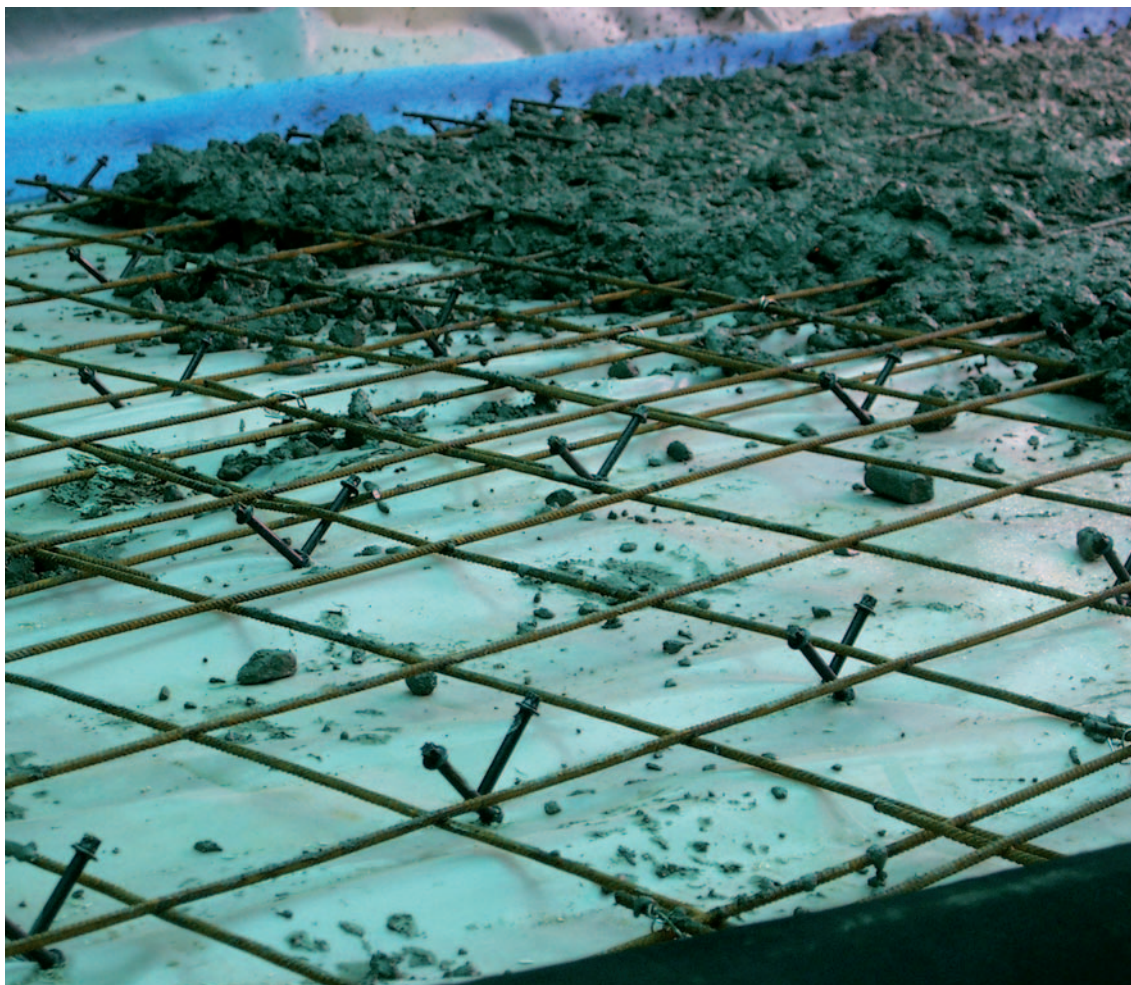


WTCB



EEN UITGAVE VAN HET WETENSCHAPPELIJK EN TECHNISCH CENTRUM VOOR HET BOUWBEDRIJF



RAPPORT

FYSISCH EN MECHANISCH GEDRAG VAN HOUT-BETONVLOEREN

RAPPORT

FYSISCH EN MECHANISCH GEDRAG VAN HOUT-BETONVLOEREN

Dit Rapport werd opgesteld door :

Audrey Skowron, ir., onderzoeker, laboratorium 'Structuren', WTCB
Yves Martin, ir., afdelingshoofd, afdeling 'Gebouwschil en schrijnwerk', WTCB
Benoit Parmentier, ir., afdelingshoofd, afdeling 'Structuren', WTCB
in samenwerking met
Patrick Van den Bossche, ir., TCHN (Technisch Centrum der Houtnijverheid)

WETENSCHAPPELIJK EN TECHNISCH CENTRUM VOOR HET BOUWBEDRIJF

WTCB, inrichting erkend bij toepassing van de besluitwet van 30 januari 1947

Maatschappelijke zetel : Lombardstraat 42 te 1000 Brussel



Dit is een publicatie van wetenschappelijke aard. De bedoeling ervan is de resultaten van het bouwonderzoek uit binnen- en buitenland te helpen verspreiden.



Het, zelfs gedeeltelijk, overnemen of vertalen van de tekst van dit Rapport is slechts toegelaten na schriftelijk akkoord van de verantwoordelijke uitgever.

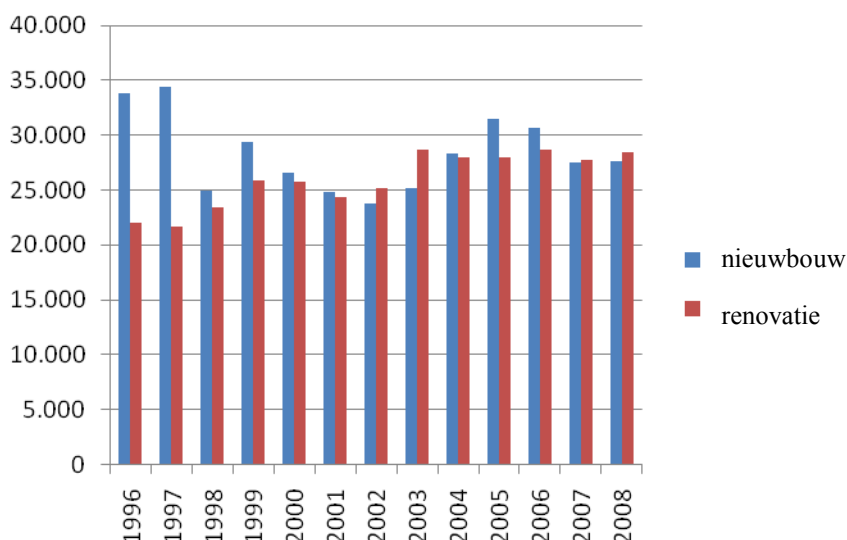


Inhoud

1. Inleiding	3
2. Principes van de hout-betonvloer	5
3. Onderzoek van de prestaties van hout-betonvloeren	9
4. Mechanische prestaties van hout-betonvloeren	11
4.1 Afschuifproeven op korte termijn	11
4.2 Afschuifproeven op lange termijn.....	13
4.3 Buigproeven op korte termijn.....	13
4.4 Buigproeven op lange termijn (onderzoek van de uitgestelde effecten)	16
4.5 Vereenvoudigde rekenmethode voor de dimensionering van vloeren	19
5. Akoestische prestaties van hout-betonvloeren	21
5.1 Luchtgeluidsisolatie.....	21
5.2 Contactgeluidsisolatie	22
6. Brandweerstand van hout-betonvloeren	24
7. Trillingsprestaties van hout-betonvloeren	26
8. Thermische prestaties van hout-betonvloeren	28
9. Besluit	30
Literatuurlijst	31
Bijlage Praktisch voorbeeld : dimensionering van een hout-betonvloer	33

1. Inleiding

De laatste jaren heeft het aantal renovaties van bestaande residentiële gebouwen in België het aantal nieuwbouwconstructies geëvenaard en zelfs overschreden. In 2008 bedroeg het aandeel renovaties bijvoorbeeld 51 % tegenover 49 % voor nieuwbouwconstructies (zie afbeelding 1). Oude, traditionele houten vloeren maken een belangrijk onderdeel uit van de te renoveren constructies, omdat hun prestaties ten opzichte van de huidige verstrengde eisen globaal genomen redelijk zwak zijn.



Afb. 1 Aantal bouwvergunningen (2001-2008) [14].

Een andere opmerkelijke trend is de verruimde toepassing van het concept duurzaam bouwen. Dit concept ontstond aan het einde van de jaren '60 en wordt tegenwoordig steeds vaker aangewend in België. Bij een duurzaam bouwproject tracht men de milieu-impact van de verschillende levensfasen van het gebouw (ontwerp, uitvoering, gebruik, afbraak, renovatie, bestemmingswijziging) tot een minimum te beperken.

Deze manier van bouwen gaat onder meer gepaard met het gebruik van (door hun afkomst of verwerking) energiezuinige materialen die gerecycleerd kunnen worden aan het einde van hun levensloop of van bouwtechnieken die misschien wel arbeidsintensiever, maar ook minder energieverslindend zijn.

Hout is een materiaal dat perfect beantwoordt aan deze milieuoverwegingen, maar vertoont in zijn ruwe vorm een aantal beperkingen die voornamelijk toe te schrijven zijn aan de mechanische prestaties en afmetingen ervan.

Om deze natuurlijke beperkingen te verhelpen en het eindproduct de karakteristieken van een industrieel materiaal te geven (zonder evenwel afbreuk te doen aan de intrinsieke kwaliteiten van het hout), zijn er de laatste decennia een aantal nieuwe hoogtechnologische producten op de markt verschenen, zoals structurele platen (OSB, MDF, multiplex, ...), balken op houtbasis

(samengestelde ⁽¹⁾ balken, gelijmd-gelamelleerde balken, ...), vloersystemen (zelfdragende vloeren, cassettevloeren, hout-betonvloeren), ...

Deze nieuwe vloersystemen, die volledig of grotendeels in hout worden uitgevoerd, onderscheiden zich voornamelijk van de traditionele houten vloeren dankzij hun betere algemene prestaties (mechanische sterkte, akoestische isolatie, brandveiligheid, ...) en laten toe om te beantwoorden aan eisen die verder reiken dan het loutere draagvermogen. Hout-betonvloeren zijn hier een sprekend voorbeeld van.

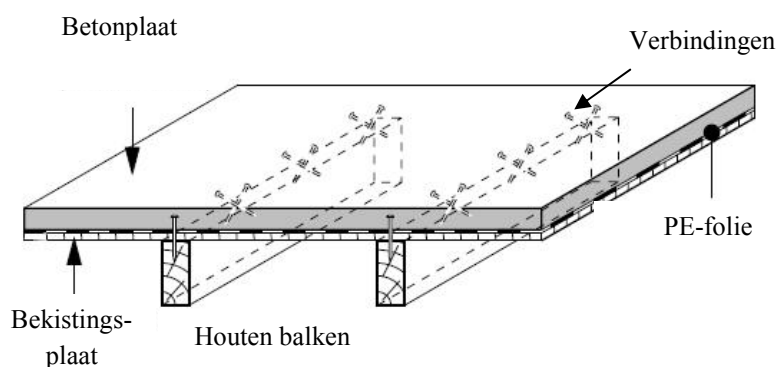
In België blijft de toepassing van dergelijke vloeren eerder beperkt omwille van een gebrek aan normering. Zo bevat de Eurocode 5 (NBN EN 1995), dé huidige referentie voor de berekening van houtconstructies, geen enkele rekenmethode waarmee het mogelijk is om de samenwerking tussen het hout en het beton, die tot stand gebracht wordt door de verbinding tussen beide lagen, in aanmerking te nemen.

In het kader van een recent WTCB-onderzoek in samenwerking met het TCHN werd er een experimentele studie uitgevoerd die toegelaten heeft om een aantal bijzonder belangrijke prestaties van hout-betonvloeren te beoordelen. Voor wat de mechanische prestaties betreft, werd er bovendien een eenvoudige rekenmethode ontwikkeld voor de dimensionering van dit vloertype in de bruikbaarheidsgrenstoestanden (BGT) en de uiterste grenstoestanden (UGT). De onderzoeksresultaten worden verder in dit Rapport besproken.

⁽¹⁾ Het gaat hier om balken waarvan de kern uit een OSB-plaat bestaat en waarvan de flenzen bijvoorbeeld samengesteld kunnen zijn uit houtderivaten.

2. Principes van de hout-betonvloer

Een hout-betonvloer is vergelijkbaar met een traditionele houten vloer waarop een betonplaat gestort wordt. Het grootste verschil ligt in de samenwerking tussen de twee materialen die tot stand gebracht wordt dankzij de mechanische verbindingen (zie afbeelding 2).



Afb. 2 Principeschets van een hout-betonvloer.

Om de rol van deze verbindingen toe te lichten, schetsen we hieronder het gedrag van een balk die onderworpen wordt aan buiging (zie afbeelding 3).

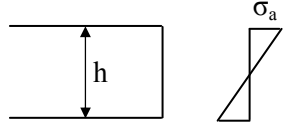
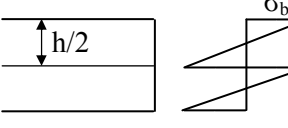


Afb. 3 Schematische voorstelling van de rol van de verbindingen in een balk.

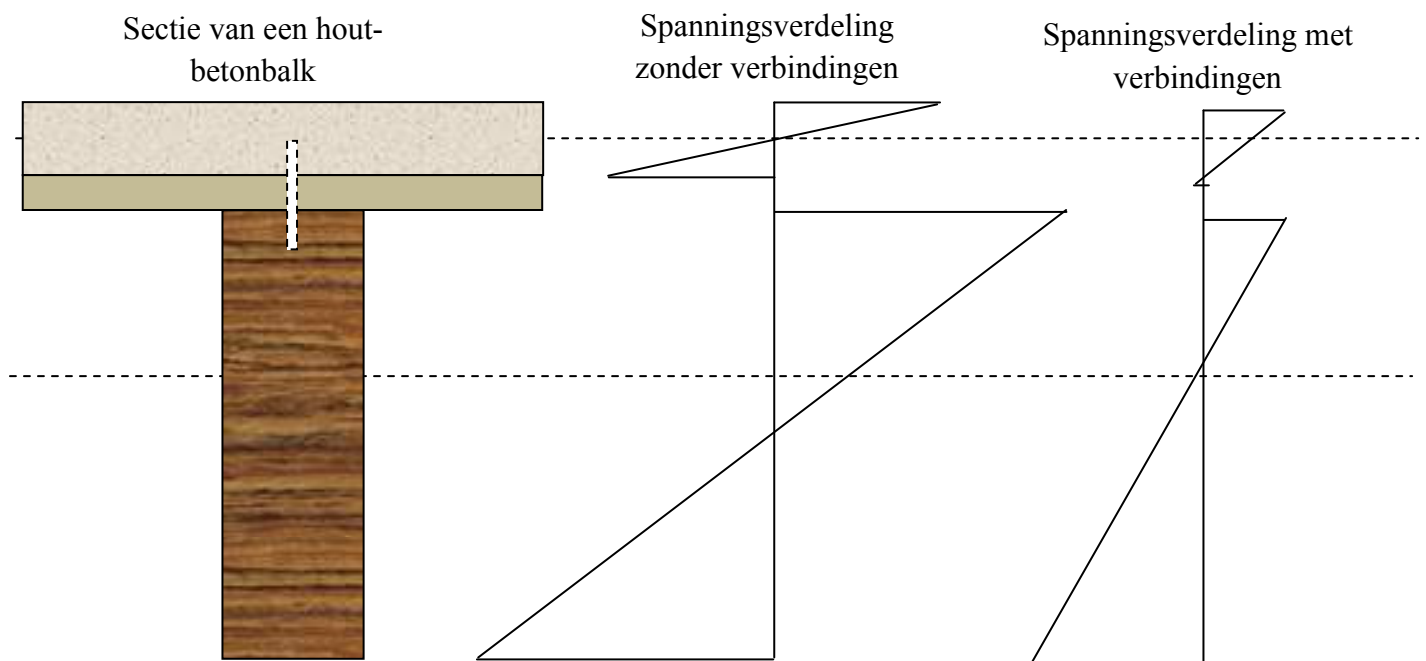
We beschouwen een eenvoudig opgelegde, aan buiging onderworpen balk, bestaande uit twee op elkaar gelegde, rechthoekige secties van gelijke hoogte uit een identiek materiaal, respectievelijk zonder verbinding in geval (a) en met een starre verbinding in geval (b).

