

Etude d'un plancher actif pour la construction multi-étagée en bois de hêtre

Mémoire présenté par
Adrien Vinel et Caroline Rochez

en vue de l'obtention du grade de master en
Ingénieur civil des constructions et ingénieur civil architecte

Promoteur(s)
Pierre Latteur et Jean-Philippe Jasienski

Lecteur(s)
Catherine Doneux et Julien Geno

Année académique 2016-2017.

Remerciements

Nous voudrions tout d'abord remercier notre promoteur, le professeur Pierre Latteur, pour le soutien et les conseils fournis tout au long de la recherche. Il a su nous accorder toute la liberté nécessaire, tout en nous remettant sur le droit chemin lorsque cela était nécessaire et nous poussant à nous dépasser.

Nous tenons aussi à remercier notre co-promoteur, Jean-Philippe Jasienski, pour ses bons conseils et son enthousiasme par rapport à notre sujet.

Nous souhaitons vivement remercier Julien Geno pour son soutien infailible durant toute l'année, nous aidant de manière continue tout au long de notre travail.

Nous remercions également Alex Bertholet, ainsi que toute l'équipe du laboratoire LEMSC, pour leur accueil, leur aide pour la réalisation de nos expérimentations et leur bonne humeur.

Nous tenons à remercier nos lecteurs, le professeur Pierre Latteur, Jean-Philippe Jasienski, Julien Geno et le professeur Catherine Doneux, qui ont pris leur temps pour lire ce mémoire et nous donner de précieux commentaires le concernant.

Finalement, nous voudrions remercier nos proches qui ont été présents à chaque instant durant la réalisation de ce mémoire. Ils nous ont apporté soutien et encouragements tout au long de l'année, ainsi que pendant nos années d'étude. Tout ceci n'aurait jamais eu lieu sans eux.

Table des matières

Remerciements	i
Abstract	1
Introduction.....	3
PARTIE A : Etat de l'art	5
1. Contextes.....	6
1.1. Environnemental/Ecologique.....	6
1.2. Bois disponibles	8
1.3. Multi-étagé en bois	10
2. Matériau bois	17
2.1. Caractéristiques mécaniques	17
2.2. Le Hêtre	22
3. Etude de planchers existants.....	26
3.1. Planchers en béton.....	26
3.2. Planchers en bois.....	31
3.3. Conclusion	43
PARTIE B : Le système actif.....	44
1. Qu'est-ce que le système actif ?	45
2. Comment ça marche ?.....	50
3. Théorie du système actif	51
3.1. Effet de la précontrainte	51
3.2. Détermination de la raideur k	52
3.3. Détermination de la force Q.....	54
4. Résultats	55
4.1. Effet de la précontrainte	55
4.2. Comparaison avec le béton	57
5. Conception	63
5.1. Câbles en acier.....	63
5.2. Vérin	63
5.3. Ancrages	64
6. Conclusion	65
PARTIE C : Etudes complémentaires	66
1. Acoustique.....	67
1.1. Bases de l'acoustique	67
1.2. Normes	69
1.3. Systèmes mis en œuvre.....	70

1.4.	Méthodes de calcul acoustique.....	71
1.5.	Optimisation du complexe acoustique.....	77
2.	Vibratoire.....	82
2.1.	Base théorique	82
2.2.	Etude vibratoire du plancher avec système actif	84
3.	Feu.....	86
3.1.	Base théorique	86
3.2.	Etude de la réaction et de la résistance au feu du plancher avec système actif	87
4.	Conclusion	91
PARTIE D : Expériences en laboratoire		92
1.	Détermination du module local d'élasticité en flexion	93
1.1.	Description de l'essai.....	93
1.2.	Résultats	95
2.	Essai statique	97
2.1.	Quelle expérience et pourquoi ?.....	97
2.2.	Modèle théorique.....	99
2.3.	Résultats de l'essai	101
3.	Essai vibratoire	104
3.1.	Quelle expérience et pourquoi ?.....	104
3.2.	Résultats de l'essai	106
4.	Conclusion des expériences	109
Conclusion		110
Bibliographie.....		112
Annexes		116
Annexe n°1 : calculs pour plancher solives		116
Annexe n°2 : Calculs pour plancher treillis.....		118
Annexe n°3 : Exemple de calculs pour plancher mixte		121
Annexe n°4 : Fiche technique des câbles en acier utilisés		122
Annexe n°5 : Fiche technique des vérins hydrauliques.....		123
Annexe n°6 : Calcul du graphe d'affaiblissement acoustique		124
Annexe n°7 : Calculs pour l'aspect vibratoire.....		126
Annexe n°8 : Calcul pour évaluer le module d'élasticité.....		127
Annexe n°9 : Graphique du calibrage du capteur de force		128

Abstract

La construction prend un tournant de nos jours : autant dans le mode de construction que dans les matériaux utilisés. Le multi-étagé en bois fait lui-même partie de ce futur dans le bâtiment. C'est donc dans un contexte tout à fait contemporain que notre étude d'un plancher en bois pour la construction multi-étagée s'inscrit.

Cette étude consiste à **développer un modèle théorique pour un système de plancher dit actif** : un complexe de câbles et vérin venant soutenir le plancher par-dessous afin de permettre, à l'aide de la précontrainte modulable dans les câbles, de contrer le critère drastique en service à long terme, qui est très limitant pour la construction en bois, et de rigidifier le plancher, le rendant ainsi moins sensible aux déformations ainsi qu'aux vibrations. Le but est de pouvoir concurrencer les planchers en hourdis béton qui sont extrêmement performants tant au niveau structurel, acoustique, vibratoire que de la tenue au feu.

Le bois apporte, en plus de sa légèreté, une note écologique non négligeable. C'est sur ce point qu'il dépasse de loin les performances du béton. En effet, produire une poutre de bois dégage 5 fois moins de CO₂ qu'une poutre en béton. Il est donc très intéressant de le rendre aussi performant dans les critères qui caractérisent un plancher.

Ce mémoire se divise en 4 parties :

- Un état de l'art présentant le contexte, le matériau bois en construction, les différents planchers en bois existants, justifiant l'apport du Système Actif.
- Une présentation du Système Actif, son intérêt, son fonctionnement et ses fondements théoriques, et un point de conception.
- Les études complémentaires à la conception d'un plancher, à savoir l'acoustique, la résistance vibratoire et la résistance au feu.
- La partie laboratoire qui vise à confirmer notre modèle théorique et à caractériser notre système actif d'un point de vue vibratoire.

Une remarque importante à propos de cette étude est qu'elle est purement théorique, et repose sur certaines hypothèses qui ne sont pas -ou pas encore- fidèles à la réalité d'aujourd'hui.

De plus, cette étude ne prend pas en compte le côté financier, nous sommes bien sûr conscients qu'un tel système avec des vérins n'est pas rentable pour le moment, mais avec les avancements technologiques de ce secteur, nous ne pouvons qu'espérer que ce modèle sera envisageable dans quelques années.

In a world where population and pollution are increasing, construction methods and materials are changing. Multi-storey buildings are now part of the landscape in every large city in the world, big towers of steel and glass are almost touching the sky. And so does wood. Since a few years now, wood has reappeared in construction, adapting to the new kinds of building. The choice to make a thesis studying a wooden floor for multi-storey building construction fits therefore in a very actual context, trying to ally the ecological strength of wooden materials and the performances needed for the multi-storey buildings.

This study consists in **developing a theoretical model for an “active” wooden floor** : steel cables and a hydraulic cylinder complex which stands under the floor to support it and allows to cancel the negative effects of long term service criterion, which is a very limiting factor for dimensioning a wooden floor. It also allows to stiffen the whole floor complex, making it less sensitive to deformations and vibrations. The purpose is to compete with concrete floors structurally, acoustically, and also on vibrations and fire resistance, where concrete’s performance is very strong.

As we know, wood is an ecological material and very light-weighted. That is where the competition with concrete starts: transforming wood to make one beam releases 5 times less CO₂ than concrete. Reaching the same performance on the other criteria that are needed to be fulfilled for a floor is then very interesting and represents, as we are thinking, a real option for future constructions.

