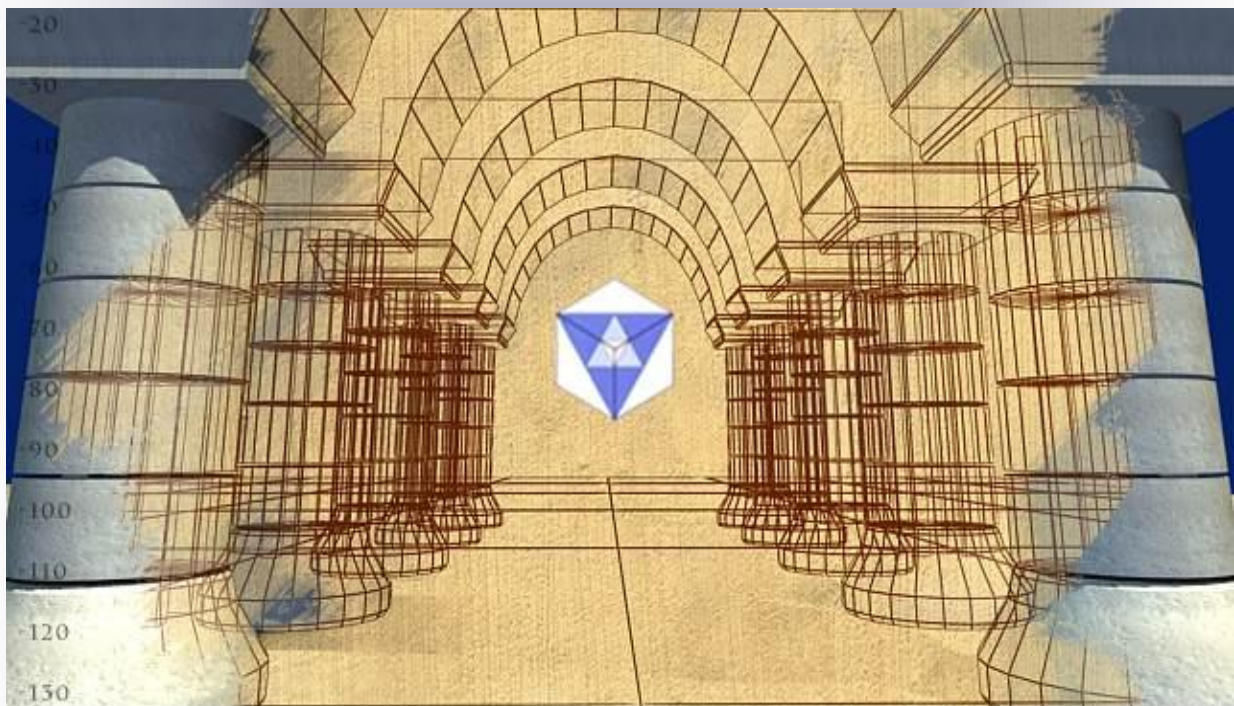


Eurocode en Houten Bekistingconstructies



Stubeco studiecel D10

De Studievereniging Uitvoering Betonconstructies (Stubeco) en degenen die aan deze publicatie hebben meegewerkt, hebben een zo groot mogelijke zorgvuldigheid betracht bij het verwerken van de in deze publicatie vervatte gegevens. Nochtans moet niet de mogelijkheid worden uitgesloten dat er zich toch onjuistheden in deze publicatie kunnen bevinden. Degene die van deze publicatie gebruik maakt, aanvaardt daarvan het risico. De Stubeco sluit, mede ten behoeve van al degenen die aan deze publicatie hebben meegewerkt, iedere aansprakelijkheid uit voor schade die mocht voortvloeien uit het gebruik van deze gegevens.

Gehele of gedeeltelijke overname van de inhoud is alleen toegestaan met schriftelijke toestemming van het Stubeco-bestuur.

*Deze publicatie is verkrijgbaar bij:
Stubeco, Büchnerweg 3, Postbus 411, 2800 AK Gouda
tel.nr. (0182) 53 92 33, fax (0182) 53 75 10
e-mail: info@stubeco.nl - website: www.stubeco.nl*

INHOUDSOPGAVE

1. INLEIDING	4
2. ALGEMEEN	6
2.1 Uitgangspunten	6
2.1.1 Uitgangspunten belasting	6
2.1.2 Uitgangspunten vervormingen	6
2.2 Calamiteiten	7
2.3 Terminologie	8
2.4 Toetsing constructie	8
3. BELASTING VOLGENS EUROCODE	9
3.1 Overzicht Eurocodes	9
3.2 Toelichting op het gebruik van de betreffende Eurocodes	10
3.2.1 NEN-EN 1990	11
3.2.2 Belastingen volgens NEN-EN 1991-1-6, belastingen tijdens uitvoering	18
4. MATERIAALEIGENSCHAPPEN	20
4.1 NEN-EN 1995-1-1 Ontwerp en Berekening van Houtconstructies	20
4.1.1 Sterktemodificatiefactoren k_{mod} (hoofdstuk 3.1.3)	20
4.1.2 Vervormingsmodificatiefactoren k_{def} (hoofdstuk 3.1.4)	20
4.1.3 Hoogtefactor k_h bij gezaagd hout (hoofdstuk 3.2)	20
4.2 Gezaagd hout (NEN-EN 338)	20
4.2.1 Interpretatie van $k_{c;90}$	21
4.3 Bekistingplaten (NEN-EN 636)	22
4.4 Houten systeemdragers (NEN-EN 13377)	22
5. REKENVOORBEELD	23
Berekeningsopzet van een kinderbint met een prismatische rechthoekige doorsnede	23
6. VERGELIJK BEREKENINGSRESULTATEN	30
7. CONCLUSIES	34
8. LITERATUUR	36
BIJLAGE A: GEGEVENS PLAATLEVERANCIERS	37
BIJLAGE B: ACHTERGRONDEN BEREKENINGSOPZET KINDERBINT IN VLOERBEKISTING	41
BIJLAGE C: REKENMODEL BEREKENING VAN KINDERBINT VLGS. HFD.ST. 5	59
BIJLAGE D: HOUTEN SYSTEEMDRAGERS	69

1. INLEIDING

Voor u ligt het Stubeco rapport “Eurocode en Houten Bekistingconstructies” van studiecél D10. Dit rapport is een interpretatie van de Eurocode bij het toepassen van deze norm voor het berekenen van tijdelijke houten bekistingconstructies, met als doel een uniforme richtlijn te verkrijgen van deze rekenregels.

De geschiedenis van dit rapport gaat terug naar de jaren negentig van de vorige eeuw. Door de toenmalige studiecél D05 van Stubeco is gepoogd de toen geldende TGB-norm te herschrijven naar de NEN, die destijds was ingevoerd.

Uit die poging is toen geconcludeerd, dat het voor tijdelijke houten constructies niet mogelijk was een éénduidige richtlijn voor het gebruik van de NEN op te stellen, daar te veel factoren, die in de berekeningen moesten worden meegenomen, helemaal niet bekend of te onduidelijk waren.

Tijdens de totstandkoming van dit rapport was de Eurocode nog aan wijzigingen en veranderingen onderhevig, zelfs tijdens de afronding van dit rapport. Dit heeft er enerzijds in geresulteerd, dat het opstellen van de eindrapportage best lastig was en lang geduurd heeft. Echter, het opstellen van het concept rapport met de voorlopige (schokkende) conclusies, het bevragen en gebruik maken van de kennis van de Normcommissie Hout heeft er toe geleid, dat een aantal factoren naar tevredenheid is bijgesteld en we een éénduidig rapport op hebben kunnen stellen.

Wel is gebleken, dat er nog enkele vragen niet eenduidig te beantwoorden waren. Zie de aanbevelingen hieronder.

We zijn de heren ing. J.B.M. van Swaay van de Dienst Stadsbeheer gemeente Arnhem en prof. dr. Ir A.J.M. Jorissen dan ook zeer erkentelijk voor hun inbreng aan dit rapport. Professor Jorissen is verbonden aan de faculteit Bouwkunde van de TU te Eindhoven en is voorzitter van de Nederlandse afdeling die heeft meegewerkt aan de totstandkoming van de Eurocode NEN-EN 1995 serie: Ontwerp en Berekening van Houtconstructies. De heer van Swaay was lid van de Norm commissie.

Hoewel dit rapport door beide heren getoetst is, kunnen er geen rechten aan ontleend worden.

Het algemene oordeel van de commissie is dat er uiteindelijk een éénduidige rekenmethode gehanteerd kan worden voor het berekenen van houten bekistingconstructies. Daarbij kan de conclusie getrokken worden, dat er ten opzichte van de NEN een duidelijke verbetering te zien is ten aanzien van het te gebruiken materiaal. De onduidelijkheden die er waren bij de invoering van NEN zijn nu weggenomen, wat kan leiden tot een aanzienlijke besparing van het te gebruiken materiaal.

De commissie van dit rapport heeft ook informatie in kunnen winnen bij diverse leveranciers, zoals houthandel Van Drimmelen B.V., Peri en Doka.

Echter, vanwege de diversiteit aan bekistingplaten in de markt, met elk hun eigen specifieke eigenschappen, heeft de commissie gemeend, dat het niet verstandig is een voorbeeldberekening op te stellen, vanwege het risico dat deze blindelings gevolgd zou kunnen worden bij het controleren van een ander type plaat met bijbehorende andere eigenschappen. Wel zitten er bij de Bijlagen gegevens van twee typen platen die geleverd worden door Houthandel van Drimmelen. Het principe van het doorrekenen is gelijk als aan een badding. In combinatie met deze gegevens kan een berekening éénvoudig worden opgesteld.

Tot slot heeft de commissie nog de volgende aanbevelingen:

- In dit rapport is geen controle uitgevoerd van systeembruggen. Het verdient aanbeveling om hiervoor nog een aanvullende berekening te maken.

- In eerste instantie wordt de indruk gewekt, dat de hoeveelheid materiaal, dat volgens de Eurocode nodig is om de verticale druk loodrecht op de vezel op te nemen 2x zoveel is dan volgens het Handboek Uitvoering Betonwerken van Stubeco resp. de NEN. Echter bij het op de juiste wijze toepassen van de rekenregels ontstaan vergelijkbare waarden, maar nog altijd afwijkend ten opzichte van het Handboek Uitvoering Betonwerken van Stubeco. Het verdient aanbeveling om de achtergrond van het ontstaan van de waarden van drukspanning loodrecht op de vezel uit te zoeken.
- In NEN-EN 1991-1-6, Belastingen tijdens uitvoering, wordt in hoofdstuk A1.3 aanbevolen om voor horizontale effecten 3% van de ongunstige verticale belasting aan te houden. De huidige (in de praktijk gehanteerde) regel voor het bepalen van toevallige horizontale krachten op de constructie is: de maatgevende horizontaalkracht van 2% van de ongunstigste verticale belasting en de combinatie van 1% van de ongunstigste verticale belasting met wind. Aanbevolen wordt om uit te zoeken op welke gronden deze $F_{hor} = 3\%$ gebaseerd is en of het mogelijk is de oude Norm te handhaven.

De eerste twee aanbevelingen zullen nader onderzocht en uitgewerkt worden in rapport D10-2.

Zoals eerder in deze inleiding vermeld waren tijdens het tot stand komen van dit rapport de Eurocodes nog aan aanvullingen en wijzigingen onderhevig. Het is dus mogelijk dat hierdoor een aantal punten in dit rapport niet meer actueel is. De lezer/ gebruiker dient hierop attent te zijn.

Woerden, maart 2013

Aan dit rapport hebben meegewerkt:

J.J.A. Clephas, voorzitter	Aann. Mij. Van Hattum en Blankevoort B.V., Woerden
A.J. Jeurdink	Heijmans Civiel B.V., Rosmalen
F. Meijer	BAM International, Gouda
J. van den Nouweland	Technisch Commercieel Adviesburo Vogels B.V., Helmond
L. Zwetheul, redacteur	oud-medewerker Van Hattum en Blankevoort B.V., Woerden.
C.J. Tol, KoKo-coördinator	Ballast Nedam Infra Speciale Projecten, Nieuwegein

2. ALGEMEEN

2.1 Uitgangspunten

2.1.1 Uitgangspunten belasting

Voor een overzicht van de toe te passen normen voor het bepalen van de belastingen zie hoofdstuk 3.

Fundamentele vragen die voor het bepalen van de belasting aan de orde zijn:

- a. Is het eigengewicht van de betonspecie een variabele of een permanente belasting;
- b. In welke ontwerplevensduurklasse valt de tijdelijke constructie;
- c. Onder welke gevolgklasse valt de tijdelijke constructie;

Ad a

De Eurocode geeft in 1991-1-6 art 4.11.2 aan dat vers beton een variabele last is.

Let op: de EC schrijft voor dat voor de volumieke massa een grootte van 26 kN/m³ moet worden aangehouden.

In het geval het beton verhard is, dient deze aangemerkt te worden als een permanente last. Dit doet zich met name voor bij het doorstempelen van betonvloeren en de opvang van prefab elementen.

Ad b

In NEN-EN 1990/NB wordt in Bijlage A1 aangegeven, dat tijdelijke constructies onder ontwerplevensduurklasse 1 vallen. Echter, in voetnoot b staat ook, dat dit niet geldt voor delen van constructies die hergebruikt kunnen worden.

Aangezien tijdelijke ondersteuningsconstructies in 99% van de gevallen ontworpen worden met materieel dat (meerdere malen) hergebruikt wordt en de belasting die bepaald wordt altijd op de constructie komt, beveelt de commissie aan, hier te ontwerpen volgens ontwerplevensduurklasse 3. Hierbij mag wel de ontwerplevensduur beperkt worden tot de lengte van de bouwduur met minimaal 1 jaar, overeenkomstig het gestelde onder (3) van art. A1.1

Dit artikel refereert echter naar "toepassing op gebouwen". Aangezien er geen specifieke verwijzing is naar andersoortige constructies adviseert de commissie dit artikel als leidraad te houden.

Ad c

Nieuw is de term consequence classes (gevolgklassen) volgens Bijlage B van NEN-EN 1990. Dit komt overeen met de veiligheidsklassen uit NEN 6700.

CC3 is hier toegevoegd als zijnde een veiligheidsklasse uit de "buitencategorie".

De commissie adviseert hier te ontwerpen volgens CC2. Echter, als er voldaan kan worden aan de "voorwaarden" van CC1 staat het de constructeur vrij in deze gevolgklasse te ontwerpen.

Verder attendeert de commissie op voetnoot b van deze Bijlage, waar de constructeur vrij wordt gelaten ook de niet essentiële onderdelen van constructies in te delen in een lagere gevolgklasse.

2.1.2 Uitgangspunten vervormingen

Voor delen van de constructie kunnen de vervormingseisen gehaald worden uit de VBU, NEN 6722 of CUR 100, tabel A of B1.

Voor grote overspanningen gelden geen eisen en moet met de betontechnoloog bepaald worden welke vervormingseisen er aan “groen” beton gesteld mogen worden. Het een en ander hangt namelijk samen met de betonsamenstelling en de stortsnelheid.

In de praktijk wordt de vuistregel toegepast, dat $f_{\max} \leq \frac{1}{400} l_{th}$ moet zijn. Echter met hoge constructies (plaatbruggen met een dikte groter dan 1,00 m.) kunnen deze eisen oplopen naar $\frac{1}{600} l_{th}$ of naar $\frac{1}{800} l_{th}$. Dit komt bijvoorbeeld voor bij trogbruggen. Het een en ander hangt dus wel samen met de relatie “groene beton” en stortsnelheid.

2.2 Calamiteiten

De ontwerper of controleur moet zich bewust zijn van de feitelijke toestand van de constructie. Zowel ten aanzien van de plaatsing en eventuele bescherming van hulpsteunpunten, als van belasting, krachtsverdeling en vervormingen.

Aspecten waar de constructeur rekening mee moet houden zijn onder andere:

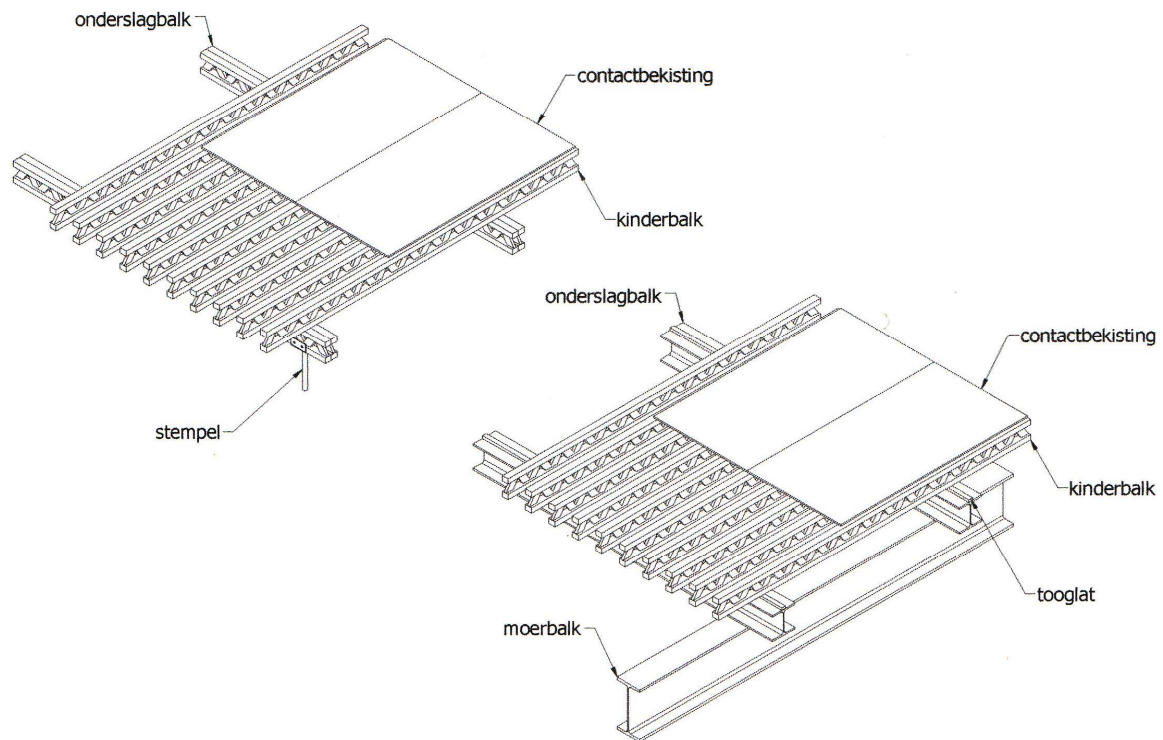
- de invloed van het stortplan op de constructie;
- stalen balken zijn niet recht;
- de stapelingen van balken kunnen excentriciteiten bezitten die de stabiliteit in gevaar kunnen brengen;
- fundaties kunnen zettingen vertonen;
- scheggen liggen niet vanzelfsprekend precies boven de verticale as van de onderslag;
- scheefstaande stempels veroorzaken horizontale krachten;
- stempels, die niet boven elkaar staan, leveren momenten en dwarskrachten in de soms nog jonge betonconstructie;
- funderingen van stempels kunnen aan het gevaar van onderspoeling door regen onderhevig zijn;

Naast bovenstaande aspecten zijn onder meer de volgende punten van belang:

- veronachtzaming van de invloed van verkanting, kip, plooi en/of knik;
- gebrek aan stabiliteit;
- houtafmetingen waarvan de nerven doorlopen tot “buiten” de doorsnede (bijvoorbeeld afgeschuinde houtdoorsneden). De onderbroken nerven kunnen een bijzonder negatieve uitwerking hebben op de sterkte van het profiel.
- overbelasting van de constructie;
- onzorgvuldige uitvoering;
- versleten materialen;
- verminderde sterkte van materialen als gevolg van mechanische beschadigingen, zoals lasspetters op hoogwaardig staal, gekraakte houten balken of beschadigde systeembekisting;
- stoten, schokken of trillingen tijdens het betonstorten of door het aanrijden van steunpunten of schoren;
- ondeskundig doorstempelen;
- het niet in rekening brengen van horizontale krachten (o.a. hellingen, windbelasting, voorspanning);
- zettingen (in ondergrond) en doorbuiging of samenknijping van hout

Kortom, elk detail is van belang voor de stabiliteit van het geheel. De samenwerking tussen ontwerper en controleur is dan ook, méér dan in andere gevallen, van het grootste belang.

2.3 Terminologie



2.4 Toetsing constructie

Om “gevoel” te houden met de constructie wordt in het rekenvoorbeeld op de volgende wijze getoetst:

- Bepalen rekenbelasting op de constructie;
- Bepalen maatgevende krachten op de constructie;
- Bepalen maximale spanningen in de constructie als gevolg van deze krachten;
- De optredende spanningen vergelijken met de vast te stellen toegestane spanningen van het betreffende onderdeel;
- Vervormingen.

3. BELASTING VOLGENS EUROCODE

3.1 Overzicht Eurocodes

De normenreeks van de Eurocode bevat een groot aantal normen waarmee kan worden aangetoond, dat een bouwwerk op het gebied van constructieve veiligheid voldoet aan de Europese eisen. Voor het berekenen van houten bekistingconstructies zijn de volgende normbladen van belang:

NEN-EN 1990 (nl)	Grondslagen van het constructief ontwerp	Dec. 2002	95 pag.
Bijlage A1	normatief		Toepassing op gebouwen
Bijlage B	informatief		Constructieve betrouwbaarheid
Bijlage C	informatief		Grondslagen partiële factoren / betrouwbaarheidsberekening
Bijlage D	Informatief		Door proeven ondersteund ontwerp
NEN-EN 1990/NB (nl)	Nationale bijlage bij NEN-EN 1990	Nov. 2007	10 pag.
NEN-EN 1990/A1 (en)	Grondslagen van het constructief ontwerp EN 1990 2002/A1	Sept. 2006	32 pag.
Bijlage A2	normatief EN 1990:2002/A1 (Engelstalig)		Toepassing voor bruggen
NEN-EN 1990/A1/NB	Ontwerp: (voor commentaar)	Sept. 2009	Toepassing voor bruggen 15 pag.
NEN-EN 1990/A1/C1 (en)	Correctieblad	Jan. 2009	2 pag.
NEN-EN 1990/A1/C2 (en)	Correctieblad	Mei 2010	2 pag.
NEN-EN 1991-1-1 (nl)	Belastingen op constructies: Deel 1-1 Algemene belastingen e.d.	Dec. 2002	41 pag.
Bijlage A	informatief		Tabellen volumiek gewicht etc.
Bijlage B	informatief		Voertuigkering / afscheiding
NEN-EN 1991-1-1/NB (nl)	Nationale bijlage bij NEN-EN 1991-1-1	Nov. 2007	6 pag.
NEN-EN 1991-1-1/C1 (en)	Correctieblad	Sept. 2009	2 pag.
NEN-EN 1991-1-6 (en)	Belastingen op constructies: Deel 1-6 Algemene belastingen	Juni 2005	Belastingen tijdens uitvoering 29 pag.
Let op: zie opm. bij hfd.st. Conclusies voor toepassing van deze norm!			
Annex A1	Normatief (Engelstalig)		Aanvullende regels voor gebouwen
Annex A2	Normatief (Engelstalig)		Aanvullende regels voor bruggen
Annex B	Informatief (Engelstalig)		Aanvullende regels voor : Hergebruik; reconstructie; sloop
NEN-EN 1991-1-6/C1	Correctieblad	Okt. 2008	2 pag.

NEN-EN 1995-1-1 (nl)	Ontwerp en berekening van houtconstructies; Deel 1-1: Algemeen – gemeenschappelijke regels voor gebouwen Incl. C1: 2006	Mei 2005	137 pag.
Bijlage A	informatief		Schijf- blokafschuiving
Bijlage B	informatief		Mechanisch verbonden liggers
Bijlage C	informatief		Samengestelde kolommen
NEN-EN 1995-1-1/NB (nl)	Nationale bijlage bij NEN-EN 1995-1-1	Nov. 2007	16 pag.

Opmerking:

Onderstaande samenvatting van de gebruikte Eurocodes, alsmede het gebruik ervan in dit rapport (o.a. rekenvoorbeelden), zijn gebaseerd op de uitgave van de normen zoals die op het moment van het opstellen van het rapport bij de commissie bekend waren. (December 2011).

Ten tijde van het opstellen was het “nieuwe” Bouwbesluit, waarin de Eurocode van kracht wordt verklaard, nog niet bekrachtigd. (gestelde datum 1 april 2012)

Tijdens het opstellen van het rapport is gebleken, dat er met enige regelmaat correctiebladen op de norm zijn (worden) uitgegeven. Het kan dus zijn dat de meest recente stand van zaken niet volledig aansluit bij de inhoud van dit rapport.

Voor de exacte interpretatie van het rapport, dienen dus de laatst bekende uitgaven erbij gelezen worden!

Hoofdstuk 5 toont een rekenvoorbeeld, waarin de te gebruiken belastingen en factoren nogmaals aan de orde komen, met een verwijzing naar de gehanteerde normhoofdstukken.

3.2 Toelichting op het gebruik van de betreffende Eurocodes

Hierbij wordt nader ingegaan op de inhoud van de normen:

- NEN-EN 1990 (met bijbehorende aanvullingen / correcties), betreffende “Grondslagen voor het constructief ontwerp” .
- NEN-EN 1991 delen 1-1 en 1-6 betreffende “Belastingen op constructies”.

Per hoofdstuk worden alleen de van belang zijnde hoofdonderdelen van bovenstaande normbladen beknopt behandeld en de raakvlakken met dit rapport extra toegelicht. De belangrijkste items zijn **gemarkeerd** aangegeven. De in het kader van dit rapport “minder relevante items” zijn *cursief* weergegeven.

3.2.1 NEN-EN 1990

Hoofdstuk 1: Algemeen

Paragraaf 1.5: Termen en definities

Hier worden de gebruikelijke termen gedefinieerd, waarmee gerekend dient te worden.

Artikel 1.5.3 Termen betreffende belasting: o.a.

1.5.3.1	F	Belasting	1.5.3.14	F_k	Karakteristieke waarde
1.5.3.2	E	Belastingeffect	1.5.3.15		Referentieperiode
1.5.3.3	G	Blijvende belasting	1.5.3.16		Combinatiewaarde $\psi_0 * Q_k$
1.5.3.4	Q	Veranderlijke belasting	1.5.3.17		Frequente waarde $\psi_1 * Q_k$
1.5.3.5	A	Buitengewone belasting	1.5.3.18		Quasi blijvende waarde $\psi_2 * Q_k$
1.5.3.6	A_E	Aardbeving			
1.5.3.7-13		Diverse soorten belastingen			

In dit kader zijn de ψ -waarden van belang, deze worden in de toe te passen belastingcombinaties gebruikt. De waarde $\psi_0 * Q_k$ is voor de berekening in dit rapport van belang.