Als men uitgaat van de veronderstelling dat de balk een lineair elastisch gedrag vertoont, kan gemakkelijk aangetoond worden dat de aanwezigheid van een starre verbinding tussen de twee secties de maximale normaalspanningen bij een gelijk buigmoment met de helft vermindert en de doorbuiging tot een vierde beperkt (zie hiervoor ook tabel 1).

Tabel 1 Invloed van een starre verbinding in een balk op de spannings- en vervormingswaarden.

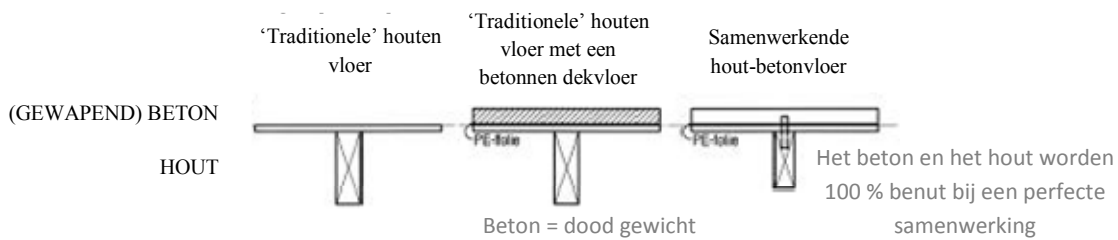
Geval	Spanningsverdeling	Spanningen	Doorbuiging (geconcentreerde puntbelasting op een isostatische balk)
Bovengrens (monolithisch)		$\sigma_a = \frac{M \frac{h}{2}}{b \left(\frac{h}{2}\right)^3} = \frac{6M}{bh^2}$	$f_{i,a} = \frac{PL^3}{48E \frac{bh^3}{12}} = \frac{PL^3}{4Ebh^3}$
Ondergrens (perfecte verschuiving)		$\sigma_b = \frac{M / 2 \frac{h}{4}}{b \left(\frac{h}{2}\right)^3} = \frac{12M}{bh^2}$	$f_{i,b} = \frac{P/2L^3}{48E \frac{b \left(\frac{h}{2}\right)^3}{12}} = \frac{PL^3}{Ebh^3}$
Verhouding <u>bovengrens</u> <u>ondergrens</u>	–	$\frac{1}{2}$	$\frac{1}{4}$

Teneinde de sterkte en de buigstijfheid van een houten vloer op een economisch verantwoorde manier te vergroten, zou men bijgevolg kunnen overwegen om er met behulp van mechanische verbindingen een betonplaat op aan te brengen. Zoals aangetoond in afbeelding 4, zorgen deze verbindingen voornamelijk voor een vermindering van de spanningen in beide materialen (en dan vooral in het hout), zodanig dat er een optimale samenwerking tussen beide materialen tot stand komt. De verbindingen zorgen voor de overdracht van de scheerkrachten tussen het hout en het beton.



Afb. 4 Spanningsverdeling met en zonder verbindingen in een hout-betonvloer.

Afbeelding 5 geeft een schematische voorstelling van de materiaal- en hoogtewinst die bij eenzelfde buigmoment in een hout-betonvloer verkregen wordt ten opzichte van een traditionele houten vloer en dit, dankzij de totstandbrenging van een (min of meer perfecte) samenwerking, waardoor de sectie van de houten balk kleiner wordt.



Afb. 5 Vergelijking van verschillende vloertypes (binnen de grenzen van het toepassingsdomein).

Concreet gezien doet de betonplaat in het veld dienst als druklaag, terwijl de houten balken, die zich onderaan bevinden, voornamelijk onderhevig zijn aan trekspanningen. Elk van beide materialen wordt dus onderworpen aan de belastingen waartegen het – gelet op zijn specifieke eigenschappen – het best bestand is, zodanig dat er in feite een geribde plaat ontstaat. Ook bij doorlopende balken levert de betonplaat boven de steunpunten – dankzij zijn bovenwapening die in staat is de trekspanningen op te nemen – een bijdrage tot de sterkte, terwijl de houten balk gedeeltelijk samengedrukt wordt.

Om een optimale samenwerking tussen het hout en het beton tot stand te brengen, dient men de verbinding tussen de balken en de betonplaat zodanig uit te voeren dat de scheerkrachten overgedragen worden en de relatieve verplaatsing in het raakvlak beperkt blijft. Zonder verbinding zullen de houten kinderbalken in hun eentje alle belastingen moeten opnemen. Als er daarentegen een verbinding uitgevoerd wordt, ontstaan er samenwerkende hout-betonbalken met een aanzienlijk toegenomen sterkte. Om deze samenwerking te verzekeren, moet er tijdens de constructiefase – tot op het moment dat het beton een toereikende sterkte ontwikkeld heeft – een ondersteuning voorzien worden.

Het gebruik van een hout-betonvloer kan in bepaalde gevallen zowel voor nieuwbouw als voor renovaties een economisch verantwoorde oplossing bieden.

Het basisprincipe voor het ontwerp van constructies volgens de Eurocodes berust immers op de controle in de uiterste grenstoestanden (UGT) en de bruikbaarheidsgrenstoestanden (BGT) [16]. Bij renovaties kan het draagvermogen van de oude, traditionele houten vloeren bijvoorbeeld ontoereikend blijken, aangezien deze berekend werden voor een gebruiksbelasting die niet langer overeenstemt met de huidige eisen uit de Eurocode (NBN EN 1991).

Voor constructies die overwegend uit hout bestaan, is het bovendien dikwijls de controle in de bruikbaarheidsgrenstoestanden die het dimensioneringscriterium vormt. Zo zal het voor traditionele houten vloeren in bepaalde gevallen erg moeilijk zijn om te beantwoorden aan de eisen in verband met de maximaal toegelaten vervorming voor structurele elementen uit de norm NBN B 03-003. Deze eisen zijn eveneens opgenomen in de Belgische Nationale Bijlage van de norm NBN EN 1995-1-1 (Eurocode 5) [5, 6] betreffende de dimensionering van houtconstructies.

Omdat het plaatsen van een hout-betonvloer toelaat het draagvermogen te verhogen zonder de oorspronkelijke vloer uit te breken, is deze oplossing vanuit een economisch oogpunt gewoonlijk erg voordelig.

De afgelopen jaren werden er in het buitenland diverse initiatieven opgezet die de ontwikkeling van samenwerkende hout-betonvloeren voor ogen hadden. Zo werden er in Italië, Frankrijk, Zwitserland, ... verschillende (al dan niet geotrooieerde) ⁽²⁾ verbindingssystemen gecommercialiseerd.

⁽²⁾ Denken we hierbij bijvoorbeeld aan SFS®-verbindingen, Tecnaria®-verbindingen en het Sylvabat®-procédé, ...

3. Onderzoek van de prestaties van hout-betonvloeren

Teneinde tegemoet te komen aan de vraag van de sector en dan vooral van zijn Technische Comit es ‘Ruwbouw’ en ‘Schrijnwerken’, heeft het WTCB, in samenwerking met het TCHN en met de financiële steun van de FOD Economie, een onderzoek opgestart met als oogmerk om voorschriften op te stellen voor de toepassing van hout-betonvloersystemen in België, waarin zowel rekening gehouden wordt met het ontwerp, de dimensionering als de realisatie.






Tijdens dit onderzoek werden de fundamentele prestaties van de draagvloer geëvalueerd en vergeleken met de huidige eisen uit de Belgische normalisatie en regelgeving, namelijk :

- de mechanische prestaties op korte en lange termijn, zowel voor de uiterste grenstoestanden (breuk) als de bruikbaarheidsgrenstoestanden (doorbuiging)
- de trillingseigenschappen ten opzichte van inwendige en uitwendige bronnen
- de akoestische prestaties ten opzichte van contactgeluid en luchtgeluid
- de thermische prestaties (meer bepaald de thermische massa)
- het brandgedrag (meer bepaald de brandweerstand).

Voor elk van deze criteria werden de prestaties van een hout-betonvloer vergeleken met deze van een traditionele houten vloer, een houten vloer met een anhydrietdekvloer ⁽³⁾ zonder mechanische verbindingen en een houten vloer met mechanische verbindingen.

De verschillende in het laboratorium geteste vloeropbouwen (of balken) staan vermeld in tabel 2. De eigenschappen van de gebruikte materialen worden gespecificeerd in tabel 3.

Tabel 2 Geteste vloeropbouwen en onderzochte parameters.

Geteste vloeropbouw	Standaardopbouw	Geteste parameters
	Houten balken + OSB = referentievloer	
	Referentievloer + anhydrietdekvloer (geen verbinding)	
	Referentievloer + verbindingselementen + anhydrietdekvloer	Hart-op-hartafstand van de balken (400 of 600 mm)
	Referentievloer + verbindingselementen + gewapend beton	<ul style="list-style-type: none"> • Hart-op-hartafstand van de balken (400 of 600 mm) • Type verbinding (SFS®, wapeningsstaaf of schroefbout) • Hart-op-hartafstand van de verbindingen (100 of 200 mm) • Bevestiging van de OSB-platen (gelijmd of genageld) • Dikte van het beton (40 of 70 mm) • Type beton (normaal of licht) • Type balk (samengestelde balk of balk uit naaldhout C22)
	Referentievloer + verbindingselementen + gewapend beton + zwevende dekvloer	

⁽³⁾ Anhydrietdekvloeren worden zeer vaak gebruikt in houtconstructies, aangezien ze een hogere druksterkte bieden dan dekvloeren op basis van cementmortel, alsook een gemakkelijkere en snellere verwerking. Ook voor de proeven was deze keuze gerechtvaardigd, aangezien het de bedoeling was om vroegtijdige breuk bij druk te vermijden.

Tabel 3 Eigenschappen van de materialen die gebruikt werden tijdens het onderzoek.

Materiaaltype	Sectie of dikte [mm]	Dichtheid [kg/m³]	Elasticiteitsmodulus (buiging) [N/mm²]	Gemiddelde druksterkte [N/mm²]	Treksterkte [N/mm²]	Karakteristieke buigsterkte [N/mm²]
Samengestelde houten balk (Parallam©)	68 x 241	767	14162	–	24,0	43,2
Balk in naaldhout C22	72 x 220	340	10000	–	13,0	22
OSB/3-plaat	18	625	3500	–	–	5,3
Anhydriet	40 tot 70	± 2100	± 20000	± 20	–	–
Normaal beton	40 tot 70	± 2300	± 30000	± 48	–	–
Licht beton	40 tot 70	1660	18600	26	–	–

4. Mechanische prestaties van hout-betonvloeren

Tijdens het WTCB-onderzoek werden er verschillende **afschuif- en buigproeven** op korte en lange termijn uitgevoerd om respectievelijk de afschuiving in het raakvlak tussen het hout en het beton en de invloed van de verbinding op de mechanische sterkte en de vervorming van de hout-betonvloeren aan te tonen. Tabel 2 geeft een overzicht van de parameters die onderzocht werden om hun invloed op het gedrag van de hout-betonvloeren te evalueren : het type verbinding, de hart-op-hartafstand van de verbindingen, de dikte van de anhydrietdekvloer of de betonlaag, het type bevestiging tussen de OSB-platen en de houten balk, ...



Afb. 6 Bepaling van de mechanische prestaties in het laboratorium.

4.1 Afschuifproeven op korte termijn

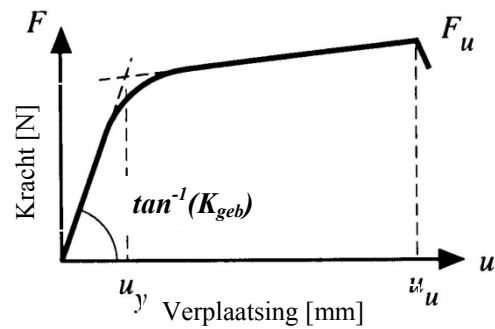
Tijdens de afschuifproeven wordt de 400 mm lange houten balk van het hout-betonelement zodanig verticaal belast dat er ter hoogte van de verbinding tussen de twee materialen een scheerkracht ontstaat. Vervolgens wordt de longitudinale relatieve verplaatsing in het raakvlak tussen het hout en het beton opgemeten. De verticale verplaatsing van de betonlaag wordt hierbij verhinderd (zie afbeelding 7).

Deze proef laat toe om de samenwerking tussen het hout en het beton te karakteriseren met behulp van de karakteristieke afschuifsterkte van de verbinding P_{Rk} ⁽⁴⁾ en de gebruiksglijmodulus K_{geb} (zie afbeelding 8).

⁽⁴⁾ P_{Rk} wordt gelijkgesteld aan de minimale bezwijkbelasting (gedeeld door het aantal verbindingen), vermindert met 10 % volgens bijlage B van Eurocode 4 (NBN EN 1994-1-1).



Afb. 7 Proefopstelling voor de afschuifproef op een proefstuk.



Afb. 8 Karakteristieke kromme tijdens een afschuifproef.

Zoals hiervoor reeds vermeld werd, had deze proefcampagne voornamelijk tot doel om de invloed van het type verbinding, de hout- en de betonsectie, het materiaaltypen en de aanwezigheid van een tussenlaag op de glijmodulus K_{geb} en de afschuifsterkte P_{Rk} aan te tonen.

Tabel 4 geeft een overzicht van de K_{geb} - en P_{Rk} -waarden die opgemeten werden voor twee van de onderzochte verbindingstypes. De karakteristieken van de geotrooieerde verbindingen kunnen bij de fabrikanten opgevraagd worden.

Tabel 4 P_{Rk} - en K_{geb} -waarden die tijdens het onderzoek opgemeten werden voor verschillende verbindingstypes.

Verbinding	Betontype	Type houten balk	P_{Rk} (N)	K_{geb} (N/mm)
Schroefbout Ø 10 mm h : 120 mm	C25/30 - 70 mm	Parallam 68 x 150 mm ² OSB3 18 mm gelijmd	7000	10000
Schroefbout Ø 10 mm h : 120 mm	C25/30 - 70 mm	Naaldhout C22 72 x 150 mm ² OSB3 18 mm	7000	7000
Schroefbout Ø 10 mm h : 120 mm	LC16/18 - 70 mm	Naaldhout C22 72 x 150 mm ² OSB3 18 mm	7000	7000
Wapening Ø 12 mm h : 150 mm	C25/30 - 70 mm	Parallam 68 x 150 mm ² OSB3 18 mm	10000	6000
Wapening Ø 12 mm h : 150 mm	LC16/18 - 70 mm	Naaldhout C22 72 x 150 mm ² OSB3 18 mm	9000	4500
Verbinding	Betontype	Type houten balk	P_{adm} (N) (*)	K_{geb} (N/mm)
Verbinding SFS®45°/90°	Op te vragen bij de fabrikant		5000	8000°
Verbinding SFS®45°/135°	Op te vragen bij de fabrikant		7000	25000
Tecnaria® met BASE-krammen rechtstreeks op de balk	Op te vragen bij de fabrikant	Naaldhout C16	7500	20800
Tecnaria® met BASE-krammen op een vloer van 2 cm	Op te vragen bij de fabrikant	Naaldhout C16 Vloer van 20 mm	5100	3140
Tecnaria® met MAXI-krammen rechtstreeks op de balk	Op te vragen bij de fabrikant	Naaldhout C16	8500	20800
Tecnaria® met MAXI-krammen op een vloer van 20 mm	Op te vragen bij de fabrikant	Naaldhout C16 Vloer van 20 mm	6500	8390

(*) $P_{adm} = P_{Rd} = P_{Rk} / \gamma_M$.