This thesis is divided in four parts :

- An introduction part where context, wood as a construction materials and different existing wooden floors are presented, justifying the search for and the development of the Active System.
- A presentation of this Active System, its benefits, how it works, the theoretical basis and a brief conceptual overview.
- Complementary studies for a floor’s conception such as acoustic, vibrations and fire resistances.
- A laboratory part which aims at confirming our theoretical model and characterizing the vibration resistance of our Active System.

An important note about this study is that we made it purely theoretical, some of the assumptions that are made are not -yet- totally reflective of what is done today.

Furthermore, it does not take the financial aspects into account, we are fully aware that a system like this one with hydraulic cylinders is not competitive for now, but with the technological improvements in this field of activity, we can only hope that this model will be affordable in a few years’ time.

Introduction

L'Homme a toujours utilisé le bois pour se construire un abri : les premiers abris, cabanes en bois font leur apparition avant -300.000 av. JC, les premières huttes des nomades en bois remontent à -35.000 av. JC. Lorsque l'homme se sédentarise, c'est aussi le bois qui va constituer les premiers villages (huttes, -9000). Les premières habitations telles que nous les connaissons, formes rectangulaires avec une toiture inclinée, apparaissent il y a environ 6000 ans. Le bois, lié à la pierre, va constituer l'élément principal de la construction tout au long de l'Histoire, certains chefs-d'œuvre en sont encore le témoignage : la Basilique Saint-Paul à Rome, la charpente en chêne de Notre-Dame de Paris, les fondations de Venise, le pont de Lucerne en Suisse, et bien d'autres.

Ce n'est qu'à partir de la fin du 19^{ème} siècle, avec la révolution industrielle, que le bois est relégué au second plan, laissant la place au béton et à l'acier, qui permettent de véritables prouesses techniques et sont généralement moins coûteux. De nouvelles opportunités, de nouveaux défis étaient maintenant à portée de main. Ainsi, l'Homme n'a jamais construit aussi haut que depuis l'apparition de ces matériaux.

Cependant, aujourd'hui, d'autres défis doivent être relevés. Si à l'époque, l'environnement, le climat et le réchauffement climatique de manière générale étaient peu évoqués, les préoccupations actuelles sont tournées vers cette problématique grandissante. Une remise en question des matériaux de construction quant à leur empreinte sur le globe met en évidence que le béton et l'acier sont un désastre écologique. En effet, leur production demande beaucoup d'énergie fossile et par conséquent rejette beaucoup de CO₂ dans l'atmosphère. C'est donc dans une envie générale de rendre le secteur de la construction plus respectueux de l'environnement que le bois a fait son grand retour.

L'essence prisée pour la construction est l'épicéa, bien que celle-ci subisse une exploitation démesurée. Il est donc important dès aujourd'hui de se tourner vers une autre essence, telle que le hêtre, qui possède des caractéristiques mécaniques tout aussi intéressantes que celles de l'épicéa.

La volonté d'utiliser du bois peut néanmoins être freinée par plusieurs facteurs. Le bois étant un matériau léger (bien plus que ne le sont le béton et l'acier), un problème de rigidité peut survenir. Dès lors, cette faible rigidité induit un problème de fluage dans le temps. Le bois peut en effet se déformer fortement lors de l'application d'une charge prolongée. Des problèmes vibratoires peuvent également intervenir en raison d'un manque de rigidité. Tous ces paramètres expliquent pourquoi certaines performances ne peuvent être atteintes avec ce matériau, alors qu'elles le sont avec ses concurrents. Notamment, l'édification de tours en bois.

Un bâtiment multi-étagé, en bois ou n'importe quel autre matériau d'ailleurs, est composé de plusieurs éléments différents et cela peut varier avec le mode constructif choisi. Un des éléments essentiels de ce genre de construction est bien évidemment le plancher.

Notre mémoire intervient précisément sur ce dernier point. Dans une démarche d'innovation, nous tentons d'apporter de la rigidité supplémentaire et de réduire le fluage d'un plancher en bois. Plus particulièrement, un système de câbles précontraints au moyen d'un vérin serait installé sous la structure d'un plancher en bois (solives par exemple) afin d'annuler la déformation à long terme que celui-ci subit. La suppression de cette déformation pourrait permettre aux planchers en bois d'atteindre des portées plus importantes, et de changer facilement l'usage d'un bâtiment. Effectivement, grâce à ce système, dit actif, il serait possible de changer la précontrainte en fonction des charges que le plancher doit reprendre.

Ce travail s'articulera en quatre parties.

La première concernera l'état de l'art autour de notre question de recherche. Cette partie posera le contexte actuel dans lequel nous nous trouvons, rappellera les principales caractéristiques du bois en général, ainsi que celles du hêtre et finira par une description des performances des planchers en béton et en bois existants.

La seconde partie explicitera en détails le système actif. La théorie, les résultats et la conception seront évoqués dans cette partie.

La troisième partie concernera des études complémentaires relatives aux planchers. Les aspects acoustique, vibratoire et feu seront ainsi exploités.

La quatrième partie expliquera enfin les tests en laboratoires menés afin de confronter nos calculs théoriques à la réalité.

PARTIE A : Etat de l'art

Cette première partie présente les connaissances liées à notre question de recherche. Elle reprend le contexte écologique et constructif actuel, fait état des principales caractéristiques du bois, et synthétisera les performances des planchers en béton et en bois.

1. Contextes

Il est important de faire un tour d'horizon du contexte dans lequel nous nous trouvons pour comprendre l'intérêt de notre recherche. Que ce soit au niveau écologique, des essences de bois disponibles, ou encore par rapport aux quelques réalisations de bâtiments multi-étagés en bois partout dans le monde, l'intérêt du bois est réel.

1.1. Environnemental/Écologique

En l'espace de 150 ans, la surface forestière de la Wallonie est passée de 315.000 hectares à 554.000 hectares grâce à une politique volontariste. Ainsi, la forêt occupe actuellement 33% du territoire wallon, rassemblant ainsi 80% des forêts de Belgique. [1]

La forêt a un rôle essentiel au niveau de la planète. En effet, elle contribue activement à la régulation du climat, au développement de la biodiversité, à la qualité de l'air, à la protection des sols et des ressources en eau, ainsi qu'à la production de bois. [1]

Les arbres, comme tous les végétaux d'ailleurs, pratiquent la photosynthèse. Ils captent le CO_2 contenu dans l'air, un peu d'eau et de lumière, et produisent de l'oxygène et les nutriments nécessaires à leur croissance, ce qui se traduit par une fabrication de bois. Ainsi, 1m^3 de bois peut piéger à lui seul 1 tonne de gaz carbonique (CO_2). Cette valeur peut varier en fonction de l'espèce de bois, de la méthode de récolte et des méthodes de transformation. Il est important de souligner également que le bois conserve cette quantité de CO_2 durant tout son cycle de vie, et ce malgré les transformations que l'on pourrait lui apporter. [1]

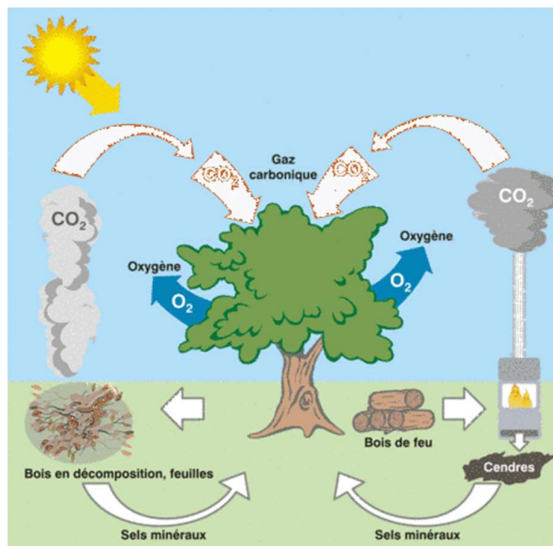


Figure 1 - Photosynthèse du bois [3]

Si l'on traduit cela en chiffre pour la Wallonie, la forêt capture 3,3 millions de tonnes de CO_2 par an, ce qui correspond à 5,5% des émissions annuelles wallonnes. [1]

Il est avéré qu'un des problèmes majeurs de notre époque est le réchauffement climatique, le principal responsable étant justement le gaz carbonique émis dans l'air. Il est donc facile de se rendre compte que le bois peut partiellement contrer ce phénomène en réduisant les émissions de carbone.