Artikel 1.5.4 Termen betreffende materiaal en producteigenschappen..

Artikel 1.5.5 Termen betreffende geometrische gegevens.

Artikel 1.5.6 Termen met betrekking tot de constructieve berekening.

Paragraaf 1.6: Symbolen

Hier worden de gebruikte symbolen met bijbehorende indices toegelicht.

Hoofdstuk 2: Eisen

In dit hoofdstuk worden de eisen gedefinieerd.

Paragraaf:

- 2.1 Fundamentele eisen
- 2.2 Regeling betrouwbaarheid
- 2.3 Ontwerplevensduur
- 2.4 *Duurzaamheid*
- 2.5 *Kwaliteit*

Met name paragraaf 2.1 is voor dit rapport van belang.

Hoofdstuk 3: Beginselen van ontwerp en berekening op basis van grenstoestanden

Paragraaf 3.1: Algemeen

(1) Het ontwerp is gebaseerd op grenstoestanden:

- Uiterste Grenstoestand
- Bruikbaarheidsgrenstoestand.

Paragraaf 3.2: Ontwerpsituaties

(2) De situatie onderscheiden in:

- *Blijvend* = normaal gebruik
- **Tijdelijk** = uitvoering / herstel
- *Buitengewoon* = brand; ontploffing; schok e.d.
- *Aardbeving* =

Paragraaf 3.3: Uiterste Grenstoestanden

Deze hebben betrekking op veiligheid personen en/of de veiligheid van de constructie.

- **Evenwichtsverlies**
- **Bezwijken** t.g.v.: vervorming, breuk, stabiliteit e.d. (incl. funderingen)
- *Vermoeiing;* tijdsafhankelijke effecten.

Paragraaf 3.4: Bruikbaarheidsgrenstoestanden

- Deze hebben betrekking op o.a. het functioneren van de constructie
- Uiterlijk bouwwerken: doorbuiging, scheurvorming en in mindere mate “esthetisch”.

Paragraaf 3.5: Ontwerp en berekening op basis van grenstoestanden

2 methoden

(4) **Partiële factoren** = keuze
(5) *Probabilistische methode* = alternatief

De commissie kiest voor de methode van de **partiële factoren**, aansluitend bij de huidige rekenmethoden volgens de normenserie NEN 6700.

De norm biedt de mogelijkheid om te rekenen met behulp van probabilistische methoden. In de praktijk zal dit voor hulpconstructies niet voorkomen.

Hoofdstuk 4: Basisvariabelen

Paragraaf 4.1: Belastingen en omgevingsinvloeden

Artikel 4.1.1. Indeling van belastingen: Voor de aanduiding van de termen: zie art.1.5.3.

Artikel 4.1.2. Karakteristieke waarde van belastingen:

- Karakteristieke waarden: F_k ;
- Karakteristieke waarden: Blijvende belasting G ;
- Karakteristieke waarden: Veranderlijke belasting Q_k ;

Artikel 4.1.3. Andere representatieve waarden van veranderlijke belastingen:

- | | | | |
|----------------------------------|---|----------------|--------------------------------------|
| a) Combinatiewaarde | = | $\psi_0 * Q_k$ | |
| b) <i>Frequente waarde</i> | = | $\psi_1 * Q_k$ | 1% overschrijding tijdens ref. per. |
| c) <i>Quasi-blijvende waarde</i> | = | $\psi_2 * Q_k$ | 50% overschrijding tijdens ref. per. |

Deze factoren hebben betrekking op het combineren van de optredende belastingen.

Ad a) Deze waarde wordt gebruikt bij het toetsen van Uiterste Grens Toestanden en onomkeerbare Bruikbaarheidsgrens Toestanden.

Hier verwijst de norm naar hoofdstuk 6 en bijlage C.

De waarden onder b) en c) genoemd, worden voor berekeningen in het kader van dit rapport niet gebruikt, omdat dit voor bekistingconstructies niet relevant is.

Opmerking:

In EN 1991-1-6 art. A1.1 staat omschreven dat $0,6 < \psi_0 < 1,0$

Voor de belastingen in hulpconstructies geldt dat deze altijd optreden.

In dit rapport wordt dus uitgegaan van $\psi_0 = 1,0$!

Paragraaf 4.2: Materiaal en producteigenschappen

Hier wordt omschreven hoe de eigenschappen bepaald moeten worden, o.a. gerefereerd aan de materiaalgerelateerde normen.

Paragraaf 4.3: Geometrische gegevens

Hoofdstuk 5: Constructieve berekening (en door proeven ondersteund ontwerp)

Ontwerp, door proeven ondersteund, zal nagenoeg niet voorkomen.

Paragraaf 5.1: Constructieve berekening

Artikel:

5.1.1. Constructieve modellering;

5.1.2. Statische belastingen;

5.1.3. Dynamische belastingen

5.1.3. Brand;

Hoofdstuk 6: Toetsing door de methode van partiële factoren

Paragraaf 6.1: Algemeen

Paragraaf 6.2: Beperkingen

Paragraaf 6.3: Rekenwaarden

Artikel 6.3.1. Rekenwaarden van belastingen;

(1) $F_d = \gamma_f \cdot F_{rep}$ (6.1a) met $F_{rep} = \psi \cdot F_k$ (6.1b)

γ_f = Partiële belastingfactor.

ψ = 1,00 of ψ_0 ; (ψ_1 ; ψ_2 in het kader van dit rapport niet van toepassing)

Zie opmerking onder artikel 4.1.3 $\psi_0 = 1,0$

Artikel 6.3.2. Rekenwaarden van belastingeffecten;

Artikel 6.3.3. Rekenwaarden van materiaal- of producteigenschappen;

Artikel 6.3.4. Rekenwaarden geometrische gegevens;

Artikel 6.3.5. Rekenwaarde van de weerstand.

In de norm wordt m.b.t. bovenstaande artikelen algemene definities met bijbehorende factoren omschreven.

Paragraaf 6.4: Uiterste Grenstoestanden

Artikel 6.4.1: Algemeen:

(1) De volgende grenstoestanden dienen te worden getoetst:

a) EQU Verlies evenwicht

b) STR Intern bezwijken of buitensporige vervorming van de constructie

c) GEO Intern bezwijken of buitensporige vervorming van de grond

d) FAT Bezwijken van de constructie door vermoeiing

Toets a) Geldt voor de constructie als geheel, of elk onderdeel ervan.

Toets b) In het kader van dit rapport zal in het algemeen STR het meest toegepast worden.

Artikel 6.4.3: Belastingcombinaties (excl. Vermoeiing)

(2) Deze omvatten:

- Een overheersende veranderlijke belasting
- Een buitengewone belasting

Artikel 6.4.3.2. Belastingcombinaties voor blijvende of tijdelijke ontwerpsituaties
(Fundamentele combinaties)

(3) Voor STR en GEO, de minst gunstige van de twee volgende formules:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (6.10a) \quad (\text{excl. voorspanning P})$$

$$\sum_{j \geq 1} \xi_j \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (6.10b) \quad (\text{excl. voorspanning P})$$

ξ = een reductiefactor voor ongunstige blijvende belastingen G
Zie ook onder opmerkingen hierna.

De hoofdletters G, P en Q staan achtereenvolgens voor de permanente belasting, de voorspanning en de variabele belasting. De γ staat voor een partiële factor en ξ en ψ_0 zijn reductiefactoren. De index k geeft aan, dat het om een karakteristieke waarde gaat. De indices i en j zijn uitsluitend tellers. De + tekens moeten worden opgevat als “te combineren met”. Het is dus niet bedoeld als rekenkundige optelling.

Verwezen wordt naar bijlage A1.3 Uiterste Grenstoestanden:

- (3) Het statisch evenwicht (EQU 6.4.1) behoort te zijn getoetst met rekenwaarden van belastingen uit tabel A1.2(A)
- (4) Ontwerp en berekening van constructieve elementen (STR 6.4.1) behoort te zijn getoetst met rekenwaarden van belastingen uit tabel A1.2(B).

Opmerkingen:

- De genoemde overheersende veranderlijke belasting:
NB: De definitie van deze belasting is de belasting, welke in de beschouwde combinatie op dat moment de grootste bijdrage levert en “rangorde 1” heeft.
Dit gegeven is voor belang bij het invullen van de fundamentele belastingcombinaties.
Met name de formules 6.10a en 6.10b.
Hier is de rangorde van de belastingen gedefinieerd.

In tabel A1.2(B) van de nationale bijlage, dient bij de regel van (verg. 6.10a) in de laatste kolom voor $j > 1$ gelezen te worden $j \geq 1$. (Ofwel bij de overheersende belasting $j=1$ toevoegen).

Bij (verg. 6.10b) is de telfactor $j > 1$ juist.

Door deze correctie houdt dus in, dat in formule 6.10.a alle voorkomende belastingen (vermenigvuldigd met de combinatiefactoren) worden gecombineerd.

Indien $\psi_0 = 1$, verschillen de uitkomsten in de formules 6.10.a en 6.10.b dus alleen t.g.v. de partiële factoren.

Deze “onvolkomenheid” is door de normcommissie onderkend en is in vervolgdrukken aangepast! (NEN-EN 1990/A1/C2 van mei 2010)

- Bij gebruik van tabel A1.2(B) Rekenwaarden voor belastingen (STR / GEO), wordt volgens de Nationale Bijlage de volgende factor gebruikt:
 ξ is een reductiefactor voor ongunstige, blijvende belasting G (0,89 volgens NB).
Dit leidt voor Permanente belastingen tot: $1,35 (x0,89 \text{ Nationale Bijlage}) = 1,2$.

Paragraaf 6.5: Bruikbaarheidsgrenstoestanden

Artikel 6.5.1. Toetsingen

Artikel 6.5.2. Bruikbaarheidcriteria

Artikel 6.5.3. Belastingcombinaties

(1) Opmerking: Aangenomen wordt dat de partiële factoren in de formules gelijk zijn aan 1.

Dit volgens de normtekst, deze factoren zijn dus niet in de onderstaande formule weergegeven

Deze belasting is dus de werkelijk optredende belasting.

a) Karakteristieke combinatie (komt overeen met de incidentele combinatie NEN6702)

Formule: (6.14b) $\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + Q_{k,1} + \sum_{i \geq 2} \psi_{0,i} Q_{k,i}$ (exclusief voorspanning P)

b) Frequente combinatie

c) Quasi blijvende combinatie

Bijlagen:

Bijlage A1: (normatief)

Gebouwen

In de voorstaande notities wordt naar deze bijlage verwezen.

Aanvullend zijn de volgende items uit bijlage A1 zijn voor dit rapport van toepassing:

A 1.1 Toepassingsgebied

(1) Gebruik ψ -factoren bij ontwerp en berekening. Als eerder opgemerkt: $\psi_0 = 1,0$

Nationale Bijlage-2007:

Zie tabel A1-1 factoren voor gebouwen

A1-2006: Nationale Bijlage-2009: Zie tabel A2-1 factoren voor bruggen

Beide zijn voor dit rapport niet van toepassing.

Bijlage B: (informatief)

Regeling van de constructieve betrouwbaarheid van bouwwerken:

In deze bijlage wordt de benadering van de constructieve veiligheid beschreven, met bepalingen om met behulp van "differentiatie" het veiligheidsniveau te variëren.

De uit de normenserie NEN6700 bekende veiligheidsklassen komen te vervallen.

B1 Onderwerp en toepassingsgebied

B2 Symbolen

B3 Betrouwbaarheidsdifferentiatie

B3.1 Gevolgklassen

Volgens de Nationale Bijlage moeten B1 t/m B3 als normatief worden gelezen!

(1) Ten behoeve van Betrouwbaarheidsdifferentiatie mogen **gevolgklassen (CC)** worden gedefinieerd.

Tabel B1 Zie Nationale Bijlage!

CC3 Grote gevolgen

CC2 Middelmattige gevolgen

CC1 Geringe gevolgen

Volgens de opmerking bij Tabel B2 van Bijlage 2, wordt met de genoemde partiële factoren genoemd in bijlage A1 en EN-1991 t/m 1999 het beoogde veiligheidsniveau in CC2 gerealiseerd!

B3.2 Differentiatie m.b.v. β -waarden.

(1) **Betrouwbaarheidsklassen (RC)** mogen worden gedefinieerd m.b.v. het β -betrouwbaarheidsindexconcept.

(2) RC1 t/m RC3 mogen in één verband worden gezien met de drie gevolgklassen CC1 t/m CC3

(3) Betrouwbaarheidsindex: zie tabel B2 van de norm.

De betrouwbaarheidsfactor β wijkt af van de gehanteerde factoren in normenserie NEN6700! Het rekenen in CC2 geeft een “veiliger” regiem dan het rekenen in veiligheidsklasse 2. Komt ongeveer overeen met veiligheidsklasse 3. Zie onderstaande tabel:

NEN-EN1990 – 50 jr.		NEN6700 – 50 jr.	
CC1	3,3	Veiligheidsklasse 1	3,2
CC2	3,8	Veiligheidsklasse 2	3,4
CC3	4,3	Veiligheidsklasse 3	3,6

De meeste van de in dit rapport beoordeelde constructies zullen vallen onder CC2. De vraag is, of voor de (meeste) constructies behandeld in dit rapport dit een hoger veiligheidsniveau oplevert ten opzichte van de huidige gangbare benadering (= veiligheidsklasse 2 / 3 uit de normenserie NEN6700) Hierop aansluitend kan het rekenen in CC1 tevens een optie zijn. Dit is een te overwegen keuze bij het ontwerpen van de constructie, aan de hand van tabel B.1 op blz. 65 van NEN-EN 1990:2002!

B3.3 Differentiatie m.b.v. maatregelen m.b.t. partiële factoren

(1) Vermenigvuldigingsfactor K_{FI}

Tabel B3

Betrouwbaarheidsklasse		
RC1	RC2	RC3
0,9	1,0	1,1

Uiteindelijk levert dit een variatie van de betrouwbaarheidsindex op, door de, aan de gevolgklasse gekoppelde factor K_{FI} , te vermenigvuldigen met de partiële factoren van combinatie B.

“Lage belastingen” geeft een lage β .

“Hoge belasting” geeft een hoge β .

De vermenigvuldigingsfactor heeft betrekking op de gebruikte partiële factor. Gezien bovenstaande opmerking m.b.t. de β -waarden, is het aan de ontwerper om te ontwerpen in CC1 / RC1. Zie voorbeelden hieronder:

Volgens A1.3 punt (4), wordt STR getoetst met rekenwaarden van belastingen als aangegeven in tabel A1.2(B)

CC2		Bij $\psi_0 = 1$	
(verg. 6.10a)	1,35 G_k	-	$\Sigma 1,5 \times 1 \times Q_k$ ($j \geq 1$)
(verg. 6.10b)	1,20 G_k	1,5 $\times - \times Q_k$	$\Sigma 1,5 \times 1 \times Q_k$ ($j > 1$)

Met gebruikmaking van de vermenigvuldigingsfactor K_{FI} worden de formules:

RC1; Met $K_{FI} = 0,9$:

CC1		Bij $\psi_0 = 1$	
(verg. 6.10a)	1,22 G_k =1,2	-	$\Sigma 1,35 \times 1 \times Q_k$
(verg. 6.10b)	1,08 G_k =1,1	1,35 $\times - \times Q_k$	$\Sigma 1,35 \times 1 \times Q_k$

RC3; Met $K_{FI} = 1,1$:

CC3		Bij $\psi_0 = 1$	
(verg. 6.10a)	$1,49 G_k$ $=1,5$	-	$\Sigma 1,65 \times 1 \times Q_k$
(verg. 6.10b)	$1,32 G_k$ $=1,35$	$1,65 \times - \times Q_k$	$\Sigma 1,65 \times 1 \times Q_k$

De volgende items zijn gerelateerd aan de vorige onderdelen:

B4 Differentiatie van het ontwerp en berekeningssupervisie:

Tabel B4: Geeft supervisieniveaus (DSL) gerelateerd aan de betrouwbaarheidsklasse.

B5 Inspectie tijdens de uitvoering:

Tabel B4: Geeft inspectieniveaus (IL) gerelateerd aan de betrouwbaarheidsklasse.

3.2.2 Belastingen volgens NEN-EN 1991-1-6, belastingen tijdens uitvoering.

Deze norm (juni 2005) is een tussenfase en opgesteld in het Engels.
Er wordt gewerkt aan een vertaling naar het Nederlands en aan het opstellen van de Nationale Bijlage.

Hoofdstuk 1: Algemeen

Paragraaf 1.5: Termen en definities

Artikel 1.5.2: Hier worden aanvullende termen en definities gedefinieerd.

Artikel 1.5.2.1: Refereert aan hulpconstructies, waaronder bekistingen.

Artikel 1.5.2.2: Refereert aan belastingen, welke alleen aanwezig zijn gedurende de uitvoeringsfase.

Paragraaf 1.6: Symbolen

Hier worden de gebruikte symbolen en indices toegelicht.

Hoofdstuk 2: Classificatie van activiteiten

In tabel 2.1 worden optredende effecten tijdens de bouwfase geassocieerd: (geen uitvoeringsbelastingen).

In tabel 2.2 worden de belastingen tijdens de uitvoering geassocieerd:

Omschrijving (beknopt)	Bron
Personeel en handgereedschap	
Opslag	EN 1991-1-1
Equipment	EN 1991-3
Machines	EN 1991-2 en 3
Afval verzameling	EN 1991-1-1
Belasting uit constructieonderdelen	EN 1991-1-1

Deze belastingen worden als "veranderlijk" gedefinieerd.

Hoofdstuk 3: Ontwerpsituaties en grenstoestanden

Paragraaf 3.1: Algemeen – omschrijvingen van ontwerpsituaties.

Hier wordt omschreven met welke aspecten / effecten rekening gehouden dient te worden.

O.a. zijn genoemd:

- (5) Tijdseffecten Tabel 3.1
Min. windsnelheid berekening volgens 1991-1-4:
Aanbevolen waarde: min. windsnelheid 20 m/s tot 3 maanden inzettijd (EN 1991-1-4).
Dit kan in de Nationale Bijlage bepaald worden.
- (6) Klimatologische omstandigheden
- (8) Imperfecties
- (9) Drukgolven passerende voertuigen
- (11) Oprijvende effecten t.g.v. grondwater
- Etc.

Paragraaf 3.2: Uiterste grenstoestanden

Paragraaf 3.3: Bruikbaarheidsgrenstoestanden

Beide te beoordelen conform EN 1990

Hoofdstuk 4: Omschrijving van effecten.

Paragraaf 4.1: Algemeen

O.a. wordt gerefereerd aan:

- (2) Representatieve belastingen, mede gerelateerd aan de tijd;
- (3) Interactie tussen constructieonderdelen;
- (4) Effect van het afvoeren van belastingen met schoren, stempels e.d. naar onderdelen van de constructie (bijv. doorstempelen vloeren in hoogbouw);
- (5) Horizontale effecten (wrijving).

Paragraaf 4.2: Effecten gedurende uitvoeringshandelingen

O.a. ten gevolge van hijsbewegingen en transporten.

Paragrafen 4.3 t/m 4.10

Algemene omschrijvingen betreffende diverse effecten, bijv. geotechnisch, voorspanning, temperatuur, wind, sneeuw, water (grondwater, stromingsdrukken) e.d.

Paragraaf 4.11: Constructieve belastingen

Volgens NEN-EN 1991-1-1: Belastingen op constructies; Algemene belastingen geldt:
Bijlage A: informatief

Tabel A.1 – Bouwmaterialen – Beton en mortel

Materialen	Volumiek gewicht γ [kN/m ³]
Normaal beton	24,0

Note 1: te verhogen met 1 kN/m³ voor een normaal percentage wapenings- en voorspanstaal.

Note 2: te verhogen met 1 kN/m³ voor niet uitgehard beton.

Tabel 4.2

Paragrafen 4.12 t/m 4.13

Bijzondere en *seismische* effecten.

Annex A1

Normatieve aanvullende regels voor gebouwen.

A1.1 Uiterste grenstoestand

Partiële belastingfactor: Aanbevolen waarde:

(2) $\psi_0 =$ 0,6 tot 1,00 (aanbevolen waarde = 1,0)
($\psi_1; \psi_2 (\geq 0,2)$ in het kader van dit rapport niet van toepassing)

A1.2 Bruikbaarheidsgrenstoestand

Conform EN 1990

A1.3 Horizontale effecten

(1) Wind, scheefstand / imperfecties e.d.

De effecten zijn aangeduid in de Nationale Bijlage, of worden per project vastgesteld.

Een aanbevolen waarde is 3% van de ongunstigste verticale belasting.

Conform de huidige, niet normatieve, regels wordt tot op heden gerekend met 2% van de vert. belasting of 1% van de vert. belasting + wind.

Annex A2

Normatieve aanvullende regels voor bruggen.

4. MATERIAALEIGENSCHAPPEN

4.1 NEN-EN 1995-1-1 Ontwerp en Berekening van Houtconstructies

4.1.1 Sterktemodificatiefactoren k_{mod} (hoofdstuk 3.1.3)

Toelichting van de tabel en onderbouwing van de keuze in klimaatklasse en belastingduurklasse. Voor hulpconstructies wordt vooral gewerkt met de materialen: gezaagd hout, gelijmd hout (H20 dragers) en multiplex.

- **Klimaatklassen (hoofdstuk 2.3.1.3)**

In de norm staat bij klimaatklasse 2: is gekenmerkt door een vochtgehalte in de materialen dat overeenkomt met een temperatuur van 20°C. en een relatieve vochtigheid van de omringende lucht, die slechts gedurende enkele weken per jaar hoger is dan 85%.

De klimatologische omstandigheden in Nederland laten gemiddeld lagere waarden zien. Alleen bij constructies waarbij water langdurig kan indringen (horizontale gordingen of verkeerd opgeslagen bekistingonderdelen) kan het vochtpercentage in het hout hogere waarden krijgen.. Dat betekent voor gezaagd hout, multiplex, spaanplaat en voor OSB (oriented strand board = plaat bestaande uit samengeperste spaanders) klimaatklasse 2 kan worden aangehouden.

- **Belastingsduurklassen (hoofdstuk 2.3.1.2)**

De bepalende belastingcombinatie bij bekistingen is het moment waarop alle beton benodigd voor een stort is verwerkt en er nog geen of nauwelijks sterkteontwikkeling in de verse beton heeft plaatsgehad. Daarom is de toepassing van de belastingduurklasse kort (minder dan 1 week) hier verdedigbaar.

4.1.2 Vervormingsmodificatiefactoren k_{def} (hoofdstuk 3.1.4)

Factor k_{def} wordt gebruikt bij vervormings- en kruipgedrag als gevolg van langdurige belastingen en is daarom voor hulpconstructies niet van toepassing.

4.1.3 Hoogtefactor k_h bij gezaagd hout (hoofdstuk 3.2)

Over het algemeen wordt gezaagd hout in hulpconstructies niet op trek belast en zal dus de factor k_h alleen een rol spelen bij buiging van houtmaten lager dan baddinghout zoals bijvoorbeeld steigerdelen, leuninghout of badding “op zijn plat”.

Voor gezaagd hout, met een hoogte bij buiging of een breedte bij trek **kleiner dan 150 mm.**, mogen de karakteristieke waarden $f_{m,k}$ en $f_{t,0,k}$ worden vermenigvuldigd met een factor

$$k_h = \left(\frac{150}{h} \right)^{0,2} \quad \text{met een maximum van } k_{h;\max} = 1,3$$

waarin h is de hoogte bij buiging van elementen of de breedte bij trek van elementen, in mm.

4.2 Gezaagd hout (NEN-EN 338)

In de norm wordt voor de toe te passen sterkteklassen van gezaagd hout verwezen naar NEN-EN 338 “Hout voor constructieve toepassingen – Sterkteklassen”. In tabel 1 zijn de sterkteklassen voor hout gespecificeerd. De sterkteklasse van hout wordt aangeduid met de letter C, gevolgd door een getal. Dit getal is de karakteristieke buigsterkte van de betreffende sterkteklasse. Bijvoorbeeld sterkteklasse C18 en $f_{m,k} = 18 \text{ N/mm}^2$.

De kwaliteitseisen voor hout staan in de norm NEN 5499:2007 “Kwaliteitseisen voor visueel gesorteerd naaldhout voor constructieve toepassingen”. Deze sluit aan op sterkteklassen in de norm, zodat kwaliteitsklasse C overeenkomt met sterkteklasse C18 en kwaliteitsklasse B overeenkomt met sterkteklasse C24.

Voor hulpconstructies is het gebruik van naaldhout met de kwaliteitsklasse C gebruikelijk, met als gevolg dat de karakteristieke waarden van sterkteklasse C18 in dit rapport worden toegepast. Een uitsnede van tabel 1 van NEN-EN 338 met de Nederlandse vertaling van de symbolen is hieronder weergegeven:

Sterkte	(in N/mm²)	C18	C24
$f_{m,k}$	buigsterkte	18	24
$f_{t,0,k}$	treksterkte vezel	11	14
$f_{t,90,k}$	treksterkte ⊥ vezel	0,4	0,4
$f_{c,0,k}$	druksterkte vezel	18	21
$f_{c,90,k}$	druksterkte ⊥ vezel	2,2	2,5
$f_{v,k}$	schuifsterkte	3,4	4,0

Stijfheid	(in kN/mm²)		
$E_{0,mean}$	gemiddelde elasticiteitsmodulus vezel	9	11
$E_{0,05}$	5% elasticiteitsmodulus vezel	6,0	7,4
$E_{90,mean}$	gemiddelde elasticiteitsmodulus ⊥ vezel	0,3	0,37
G_{mean}	gemiddelde afschuivingsmodulus	0,56	0,69

Dichtheid	(in kg/m³)		
ρ_k	dichtheid	320	350
ρ_{mean}	gemiddelde dichtheid	380	420

4.2.1 Interpretatie van $k_{c,90}$

In het wijzigingsblad EN-NEN 1995-1-1:2005/A1:2008 is in afbeelding 6.2 de factor $K_{c,90}$ toegelicht.

