt met het beschouwde frequentiebereik. Dit betekent dat binnen een bepaald frequentiebereik alle trilvormen worden geëxciteerd met constante amplitude en fase. De opgenomen responsie is dus een operationele responsie, en de techniek voor het opstellen van de zogenaamde frequentieresponsiefuncties, betreffende de responsies bij meetsecties, leidt tot vaststelling van operationele deflectievormen in plaats van trilvormen. Aangenomen dat de frequenties van het systeem goed gescheiden zijn en dat de dempingscoëfficiënten laag zijn, bestaat er een goede benadering tussen operationele deflectievormen en trilvormen. Als echter de frequenties dicht bij elkaar liggen, omvatten de operationele deflectievormen een niet-verwaarloosbare superpositie van naastliggende vormen, wat leidt tot foutieve resultaten. Hoewel er enige mogelijkheden zijn voor het scheiden van trilvormen, zoals het scheiden van buigings- en spanningsresponsies op een brug door twee signalen op te zetten, de halve som en het halve verschil van de gemeten responsies aan de rand van het dek, zijn er ook andere mogelijkheden op het gebied van signaalverwerking waarmee de modale componenten en de dempingscoëfficiënten kunnen worden vastgesteld. Dat is het geval in de stochastische deelruimte identificatiemethode, wat een parametrische modale identificatietechniek is met alleen uitvoer die rechtstreeks kan worden toegepast op versnellingstijdreeksen of op de bijbehorende responsiecovariantiematrices [33]. Deze methode is geïmplementeerd als hulpmiddel voor Matlab (Macec) [37]. Ook in de handel verkrijgbaar is een programma op basis van de stochastische deelruimte identificatie- en frequentiedomein-decompositiemethoden (Artemis) [38], evenals een op basis van de Polymax-methode, wat ook krachtige hulpmiddelen zijn voor het bepalen van de trilvorm.

Hoewel dempingsschattingen worden geleverd door de krachtige algoritmen, is de nauwkeurigheid van de schatting beperkt en dienen de resultaten dus voorzichtig te worden gebruikt. In feite is tegenwoordig niet alleen de nauwkeurigheid van de sensors zo hoog dat de responsie van de constructie kan worden gemeten voor zeer kleine trillingsniveaus, maar er zijn ook krachtige technieken voor gegevensverwerking beschikbaar ([33], [34], [35]) die kunnen worden gebruikt om modale parameters vast te stellen.

De conventionele techniek voor het vaststellen van operationele deflectievormen vereist het opzetten van frequentieresponsiefuncties tussen uitvoerwaarden. Dit wordt precies zo gedaan als beschreven in hoofdstuk 5.3.1.2 voor gedwongen trillingstest met breedband-excitatie.

5.3.3 Vrije trillingstests

Aangezien het plotseling loslaten van een gespannen kabel overeenkomt met het aanbrengen van een impuls, kan het vaststellen van modale parameters van een vrije trillingstest gebeuren volgens de procedure als beschreven in hoofdstuk, 5.3.1.1, waarbij het frequentiespectrum van de invoer geacht wordt constant te zijn voor het bereik van de meting. Vaststelling met behulp van de algoritmen met alleen uitvoer als beschreven in hoofdstuk 5.3.2 is een andere mogelijkheid. In ieder geval wordt verwacht dat modale schattingen van hogere kwaliteit kunnen worden verkregen dan op basis van omgevingsbelasting.

5.4 Instrumentatie

5.4.1 Responsieapparaten

Aangezien aanvaardbaarheidslimieten voor comfort van voetgangers gewoonlijk worden gedefinieerd op basis van versnelling, is de versnelling meestal de gemeten responsiewaarde.

In civieltechnische metingen kunnen drie hoofdcategorieën worden toegepast:

1. piëzoelektrisch;

2. piëzoweerstand en capacitief;
3. servo.

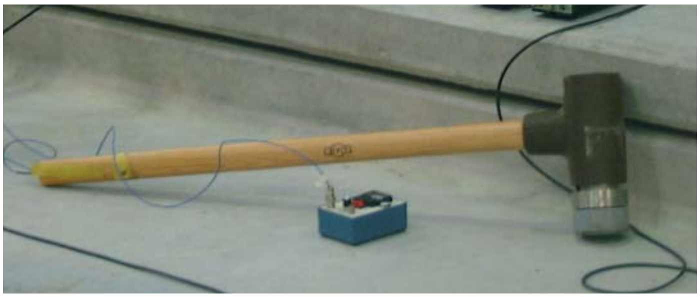
Vergeleken met de twee andere typen, hebben piëzoelektrische versnellingsmeters verschillende voordelen, zoals: geen externe krachtbron nodig; robuust en stabiel op de lange duur en relatief ongevoelig voor temperatuur; lineair over een grote frequentiebereik en dynamisch bereik. Er is een ernstig ongemak bij toepassingen in zeer flexibele constructies, wat een beperking vormt voor metingen in het lage frequentiebereik Veel piëzoelektrische versnellingsmeters leveren alleen een lineaire responsie voor frequenties hoger dan 1 Hz, hoewel sommige fabrikanten versnellingsmeters produceren die bij zeer lage frequenties werken.

Zowel piëzoweerstand- en capacitief- als servo-versnellingsmeters zijn passieve opnemers die een externe krachtbron nodig hebben, meestal een externe 5 VDC-15 VDC excitatie. Deze versnellingsmeters werken echter in het lage frequentiebereik van DC tot ongeveer 50 – 200 Hz, zodat ze geschikt zijn voor bijna alle soorten metingen in civieltechnische constructies.

5.4.2 Identificatie-instrumenten

5.4.2.1 Kracht-instrumenten

Excitatie met de slaghamer is de meest bekende en eenvoudigste manier voor een gecontroleerde invoer in een werktuigbouwkundige constructie of component. Voor civieltechnische toepassingen kan dezelfde techniek worden gebruikt, onder voorwaarde dat de slaghamer de juiste karakteristieken heeft. In het bijzonder voor deze constructies is een commercieel verkrijgbare oplossing de hamer van , met een gewicht van ongeveer 55 N, waarvan de kop is voorzien van een piëzoelektrische krachtsensor, met de gevoeligheid van 1 V/230 N en een dynamisch bereik van 22,0 kN. De hamer werkt in het bereik van 0 - 500 Hz. Aangezien voetgangersbruggen meestal flexibel en relatief klein zijn, is de slaghamer voor dit soort constructies een van de interessantste toepassingen. Opgemerkt dient echter te worden dat de hoeveelheid toegevoerde energie in de lage frequenties zeer beperkt is, wat betekent dat trilvormen van zeer lage natuurlijke frequenties mogelijk niet op een meetbaar niveau ontstaan.



Figuur 5 1: Slaghamer voor civieltechnische toepassingen

Vibrators die worden gebruikt in civieltechnische toepassingen kunnen van drie verschillende types zijn, elektromagnetisch, hydraulisch en mechanisch. De schudder van is een van de commercieel verkrijgbare oplossingen. Hij weegt ongeveer 800 N, werkt in het bereik van 0-200 Hz, en levert de maximale kracht van 445 N voor frequenties hoger dan 0,1 Hz. Dit apparaat kan worden ingesteld voor excitatie in zowel horizontale als verticale richtingen en hij wordt aangedreven door middel van een signaalgenerator die de versterker van de schudder stuurt. Algemeen gegenereerde signalen voor tests zijn sinusvorm of willekeurig. Meting van de toegepaste kracht is mogelijk door meetcellen die zijn geïnstalleerd tussen de schudder en de constructie. Gezien de beperkingen in de amplitude van de opgewekte belasting, kunnen elektrodynamische schudders alleen worden gebruikt voor excitatie van kleine en middelgrote constructies. Daarentegen kunnen zowel hydraulische als mechanische schudders worden gebruikt voor excitatie van grote constructies. Mechanische schudders die werken met rotatie van excentrische massa's leveren een sinusexcitatie in een wisselende frequentiebereik. Deze apparaten worden zelden gebruikt bij de huidige stand der techniek gezien de hoge eisen aan opstelling en gebruik.

Figuur 5 2: Elektromechanische schudder voor civieltechnische toepassingen. Verticale montage

5.4.2.2 Invoersensors

Vroeger werk ontwikkeld door Fujino [36] heeft aangetoond dat de afgelegde weg van voetgangers kan worden bepaald door meting van de beweging van hoofd en schouders van de voetganger met video-opnames en beeldbewerking.

6 Beheersing van trillingsresponsie

6.1 Inleiding

De beheersing van trillingsresponsie in een voetgangersbrug vereist het aanbrengen van modificaties die kunnen bestaan uit verandering van de massa, de frequentie of de demping van de constructie. Voor een al gebouwde constructie is de eenvoudigste aanpak gebaseerd op de verhoging van de demping, wat kan worden bereikt door ofwel door het aanbrengen van de dempingsapparaten, of door aanpassing van niet-structurele afwerkingen zoals de leuningen en de bestrating.

6.2 Aanpassing van de massa

Geen verdere achtergrondinformatie.

6.3 Aanpassing van de frequentie

Mogelijke strategieën voor aanpassing van de frequentie van de constructie omvatten bijvoorbeeld het vervangen van een gewapend betonnen brugdek bestaande uit aparte panelen door een plaat uit één stuk, of het opnemen van de leuning als constructie-element dat een bijdrage levert aan de algehele stijfheid van het brugdek.

Andere meer complexe maatregelen kunnen interessant zijn, zoals het aanbrengen van een stabiliserend kabelsysteem. Alternatieven voor verticale trillingen zijn het toepassen van hogere stalen kokerliggers, dikkere onderflenzen van samengestelde liggers, of hogere vakwerkliggers. Voor laterale trillingen is toepassen van een dikker brugdek de meest efficiënte maatregel. Bij kabelconstructies verhoogt het aanbrengen van kabels in de laterale richting de laterale stijfheid. Bij tuibruggen kan een beter spanningsgedrag worden bereikt door de kabels aan het centrale vlak van de brug te bevestigen aan een A-vormige pyloon in plaats van ze te bevestigen aan aparte, parallelle pylonen.

6.4 Aanpassing van de demping van de constructie

6.4.1 Inleiding

Geen verdere achtergrondinformatie.

6.4.2 Eenvoudige maatregelen

Geen verdere achtergrondinformatie.