4.2 Afschuifproeven op lange termijn

Aan de hand van de afschuifproeven op lange termijn was het mogelijk de kruipcoëfficiënten ⁽⁵⁾ voor de verbindingen te bepalen : 0,3 voor een hout-betonvloer met een laag normaal beton en 0,6 voor een vloer met een laag licht beton. Deze coëfficiënten zijn noodzakelijk om de invloed van de kruip op de mechanische karakteristieken van de verbinding in rekening te kunnen brengen. De glijmodulus van de verbinding neemt op lange termijn namelijk af met een factor $k_{\text{def,verbinding}}$ die de kruipcoëfficiënt van de verbinding voorstelt, zoals uitgedrukt in onderstaande formule :

$$K_{\text{geb,verbinding,final}} = \frac{K_{\text{geb,verbinding}}}{1 + k_{\text{def,verbinding}}}$$

waarbij :

$$k_{\text{def,verbinding}} = \frac{u_{\text{fin}} - u_{\text{inst}}}{u_{\text{inst}}}$$

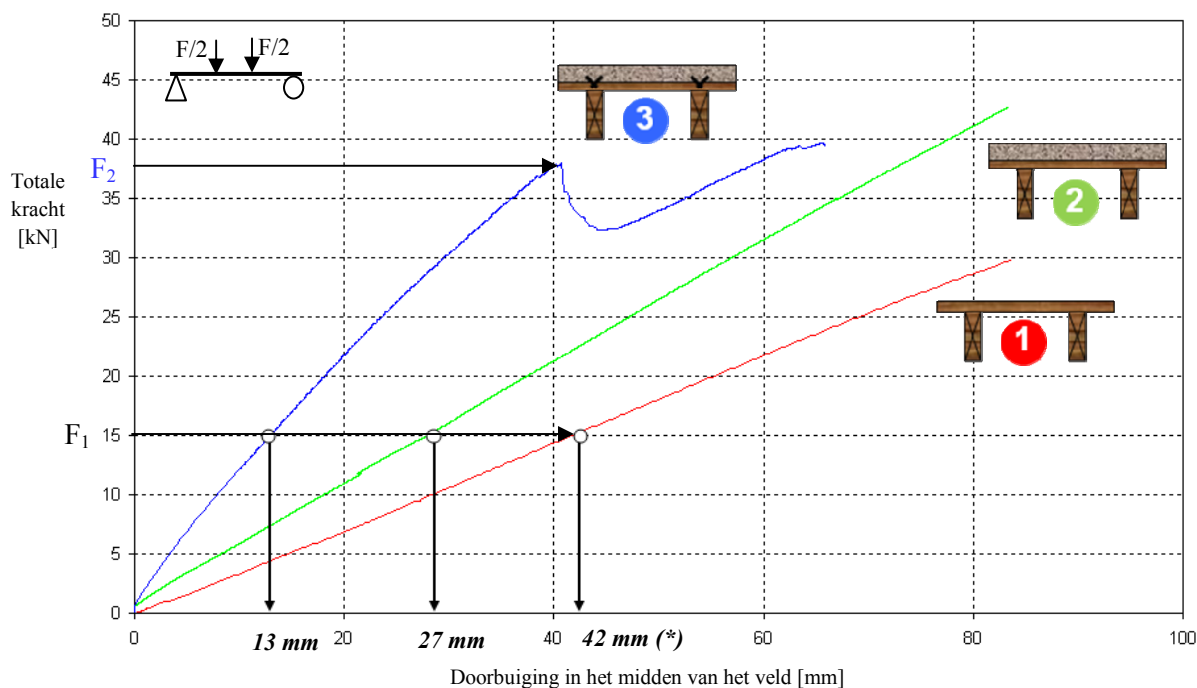
We willen erop wijzen dat de intrinsieke kruip van het hout en het beton niet meegerekend wordt.

4.3 Buigproeven op korte termijn

Om de invloed van de samenwerking tussen de houten vloer en de betonlaag aan te tonen, werden er vierpuntsbuigproeven uitgevoerd op proefstukken met een overspanning van 5,70 meter.

De grafiek van afbeelding 9 geeft de kracht-verschuivingskromme weer voor drie soorten balken die onderworpen werden aan een vierpuntsbuigproef. Een eerste belangrijke vaststelling is de sterk toegenomen stijfheid – gekarakteriseerd door de helling van de lineaire delen van de krommen – die teweeggebracht wordt door de toevoeging van de verbindingen (opbouw 3) in vergelijking tot de stijfheid die opgemeten werd in een traditionele houten balk (opbouw 1) of in een houten balk met een anhydrietdekvloer zonder verbinding (opbouw 2). De verbindingen zorgen met andere woorden voor de mechanische samenwerking tussen de betonlaag en de houten balken.

⁽⁵⁾ De proeven duurden 4.000 uur, wat overeenstemt met 166 dagen met een extrapolatie over 10 jaar. De dikte van de betonplaten bedroeg 70 mm.



(*) 32 mm voor een houten vloer waarvan de nuttige hoogte equivalent is met deze van de hout-betonvloer uit de opbouwen 2 of 3.

Afb. 9 Invloed van de verbindingen (opbouw 3) op de stijfheid van de hout-betonbalken in vergelijking tot de stijfheid van een traditionele houten vloer met (opbouw 2) en zonder anhydrietdekvloer (opbouw 1).

De toevoeging van verbindingen die de samenwerking tussen het hout en de betonlaag of de anhydrietdekvloer verzekeren (opbouw 3), zorgt globaal genomen voor een duidelijke verbetering van de buigstijfheid van de balk (helling van de krommen uit afbeelding 9) en bijgevolg ook voor een aanzienlijke vermindering van de doorbuiging onder de gebruiksbelasting. Onder een belasting F_1 van 15 kN ⁽⁶⁾ en voor een houten balk waarvan de nuttige hoogte equivalent is met deze van een hout-betonvloer, is de doorbuiging bijvoorbeeld zo'n 25 % kleiner dan bij de balken zonder verbinding met een totale hoogte van 241 mm (opbouw 2) en ongeveer 60 % ⁽⁷⁾ kleiner dan bij de balken uit opbouw 3 (hout + anhydrietdekvloer).

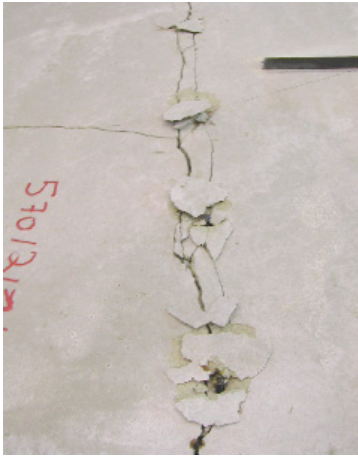
Dankzij het WTCB-onderzoek was het tevens mogelijk de breukwijze van de hout-betonbalken te karakteriseren en te vergelijken met de breukwijze van balken zonder samenwerking.

Zo treedt de eerste breuk bij de geteste balken uit opbouw 3 (hout + anhydrietdekvloer) op zodra de druksterkte van de dekvloer ter hoogte van de verbindingen overschreden wordt (zie afbeelding 10). Deze breuk uit zich als een onderbreking op de kracht-verschuivingskromme van de hout-betonbalk (F_2 in afbeelding 9). Na deze eerste breuk neemt de samenwerking tussen de twee materialen geleidelijk af, zodat het systeem zich uiteindelijk gaat gedragen als een enkele houten balk (waarvan de stijfheid overeenstemt met deze van opbouw 1 : de blauwe en de rode krommen worden parallel). De eindbreuk treedt op zodra de toelaatbare trekspanning in de

⁽⁶⁾ Dit stemt overeen met een verdeelde gebruiksbelasting in de UGT van 4 kN/m², hetzij met de gebruikscategorie C2 volgens Eurocode 1 (NBN EN 1991-1).

⁽⁷⁾ Deze vermindering geldt ook op lange termijn, vermits de kruipcoëfficiënt van een hout-betonvloer deze van een traditionele houten vloer benadert ($k_{def} = 0,6$). Voor meer informatie hierover, verwijzen we naar § 4.4.

onderste vezel van de houten balk overschreden wordt (zie afbeelding 11). Voor de hout-betonbalken uit opbouw 4 treedt er enkel een breuk op in de op trek belaste houten balken en is er geen eerste breuk in de betonlaag.



Afb. 10 Breuk ter hoogte van de anhydriedekvloer.



Afb. 11 Breuk ter hoogte van de houten balk.

Tabel 2 geeft een overzicht van de parameters die tijdens deze vierpuntsbuigproeven onderzocht werden om hun invloed op de mechanische prestaties van de vloer in de BGT en de UGT te beoordelen.

De aldus behaalde resultaten worden op kwalitatieve wijze voorgesteld in tabel 5.

Tabel 5 Invloed van de onderzochte parameters op de UGT en de BGT.

Onderzochte parameters	Invloed op de BGT ⁽¹⁾	Invloed op de UGT ⁽²⁾
Type verbinding en hart-op-hartafstand van de verbindingen	+++	+++
Verlijming van de OSB-plaat op de houten balk	+/-	+/-
Dikte en kwaliteit van de bovenlaag ⁽³⁾ ⁽⁴⁾	+	+/-
Type houten balk	++	+++ ⁽³⁾

⁽¹⁾ Maximale doorbuiging.

⁽²⁾ Breukbelasting onder eenvoudige buiging.

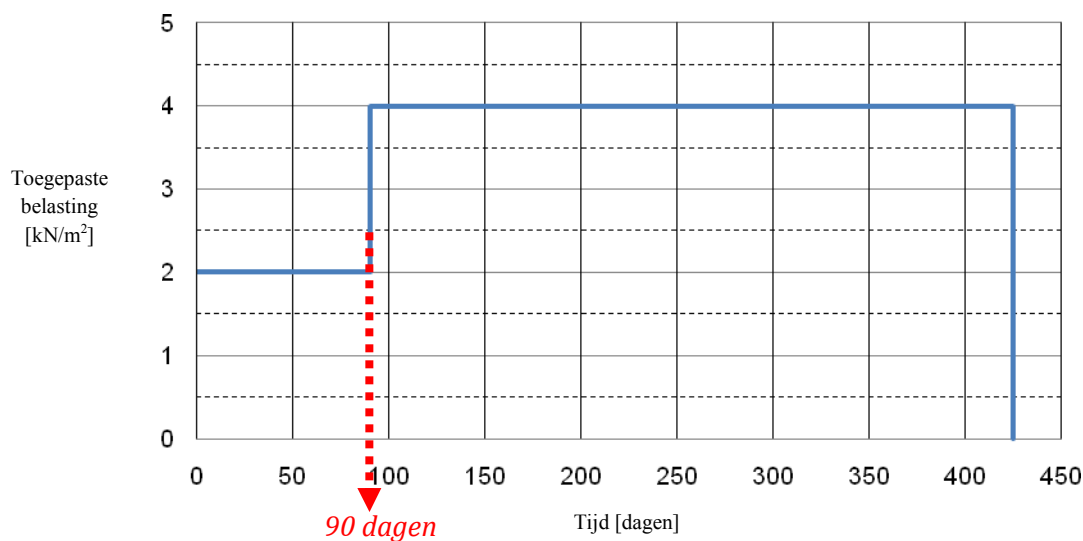
⁽³⁾ Bij een standaard betonkwaliteit treedt de breuk onder buigspanning van het systeem gewoonlijk pas op zodra de toelaatbare trekspanning in het hout overschreden wordt.

⁽⁴⁾ Uit vergelijkingen is gebleken dat de doorbuiging van een proefstuk uit normaal beton een beetje kleiner is dan bij een proefstuk uit licht beton. Er kan eveneens een lichte toename van de sterkte opgetekend worden. Dit resultaat mag echter niet veralgemeend worden aangezien het aantal proefresultaten ontoereikend is.

4.4 Buigproeven op lange termijn (onderzoek van de uitgestelde effecten)

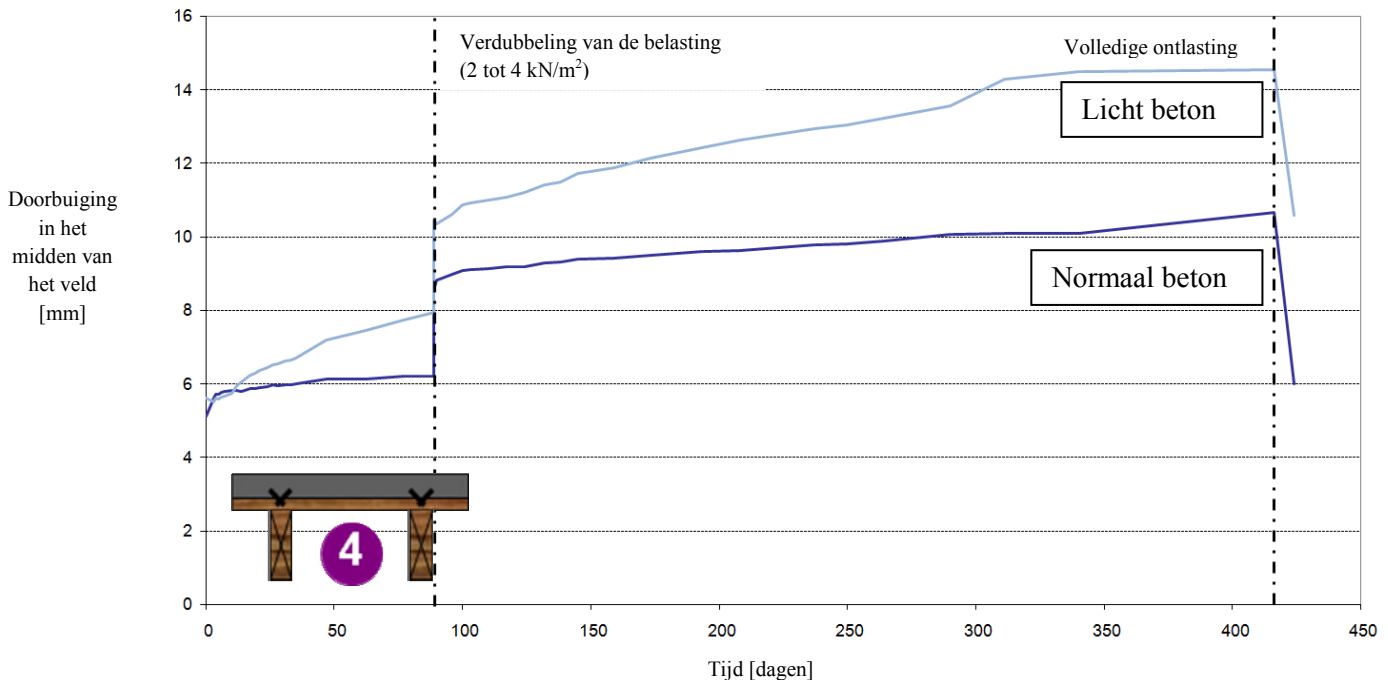
Tijdens het WTCB-onderzoek werden er gedurende 425 dagen kruipproeven uitgevoerd op een aantal vloerproefstukken met een overspanning van 4,9 m en een breedte van 0,6 m. Ook een volledige vloer met een oppervlakte van $\pm 15 \text{ m}^2$ werd aan dergelijke proeven onderworpen.