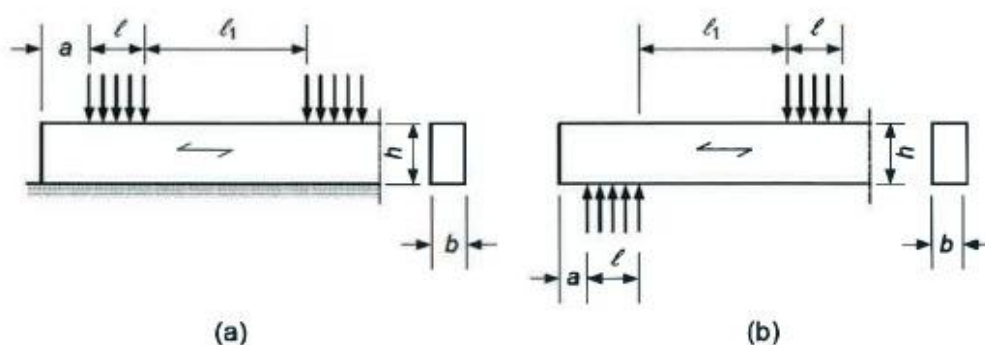


Figure 6.2 – Member on (a) continuous and (b) discrete supports

DRAFTING NOTE: Paragraphs (5) to (7), figures 6.3 and 6.4 and expressions (6.5) to (6.10) are void.

Hierbij kan gelezen worden, dat men tegen een omgekeerd kinderbint aankijkt. Met andere woorden de doorlopende ondersteuning is de bekistingplaat, waarbij l de oplegging is van het kinderbint op de onderslagen. De overspanning tussen deze opleggingen is doorgaans

groter dan 2h. Deze interpretatie geldt ook voor de onderslagen, waarbij / hier de oplegging op de moerbalken is. De doorgaande ondersteuning wordt nu gevormd door de kinderbinten. Bij deze interpretatie van afbeelding 6.2 mag de factor $k_{c;90}$ worden verhoogd naar 1,5.

4.3 Bekistingplaten (NEN-EN 636)

Voor de specificaties van bekistingplaten kan de norm NEN-EN 636 “Triplex – Specificaties” worden gebruikt. Behalve dat hier sterkteklassen worden gespecificeerd, staan er een aantal verwijzingen naar andere normen, waarin onder andere kwaliteitseisen en beproevingsmethoden zijn omschreven. De indeling in sterkteklassen is vergelijkbaar met de norm voor gezaagd hout. De toegevoegde waarde lijkt beperkt, omdat de fabrikanten van bekistingplaten (soms) zelf met mechanische waarden komen zonder sterkteklasse-indeling. Of het dan karakteristieke waarden of rekenwaarden betreft is niet altijd even duidelijk. Verstandig is daarom bij de leverancier naar de mechanische waarden te informeren. Kwaliteitseisen voor plaatmaterialen zijn vastgelegd in NEN- EN 13986:2002 “Houtachtige plaatmaterialen voor gebruik in de bouw - Eigenschappen, conformiteitbeoordeling en merken”. Hierin vindt een onderverdeling plaats naar toepassingsgebied en worden platen geclassificeerd in verschillende CE groepen.

CE4 Fabrikarseigen certificaat:

- De producent is verantwoordelijk voor de data
- Data worden niet gecontroleerd door een certificeringinstituut
- Bij producten van buiten de EG is de importeur productaansprakelijk

CE2 Certificaat uitgegeven door een certificeringinstituut:

- Initiaal type onderzoek (waarop het certificaat wordt uitgegeven) is uitgevoerd door een certificeringinstituut. De producent is verantwoordelijk voor de data welke periodiek getest worden
- De testen worden op basis van steekproeven uit delen van platen gedaan
- Een certificeringinstituut controleert periodiek of de testen zijn uitgevoerd, maar controleert de data niet inhoudelijk
- Bij producten van buiten de EG is de importeur productaansprakelijk.

CE2+ Platen voor vloerplaten en dakbeschot:

- Alle informatie is gelijk aan CE2, met uitzondering van de testen welke op basis van steekproeven uit hele platen gebeuren

4.4 Houten systeembruggen (NEN-EN 13377)

Rekenen aan houten systeembruggen op basis van spanningen is op dit moment niet mogelijk. Wel hebben de leveranciers van deze producten Peri en Doka hun documentatie zodanig aangepast, dat controle volgens de Eurocode mogelijk is. De verstrekte waarden zijn **rekenwaarden**, waarbij de constructeur de belastingfactoren nog moet toepassen. Dat betekent, dat de veiligheidsfilosofie bij de constructeur komt te liggen en niet bij de leverancier.

Zie Bijlage D, Houten systeembruggen.

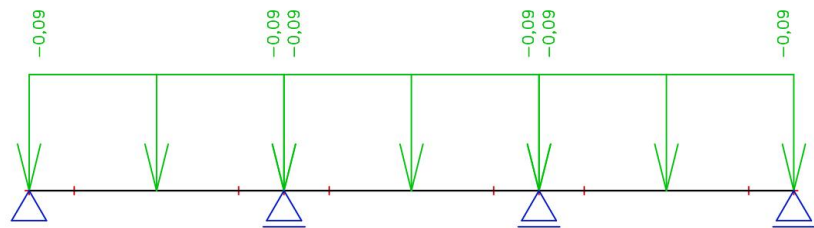
5. REKENVOORBEELD

Berekeningsopzet van een kinderbint met een prismatische rechthoekige doorsnede

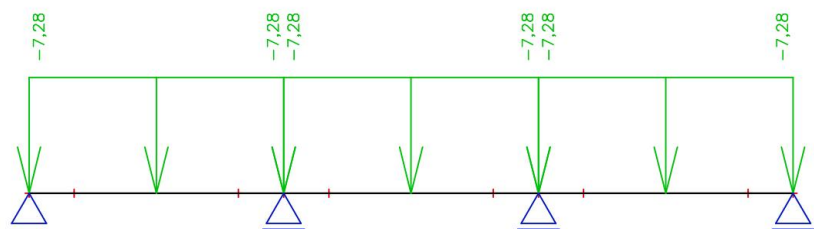
Gegevens voorbeeld som:

- Dikte betonnen dek 800 mm.
- Soortelijke massa vloeibaar beton: 26 kN/m^3 .
- Onderslagen hart op hart 1100 mm.
- Kinderbinten hart op hart 350 mm.
- Tooghout (opleg-) breedte 80mm (i.v.m. vlaktedruk controle).
- Houtafmeting kinderbint 55x155mm, houtklasse C18 (NEN-EN 338).
- Veranderlijke belastingen toepassen volgens NEN-EN 1991-1-6.
- Belasting gevallen:

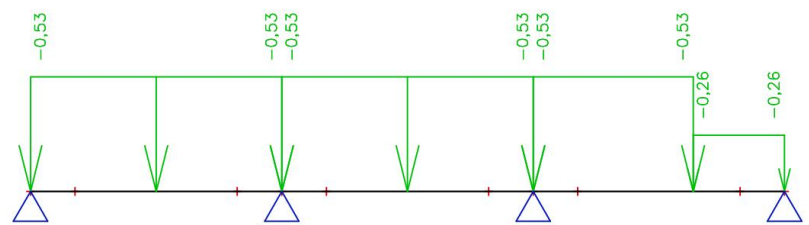
1. EG bekisting.



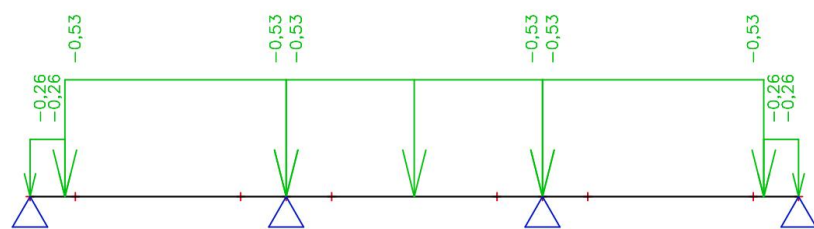
2. Massa beton. (veranderlijke belasting)



3. Veranderlijke belasting links.



4. Veranderlijke belasting midden.

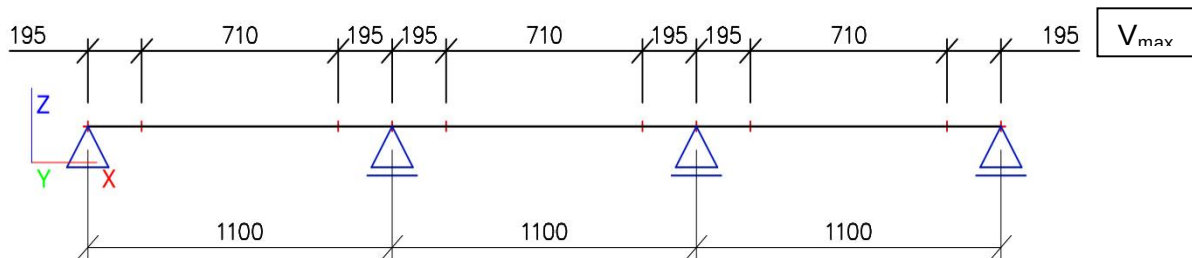


- Belasting combinaties: 2 belastingcombinaties BGT en 4 belastingcombinaties UGT volgens NEN-EN1990.
- Vervormingseis: maximum doorbuiging $\delta_{\max} \leq \frac{1}{400} l_{th}$
- Berekening voor CC2, waarvoor geldt: $K_{Fi} = 1,0$

- In deze som is er voor de duidelijkheid voor gekozen om geen automatische gewichten door software mee te laten nemen.

Doel is: controle van de kinderbinten h.o.h. 350 mm.

Model:



Belastingen

- $G_{k,j,1}$: Eigen gewicht van de plaat: $0,10 \times 0,35 = 0,035 \text{ kN/m}^1$.
 $G_{k,j,1}$: Eigen gewicht van de houtafmeting: $0,055 \times 0,155 \times 6,5 = 0,055 \text{ kN/m}^1$.
 $Q_{k,i,1}$: Massa gewicht van vloeibaar beton: $0,80 \times 26 \times 0,35 = 7,280 \text{ kN/m}^1$.
 $Q_{k,i,2}$: Veranderlijke belasting (VB)= personen en handgereedschappen:
 VB buiten werkvlak: $0,75 \times 0,35 = 0,260 \text{ kN/m}^1$.
 VB binnen werkvlak: $1,50 \times 0,35 = 0,530 \text{ kN/m}^1$.
 Veranderlijke belasting ingevoerd volgens NEN-EN 1991-1-6, § 4.11.2

Belastingscombinaties vast te stellen voor:

- ULS (Ultimate Limit States) = UGT (Uiterste Grens Toestand)
- SLS (Serviceability Limit States) = BGT (Bruikbaarheids Grens Toestand)

ULS (Ultimate Limit States)

Formule 6.10a geeft volgens tabel A1.2(B) van NEN-EN 1990/NB:

$$\sum_{j \geq 1} 1,35 G_{k,j} + \sum_{i > 1} 1,5 \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

$$\text{of: } \sum_{j \geq 1} 0,9 G_{k,j} + \sum_{i > 1} 1,5 \psi_{0,1} Q_{k,i}$$

Formule 6.10b geeft volgens tabel A1.2(B) van NEN-EN 1990/NB:

$$\sum_{j \geq 1} (0,89 \times 1,35) G_{k,j} + 1,5 Q_{k,1} + \sum_{i > 1} 1,5 Q_{k,i} =$$

$$\sum_{j \geq 1} 1,2 G_{k,j} + 1,5 Q_{k,1} + \sum_{i > 1} 1,5 Q_{k,i}$$

$$\text{of: } \sum_{j \geq 1} 0,9 G_{k,j} + 1,5 Q_{k,1} + \sum_{i > 1} 1,5 Q_{k,i}$$

Dit geeft de volgende belastingcombinaties:

Formule 6.10a; VB links	$(K_{FI}) \times 1,35_\gamma \times G_{k,j,1} + (K_{FI}) \times 1,35_\gamma \times G_{k,j,2} + (K_{FI}) \times 1,5_\gamma \times 1,0 \times Q_{k,i,2,l}$
Formule 6.10a; VB midden	$(K_{FI}) \times 1,35_\gamma \times G_{k,j,1} + (K_{FI}) \times 1,35_\gamma \times G_{k,j,2} + (K_{FI}) \times 1,5_\gamma \times 1,0 \times Q_{k,i,2,m}$
Formule 6.10b; VB links	$(K_{FI}) \times 1,20_\gamma \times G_{k,j,1} + (K_{FI}) \times 1,20_\gamma \times G_{k,j,2} + (K_{FI}) \times 1,5_\gamma \times Q_{k,i,1} + (K_{FI}) \times 1,5_\gamma \times 1,0_\psi \times Q_{k,i,2,l}$
Formule 6.10b; VB midden	$(K_{FI}) \times 1,20_\gamma \times G_{k,j,1} + (K_{FI}) \times 1,20_\gamma \times G_{k,j,2} + (K_{FI}) \times 1,5_\gamma \times Q_{k,i,1} + (K_{FI}) \times 1,5_\gamma \times 1,0_\psi \times Q_{k,i,2,m}$

K_{FI} mag worden meegenomen doch alleen voor fundamentele combinaties. Zie voor evt. toepassing Nationale Bijlage bij: NEN-EN 1990+A1+A1/C2.

K_{FI} ; rekenvoorbeeld = 1,0 (CC2)

SLS (Serviceability Limit States)

Formule 6.14b

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

Dit geeft de volgende combinaties:

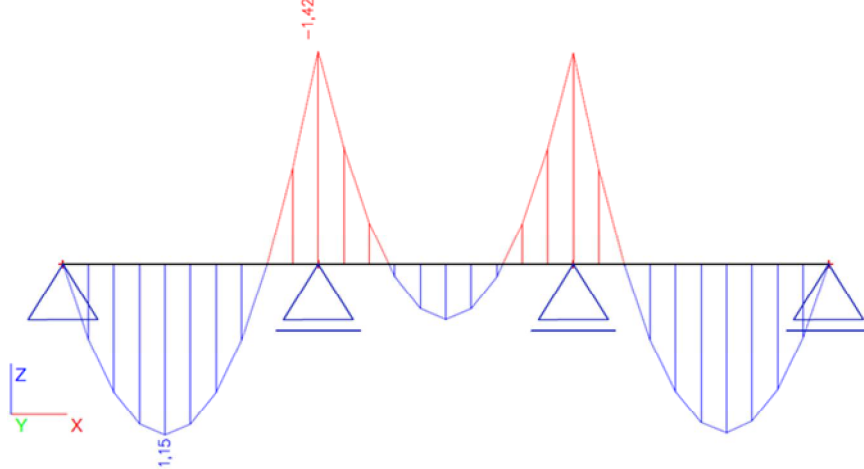
Formule 6.10a; VB links	$1,0 \times G_{k,j,1} + 1,0 \times G_{k,j,2} + 1,0 \times 1,0 \times Q_{k,i,2,l}$
Formule 6.10a; VB midden	$1,0 \times G_{k,j,1} + 1,0 \times G_{k,j,2} + 1,0 \times 1,0 \times Q_{k,i,2,r}$
Formule 6.10b; VB links	$1,0 \times G_{k,j,1} + 1,0 \times G_{k,j,2} + 1,0 \times Q_{k,i,1} + 1,0 \times 1,0 \times Q_{k,i,2,l}$
Formule 6.10b; VB midden	$1,0 \times G_{k,j,1} + 1,0 \times G_{k,j,2} + 1,0 \times Q_{k,i,1} + 1,0 \times 1,0 \times Q_{k,i,2,r}$

Deze combinaties zijn in het rekenmodel, zie Bijlage C, verder gebruikt voor het bepalen van de maximum buigende momenten, dwarskrachten, oplegreacties en vervormingen.

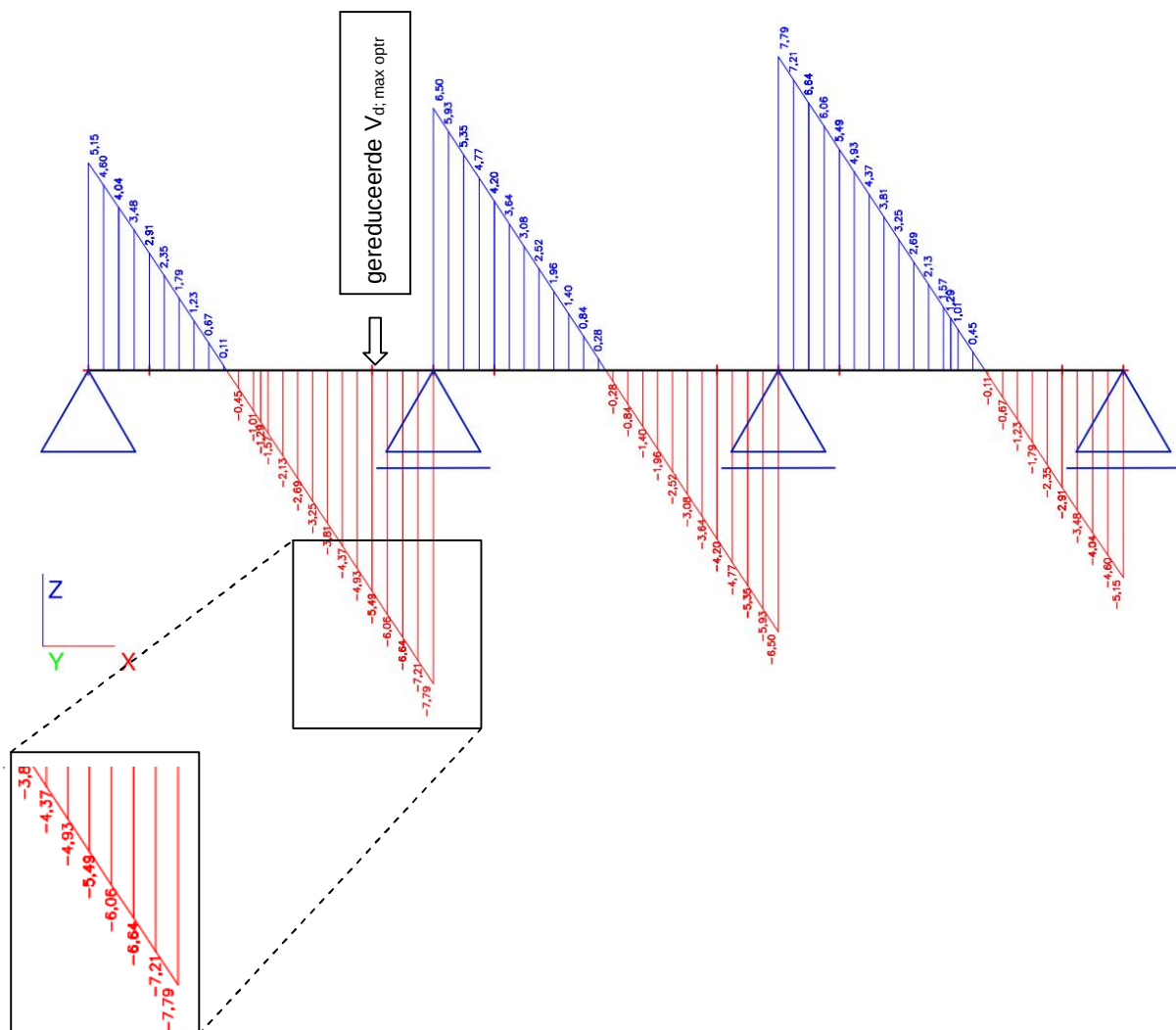
In dit rekenmodel is de belasting ingevoerd voor een onderlinge kinderbintafstand van 0,35m.

Samenvatting van de uitkomsten van het rekenmodel.

$$M_{d; \max \text{ optr}} = 1,42 \text{ kNm}$$

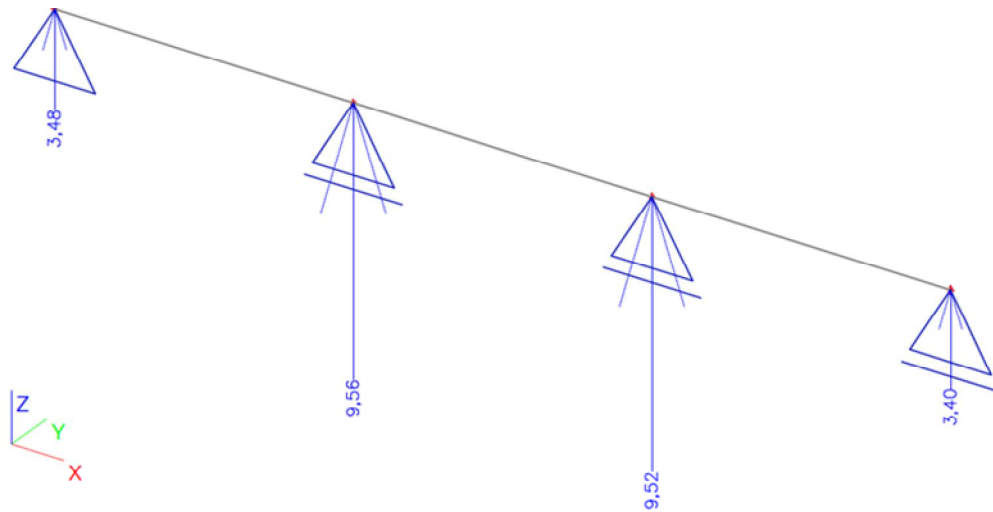


$$V_{d; \max \text{ optr}} = 7,79 \text{ kN.} \rightarrow \text{gereduceerd op 195 mm. uit het steunpunt is dit 5,49 kN.}$$

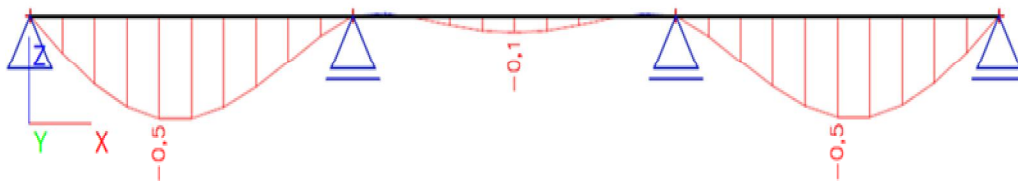


Hier mag eventueel een gereduceerde dwarskracht genomen worden op maat h vanuit de oplegging daar het een rechthoekige volle doorsnede betreft. Tevens mag de breedte van de oplegging voor de dwarskracht verwaarloosd worden. Let op, dat dit er niet voor zorgt dat er te weinig reactiekracht berekend wordt!

$R_{rep; \max optr} = 9,56 \text{ kN}$ (let op: dit is de optredende waarde, geen rekenwaarde!)



$$\delta_{optr} = 0,5 \text{ mm}$$



Statische waarden kinderbinten, afm. 55x155 mm.:

$$W_y = \frac{1}{6}bh^2 = \frac{1}{6} \times 55 \times 155^2 = 220,23 \times 10^3 \text{ mm}^3.$$

$$I_y = \frac{1}{12}bh^3 = \frac{1}{12} \times 55 \times 155^3 = 1706,8 \times 10^4 \text{ mm}^4.$$

Buigspanning in kinderbint als gevolg van M:

$$\sigma_{m;O;s;d} = \frac{M_{d;\max .optr}}{W_y} = \frac{1,42 \times 10^6}{220,23 \times 10^3} = 6,45 \text{ N/mm}^2.$$

Schuifspanning in kinderbint als gevolg van V:

$$\tau_{v;O;s;d} = \frac{3}{2} \times \frac{V_{d;\max .optr}}{k_{cr} \times A}$$

Volgens NEN-EN 1995-1-1/NB 2011 mag een k_{cr} meegenomen worden van $k_{cr} = 1,0$ voor prismatische doorsneden.

$$\tau_{v;O;s;d} = \frac{3}{2} \times \frac{5,49 \times 10^3}{1,0 \times 55 \times 155} = 0,97 \text{ N/mm}^2.$$

Drukspanning loodrecht op de vezel bij oplegging op tooglat ($b=80\text{mm}$)

Rekenwaarde oplegreactie $R_{d;\max} = R_{rep; \max optr} \times \gamma = 9,56 \times 1,5 = 14,34 \text{ kN}$. UGT

Volgens wijzigingsblad A1 van NEN-EN 1995-1-1, art. 6.1.5 geldt:

$$\sigma_{c,90,s;d} = \frac{F_{c,90,d}}{A_{ef}}$$

$$F_{c,90,d} = R_{d;\max} = 14,34 \text{ kN.}$$

De opleglengte evenwijdig aan de vezel mag volgens bovenstaand artikel aan beide zijden van de oplegging worden vergroot met max. 30 mm.

$$A_{ef} = 55 \times (80+30+30) = 55 \times 140 \text{ mm}^2.$$

$$\sigma_{c,90,s;d} = \frac{14,34 \times 10^3}{55 \times 140} = 1,86 \text{ N/mm}^2.$$

Bij rechthoekige volle doorsneden is het niet nodig om een combinatie van M+V te controleren, omdat de max. spanningen niet op dezelfde plaats in de profieldoorsnede optreden. Max. buigspanning treedt op in de uiterste vezels, terwijl de max. schuifspanning in het midden van de profieldoorsnede optreedt.

Vervorming kinderbint $\delta = 0,5 \text{ mm}$.

Toelaatbare maximum doorbuiging $\delta_{\max} \leq \frac{1}{400} l_{th} = \frac{1}{400} \times 1100 = 2,75 \text{ mm}$.

Bepaling maximum toegestane houtspanning volgens NEN-EN 338 waarbij:

belastingduur klasse "kort", overeenkomstig NEN-EN 1995-1-1, § 2.3.1.2

klimaatklasse 3, " " " " , § 2.3.1.3

$k_{\text{mod}} = 0,90$ " " " " , § 3.1.3

materiaalfactor $\gamma_M = 1,3$ " " " " , §2.4.1 (tabel 2.3)

$k_{c;90} = 1,5$ " " " " , Wijzigingsblad nog niet uitgebracht ten tijde van deze rapportage. Wijziging volgt binnen afzienbare tijd.