Le bois présente un second point fort par rapport aux matériaux de construction concurrents, il est beaucoup moins énergivore au niveau de ses étapes de fabrication de transformation que ne le sont le béton, l'acier ou même la brique. Environ 4x moins que le béton, 60x moins que l'acier et 6x moins que la brique. Ces matériaux, malgré leurs propriétés mécaniques importantes, ont une empreinte carbone significative. Actuellement, l'industrie du bâtiment représente à elle-seule un tiers des émissions à effet de serre dans le monde, principalement dues à la consommation de combustibles fossiles dans les opérations de fabrication des matériaux, de construction sur site, de maintenance, et au final, de démolition. [2]

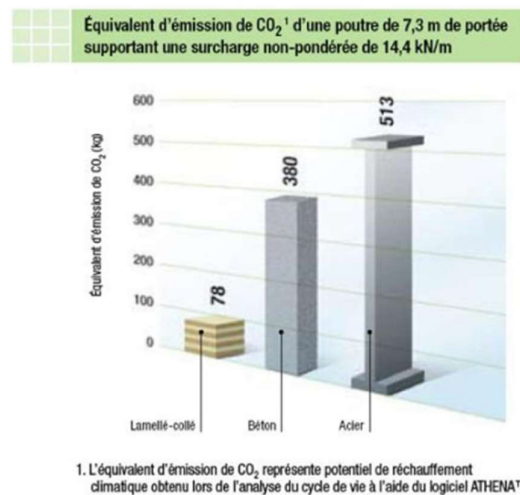


Figure 2 - Equivalent d'émission de CO₂ d'une poutre de 7,3 [m] de portée supportant une surcharge non-pondérée de 14,4 kN/m [5]

L'utilisation du bois, présente donc un double bénéfice : piéger du CO₂ et en rejeter moins dans l'atmosphère.

Certains pourraient penser qu'augmenter la construction en bois pourrait provoquer la déforestation de nos forêts. Ce qui est certain, c'est que la demande en bois augmenterait. Cependant, la clé d'une consommation à long terme du bois et d'une séquestration optimale du carbone réside dans la gestion durable des forêts (taux de prélèvement inférieur à 100%). Plusieurs organismes certificatifs existent à travers le monde pour la garantir. Le système de certification le plus étendu au monde est le système PEFC (Pan European Forest Certification) avec près de 232 millions d'hectares certifiés. Citons d'autres exemples tel que le *Canadian Standards Association* (CSA), le *Forest Stewardship Council* (FSC), ou encore le *Sustainable Forestry Initiative* (SFI). A noter que le succès de la capture du carbone réside aussi bien dans l'exploitation durable des forêts que dans les stratégies de gestion des produits bois en fin de vie. [2]



Figure 3 - Logo PEFC

En Belgique, on scie 2,5 millions de m³ de bois par an, ce qui représente plus ou moins 60% du volume d'accroissement des arbres. La construction bois n'en utilise cependant qu'entre 60.000 et 70.000 m³,

le reste partant pour l'exportation. En Wallonie, 283.000 hectares sont d'ores et déjà certifiés PEFC, soit plus de 50% des forêts. [1]

1.2. Bois disponibles

En ce qui concerne la diversité des essences d'arbres recensées en Wallonie, un équilibre quasi parfait existe entre les peuplements feuillus (53 %) et résineux (47 %). Parmi les surfaces résineuses, l'épicéa est en tête (73,2 %), on retrouve ensuite le douglas (6,2 %), les pins (5,6 %), les mélèzes (3,4 %) et les autres résineux (11,5 %). Pour les peuplements feuillus, par ordre décroissant, on retrouve : les chênaies (35,6 %), les feuillus nobles (25,8 %) tels que le frêne, l'érable, le merisier ou l'orme, les hêtraies (18,8 %) et les autres feuillus (19,8 %) tels le bouleau, le charme... [1]

1.2.1. Epicéa

L'épicéa est l'essence résineuse la plus présente en Wallonie et la plus utilisée en construction. Utilisé dans de très nombreux domaines, ce bois et ses avantages sont connus, tout comme ses propriétés mécaniques. Ses deux principaux avantages qui justifient son emploi dans la construction sont sa croissance rapide et la rectitude de son tronc. [9]

Il est tellement habituel d'utiliser de l'épicéa, que la demande est très importante. A tel point que son taux de prélèvement, c'est à dire le rapport entre le bois récolté et ce que la forêt produit, atteint 133% en Wallonie. En clair, on coupe les intérêts et le capital. Ainsi, les récoltes atteignent 2,76 millions de m³ alors que l'accroissement ne s'est élevé qu'à 2,06 millions de m³. Une situation qui à terme menace le peuplement d'épicéa d'extinction, ainsi que l'appauvrissement de nos forêts. [8] [11]

En comparaison, le hêtre est prélevé avec un taux de 90% à ce jour, ce qui laisse le temps à la forêt de se renouveler sans risque de déforestation. [11]

Ce phénomène peut également s'expliquer par le développement important des scieries ces dernières années, afin de produire des produits toujours de meilleure qualité et surtout en très grande quantité. Le problème, c'est que la forêt ne suit pas en termes de production « d'intérêts ». On en arrive donc à la surexploitation de cette essence.

Il y a plusieurs solutions possibles face à ce problème important. Il pourrait y avoir une relance de plantation de résineux, mais il faut 40 à 50 ans pour qu'un épicéa arrive à maturité, ce qui ne résout pas le problème à court terme. [8]

Une alternative est bien sûr l'importation, mais ce n'est peut-être pas la voie la plus rentable ni la plus écologique. On pourrait aussi en arriver à une exploitation plus équilibrée, mais cela aurait des conséquences néfastes pour les scieries et les emplois.

Enfin, il serait envisageable de se tourner vers une autre essence, pas forcément utilisée dans les mêmes domaines qu'est utilisé l'épicéa, mais qui pourrait tout à fait faire l'affaire si elle était mise plus en avant.

L'essence en question serait le hêtre. Là où l'épicéa est utilisé quasiment de manière systématique, en construction par exemple, le hêtre pourrait rencontrer cette demande. Il y a deux raisons majeures à cette idée. Premièrement, au fil du temps, le prix du hêtre a fortement baissé pour arriver aujourd'hui à un prix d'achat similaire à celui de l'épicéa. Deuxièmement, en étudiant ses capacités mécaniques, il est facile de se rendre compte que cette essence a toutes ses chances pour se développer dans le domaine de la construction puisqu'elle possède de bonnes caractéristiques (ceci sera développé dans le chapitre suivant sur le matériau bois). [12]

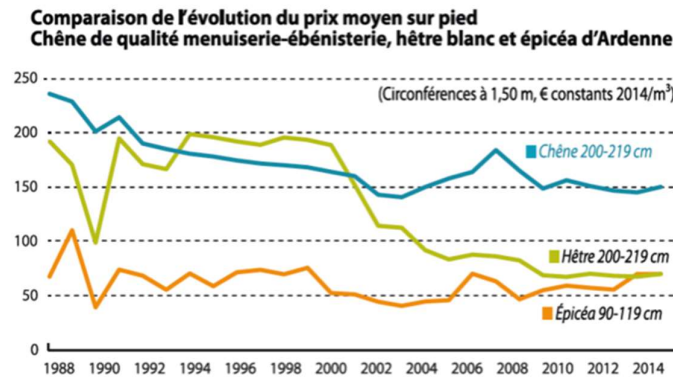


Figure 4 - Comparaison de l'évolution du prix moyen sur pied entre le chêne, le hêtre et l'épicéa [10]