6.4.3 Extra dempingsapparaten

Externe dempingsapparaten omvatten viskeuze dempers, "tuned mass" [afgestemde massa] dempers (TMD), "pendulum" [slinger] dempers, "tuned liquid column" [afgestemde vloeistofkolom] dempers (TLCD) of "tuned liquid" [afgestemde vloeistof] dempers (TLD). De meest gebruikte zijn viskeuze dempers en TMD's.

geeft een systematisch overzicht van een aantal constructies waarin dempingsvoorzieningen zijn aangebracht, met vermelding van de karakteristieken van de maatregelen en het algehele effect op het dynamisch gedrag.

Tabel 6-1: Voetgangersbruggen waarin dempingsvoorzieningen zijn aangebracht

Brug	Beheerste frequenties (Hz)	Aantal overspanningen /lengte (m)	Type	Belangrijkste trillingsrichting	Type van aangebrachte dempingsvoorzieningen	Effect van de dempingsvoorzieningen op het algehele gedrag	Ref.

Mjomnesundet Brug, Noorwegen	Schwedter Straβe Brug, Berlijn	Britzer Damm voetgangersbrug, Berlijn	Millenniumbrug, Londen	T-Bridge, Japan
0,8	1,9	5,6	0,8 (hoofd) 0,5 1,0	0,93
3 overspanningen	1 overspanning 209	1 overspanning 33,83	3 overspanningen 108+144+80	2 overspanningen 45+134
Stalen kokerligger	Tuibrug, stalen brugdek, stalen boog	2 scharnierende stalen bogen, met orthotroop brugdek	Kettingbrug	Tuibrug, doorlopende stalen kokerligger
Verticaal	Verticaal	Verticaal	Lateraal	Lateraal
Op de brug is 1 verticale tuned mass demper aangebracht met een gewicht van 6000 kg	Op de brug zijn 4 verticale tuned mass dempers aangebracht, elk met een gewicht van 900 kg	Op de brug zijn 2 verticale tuned mass dempers aangebracht, elk met een gewicht van 520 kg	Viskeuze dempers en tuned mass demper toegepast om horizontale bewegingen te beperken. Verticale massadempers gebruikt om verticale oscillatie te beperken, frequenties van 1,2 tot 2,0Hz	Tuned liquid dempers, type vrij bewegende vloeistof, in kokerligger. In totaal 600 containers toegepast, massaverhouding 0,7% van gegeneraliseerde massa van ligger, laterale trilvorm.
			Trillingen werden onmerkbaar voor gebruikers	Laterale liggerverplaatsing verminderd van ongeveer 8,3 mm tot 2,9 mm.
[17]	[17]	[17]	[16]	[15]

Pedro e Inês voetgangersbrug, Coimbra	Solférino voetgangersbrug, Parijs	Stade de France voetgangersbrug, Parijs	Forchheim voetgangersbrug, Duitsland	Voetgangersbrug van Bellagio naar Bally's, Las Vegas	Enkelvoudig opgelegde voetgangersbrug	Voetgangersbrug over groot atrium
0,85 1,74; 1,80;2,34; 2,74; 3,07; 3,17	0,81 1,94 2,22	1,95	1,0 tot 3,0	1,7 tot 2,2	1,84Hz	4,3
110 m centrale overspanning	106 centrale overspanning	-	117,5	1 overspanning	1 overspanning 47,4	1 overspanning 28
Flauwe boog / ligger	Boog	ligger	Tuibrug	Stalen balkligger	Stalen kokerligger	Stalen balken
Lateraal Verticaal	Lateraal Verticaal Verticaal	Verticaal	Verticaal	Verticaal	Verticaal	Verticaal
1 laterale TMD met 14800 kg en 6 verticale TMD's	1 laterale TMD met een massa van 15000 kg en 2 verticale TMD's met massa's van 10000 kg en 7600 kg	Tuned mass dempers met een massa van 2400 kg per overspanning	1 semi-actieve TMD, voorzien van MR demper	6 verticale tuned mass dempers	1 verticale tuned mass demper; massaverhouding verhouding van ≈1,0% van modale massa van de constructie	tuned mass dempers, elk met een gewicht van ≈1000 kg; massaverhouding van ≈5% van modale massa van de
Verhoogd laterale demping van 0,5% tot 4% en verticale demping van 0,3%-2,2% tot 3%- 6%	Verhoogde demping van 0,4% tot 3,5% (lateraal), en van 0,5% tot 3% en 2% (verticaal)	Verhoogde demping van 0,2-0,3% tot 4,3-5,3%		Toename van demping met ≈16 keer	Toename van demping met 12,7 keer	
[17]	[8]	[8]	[21]	[20]	[19]	[18]

6.4.3.1 Viskeuze dempers

De uitvoer van een viskeuze demper wordt in het algemeen bepaald door

$$F_{damper} = CV^{a}$$ Verg. 6-1

waarin: C = dempingsconstante (N.sec/m)

V = snelheid (m/sec)

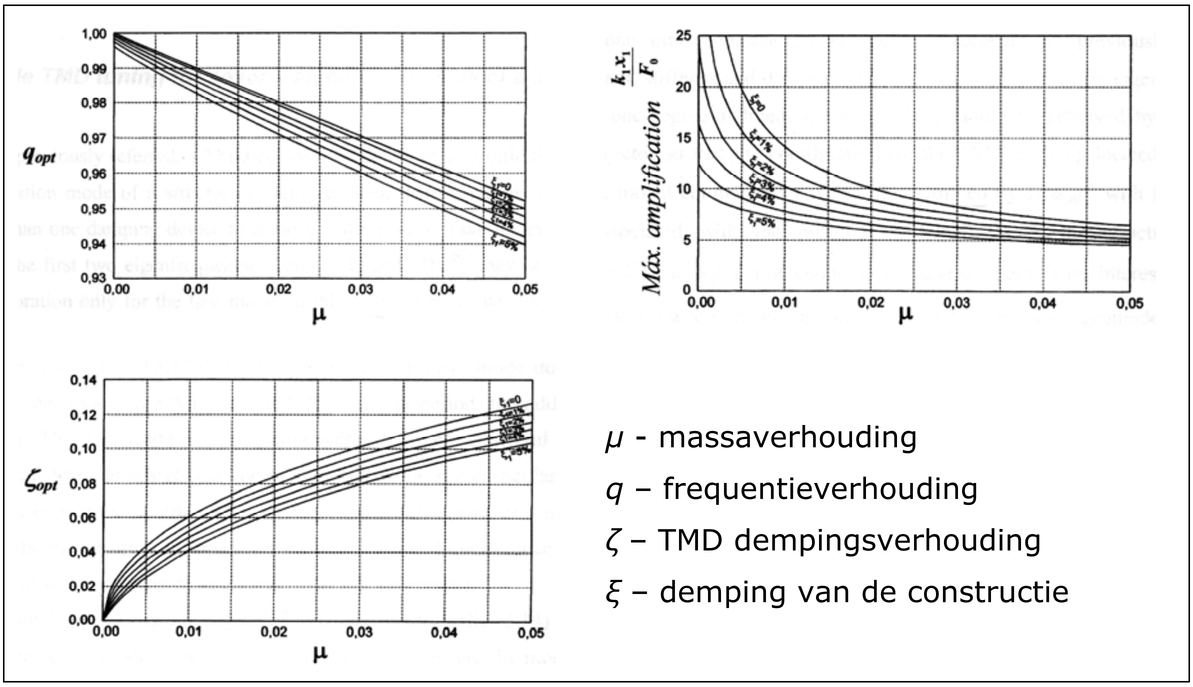
a = snelheidsexponent ($0{,}3 \leq a \leq 1{,}0$)

Opname van een dergelijk apparaat in een constructie leidt dus noodzakelijkerwijs tot een niet-proportionele dempingsmatrix aangevuld met de desbetreffende dempingscoëfficiënten overeenkomend met de bij de demperlocaties behorende vrijheidsgraden. Een bijzonder voordeel van de viskeuze dempers is de mogelijkheid tegelijkertijd verschillende trilingsvormen te beperken. Bij gebogen bruggen, waarin het algemeen de vormen meer dan één type significante verplaatsingscomponent hebben, kan bijvoorbeeld toepassing van een geconcentreerde demper bij de oplegging effectief verschillende vormen dempen met verplaatsingen in die richting. Viskeuze dempers zijn echter in verschillende gevallen niet altijd de beste oplossing vergeleken met andere mogelijkheden. Dat komt doordat viskeuze dempers werken vanaf de relatieve verplaatsingen van hun twee uitersten. Als op plaatsen die geschikt zijn voor het achteraf aanbrengen alleen kleine relatieve verplaatsingen mogelijk zijn, dan zijn deze dempers niet interessant en dienen in plaats daarvan TMD's of TLD's overwogen te worden. geeft een voorbeeld van installatie van viskeuze dempers tussen het brugdek en de pylonen.


Figuur 6 1: Viskeuze dempers op de Minden voetgangersbrug (Duitsland)

6.4.3.2 Tuned mass dempers

Tuned mass dempers (TMDs) zijn gewoonlijk zo afgesteld dat de twee pieken van de frequentieresponsiecurve van het gedempte systeem dezelfde dynamische versterking hebben, indien uitgedrukt als verplaatsingen. Van de dynamische bewegingsvergelijkingen afgeleide ontwerpcurves zijn in de literatuur te vinden [18], [23].



Figuur 6 2: Ontwerpcurves van TMD's

De ontwerpprocedure kan als volgt zijn.

1. Keuze van TMD massa m_d, op basis van de verhouding μ tot de modale massa van de constructie m_s ($\mu = m_d/m_s$). Algemene waarden van de massaverhouding kunnen lopen van 0,01 tot 0,05.
2. Berekening van de optimale TMD frequentieverhouding, uitgedrukt als de verhouding δ tussen de TMD's, f_d, en de systeemfrequentie f_s ($\delta = f_d/f_s$) [18].

$$\delta_{opt} = \frac{1}{(1+\mu)}$$

Verg. 6-2

3. Berekening van optimale TMD dempingsverhouding ξ_{opt} [18]

$$\xi_{opt} = \sqrt{\frac{3\mu}{8(1+\mu)^3}}$$

Verg. 6-3

4. Berekening van de TMD constanten:

Veerconstante: $k_d = (2\pi f_d)^2 m_d$ Verg. 6-4

Dempingsconstante: $c_d = 2m_d(2\pi f_d)\xi_{opt}$ Verg. 6-5

De werking van een TMD is uiterst gevoelig voor het ontstemd raken van de frequentie, wat kan gebeuren door lichte frequentieveranderingen als gevolg van belasting door voetgangers of door veranderingen in de constructie tijdens de gebruiksduur. Het is daarom van belang de doelmatigheid van de TMD te beoordelen voor een geschatte serie frequenties.