Hoogtefactor k_h is op deze som niet van toepassing, omdat de hoogte van het kinderbint groter is van 150 mm. Dit kan bij minder hoge houtafmetingen wel van belang zijn. Zie ook NEN-EN 1995-1-1, § 3.2

k_h alleen toepassen op buigsterkte en treksterkte evenwijdig aan de vezel (σ_N)

Sterktewaarden houtklasse C18 volgens NEN-EN 338:

$$f_{m,k} = 18,0 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{v,k} = 3,4 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{c,90,k} = 2,2 \text{ N/mm}^2$$

Maximum toelaatbare spanningen na invoering van bovenstaande factoren:

$$\text{buigspanning } f_{u;M;d} = \frac{f_{m,k} \times k_{\text{mod}} \times k_h}{\gamma_M} = \frac{18,0 \times 0,90 \times 1,0}{1,3} = 12,46 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{schuifspanning } f_{u;V;d} = \frac{f_{v;0;k} \times k_{\text{mod}}}{\gamma_M} = \frac{3,4 \times 0,90}{1,3} = 2,35 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{druk loodrecht op de vezel } f_{c;90;d} = \frac{f_{c;90;k} \times k_{\text{mod}} \times k_{c;90}}{\gamma_M} = \frac{2,2 \times 0,90 \times 1,50}{1,3} = 2,28 \text{ N/mm}^2$$

Controle:

- optredende buigspanning $\sigma_{m;O;s;d}$ = 6,45 N/mm². < 12,46 N/mm². (akkoord)
- optredende schuifspanning $\tau_{v;O;s;d}$ = 0,97 N/mm². < 2,35 N/mm². (akkoord)
- optredende druk loodrecht op de vezel $\sigma_{c;90;s;d}$ = 1,86 N/mm². < 2,28 N/mm². (akkoord)
- Vervorming δ_{optr} = 0,5 mm. < 2,75 mm. (akkoord)

6. VERGELIJK BEREKENINGSRESULTATEN tussen Eurocode, NEN 6760 en Handboek Uitvoering Betonwerken van Stubeco

Basis voor het vergelijk is hoofdstuk 5,

Algemene opmerkingen:

- De volumieke massa van beton is bepaald op 26 kN/m^3 .
In de huidige praktijk is het gebruik van 25 kN/m^3 gangbaar.
- Het bepalen van de krachten volgens de formules 6.10a-1 en 6.10b-1, is ten dele afwijkend van de norm NEN 6702.
- Het rekenvoorbeeld gaat uit van CC2 ($K_{FI} = 1,0$).
Zoals in NEN-EN 1990, hoofdstuk B3.2 en B3.3 aangegeven, voldoet dit aan de huidige veiligheidsklasse 3.
Voor dit vergelijk wordt dit dan ook als uitgangspunt gehanteerd.
Dus: $\gamma_{f,g} = 1,20$ $\gamma_{f,q} = 1,5$
(Dit is overeenkomstig de formule 6.10b)
- Voor de houtcontrole wordt normblad NEN 6760 gehanteerd.
Voor de diverse modificatiefactoren worden de waarden gebruikt als omschreven in de norm.
Het "Handboek Uitvoering Betonwerken" van Stubeco, waarmee in de praktijk gerekend wordt, geeft hierop enkele (gunstige) uitzonderingen.

Belastingen: representatief

Rustende belasting: $0,035 + 0,055 = 0,09 \text{ kN/m}^1$.

Beton: $0,80 * 25 * 0,35 = 7,00 \text{ kN/m}^1$.

Veranderlijke belasting: $0,26 \text{ kN/m}^1$ resp. $0,53 \text{ kN/m}^1$.

Uiterste grenstoestand:

Fundamentele combinatie (1): een interne herberekening geeft de volgende waarden:

VELDWAARDEN				Ligger:1 Fundamentele combinatie			
Veld	Pos.	Verpl. [mm]		Dwarskr		Moment	
		min.	max.	min.	max.	min.	max.
1	0.000	0.00	0.00	-5.03	-4.98	0.00	0.00
1	0.440					-1.11	-1.11
1	0.491	-0.83	-0.83				
1	0.880					-0.00	-0.00
1	1.100	0.00	0.00	7.55	7.55	1.38	1.39
2	0.000	0.00	0.00	-6.30	-6.29	1.38	1.39
2	0.123	0.05	0.05				
2	0.304					-0.00	-0.00
2	0.550	-0.07	-0.06			-0.35	-0.35
2	0.796					-0.00	-0.00
2	0.977	0.05	0.05				
2	1.100	0.00	0.00	6.29	6.29	1.38	1.38
3	0.000	0.00	0.00	-7.55	-7.53	1.38	1.38
3	0.220					-0.00	-0.00
3	0.609	-0.83	-0.83				
3	0.658						-1.10
3	0.660					-1.11	
3	1.100	0.00	0.00	4.93	4.98	0.00	0.00

REACTIES					Ligger:1 Fundamentele combinatie	
Stp	Fmin	Fmax	Mmin	Mmax		
1	4.98	5.03	0.00	0.00		
2	13.84	13.85	0.00	0.00		
3	13.82	13.84	0.00	0.00		
4	4.93	4.98	0.00	0.00		

$$\begin{aligned} M_{d;\max} &= 1,39 \text{ kNm} & (\text{vlgs. Euronorm, hoofdstuk 5} = 1,42 \text{ kNm}) \\ V_{d;\max} &= 7,55 \text{ kN} & (\text{vlgs. Euronorm, hoofdstuk 5} = 7,79 \text{ kN}) \end{aligned}$$

Opmerking: de dwarskracht kan gerekend worden in de dagmaat van de constructie.
 Bovendien mag de belasting over een lengte $2 \cdot h$ vanuit de dagmaat worden gereduceerd.
 Gezien de overspanning van 1100 mm, kan aan weerszijden over een lengte van $2 \cdot 155 = 310$ mm worden gereduceerd. Dit zou een reductie van circa $(1100 - 310) / 1100 = 0,72 = 28\%$ (!) kunnen geven.
 Indien deze reductie wordt toegepast, wordt er gerekend met $7,55 \text{ kN} \times 0,718 = 5,42 \text{ kN}$.
 (vlgs. Euronorm, hoofdstuk 5 = 5,49 kN)

$R_{d;\max} = 13,85 \text{ kN}$ (vlgs. Euronorm, hoofdstuk 5 = 14,34 kN)
 De afwijkingen bedragen ca. 4 %, hoofdzakelijk veroorzaakt door het verschil in betongewicht.

Verder rekenen met de berekende waarden volgens **NEN 6702** geeft:

Buigspanning: $\sigma_{m;0;s;d} = \frac{1,39 \times 10^6}{220,23 \times 10^3} = 6,31 \text{ N/mm}^2$

Schuifspanning: $\tau_{V;0;s;d} = \frac{1,5 \times 5,42 \times 10^3}{55 \times 155} = 0,95 \text{ N/mm}^2$

Oplegspanning: $\sigma_{c;90;s;d} = \frac{13,85 \times 10^3}{55 \times 80} = 3,15 \text{ N/mm}^2$

Bij houtklasse C18: Zie NEN 6760

Art. 9.1.1.1 Waarde $f_{c;90;d}$ ontleend aan tabel K1 mag verdubbeld worden!

Art. 9.3.1. Materiaalfactor $\gamma_m = 1,2$

Art. 9.3.2. Belastingduur "kort"; klimaatklasse 2

Tabel 3: $k_{\text{mod}} = 0,85$

Art. 9.3.3. Vervorming: klimaatklasse 2

$k_{\text{mod}} = 0,90$

Art. 9.3.4. Hoogte: $h > 150 \text{ mm}$

$k_h = 1,0$

Art. 11.6. Druk loodrecht: $k_{\text{con}} = (150/55)^{0,25}$

$k_{\text{con}} = 1,29$

Grootheid		Repr. waarde in N/mm^2	γ_m	k_{mod}	k_h	k_{con}	Rekenwaarde in N/mm^2
Buigsterkte	$f_{m;0}$	18	1,2	0,85	1,0	1,0	12,8
Schuifsterkte eind	$f_{v;0;\text{eind}}$	2,0	1,2	0,85	1,0	1,0	1,4
Loodrechte druksterkte	$f_{c;90}$	4,4 ($2 \cdot 2,2$)	1,2	0,85	1,0	1,29	4,0
Elasticiteitsmodulus	$E_{0;\text{ser}}$	9000	1,0	0,90	1,0	1,0	8100

Rekenen met de berekende waarden volgens de **Euronorm** geeft volgens hoofdstuk 5:

Buigspanning: $\sigma_{m;0;s;d} = \frac{1,42 \times 10^6}{220,23 \times 10^3} = 6,45 \text{ N/mm}^2$

Schuifspanning:
$$\tau_{v;0;s;d} = \frac{3}{2} \times \frac{V_{d;max.optr}}{k_{cr} \times A}$$

$$\tau_{v;0;s;d} = \frac{3}{2} \times \frac{5,49 \times 10^3}{1,0 \times 55 \times 155} = 0,97 \text{ N/mm}^2.$$

Oplegdruk:
$$\sigma_{c;90;s;d} = \frac{14,34 \times 10^3}{55 \times 140} = 1,86 \text{ N/mm}^2.$$

Hieronder de spanningscontrole volgens het “**Handboek Uitvoering Betonwerken**”.
De Stubeco tabel (hoofdstuk 3) is hier enigszins aangepast t.o.v. de tabel conform NEN6760:

Grootheid		Repr. waarde in N/mm ²	γ_m	k_{mod}	k_h	k_{con}	Rekenwaarde in N/mm ²
Buigsterkte	$f_{m;0}$	18	1,2	0,85	1,1	1,0	14,0
Schuifsterkte eind	$f_{v;0;eind}$	2,0	1,2	0,85	1,0	1,0	1,4
Schuifsterkte tussen	$f_{v;0;tussen}$	3,0*)	1,2	0,85	1,0	1,0	2,1
Loodr. druksterkte	$f_{c;90}$	5,2**)	1,2	0,85	1,0	1,26***)	4,6
Elasticiteitsmodulus	$E_{0;ser}$	9000	1,0	0,90	1,0	1,0	8100

*) Voor tussensteunpunten is, in afwijking van NEN 6760, de waarde van $f_{v;0;rep}$ verhoogd met 1,0 N/mm² (volgens publicatie “Handboek Uitvoering Betonwerken, Stubeco, 1^e druk 2005)

**) Voor drukstrekte loodrecht op de vezel is, in afwijking van NEN6760, de waarde verhoogd (volgens publicatie “Handboek Uitvoering Betonwerken”, Stubeco, 1^e druk 2005))

***) Voor een kinderbalk, opgelegd op een enkele onderslag geldt, indien de puntlast of oplegging meer dan 100 mm. van het einde van de balk zit: $K_{con} = 1,26$.

In andere gevallen moet K_{con} berekend worden volgens tabel 7 van NEN 6760

Samenvattend een overzicht van de spanningscontroles van de drie rekenmethoden:

Eurocode, zie hoofdstuk 5:

$\sigma_{m;0;s;d} = 6,45 \text{ N/mm}^2.$	<	$f_{m;0;u;d} = 12,46 \text{ N/mm}^2$	UC = 0,52	Akkoord.
$\tau_{v;0;s;d} = 0,97 \text{ N/mm}^2.$	<	$f_{v;0;u;d} = 2,35 \text{ N/mm}^2$	UC = 0,41	Akkoord.
$\sigma_{c;90;s;d} = 1,86 \text{ N/mm}^2.$	<	$f_{c;90;u;d} = 2,28 \text{ N/mm}^2$	UC = 0,82	Akkoord.

NEN 6760:

$\sigma_{m;0;s;d} = 6,31 \text{ N/mm}^2.$	<	$f_{m;0;u;d} = 12,8 \text{ N/mm}^2$	UC = 0,49	Akkoord.
$\tau_{v;0;s;d} = 0,95 \text{ N/mm}^2.$	<	$f_{v;0;u;d} = 1,4 \text{ N/mm}^2$	UC = 0,68	Akkoord.
$\sigma_{c;90;s;d} = 3,15 \text{ N/mm}^2.$	<	$f_{c;90;u;d} = 4,0 \text{ N/mm}^2$	UC = 0,79	Akkoord.

Handboek Uitvoering Betonwerken:

$\sigma_{m;0;s;d} = 6,31 \text{ N/mm}^2.$	<	$f_{m;0;u;d} = 14,0 \text{ N/mm}^2$	UC = 0,45	Akkoord.
$\tau_{v;0;s;d} = 0,95 \text{ N/mm}^2.$	<	$f_{v;0;u;d;tussen} = 2,1 \text{ N/mm}^2$	UC = 0,45	Akkoord.
$\sigma_{c;90;s;d} = 3,15 \text{ N/mm}^2.$	<	$f_{c;90;u;d} = 4,6 \text{ N/mm}^2$	UC = 0,68	Akkoord.

Opmerkingen:

- Als eerder aangegeven bij de algemene opmerkingen op blz. 30, zijn de toetsen volgens het Handboek Uitvoering Betonwerken van Stubeco gunstiger dan de normatieve toetsen. Behoudens de toets op dwarskracht. In de Eurocode levert deze toets een iets gunstiger, doch vergelijkbaar resultaat op.
- Vergelijking van de drukspanning loodrecht op de vezel tussen Eurocode en NEN 6760 geeft ordegrrootte een gelijk resultaat.

7. CONCLUSIES

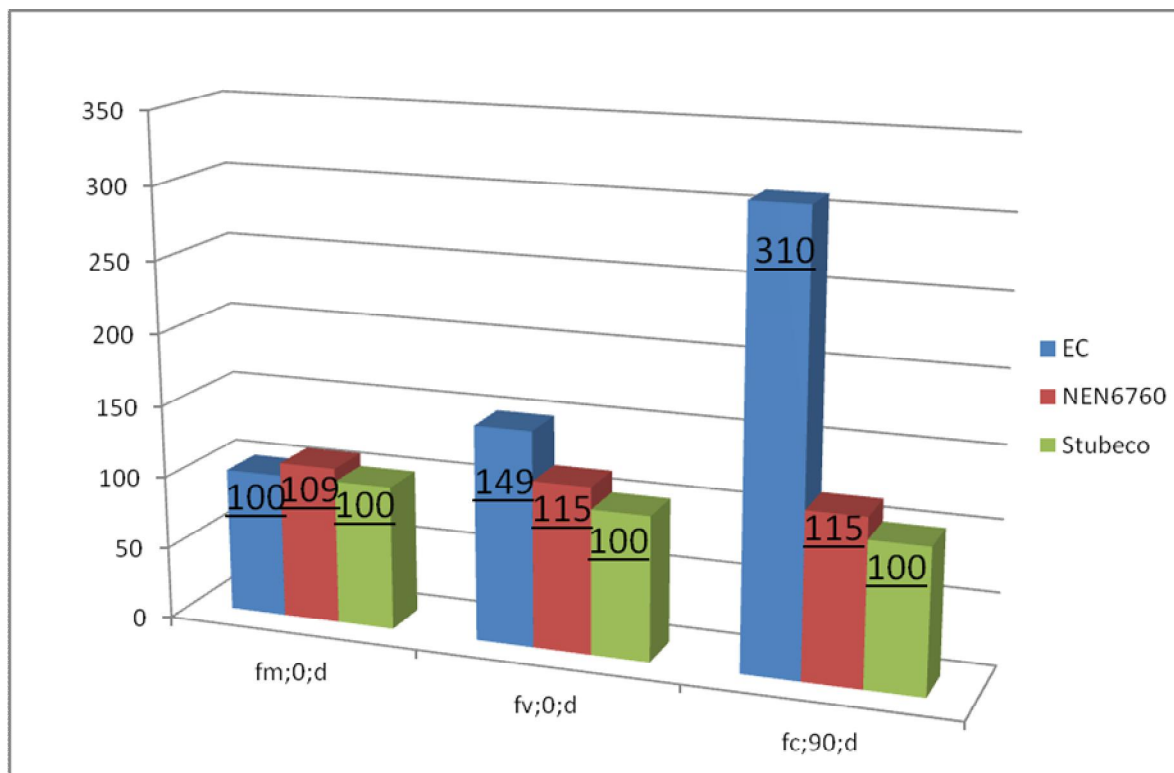
Vergelijking Richtlijn Stubeco, NEN en Eurocode.

Een vergelijking van toelaatbare materiaalspanningen volgens Eurocode, NEN en volgens de richtlijn van Stubeco laat de volgende verschillen zien:

Uitgangspunt: waarden Richtlijn Stubeco is 100% bij toepassing houtsoort C18:

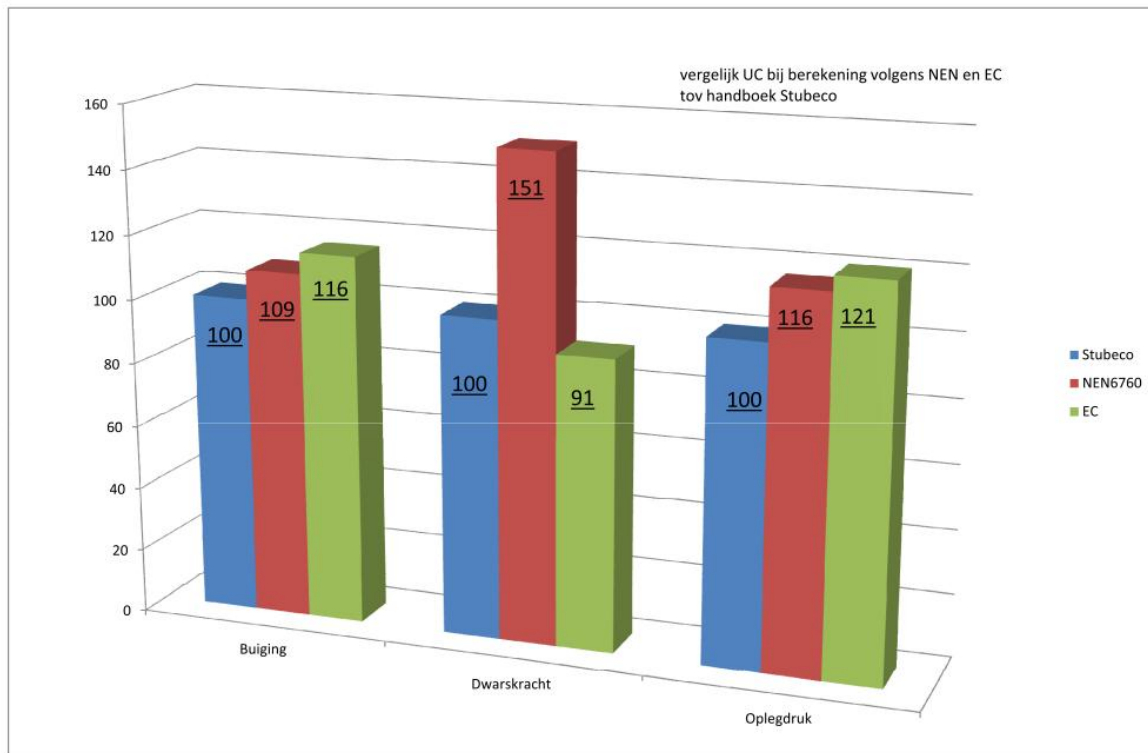
Betreft	$f_{m;y;R;0;d}$ in N/mm ²		$f_{v;y;R;0;d}$ in N/mm ²		$f_{c;R;90;d}$ in N/mm ²	
Stubeco	14,0	100%	1,4 bij eindoplegging	67%	4,6	100%
			2,1 bij tussenoplegging	100%		
NEN	12,8	91%	1,83	87%	4,0	87%
Eurocode	14,0	100%	1,4	67%	1,48	32%

Onderstaand staafdiagram geeft in procenten de hoeveelheid benodigd materiaal bij een constructie die ontworpen is volgens de Eurocode, de NEN en het Stubeco Handboek Uitvoering Betonwerken.



Ten aanzien van dwarskracht is er dus volgens de Eurocode 49% meer materiaal nodig dan volgens de Richtlijn Stubeco en ten aanzien van verticale drukspanningen ruim 300% meer!

Echter, bij het toepassen van de rekenregels volgens de Eurocode en vergelijkend met de unity checks uit het vorige hoofdstuk met de NEN en de Richtlijn Stubeco krijgt men de volgende verschillen te zien:



Ten opzichte van de Richtlijn Stubeco is de Eurocode ten aanzien van dwarskracht gunstiger geworden en ten aanzien van oplegdrukken ongunstiger.

Verder is het niet duidelijk hoe om te gaan met tegenstrijdigheden en onduidelijkheden in de Normbladen, zoals:

- In de inleidende tekst van NEN-EN 1991-1-6 (Algemene belastingen - Belastingen tijdens Uitvoering) staat, dat: "pas nadat de Nationale Bijlage is gepubliceerd en de Normtekst in het Nederlands is verschenen.... van deze norm in principe gebruik kan worden gemaakt. Men kan met de voorliggende uitgave dus NIET aantonen dat is voldaan aan de minimeisen van constructieve veiligheid.."
- De eis uit dezelfde (dus niet normatieve Norm) om voor het volumieke gewicht van vers gestort beton een hogere waarde dan volgens de NEN te gebruiken (26 kN/m^3 t.o.v. 24 kN/m^3) leidt tot zwaardere en dus duurdere constructies. Naar mening van de studiecél is één en ander echter afhankelijk van de hoeveelheid wapening in een constructie. Denk hierbij ook aan horizontale speciedrukken, waarbij alleen rekening gehouden behoeft te worden met de volumieke massa van het betonmengsel. Het is dan ook aan de constructeur om te bepalen met welk volumieke gewicht er rekening gehouden moet worden.
- Het toepassen van de factor K_{Fi} . Moet deze gerekend worden over de Permanente en Variabele Belastingen òf alléén over de Variabele Belasting?

8. LITERATUUR

1. Handboek Uitvoering Betonwerken, Stubeco, 1^e druk 2005
2. NEN-EN 1990/NB Grondslagen van het constructief ontwerp. December 2002/November 2007
3. NEN-EN 1991-1-1/NB Belastingen op constructies, Deel 1-1: Algemene belastingen. December 2002/ November 2007
4. NEN-EN 1991-1-4/NB Belastingen op constructies, Deel 1-4: Algemene belastingen - Windbelasting. November 2007
5. NEN-EN 1991-1-6 Belastingen op constructies, Deel 1-6: Belastingen tijdens uitvoering. Juni 2005
6. NEN-EN 1995-1-1 Ontwerp en berekening van houtconstructies, Deel 1-1: Algemene gemeenschappelijke regels en regels voor gebouwen. Dec. 2007/Nov. 2007
7. NEN-EN 1995-1-1/A1 Wijzigingen en aanvulling op NEN-EN 1995-1-1
8. NEN-EN 1912 Hout voor constructieve toepassingen –Sterkteklassen-. Toewijzing van visuele sorteringklassen en houtsoorten
9. NEN-EN 338 Hout voor constructieve toepassingen – Sterkteklassen. November 2009
10. NEN-EN 12812 Ondersteuningsconstructies – Prestatie-eisen en algemeen ontwerp. Juli 2008
11. NEN-EN 13377 Houten bekistingdragers – Eisen, classificatie en beoordeling. September 2002
12. NEN-EN 13670 Vervaardigen van betonconstructies
13. NEN 13670:2009 Vervangt EN 13670-1:2000 en de Nederlandse norm NEN 6722:2002 (VBU).
14. CUR-aanbeveling 100: Schoon beton. Criteria voor de specificatie en beoordeling van betonoppervlakken.

BIJLAGE A: Gegevens plaatleveranciers

Vanwege het ontbreken van informatie over andere typen en/of merken bekistingplaat geeft dit rapport de gegevens van slechts een tweetal platen.

A1: WISA®-Form Beto

WISA®-Form Beto is een gecoate bekistingplaat.

Base board

Mirror construction plywood made from birch and spruce veneers bonded together in a cross banded construction.

Bonding

Phenolic resin cross-bonded weather resistant glueing according to EN 314-2/class 3, EN 636-3.

Surface and edges

Face and reverse: Dark brown phenolic film 120 g/m².

Imprinted text: "WISA-Form BETO".

Edge sealing: Water resistant paint.

Thicknesses and weight

Nominal thickness (mm)	Min. thickness (mm)	Max. thickness (mm)	Weight (kg/m ²) (MC 10%)
15	14.3	15.3	8.7
18	17.1	18.1	10.4
21	20.0	20.9	12.2

Panel size

1220/1250 x 2440/2500 mm

Size tolerance (length/width) ± 1 mm per metre

Squareness tolerance ± 1 mm per metre length of diagonal

Reuses

Typical number of reuses is likely to be in the range of 10 -15 times. However the number of reuses will depend on a wide range of factors including good site practice, the required concrete finish, careful handling & storage of forms and the type and quality of release agent.

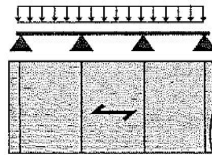
Design data

Mechanical properties of WISA-Form Beto, in standard thicknesses, moisture content $10 \pm 2\%$.

Nominal thickness (mm)	Mean modulus of elasticity bending (N/mm ²)		Characteristic strength bending (N/mm ²)	
	Emll	Emt	fmlI	fml-
15	8763	6490	35.0	23.3
18	7864	7158	31.5	25.3
21	7621	7338	30.5	25.3

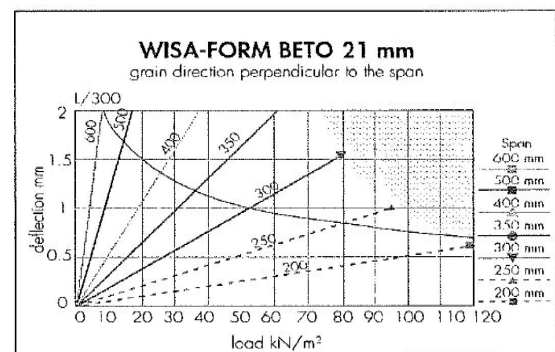
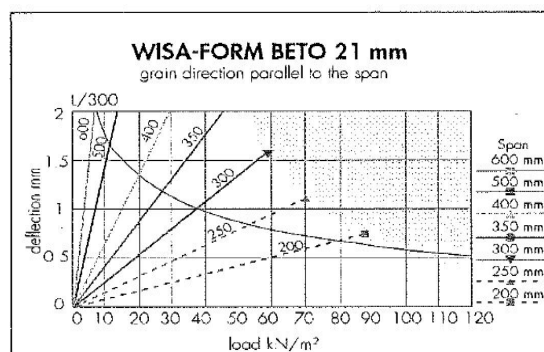
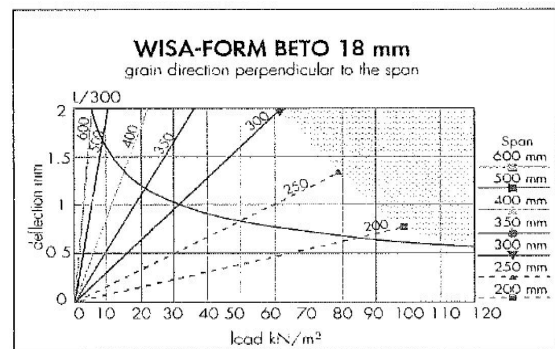
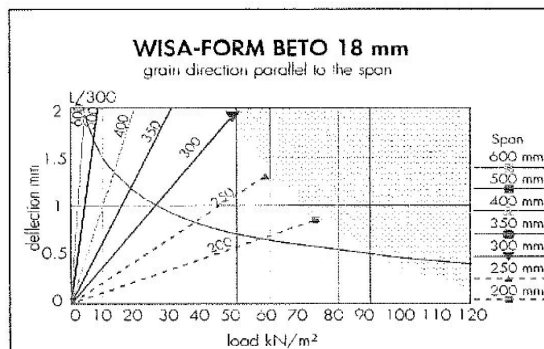
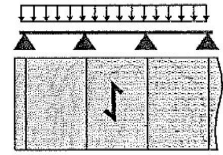
Face grain
parallel
to the span (II)

← grain direction of
surface veneers



Face grain
perpendicular
to the span (I -)

← grain direction of
surface veneers



Moisture content 27 %, short time loading

Partial safety factor for the material is 1.3. Partial safety factor for the loads is 1.2.