De onderzochte prototypes werden onderworpen aan twee belastingniveaus. In het eerste geval ging het om een belasting van 2 kN/m^2 om de gebruiksbelasting voor gebouwen van categorie A te simuleren. In het tweede geval ging het om een belasting van 4 kN/m^2 om de gebruiksbelasting voor gebouwen uit categorie C2 te simuleren (zie afbeelding 12).



Afb. 12 Evolutie van het belastingniveau tijdens de kruipproef.

De resultaten van de kruipproeven worden weergegeven in afbeelding 13. Deze toont de evolutie van de doorbuiging in functie van de tijd, met inbegrip van de belastings- en ontlastingsfase. De voornaamste parameter die tijdens deze proeven onderzocht werd, is het type beton dat voor de hout-betonbalken gebruikt werd.



Afb. 13 Kruipproeven op hout-betonbalken.

Aan de hand van deze proeven was het mogelijk de kruip na een belastingsduur van 420 dagen te kwantificeren met behulp van de kruipcoëfficiënt van de volledige hout-betonbalk $\varphi_{\text{hout-betonbalk}}$ voor $t = 425$ d, die als volgt gedefinieerd kan worden :

$$\varphi_{\text{hout-betonbalk}} = \frac{f_{\text{fin}} - f_{\text{inst}}}{f_{\text{inst}}}$$

Na deze belastingsduur is de gemiddelde kruipcoëfficiënt van de volledige hout-betonbalk gelijk aan :

- 0,4 voor het vloerelement dat gerealiseerd werd met normaal beton C25/30
- 0,85 voor het vloerelement dat gerealiseerd werd met licht beton LC16/18.

De kruip van de hout-betonbalken met licht beton is dus groter dan de kruip die vastgesteld werd bij de hout-betonbalken met normaal beton. Naast de grotere intrinsieke kruip van licht beton (van de orde van 30 %) is het waarschijnlijk dat er ook nog andere parameters (die tijdens dit onderzoek niet in aanmerking genomen konden worden) een belangrijke rol te spelen hebben bij dit significante verschil.

Om de juistheid van deze waarden te valideren, ging men hieronder eveneens over tot de berekening van de theoretische waarden van de kruipcoëfficiënt op lange termijn aan de hand van de rekenmethode die beschreven wordt in § 4.5.

Voor een hout-betonbalk met normaal beton kan de k_{def} -waarde bepaald worden met behulp van de volgende vergelijking :

$$k_{\text{def,fin}} = \frac{(EI)_{\text{eff,CT,TH}}}{(EI)_{\text{eff,LT,TH}}} - 1$$

waarbij :

$k_{\text{def,fin}}$ = de vervormingsfactor

$(EI)_{\text{eff,CT,TH}}$ = de theoretische nuttige buigstijfheid op korte termijn

$(EI)_{\text{eff,LT,TH}}$ = de theoretische nuttige buigstijfheid op lange termijn.

Door toepassing van de formules uit punt B.2 van bijlage B van de Eurocode 5 (NBN EN 1995-1-1), en aan de hand van de karakteristieken van de aan de proeven onderworpen balken, krijgt men dan :

$$(EI)_{\text{eff,CT,TH}} = E_1 I_1 + \gamma_1 E_1 A_1 a_1^2 + E_2 I_2 + \gamma_2 E_2 A_2 a_2^2 = 4,29 \cdot 10^{12} \text{ N / mm}^2$$

$$(EI)_{\text{eff,LT,TH}} = E_1 I_1 + \gamma_1 E_1 A_1 a_1^2 + E_2 I_2 + \gamma_2 E_2 A_2 a_2^2 = 2,63 \cdot 10^{12} \text{ N / mm}^2$$

waarbij :

$$A_i = b_i h_i, \text{ voor } i = 1 \text{ of } 2$$

$$I_i = (b_i h_i^3) / 12, \text{ voor } i = 1 \text{ of } 2$$

$$\gamma_1 = [1 + p_i^2 E_i A_i s_i / (K_i \ell^2)]^{-1}$$

$$\gamma_2 = 1.$$

Zo krijgen we :

$$k_{\text{def,fin}} = \frac{4,29 \cdot 10^{12}}{2,63 \cdot 10^{12}} - 1 = 0,63$$

Indien men dezelfde werkwijze volgt, zou de theoretische kruipcoëfficiënt van een hout-betonbalk die opgebouwd is met een laag licht beton 0,71 moeten bedragen.

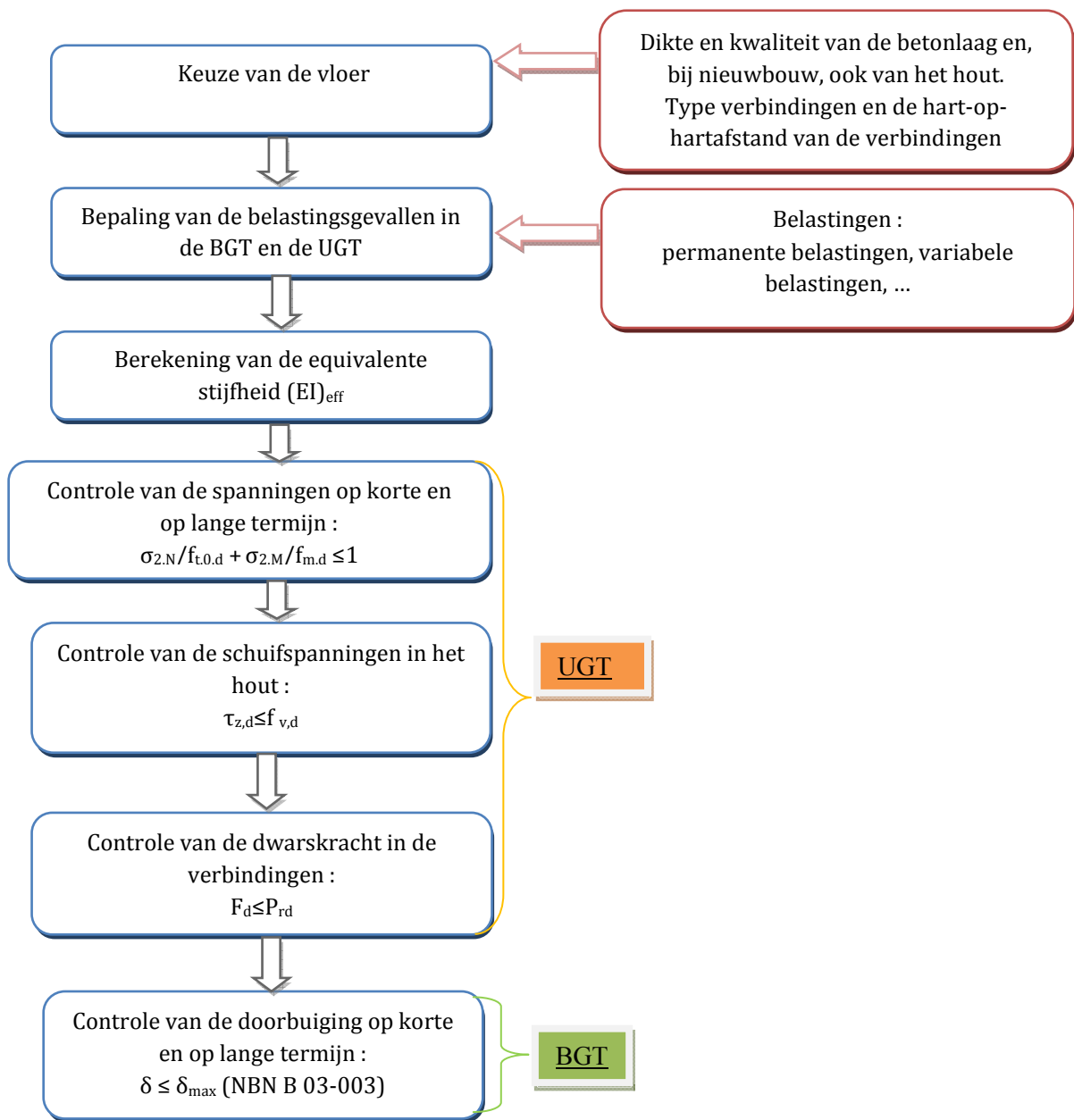
We stellen vast dat de theoretische kruipcoëfficiënt van de balken met normaal beton groter is dan de coëfficiënt die proefondervindelijk bepaald werd. Dit lijkt een logisch resultaat aangezien de theoretische kruip berekend wordt op lange termijn en niet na een belastingsduur van 420 dagen.

Het verschil tussen de theoretische en proefondervindelijk bepaalde kruipcoëfficiënt van de balk met licht beton valt moeilijker te rechtvaardigen. Deze incoherentie is mogelijk toe te schrijven aan een aantal onbeheerste proefparameters, zoals hierboven toegelicht werd.

4.5 Vereenvoudigde rekenmethode voor de dimensionering van vloeren

Aan de hand van de hierboven vermelde resultaten van de afschuifproeven en de theoretische beschouwingen uit de Eurocodes 4 (staalplaat-betonvloeren) en 5 (hout) werd er een rekenmodel ontwikkeld voor de dimensionering (in koude toestand) van hout-betonvloeren. Dit model zou de ontwerper in staat moeten stellen om snel alle mogelijke hout-betonvloertypes te dimensioneren en dit, zowel in de uiterste grenstoestanden (breuk in het hout, het beton of de verbindingen) als in de bruikbaarheidsgrenstoestanden (maximale doorbuiging in het midden van het veld op korte en op lange termijn en na kruip van de materialen).

Het model volgt de stappen uit het organigram van afbeelding 14.



Afb. 14 Organigram voor de berekening van hout-betonvloeren.

Dit model veronderstelt dat alle materialen een elastisch gedrag vertonen tot op het moment dat de breuk zich voordoet (lineair elastisch domein). De aldus behaalde resultaten zijn in overeenstemming met de experimentele resultaten.

De dimensionering van hout-betonvloeren gebeurt met behulp van een Excel®-programma. In de bijlage bij dit Rapport is een praktisch dimensioneringsvoorbeeld opgenomen.

5. Akoestische prestaties van hout-betonvloeren

Met traditionele houten vloeren is het erg moeilijk om een aanvaardbare akoestische isolatie tussen rijwoningen te bereiken. Door de vankrachtwording van de nieuwe akoestische normen (NBN S 01-400) werd de lat bovendien nog een stuk hoger gelegd.

De norm NBN S 01-400-1 'Akoestische criteria voor woongebouwen' bepaalt de eisen op het gebied van lucht- en contactgeluidsisolatie waaraan afgewerkte gebouwen moeten voldoen. We willen erop wijzen dat deze prestaties ter plaatse gemeten moeten worden.

Om de contact- en luchtgeluidsisolatieprestaties van hout-betonvloeren te evalueren, werd er een reeks laboratoriumproeven op verschillende vloerprototypes uitgevoerd (zie tabel 2).

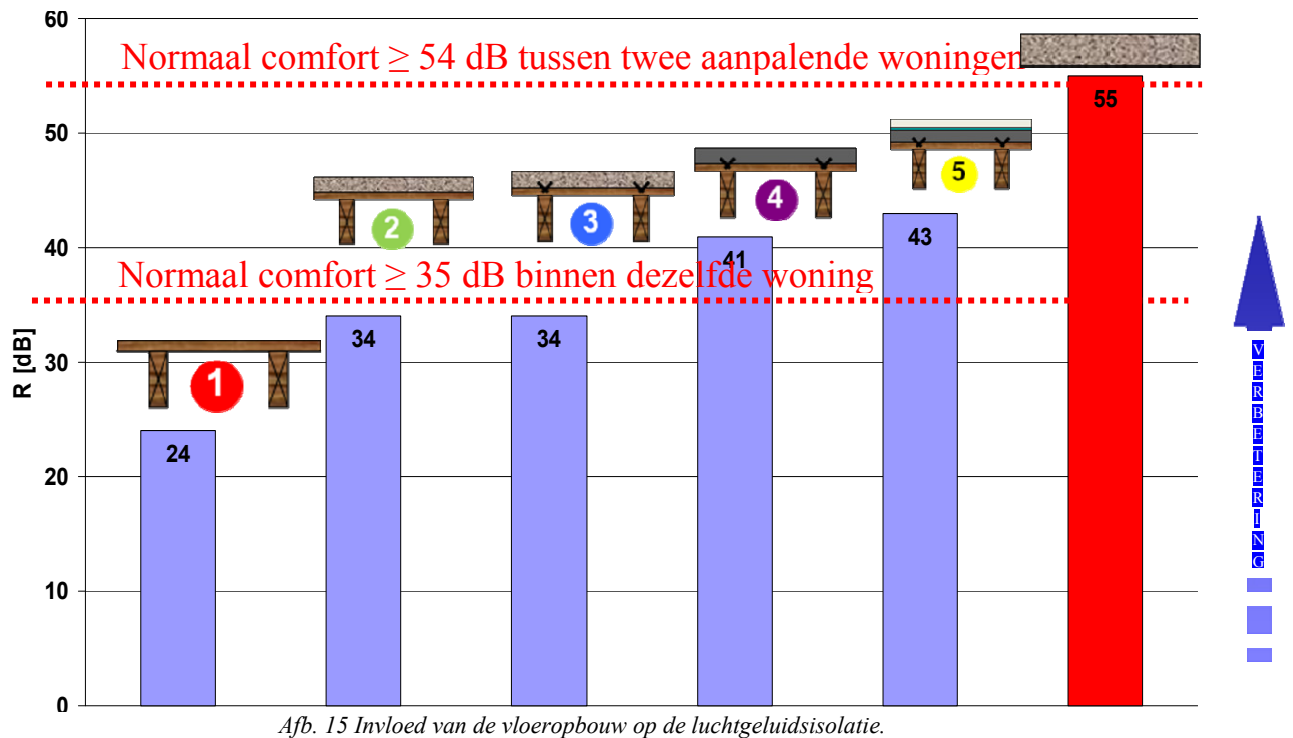
5.1 Luchtgeluidsisolatie

Wat de luchtgeluidsisolatie betreft, werd het normale comfortniveau dat de meeste mensen (70 % van de gebruikers) zou moeten tevreden stellen, vastgelegd op minstens 35 dB tussen een ruimte en een slaapkamer binnen eenzelfde woning en op 54 dB tussen twee ruimten van aanpalende woningen.

Zoals we kunnen afleiden uit afbeelding 15 laat de plaatsing van een traditionele houten vloer met een anhydrietdekvloer (opbouw 2) niet toe om aan het normale comfortniveau binnen eenzelfde woning te voldoen. Met een hout-betonvloer (opbouw 4) kan daarentegen wel voldaan worden aan deze eis.