6.4.3.3 Slingerdempers

Als we de rotatietraagheid van de slingermassa negeren, kan de slingerfrequentie worden berekend met de volgende formule:

1. Keuze van massaverhouding $\mu = m_d/m_s$;
2. Berekening van de parameter $r_d = \frac{I_d}{m_d L}$, waarin I_d het massatraagheidsmoment is rond het draaipunt, m_d de massa van de demper is en L de afstand is tussen het draaipunt en het zwaartepunt van de massa. Als we de massa beschouwen als puntmassa, r_d=1.
3. Berekening van de optimale frequentieverhouding, rekening houdend met een excitatiekracht met witte ruis [24]

$$\kappa_{opt} = \frac{\sqrt{1 + \mu\left(1 - \frac{1}{2\,r_d}\right)}}{1 + \mu}$$

Verg. 6-6

4. Berekening van optimale dempingsverhouding [24]

$$\xi_{opt} = \sqrt{\frac{\mu + \mu^2\left(1 - \frac{1}{4 \cdot r_d}\right)}{4r_d + 2\mu(4r_d - 1) + 2\mu^2(2r_d - 1)}}$$

Verg. 6-7

5. Berekening van de slingerlengte $L = \frac{g}{(2\pi f_d)^2}$, waarin g de versnelling van de zwaartekracht is $f_d = f_{structure} \times \kappa_{opt}$

6.4.3.4 *Tuned liquid column dempers*

Het afstemmen van TLCD's wordt gebaseerd op een analogie met de parameters van een overeenkomstige TMD. Op basis van dat principe heeft Hochrainer [25] optimale ontwerpparameters afgeleid voor TLCD's.

De watermassaverhouding van de modale gebouwmassa dient in dezelfde orde van grootte gekozen te worden als bij een TMD, dus van 0,01 tot 0,05 [25].

De ontwerpprocedure wordt geïllustreerd voor een TLCD met verticale kolommen ($\beta=\pi/2$) en een constante dwarsdoorsnede ($A_h = A_B$):

1. Bereken de equivalente vloeistofmassaverhouding voor de TMD:

$$\mu^* = \frac{\mu}{\kappa^2 + \mu(\kappa^2 - 1)}$$

Verg. 6-8

waarin μ de eerder gekozen TMD massaverhouding is en κ de geometriecoëfficiënt, bepaald door

$$\kappa = \frac{B + 2H\cos\beta}{L_{eff}}$$

Verg. 6-9

waarin

$$L_{eff} = 2H + \frac{A_H}{A_B}B$$

Verg. 6-10

De waarde van κ moet vast zijn. Aanbevolen wordt om die zo hoog mogelijk te bepalen, maar lager dan 0,8 [26] om niet-lineariteit van de vloeistof tijdens de beweging te voorkomenn.

2. Bereken de optimale TLCD frequentieverhouding:

$$\delta_{opt}^{*} = \frac{\delta_{opt}}{\sqrt{1+\mu^{*}\left(1-\kappa^{2}\right)}} \qquad \text{Verg. 6-11}$$

waarin δ_{opt} de eerder berekende TMD-frequentieverhouding is.

3. De waarden van H en B worden berekend uit de volgende serie vergelijkingen:

$$\begin{cases} B = \dfrac{2g\sin(\beta)}{\left(\delta_{opt}^{*}\omega_{structure}\right)^{2}}\kappa - 2H\cos(\beta) \\ H = \dfrac{B+2H\cos(\beta)}{2\kappa} - \dfrac{A_H}{2A_B}B \end{cases} \qquad \text{Verg. 6-12}$$

Merk op dat aangezien $\beta = \pi / 2$, B rechtstreeks wordt verkregen uit de eerste vergelijking. Ook geldt dat aangezien $A_h / A_b = 1$ en $cos(\beta) = 0$, H kan worden afgeleid uit het tweede vergelijking.

4. Bereken de oppervlakken van de dwarsdoorsnedes A_h en A_b uit de massabeperking:

$$\left(A_b B + A_h 2H\right)\gamma_{liquid} = M_{struct}\mu^{*} \qquad \text{Verg. 6-13}$$

$$A_h = A_b = \frac{M_{struct}\mu^{*}}{(B+2H)\gamma_{liquid}} \qquad \text{Verg. 6-14}$$

De optimale demping van de TLCD dient hetzelfde te zijn als die van de overeenkomstige TMD. De TLCD heeft intrinsieke demping als gevolg van vloeistofturbulentie. Daarnaast kan de demping van de TLCD nog worden bevorderd door het aanbrengen van een regelklep of stuwplaat in de horizontale buis. Er is echter geen specifieke literatuur met informatie betreffende de kwantificering van de TLCD-demping, zodat die altijd moet worden verkregen uit beproevingen op prototypes van een TLCD.

6.4.3.5 Tuned liquid dempers

Voordelen zoals lagere kosten, een aanspreekniveau van bijna nul, eenvoudige afstelling van de natuurlijke frequentie en eenvoudige installatie op bestaande constructies [27] hebben gezorgd voor toenemende belangstelling voor deze apparaten.

De frequentie van een TLD volgt uit de lineaire theorie van Lamb, volgens de formule [26]

$$\omega_{d,lin} = \sqrt{\frac{\pi g}{L}\tanh\left(\frac{\pi h_0}{L}\right)} \qquad \text{Verg. 6-15}$$

Sun et al. [28] hebben een ontwerp voorgesteld voor een TLD op basis van een analogie met een conventionele TMD door experimentele resultaten van tests in tanks op prototypeschaal. Ook hebben experimenten van Yu et al. [29] geresulteerd in niet-lineaire formules voor een equivalente TMD, rekening houdend met het gedrag van de TLD onder uiteenlopende belastingsomstandigheden. In deze formules is rekening gehouden met de eigenschap van TLD's dat bij hoge excitatie de stijfheid toeneemt.

In het niet-lineaire model van stijfheid en demping (NSD) wordt aangenomen dat 100% van de vloeistofmassa effectief is in de demper, onafhankelijk van de amplitude van de excitatie.

Een TLD kan worden afgesteld met de volgende procedure, ontwikkeld uit empirische curvebepalingen van experimentele resultaten, rekening houdend met het niet-lineaire karakter van het apparaat:

1. Neem de gemiddelde of frequente waarde van de amplitude van de dekverplaatsingsresponsie X_s (geschat, na opname van TLD).
2. Bereken de niet-dimensionale excitatieparameter $\Lambda = X_s/L$, waarin L de lengte is van de tank in de richting van de beweging.
3. Bereken dempingscoëfficiënt $\xi = 0{,}5\Lambda^{0{,}35}$
4. Bereken de frequentieverhouding χ tussen de niet-lineaire en de lineaire TLD-frequentie als bepaald door de formule van Lamb:

$$\chi = 1{,}038\Lambda^{0{,}0034} \quad \text{voor } \Lambda \leq 0{,}03 \text{ (zwakke golfbreking)}$$

$$\chi = 1{,}59\Lambda^{0{,}125} \quad \text{voor } \Lambda > 0{,}03 \text{ (sterke golfbreking)}$$

5. Bereken de waterdiepte, met daarin de parameter voor de toename van de stijfheid χ, aangenomen dat de beste afstemming wordt bereikt door de frequentie van de TLD gelijk te maken aan die van de constructie (f_s):

$$h_0 = \frac{L}{\pi}\tanh^{-1}\left(\frac{4\pi L f_s^2}{g\chi^2}\right) \qquad \text{Verg. 6-16}$$

   g – Versnelling van de zwaartekracht (9,81 m/s^2)

6. Kies de breedte van de tank of het aantal tanks in overeenstemming met de benodigde massaverhouding voor demping van de constructie. De watermassaverhouding dient in dezelfde orde van grootte gekozen te worden als bij een TMD, dus van 0,01 tot 0,05.

Voor numerieke analyse kan een equivalente TMD worden gebruikt. Voor zeer kleine dek verplaatsingsamplitudes (minder dan 1 cm) kan de actieve massa m_d, beperkt blijven tot ongeveer 80% van de totale vloeistofmassa [28]. De stijfheid k_d wordt verkregen uit $k_d = (\chi\omega_{d,lin})^2 m_d$. De dempingscoëfficiënt is ξ_d, gelijk aan de TLD.

Samenvattend kan de TLD worden afgestemd door de gemiddelde of frequente waarde te nemen van de amplitude van de bodemverplaatsing die wordt verwacht voor de constructie in gebruik, en van daaruit kunnen de overige parameters (tanklengte en/of waterdiepte) worden afgeleid.

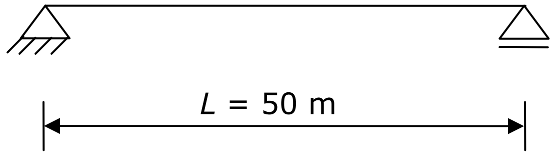
7 Uitgewerkte voorbeelden

7.1 Enkelvoudig opgelegde balk

Verificatie voor omkeerbare functionaliteit wordt afgebeeld voor een voetgangersbrug met een overspanning van 50 m.

De brug heeft de volgende eigenschappen:

Dekbreedte b = 3 m
Overspanningslengte L = 50 m
Massa $m = 2{,}5\times10^3$ kg/m
Stijfheid $EI_{vert} = 2{,}05\times10^7$ kNm^2
$EI_{lat} = 2{,}53\times10^5$ kNm^2
Demping $\xi = 1{,}5$ %



Constructiesysteem

De eigenaar eist een garantie voor gemiddeld comfort voor matig voetgangersverkeer (d = 0,2 P/m^2) en voor zeer intensief verkeer (d = 1,0 P/m^2), dat wordt verwacht bij de opening van de brug. In verticale richting dient minimaal comfort te worden gegarandeerd en interactie tussen voetganger en brug met laterale trillingen dient te worden voorkomen.