Deflection limit $L/300$ of the span

Support width is not taken into account in calculations

Instructions for use

See "Guide to Good Site Practice" available from UPM.

A2: WISA®-Form Birch

WISA®-Form Birch is een gecoate bekistingplaat voor beton met hoge oppervlakte eisen en veelvuldig hergebruik.

Base board

Birch plywood made solely from birch (hardwood) veneers bonded together in a cross banded construction.

Bonding

Phenolic resin cross-banded weather resistant glueing according to EN 314-2/class 3.

Surface and edges

Face and reverse: Dark brown phenolic film 120 g/m² or 220 g/m².

Edge sealing: Water resistant paint.

Constructions and thicknesses

Nominal thickness (mm)	Number of plies	WISA-Form standard sizes (mm)	
		min.	max.
6,5	5	6.1	6.9
9	7	8.8	9.5
12	9	11.5	12.5
15	11	14.3	15.3
18	13	17.1	18.1
21	15	20.0	20.9
24	17	22.9	23.7
27	19	25.2	26.8
30	21	28.1	29.9
> 30		± 3%	± 3%

Panel size

Standard panel sizes:

1200/1220/1250/1500/1525 x 2400/2440/2500/2700/3000/3050/3600/3660mm

Cut sizes at customer's request

Size tolerance (length/width) ± 1 mm per metre

Squareness tolerance ± 1 mm per metre length of diagonal

Reuses

Typical number of reuses is likely to be in the range of 20 - 80 times. However, this will vary according to many different factors including good site practice, required concrete finish, amount of care taken when compacting the concrete, handling and storage of the forms, type and quality of release agent.

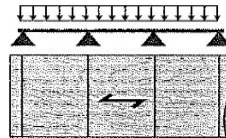
Design Data

Mechanical properties of WISA-Form Birch, in standard thicknesses, moisture content $10 \pm 2\%$

Nominal thickness (mm)	Mean modulus of elasticity bending (N/mm ²)		Characteristic strength bending (N/mm ²)	
	E _{mII}	E _{mI}	f _{mII}	f _{mI}
18	10048	7452	40.2	34.1
21	9858	7642	39.4	34.3

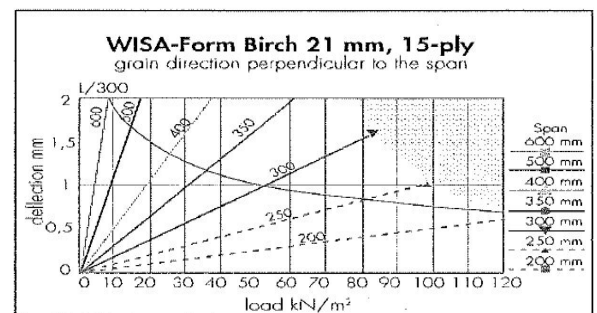
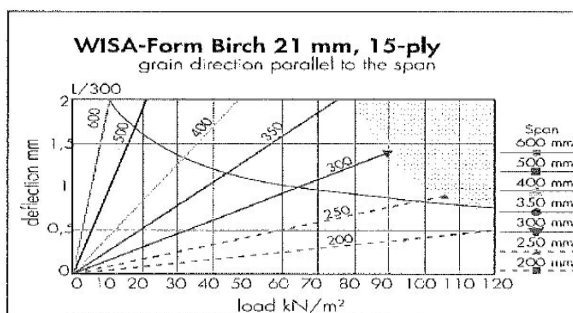
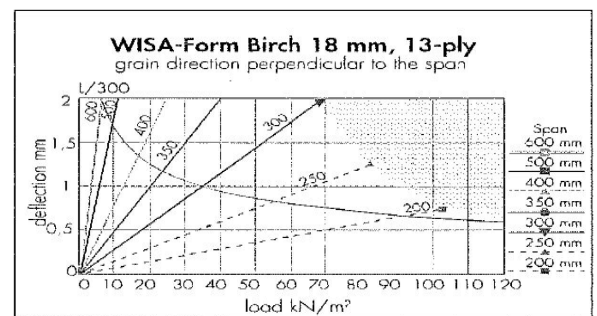
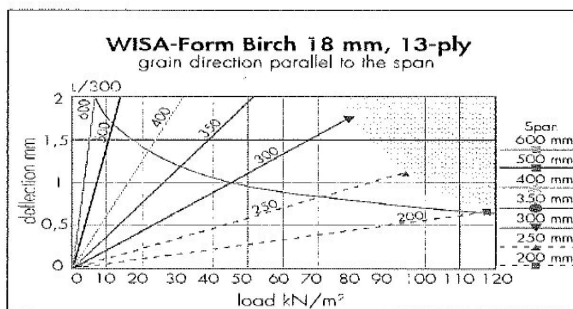
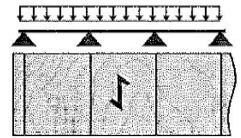
Face grain
parallel
to the span (I I)

← grain direction of
surface veneers



Face grain
perpendicular
to the span (I -)

← grain direction of
surface veneers



Moisture content 27 %, short time loading

Partial safety factor for the material is 1.3. Partial safety factor for the loads is 1.2.

Deflection limit $L/300$ of the span

Support width is not taken into account in calculations

Instructions for use

See "Guide to Good Site Practice" available from UPM.

BIJLAGE B: Achtergronden berekeningsopzet kinderbint in vloerbekisting

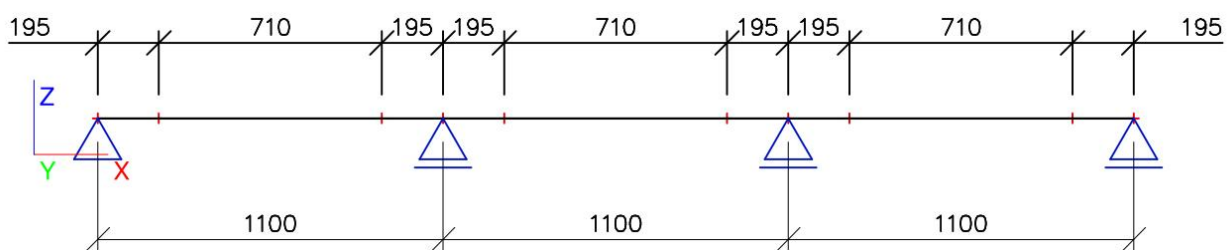
In deze bijlage wordt, aan de hand van het berekeningsvoorbeeld van hoofdstuk 5, aangetoond hoe de keuzes van de factoren uit de Eurocode voor de berekening van houten bekistingconstructies gedaan zijn.

Gegevens voorbeeld som:

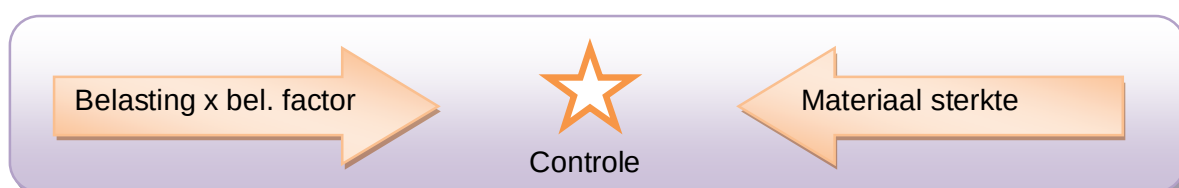
- Dikte betonnen dek 800 mm.
- Soortelijke massa vloeibaar beton: 26 kN/m³.
- Onderslagen hart op hart 1100 mm.
- Kinderbinten hart op hart 350 mm.
- Tooghout (opleg-) breedte 80mm (i.v.m. vlaktedruk controle)
- Houtafmeting kinderbint 55x155mm, houtklasse C18 (NEN-EN 338).
- Veranderlijke belastingen toepassen volgens NEN-EN 1991-1-6.
- Belasting gevallen: 1. EG bekisting
2. Massa beton
3. Veranderlijke belasting links
4. Veranderlijke belasting midden.
- Belasting combinaties: 2 belastingcombinaties BGT en 4 belastingcombinaties UGT volgens NEN-EN1990.
- Vervormingseis: maximum doorbuiging $\delta_{\max} \leq \frac{1}{400} l_{th}$
- Berekening voor CC2
- In deze som is ervoor gekozen om geen automatische gewichten door software mee te laten nemen.

Doel is; controle van de kinderbinten h.o.h. 350 mm.

Model:



Toetsingsprincipe



Bepaling belasting factoren volgens NEN-EN 1991-1-6: Belastingen tijdens uitvoering. Hierin staat aangegeven, dat de belastingfactor voor niet uitgeharde beton 1,5 dient te zijn. Belastingfactor op EG is 1,5 in model meegenomen.

Belastingen

Eigen gewicht van de constructie volgens 1991-1-1

Eigen gewichten van constructie gedeeltelijk gereed

Eigen gewicht van uitgeharde beton

Eigen gewicht van vloeibare beton

Windbelasting

Max windsnelheid berekening volgens NEN-EN 1991-1-4

Min windsnelheid 20 m/s tot 3 maanden inzettijd (NEN-EN 1991-1-4)

Tabel 3.1: Duur van de belasting (inzettijd) <3mnd -> 5 jaar. NB geeft aanpassing waarden.

VB: personen en handgereedschappen

Niet in som meegenomen

variabel statisch

permanent statisch

variabel statisch

variabel statisch

variabel statisch

Belastinggevallen

Zie NEN-EN 1991-1-6, par.4.11.2 voor opgave van de te rekenen Q- en G-lasten:

- Eigen gewicht bekisting

Tabel A.1 — Bouwmaterialen – Beton en mortel

Materialen	Volumiek gewicht γ kN/m ³
Beton (zie EN 206)	
Licht beton	
Gewichtsklasse LC 1,0	9,0 tot 10,0 ^{1) 2)}
Gewichtsklasse LC 1,2	10,0 tot 12,0 ^{1) 2)}
Gewichtsklasse LC 1,4	12,0 tot 14,0 ^{1) 2)}
Gewichtsklasse LC 1,6	14,0 tot 16,0 ^{1) 2)}
Gewichtsklasse LC 1,8	16,0 tot 18,0 ^{1) 2)}
Gewichtsklasse LC 2,0	18,0 tot 20,0 ^{1) 2)}
Normaal beton	24,0 ^{1) 2)}
Zwaar beton	> ^{1) 2)}
Mortel	
Cementmortel	19,0 tot 23,0
Gipsmortel	12,0 tot 18,0
Kalk-cementmortel	18,0 tot 20,0
Kalkmortel	12,0 tot 18,0
¹⁾ Te verhogen met 1 kN/m ³ voor een normaal percentage wapenings- en voorspanstaal. ²⁾ Te verhogen met 1 kN/m ³ voor niet-uitgehard beton.	
OPMERKING Zie hoofdstuk 4.	

Eigen gewicht beton Volgens 1991 betongewicht is 25 kN/m^3 uitgehard, of **vers 26 kN/m^3** !

Zie bovenstaande tabel A.1 van NEN-EN1991-1-1.

Verse beton is volgens 1991-1-6 een variabele last!

In het model is 26 kN/m^3 gebruikt.

- VB buiten werkvlak $0,75 \text{ kN/m}^2$
- VB binnen werkvlak $0,75 \text{ kN/m}^2$ tot $1,50 \text{ kN/m}^2$

4.11.2 Construction loads during the casting of concrete

(1) Actions to be taken into account simultaneously during the casting of concrete may include working personnel with small site equipment (Q_{ca}), formwork and load-bearing members (Q_{cc}) and the weight of fresh concrete (which is one example of Q_{ct}), as appropriate.

NOTE 1 For the density of fresh concrete see EN 1991-1-1:2002 Table A.1.

NOTE 2 Q_{ca} , Q_{cc} and Q_{ct} may be given in the National Annex

NOTE 3 Recommended values of actions due to construction loads during casting of concrete (Q_{ct}) may be taken from Table 4.2, and for fresh concrete from EN 1991-1-1:2002, Table A.1. Other values may have to be defined, for example, when using self-levelling concrete or precast products.

NOTE 4 Loads according to (1), (2) and (3), as given in Table 4.2, are intended to be positioned to cause the maximum effects, which may be symmetrical or not.

Table 4.2 : Recommended characteristic values of actions due to construction loads during casting of concrete

Action	Loaded area	Load in kN/m^2
(1)	Outside the working area	$0,75$ covering Q_{ca}
(2)	Inside the working area $3 \text{ m} \times 3 \text{ m}$ (or the span length if less)	10% of the self-weight of the concrete but not less than $0,75$ and not more than $1,5$ Includes Q_{ca} and Q_{ct}
(3)	Actual area	Self-weight of the formwork, load-bearing element (Q_{cc}) and the weight of the fresh concrete for the design thickness (Q_{ct})

NB.: bij dekdikte $d < 0,30 \text{ m}$. VB = $0,75 \text{ kN/m}^2$

bij dekdikte $d > 0,60 \text{ m}$. VB = $1,50 \text{ kN/m}^2$

Tussen $0,30 \text{ m}$. en $0,60 \text{ m}$.: VB = $10\% \times d \times 26 \text{ kN/m}^2$.

De veranderlijke belasting is volgens dit principe op het model ingevoerd.

Table 2.1 Classification of actions (other than construction loads) during execution stages.

Related clause in standard	Action	Classification				Remarks	Source
		time	/ Origin	variation	(static/dynamic)		
4.2	Self weight	Permanent	Direct	Fixed with tolerance / free	Static	Free during transportation / storage. Dynamic if dropped.	EN 1991-1-1
4.3	Soil movement	Permanent	Indirect	Free	Static		EN 1997
4.3	Earth pressure	Permanent / variable	Direct	Free	Static		EN 1997
4.4	Prestressing	Permanent / variable	Direct	Fixed	Static	Variable for local design (anchorage).	EN 1990, EN 1992 to EN 1999
4.5	Pre-deformations	Permanent / variable	Indirect	Free	Static		EN 1990
4.6	Temperature	Variable	Indirect	Free	Static		EN 1991-1.5
4.6	Shrinkage/hydration effects	Permanent / variable	Indirect	Free	Static		EN 1992, EN 1993, EN1994
4.7	Wind actions	Variable / accidental	Direct	Fixed/free	Static / dynamic	(*)	EN 1991-1-4
4.8	Snow loads	Variable/accidental	Direct	Fixed/free	Static / dynamic	(*)	EN 1991-1-3
4.9	Actions due to water	Permanent / variable/accidental	Direct	Fixed/free	Static / dynamic	Permanent / variable according to project specifications. Dynamic for water currents if relevant	EN 1990
4.10	Atmospheric ice loads	Variable	Direct	Free	Static / dynamic	(*)	ISO 12494
4.12	Accidental	Accidental	Direct/indirect	Free	Static/dynamic	(*)	EN 1990, EN 1991-1-7
4.13	Seismic	Variable / accidental	Direct	Free	Dynamic	(*)	EN 1990 (4.1), EN1998

(*) : The source documents need to be examined with the National Annexes in which additional relevant information may be provided.

Noot: voor de berekening van doorstempelingen wordt uitgehard beton als een permanente last beschouwd.

Belastingcombinaties.

Belastingcombinaties overeenkomstig NEN-EN 1990-1-1.

De commissie adviseert gebruik te maken van de methode van **partiële factoren** en niet de probabilistische methode te volgen.

ULS (ultimate limit states)

UGT fundamentele combinaties

6.4.1 Algemeen

(1)P De volgende uiterste grenstoestanden moeten zijn getoetst als van toepassing zijnd:

- a) EQU: Verlies van **statisch evenwicht** van de constructie, of van welk deel ervan ook, beschouwd als star lichaam, waarbij:
 - kleine variaties van de waarde of de ruimtelijke verdeling van belastingen afkomstig van één enkele oorsprong van groot belang zijn, en
 - de sterktes van de bouwmaterialen of de grond in het algemeen niet bepalend zijn;
- b) STR: Intern bezwijken of buitensporige vervorming van de constructie of van constructieve elementen, met inbegrip van funderingen op staal, palen, kelderwanden; enz., waarbij **de sterkte van bouwmaterialen van de constructie bepalend is**;
- c) GEO: Bezwijken of buitensporige vervorming van de grond waarbij de sterktes van grond of rots bepalend zijn voor de te leveren weerstand;
- d) FAT: Bezwijken van de constructie of constructieve elementen door vermoeiing.

OPMERKING Voor het ontwerp en de berekening bij vermoeiing zijn combinaties van belastingen gegeven in EN 1992 tot en met EN 1999.

(2)P De rekenwaarden van belastingen moeten in overeenstemming zijn met bijlage A.

EQU (Equilibrium= evenwicht of stabiliteit)	In dit rekenmodel niet van toepassing
STR (Stress= sterkte)	
GEO—geotechnisch	Niet van toepassing
FAT—vermoeiing	Niet van toepassing

Ontwerp en berekening van constructieve elementen (STR, zie 6.4.1), waarbij geen geotechnische belastingen betrokken zijn, behoren te zijn getoetst met gebruikmaking van de rekenwaarden van de belastingen uit NEN-EN 1990/NB, tabel A1.2(B) – Rekenwaarde van belastingen (STR/GEO):

Tabel A1.2(B) — Rekenwaarden van belastingen (STR/GEO) (Groep B)

Blijvende en tijdelijke ontwerp-situaties	Blijvende belastingen		Overheersende veranderlijke belasting	Veranderlijke belastingen gelijktijdig met de overheersende	
	Ongunstig	Gunstig		Belangrijkste (zo nodig)	Andere
(verg. 6.10a)	1,35 $G_{k,sup}$ ^a	0,9 $G_{k,inf}$			1,5 $\psi_{0,i} Q_{k,i}$ ($i > 1$)
(verg. 6.10b)	1,2 $G_{k,sup}$ ^b	0,9 $G_{k,inf}$	1,5 $Q_{k,1}$		1,5 $\psi_{0,i} Q_{k,i}$ ($i > 1$)
^a Bij vloeistofdrukken met een fysiek beperkte waarde mag zijn volstaan met 1,2 $G_{k,sup}$.					
^b Deze waarde is berekend met $\xi = 0,89$.					

Toetsing door het uitvoeren van twee controles, met de formules 6.10a en 6.10b van NEN-EN 1990. Maatgevend is de meest ongunstige uitkomst.

Ten tijde van het schrijven van deze rapportage is een nieuwe tabel in de nieuwe Nationale Bijlage, behorende bij NEN-EN 1990+A1+A1/C2, verschenen. Wijzigingen als gevolg hiervan zijn niet meegenomen in deze rapportage.

Formule 6.10a algemeen EC1991 :

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

Uit de Nationale Bijlage volgt dan voor formule 6.10a: STR

$$\sum_{j \geq 1} 1,35 G_{k,j} + \sum_{i > 1} 1,5 \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad \text{of:} \quad \sum_{j \geq 1} 0,9 G_{k,j} + \sum_{i > 1} 1,5 \psi_{0,1} Q_{k,i}$$

Formule 6.10b algemeen EC1991 :

$$\sum_{j \geq 1} \xi_j \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

Uit de Nationale Bijlage volgt dan voor formule 6.10b: STR

$$\sum_{j \geq 1} (0,89 \times 1,35) G_{k,j} + 1,5 Q_{k,1} + \sum_{i > 1} 1,5 Q_{k,i} = \sum_{j \geq 1} 1,2 G_{k,j} + 1,5 Q_{k,1} + \sum_{i > 1} 1,5 Q_{k,i}$$

$$\text{of:} \quad \sum_{j \geq 1} 0,9 G_{k,j} + 1,5 Q_{k,1} + \sum_{i > 1} 1,5 Q_{k,i}$$

ξ is een reductiefactor voor ongunstige, blijvende belasting G.

$\xi = 0,89$ volgens bovenstaande tabel

Volgens Annex A1 van de EN 1991-1-6: 2005(E), Supplementary rules for buildings, geldt:

A1.1 Ultimate limit states

(1) For transient, accidental and seismic design situations the ultimate limit state verifications should be based on combinations of actions applied with the partial factors for actions γ_F and the appropriate ψ factors.

NOTE 1 For values of γ_F and ψ factors see EN 1990, Annex A1.

NOTE 2 Representative values of the variable action due to construction loads may be set by the National Annex, with a recommended range of $\psi_0 = 0,6$ to 1,0. The recommended value of ψ_0 is 1,0. The minimum recommended value of ψ_2 is 0,2 and it is further recommended that values below 0,2 are not selected.

NOTE 3 ψ_1 does not apply to construction loads during execution.

$\psi_{0,i}$ of $\psi_{0,1}$ = 0,6 tot 1,0

Voor tijdelijke constructies bij voorkeur de waarde 1,0 hanteren, vanwege de zekerheid dat de belastingen ook altijd daadwerkelijk op de constructie komen.
Daarom ook VB niet reduceren!

Uit de Nationale Bijlage NEN-EN 1990/NB volgt:

Permanente belastingen $1,35 \times 0,89 \text{ Nationale Bijlage } = 1,2$

Bijlage A1 Toepassing op gebouwen

A1.1 Toepassingsgebied

-) Tabel 2.1 in 2.3 (1) moet als volgt zijn gelezen (normatief), samen met de volgende tekst.

In tabel 2.1 hierna zijn de minimumwaarden voor de ontwerplevensduur gegeven.

Deze waarden moeten bij het ontwerp zijn gebruikt tenzij andere, maar geen lagere, waarden uitdrukkelijk met de klant zijn overeengekomen.

Tabel 2.1 — Ontwerplevensduur

Ontwerplevensduur klasse	Ontwerplevensduur (jaren)	Toepassing
1	5	Tijdelijke constructies ^{a,b}
2	15	Landbouw ^c , tuinbouw ^c en sportvelden ^c
		Constructies van industriegebouwen van 1 of 2 verdiepingen
3	50	Gebouwen en andere gewone constructies
4	100	Monumentale gebouwen ^d
^a Echter, voor CC2 en CC3 moet voor de bepaling van de veranderlijke belastingen een minimum-ontwerplevensduur van 15 jaar zijn gebruikt. ^b Constructies of delen van constructies die kunnen worden ontmanteld met de bedoeling om te worden hergebruikt mogen niet als tijdelijk zijn aangemerkt. Uitsluitend voor productiedoeleinden, waarbij het aantal personen binnen beperkt is. ^d De beslissing om een gebouw als monumentaal aan te merken is ter beoordeling aan de klant.		

Voor ieder constructief onderdeel mag de ontwerplevensduur zijn verkregen door een economische combinatie van vervaardiging, uitvoering, inspectie, onderhoud en vervanging.

OPMERKING De gestelde eisen ten aanzien van betrouwbaarheid volgen uit het Bouwbesluit 2003 voor zover deze betrekking hebben op de bouwconstructie. De ontwerplevensduur wordt in het Bouwbesluit 2003 aangeduid als "referentieperiode".

Onder duurzaam wordt verstaan dat gedurende de ontwerplevensduur steeds aan alle eisen van betrouwbaarheid wordt voldaan. Onderdelen van bouwconstructies kunnen zo worden ontworpen dat:

- ze gedurende deze periode, in principe zonder herstel of vervanging, aan de eis zullen voldoen; hiertoe wordt de faalkans aan het begin van de ontwerplevensduur zo laag gesteld dat rekening houdend met de normale toename door veroudering van de constructie toch aan het eind van de ontwerplevensduur de faalkans nog onder de grenswaarde ligt;
- ze tijdens de ontwerplevensduur van het bouwwerk, of de complete constructie waarvan ze deel uitmaken, één of meermalen kunnen worden geïnspecteerd en zo nodig hersteld, zodat gedurende de gehele ontwerplevensduur steeds de faalkans van dat onderdeel onder de geëiste grenswaarde blijft.

ad a

In deze situatie zullen alleen materialen waarvan bekend is dat ze gedurende de ontwerplevensduur op een bepaald niveau presteren, aan de eis van duurzame betrouwbaarheid kunnen voldoen. Ook kan effectief onderhoud nodig zijn om de duurzaamheid te waarborgen. Hierbij wordt gewezen op het bestand zijn van onderdelen van bouwconstructies tegen biologische, chemische en weersinvloeden en tegen veroudering.

ad b

Bij het voorgenomen gebruik van materialen waarvan men niet vooraf kan aantonen dat ze gedurende de gehele ontwerplevensduur de verlangde prestatie zullen leveren, kan dit volgens methode b worden gedaan. Dit kan zijn omdat met deze constructies nog onvoldoende ervaring bestaat, of omdat bekend is dat de prestatie slechts gedurende een kortere tijd kan worden geleverd. Om te waarborgen dat ook tussentijds (toekomstig) herstel van het onderdeel van de bouwconstructie zal kunnen plaatsvinden, afhankelijk van het voorziene gedrag van het onderdeel van

de bouwconstructie, behoren afspraken te worden gemaakt over periodieke inspecties, of het onderdeel van de bouwconstructie kan zo zijn ontworpen dat bezwijkgedrag zich voortijdig zal aankondigen zodat tijdig maatregelen kunnen worden getroffen. Een noodzakelijke voorwaarde in deze situatie is dat de desbetreffende onderdelen van de bouwconstructie bereikbaar zijn voor inspectie en herstel. Men moet daarbij bijvoorbeeld denken aan de mogelijkheden om een latei in een constructie van metselwerk of verlijmd gevelpanelen op grote hoogte te kunnen inspecteren en zo nodig te herstellen.