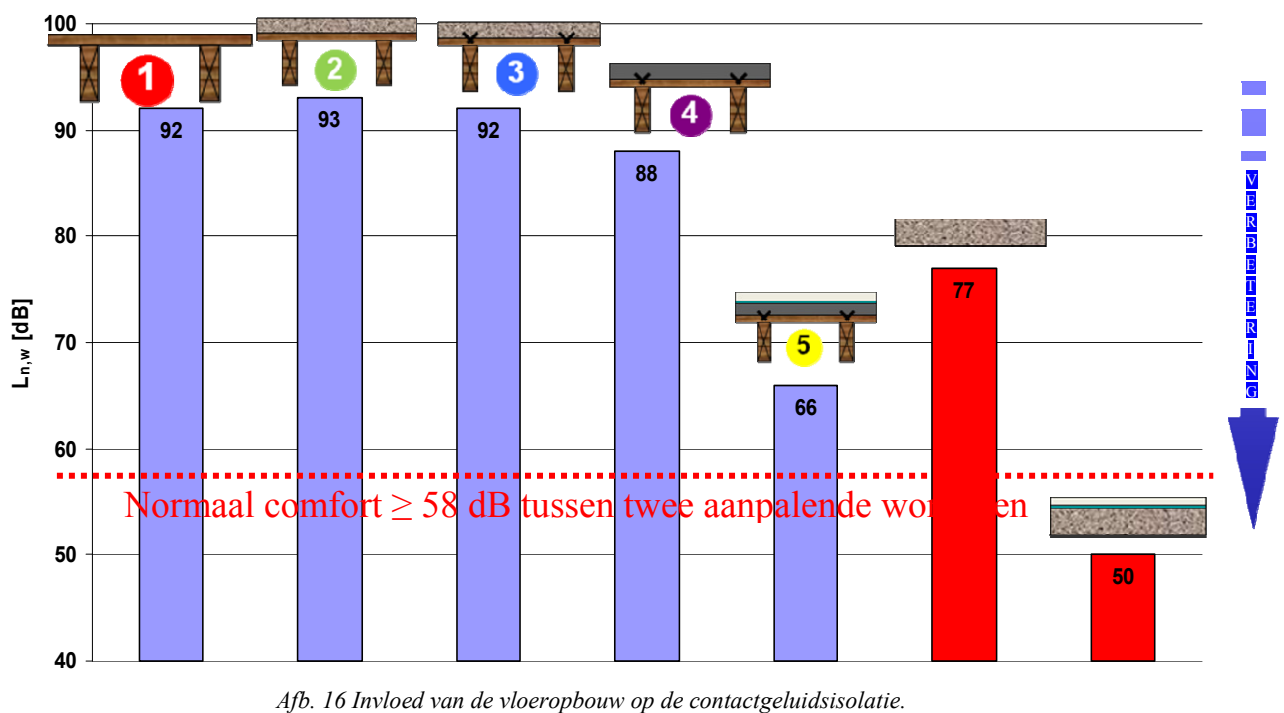
Een met een zwevende dekvloer bedekte hout-betonvloer (opbouw 5) volstaat echter niet om aan de eis van 54 dB tussen twee aanpalende woningen te voldoen. In voorkomend geval zal men zijn toevlucht moeten nemen tot een massa-veer-massasysteem, bijvoorbeeld door de plaatsing van een zwevende dekvloer en een verlaagd plafond.

Opmerking : opbouw 6 stelt een betonplaat met een dikte van 30 cm voor.



5.2 Contactgeluidsisolatie

Wat de contactgeluidsisolatie betreft, legt de norm geen grenswaarde op voor het normale comfortniveau tussen een ruimte en een slaapkamer binnen eenzelfde woning. Voor de isolatie tussen twee aanpalende woningen legt de norm voor het bereiken van een normaal comfortniveau daarentegen een waarde van 58 dB op voor alle soorten ruimten en van 54 dB voor slaapkamers (zie afbeelding 16).



Zoals we kunnen afleiden uit afbeelding 16 blijkt geen enkele van de geteste houten opbouwen – zelfs niet de hout-betonvloer, bedekt met een zwevende dekvloer (opbouw 5) – te volstaan om aan het criterium van een normaal akoestisch comfort te beantwoorden. Men zal bijgevolg – en dan vooral indien er een nog hoger comfort vereist wordt (50 dB *in situ*) – zijn toevlucht moeten nemen tot de plaatsing van een soepele vloerbekleding (om de schokken te dempen) en tot een massa-veer-massasysteem.

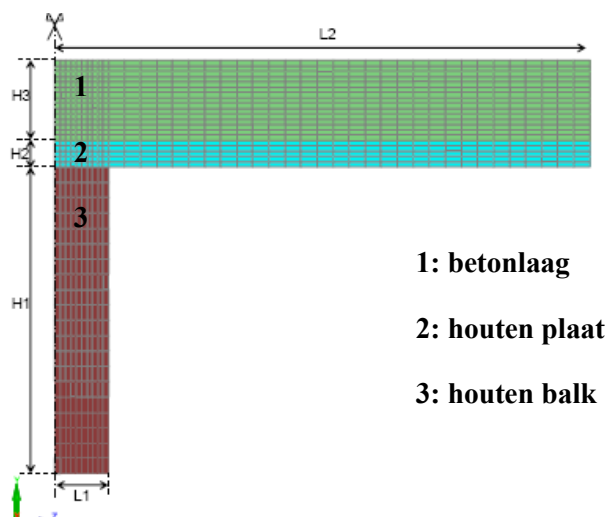
We willen er echter wel op wijzen dat het ook met een betonplaat waarvan de nuttige hoogte equivalent is met deze van een hout-betonvloer (opbouw 4) niet mogelijk zal zijn te beantwoorden aan het minimumcriterium, tenzij men er een zwevende dekvloer aantoevoegt.

Uit bovenstaande resultaten is overigens gebleken dat de uitvoering van de verbindingen geen nadelige invloed heeft op de lucht- en contactgeluidsisolatie.

6. Brandweerstand van hout-betonvloeren

Het ontwerp van een correcte compartimentering is van essentieel belang voor de brandveiligheid van een gebouw. Dit impliceert dat alle wanden van het compartiment een toereikende brandweerstand moeten vertonen (R-criterium : stabiliteit, E-criterium : vlamdichtheid, I-criterium : thermische isolatie). In België wordt voor de brandweerstand van draagvloeren in gebouwen (met uitzondering van eengezinswoningen) gewoonlijk een klasse REI 60 of REI 120 opgelegd. De brandweerstand van een traditionele houten vloer zonder bescherming ligt doorgaans echter niet hoger dan 30 minuten.

In het kader van het WTCB-onderzoek worden er numerieke simulaties uitgevoerd om de brandweerstandsprestaties van een hout-betonvloer te beoordelen. Het programma laat toe om rekening te houden met de samenwerking tussen het hout en het beton door de integratie van verbindingen die over dezelfde geometrische en mechanische eigenschappen beschikken als deze van de verbindingen die gebruikt werden in de praktijk. Afbeelding 17 geeft de geometrische parameters van het model weer. Het betreft hier een halve sectie van een hout-betonbalk.



Afb. 17 Geometrische parameters van het model (SAFI®-programma – Universiteit van Luik).

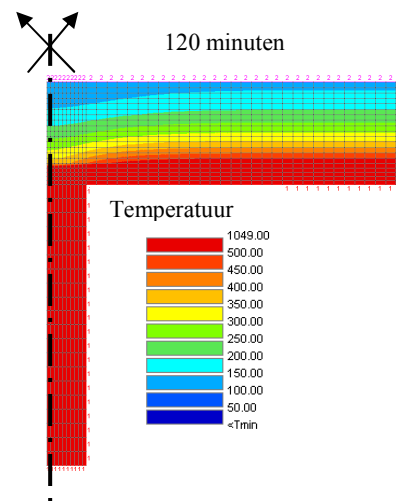
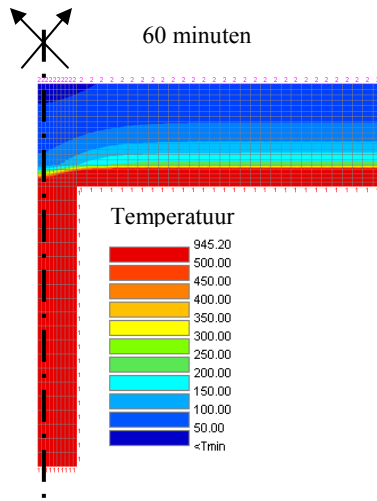
Uit de simulatieresultaten blijkt dat het met een hout-betonvloer met een betondikte van 4 tot 7 cm respectievelijk mogelijk is gedurende 60 en 120 minuten te voldoen aan het thermische-isolatiecriterium (I) (zie afbeelding 18). Anders gezegd bedroeg de temperatuurstijging aan de niet-blootgestelde oppervlakken tijdens de proefduur nooit meer dan gemiddeld 140 °C en werd er nooit een individuele temperatuurstijging van meer dan $\Delta 180$ °C opgetekend.

De doorslaggevende parameter voor het thermische-isolatiecriterium is de dikte van het beton. Het type beton en het type en de sectie van de houten balken en platen oefenen daarentegen slechts een beperkte invloed uit.

Betondikte 70 mm

Temperatuur aan de niet-blootgestelde oppervlakte :

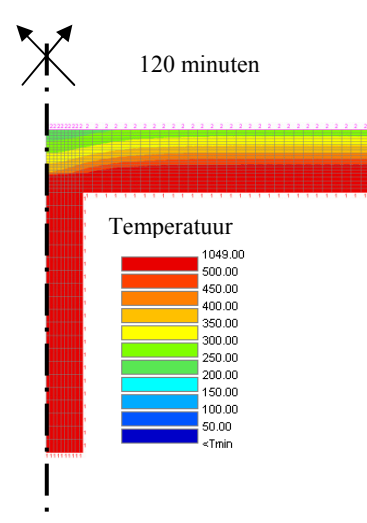
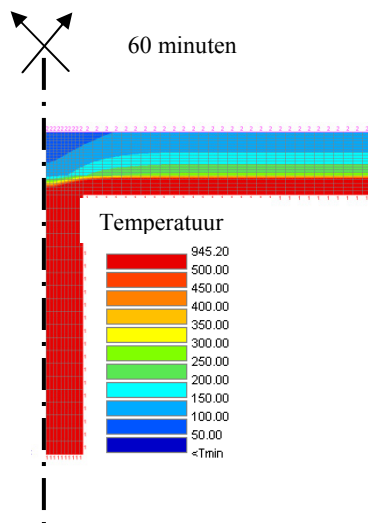
- na 60 min :
55 °C
- na 120 min :
135 °C



Betondikte 40 mm

Temperatuur aan de niet-blootgestelde oppervlakte :

- na 60 min :
110 °C
- na 120 min :
260 °C

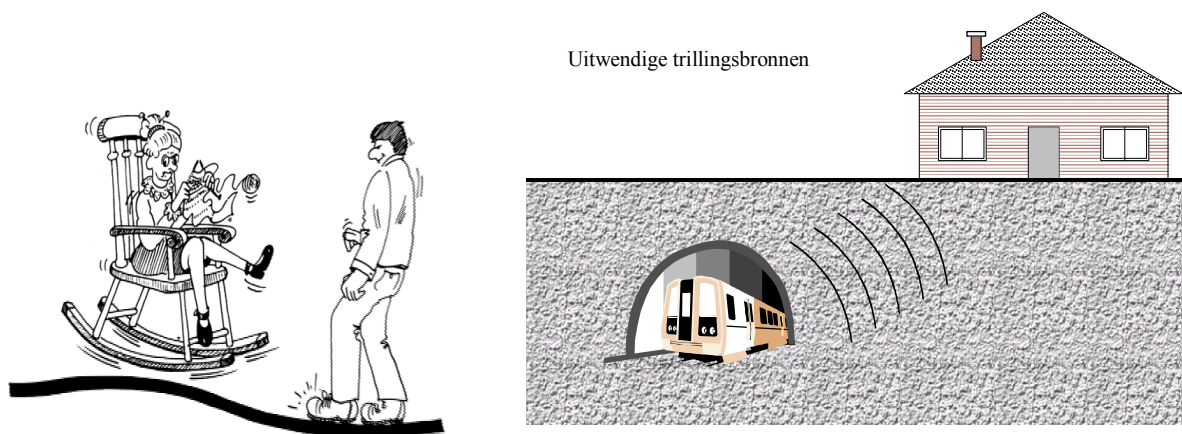


Afb. 18 Isothermen in een halve sectie van een hout-betonvloer (SAFI®-programma – Universiteit van Luik).

In tegenstelling tot het thermische-isolatiecriterium wordt de brandstabiliteit (R) slechts in beperkte mate beïnvloed door de aanwezigheid van de betonlaag; bij de beschouwde eisen wordt er immers vanuitgegaan dat het vuur aangrijpt aan de onderzijde van de vloer. De doorslaggevende parameters zijn het type en de sectie van de houten balken en de hart-op-hartafstand van de verbindingen. Dit criterium, dat gecontroleerd wordt met behulp van numerieke simulaties (op basis van de vervormingssnelheid), wordt voor een aantal opbouwen slechts gedurende de eerste 60 minuten gerespecteerd. Om deze termijn te kunnen verlengen, is er een bescherming aan de onderzijde nodig (bv. een verlaagd plafond).

7. Trillingsprestaties van hout-betonvloeren

Bepaalde belastingen die inwerken op het gebouw kunnen trillingen veroorzaken die enerzijds de structurele integriteit ervan aantasten en anderzijds een oncomfortabele situatie voor de gebruikers veroorzaken. Dit ongemak kan niet alleen teweeggebracht worden door inwendige trillingsbronnen die onlosmakelijk verbonden zijn met het normale gebruik van de ruimten door de bewoners (afbeelding 19, links), maar ook door uitwendige trillingsbronnen, veroorzaakt door werkzaamheden op een bouwplaats of het weg-, spoor- of metroverkeer (afbeelding 19, rechts).



Afb. 19 Inwendige en uitwendige trillingsbronnen.

Traditionele houten vloeren zijn over het algemeen bijzonder gevoelig voor trillingen omwille van de volgende twee redenen :

- ze vertonen een lage resonantiefrequentie : het gaat hier met andere woorden om trillingsresonanties die slechts weinig energie vereisen om duidelijk waarneembare trillingen te produceren die hinderlijk zijn voor de gebruikers
- ze hebben een geringe massa : houten vloeren zijn licht in vergelijking tot de – meestal betonnen – funderingen, wat aanleiding geeft tot een veel hogere amplitude.

Ter beoordeling van de trillingsprestaties van hout-betonvloeren ten opzichte van de aanwezige inwendige bronnen, dienen er drie criteria uit de Eurocode 5 gecontroleerd te worden. Dit kan gebeuren door berekening of door middel van een proef (*in situ* of in het laboratorium) :

- de resonantiefrequentie : deze moet hoger liggen dan 8 Hz teneinde te vermijden dat de eerste modus van het frequentiegebied van de trillingen die worden geproduceerd door de voetstappen van een persoon deze resonantiefrequentie zou benaderen
- het statische criterium : de vervorming van een residentiële vloer onder een puntbelasting van 1 kN moet beperkt blijven tot 1,5 mm
- het dynamische criterium : de verticale trillingsnelheid v (mm/s) van de vloer onder een eenheidsimpuls van 1 Ns moet beperkt blijven tot :

$$v \leq b^{(f_1 \cdot \zeta - 1)} \text{ m/(Ns}^2) \text{ ,}$$

waarbij :

- b voor residentiële vloeren gelijkgesteld wordt aan 100
- ζ voor houten vloeren gelijk is aan 0,01
- f_1 de fundamentele frequentie van de vloer voorstelt.

De trillingsprestaties ten opzichte van uitwendige trillingsbronnen kunnen op hun beurt geëvalueerd worden door middel van onrechtstreekse schokken op de vloer. Aan de hand hiervan kan men immers de eerste modus (resonantiefrequentie criterium) en het aantal resonantiemodi in het hoofdfrequentiegebied (van 0 tot 40 Hz) bepalen.