Belastingsscenario	Vereist comfort
d = 0,2 P/m^2 $n = 50\times3\times0{,}2 = 30$	$a_{grens,vert} \leq 1{,}0$ m/s^2 $a_{grens,hor} \leq 0{,}1$ m/s^2
d = 1,0 P/m^2 $n = 50\times3\times1{,}0 = 150$	$a_{grens,vert} \leq 2{,}5$ m/s^2 $a_{grens,hor} \leq 0{,}1$ m/s^2

1. Bepaling van de natuurlijke frequenties en modale massa's

$$f_{1,vert} = \frac{1}{2\pi}\frac{9{,}869}{L^2}\sqrt{\frac{EI_{vert}}{m}} = 1{,}8 \text{ Hz} \qquad f_{2,vert} = \frac{1}{2\pi}\frac{39{,}478}{L^2}\sqrt{\frac{EI_{vert}}{m}} = 7{,}2 \text{ Hz}$$

$$f_{1,lat} = \frac{1}{2\pi}\frac{9{,}869}{L^2}\sqrt{\frac{EI_{lat}}{m}} = 0{,}2 \text{ Hz} \qquad f_{2,lat} = \frac{1}{2\pi}\frac{39{,}478}{L^2}\sqrt{\frac{EI_{lat}}{m}} = 0{,}8 \text{ Hz}$$

$M = ½\, m\, L = 62{,}5\times10^3$ kg

2. Bepaling van de karakteristieke maximale versnelling

a. voor d = 0,2 P/m^2

$$a_{max,vert} = k_{a,95\%}\sqrt{\frac{C\,\sigma_F^{\,2}}{M_i^{\,2}}\,k_1\xi^{k_2}} = 0{,}58 \text{ m/s}^2,$$

$$a_{d,vert} = \psi_1 \times a_{max,vert} = 0{,}4 \times 0{,}58 = 0{,}23 \quad < 1{,}0 \text{ m/s}^2 \checkmark$$

waarin $C = 2{,}95$ $\sigma_F^{\,2} = 1{,}2\times10^{-2}\times30 = 0{,}36$ kN^2 $k_{a,95\%} = 3{,}92$

$k_1 = -0{,}07\times1{,}8^2 + 0{,}6\times1{,}8 + 0{,}075 = 0{,}9282$

$k_2 = 0{,}003 \times 1{,}8^2 - 0{,}04 \times 1{,}8 - 1 = -1{,}06228$

$$a_{\max,lat} = k_{a,95\%}\sqrt{\frac{C\,\sigma_F{}^2}{M_i{}^2}\,k_1\xi^{k_2}} = 0{,}087 \text{ m/s}^2 \qquad < 0{,}1 \text{ m/s}^2 \ ✓$$

waarin $C = 6{,}8$ $\sigma_F{}^2 = 2{,}85 \times 10^{-4} \times 30 = 8{,}55 \times 10^{-3}$ kN^2 $k_{a,95\%} = 3{,}77$

$k_1 = -0{,}08 \times 0{,}8^2 + 0{,}5 \times 0{,}8 + 0{,}085 = 0{,}5362$

$k_2 = 0{,}005 \times 0{,}8^2 - 0{,}06 \times 0{,}8 - 1{,}005 = -1{,}0498$

b. voor d = 1,0 P/m^2

$$a_{\max,vert} = k_{a,95\%}\sqrt{\frac{C\,\sigma_F{}^2}{M_i{}^2}\,k_1\xi^{k_2}} = 1{,}05 \text{ m/s}^2$$

$$a_{d,vert} = \psi_1 \times a_{\max,vert} = 0{,}4 \times 1{,}05 = 0{,}42 \qquad < 2{,}5 \text{ m/s}^2 \ ✓$$

waarin $C = 3{,}7$ $\sigma_F{}^2 = 7{,}0 \times 10^{-3} \times 150 = 1{,}05$ kN^2 $k_{a,95\%} = 3{,}80$

$k_1 = -\,0{,}07 \times 1{,}8^2 + 0{,}56 \times 1{,}8 + 0{,}084 = 0{,}8652$

$k_2 = 0{,}004 \times 1{,}8^2 - 0{,}045 \times 1{,}8 - 1 = -1{,}06804$

$$a_{\max,lat} = k_{a,95\%}\sqrt{\frac{C\,\sigma_F{}^2}{M_i{}^2}\,k_1\xi^{k_2}} = 0{,}20 \text{ m/s}^2 > 0{,}1 \text{ m/s}^2$$

Risico van interactie tussen voetganger en constructie!

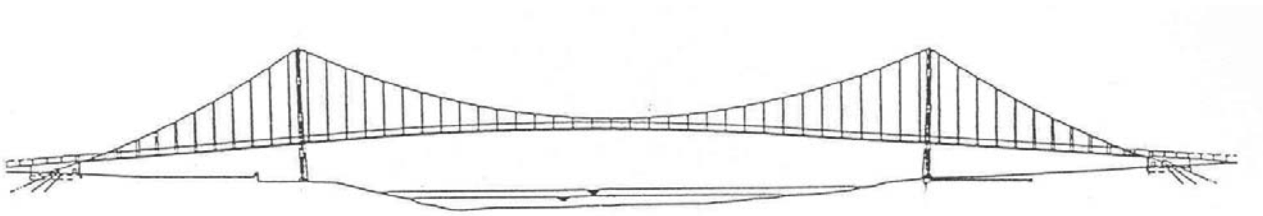
waarin $C = 7{,}9$ $\sigma_F{}^2 = 2{,}85 \times 10^{-4} \times 150 = 4{,}275 \times 10^{-2}$ kN^2 $k_{a,95\%} = 3{,}73$

$k_1 = -0{,}08 \times 0{,}8^2 + 0{,}44 \times 0{,}8 + 0{,}096 = 0{,}4992$

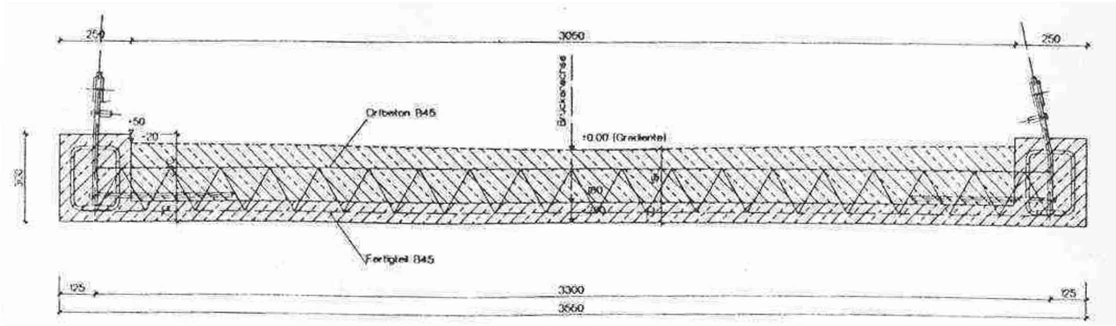
$k_2 = 0{,}007 \times 0{,}8^2 - 0{,}071 \times 0{,}8 - 1 = -1{,}05232$

7.2 Weser River voetgangersbrug in Minden

De voetgangersbrug over de rivier de Weser in het Duitse Minden verbindt het stadscentrum van Minden met een park. De constructie is een hangbrug, gebogen in bovenaanzicht, met een totale lengte van 180 m die hangt aan twee schuin geplaatste buispylonen. Het brugdek is een 3,5 m brede (looppad 3,0 m) gewapend betonplaat en de grootste overspanning is 103 m.



Figuur 7 1: Aanzicht



Figuur 7 2: Dwarsdoorsnede

De volgende tabel geeft de natuurlijke frequenties met het bijbehorende aantal halve golven tot een frequentie van 3,00 Hz en hun omschrijving.

Tabel 7 1: Omschrijving van natuurlijke frequenties

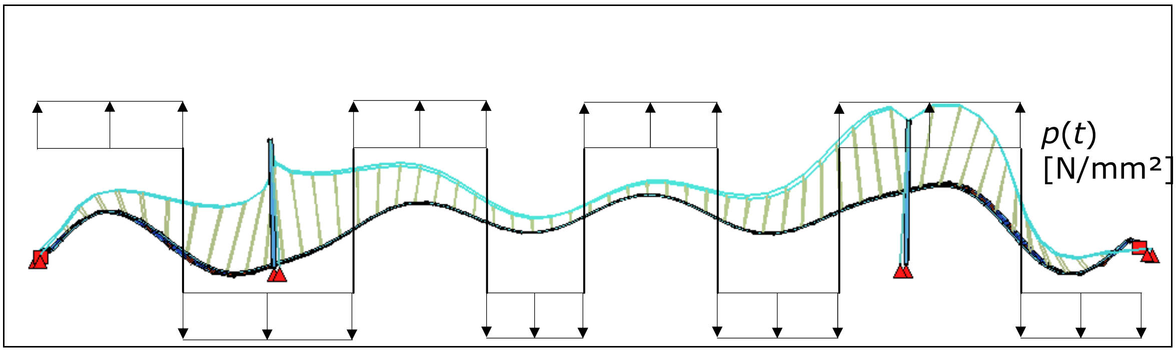
Vorm nr.	Natuurlijke frequentie [Hz]	Aantal halve golven	Omschrijving van trilvorm
1	0,24		Horizontale oscillatielengte
2	0,25	1	Horizontale oscillatie
3	0,40	2	Verticale oscillatie
4	0,41	3	Verticale oscillatie
5	0,61	5	Verticale oscillatie
6	0,61	6	Verticale oscillatie
7	0,75	2	Horizontale / torsie-effecten
8	0,90	4	Verticale oscillatie
9	0,95	7	Verticale oscillatie
10	1,21	5	Verticale oscillatie
11	1,42	8	Verticale oscillatie
12	1,47	9	Verticale oscillatie
13	1,60	3 / 1	Kabel / horizontale oscillatie + torsie-effecten
14	1,63	10	Verticale oscillatie
15	1,73	-	Kabel-oscillatie / horizontale + torsie-effecten
16	1,77	-	Kabel-oscillatie / verticale + torsie-effecten

17	1,82	-	Kabel-oscillatie / verticale + torsie-effecten
18	1,96	11	Kabel / verticale oscillatie
19	2,07	11	Kabel / verticale oscillatie + torsie-effecten
20	2,13	-	Kabel-oscillatie
21	2,27	-	Kabel-oscillatie
22	2,36	12	Kabel / verticale oscillatie
23	2,57	-	Kabel-oscillatie + verticale effecten
24	2,59	-	Kabel-oscillatie
25	2,64	13	Kabel / verticale oscillatie
26	2,73	-	Kabel-oscillatie
27	2,79	-	Kabel-oscillatie
28	2,89	14	Verticale oscillatie
29	2,91	4	Horizontale oscillatie + torsie-effecten
30	2,96	-	Kabel-oscillatie
31	3,15	-	Kabel-oscillatie

Zoals blijkt uit de tabel hierboven zijn er verschillende frequenties met bijbehorende trilvormen in de kritische bandbreedte, wat betekent dat ze vatbaar zijn voor verticale en horizontale excitatie door lopende voetgangers. Voor een dynamische analyse moeten alle kritische frequenties worden onderzocht, maar voor dit voorbeeld wordt alleen de 11^{e} trilvorm met 8 verticale halve golven beschouwd.