1.2.2. Hêtre

Le hêtre est l'arbre le plus courant des forêts européennes et, en Belgique, la 3^{ème} essence de bois la plus répandue. Il représente 12% de la surface forestière en Région wallonne. Il aime les climats humides et supporte mal la chaleur, le climat belge lui est donc adapté. [6]

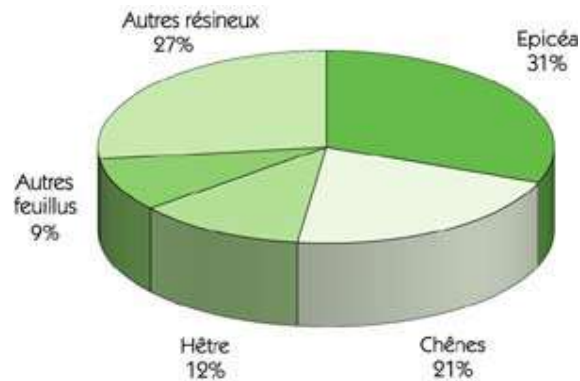


Figure 5 - répartition des peuplements forestiers en Wallonie sur base de leur surface terrière [7]

Le hêtre est un arbre au tronc lisse de couleur grise. Ses feuilles sont brillantes, velues sous les nervures et à la marge. Son acclimatation au climat belge fait de lui le plus dominant des arbres avec 35 à 40 mètres de hauteur. Il est aussi considéré comme une essence d'ombre. Lorsqu'il est jeune, il est capable de se développer sous les autres arbres. Mais une fois à l'âge adulte, toute autre végétation voulant pousser à ses pieds sera freinée par l'épais rideau que constitue son feuillage dense. [6]



Figure 6 - Hêtres [6]

Autrefois, ses fruits, appelés « faines », servaient à produire de l'huile. De nos jours, son bois est principalement utilisé en menuiserie, ainsi que pour la fabrication de jouets, d'escaliers, de chaises... Notons enfin que le bois de hêtre est également un très bon combustible. [6]

1.3. Multi-étagé en bois

Aujourd'hui, la moitié de la population mondiale vit dans un environnement urbain. D'ici 2050, ce chiffre s'élèvera à 70% [2]. Au vu de la densité de population qui ne cesse de croître, de plus en plus de bâtiments de haute ampleur devront être érigés, puisqu'il y a de moins en moins de parcelles constructibles disponibles. Si ces bâtiments sont construits avec notre mode constructif habituel, à savoir béton/acier, l'empreinte carbone ne cessera d'augmenter. Il est donc impératif de se tourner dès aujourd'hui vers ce matériau renouvelable et écologique qu'est le bois.

Bordeaux, Paris, Stockholme, Vienne, Melbourne, Bergen : la liste des villes où la construction multi-étagée en bois entre dans les mœurs n'arrête pas de s'allonger. Citons ici quelques exemples concrets [13] [14] :

- La maison des médias « Tamedia » à Zurich est un immeuble de 6 étages en poteaux-poutres. Les connexions bois-bois sont particulièrement bien travaillées dans cet ouvrage.



Figure 7 - Maison des médias "Tamedia" : structure en poteaux-poutres et connexion bois-bois [19]

- Le « Forte Living » s'élève sur 10 étages dans le centre de Melbourne. Il a été achevé en 2012 et abrite des commerces au rez-de-chaussée, ainsi que 23 appartements. Sa structure se compose de bois lamellé-croisé et repose sur un premier étage en béton. Le bois a permis de réduire de 1.400 tonnes l'émission de CO₂. [14]



Figure 8 - Forte Living en construction et terminé [20]

- Londres abrite un immeuble résidentiel surnommé « The Cube ». Du haut de ses 33m, il accueille 11 étages comprenant 49 logements et un centre commercial. Sa structure centrale est faite de béton afin de le stabiliser. Il est doté d'un noyau en béton qui permet de stabiliser la structure globale. [14]



Figure 9 - The cube de l'extérieur et de l'intérieur [21]

- L'office du logement de Bergen (Norvège) a de la prestance : logée dans un bâtiment en bois massif contrecollé, appelé « Treet », elle domine la ville du haut de ses 14 étages. En façade les passants peuvent observer [14]



Figure 10 - The Treet : maquette numérique et aspect final [22]

- La tour Hypérion à Bordeaux, prévue pour 2019, comportera pas moins de 18 niveaux. Elle sera réalisée principalement en poteaux-poutres, même si le noyau central et les 3 premiers niveaux seront réalisés en béton. Elle s'inscrit dans l'opération globale de renouveau du quartier Euratlantique. Son programme multiple comportera des bureaux, des commerces ainsi que plus de 80 appartements.



Figure 11 - Tour Hypérion : rendu et coupe [23]

- La tour Silva, toujours à Bordeaux, est prévue elle pour 2020, avec le même nombre d'étage que sa comparse. Construite sur base d'une structure primaire à colombages géants, elle fait également partie du projet global Euratlantique et tout comme sa compagne, accueillera en son sein des logements et des bureaux. Petite particularité : cette tour est l'œuvre du bureau d'architecture belge « Art&Build », qui a eu recours au concept de maquette numérique BIM pour réaliser le projet.



Figure 12 - Tour Silva : rendus [24]

- Le projet « HoHo » à Vienne est un ensemble de trois immeubles mixtes bois-béton, dont un culmine à 84m (24 étages). Lors de son achèvement en 2018, il sera probablement le plus haut bâtiment bois au monde. Il accueillera des bureaux, des logements et de l'hôtellerie. [14]



Figure 13 - Projet HoHo : rendus extérieurs et intérieur [25]

- A Stockholm, on s'apprête à accueillir la tour HSB en 2023 haute de 34 niveaux (110m de hauteur). Elle sera édifiée à l'aide de bois massif selon un système poteaux-poutres, disposé autour d'un noyau central en béton, et accueillera essentiellement du logement.



Figure 14 - Tour HSB : rendus éloigné et proche [26]

Tous ces exemples prouvent que la construction en bois en termes de hauts édifices prend son envol. Mais qu'en est-il chez nous ?

En Belgique, lorsqu'on construit en bois, il s'agit la plupart du temps de maisons à ossature bois ne dépassant pas 2 étages. En 2016, 2.509 maisons en bois ont été construites de cette manière. Mais cette tendance pour le bois pourrait ne pas s'arrêter à cela. En effet, récemment, le plus haut édifice en bois a été construit à Mont-sur-Marchienne, dénommé « les closières ». Le bâtiment compte 4 étages pour une hauteur de +/- 17m. La structure est composée de panneaux massifs en CLT (cross-

laminated timber) qui reposent sur un radier général. Cette technique a permis de finir le gros œuvre en seulement 22 jours à l'aide de 4 hommes et une grue. La durée de mise en œuvre a donc été optimisée, notamment grâce à la grande préfabrication dont ont bénéficié ces panneaux. De plus, cette rapidité d'exécution est alliée à une performance énergétique importante puisque ce complexe répond aux normes des bâtiments passifs. Les futurs bâtiments seront également dotés de panneaux solaires, de microcogénération, de ventilation contrôlée, d'un système de récupération d'eau de pluie et de toitures végétalisées. [15]



Figure 15 - Les cloisières en construction [17]

En ce qui concerne l'étude préalable de ce projet, celui-ci a fait l'objet d'une paramétrisation aux éléments finis en raison du comportement orthotrope que peut avoir un panneau contrecollés CLT. Ce comportement bi-directionnel peut en effet avoir un impact non négligeable sur la descente des charges, surtout au niveau du transfert entre les planchers et les voiles/linteaux latéraux. Cependant, cela permet aussi de considérer un apport de rigidité transversal, permettant d'optimiser les épaisseurs de planchers. [16]