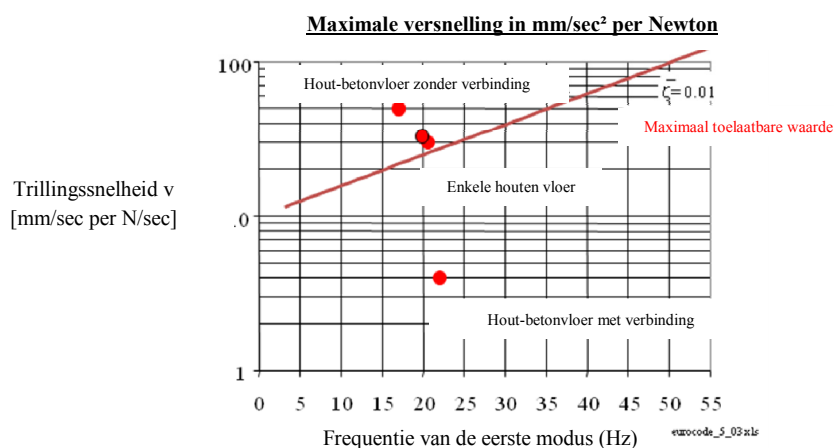
Tijdens het WTCB-onderzoek werden er verschillende vloeropbouwten geëvalueerd. Dit gebeurde enerzijds proefondervindelijk in de trilcel van het WTCB ⁽⁸⁾ en anderzijds door analyse. Hierbij werd uitgegaan van een traditionele houten vloer op metselwerkmuren waarop men achtereenvolgens de invloed onderzocht van de toevoeging van een vrije betonplaat en van een betonplaat die mechanisch met de houten balken verbonden werd (hout-betonvloer). Tabel 6 zet de trillingsprestaties van de geteste vloeren ten opzichte van inwendige en uitwendige bronnen even op een rijtje.

Tabel 6 Samenvatting van de trillingsprestaties van de geteste vloeren, volgens de criteria uit de Eurocode 5 (NBN EN 1995-1-1).

Criterium uit de Eurocode 5	Eis	Type vloer			
		Houten vloer	Betonvloer	Hout-betonvloer zonder verbinding	Hout-betonvloer met verbinding
Fundamentele frequentie eerste modus	> 8 Hz	± 20 Hz	40 Hz	17 Hz	23 Hz
Modaal gedrag : aantal modi	/	6 modi	1 modus	5 modi	2 modi
Statisch criterium	Doorbuiging < 1,5 mm onder F = 1 kN	1,33 mm (in situ) (*)	<< 0,1 mm	0,26 mm	0,16 mm
Dynamisch criterium	$v \leq b(f_1 \cdot \zeta^{-1})$	Zie afbeelding 20			

(*) 0,76 mm (door berekening).

De proeven hebben aangetoond dat de loutere toevoeging van een massa (betonlaag) zonder verbinding geen noemenswaardige verbetering van het trilgedrag van de vloer teweegbrengt. Deze bijkomende massa moet gecombineerd worden met de toevoeging van verbindingen om een gunstig effect tot stand te brengen en ervoor te zorgen dat de vloer aan alle trillingscriteria voldoet. Zo kunnen we uit afbeelding 20 afleiden dat enkel de hout-betonvloer met verbinding aan het dynamische criterium uit Eurocode 5 beantwoordt. Deze vloer werkt eigenlijk als een quasi-isotrope constructie die toelaat om een trilcomfort te bereiken dat vergelijkbaar is met dat van een gewapende betonplaat met een equivalente nuttige hoogte.



Afb. 20 Evaluatie van het dynamische criterium.

⁽⁸⁾ Deze cel vertoont een vloeroppervlakte van 4,64 x 4,64 m².

8. Thermische prestaties van hout-betonvloeren

Het thermische comfort veronderstelt dat het binnenklimaat het hele jaar door binnen aanvaardbare grenzen gehouden wordt (een stabiele temperatuur overdag en 's nachts en dit, zowel in de zomer als de winter). Het bereiken van een dergelijk comfort is vooral in de zomer (vermijden van oververhitting) en meer nog voor gebouwen met een lichte draagstructuur van uitermate groot belang. Vermits woningen met een lichte draagstructuur (bv. houtskeletwoningen) een lage thermische inertie vertonen, kan het zomercomfort er met andere woorden voor problemen zorgen.

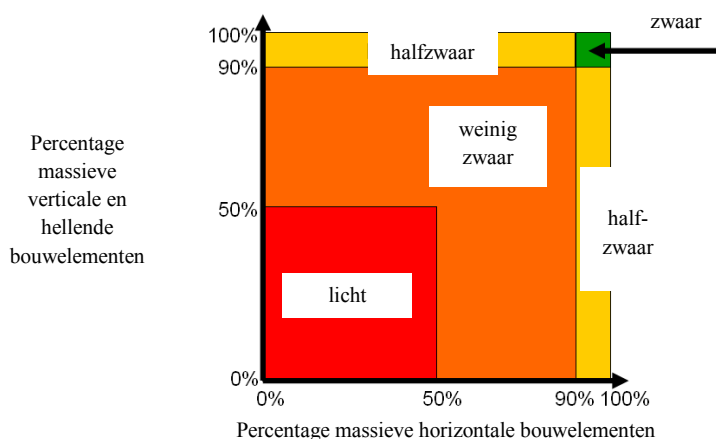
Om de thermische kwaliteit binnen de woning te waarborgen, kan men op vier niveaus ingrijpen :

- de zonnewinsten
- de natuurlijke ventilatie
- de thermische isolatie van de gebouwschil
- de thermische inertie van het gebouw.

Deze laatste is onlosmakelijk verbonden met het beheer van de zonnewinsten en de ventilatie en laat toe de thermische omgeving binnen het gebouw te regelen (door temperatuurschommelingen tegen te gaan) en zodoende het thermische comfort te verbeteren. In het laatste deel van dit Rapport wordt dieper ingegaan op de thermische inertie, aangezien het hier gaat om één van de zwakke punten van een traditionele houten vloer die met een hout-betonvloer kunnen verholpen worden.

Ter bepaling van de thermische inertie van een bouwelement dient men gebruik te maken van het massiviteitscriterium. Een element wordt aangeduid als massief wanneer zijn oppervlaktemassa minstens 100 kg/m^2 bedraagt (waarbij enkel rekening gehouden wordt met de lagen tussen de binnenkant van het gebouw en een luchtpouw of een laag met een warmtedoorgangscoefficiënt $\lambda < 0,20 \text{ W/mK}$).

In de EPB-regelgeving (Energieprestatieregelgeving voor gebouwen) is een vereenvoudigde benadering opgenomen die de gebouwen indeelt volgens vier klassen van thermische massa : zware, halfzware, weinig zware en lichte gebouwen. De indeling van een gebouw in één van deze klassen gebeurt volgens het schema van afbeelding 21 door het percentage massieve elementen in de horizontale en verticale wanden in aanmerking te nemen.







Afb. 21 Karakterisering van een gebouw in zijn geheel in termen van thermische massa [10].

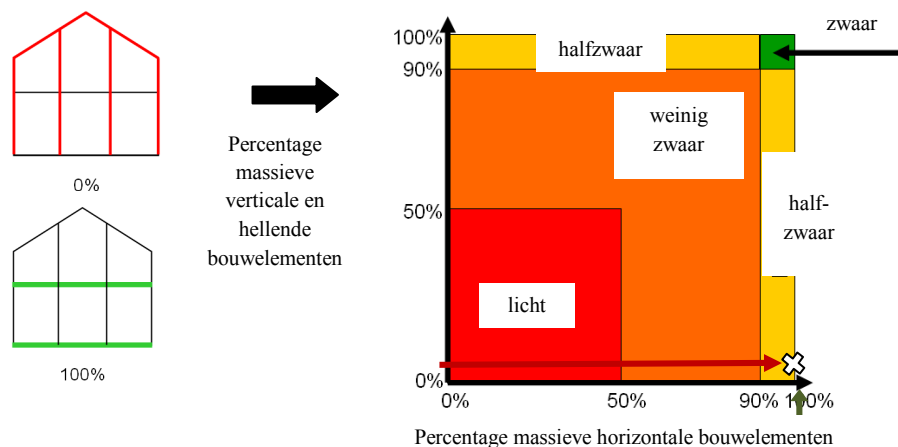
De inertieklasse van het gebouw heeft een directe invloed op het E-peil (criterium dat het energieverbruik van het gebouw weerspiegelt) waarvoor er in de EPB-regelgeving een aantal grenswaarden opgelegd werden.

De berekening van de thermische-inertieklasse gebeurde voor een houtskelconstructie waarin achtereenvolgens vier verschillende vloeren werden aangebracht (zie tabel 7).

Tabel 7 Evaluatie van de thermische-inertieklasse van vier vloeropbouwten naargelang van hun oppervlaktemassa.

Vloeropbouw		Totale oppervlaktemassa	Type element voor de thermische-inertieklasse
	Balken uit naaldhout (sectie 68/175 mm) OSB/3-plateau (18 mm – 650 kg/m ³)	11,7 kg/m ²	Niet-massief horizontaal element
	Balken uit naaldhout OSB/3-plateau Cementgebonden dekvloer (40 mm – 1200 kg/m ³)	59,7 kg/m ²	Niet-massief horizontaal element
	Balken uit naaldhout OSB/3-plateau Beton C25/30 (40 mm – 2350 kg/m ³)	105,7 kg/m ²	Massief horizontaal element
	Balken uit naaldhout OSB/3-plateau Beton C25/30 (40 mm – 2350 kg/m ³) Zwevende dekvloer (20 mm – 900 kg/m ³)	123,7 kg/m ²	Massief horizontaal element

We stellen vast dat de twee vloeropbouwten die gewoonlijk gebruikt worden in houtskelgebouwen (opbouwten 1 en 2) niet beantwoorden aan de definitie van een massief element. Men zal in dit geval dus moeten opteren voor de uitvoering van een klassieke dekvloer van 8 cm of een anhydrietdekvloer (met een volumieke massa van 2000 kg/m³) van 5 cm. De hout-betonvloer met een betonlaag van minimum 4 cm dik mag daarentegen wel als een massief element beschouwd worden. Zo zal een houtskelwoning waarvan de horizontale elementen uit hout-betonvloeren bestaan en waarvan de verticale elementen opgebouwd zijn uit een houtskelwand ingedeeld kunnen worden in de halfzware thermische-inertieklasse (zie afbeelding 22).



Afb. 22 Inertieklasse van een woning naargelang van het percentage massieve muur- en vloerelementen.

9. Besluit

Een hout-betonvloer bestaat uit een houten vloer (balken en OSB-platen) die mechanisch verbonden wordt met een plaat uit gewapend beton van doorgaans 4 tot 7 cm dik. De verbindingsmiddelen zorgen ervoor dat er een optimale samenwerking tussen het hout en het beton tot stand komt, waarbij het hout voornamelijk zorgt voor de opname van de trekkrachten en het beton voor de opname van de drukspanningen. Hout-betonvloeren vormen een perfecte oplossing voor renovaties, aangezien ze de bestaande vloeren helpen versterken zonder de vervanging van de houten balken te noodzaken.

Aan de hand van een recent WTCB-onderzoek in samenwerking met het TCHN was het mogelijk de globale prestaties van hout-betonvloeren te evalueren. Op basis van een groot aantal buig- en afschuifproeven in het laboratorium kon er bovendien een eenvoudige rekenmethode opgesteld worden voor de dimensionering van deze vloeren in de UGT en de BGT.

Hout-betonvloeren vertonen doorgaans betere prestaties dan traditionele houten vloeren en dit, niet alleen op het gebied van hun mechanische eigenschappen, maar ook voor wat het trilcomfort en het brandgedrag betreft.

De aanwezige verbindingen zorgen voornamelijk voor een toename van de stijfheid van de vloer, waardoor deze aanzienlijk minder doorbuigt onder de gebruiksbelastingen. In de UGT zal de hout-betonvloer ook een hogere buigsterkte vertonen dan een traditionele houten vloer met equivalente hoogte. Deze verbetering is echter minder uitgesproken dan die van de stijfheid.

Wat het akoestische comfort betreft, blijkt dat de verbindingen geen negatieve invloed uitoefenen op de prestaties van de vloer. De toevoeging van een met de vloer verbonden betonplaat volstaat echter niet om aan de minimale comforteisen tussen twee aanpalende woningen te voldoen. De uitvoering van een verlaagd plafond en een zwevende dekvloer, respectievelijk onder en op de hout-betonvloer kan in dit geval een oplossing bieden.

In tegenstelling tot het akoestische gedrag, dat slechts in geringe mate beïnvloed wordt door de verbindingen, is het trilgedrag hier wel zeer gevoelig voor. De verbindingen zorgen er immers voor dat de vloer zich gaat gedragen als een quasi-isotrope constructie, zodanig dat het trilcomfort vergelijkbaar wordt met dat van een plaat uit gewapend beton met een equivalente nuttige hoogte (toereikend trilcomfort ten opzichte van de gebruikelijke inwendige en uitwendige trillingsbronnen).

Wat het gedrag bij brand betreft, is het de dikte van de betonplaat die doorslaggevend is. Het brandstabiliteitscriterium is op zijn beurt afhankelijk van de sectie van de houten balken en de sectie van de verbindingen.

Kortom, hout-betonvloeren kunnen zowel toegepast worden bij renovaties als bij nieuwbouw. De verbindingen hebben een belangrijke invloed op het gedrag van de vloer, laten toe de prestaties van het bouwwerk te verbeteren en zorgen ervoor dat men grotere overspanningen kan verwezenlijken dan met een traditionele houten vloer met een equivalente hoogte.

In een toekomstig onderzoek zou de aandacht toegespitst kunnen worden op een aantal hypothesen die totnogtoe onbehandeld bleven :

- het in rekening brengen van het plastische gedrag van de materialen en de verbindingen in de rekenmethode die uiteengezet werd in § 4.5
- het optimaliseren van de numerieke simulatie van het brandgedrag om rekening te kunnen houden met de temperatuurschommelingen in de verbindingen.

Literatuurlijst

- [1] Andriamitantoa L., Biger J., Racher P., Rouger F., Sagot G., Teyssandier H., Trinh J. en Vidon G.
Structures en bois aux états limites. Introduction à l'Eurocode 5. STEP 1 : matériaux et base de calculs. Volume 1 et 2. Parijs, SEDIBOIS/Union nationale française de charpente, menuiserie, parquets, 1996.
- [2] Benoît Y. en Paradis T.
Construction de maisons à ossature bois. Parijs, Eyrolles/CTBA, 2007.
- [3] Bureau voor Normalisatie
NBN B 03-003 Vervormingen van draagsystemen. Vervormingsgrenswaarden. Gebouwen. Brussel, NBN, 2003.
- [4] Bureau voor Normalisatie
NBN EN 1994-1-1 Eurocode 4. Ontwerp en berekening van staal-betonconstructies. Deel 1-1 : algemene regels en regels voor gebouwen (+AC 2009). Brussel, NBN, 2005.
- [5] Bureau voor Normalisatie
NBN ENV 1995-1-1 Eurocode 5. Ontwerp van houten draagsystemen. Deel 1-1 : algemene regels en regels voor gebouwen. Brussel, NBN, 1995.
- [6] Bureau voor Normalisatie
prNBN EN 1995-1-1 ANB Eurocode 5. Ontwerp en berekening van houtconstructies. Deel 1-1 : algemeen. Algemene regels en regels voor gebouwen. Nationale Bijlage. Brussel, NBN, 2008.
- [7] Bureau voor Normalisatie
prNBN EN 1995-1-2 ANB Eurocode 5. Ontwerp en berekening van houtconstructies. Deel 1-2 : ontwerp en berekening van constructies bij brand. Nationale Bijlage. Brussel, NBN, 2008.
- [8] Del Pedro M. en Gmür T.
Eléments de mécanique des structures. Lausanne, Presses polytechniques et universitaires romandes, september 2001.
- [9] Dias A.M.P.G.
Mechanical behaviour of timber-concrete joints. Delft, Technische Universiteit Delft, 2005.
- [10] ...
Evaluation des prestations des planchers mixtes bois-béton. Rapport final de la première biennale. WTCB-TCHN, Convention CC-CIF-965, februari 2006.
- [11] Kenel A.
Zur Berechnung von Holz/Beton-Verbundkonstruktionen : Entwicklung und Vergleich verschiedener Berechnungsmethoden. Forschungs- und Arbeitsbericht 115/42. Dübendorf, EMPA Abteilung Holz, maart 2003.
- [12] Kenel A. en Meierhofer U.A.
Holz/Beton-Verbund unter langfristiger Beanspruchung. Forschungs- und Arbeitsbericht 115/39. Dübendorf, EMPA Abteilung Holz, maart 1998.