De volgende tabel geeft de bekende dynamische eigenschappen van de brug en bijzonderheden over de belaste oppervlakken en de belastingsrichtingen.

Tabel 7 2: Eigenschappen van de voetgangersbrug in Minden samengevat



(overdreven afgebeelde trilvorm)	
Totale lengte	L = 180 m
Dekbreedte	B = 3,0 m
Beschouwde trilvorm	11^e trilvorm
Omschrijving van trilvorm	verticale oscillatie – 8 halve golven
Frequentie	f = 1,42 Hz
Belast oppervlak	$S = L \times B$ = 540 m²
Modale massa	$m^*(f)$ = 80,5 t
Dempingseigenschap (log. decrement)	δ = 0,085

Volgens deze aanbeveling evenals de onlangs uitgegeven richtlijnen SETRA/AFGC Footbridge Design Guidelines [9] dient het belaste oppervlak S van het hele brugdek te worden beschouwd met een op en neer bewegende last volgens de onderzochte richtingen van de trilvorm.

De verschillende belastingsrichtingen simuleren een faseverschuiving van 180° of π voor de voetgangers die over de brug lopen. Dit kan worden geïnterpreteerd als volledige synchronisatie tussen elke individuele voetganger en de buik van de trilvorm (richting), die hij bereikt of waar hij net op loopt.

De ontwerpsituatie wordt bepaald door de combinatie van een verkeersklasse en comfortklasse. Hoewel dit voorbeeld beperkt blijft tot één ontwerpsituatie, moeten in het algemeen verschillende ontwerpsituaties worden beschouwd. Aangezien de voetgangersbrug het stadscentrum van Minden verbindt met een recreatiegebied in een park, wordt gekozen voor verkeersklasse TC2, licht verkeer met 0,2 P/m² (volgens hoofdstuk 0) in combinatie met comfortklasse CL1, maximaal comfort, met amplitudes minder dan a = 0,5 [m/s².

Tabel 7 3: Omschrijving van het ontwerpscenario

Ontwerpsituatie	Gekozen verkeersklasse	Gekozen comfortklasse
1^e combinatie	TC 2: Licht verkeer	CL 1: Maximaal comfort

Voor een dynamische analyse moeten meer ontwerpsituaties worden beschouwd, bijvoorbeeld een met een zeldzaam voorkomende hogere verkeersdichtheid waarvoor in zo'n bijzonder geval lagere eisen aan het comfort kunnen worden gesteld.

Het belastingsmodel voor een stroom voetgangers volgens deze richtlijnen en de SETRA/AFGC Footbridge Guidelines worden toegepast op de voetgangersbrug in Minden en de dynamische responsie wordt berekend. Het belastingsmodel voor een voetgangersstroom volgens de richtlijnen geeft een verdeelde oppervlaktebelasting $p(t)$, die moet worden aangebracht op de brugconstructie afhankelijk van de trilvorm zoals eerder beschreven. De harmonisch oscillerende oppervlaktebelasting $p(t)$ voor excitatie volgt uit de onderstaande vergelijking .

$$F(t) = P\cos(2\pi ft) = 280\cos(2\pi \times 1{,}42t) \quad [\mathrm{N}]$$ Verg. 7 1

$$n = S \times d = 108 \quad \text{with} \quad d = 0{,}2 \ \mathrm{P}/\mathrm{m^2}$$ Verg. 7 2

$$n' = \frac{10{,}8\sqrt{\xi \times n}}{S} = 0{,}024 \ 1/\mathrm{m^2} \quad \text{with} \quad \xi = \delta/2\pi$$ Verg. 7 3

$$p(t) = F(t)n'\psi \quad \text{with} \quad \psi = 0{,}7$$ Verg. 7 4

$$p(t) = 280\cos(2\pi \times 1{,}42t) \times 0{,}024 \times 0{,}7$$

$$p(t) = 4{,}74\cos(8{,}92t) \quad [\mathrm{N/m^2}]$$

Dit leidt tot een maximale versnelling a_{max} met behulp van de FE-methode.

$$a_{max} = 0{,}38 \leq a_{CL1} = 0{,}50 \ [\mathrm{m/s^2}]$$ Verg. 7 5

Bij de gekozen grenswaarde voor de versnelling volgens comfortklasse 1 – Maximaal Comfort waarin $a \leq 0{,}50$ m/s² volgt uit de dynamische analyse dat aan de vastgestelde comforteisen wordt voldaan en dat de functionaliteit voor oscillatie voor dit voorbeeld wordt bevestigd.

Verificatie volgens het spectraal belastingsmodel voor stromen

Nu wordt de maximale versnelling a_{max} berekend volgens het spectrale belastingsmodel voor voetgangersstromen voor de gekozen ontwerpsituatie. Opgemerkt dient te worden dat de versnelling die wordt berekend met de spectrale belastingsmethode een karakteristieke waarde is in overeenstemming met de ontwerppraktijk van de Eurocode.

$$a_{max} = \psi \, k_{a,95\%}\sqrt{\frac{C\,\sigma_F^{\,2}}{m*_i^{\,2}} k_1 \xi^{k_2}} \quad \text{with} \quad \psi = 0{,}7$$ Verg. 7 6

$$a_{max} = 0{,}54 \approx a_{CC1} = 0{,}50 \ [\mathrm{m/s^2}]$$ Verg. 7 7

waarin

C = 2,95

$\sigma_F^{\,2}$ = $1{,}2\times10^{-2}\times108 = 1{,}30$ kN^2

$k_{a,95\%}$ = 3,92

k_1 = $-0{,}07\times1{,}42^2 + 0{,}6\times1{,}42 + 0{,}075 = 0{,}7859$

k_2 = $0{,}003\times1{,}42^2 - 0{,}04\times1{,}42 - 1 = -1{,}0508$

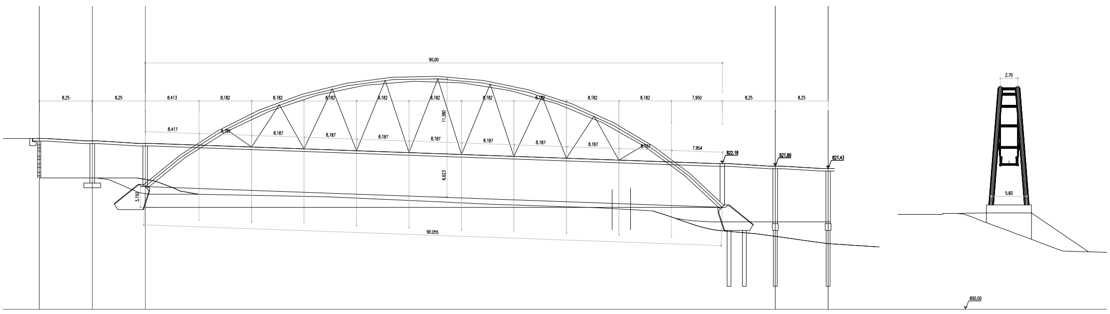
ξ = $0{,}085 / (2\times\pi)$

M = m^* = 80 500 kg

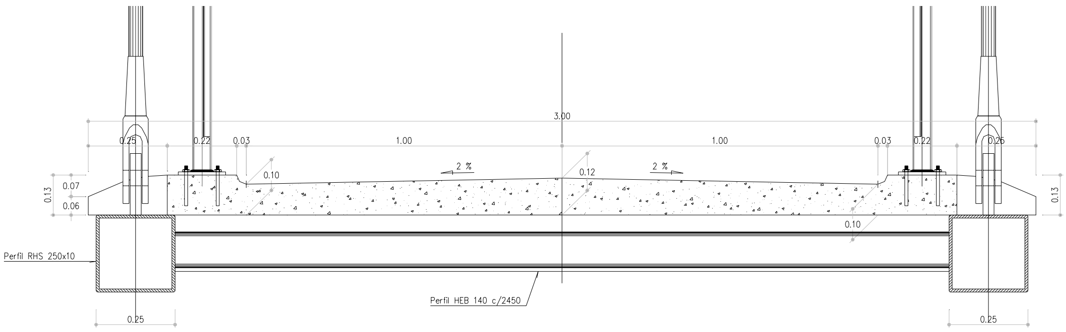
De berekende maximale versnelling is iets hoger dan het resultaat van de FE-analyse. Beide berekende versnellingen voldoen aan de eisen van de comfortklasse voor maximaal comfort.

7.3 Guarda voetgangersbrug in Portugal

De Guarda voetgangersbrug () vormt een oversteekplaats voor voetgangers over een van de toegangswegen van de stad Guarda in Portugal, en hij verbindt een stedelijk gebied waarin ook een school staat met het spoorwegstation. De voetgangersbrug bestaat uit twee centrale bogen, scharnierend bij de opleggingen, met een overspanning van 90 m en een hoogte van 18 m, waaraan het stalen brugdek is opgehangen met schuine kabels. Het brugdek heeft een totale lengte van 123 m en is ook opgelegd op drie pijlers bij elk uiteinde die verticale en laterale bewegingen voorkomen. Het bestaat uit een stalen vakwerk met twee balken in de langsrichting op een afstand van 2,70 m die elke 4 m met elkaar verbonden zijn door middel van dwarsbalken. Deze constructie is verbonden met een betonplaat die is samengesteld uit geprefabriceerde platen met een breedte van 3 m (looppad 2,0 m) ().