Serviceability limit states BGT (= Bruikbaarheids Grens Toestand)

6.5.3 Belastingscombinaties

(1) De in aanmerking te nemen belastingscombinaties in de van toepassing zijnde ontwerp situaties behoren de passende te zijn voor de te toetsen bruikbaarheidseisen en prestatiecriteria.

(2) De belastingscombinaties voor bruikbaarheidsgrenstoestanden zijn in formule vorm vastgelegd in de volgende formules (zie ook 6.5.4):

OPMERKING Aangenomen wordt in deze formules, dat alle partiële factoren gelijk zijn aan 1. Zie bijlage A en EN 1991 tot en met EN 1999.

a) Karakteristieke combinatie:

$$E_d = E \{ G_{k,j} ; P ; Q_{k,1} ; \psi_{0,i} Q_{k,i} \} \quad j \geq 1 ; i > 1 \quad (6.14a)$$

waarin de belastingscombinatie tussen haken { } (de karakteristieke combinatie genoemd), kan zijn geformuleerd als:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (6.14b)$$

Toetsing met de formule 6.14b van NEN-EN 1990:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

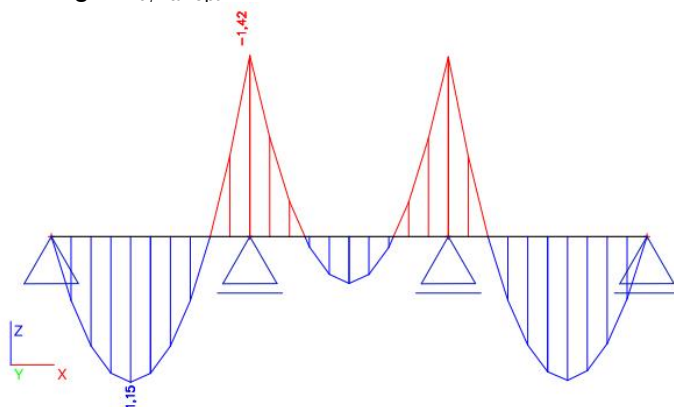
Bepaling M_d , V_d , σ_d , W_y , I_y

Zie Bijlage C voor het rekenmodel voor de bepaling van de maximale momenten, dwarskrachten en oplegreacties.

Eigen gewicht betondek: $0,80 \times 26 = 20,8 \text{ kN/m}^2$.

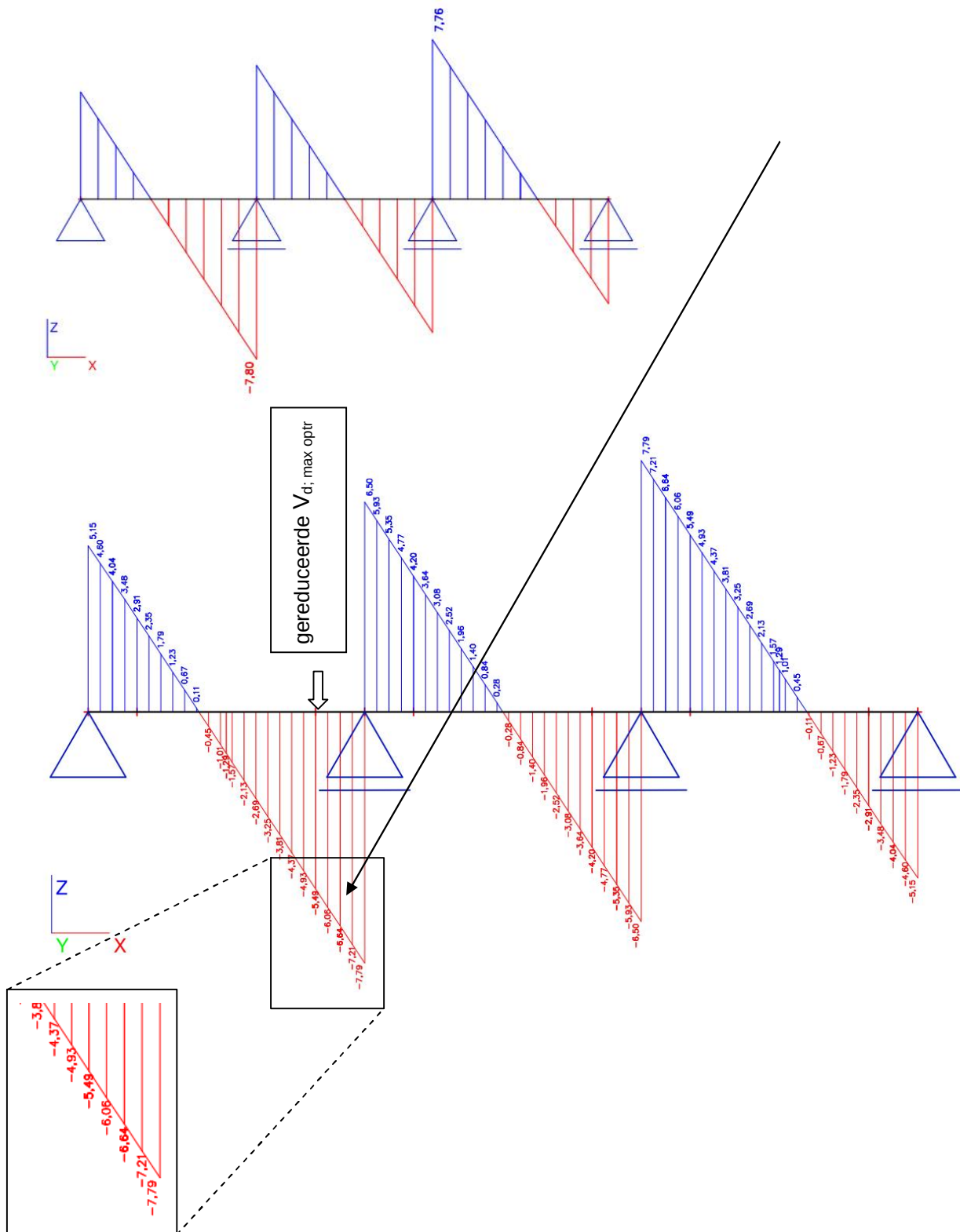
In het model is de belasting voor 0,35 m. diepte ingevoerd: $0,35 \times 20,8 = 7,28 \text{ KN/m'}$.

Hieruit volgt: $M_{d;\max \text{ optr}} = 1,42 \text{ kNm}$.



$$V_{d;\max \text{ optr}} = 7,76 \text{ kN.}$$

1995-1-1 pag. 49
par 6.1.7. 155+
1/2 tooglat =
155+40=195 uit hart
steunpunt de
dwarskracht nemen
is toegestaan.



Optredende waarde (geen rekenwaarde!) max. oplegreactie $R_{rep; \max \text{ optr}} = 9,56 \text{ kN.}$,
zie modeluitvoer Bijlage C:

7.1.1. Reacties Klasse BGT Links

Lineaire berekening, Extreem : Knoop

Selectie : Alle

Combinaties : BGT links

Steunpunt	BG	R _x [kN]	R _z [kN]	My [kNm]
Sn1/K1	BGT links/5	0,00	3,48	0,00
Sn2/K2	BGT links/5	0,00	9,56	0,00
Sn3/K3	BGT links/5	0,00	9,52	0,00
Sn4/K4	BGT links/5	0,00	3,40	0,00

Statische waarden kinderbinten, afm. 55x155 mm.:

$$W_y = \frac{1}{6}bh^2 = \frac{1}{6} \times 55 \times 155^2 = 220,23 \times 10^3 \text{ mm}^3.$$

$$I_y = \frac{1}{12}bh^3 = \frac{1}{12} \times 55 \times 155^3 = 1706,8 \times 10^4 \text{ mm}^4.$$

Buigspanning in kinderbint als gevolg van M:

$$\sigma_{m;O;s;d} = \frac{M_{d;\max.\text{optr}}}{W_y} = \frac{1,42 \times 10^6}{220,23 \times 10^3} = 6,45 \text{ N/mm}^2.$$

Schuifspanning in kinderbint als gevolg van V:

$$\tau_{v;O;s;d} = \frac{3}{2} \times \frac{V_{d;\max.\text{optr}}}{k_{cr} \times A}$$

$$k_{cr} = 1,0$$

$$\tau_{v;O;s;d} = \frac{3}{2} \times \frac{5,49 \times 10^3}{1,0 \times 55 \times 155} = 0,97 \text{ N/mm}^2.$$

Drukspanning loodrecht op de vezel bij oplegging op tooglat (b=80mm):

Rekenwaarde oplegreactie $R_{d;\max} = R_{\text{rep}; \max \text{optr}} \times \gamma = 9,56 \times 1,5 = 14,34 \text{ kN}$.

Volgens wijzigingsblad A1 van NEN-EN 1995-1-1, art. 6.1.5 geldt:

$$\sigma_{c,90;s;d} = \frac{F_{c,90,d}}{A_{ef}}$$

$$F_{c,90,d} = R_{d;\max} = 14,34 \text{ kN}.$$

De lengte van de oplegging evenwijdig aan de vezel (in ons geval de breedte van de tooglat) mag volgens bovenstaand artikel aan beide zijden van de oplegging worden vergroot met max. 30 mm., maar niet meer dan a , of $\frac{1}{2}l_1$.

$$A_{ef} = 55 \times (80+30+30) = 55 \times 140 \text{ mm}^2.$$

$$\sigma_{c,90;s;d} = \frac{14,34 \times 10^3}{55 \times 140} = 1,86 \text{ N/mm}^2.$$

Bij rechthoekige volle doorsneden is het niet nodig om M+V te controleren, omdat de max. spanningen niet op dezelfde plaats in de profieldoorsnede optreden. Max. buigspanning treedt op in de uiterste vezels, terwijl de max. schuifspanning in het midden van de profieldoorsnede optreedt.

Voor uitzonderingen zie NEN-EN1995/A1, § 6.1.7 In geval van combinatie van M+V dan $k_{cr} = 0,67$ op breedte profiel meenemen, vanwege de invloed van scheurvorming. (reductie van de breedte)

Belastingduurklassen

2.3.1.2 Belastingsduurklassen

(1)P De belastingsduurklassen worden gekenmerkt door het effect van een constante belasting die werkzaam is gedurende een bepaalde tijd van de levensduur van de constructie. Voor een veranderlijke belasting moet de geschikte belastingsduurklasse worden bepaald op basis van een schatting van de typische variatie van de belasting in de tijd.

(2)P Voor de sterkte- en stijfheidsberekeningen moeten de belastingen zijn ingedeeld in een van de belastingsduurklassen gegeven in tabel 2.1.

Tabel 2.1 — Belastingsduurklassen

Belastingsduurklasse	Grootteorde van de cumulatieve duur van de karakteristieke belasting
Blijvend	Langer dan 10 jaar
Lang	6 maanden – 10 jaar
Middel-lang	1 week – 6 maanden
Kort	Minder dan 1 week
Zeer kort	

Binnen 1 week moet beton draagkrachtig zijn zodat hout geen constructief element meer is.

2.3.1.2 Belastingsduurklassen

Vervang tabel 2.2 door de volgende tabel:

Tabel 2.2 — Voorbeelden van toekenning van belastingsduurklassen

Belastingsduurklasse	Belastingsvoorbeelden
Blijvend	eigen gewicht
Lang	opslag
Middel-lang	opgelegde vloerbelasting
Kort	sneeuw, wind
Zeer kort	bijzondere belasting

Belastingduurklasse: kort. Zie ook NEN-EN1995-1-1, § 2.3.1.2

Klimaatklassen

2.3.1.3 Klimaatklassen

(1)P Constructies moeten zijn ingedeeld in een van de volgende klimaatklassen:

OPMERKING 1 Het systeem van klimaatklassen is hoofdzakelijk bedoeld om sterktewaarden toe te kunnen kennen en om de vervormingen te kunnen berekenen in welbepaalde klimaatomstandigheden.

OPMERKING 2 Informatie voor het indelen van een constructie in een klimaatklassen zoals gegeven in (2)P, (3)P en (4)P kan worden gegeven in de nationale bijlage.

(2)P Klimaatklasse 1 is gekenmerkt door een vochtgehalte in de materialen dat overeenkomt met een temperatuur van 20 °C en een relatieve vochtigheid van de omringende lucht die slechts gedurende enkele weken per jaar hoger is dan 65 %.

OPMERKING In klimaatklasse 1 zal in de meeste naaldboutsoorten het gemiddelde vochtgehalte niet hoger zijn dan 12 %.

(3)P Klimaatklasse 2 is gekenmerkt door een vochtgehalte in de materialen dat overeenkomt met een temperatuur van 20 °C en een relatieve vochtigheid van de omringende lucht die slechts gedurende enkele weken per jaar hoger is dan 85 %.

OPMERKING In klimaatklasse 2 zal in de meeste naaldboutsoorten het gemiddelde vochtgehalte niet hoger zijn dan 20 %.

(4)P Klimaatklasse 3 is gekenmerkt door klimaatomstandigheden die leiden tot hogere vochtgehalten dan klimaatklasse 2.

Dit zal in de praktijk ook zo zijn.

klimaatklasse 2.

§2.3.1.3 1995-1-1

Tabel 3.1 — Waarden van k_{mod}

Materiaal	Norm	Klimaat-klasse	Belastingsduurklasse				
			Blijvend	Lang	Middellang	Kort	Zeer kort
Gezaagd hout	EN 14081-1	1	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
		2	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
		3	0,50	0,55	0,65	0,70	0,90

$k_{mod} = 0,90$ Zie NEN-EN 1995-1-1, § 3.1.3

(Nationale Bijlage niet gebruiken, omdat deze alleen toepasbaar is bij trekspanningen loodrecht op de vezel.)

Maximale toegestane houtspanning volgens NEN-EN 338

Table 1 — Strength classes - Characteristic values

		Softwood species												Hardwood species											
		C14	C16	C18	C20	C22	C24	C27	C30	C35	C40	C45	C50	D18	D24	D30	D35	D40	D50	D60	D70				
Strength properties (in N/mm ²)																									
Bending	$f_{m,k}$	14	16	18	20	22	24	27	30	35	40	45	50	18	24	30	35	40	50	60	70				
Tension parallel	$f_{t,0,k}$	8	10	11	12	13	14	16	18	21	24	27	30	11	14	18	21	24	30	36	42				
Tension perpendicular	$f_{t,90,k}$	0,4	0,5	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6				
Compression parallel	$f_{c,0,k}$	16	18	18	19	20	21	22	23	25	26	27	29	18	21	23	25	26	29	32	34				
Compression perpendicular	$f_{c,90,k}$	2,0	2,2	2,2	2,3	2,4	2,5	2,6	2,7	2,8	2,9	3,1	3,2	7,5	7,8	8,0	8,1	8,3	9,3	10,5	13,5				
Shear	$f_{v,k}$	3,0	3,4	3,4	3,6	3,8	4,0	4,0	4,0	4,0	4,0	4,0	4,0	3,4	4,0	4,0	4,0	4,0	4,0	4,5	5,0				
Stiffness properties (in kN/mm ²)																									
Mean modulus of elasticity parallel	$E_{0,mean}$	7	8	9	9,5	10	11	11,5	12	13	14	15	16	9,5	10	11	12	13	14	17	20				
5 % modulus of elasticity parallel	$E_{0,05}$	4,7	5,0	6,0	6,4	6,7	7,4	7,7	8,0	8,7	9,4	10,0	10,7	8	8,5	9,2	10,1	10,9	11,8	14,3	16,8				
Mean modulus of elasticity perpendicular	$E_{90,mean}$	0,23	0,27	0,30	0,32	0,33	0,37	0,38	0,40	0,43	0,47	0,50	0,53	0,63	0,67	0,73	0,80	0,86	0,93	1,13	1,33				
Mean shear modulus	G_{mean}	0,44	0,51	0,56	0,59	0,63	0,69	0,72	0,75	0,81	0,88	0,94	1,00	0,59	0,62	0,69	0,75	0,81	0,88	1,06	1,25				
Density (in kg/m ³)																									
Density	ρ_k	290	310	320	330	340	350	370	380	400	420	440	460	475	485	530	540	550	620	700	900				
Mean density	ρ_{mean}	350	370	380	390	410	420	450	460	480	500	520	550	570	580	640	650	660	750	840	1080				
NOTE 1 Values given above for tension strength, compression strength, shear strength, 5 % modulus of elasticity, mean modulus of elasticity perpendicular to grain and mean shear modulus, have been calculated using the equations given in Annex A.																									
NOTE 2 The tabulated properties are compatible with timber at a moisture content consistent with a temperature of 20 °C and a relative humidity of 65 %.																									
NOTE 3 Timber conforming to classes C45 and C50 may not be readily available.																									
NOTE 4 Characteristic values for shear strength are given for timber without fissures, according to EN 408. The effect of fissures should be covered in design codes.																									

2.4.1 Rekenwaarde van een materiaaleigenschap

(1)P De rekenwaarde X_d van een sterkte-eigenschap moet als volgt zijn berekend:

$$X_d = k_{mod} \frac{X_k}{\gamma_M} \quad (2.14)$$

waarin:

X_k is de karakteristieke waarde van de sterkte-eigenschap;

γ_M is de partiële factor voor een materiaaleigenschap;

k_{mod} is een modificatiefactor die de invloed van de belastingsduur en het vochtgehalte in rekening brengt.

OPMERKING 1 Waarden van k_{mod} zijn gegeven in 3.1.3.

OPMERKING 2 De aanbevolen partiële factoren voor materiaaleigenschappen (γ_M) zijn gegeven in tabel 2.3. Informatie over de nationale keuze kan worden gevonden in de nationale bijlage.

Tabel 2.3 — Aanbevolen partiële factoren γ_M voor materiaaleigenschappen en weerstanden

Fundamentele combinaties:	
Gozaagd hout	1,3
Gelijmd gelamineerd hout	1,25
LVL, multiplex, OSB	1,2
Spaanplaten	1,3
Vezelplaten, hard	1,3
Vezelplaten, medium	1,3
Vezelplaten, MDF	1,3
Vezelplaten, zacht	1,3
Verbindingen	1,3
Metalen hechtplaten	1,25
Bijzondere combinaties	1,0

Materiaalfactor $\gamma_M = 1,3$ Zie NEN-EN 1995-1-1, § 2.4.1, tabel 2.3)

Hoogtefactor k_h , zie NEN-EN 1995-1-1, § 3.2

3.2 Gezaagd hout

(1) P Houten elementen moeten voldoen aan EN 14081-1. Rondhout moet voldoen aan EN 14544.

OPMERKING Sterkteklassen voor hout zijn gegeven in EN 338.

(2) De invloed van de afmetingen van het element op de sterkte mag in rekening zijn gebracht.

(3) Bij rechthoekig gezaagd hout met een karakteristieke volumieke massa voor hout $\rho_k \leq 700 \text{ kg/m}^3$, bedraagt de referentiehoogte bij buiging of de referentiebreedte (grootste afmeting van de dwarsdoorsnede) bij trek 150 mm. Voor gezaagd hout met een hoogte bij buiging of een breedte bij trek kleiner dan 150 mm mogen de karakteristieke waarden $f_{m,k}$ en $f_{t,0,k}$ zijn vermenigvuldigd zijn met een factor k_h , gegeven door:

$$k_h = \min \left\{ \left(\frac{150}{h} \right)^{0,2}, 1,3 \right\} \quad (3.1)$$

h is de hoogte bij buiging van elementen of de breedte bij trek van elementen, in mm.

(4) Voor gezaagd hout, geplaatst met een vochtgehalte op of rond het vezelverzadigingspunt en dat naar alle waarschijnlijkheid onder belasting nog zal drogen, behoren de waarden van k_{def} , gegeven in tabel 3.2, met 1,0 te zijn verhoogd.

Het betreft een rechtop staande badding 55x155 mm.

$$k_h = \text{minimum waarde van} \begin{cases} (150/h)^{0,2} \\ 1,3 \end{cases} = 0,99 \quad \text{Zie NEN-EN 1995-1-1, § 3.2}$$

Is op onze som niet van toepassing, omdat de hoogte van de badding groter dan 150 mm. is.

De uitkomst van $\left(\frac{150}{h} \right)^{0,2}$ is dan kleiner dan 1,0.

Dit kan bij andere (lagere) houtafmetingen wel belangrijk zijn. Bijvoorbeeld bij een badding "op z'n plat".

LET OP: wijzigingsblad NEN-EN 1995-1-1/A1 !!!!!!!!! → $K_{c,90}$ in NEN-EN 1995-1-1 is vervallen!

NEN-EN 1995-1-1:2005/A1:2008

6.1.5 Compression perpendicular to the grain

Delete paragraphs (1) to (7) and replace with:

(1)P The following expression shall be satisfied:

$$\sigma_{c,90,d} \leq k_{c,90} f_{c,90,d} \quad (6.3)$$

with:

$$\sigma_{c,90,d} = \frac{F_{c,90,d}}{A_{ef}} \quad (6.4)$$

where:

$\sigma_{c,90,d}$ is the design compressive stress in the effective contact area perpendicular to the grain;

$F_{c,90,d}$ is the design compressive load perpendicular to the grain;

A_{ef} is the effective contact area in compression perpendicular to the grain;

$f_{c,90,d}$ is the design compressive strength perpendicular to the grain;

$k_{c,90}$ is a factor taking into account the load configuration, the possibility of splitting and the degree of compressive deformation.

The effective contact area perpendicular to the grain, A_{ef} , should be determined taking into account an effective contact length parallel to the grain, where the actual contact length, ℓ , at each side is increased by 30 mm, but not more than a , ℓ or $\ell/2$, see Figure 6.2.

(2) The value of $k_{c,90}$ should be taken as 1,0 unless the conditions in the following paragraphs apply. In these cases the higher value of $k_{c,90}$ specified may be taken, with a limiting value of $k_{c,90} = 1,75$.

(3) For members on continuous supports, provided that $\ell_1 \geq 2h$, see Figure 6.2a, the value of $k_{c,90}$ should be taken as:

- $k_{c,90} = 1,25$ for solid softwood timber
- $k_{c,90} = 1,5$ for glued laminated softwood timber

where h is the depth of the member and ℓ is the contact length.

~~(4) For members on discrete supports, provided that $\ell_1 \geq 2h$, see Figure 6.2b, the value of $k_{c,90}$ should be taken as:~~

- ~~– $k_{c,90} = 1,5$ for solid softwood timber~~
- ~~– $k_{c,90} = 1,75$ for glued laminated softwood timber provided that $\ell \leq 400$ mm~~

~~where h is the depth of the member and ℓ is the contact length.~~

Vervallen!

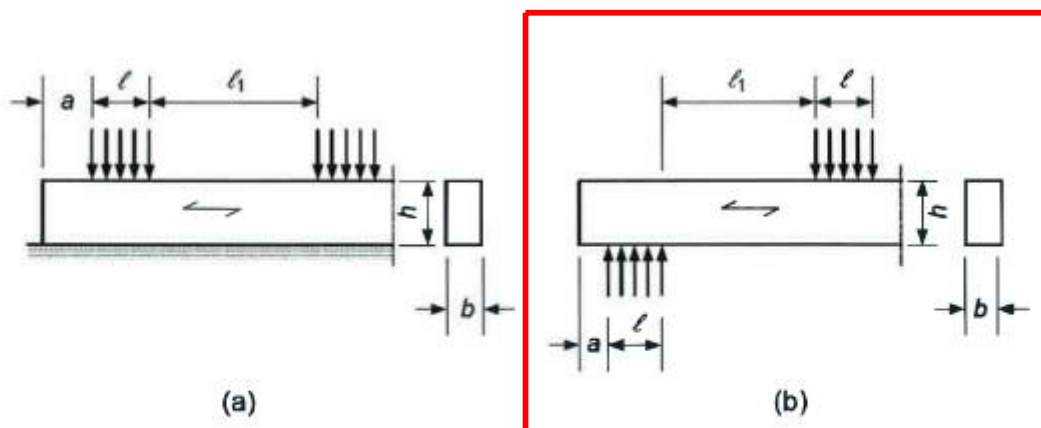


Figure 6.2 – Member on (a) continuous and (b) discrete supports

DRAFTING NOTE: Paragraphs (5) to (7), figures 6.3 and 6.4 and expressions (6.5) to (6.10) are void.

6.1.5 Compression perpendicular to the grain

Delete clause (4) and replace by:

(4) For members on discrete supports loaded by distributed loads and/or by concentrated loads further away from the support than $l_1 = 2h$, see Figure 6.2b, the value of $k_{c,90}$ should be taken as:

- $k_{c,90} = 1,5$ for solid softwood timber
- $k_{c,90} = 1,75$ for glued laminated softwood timber provided that $l \leq 400$ mm

where h is the depth of the member and l is the contact length.

Note: A series of point loads acting at close centres (e.g. joists or rafters at centres < 610 mm) may be regarded as a distributed load.