- [13] Martin Y., Dobbels F. en Van den Bossche P.
Prestaties van hout-betonvloeren : een multidisciplinaire benadering. Boxtel, Uitgeverij Aeneas, Vakblad Cement, 2004/6.
- [14] Nationaal Instituut voor de Statistiek
Statistiek van de bouwvergunningen voor gebouwen waarvan de bouwwerken of verbouwingen werden aangevat, 2009.
- [15] Natterer J., Sandoz J.L. en Rey M.
Traité de Génie Civil de l'Ecole polytechnique fédérale de Lausanne. Volume 13. Construction en bois : Matériau, technologie et dimensionnement. Lausanne, Presses polytechniques et universitaires romandes, 2004.
- [16] Parmentier B. en Delincé D.
Ontwerp en dimensionering van constructies volgens Eurocode 0 (EN 1990). Brussel, WTCB, WTCB-Tijdschrift, nr. 4, 2003.
- [17] Timmermann K. en Meierhofer U.A.
Holz/Beton-Verbundkonstruktionen : Untersuchungen und Entwicklungen zum mechanischen Verbund von Holz und Beton. Forschungs- und Arbeitsbericht 115/30. Dübendorf, EMPA Abteilung Holz, oktober 1993.
- [18] van der Linden M.L.R.
Timber-Concrete Composite Floor Systems. Delft, Technische Universiteit Delft, december 1999.
- [19] Wetenschappelijk en Technisch Centrum voor het Bouwbedrijf
Draagvloeren in niet-industriële gebouwen. Brussel, WTCB, Technische Voorlichting, nr. 223, 2002.

Bijlage

Praktisch voorbeeld : dimensionering van een hout-betonvloer

We beschouwen een hout-betonvloer, samengesteld uit houten kinderbalken van het type Parallam 68 mm x 241 mm, OSB-platen van 18 mm dik en een laag gewapend beton C25/30 van 4 cm die mechanisch aan de balken bevestigd werd met behulp van metalen verbindingen. De vloer wordt onderworpen aan de volgende permanente en variabele belastingen :

- ✓ het eigengewicht van het beton, de houten balken en de OSB-platen (zie berekening in § I)
- ✓ een permanente belasting, teweeggebracht door de dekvloer en de vloerafwerking (betegeling) : 0,5 kN/m²
- ✓ een opgelegde belasting op de vloer van 2 kN/m², categorie A voor woningen (Eurocode 1, deel 1-1).

Onderstaande tabel geeft een overzicht van de karakteristieken van de vloerelementen die volgens de Eurocode 5 (NBN EN 1995-1-1) gebruikt zouden moeten worden in de gebruiksklasse 1.

	Materiaaleigenschappen	Symbool	Waarde	Bron
Dichtheid van de houten balken	Breedte	b_2	68 mm	Technische fiche fabrikant
	Hoogte	h_2	241 mm	Technische fiche fabrikant
	Overspanning	l	5 m	–
	Hart-op-hartafstand	b_1	500 mm	–
	Meewerkende of nuttige breedte ⁽¹⁾	$b_{\text{eff}} = \min(b_1; \frac{L}{8})$	500 mm	–
	Dichtheid	ρ	767 kg/m ³	Technische fiche fabrikant
	Karakteristieke waarde van de buigsterkte	$f_{m,k}$	40 N/mm ²	Technische fiche fabrikant
	Karakteristieke waarde van de axiale treksterkte	$f_{t,0,k}$	24 N/mm ²	Technische fiche fabrikant
	Karakteristieke waarde van de afschuifweerstand	$f_{v,k}$	2,4 N/mm ²	Technische fiche fabrikant
	Partiële veiligheidscoëfficiënt voor massief hout	$\gamma_{M,b}$	1,3 [-]	NBN EN 1995-1-1, tabel 2.3
	Partiële veiligheidscoëfficiënt voor de assemblage	$\gamma_{M,a}$	1,3 [-]	NBN EN 1995-1-1, tabel 2.3
	Vervormingscoëfficiënt voor de gebruiksklasse 1	k_{def}	0,6 [-]	NBN EN 1995-1-1, tabel 3.2
	Modificatiecoëfficiënt voor de gebruiksklasse 1 – Belasting op middellange termijn	k_{mod}	0,8 [-]	NBN EN 1995-1-1, tabel 3.1
Elasticiteitsmodulus bij buiging	$E_{0, \text{mean}}$	14000 N/mm ²	Technische fiche fabrikant	
OSB-platen	Dikte	t_{OSB}	18 mm	–
	Dichtheid	ρ_{OSB}	600 kg/m ³	Technische fiche fabrikant
Betonplaat	Dikte	h_1	40 mm	–
	Karakteristieke druksterkte op een cilinder	$f_{c,k}$	25 N/mm ²	NBN EN 1992-1-1, tabel 3.1
	Partiële veiligheidscoëfficiënt voor het beton	γ_c	1,5 [-]	NBN EN 1992-1-1, tabel 2.1N
	Kruipcoëfficiënt van het beton ⁽²⁾		2	NBN EN 1992-1-1, § 3.1.4
	Volumieke massa van licht gewapend beton	ρ_c	2500 kg/m ³	NBN EN 1991-1-1, Bijlage B
	Elasticiteitsmodulus bij buiging	E_{cm}	31000 N/mm ²	NBN EN 1992-1-1, tabel 3.1
	Afstand tussen de verbindingen	s	100 mm	–
Verbindingen (verankerde wapening $\Phi 12$)	Glijmodulus in de BGT	K_{geb}	6000 N/mm	Experimentele resultaten : zie § 4
	Glijmodulus in de UGT	$K_u = 2/3 K_{\text{geb}}$	4000 N/mm	Experimentele resultaten : zie § 4
	Karakteristieke sterkte	P_{Rk}	10.000 N	Experimentele resultaten : zie § 4

⁽¹⁾ De meewerkende of nuttige breedte van de betonlaag wordt bepaald volgens Eurocode 4 (NBN EN 1994-1-1, § 6.2.1.5) : b_{eff} wordt gelijkgesteld aan de overspanning $L/8$, zonder echter groter te zijn dan de geometrische breedte b_1 (afstand tussen de houten balken).

⁽²⁾ Voor de bepaling van de kruipcoëfficiënt werden de volgende hypothesen aangenomen : $t_0 = 30$ dagen; cementtype N; beton C25/30.

I. Belastingen

De belastingen die aangrijpen op het vloersysteem zijn :

- ✓ het eigengewicht van de balken en de platen per meter vloer, hetzij :

$$g_t = A_t \cdot \rho_t + t_{OSB} \cdot b_{eff} \cdot \rho_{OSB} = (68 \cdot 241 \cdot 767 + 18 \cdot 500 \cdot 600) \cdot 10^{-5} = 179,7 \text{ N/m}$$

- ✓ het eigengewicht van de betonplaat, hetzij :

$$g_c = A_c \cdot b_{eff} \cdot \rho_c = (40 \cdot 500 \cdot 2500) \cdot 10^{-5} = 500 \text{ N/m}$$

De permanente belasting, teweeggebracht door het eigengewicht, bedraagt dus :

$$G_{k1} = g_t + g_c = 179,7 + 500 = 679,7 \text{ N/m}$$

- ✓ de permanente belasting, teweeggebracht door de dekvloer van 4 cm uit mortelcement (20 kN/m³) en de betegeling (0,5 kN/m²), hetzij :

$$G_{k2} = 0,5 \cdot (0,04 \cdot 20000 + 500) = 650 \text{ N/m}$$

- ✓ de opgelegde belasting (voor een residentieel gebouw, klasse 1 volgens de NBN EN 1991-1-1), hetzij :

$$Q_{k,1} = b_{eff} \cdot Q_{k,klasseA} = 0,5 \cdot 2000 = 1000 \text{ N/m}$$

II. Belastingscombinaties

- ✓ Belastingscombinatie in blijvende en tijdelijke ontwerpsituatie (UGT) :

$$F_{UGT} = 1,35 \cdot (G_{k,1} + G_{k,2}) + 1,5 \cdot Q_{k,1} = 3295 \text{ N/m}$$

- ✓ Quasi-permanente belastingscombinatie (BGT - QP) :

$$F_{BGT} = \cdot G_{k,1} + G_{k,2} + \psi_{2,1} Q_{k,1} = 679,7 + 650 + 0,3 \cdot 1000 = 1630 \text{ N/m}$$

- ✓ Karakteristieke belastingscombinatie (BGT - K) :

$$F_{BGT} = \cdot G_{k,1} + G_{k,2} + Q_{k,1} = 2330 \text{ N/m}$$

III. Uiterste grenstoestanden (UGT)

- Berekening van het maximale aangrijpende moment

In de veronderstelling dat de balken isostatisch zijn, bedraagt het maximale buigmoment (in het midden van het veld) in de UGT M_{Ed}^+ :

$$M_{Ed}^+ = \frac{F_{UGT} \cdot l^2}{8} = \frac{3295 \cdot 5^2}{8} = 10,3 \text{ kNm}$$

b. Berekening van de equivalente buigstijfheid ⁽⁹⁾ op korte termijn

De equivalente stijfheid wordt berekend volgens punt B.2 van bijlage B van de Eurocode 5 (NBN EN 1995-1-1) en is gelijk aan :

$$(EI)_{\text{eff}} = E_1 I_1 + \gamma_1 E_1 A_1 a_1^2 + E_2 I_2 + \gamma_2 E_2 A_2 a_2^2 \quad [\text{Nmm}^2]$$

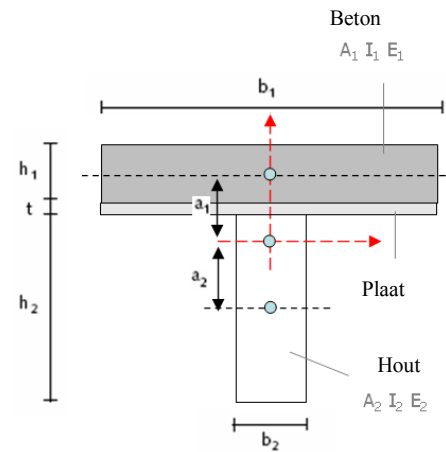
waarbij :

$$\gamma_1 = \left(1 + \frac{\pi^2 E_1 A_1 s}{K_u L^2} \right)^{-1} = \left(1 + \frac{\pi^2 \cdot 31000 \cdot (40 \cdot 500) \cdot 100}{4000 \cdot 5000^2} \right)^{-1} = 0,14$$

$$\gamma_2 = 1$$

$$a_2 = \frac{\gamma_1 E_1 A_1 \cdot \left(\frac{h_1}{2} + t + \frac{h_2}{2} \right)}{\gamma_1 E_1 A_1 + \gamma_2 E_2 A_2} = \frac{0,14 \cdot 31000 \cdot (40 \cdot 500) \cdot \left(\frac{40}{2} + 18 + \frac{241}{2} \right)}{0,14 \cdot 31000 \cdot (40 \cdot 500) + 1 \cdot 14000 \cdot (68 \cdot 241)} = 44 \text{ mm}$$

$$a_1 = \frac{h_1}{2} + t + \frac{h_2}{2} - a_2 = \frac{40}{2} + 18 + \frac{241}{2} - 44 = 115 \text{ mm}$$



Hieruit volgt dat :

$$(EI)_{\text{eff}} = 31000 \cdot \frac{500 \cdot 40^3}{12} + 0,14 \cdot 31000 \cdot (40 \cdot 500) \cdot 115^2 + 14000 \cdot \frac{68 \cdot 241^3}{12} + 1 \cdot 14000 \cdot (68 \cdot 241) \cdot 44^2$$

$$(EI)_{\text{eff}} = 2,79 \cdot 10^{12} \text{ Nmm}^2$$

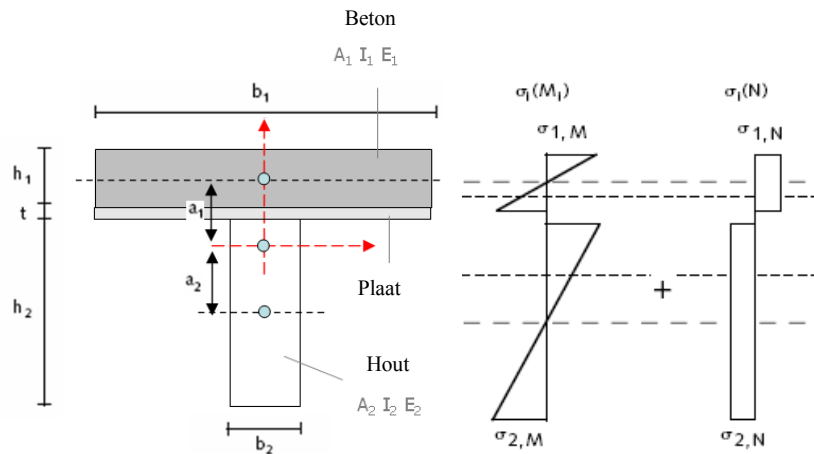
c. Berekening van de buigspanningen op korte termijn

De buigspanningen worden berekend volgens punt B.2 van bijlage B van de norm NBN EN 1995-1-1 (Eurocode 5). Hierbij wordt er gebruik gemaakt van de vergelijking van Navier :

$$\sigma = \frac{My}{I}$$

Deze spanningen worden bepaald door de som te maken van de normale buigspanningen zonder samenwerking in het beton ($\sigma_{1,M}$) en het hout ($\sigma_{2,M}$) enerzijds (waarbij gebruik gemaakt wordt van de nuttige stijfheid van de sectie) en de normale buigspanningen die teweeggebracht worden door de samenwerking ($\sigma_{1,N}$, $\sigma_{2,N}$) anderzijds. Deze twee componenten zijn voorgesteld in afbeelding 23.

⁽⁹⁾ Het gebruik van γ -factoren in de formule ter berekening van de equivalente stijfheid laat toe de doeltreffendheid van de samenwerking tussen het beton (1) en het hout (2) in rekening te brengen. De equivalente stijfheid wordt in feite berekend door de eigen inertie van elk element te beschouwen, waaraan de met de γ -coëfficiënten vermenigvuldigde doorgangscoefficienten toegevoegd worden. Voor een perfecte samenwerking ($K_u \gg$) zijn de γ -coëfficiënten gelijk aan 1 en beperkt de formule zich tot deze voor een 'homogene' sectie.