Figuur 7 3: Zijaanzicht voetgangersbrug Guarda



Figuur 7 4: Dwarsdoorsnede voetgangersbrug Guarda

geeft een overzicht van de eerste vijf natuurlijke frequenties van de constructie die zijn berekend na het bijwerken van het numerieke model op basis van dynamische beproevingen die zijn uitgevoerd na voltooiing van de bouw. De kenmerken van de trilvormen en de waarden van de gemeten dempingsverhoudingen zijn ook aangegeven in deze tabel.

Tabel 7 4: Natuurlijke frequenties en kenmerken van de trilvormen

Vorm nr.	Natuurlijke frequentie [Hz]	Gemeten ξ [%]	Kenmerken van trilvorm
1	0,63	2,2	1^{e} lateraal

2	1,24	1,7	2e lateraal
3	1,41	1,4	3e lateraal
4	2,33	0,8	1e verticaal
5	3,60	0,4	2e verticaal

Op basis van de kritische frequentiebereiken volgens deze richtlijnen voor de laterale en verticale trillingsrichtingen, wordt geconcludeerd dat de eerste twee laterale trilvormen kritisch zijn voor horizontale excitatie door voetgangers, terwijl voor de verticale richting alleen vorm 4 kritisch is. Vorm 5 kan interessant zijn voor het onderzoeken van mogelijke effecten van de 2e harmonische van verticale belastingen door voetgangers. Voor het huidige voorbeeld worden alleen de eerste laterale en de eerste verticale vorm onderzocht en de bijbehorende kenmerken die zijn gebruikt voor het ontwerp zijn samengevat in .

Tabel 7 5: Kenmerken van de onderzochte trilvormen

Aantal	Vorm 1	Vorm 4
Natuurlijke frequentie, f [Hz]	0,63	2,33
Belast oppervlak [m^2]	$S = L \times B = 123 \times 2 = 246$	
Modale massa, m^*	82,5 t	130,7 t
Totale massa	232,2 t	
Dempingsverhouding, ξ [%]	0,6	0,6

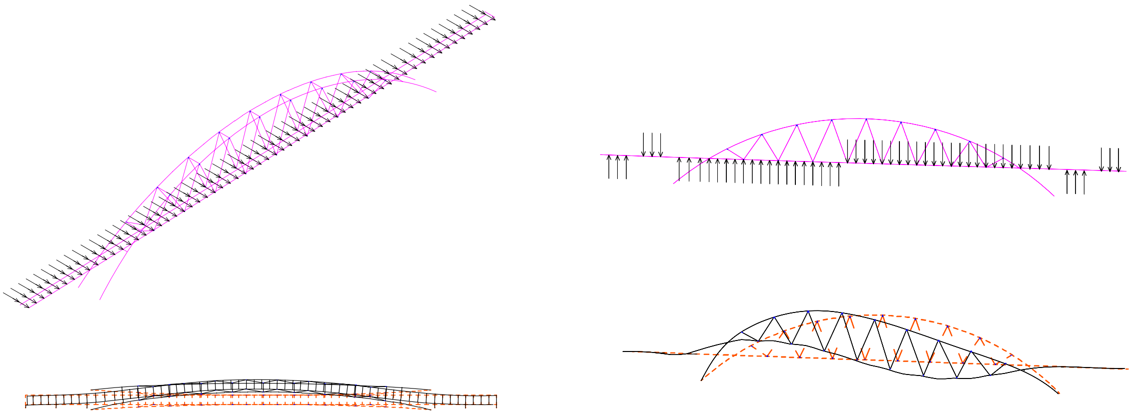
Hoewel de voetgangersbrug geen zeer belangrijke delen van de stad met elkaar verbindt, dienen gezien de ligging vlakbij een school verschillende scenario's te worden onderzocht. Voor het huidige voorbeeld worden slechts twee ontwerpsituaties geanalyseerd, overeenkomend met: 1- de ingebruikneming van de voetgangersbrug, met verkeersklasse TC4 (d = 1,0 P/m^2) en een minimale comfortklasse (maximale verticale versnellingen van 1-2,5 m/s^2 en laterale versnellingen van 0,3-0,8 m/s^2); 2- forenzenverkeer(TC2, d = 0,2 P/m^2) en gemiddelde comfortklasse (maximale verticale versnellingen van 0,5-1 m/s^2 en laterale versnellingen van 0,1-0,3 m/s^2). Hoewel de gemeten dempingsverhoudingen na de bouw van de voetgangersbrug (weergegeven in Tabel 7.4) hoger zijn, is in de ontwerpfase uitgegaan van een waarde van 0,6%.

Vervolgens worden de harmonische belastingsmodellen voor voetgangersstromen bepaald in overeenstemming met de richtlijnen en gesystematiseerd in voor de twee ontwerpsituaties. Opgemerkt dient te worden dat voor ontwerpsituatie 1 de toegevoegde massa behorend bij voetgangers 7,6% vertegenwoordigt van de totale brugmassa, zodat de natuurlijke frequenties van de voetgangersbrug moeten worden herberekend met de voetgangersbrug onder belasting. Ter wille van de eenvoud is dat niet gedaan in het huidige voorbeeld.

Tabel 7.6: Harmonische belastingsmodellen voor voetgangersstromen

	n ($S \times d$)	n'	Ψ (M 1)	Ψ (M 4)	$p_h(t)$ [N/m^2] (M 1)	$p_v(t)$ [N/m^2] (M 4)
Ontwerpsituatie 1	246	0,118	1	0,54	4,13cos(2π×0,63t)	17,84cos(2π×2,33t)
Ontwerpsituatie 2	49,2	0,0239	1	0,54	0,835cos(2π×0,63t)	3,61cos(2π×2,33t)

De signalen van de belastingen worden vastgesteld in overeenstemming met de modale componenten als weergegeven in .



Vorm 1: f = 0,63 Hz   Vorm 4: f = 2,33 Hz

Figuur 7 5: Schematische weergave van harmonische belastingen en trilvorm

geeft een overzicht van de maximale waarden van de responsies, uitgedrukt in versnellingen, verkregen op basis van het ontwikkelde FE-model, vergeleken met het bereik van de versnellingen dat acceptabel is voor het aangegeven comfortniveau. Opgemerkt wordt dat het comfort onder alle omstandigheden is verzekerd. De laterale versnelling van 0,67 m/s^2 is echter aanzienlijk hoger dan de grenswaarden van 0,15 m/s^2 waarbij volgens deze richtlijnen synchronisatie ontstaat. Bovendien levert toepassing van de Millennium Bridge formule (zie paragraaf 4.6) voor het bepalen van het aantal voetgangers n_L voor het opwekken van synchronisatie een waarde van

$$N_L = \frac{8\pi\xi m * f}{k} = \frac{8 \times \pi \times 0{,}6 \times 10^{-2} \times 82{,}5 \times 10^{3} \times 0{,}63}{300} = 26{,}1 \text{ P} \qquad \text{Verg. 7 8}$$

Deze 26,1 voetgangers zijn verdeeld over een equivalente lengte van 84 m, wat betekent dat synchronisatie optreedt bij een voetgangersdichtheid van 0,16 P/m^2, wat significant lager is dan de aangenomen 1 P/m^2 op de dag van ingebruikneming.

Vanwege dit feit is in de ontwerpfase uitgegaan van een TMD voor het beperken van trillingen, waarmee minimaal 4% extra demping wordt toegevoegd, wat betekende dat het brugdek moest worden versterkt om dit apparaat in het midden van de overspanning te kunnen aanbrengen. In de praktijk is een dempingsverhouding van 2,2 % gemeten na de bouw, wat een verhoging betekende van de waarde voor synchronisatie tot een voetgangersdichtheid van

0,6 P/m^2 en de ontwerper heeft besloten om voor deze trilvorm geen TMD aan te brengen.

Tabel 7 6: Responsie van de constructie op harmonisch belastingsmodels

Maximale versnelling [m/s^2]	Vorm 1 (lateraal)	Vorm 4 (verticaal)	Acceptabel bereik (lateraal) [m/s^2]	Acceptabel bereik (verticaal) [m/s^2]
Ontwerpsituatie 1	0,67	1,11	0,30-0,80	1,0-2,5
Ontwerpsituatie 2	0,13	0,22	0,10-0,30	0,5-1,0

8 Referentiess

[1] BS5400, Part 2, Appendix C, *Vibration Serviceability Requirements for Foot and Cycle Track Bridges*. British Standards Institution, 1978

[2] DIN-Fachbericht 102, *Betonbrücken*. Deutsches Institut für Normung, 2003.

[3] ENV 1995-2, *Eurocode 5 - Design of timber structures – bridges*. European Committee for Standardization, 1997.

[4] *Guidelines for the design of footbridges*. fib bulletin 32, November 2005.

[5] EN 1990, *Eurocode 0 – Basis of structural design*. European Committee for Standardization, 2002.

[6] Charles, P.; Bui, V., *Transversal dynamic actions of pedestrians & Synchronisation*. Proceedings of Footbridge 2005 – 2nd International Conference, Venice 2005

[7] Schneider, M., *Ein Beitrag zu fußgängerinduzierten Brückenschwingungen*, Dissertation. Technische Universität München, 1991

[8] Maia, N. et al., *Theoretical and Experimental Modal Analysis*. Research Studies Press, UK, 1997.

[9] SETRA/AFGC, *Passerelles piétonnes – Evaluation du comportement vibratoire sous l'action des piétons (Footbridges – Assessment of dynamic behaviour under the action of pedestrians)*, Guidelines. Sétra, March 2006.

[10] Bachmann, H. and W. Ammann, *Vibrations in Structures Induced by Man and Machines*. IABSE Structural Engineering Documents, 1987. No. 3e.

[11] EN 1991-2, *Eurocode 1– Actions on structures, Part 2: Traffic loads on bridges*. European Committee for Standardization, 2002.

[12] EN 1995-2, *Eurocode 5– Design of timber structures, Part 2: Bridges*. European Committee for Standardization, 2003.

[13] Butz, C. et al., *Advanced load models for synchronous pedestrian excitation and optimised design guidelines for steel foot bridges (SYNPEX)*, Project RFS-CR-03019, Final Report. RFCS, 2007.

[14] EN 1998-2, *Eurocode 8– Design of structures for earthquake resistance, Part 2: Bridges*. European Committee for Standardization, 2003.

[15] Nakamura, S. and Y. Fujino, *Lateral vibration on a pedestrian cable-stayed bridge.* IABSE, Structural Engineering International, 2002.

[16] Dallard, P., et al., *The London Millennium footbridge.* The Structural Engineer, 2001. 79/No 22.