Si de tels projets ont du mal à voir le jour en Belgique, c'est principalement à cause de l'essor du béton. Depuis de nombreuses années, les centrales à béton ont eu le temps de se développer, ce qui explique que les constructions belges sont souvent réalisées avec ce matériau. La Belgique compte pourtant une centaine d'entreprise de construction active dans le domaine du bois. Mais selon elles, le bois ne peut constituer l'activité principale à court terme car elle ne serait pas -encore- rentable. En effet, 55% des constructeurs ne réaliseraient que 10 maisons tout au plus par an, et seulement 10% en produiraient plus de 50 par an. En Belgique, la part occupée par la construction bois atteignait 9,28% en 2016 (contre 6,6% en 2015 et 5,91% en 2011). Rappelons que ces chiffres ne concernent que les maisons, et non des immeubles à étages. [14]

Ce qui freine également le développement de ces immeubles de grande ampleur en bois, c'est l'automatisation et la préfabrication. Alors que le béton est le leader en Belgique avec un nombre incalculable de centrales, le bois traîne la patte et peu d'usines de ce genre existe. C'est ce qui maintient le béton à son niveau très compétitif. Seule exception actuellement : MOBIC, leader en

Belgique d'une ligne robotisée qui préfabrique des panneaux en bois prêts à être montés sur chantier.
[18]



Figure 16 - ligne robotisée de la société MOBIC [18]

A noter que la construction en bois vise aussi le secteur de la rénovation, des extensions et des surélévations de bâtiments existants. Là aussi la part augmente : 3,56% en 2016 contre 2,78% en 2015.

2. Matériau bois

Depuis quelques années, le bois refait surface dans la construction. Effet de mode ou volonté écologique, il n'en est pas moins que les constructions en bois refont leur apparition : maisons, immeubles d'appartement ou de bureaux, hall sportif, gares... les exemples sont multiples.

Mais pourquoi le bois est-il tellement prisé ? Qu'est-ce qui fait de lui un bon matériau en construction ?

Tout d'abord, le bois a de très bonnes caractéristiques mécaniques pour un poids propre très faible, ce qui le rend très facilement maniable et préfabricable, les engins de levage étant bien moindres que ceux nécessaires pour une construction en béton par exemple.

Ensuite, comme nous l'avons vu précédemment, le bois est un matériau écologique.

Enfin, il a une très bonne tenue au feu, malgré les croyances populaires. En effet, un élément en bois tient mieux au feu que l'acier (moins bien que le béton par contre). Mais la mise en œuvre pour qu'un bâtiment en bois respecte les normes de tenue au feu est moins compliquée que pour un bâtiment avec des éléments en acier.

Mais le bois n'a pas que des avantages. En effet, son défaut principal est son caractère faillible lorsqu'il est non protégé des intempéries ou des attaques des insectes ou autres parasites. La mise en œuvre doit donc être très soignée et bien pensée : pare-vapeur/pare-pluie, revêtements extérieurs traités... Tout cela doit être fixé en amont de la construction afin de produire un bâtiment durable.

Un autre aspect négatif du bois vient des défauts naturels comme les nœuds et les fentes qu'il contient, c'est pourquoi la valeur caractéristique des résistances est déterminée sur un grand nombre d'essais en prenant comme valeur caractéristique de résistance celle qui est dépassée par 95% des résultats des essais.

Enfin, les assemblages sont souvent métalliques et donc difficiles à calculer en raison du manque de connaissances concernant l'interface bois-acier. De plus il faut faire attention de les protéger suffisamment du feu pour respecter les normes.

2.1. Caractéristiques mécaniques

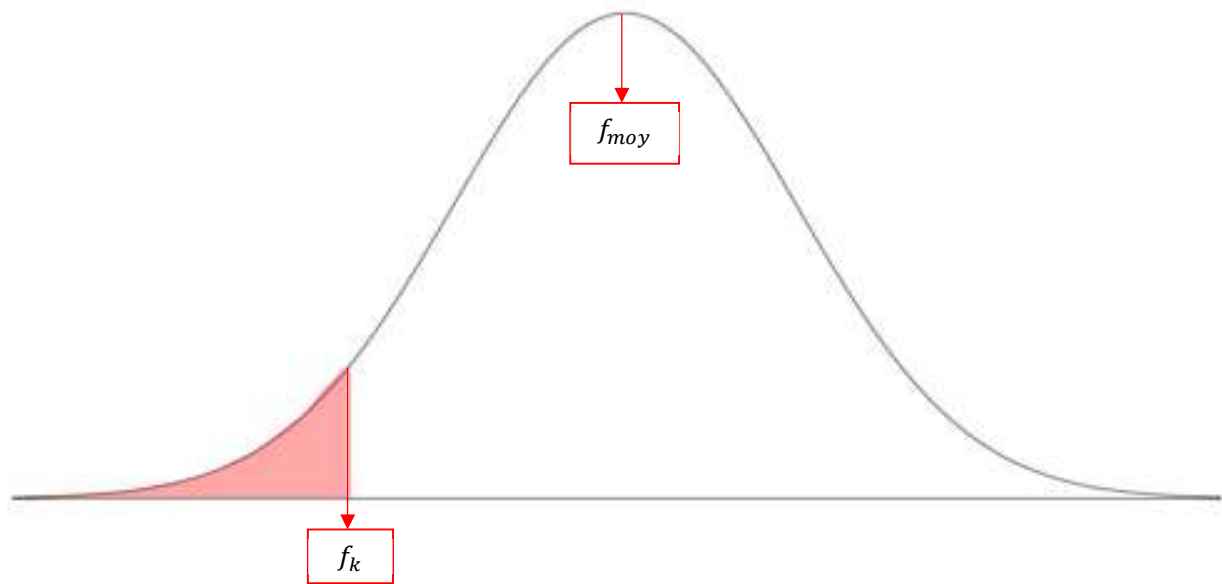
Pour aborder les caractéristiques mécaniques du matériau bois en général il faut tout d'abord parler de l'anisotropie. En effet, la plupart des matériaux de construction sont isotropes : les caractéristiques mécaniques de ceux-ci sont identiques, quelle que soit la direction de sollicitation. Pour le bois par contre, ce n'est pas le cas. En effet, la résistance ne sera pas la même selon que l'effort est parallèle ou perpendiculaire aux fibres, ce qui ajoute une grande contrainte pour le dimensionnement et les vérifications à faire lors de la conception d'un bâtiment en bois.

La ductilité du bois dépend également de la sollicitation de l'élément. En effet, alors que le bois est un matériau fragile lorsqu'il est en traction (rupture des fibres) il se révèle être un matériau ductile en compression (flambement et instabilités mécaniques dans la structure même du bois) [27].

Les caractéristiques mécaniques du bois se divisent en trois grandes catégories : la traction, la compression et la flexion. Celles-ci se divisant encore, en tenant compte de l'anisotropie ou de la flexion composée.

Comme dit précédemment, la valeur caractéristique de résistance, aussi bien en compression, qu'en traction ou qu'en flexion, est déterminée lors d'une campagne d'essais sur de nombreux échantillons,

le but étant de pouvoir illustrer les résultats sur une courbe de Gauss, comme sur la figure 2



. La résistance caractéristique est la valeur qui définit que 95% des résultats obtenus lors des essais sont supérieurs à cette valeur. La résistance moyenne est la valeur moyenne sur tous les échantillons.