Geldt voor onze situatie

NEN-EN 1995-1-1:2005/NB:2011

6.1.7 Afschuiving

De volgende waarden moeten voor k_{cr} zijn toegepast:

Voor liggers met een prismatische doorsnede:

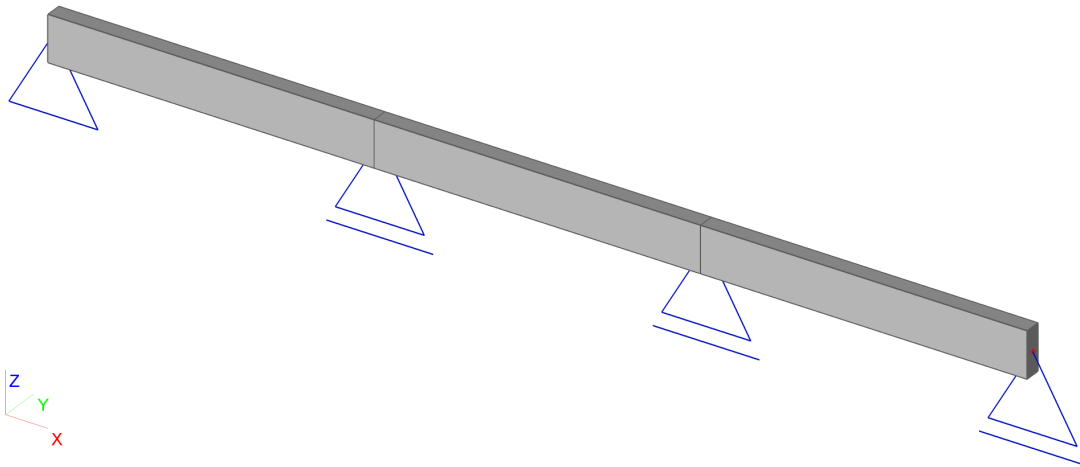
$$k_{cr} = 1,0$$

BIJLAGE C: Rekenmodel berekening van kinderbint vlgs. hfd.st. 5

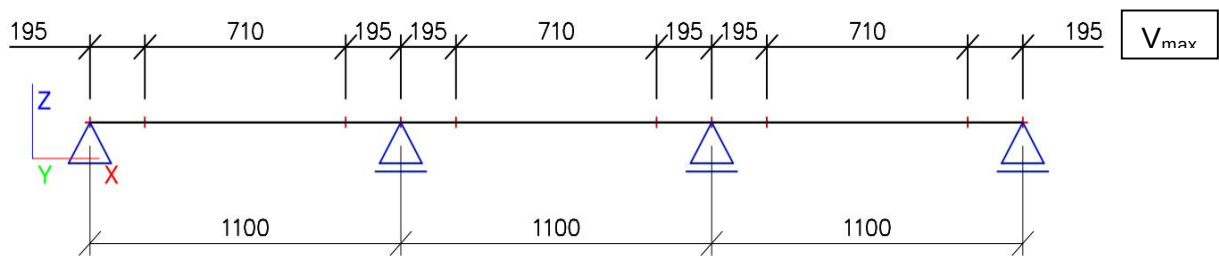
Inhoudsopgave

- 1. Inhoudsopgave
- 2. Rekenmodel
- 3. Maatvoering
- 4. Gegevens
 - 4.1 Doorsneden
 - 4.2 Belastinggevallen
 - 4.2.1 Belastinggevallen – BG 1
 - 4.2.2 Belastinggevallen – BG 2
 - 4.2.3 Belastinggevallen – BG 3
 - 4.2.4 Belastinggevallen – BG 4
 - 4.3 Combinaties
 - 4.4 Lijnlasten op staven
- 5. Interne krachten
 - 5.1 UGT 1 links
 - 5.1.1 UGT 1 links
 - 5.1.1.1 V_z UGT
 - 5.1.1.2 M_y UGT
 - 5.2 UGT 1 midden
 - 5.2.1 UGT 1 midden
 - 5.2.1.1 V_z UGT
 - 5.2.1.2 M_y UGT
 - 5.3 UGT 2 links
 - 5.3.1 UGT 2 links
 - 5.3.1.1 V_z UGT
 - 5.3.1.2 M_y UGT
 - 5.4 UGT 2 midden
 - 5.4.1 UGT 2 midden
 - 5.4.1.1 V_z UGT
 - 5.4.1.2 M_y UGT
- 6. Vervormingen
 - 6.1 Vervormingen BGT links
 - 6.1.1 Vervormingen BGT links
 - 6.1.1.1 Vervormingen BGT links
 - 6.2 Vervormingen BGT midden
 - 6.2.1 Vervormingen BGT midden
 - 6.2.1.1 Vervormingen BGT midden
- 7. Reacties
 - 7.1 Reacties klasse BGT links
 - 7.1.1 Reacties klasse BGT links
 - 7.2 Reacties klasse BGT midden
 - 7.2.1 Reacties klasse BGT midden

2. Rekenmodel

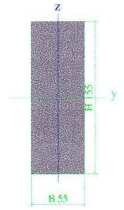


3. Maatvoering



4. Gegevens

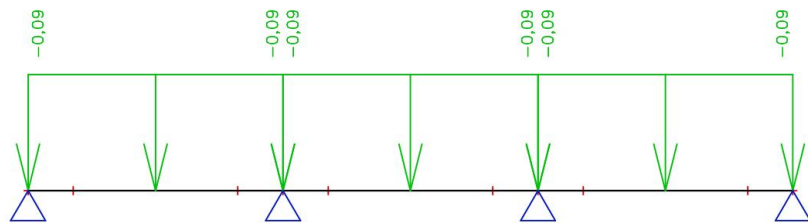
4.1 Doorsneden

>	Naam	CS1	
	Uitgebreid	155; 55	
	Type	Rechthoek	
	Material	C18	
Iy [mm ⁴]			1,7068e+07
Iz [mm ⁴]			2,1490e+06
Wely [mm ³]			2,2023e+05
Welz [mm ³]			7,8146e+04
>	Afbeelding		

4.2 Belastinggevallen

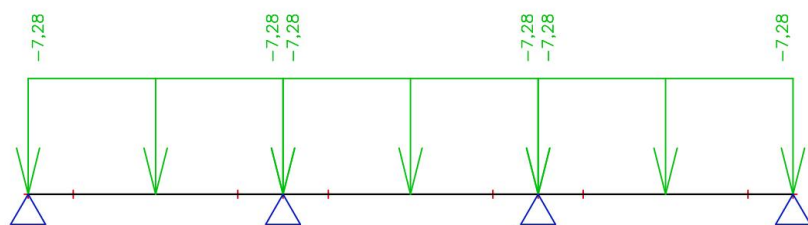
4.2.1 Belastinggevallen – BG 1

Naam	Omschrijving	Actie type	Lastgroep	Belastingtype
BG1	EG plaat + kinderbint	Permanent	LG1	Standaard



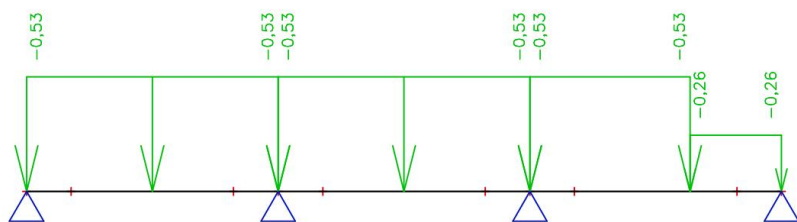
4.2.2 Belastinggevallen – BG 2

Naam	Omschrijving	Actie type	Lastgroep	Belastingtype
BG2	EG betondek	Permanent	LG1	Standaard



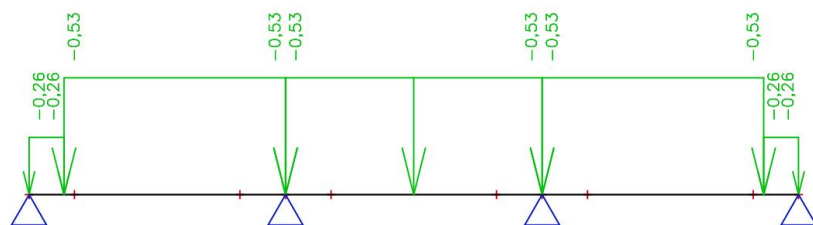
4.2.3 Belastinggevallen – BG 3

Naam	Omschrijving	Actie type	Lastgroep	Belastingtype	Duur
BG3	VB links	Variabel	LG2	Statisch	Kort



4.2.4 Belastinggevallen – BG 4

Naam	Omschrijving	Actie type	Lastgroep	Belastingtype	Duur
BG4	VB midden	Variabel	LG2	Statisch	Kort



4.3 Combinaties

Naam	Type	Belastingsgevallen	Coëff. [-]
BGT links.1	Lineair - BGT	BG1 - EG plaat + kinderbint	1,00
		BG2 - EG betondek	1,00
		BG3 - VB links	1,00
UGT 1 links form. 6.10a.1	Lineair - UGT	BG1 - EG plaat + kinderbint	1,35
		BG3 - VB links	1,50
BGT midden.1	Lineair - BGT	BG1 - EG plaat + kinderbint	1,00
		BG2 - EG betondek	1,00
		BG4 - VB midden	1,00
UGT 1 midden form. 6.10a.1	Lineair - UGT	BG1 - EG plaat + kinderbint	1,35
		BG4 - VB midden	1,50
UGT 2 links form. 6.10b.1	Lineair - UGT	BG1 - EG plaat + kinderbint	1,20
		BG2 - EG betondek	1,50
		BG3 - VB links	1,50
UGT 2 midden form. 6.10b.1	Lineair - UGT	BG1 - EG plaat + kinderbint	1,20
		BG2 - EG betondek	1,50
		BG4 - VB midden	1,50

4.4 Lijnlasten op staven

Naam	Staat	Type	Rich	P1 [kN/m]	x1	Coör	Oors
	Belastingsgeval	Systeem	Verdeling		x2	Loc	
Lijnlast1	S1	Kracht	Z	-7,28	0,000	Rela	Vanaf begin
	BG2 - EG betondek	LCS	Gelijkmatig		1,000	Lengte	
Lijnlast2	S2	Kracht	Z	-7,28	0,000	Rela	Vanaf begin
	BG2 - EG betondek	LCS	Gelijkmatig		1,000	Lengte	
Lijnlast3	S3	Kracht	Z	-7,28	0,000	Rela	Vanaf begin
	BG2 - EG betondek	LCS	Gelijkmatig		1,000	Lengte	
Lijnlast4	S1	Kracht	Z	-0,09	0,000	Rela	Vanaf begin
	BG1 - EG plaat + kinderbint	LCS	Gelijkmatig		1,000	Lengte	
Lijnlast5	S2	Kracht	Z	-0,09	0,000	Rela	Vanaf begin
	BG1 - EG plaat + kinderbint	LCS	Gelijkmatig		1,000	Lengte	
Lijnlast6	S3	Kracht	Z	-0,09	0,000	Rela	Vanaf begin
	BG1 - EG plaat + kinderbint	LCS	Gelijkmatig		1,000	Lengte	
Lijnlast7	S1	Kracht	Z	-0,53	0,000	Rela	Vanaf begin
	BG3 - VB links	LCS	Gelijkmatig		1,000	Lengte	
Lijnlast8	S3	Kracht	Z	-0,26	700,000	Abso	Vanaf begin
	BG3 - VB links	LCS	Gelijkmatig		1100,000	Lengte	
Lijnlast9	S2	Kracht	Z	-0,53	0,000	Rela	Vanaf begin
	BG3 - VB links	LCS	Gelijkmatig		1,000	Lengte	
Lijnlast10	S1	Kracht	Z	-0,26	0,000	Abso	Vanaf begin
	BG4 - VB midden	LCS	Gelijkmatig		150,000	Lengte	
Lijnlast11	S2	Kracht	Z	-0,53	0,000	Rela	Vanaf begin
	BG4 - VB midden	LCS	Gelijkmatig		1,000	Lengte	
Lijnlast12	S3	Kracht	Z	-0,26	950,000	Abso	Vanaf begin
	BG4 - VB midden	LCS	Gelijkmatig		1100,000	Lengte	
Lijnlast13	S1	Kracht	Z	-0,53	150,000	Abso	Vanaf begin
	BG4 - VB midden	LCS	Gelijkmatig		1100,000	Lengte	
Lijnlast14	S3	Kracht	Z	-0,53	0,000	Abso	Vanaf begin
	BG4 - VB midden	LCS	Gelijkmatig		950,000	Lengte	
Lijnlast15	S3	Kracht	Z	-0,53	0,000	Abso	Vanaf begin
	BG3 - VB links	LCS	Gelijkmatig		700,000	Lengte	

5. Interne krachten

5.1 UGT 1 links

5.1.1 UGT 1 links

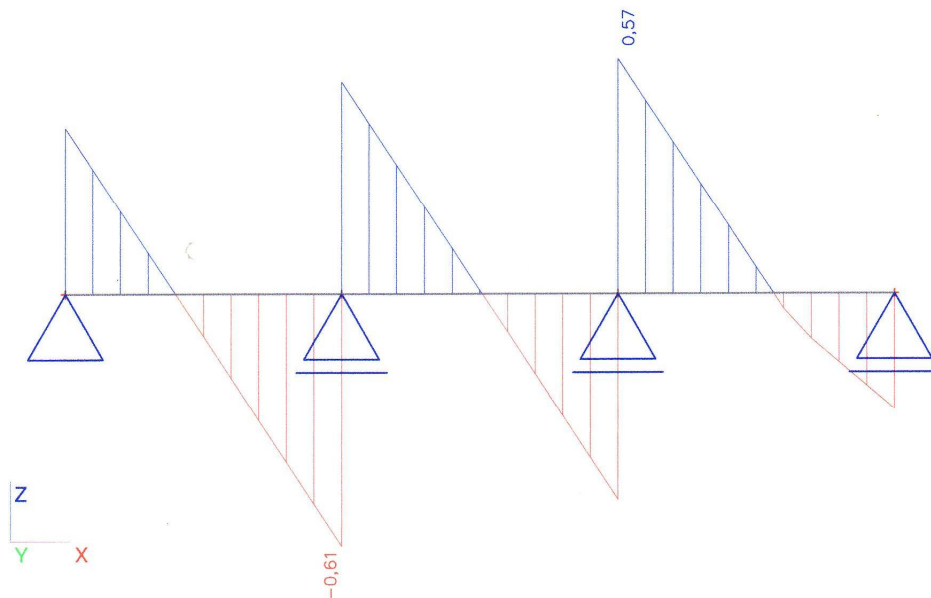
Lineaire berekening, Extreem : Globaal, Systeem : LCS

Selectie : Alle

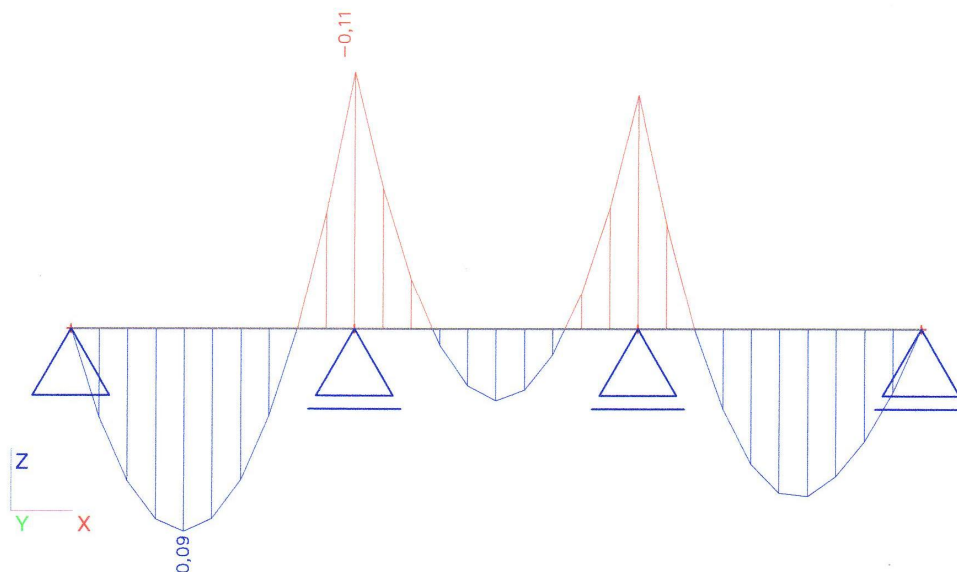
Combinaties : UGT 1 links form. 6.10a

Staaf	BG	dx [mm]	N [kN]	Vz [kN]	My [kNm]
S1	UGT 1 links form. 6.10a/1	0,000	0,00	0,40	0,00
S1	UGT 1 links form. 6.10a/1	1100,000	0,00	-0,61	-0,11
S3	UGT 1 links form. 6.10a/1	0,000	0,00	0,57	-0,10
S1	UGT 1 links form. 6.10a/1	440,000	0,00	0,00	0,09

5.1.1.1 V_z UGT



5.1.1.2 M_y UGT



5.2 UGT 1 midden

5.2.1 UGT 1 midden

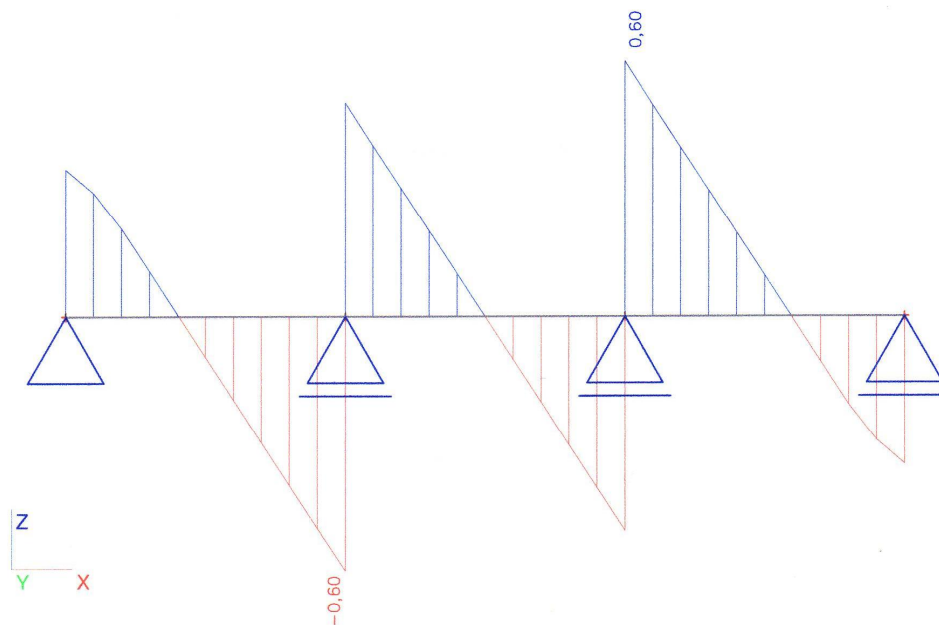
Lineaire berekening, Extreem : Globaal, Systeem : LCS

Selectie : Alle

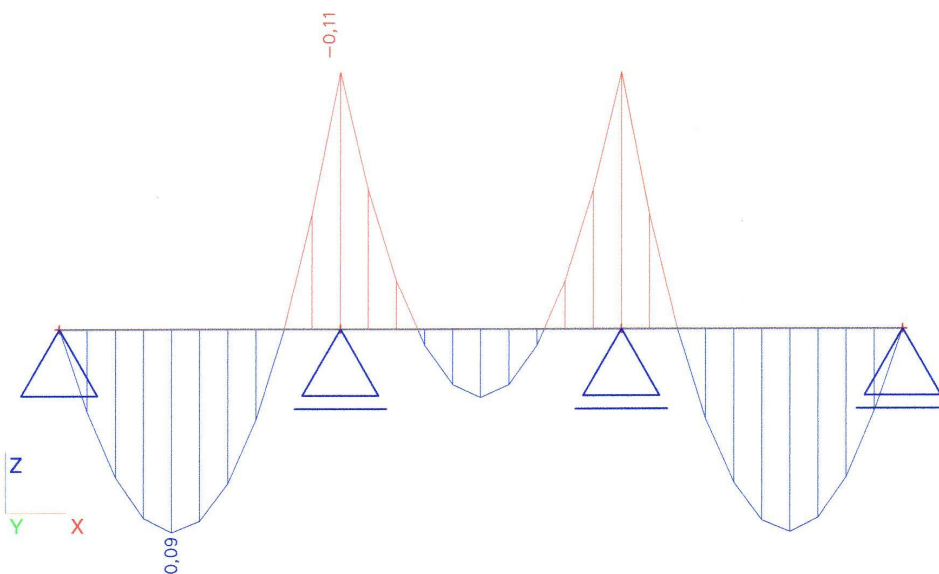
Combinaties : UGT 1 midden form. 6.10a

Staat	BG	dx [mm]	N [kN]	Vz [kN]	My [kNm]
S1	UGT 1 midden form. 6.10a/2	0,000	0,00	0,35	0,00
S1	UGT 1 midden form. 6.10a/2	1100,000	0,00	-0,60	-0,11
S3	UGT 1 midden form. 6.10a/2	0,000	0,00	0,60	-0,11
S1	UGT 1 midden form. 6.10a/2	440,000	0,00	0,01	0,09

5.2.1.1 V_z UGT



5.2.1.2 M_y UGT



5.3 UGT 2 links

5.3.1 UGT 2 links

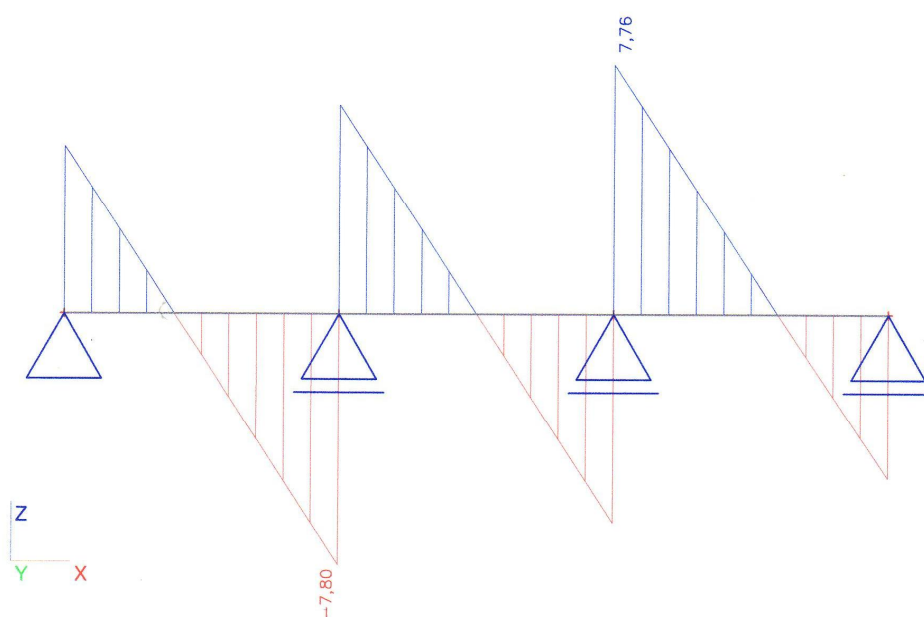
Lineaire berekening, Extreem : Globaal, Systeem : LCS

Selectie : Alle

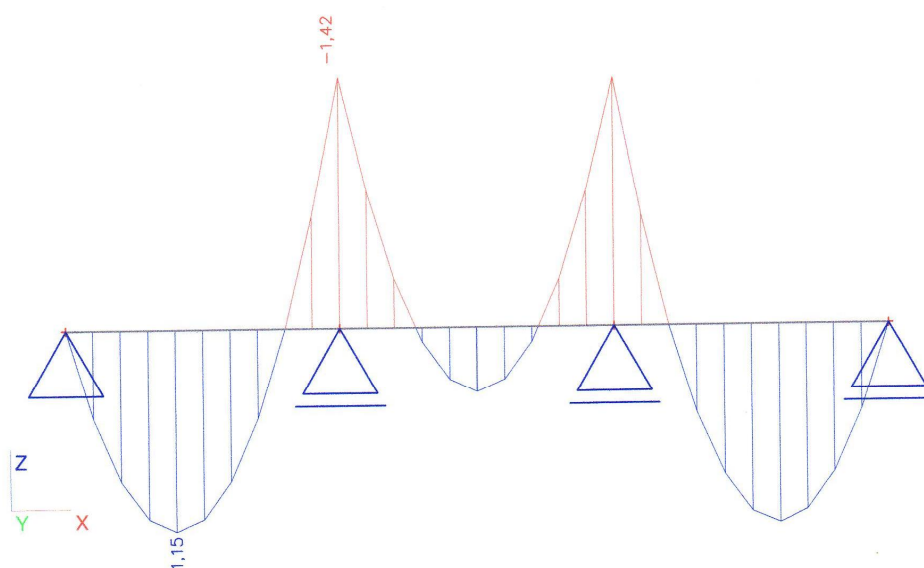
Combinaties : UGT 2 links form. 6.10b

Staal	BG	dx [mm]	N [kN]	Vz [kN]	My [kNm]
S1	UGT 2 links form. 6.10b/3	0,000	0,00	5,21	0,00
S1	UGT 2 links form. 6.10b/3	1100,000	0,00	-7,80	-1,42
S3	UGT 2 links form. 6.10b/3	0,000	0,00	7,76	-1,41
S1	UGT 2 links form. 6.10b/3	440,000	0,00	0,01	1,15

5.3.1.1 V_z UGT



5.3.1.2 M_y UGT



5.4 UGT 2 midden

5.4.1 UGT 2 midden

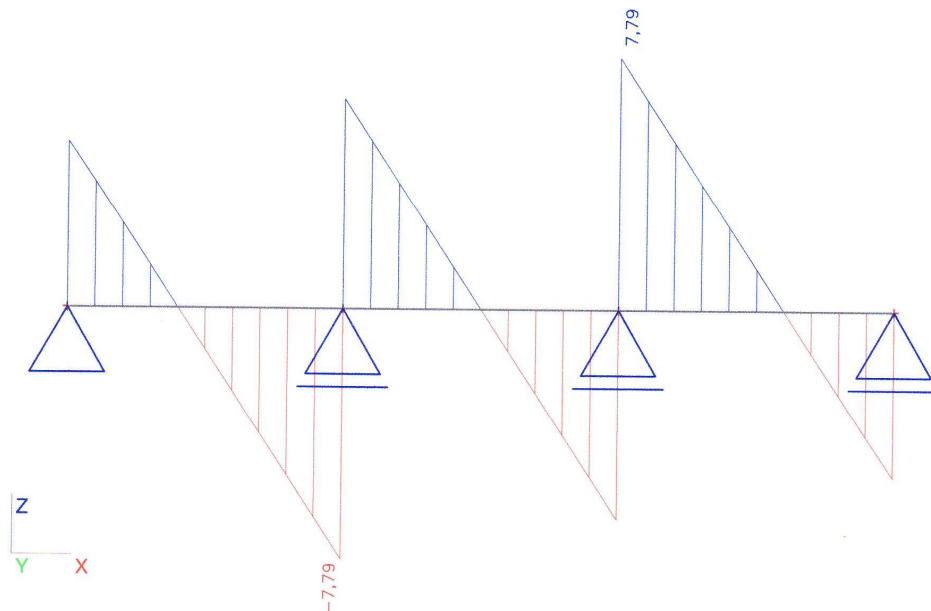
Lineaire berekening, Extreem : Globaal, Systeem : LCS