[17] Caetano, E., Cunha, A. and Moutinho, C., *Implementation of passive devices for vibration control at Coimbra footbridge*. EVACES 2007, Porto, 2007.

[18] Collette, F.S., *Tuned Mass Dampers for a suspended structure of footbridges and meeting boxes.* Footbridge 2002, Paris, 2002.

[19] Hatanaka, A. and Y. Kwon, *Retrofit of footbridge for pedestrian induced vibration using compact tuned mass damper.* Footbridge 2002, Paris, 2002.

[20] Breukleman, B., et al., *Footbridge damping systems: a case study.* Footbridge 2002, Paris, 2002.

[21] Seiler, C., O. Fischer, and P. Huber, *Semi-active MR dampers in TMD's for vibration control of footbridges, Part 2: numerical analysis and practical realisation.* Footbridge 2002, Paris, 2002.

[22] Den Hartog, J.P., *Mechanical Vibrations.* McGraw Hill, New York, 1940.

[23] Moutinho, C.M., *Controlo passivo e activo de vibrações em pontes de peões*, MSc. Thesis. 1998, Universidade do Porto: Porto.

[24] Geres, R.R. and B.J. Vicjery, *Optimum Design of Pendulum-Type Tuned Mass Dampers.* The Structural Design of Tall and Special Buildings, 2005(14): p. 353-368.

[25] Reiterer, M. and F. Ziegler, *Combined seismic activation of a SDOF-building with a passive TLCD attached*. 13th WCEE, Canada, 2004.

[26] Lamb, H., *Hydrodynamics.* The University Press, Cambridge, England, 1932.

[27] Fujino, Y. and L.M. Sun, *Vibration control by multiple tuned liquid dampers (MTLDs).* Journal of Structural Engineering, 1992. 119(12): p. 3482-3502.

[28] Sun, L.M., et al., *The properties of tuned liquid dampers using a TMD analogy.* Earthquake engineering and structural dynamics, 1995. 24: p. 967-976.

[29] Yu, J.-K., T. Wakahara, and D. Reed, *A non-linear numerical model of the tuned liquid damper.* Earthquake engineering and structural dynamics, 1999. 28: p. 671-686.

[30] Statistisches Bundesamt: http://www.destatis.de/basis/d/gesu/gesutab8.php, Mikrozensus 2004

[31] Živanović, S. et al., *Vibration serviceability of footbridges under human-induced excitation: a literature review*. Journal of Sound and Vibration 279 (2005), pp. 1-79

[32] SETRA/AFGC, *Comportement Dynamique des Passerelles Piétonnes (Dynamic behaviour of footbridges)*, Guide (Draft). December 2004.

[33] Peeters B., *System Identification and Damage Detection in Civil Engineering*, Ph.D. Thesis. Katholieke Universiteit Leuven, 2000.

[34] Brincker R., Zhang L. and Andersen P., *Modal identification from ambient responses using frequency domain decomposition*, Procceedings of IMAC-XVIII, International Modal Analysis Conference, pp.625-630, San Antonio, Texas, USA, 2000.

[35] Van Overschee P., De Moor B., *Subspace Identification for Linear Systems: Theory-Implementation-Applications*. Kluwer Academic Publishers, Dordrecht, The Netherlands, 1996.

[36] Fujino Y., Pacheco B., Nakamura S. and Warnitchai P., *Synchronization of Human Walking Observed during Lateral Vibration of a Congested Pedestrian Bridge.* Earthqauke Engineering and Structural Dynamics, Vol.22, pp.741-758, 1993.

[37] http://www.bwk.kuleuven.ac.be/bwm/macec/index.html

[38] http://www.svibs.com/

9 Bijlage: Aanvullende belastingsmodellen

9.1 Belastingsmodel voor een individuele voetganger

De driedimensionale dynamische krachten veroorzaakt door één voetganger worden opgewekt door de beweging van de lichaamsmassa en het neerzetten, rollen en afzetten van de voeten. De krachten worden aangeduid als menselijke grondreactiekrachten. Als ze ontstaan door lopen, vormen ze een vrijwel periodieke excitatie.

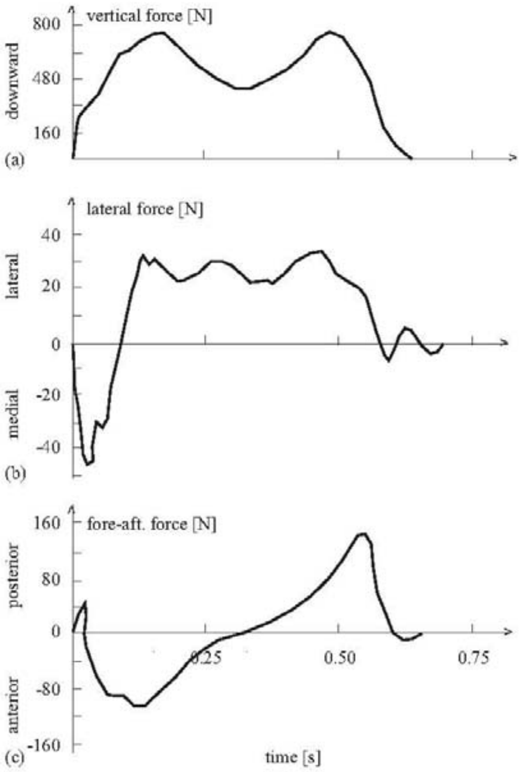
Mensen lopen met overeenkomstige stapfrequenties doordat ze een overeenkomstige fysiologische menselijke bouw hebben. De stapfrequenties worden echter beïnvloed door het doel van de beweging en de verkeersintensiteit. Stapfrequenties van 1,25 tot 2,3 Hz hebben de hoogste waarschijnlijkheid van voorkomen.

Aangezien tijdens het lopen één voet altijd in contact is met de grond, verdwijnt de belasting op geen enkel moment volledig zoals in het geval van hardlopen. De menselijke grondreactiekrachten van beide voeten overlappen en vormen een periodieke belasting die beweegt in tijd en ruimte.

De waarden van de verticale en longitudinale krachten hangen voornamelijk af van de stapfrequentie en het lichaamsgewicht van de persoon. Hun periodiciteit hangt af van de stapfrequentie. De laterale component wordt veroorzaakt door de beweging van het zwaartepunt van de ene voet naar de andere. De oscillerende beweging van het zwaartepunt introduceert een dynamische kracht met de helft van de loopfrequentie.

Het lopen veroorzaakt een vlindervormige verticale kracht met twee overheersende krachtmaxima. De eerste wordt veroorzaakt door puls van de hiel op de grond, terwijl de tweede wordt veroorzaakt door het afzetten. De maxima stijgen met toenemende stapfrequentie (zie a)). De horizontale krachtcomponenten in longitudinale en laterale richting zijn veel kleiner dan de verticale component . De longitudinale kracht (x-richting) karakteriseert de vertragende en duwende loopfase (cf. c)). De laterale kracht (y-richting) wordt veroorzaakt door het lateraal oscilleren van het lichaam. Dit vertoont een grote spreiding aangezien het wordt beïnvloed door bijvoorbeeld het soort schoenen, de buitenwaartse hoek van de voet, de houding van het bovenste deel van het lichaam, het draaien van de armen, de stand van de benen (bv. O- of X-benen), de manier waarop de grond wordt geraakt. In tegenstelling tot de verticale en longitudinale krachten is de laterale kracht periodiek met de helft van de loopfrequentie (zie b)).

Tijddomeinmodellen zijn het meest algemeen voor lopen en rennen. Ze zijn gebaseerd op de aanname dat beide voeten van een mens precies dezelfde kracht produceren. Daardoor is de resulterende kracht periodiek en kan worden weergegeven door een Fourierreeks (zie).



$$F_{p,\mathrm{vert}}(t) = P\left[1 + \sum_{i=1}^{n} a_{i,\mathrm{vert}} \sin(2\pi\, i\, f_s\, t - \varphi_i)\right]$$

Verg. 9-1

$$F_{p,\mathrm{lat}}(t) = P\sum_{i=1}^{n} a_{i,\mathrm{lat}} \sin(\pi\, i\, f_s\, t - \varphi_i)$$

Verg. 9-2

$$F_{p,\mathrm{long}}(t) = P\sum_{i=1}^{n} a_{i,\mathrm{long}} \sin(2\pi\, i\, f_s\, t - \varphi_i)$$

Verg. 9-3

Figuur 9 1: Algemene vormen van loopkracht

waarin $F_{p,\mathrm{vert}}$ verticale periodieke kracht als gevolg van lopen of rennen

$F_{p,\mathrm{lat}}$ laterale periodieke kracht als gevolg van lopen of rennen

$F_{p,\mathrm{long}}$ longitudinale periodieke kracht als gevolg van lopen of rennen

P [n] gewicht van de voetganger

$a_{i,\mathrm{vert}}$, $a_{i,\mathrm{lat}}$, $a_{i,\mathrm{long}}$ Fouriercoëfficiënt van de i^{de} harmonischen voor verticale, laterale en longitudinale krachten, dat is de dynamische belastingsfactor (DLF)

f_s [Hz] stapfrequentie

φ_i faseverschuiving van de i^{de} harmonische

n totaal aantal bijdragende harmonischen

De periodieke kracht is niet stationair. Hij beweegt met een constante snelheid over de brug. In het SYNPEX-project wordt de verhouding tussen stapfrequentie en de loopsnelheid gevonden door metingen voor een stapfrequentiebereik van 1,3 tot 1,8 Hz:

$$v_s = 1{,}271 f_s - 1 \qquad \text{Verg. 9-4}$$

In veel voorschriften (bv. EN 1995 [12]) wordt het lichaamsgewicht P gegeven als 700 N of 800 N. De gemiddelde massa van het lichaam in de Duitse volkstelling van 2004 wordt bepaald op 74,4 kg[30].

Fouriercoëfficiënten en dynamische belastingsfactoren zijn door diverse auteurs bepaald [31]. Aangezien menselijke grondreactiekrachten worden beïnvloed door een verscheidenheid aan factoren (bv. loopsnelheid, individuele fysieke lichaamskenmerken, soort schoenen), is er spreiding in de gemeten belastingsfactoren. geeft een overzicht van Fouriercoëfficiënten en fasehoeken van bepaalde auteurs.