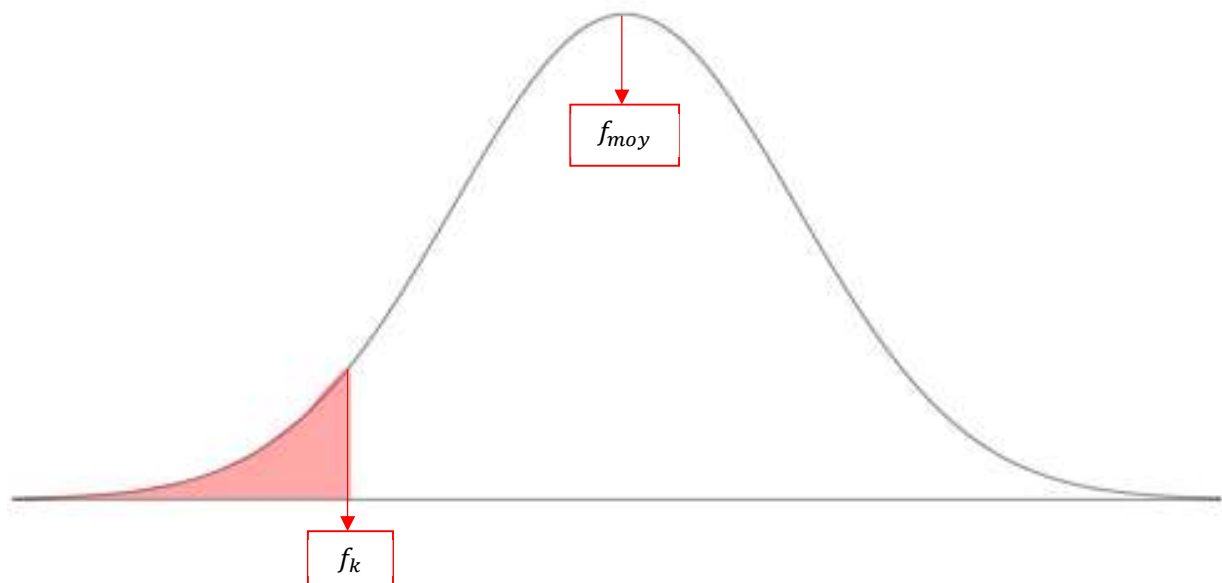


Figure 17 - Résistances caractéristique et moyenne

Contrairement à l'acier, le bois possède sa meilleure résistance en flexion et non pas en traction. En effet, les nœuds et autres imperfections dans le bois ont beaucoup plus d'impact sur les valeurs caractéristiques de résistance en traction qu'en compression ou en flexion. La probabilité d'avoir une imperfection augmentant avec la longueur de l'élément, ceci explique pourquoi la résistance caractéristique en traction est inférieure à celle en compression et en flexion.

Finalement, l'ordre des résistances parallèlement aux fibres est :

$$f_{t,0,k} < f_{c,0,k} < f_{m,k}^1$$

Pour les résistances perpendiculaires aux fibres, la traction est supérieure à la compression, mais ces valeurs sont bien inférieures à celles parallèlement aux fibres. C'est pourquoi lors de la conception il faut prendre cet élément en considération et limiter les efforts perpendiculaires aux fibres.

On a vu précédemment que le comportement en traction était élastique fragile tandis qu'en compression il est élasto-plastique. Les modes de ruptures sont représentés sur la Figure 18.

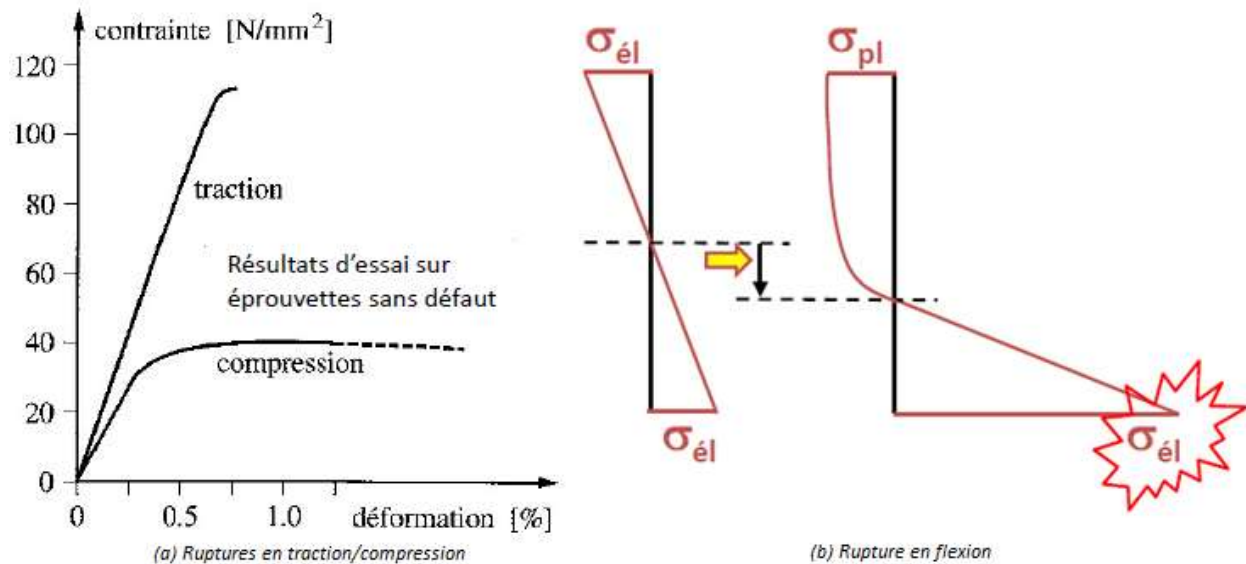


Figure 18 - Rupture en traction/ compression et en flexion d'un échantillon sans défaut [9]

En flexion, la rupture sera mixte : une phase plastique dans la partie comprimée de la section qui va entraîner une augmentation de la hauteur comprimée (descente de l'axe neutre) et par conséquent une réduction de la partie en traction qui va entraîner la ruine de la section par rupture des fibres. Cette rupture est illustrée sur la Figure 18 (b). [9]

Pour ce qui est de la flexion composée, les résistances avec de la traction et de la compression se situent entre la valeur parallèle aux fibres et celle perpendiculaire, et ce en fonction de l'angle dans lequel se trouve la force.

Comment utilise-t-on réellement ces données pour le dimensionnement d'une structure en bois ?

Premièrement, il faut savoir que le bois, une fois scié, est classé en fonction de sa résistance. Il existe 10 classes pour les résineux, 8 pour les feuillus.

Ce classement est défini selon la norme NBN EN384 [59], et donne des valeurs de résistances, des différents modules (élastique et glissement) et de la masse volumique sous des conditions d'humidité et de température normalisées. Il permet donc de faciliter les calculs sans avoir à se préoccuper de l'espèce utilisée. Les valeurs pour les feuillus sont généralement meilleures que pour les résineux, mais

¹ Les indices correspondent respectivement au type d'effort, la direction de la sollicitation et la valeur caractéristique de la résistance.

ont d'autres défauts qui font que ce sont les résineux (souvent C24) qui seront les plus souvent utilisés en construction. Les valeurs de résistances sont fournies dans le Tableau 1.

		Résineux							Feuillus						
		C18	C22	C24	C27	C30	C35	C40	D30	D35	D40	D50	D60	D70	
Mpa	$f_{m,k}$	18	22	24	27	30	35	40	30	35	40	50	60	70	$f_{m,k}$
	$f_{t,0,k}$	11	13	14	16	18	21	24	18	21	24	30	36	42	$f_{t,0,k}$
	$f_{t,90,k}$	0,3	0,3	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,6	0,6	0,6	0,6	0,7	0,9	$f_{t,90,k}$
	$f_{c,0,k}$	18	20	21	22	23	25	26	23	25	26	29	32	34	$f_{c,0,k}$
	$f_{c,90,k}$	4,8	5,1	5,3	5,6	5,7	6	6,3	8	8,4	8,8	9,7	10,5	13,5	$f_{c,90,k}$
	$f_{v,k}$	2	2,4	2,5	2,8	3	3,4	3,8	3	3,4	3,8	4,6	5,3	6	$f_{v,k}$
Mpa	$E_{0,moyen}$	9000	10000	11000	12000	12000	13000	14000	10000	10000	11000	14000	17000	20000	$E_{0,moyen}$
	$E_{0,k}$	6000	6700	7400	8000	8000	8700	9400	8000	8700	9400	11800	14300	16800	$E_{0,k}$
	$E_{90,moyen}$	300	330	370	400	400	430	470	640	690	750	930	1130	1330	$E_{90,moyen}$
	G_{moyen}	560	630	690	750	750	810	880	600	650	700	880	1060	1250	G_{moyen}
kg/m ³	ρ_k	320	340	350	370	380	400	420	530	560	590	650	700	900	ρ_k
	ρ_m	380	410	420	450	460	480	500	640	670	700	780	840	1080	ρ_m

Tableau 1 - Caractéristiques des résineux et des feuillus [9]

Mais ces valeurs de résistances caractéristiques sont encore réduites selon la classe de service de l'élément, à savoir classe 1, 2 ou 3.