Selectie : Alle

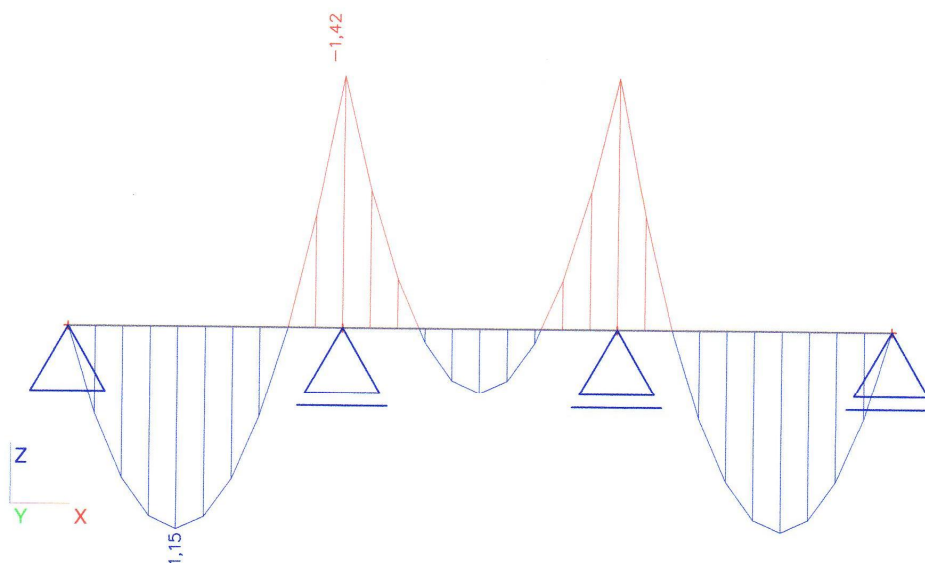
Combinaties : UGT 2 midden form. 6.10b

Staaf	BG	dx [mm]	N [kN]	Vz [kN]	My [kNm]
S1	UGT 2 midden form. 6.10b/4	0,000	0,00	5,15	0,00
S1	UGT 2 midden form. 6.10b/4	1100,000	0,00	-7,79	-1,42
S3	UGT 2 midden form. 6.10b/4	0,000	0,00	7,79	-1,42
S1	UGT 2 midden form. 6.10b/4	440,000	0,00	0,01	1,15

5.4.1.1 V_z UGT



5.4.1.2 M_y UGT



6. Vervormingen

6.1 Vervormingen BGT links

6.1.1 Vervormingen BGT links

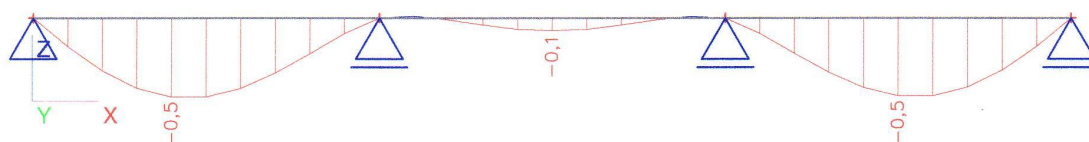
Lineaire berekening, Extreem : Globaal

Selectie : Alle

Combinaties : BGT links

Staaf	BG	dx [mm]	ux [mm]	uz [mm]	fiy [mrad]
S1	BGT links/5	0,000	0,0	0,0	1,6
S1	BGT links/5	440,000	0,0	-0,5	0,3
S2	BGT links/5	110,000	0,0	0,0	0,0
S3	BGT links/5	1100,000	0,0	0,0	-1,5

6.1.1.1 Vervormingen BGT links



6.2 Vervormingen BGT midden

6.2.1 Vervormingen BGT midden

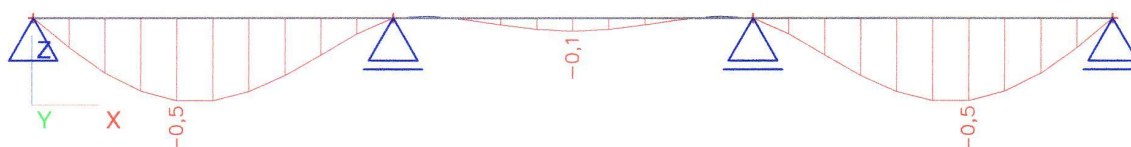
Lineaire berekening, Extreem : Globaal

Selectie : Alle

Combinaties : BGT midden

Staaf	BG	dx [mm]	ux [mm]	uz [mm]	fiy [mrad]
S1	BGT midden/6	0,000	0,0	0,0	1,6
S1	BGT midden/6	440,000	0,0	-0,5	0,3
S2	BGT midden/6	110,000	0,0	0,0	0,0
S3	BGT midden/6	1100,000	0,0	0,0	-1,6

6.2.1.1 Vervormingen BGT midden



7. Reacties

7.1 Reacties klasse BGT links

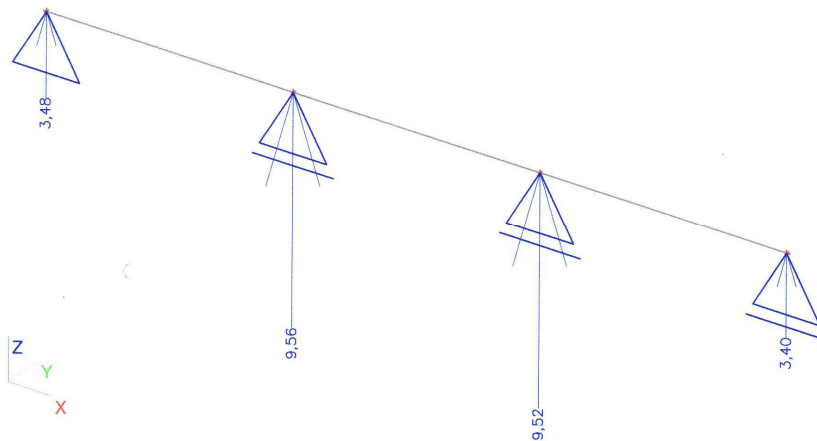
7.1.1 Reacties klasse BGT links (let op: dit zijn **gebruikswaarden**, geen rekenwaarden!)

Lineaire berekening, Extreem : Knoop

Selectie : Alle

Combinaties : BGT links

Steunpunt	BG	Rx [kN]	Rz [kN]	My [kNm]
Sn1/K1	BGT links/5	0,00	3,48	0,00
Sn2/K2	BGT links/5	0,00	9,56	0,00
Sn3/K3	BGT links/5	0,00	9,52	0,00
Sn4/K4	BGT links/5	0,00	3,40	0,00



7.2 Reacties klasse BGT midden

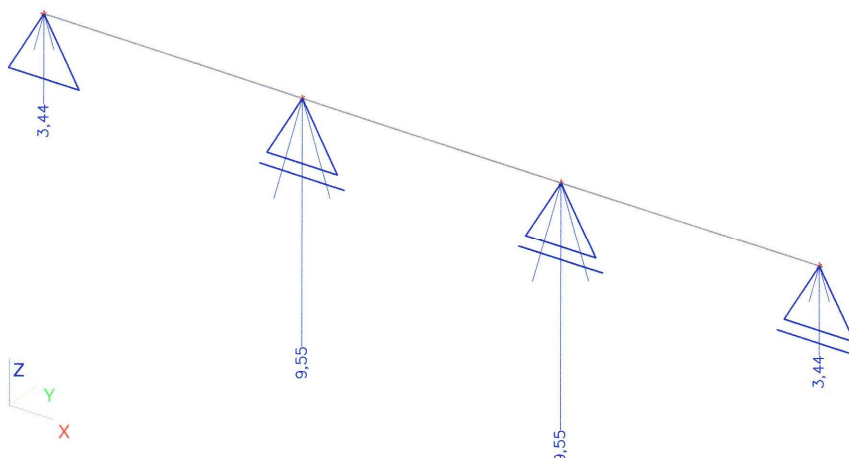
7.2.1 Reacties klasse BGT midden (let op: dit zijn **gebruikswaarden**, geen rekenwaarden!)

Lineaire berekening, Extreem : Knoop

Selectie : Alle

Combinaties : BGT midden

Steunpunt	BG	Rx [kN]	Rz [kN]	My [kNm]
Sn1/K1	BGT midden/6	0,00	3,44	0,00
Sn2/K2	BGT midden/6	0,00	9,55	0,00
Sn3/K3	BGT midden/6	0,00	9,55	0,00
Sn4/K4	BGT midden/6	0,00	3,44	0,00



BIJLAGE D: Houten systeembruggen

Eurocodes bij Doka

In Europa wordt eind 2007 een geharmoniseerde groep normen voor het bouwwezen ingevoerd, de zogenaamde **Eurocodes (EC)**. Deze vormen een in heel Europa geldende basis voor productspecificaties, aanbestedingen en rekenkundige controlemethoden.

De EC zijn wereldwijd de best ontwikkelde normen voor het bouwwezen.

De EC worden vanaf eind 2008 standaard in de Doka-groep toegepast en vervangen dan de DIN normen als Doka-standaard voor de productontwikkeling.

Het wijdverspreide " σ_{toel} -concept" (vergelijking van de aanwezige met de toelaatbare spanningen) wordt in de EC door een nieuw veiligheidsconcept vervangen.

De EC plaatsen de invloeden (belastingen) tegenover de weerstand (draagvermogen). De tot nu toe gebruikte veiligheidsfactor in de toelaatbare spanningen wordt nu in meerdere partiële veiligheidscoëfficiënten onderverdeeld.

Het veiligheidsniveau blijft gelijk!

$$E_d \leq R_d$$

E_d **rekenwaarde van het effect van de belasting**
(E ... effect; d ... design)
interne krachten van de invloed F_d
(V_{Ed} , N_{Ed} , M_{Ed})

F_d **rekenwaarde van de belasting**

$$F_d = \gamma_F \cdot F_k$$

(F ... force)

F_k **karacteristieke waarde van de belasting**
"daadwerkelijke belasting"

(k ... characteristic)

bijv. eigen gewicht, effectieve belasting, betondruk, wind

γ_F **partiële veiligheidscoëfficiënt voor de belasting**

(m.b.t. de belasting; F ... force)

bijv. voor eigen gewicht, effectieve belasting, betondruk, wind
waarden uit EN 12812

R_d **rekenwaarde van de weerstand**
(R ... resistance; d ... design)
draagvermogen van de dwarsdoorsnede
(V_{Rd} , N_{Rd} , M_{Rd})

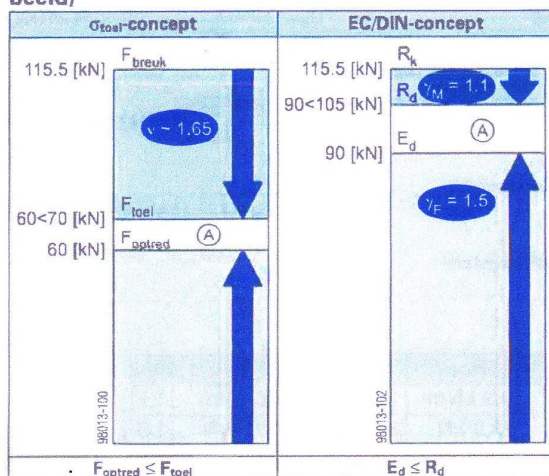
$$\text{staal: } R_d = \frac{R_k}{\gamma_M} \quad \text{hout: } R_d = k_{mod} \cdot \frac{R_k}{\gamma_M}$$

R_k **karacteristieke waarde van een weerstand**
bv. weerstandsmoment

γ_M **partiële veiligheidscoëfficiënt voor een bouwdeeleigenschap**
(m.b.t. het materiaal; M...materiaal)
bijv. voor staal of hout
waarden uit EN 12812

k_{mod} **modificatiefactor** (alleen bij hout – houdt rekening met de vochtigheidsgraad en de duur van de belasting)
bijv. voor Doka-drager H20
waarden vlg. EN 1995-1-1 en EN 13377

Vergelijking van de veiligheidsconcepten (Voorbeeld)



A Benuttingsgraad



De in de Doka-documenten vermelde "toelaatbare waarden" (bijv.: $\sigma_{toel} = 70$ kN) komen niet overeen met de rekenwaarden (bijv.: $V_{Rd} = 105$ kN)!

- Voorkom ten allen tijde verwisseling!
- In onze documenten worden nog altijd de toelaatbare waarden aangegeven.

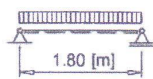
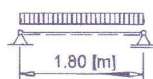
Volgende partiële veiligheidscoëfficiënten werden toegepast:

$$\begin{aligned} \gamma_F &= 1,5 \\ \gamma_M, \text{ hout} &= 1,3 \\ \gamma_M, \text{ staal} &= 1,1 \\ k_{mod} &= 0,9 \end{aligned}$$

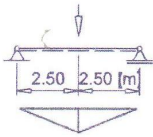
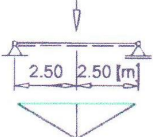
Hiermee kunnen alle ontwerpwaarden voor een EC-berekening uit de toelaatbare waarden worden berekend.

Voorbeelden

Doka-drager H20

$\sigma_{\text{toel}}\text{-concept}$	EC
$Q_{\text{optred}} = 11,5 \text{ [kN/m]}$ 	$Q_d = Q_k \cdot \gamma_F = 11,5 \cdot 1,5 = 17,25 \text{ [kN/m]}$ 
Controle van het buigmoment	Controle van het buigmoment
$Q_{\text{optred}} = 11,5 \text{ [kN/m]}$ $M_{\text{optred}} = \frac{11,5 \cdot 1,80^2}{8} = 4,7 \text{ [kNm]}$ $M_{\text{toel}} = 5,0 \text{ [kNm]}$	$Q_k = 11,5 \text{ [kN/m]}$ $M_{Rk} = 10,9 \text{ [kNm]}$ $\gamma_F = 1,5$ $k_{\text{mod}} = 0,9$ $\gamma_M = 1,3$ $Q_d = Q_k \cdot \gamma_F = 11,5 \cdot 1,5 = 17,25 \text{ [kN/m]}$ $M_{Rd} = k_{\text{mod}} \cdot \frac{M_{Rk}}{\gamma_M}$ $M_{Ed} = \frac{17,25 \cdot 1,80^2}{8} = 7,0 \text{ [kNm]}$ $M_{Rd} = 0,9 \cdot \frac{10,9}{1,3} = 7,5 \text{ [kNm]}$
Controlevergelijk: $M_{\text{optred}} \leq M_{\text{toel}}$ $4,7 \text{ [kNm]} < 5,0 \text{ [kNm]}$	Controlevergelijk: $M_{Ed} \leq M_{Rd}$ $7,0 \text{ [kNm]} < 7,5 \text{ [kNm]}$
Benuttingsgraad: 94 %	Benuttingsgraad: 94 %

Drager HE-A 240 voor buigkrachten

$\sigma_{\text{toel}}\text{-concept}$	EC
$F_{\text{optred}} = 70,0 \text{ [kN]}$ 	$F_d = \gamma_F \cdot F_k = 105 \text{ [kN]}$ 
Controle van het buigmoment	Controle van het buigmoment
$F_{\text{optred}} = 70,0 \text{ [kN]}$ $\sigma_{\text{toel}} = 14,5 \text{ [kN/cm}^2\text{]}$ $M_{\text{optred}} = \frac{70,0 \cdot 5,0}{4} = 87,5 \text{ [kNm]}$ $W_{el} = 675 \text{ [cm}^3\text{]}$ $M_{\text{toel}} = \frac{675 \cdot 14,5}{100} = 97,9 \text{ [kNm]}$	$F_k = 70,0 \text{ [kN]}$ $f_y = 235 \text{ [N/mm}^2\text{]} = 23,5 \text{ [kN/cm}^2\text{]}$ $\gamma_F = 1,5$ $f_{y,d} = \frac{f_y}{\gamma_M} = \frac{23,5}{1,1} = 21,4 \text{ [kN/cm}^2\text{]}$ $F_d = 1,5 \cdot 70,0 = 105 \text{ [kN]}$ $W_{el} = 675 \text{ [cm}^3\text{]}$ $M_{Ed} = \frac{105 \cdot 5,0}{4} = 131,3 \text{ [kNm]}$ $M_{Rd} = \frac{675 \cdot 21,4}{100} = 144,5 \text{ [kNm]}$
Controlevergelijk: $M_{\text{optred}} \leq M_{\text{toel}}$ $87,5 \text{ [kNm]} < 97,9 \text{ [kNm]}$	Controlevergelijk: $M_{Ed} \leq M_{Rd}$ $131,3 \text{ [kNm]} < 144,5 \text{ [kNm]}$
Benuttingsgraad: 90 %	Benuttingsgraad: 90 %

Waarden voor typische Doka-standaardelementen

		F_{toel}	R_k	γ_M	k_{mod}	R_d	γ_F
Hout	Doka-drager H20, buigmoment	$M_{\text{toel}} = 5,0 \text{ kNm}$	10,9 kNm	1,3	0,9	7,5 kNm	1,5
	Doka-drager H20, dwarskracht	$Q_{\text{toel}} = 11 \text{ kN}$	23,9 kN	1,3	0,9	16,5 kN	1,5
Staal	Paßbout op afschuiving	$Q_{\text{toel}} = 70 \text{ kN}$	115,5 kN	1,1	—	105,0 kN	1,5
	Betondruk op bekisting Framax Xlife	$P_{\text{toel}} = 80 \text{ kN/m}^2$	132,0 kN/m ²	1,1	—	120,0 kN/m ²	1,5

	Product Information	1.10 VARIO GT 24 Static values
	PI 320 E 1/2	1.10 VARIO GT 24 Statische Werte

Extended static values for static analysis according to the load-resistance-factor design

Values of the design tables (permissible values) remain valid!

Characteristic stiffness

$$EI = 887 \text{ kNm}^2$$

Design values (resistance values)

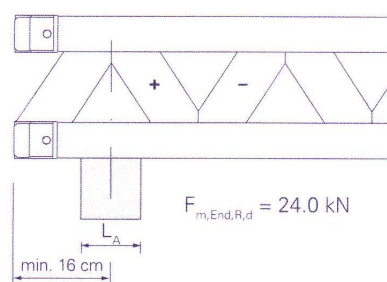
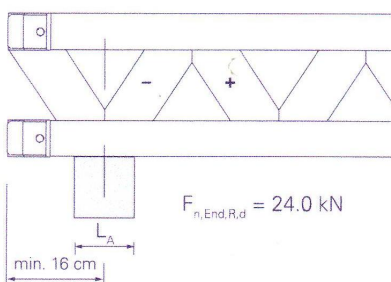
Shear force	$V_{R,d} = 19.5 \text{ kN}$
Reaction force in the truss joints (+/- 2 cm)	$F_{n,R,d} = 42.0 \text{ kN}$
Reaction force between the truss joints	$F_{m,R,d} = 30.0 \text{ kN}$
Bending moment	$M_{R,d} = 10.5 \text{ kNm}$
Moment at support (bearing in the joints)	$M_{n,R,d} = 10.5 \text{ kNm}$
Moment at support (bearing between the joints)	$M_{m,R,d} = 6.0 \text{ kNm}$

Note:
The values mentioned on this
PI-Sheet are not permissible values!

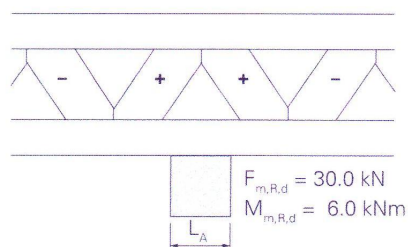
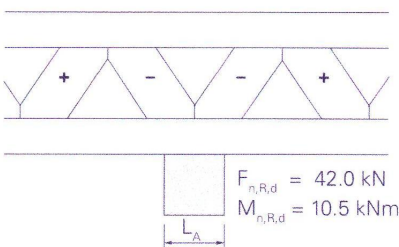
The partial load factor $\gamma_M = 1.3$ and the modification factor $k_{mod} = 0.9$ have been taken into consideration in the rated value.

Permissible values are to be determined through division using the partial load factor $\gamma_F = 1.5$.

End support for single-span and continuous girders



Support for continuous girders and cantilever beams



Responsible / Verantwortlich:
2009-04-21 Lorenz PM

eMail:
heiner.lorenz@peri.de

	Product Information	1.10 VARIO GT 24 Static values
	PI 320 E 2/2	1.10 VARIO GT 24 Statische Werte

Bearing pressure

Reaction force $F_{R,d} = b \cdot L_{\text{eff}} \cdot k_c \cdot f_{c,R,d}$

b = bearing width

L_{eff} = effective bearing length
 $= L_A + 2 \cdot 3 \text{ cm}$, but
 $\leq 2 \cdot L_A$

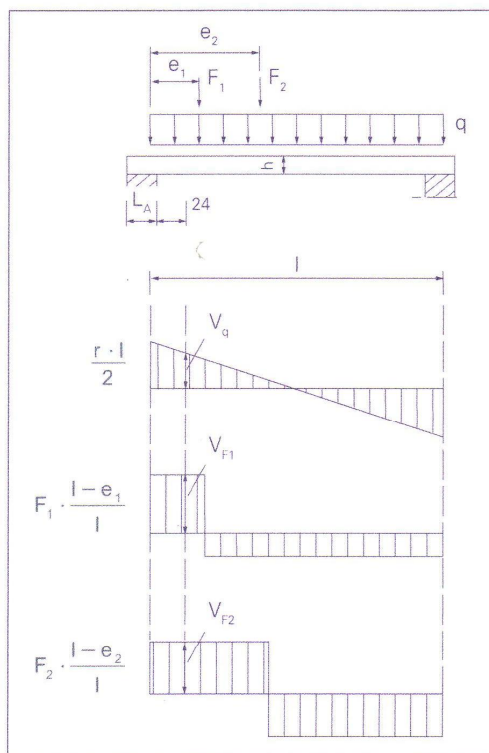
Material-conditioned coefficient for lateral pressure

support in the truss joints $k_{c,90,n} = 1.45$

support between the truss joints $k_{c,90,m} = 1.0$

Bearing pressure $f_{c,R,d} = 1.88 \text{ N/mm}^2$

Shear forces to be applied



When calculating, the shear forces (external loads) may be reduced as follows:

$$V_{q,\text{red}} = \frac{q \cdot l}{2} \cdot \left(1 - \frac{L_A}{l} - \frac{48 \text{ cm}}{l} \right)$$

$$e_1 < 60 \text{ cm} : V_{F1,\text{red}} = F_1 \cdot \frac{l - e_1}{l} \cdot \frac{e_1}{60 \text{ cm}}$$

$$e_2 > 60 \text{ cm} : V_{F2} = F_2 \cdot \frac{l - e_2}{l}$$

$$V_{\text{red}} = V_{q,\text{red}} + V_{F1,\text{red}} + V_{F2}$$

$$\gamma_F \cdot V_{\text{red}} \leq V_{R,d} = 19.5 \text{ kN}$$

In addition, the shear force $V = V_q + V_{F1} + V_{F2}$ directly above the support has to meet following formula.

$$\gamma_F \cdot V \leq V_{n,R,d} = 24.0 \text{ kN}$$

For the cantilever beam, $l = 2 \cdot l_k$ applies

Extended static values for static analysis according to the load-resistance-factor design

Values of the design tables (permissible values) remain valid!

Characteristic stiffness

$$EI = 460 \text{ kNm}^2$$

Design values (resistance values)

Shear force

$$V_{R,d} = 16.5 \text{ kN}$$

Reaction force

$$F_{R,d} = 33.0 \text{ kN}$$

Bending moment

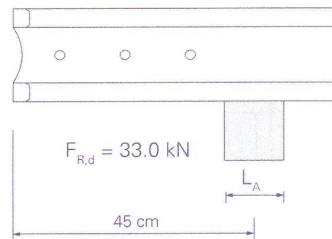
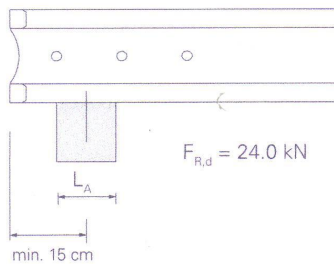
$$M_{R,d} = 7.5 \text{ kNm}$$

Note:
The values mentioned on this
PI-Sheet are not permissible values!

The partial load factor $\gamma_M = 1.3$ and the modification factor $k_{mod} = 0.9$ have been taken into consideration in the rated value.

Permissible values are to be determined through division using the partial load factor $\gamma_F = 1.5$.

End support



Bearing pressure

$$\text{Reaction force } F_{R,d} = b \cdot L_{eff} \cdot k_c \cdot f_{c,R,d}$$

b = bearing width

L_{eff} = effective bearing length

$$= L_A + 2 \cdot 3 \text{ cm, but} \\ \leq 2 \cdot L_A$$

Material-conditioned coefficient for lateral pressure

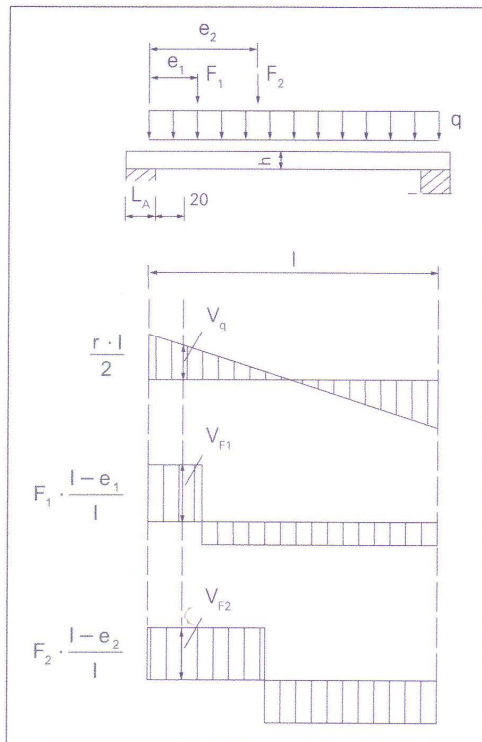
$$k_{c,90,n} = 1.15$$

Bearing pressure

$$f_{c,R,d} = 1.88 \text{ N/mm}^2$$

	Product Information	1.20 VT 20 Static values
	PI 321 E 2/2	1.20 VT 20 Statische Werte

Shear forces to be applied



When calculating, the shear forces (external loads) may be reduced as follows:

$$V_{q,red} = \frac{q \cdot l}{2} \cdot \left(1 - \frac{L_A}{l} - \frac{40\text{cm}}{l}\right)$$

$$e_1 < 50\text{cm} : V_{F1,red} = F_1 \cdot \frac{l - e_1}{l} \cdot \frac{e_1}{50\text{cm}}$$

$$e_2 > 50\text{cm} : V_{F2} = F_2 \cdot \frac{l - e_2}{l}$$

$$V_{red} = V_{q,red} + V_{F1,red} + V_{F2}$$

$$\gamma_F \cdot V_{red} \leq V_{R,d} = 16.5 \text{ kN}$$

In addition, the shear force $V = V_q + V_{F1} + V_{F2}$ directly above the support has to meet following formula.

$$\gamma_F \cdot V \leq V_{n,R,d} = 24.0 \text{ kN}$$

For the cantilever beam, $l = 2 \cdot l_k$ applies