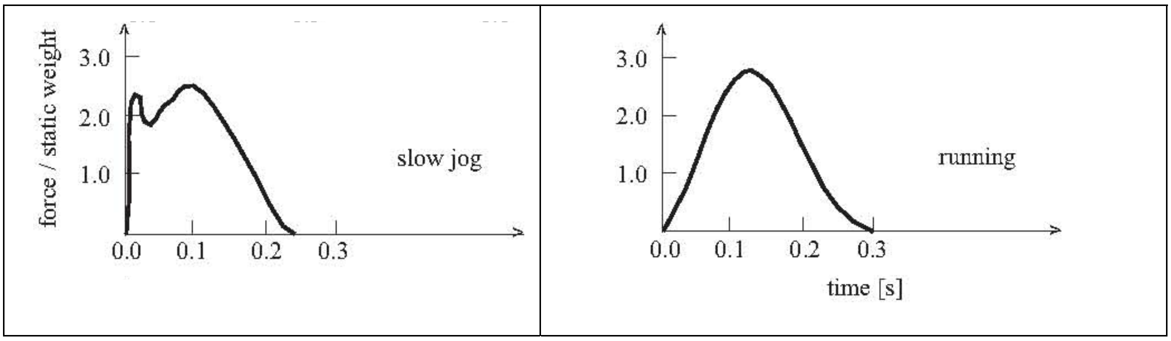
Tabel 9 1: Fouriercoëfficiënten van verschillende auteurs voor lopen en rennen

Auteur(s)	Fouriercoëfficiënten / fasehoeken	Commentaar	Soort activiteit en belastingsrichting
Blanchard et al.	$\alpha_1 = 0{,}257$		Lopen – verticaal
Bachmann & Ammann	$\alpha_1 = 0{,}4 - 0{,}5$; $\alpha_2 = \alpha_3 = 0{,}1$	voor f_p = 2,0 - 2,4 Hz	Lopen – verticaal
Schulze	$\alpha_1 = 0{,}37$; $\alpha_2 = 0{,}10$; $\alpha_3 = 0{,}12$; $\alpha_4 = 0{,}04$; $\alpha_5 = 0{,}015$	voor f_p = 2,0 Hz	Lopen – verticaal
Bachmann et al.	$\alpha_1 = 0{,}4/0{,}5$; $\alpha_2 = \alpha_3 = 0{,}1$ $\alpha_1 = \alpha_2 = \alpha_3 = 0{,}1$ $\alpha_{1/2} = 0{,}1$; $\alpha_1 = 0{,}2$; $\alpha_2 = 0{,}1$ $\alpha_1 = 1{,}6$; $\alpha_2 = 0{,}7$; $\alpha_3 = 0{,}3$ $\varphi_2 = \varphi_3 = \pi/2$	f_p = 2,0/2,4 Hz f_p = 2,0 Hz f_p = 2,0 Hz f_p = 2,0 – 3,0 Hz	Lopen – verticaal Lopen – lateraal Lopen – longitudinaal Rennen – verticaal Lopen – verticaal & lateraal
Kerr	α_1, $\alpha_2 = 0{,}07$; $\alpha_3 = 0{,}2$	α_1 is frequentieafhankelijk	Lopen – verticaal
Young	$\alpha_1 = 0{,}37\,(f_p - 0{,}95) \leq 0{,}5$ $\alpha_2 = 0{,}054 + 0{,}0088\,f_p$ $\alpha_3 = 0{,}026 + 0{,}015\,f_p$ $\alpha_4 = 0{,}01 + 0{,}0204\,f_p$	Gemiddelde waarden voor Fouriercoëfficiënten	Lopen – verticaal
Charles & Hoorpah	$\alpha_1 = 0{,}4$ $\alpha_1 = 0{,}05$ $\alpha_1 = 0{,}2$		Lopen – verticaal Lopen – lateraal Lopen – longitudinaal
EC5, DIN1074	$\alpha_1 = 0{,}4$; $\alpha_2 = 0{,}2$ $\alpha_1 = \alpha_2 = 0{,}1$ $\alpha_1 = 1{,}2$		Lopen – verticaal Lopen – lateraal Joggen – verticaal

Synpex bevindingen	a_1 = 0,0115f_s^2 + 0,2803 f_s – 0,2902 φ_1 = 0 a_2 = 0,0669f_s^2 + 0,1067 f_s – 0,0417 φ_2 = -99,76f_s^2 + 478,92 f_s – 387,8 [°] a_3 = 0,0247 f_s^2 + 0,1149 f_s – 0,1518 Als f_s < 2,0 Hz φ_3 = -150,88 f_s^3 + 819,65 f_s^2 – 1431,35 f_s + 811,93 [°] Als f_s >= 2,0 Hz φ_3 = 813,12 f_s^3 – 5357,6 f_s^2 + 11726 f_s – 8505,9 [°] a_4 = -0,0039 f_s^2 + 0,0285 f_s – 0,0082 φ_4 = 34,19 f_s – 65,14 [°]	Fouriercoëfficiënten en fasehoeken van een stap-voor-stap belastingsmodel dat de gemiddelde menselijke grondreactiekrachten weergeeft	Lopen – verticaal

9.2 Belastingsmodel voor joggers

De menselijke grondreactiekrachten als gevolg van rennen worden gekenmerkt door een zwevende fase waarin er geen voet contact heeft met de grond. Het grondcontact wordt onderbroken en dus is de kracht nul. In vergelijking met lopen zijn de krachten als gevolg van rennen sterker afhankelijk van de individuele manier van rennen en het soort schoenen. De verticale belastingscurve heeft een enkele piek en wordt gekenmerkt door een steile toename en afname (zie).



Figuur 9 2: Type verticale krachtpatronen voor rustig joggen en rennen [1]

Het voorgestelde belastingsmodel is een enkele belasting $P(t,v)$ die over de brug beweegt met een bepaalde snelheid v van de joggers. Om die reden is dit belastingsmodel erg moeilijk toe te passen met de huidige commerciële structurele analyseprogramma's en kan alleen worden gemodelleerd met gespecialiseerde programmatuur (bv. ANSYS, DYNACS).

De enkele belasting $P(t,v)$ wordt berekend als:

$$P(t,v) = P \times \cos(2\pi ft) \times n' \times \psi \qquad \text{Verg. 9-5}$$

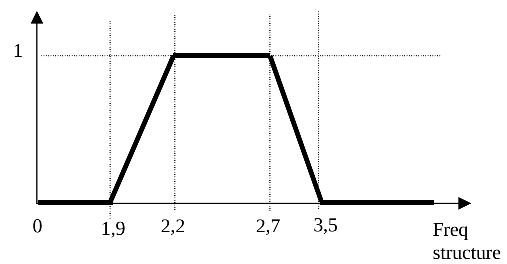
waarin $P \times \cos(2\pi ft)$ de harmonische belasting is die wordt veroorzaakt door een enkele voetganger,

- P de krachtcomponent is als gevolg van een enkele voetganger die loopt met stapfrequentie f
- f de beschouwde natuurlijke frequentie is,
- n' het equivalente aantal voetgangers is op het belaste oppervlak S,
- S de oppervlakte is van het belaste oppervlak,
- ψ de reductiecoëfficiënt is voor de waarschijnlijkheid dat de voetstapfrequentie in de buurt komt van de beschouwde natuurlijke frequentie. Deze coëfficiënt verschilt voor elk van de hierna gegeven belastingsmodellen.

De maximale kracht P van een enkele voetganger, het equivalente aantal voetgangers n' en de reductiecoëfficiënt ψ zijn vermeld in .

Tabel 9 2: Parameters voor joggers [32]

***P* [N]**			***n′* = *n* [ ]**
Verticaal	**Longitudinaal**	**Lateraal**	
1250	—	—	
Verticale reductiecoëfficiënt *ψ*			



Volgens [32] kan worden gesteld dat de groep van n joggers volmaakt gesynchroniseerd is in frequentie en fase met de natuurlijke frequentie van de voetgangersbrug. De joggers bewegen met een snelheid van 3 m/s over de brug. In veel gevallen lijkt het echter voldoende om de belasting $P(t,v=0)$ te plaatsen op de maximale verplaatsingamplitude van de trilvorm.

Het schijnt dat er geen metingen zijn uitgevoerd voor de horizontale component tijdens het rennen, noch voor de longitudinale of de laterale component. Desalniettemin is het redelijk te veronderstellen dat de laterale component een relatief kleine amplitude vertegenwoordigt vergeleken met verticale, terwijl de longitudinale component belangrijker is.

N.B.: In de SETRA/AFGC -richtlijnen. [8] is dit belastingsgeval verdwenen als niet relevant.

9.3 Moedwillige excitatie door kleine groepen

Het kan gebeuren dat mensen proberen de brug in resonante beweging te brengen door synchroon te springen, te schommelen, horizontaal met lichaam te zwaaien in combinatie met het met de hand schudden van de brugleuningen en de kabels. Bij een licht gedempte, lichtgewicht voetgangersbrug is excitatie mogelijk tot grote amplitudes die de sterkte van de constructie kunnen aantasten.

Terwijl de pulskracht van een enkele persoon door springen groter is dan de kracht van een enkele persoon door schommelen, is bij springen in de synchronisatie met de trilling van de brug veel geringer. Bij schommelen blijft de persoon steeds in contact met de brug en kan hij de beweging van zijn lichaam synchroniseren met de trilling. Zelfs als verschillende personen moedwillig proberen excitatie in de brug op te wekken door te springen, is het erg moeilijk voor hen om in fasen met elkaar te springen. Hier is schommelen veel effectiever. Elkaar een arm geven of een ritme aangeven kan de synchronisatie en dus de excitatiekracht aanzienlijk versterken. Toch verhoudt het resultaat zich niet lineair tot het aantal betrokken personen omdat bij verschillende tests gebleken is dat de synchronisatie afneemt bij een toenemend aantal personen.

Het is belangrijk om op te merken dat moedwillige excitatie meer een ‘toevallige uiterste grenstoestand’ dan een vermoeiingsprobleem’ of een ‘comfortprobleem’. Constructies vertonen een toenemende demping bij toenemende trillingsamplitude en mensen verliezen hun concentratie en kracht om de brug in beweging te brengen gedurende de langere periode die nodig is om de vermoeidheidssterkte van de constructiematerialen aan te tasten. Moedwillige excitatie stopt als de amplitude gedurende enige tijd niet verder stijgt of als de personen geen kracht meer hebben om de brug in beweging brengen.