La classe 1 référence pour tous les ouvrages protégés de l'eau, autant extérieurs qu'intérieurs, selon lesquels les conditions normalisées définies par la norme NBN EN384 sont très rarement dépassées. La classe 2 couvre les ouvrage partiellement protégés (exemple hangars) et la classe 3 les ouvrages exposés aux intempéries. [9]

L'Eurocode 5 [28] donne un coefficient réducteur pour les valeurs des résistances caractéristiques selon les 3 classes de services. Ce coefficient est le k_{mod} . Ce dernier est aussi fonction de la durée de la charge. Les valeurs de k_{mod} sont données dans le Tableau 2.

Durée de chargement		Classe de service		
Classe de durée	Exemple	1 Hbois < 13 % (local chauffé)	2 13 % < Hbois < 20 % (sous abri)	3 Hbois > 20 % (extérieur)
Permanente (> 10 ans)	Charge de structure	0,6	0,6	0,5
Long terme (6 mois à 10 ans)	Stockage	0,7	0,7	0,55
Moyen terme (1 semaine à 6 mois)	Charges d'exploitation	0,8	0,8	0,65
	Neige Altitude > 1 000 m			
Court terme (< 1 semaine)	Neige Altitude < 1 000 m	0,9	0,9	0,7
Instantanée	Vent, neige exceptionnelle	1,1	1,1	0,9

Tableau 2 - Valeurs de k_{mod} prescrites par l'EC5 [28]

Ainsi donc, la valeur de résistance à utiliser pour les calculs de dimensionnement est la suivante :

$$f_d = k_{mod} \frac{f_k}{\gamma_m}$$

Le bois, comme le béton, est sensible au fluage : lorsqu'un élément en bois est chargé, au fil du temps va apparaître une déformation dite de fluage, provoquée par un décollement des fibres.

Ce fluage est pris en compte lors du dimensionnement à long terme par deux coefficients : Ψ_2 et k_{def} .

Ψ_2 est le coefficient de fluage, qui ne dépend que du temps de charge. Tandis que k_{def} lui ne dépend que de l'hygrométrie, donc de la classe de service.

Les valeurs de ces deux coefficients sont définies par l'Eurocode5 et sont reprises dans les tableaux ci-dessous.

Valeurs de k_{def} (EC5)		
Classe de service 1	Classe de service 2	Classe de service 3
0,6	0,8	2

Valeurs de Ψ_2 pour les bâtiments	
Type d'action variable	Ψ_2
Charges d'exploitation (habitations et bureaux)	0,3
Charges d'exploitations (lieux de rassemblement et magasins)	0,6
Stockage	0,8
Charges de véhicules jusqu'à 160 kN	0,3 ou 0,6
Neige	0
Vent	0
Température (hors incendie)	0

Tableau 3 - Valeurs de k_{def} et Ψ_2 prescrites par l'EC5 [9]

Ceux-ci interviennent lors du calcul de la flèche à long terme :

$$U_{long\ terme} = (1 + k_{def} \Psi_2) * U_{inst}$$

Avec U_{inst} la flèche instantanée.

2.2. Le Hêtre

Comme mentionné précédemment, les essences les plus utilisées en construction sont les résineux. Ceci est dû au fait que non seulement ils ont une croissance rapide, et peuvent donc être utilisés relativement vite après avoir été plantés (en comparaison avec les feuillus), mais aussi parce qu'ils poussent droit et ce, sans contraintes internes.

A l'inverse, les feuillus poussent dans tous les sens ce qui crée un ensemble de contraintes internes pendant leur croissance. Il faut donc les scier avec précaution sinon le bois se fend complètement.

Pourtant, leurs caractéristiques mécaniques sont meilleures que celles des résineux.

Prenons l'exemple du hêtre : dans le tableau ci-dessous sont représentées les valeurs de résistances et module d'élasticité du hêtre.

Propriétés mécaniques	hêtre		
	Résistance, k (N/mm ²)	Résistance, moy (N/mm ²)	Module, E (N/mm ²)
compression axiale	28	56	14882
compression transversale	4	8,1	852
traction axiale	53	104	13833
traction transversale	3	6,1	1047
flexion	46	90	15741
flexion miniature	58	114	15189
cisaillement	5	10	1810

Tableau 4 - Caractéristiques mécaniques du hêtre [12]

Ces données sont reprises d'essais effectués dans le cadre d'un mémoire de l'EPL datant de 2014 et intitulé "La valorisation du bois de hêtre dans la construction".

Ces valeurs, si on les compare à celle de l'épicéa (C24), sont nettement supérieures, la résistance en flexion est presque doublée. Il est donc très intéressant d'utiliser le hêtre.

Pourquoi le hêtre et pas un autre feuillu ?

Comme nous l'avons vu dans la section sur le Bois disponible, dans le chapitre contexte, les ressources en épicéa, principal bois utilisé dans la construction, sont en train de baisser à vue d'œil. Le hêtre cependant, est très présent en Europe, et surtout en Wallonie. La réserve de bois disponible est donc très grande.

Mais le hêtre, outre les contraintes internes comme les autres feuillus, a un autre défaut bien connu : le cœur rouge.

Pour expliquer la formation du cœur rouge chez le hêtre, il faut premièrement expliquer l'anatomie même des feuillus. Ceux-ci sont composés, dans le plan parallèle aux fibres, de cellules (vaisseaux) disposées bout à bout, les unes après les autres. Dans le plan perpendiculaire aux fibres se trouvent des rayons ligneux, appelés parenchymes, ce qui leur confère une meilleure résistance transversale.

Les vaisseaux sont responsables du transport de la sève et les parenchymes servent au soutien mécanique uniquement. La Figure 19 illustre bien ces propos.