Afb. 23 Schematische verdeling van de spanningen in een hout-betonvloer.

In het beton :

$$\sigma_{1,M} = \frac{1}{2} \cdot \frac{E_1 h_1 \cdot M_{Ed}^+}{(EI)_{eff}} = \frac{1}{2} \cdot \frac{31000 \cdot 40 \cdot 10,3 \cdot 10^6}{2,79 \cdot 10^{12}} = 2,30 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{1,N} = \frac{\gamma_1 E_1 a_1 \cdot M_{Ed}^+}{(EI)_{eff}} = \frac{0,14 \cdot 31000 \cdot 115 \cdot 10,3 \cdot 10^6}{2,79 \cdot 10^{12}} = 1,85 \text{ N/mm}^2$$

In het hout :

$$\sigma_{2,M} = \frac{1}{2} \cdot \frac{E_2 h_2 \cdot M_{Ed}^+}{(EI)_{eff}} = \frac{1}{2} \cdot \frac{14000 \cdot 241 \cdot 10,3 \cdot 10^6}{2,79 \cdot 10^{12}} = 6,25 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{2,N} = \frac{\gamma_2 E_2 a_2 \cdot M_{Ed}^+}{(EI)_{eff}} = \frac{1 \cdot 14000 \cdot 44 \cdot 10,3 \cdot 10^6}{2,79 \cdot 10^{12}} = 2,26 \text{ N/mm}^2$$

d. Controle van het belastingsniveau in het beton en het hout onder positieve buiging op korte termijn

Het rekenprincipe bestaat erin de eerder berekende normale buigspanningen in het beton en het hout respectievelijk op te tellen bij de twee uiterste vezels van de vloersectie. De normaalkrachten in het hout en het beton kunnen dan gecontroleerd worden zoals hierna aangegeven.

➤ *Maximale samendrukking in het beton (bovenste vezel) :* $\sigma_{c,d} = \sigma_{1,M} + \sigma_{1,N} \leq f_{c,d}$

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{c,d} &= 2,3 + 1,85 = 4,15 \text{ N/mm}^2 \\ f_{c,d} &= \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{25}{1,5} = 16,6 \text{ N/mm}^2 \end{aligned} \right\} \rightarrow 4,15 \leq 16,6 \Rightarrow \text{criterium OK}$$

➤ *Maximale trek in het beton (onderste vezel) :* $\sigma_{t,d} = \sigma_{1,M} - \sigma_{1,N} \leq f_{t,d}$

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{t,d} &= 2,30 - 1,85 = 0,44 \text{ N/mm}^2 \\ f_{c,d} &= \frac{f_{ctm}}{\gamma_c} = \frac{2,6}{1,5} = 1,73 \text{ N/mm}^2 \end{aligned} \right\} \rightarrow 0,44 \leq 1,73 \Rightarrow \text{criterium OK}$$

$$\text{➤ Samengestelde buiging in het hout : } \frac{\sigma_{2,N}}{f_{t,0,d}} + \frac{\sigma_{2,M}}{f_{m,d}} \leq 1$$

$$\left. \begin{aligned} f_{t,0,d} &= k_{\text{mod}} \frac{f_{t,0,k}}{\gamma_{M,b}} = 0,8 \cdot \frac{24}{1,3} = 14,79 \text{ N/mm}^2 \\ f_{m,d} &= k_{\text{mod}} \frac{f_{m,k}}{\gamma_{M,b}} = 0,8 \cdot \frac{40}{1,3} = 24,62 \text{ N/mm}^2 \end{aligned} \right\} \rightarrow 0,30 \leq 1 \Rightarrow \text{criterium OK}$$

e. Controle van het belastingsniveau in het beton en het hout onder positieve buiging op lange termijn

De berekening verloopt zoals bij de berekening voor de controle op korte termijn, maar de elasticiteitsmodulus van het hout en het beton moeten in dit geval vervangen worden door de finale elasticiteitsmoduli, waarbij rekening gehouden wordt met de kruip van het hout en het beton in de tijd en waarbij de glijmodulus wordt aangepast (zie Eurocode 5, NBN EN 1995-1-1, § 2.3.2.2) :

$$E_{1,\text{final}} = \frac{E_1}{1 + \varphi_{\infty,t0}} = \frac{31000}{1 + 2} = 10333 \text{ N/mm}^2 \text{ beton}$$

$$E_{2,\text{final}} = \frac{E_2}{1 + \psi_2 k_{\text{def}}} = \frac{14000}{1 + 0,3 \cdot 0,6} = 11864 \text{ N/mm}^2 \text{ hout}$$

$$K_{u,\text{final}} = \frac{K_u}{1 + \psi_2 \cdot k_{\text{def,verbinding}}} = \frac{4000}{1 + 0,3 \cdot 0,3} = 3670 \text{ N/mm verbinding}$$

Opmerking : de ψ_2 -coëfficiënt is een wegingscoëfficiënt die toelaat om de quasi-permanente waarde te berekenen van de belasting met de grootste 'spanning/sterkte'-verhouding. Indien het om een permanente belasting gaat, moet ψ_2 vervangen worden door 1 (zie Eurocode 5, NBN EN 1995 1-1, § 2.3.2.2). De waarden van deze coëfficiënt staan vermeld in Eurocode 0 (2002).

De waarde van de γ_1 -coëfficiënt wordt als volgt berekend :

$$\gamma_1 = \left(1 + \frac{\pi^2 E_{1,\text{fin}} A_1 s}{K_{\text{geb,fin}} L^2} \right)^{-1} = \left(1 + \frac{\pi^2 \cdot 1033 \cdot (40 \cdot 500) \cdot 100}{3670 \cdot 5000^2} \right)^{-1} = 0,310$$

De waarde van de equivalente stijfheid is dus gelijk aan :

$$(EI)_{\text{eff}} = E_1 I_1 + \gamma_1 E_1 A_1 a_1^2 + E_2 I_2 + \gamma_2 E_2 A_2 a_2^2 = 1,72 \cdot 10^{12} \text{ N/mm}^2$$

Na de berekening van de buig- en de schuifspanningen in het hout en het beton op lange termijn kunnen de spanningen in het hout en het beton als volgt gecontroleerd worden.

$$\text{➤ Maximale samendrukking in het beton (bovenste vezel) : } \sigma_{c,d} = \sigma_{1,M} + \sigma_{1,N} \leq f_{c,d}$$

$$\sigma_{c,d} = 1,24 + 2,29 = 3,52 \text{ N/mm}^2 \rightarrow 3,52 \leq 16,6 \Rightarrow \text{criterium OK}$$

$$\text{➤ Maximale trek in het beton (onderste vezel) : } \sigma_{t,d} = \sigma_{1,M} - \sigma_{1,N} \leq f_{t,d}$$

$$\sigma_{t,d} = 1,24 - 2,29 = -1,05 \text{ N/mm}^2 \rightarrow -1,05 \leq 1,73 \Rightarrow \text{criterium OK}$$

$$\text{➤} \quad \text{Samengestelde buiging in het hout} : \frac{\sigma_{2,N}}{f_{t,0,d}} + \frac{\sigma_{2,M}}{f_{m,d}} \leq 1$$

$$0,39 \leq 1 \Rightarrow \text{criterium OK}$$

f. Controle van de dwarskracht in het hout op korte en lange termijn

We gaan ervan uit dat de dwarskracht volledig opgenomen wordt door het hout (zie hypothese van het model, § 4.5). Men dient bijgevolg te controleren of de rekenwaarde van de verticale schuifspanning $\tau_{z,d}$ niet hoger ligt dan de rekenwaarde voor de maximaal toelaatbare schuifspanningen in het hout $f_{v,d}$:

$$\tau_{z,d} = \frac{3}{2} \cdot \frac{V_d}{A_2} \leq f_{v,d} \quad ,$$

waarbij :

$$V_d = F_{UGT} \cdot \frac{1}{2} = 3295 \cdot \frac{5}{2} = 8237,5 \text{ N}$$

$$A_2 = b_2 \cdot h_2 = 68 \cdot 241 = 16388 \text{ mm}^2$$

$$f_{v,d} = k_{\text{mod}} \frac{f_{v,0,k}}{\gamma_{M,b}} = 0,8 \cdot \frac{2,4}{1,3} = 1,48 \text{ N/mm}$$

Hieruit volgt dat :

$$\tau_{z,d} = \frac{3}{2} \cdot \frac{8237,5}{16388} \rightarrow 0,75 \leq 1,48 \Rightarrow \text{criterium OK}$$

Vermits we veronderstellen dat enkel het hout de schuifspanning opneemt, hoeven we het afschuifcriterium in het hout op lange termijn niet te controleren (geen wijziging ten opzichte van de controle op korte termijn).

g. Controle van het belastingsniveau in de verbindingen op korte termijn ⁽¹⁰⁾

De rekenwaarde van de belasting F_d die aangrijpt op de verbinding, moet kleiner zijn dan de rekenwaarde van de weerstand P_{Rd} van de verbinding, hetzij :

$$F_d = \frac{\gamma_1 \cdot E_1 \cdot A_1 \cdot a_1 \cdot s}{(EI)_{\text{ef}}} \cdot V_d \leq P_{Rd} \quad ,$$

waarbij :

$$F_d = \frac{0,14 \cdot 31000 \cdot 20000 \cdot 114,89 \cdot 100}{2,78 \cdot 10^{12}} = 2966 \text{ N}$$

$$P_{Rd} = P_{Rk} / \gamma_M = 10000 / 1,3 = 7692 \text{ N}$$

$$R_d = P_{Rd} / F_{v,Rd}$$

⁽¹⁰⁾ De rekenstappen worden enkel uitgelegd voor de controle op korte termijn. Het spreekt voor zich dat de controle op lange termijn op dezelfde manier dient te gebeuren als de controle op korte termijn, mits aanpassing van de waarden van de moduli van de materialen.

We kunnen bijgevolg vaststellen dat de aangrijpende belasting inderdaad kleiner is dan de rekenwaarde van de weerstand :

$$F_d \leq P_{Rd} \Leftrightarrow 2966 < 7692 \Rightarrow \text{criterium OK}$$

IV. Bruikbaarheidsgrenstoestanden (BGT)

a. Berekening van de equivalente buigstijfheid op korte termijn

De equivalente buigstijfheid in de BGT wordt op dezelfde manier berekend als in de UGT, d.w.z. door de glijcoëfficiënt bij gebruikstoestand (K_{geb}) in aanmerking te nemen in plaats van de glijcoëfficiënt bij breuk (K_u).

Enkel de waarde van de γ_1 -coëfficiënt varieert :

$$\gamma_1 = \left(1 + \frac{\pi^2 E_1 A_1 s}{K_{geb} L^2} \right)^{-1} = \left(1 + \frac{\pi^2 \cdot 31000 \cdot (40 \cdot 500) \cdot 100}{6000 \cdot 5000^2} \right)^{-1} = 0,197$$

De equivalente buigstijfheid is dus gelijk aan :

$$(EI)_{eff} = E_1 I_1 + \gamma_1 E_1 A_1 a_1^2 + E_2 I_2 + \gamma_2 E_2 A_2 a_2^2 = 3,24 \cdot 10^{12} \text{ N/mm}^2$$

b. Controle van de doorbuiging op korte termijn

Bij de berekening van de maximale doorbuiging in het midden van het veld wordt rekening gehouden met de effectieve stijfheid die in het vorige punt berekend werd.

Aangezien de isostatische balken in dit geval gelijkmatig belast worden, kan de doorbuiging gecontroleerd worden met behulp van de volgende formule :

$$f_{max} = \frac{5}{384} \cdot \frac{F_{BGT, \text{karakt}} \cdot l^4}{(EI)_{eff}} \leq L/150 \text{ tot } L/500 \quad (11)$$

$$f_{max} = \frac{5}{384} \cdot \frac{2330 \cdot 5000^4}{3,24 \cdot 10^{12}} = 5,9 \text{ mm} \leq 33 \text{ tot } 100 \text{ mm} \Rightarrow \text{criterium OK}$$

Aangezien de doorbuiging beperkt blijft, mag men dus alle vloerbedekkingen gebruiken.

(11) Overeenkomstig de norm NBN B 03-003 (2003) 'Vervormingen van draagsystemen. Vervormingsgrenswaarden. Gebouwen' variëren de grenswaarden voor de doorbuiging tussen L/150 en L/500 naargelang van het type vloerafwerking.

c. Controle van de doorbuiging op lange termijn

Voor de controle van de bruikbaarheidsgrenstoestanden op lange termijn moeten de elasticiteitsmoduli van het hout en het beton vervangen worden door de moduli op lange termijn :

$$E_{1,fin} = \frac{E_1}{1 + \phi_{\infty,t0}} = 1033 \text{ MPa}$$

$$E_{2,fin} = \frac{E_2}{1 + k_{def}} = 8750 \text{ MPa}$$

$$K_{geb,final} = \frac{K_{geb}}{1 + k_{def,verbinding}} = 4615 \text{ verbinding}$$

De waarde van de γ_1 -coëfficiënt schommelt als volgt :

$$\gamma_1 = \left(1 + \frac{\pi^2 E_{1,fin} A_1 s}{K_{geb,fin} L^2} \right)^{-1} = \left(1 + \frac{\pi^2 \cdot 1033 \cdot (40 \cdot 500) \cdot 100}{\frac{6000}{1,3} \cdot 5000^2} \right)^{-1} = 0,361$$

De equivalente stijfheid is dus gelijk aan :

$$(EI)_{eff} = E_1 I_1 + \gamma_1 E_1 A_1 a_1^2 + E_2 I_2 + \gamma_2 E_2 A_2 a_2^2 = 1,98 \cdot 10^{12} \text{ N/mm}^2$$

De maximale doorbuiging op lange termijn is bijgevolg gelijk aan :

$$f_{max} = \frac{5}{384} \cdot \frac{2330 \cdot 5000^4}{2,15 \cdot 10^{12}} = 9,6 \text{ mm} \leq 33 \text{ tot } 100 \text{ mm} \Rightarrow \text{criterium OK.}$$

Opmerking : De k_{def} -coëfficiënt is een factor die toelaat om de kruipvervorming te evalueren en die rekening houdt met de geschikte gebruiksklasse (zie Eurocode 5, NBN EN 1995-1-1, § 2.3.2.2 en tabel 3.2). Voor massief hout en gelijmd-gelamelleerd hout is de k_{def} -waarde gelijk aan 0,6 voor de gebruiksklasse 1 (binnengebruik).






B R U S S E L

Maatschappelijke zetel

 Lombardstraat 42
B-1000 Brussel
e-mail : info@bbri.be
Algemene directie
 02/502 66 90
 02/502 81 80



Z A V E N T E M

Kantoren

 Lozenberg n° 7
B-1932 Sint-Stevens-Woluwe
(Zaventem)
 02/716 42 11
 02/725 32 12

Technisch Advies - Interface en Consultancy
Communicatie
Beheer - Kwaliteit - Informatietechnieken
Ontwikkeling - Valorisatie
Technische Goedkeuringen
Normalisatie

Publicaties

 02/529 81 00
 02/529 81 10

L I M E L E T T E

Proefstation

 Avenue Pierre Holoffe 21
B-1342 Limelette
 02/655 77 11
 02/653 07 29

Onderzoek en Innovatie
Laboratoria
Vorming
Documentatie
Bibliotheek

H E U S D E N - Z O L D E R

Demonstratie- en informatiecentrum

 Marktplein 7 bus 1
B-3550 Heusden-Zolder
 011/22 50 65
 02/725 32 12

ICT-kenniscentrum voor bouwprofessionelen
(ViBo)