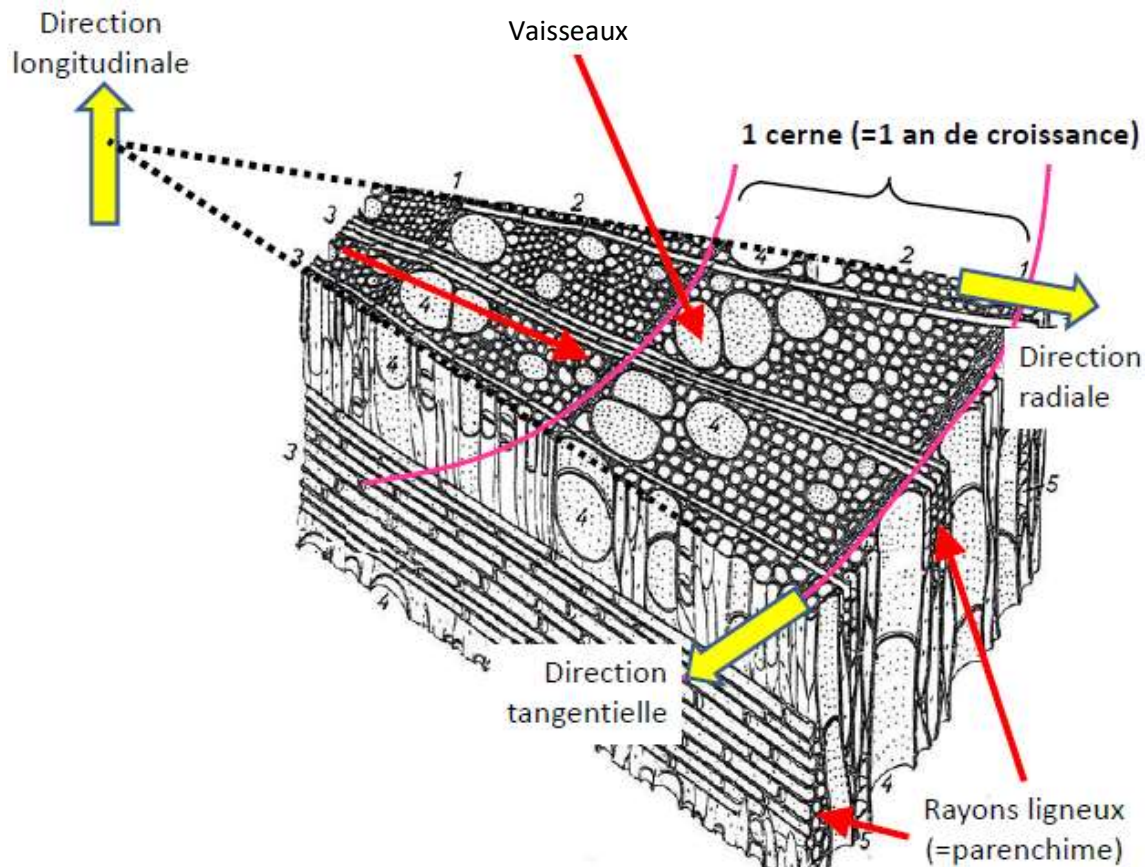


Figure 19 - Morphologie des feuillets [9]

Revenons maintenant au cœur rouge. La formation de celui-ci a plusieurs explications. Premièrement, en grandissant, il y a un transfert de l'eau présente dans les parenchymes proches du cœur de l'arbre vers les couches extérieures. Ces parenchymes, maintenant vides, vont ensuite se remplir d'oxygène. La seconde possibilité viendrait de champignons ou bactéries. Ces deux explications mènent à la même conclusion : les parenchymes vont former des thylles, des excroissances cellulaires, qui vont boucher les vaisseaux conducteurs de sève et ainsi donner naissance à un cœur rouge. [29] [30]

Selon les études menées jusqu'à maintenant sur le cœur rouge, celui-ci n'altérerait pas la résistance mécanique du hêtre mis à part le fait que le bois soit plus fragile à la rupture et qu'il soit moins imprégnable.

La norme indique cependant que les sections comportant un cœur rouge sont défavorables à la structure. Mais cette norme a été fixée lorsque peu d'études avaient été effectuées sur le hêtre. Il est donc fort probable que le hêtre fasse de plus en plus son apparition dans la construction dans les années à venir.

Pour contrer ces défauts, il y a aussi la possibilité de faire soit du lamellé-collé, soit du LVL en hêtre, deux options déjà disponibles.²

En guise de conclusion, nous allons comparer les performances du hêtre par rapport à celles de l'épicéa en termes de volume de bois utilisé.

Prenons comme hypothèse une surface de 50m² à couvrir.

Les caractéristiques du hêtre sont celles du Tableau 4 et celles de l'épicéa d'un C24 comme décrites dans le Tableau 1.

Les calculs ont été fait sur base de l'ELS long terme et les sections ont un ratio de $b/h=0,5$.

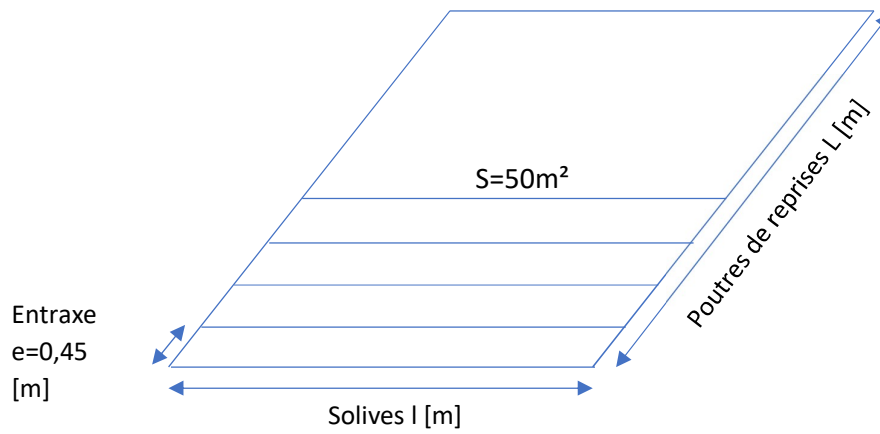


Figure 20 - Schéma de la surface à couvrir

Le graphe ci-dessous montre quel est le volume de bois nécessaire pour les solives et poutres de reprise, afin de respecter le critère ELS long terme, et ce en fonction de la portée des poutres de reprise.

² Pollmeier par exemple en France commercialise déjà plusieurs produits LVL en hêtre (panneaux, poutres)

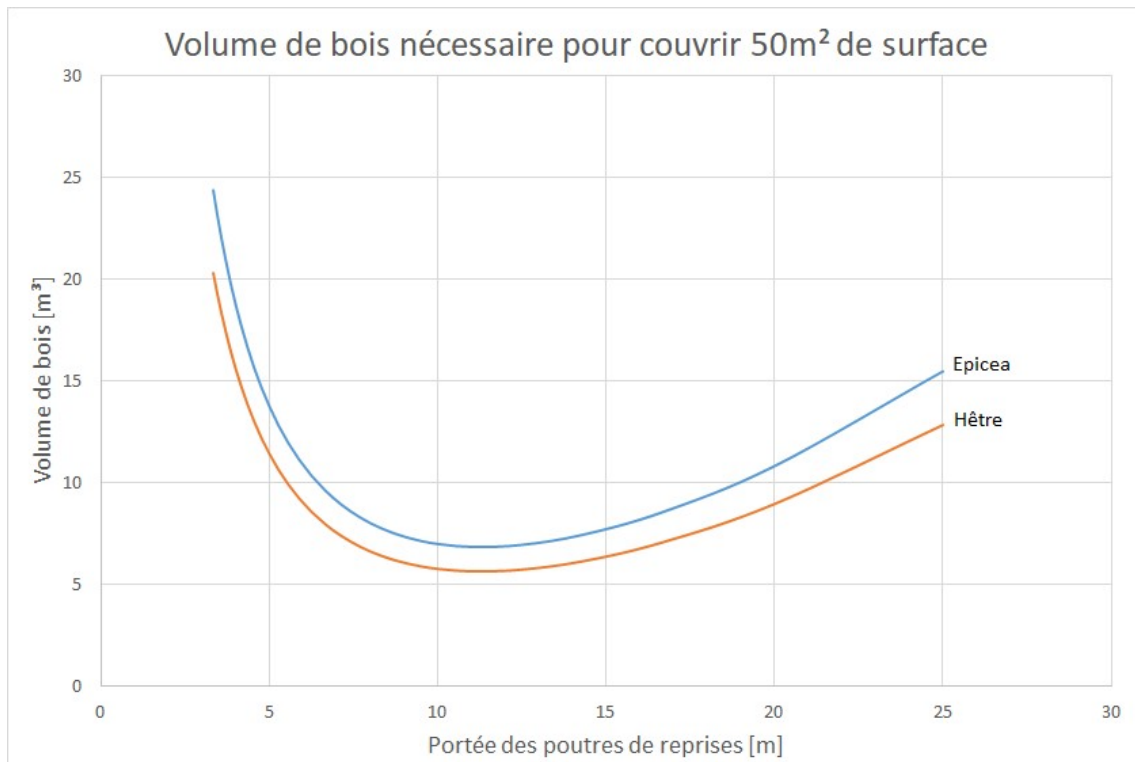


Figure 21 - Comparaison volumétrique du hêtre et de l'épicéa

Les performances du hêtre sont donc meilleures que celles de l'épicéa, et ce pour toutes les portées. Le ratio moyen entre le volume de hêtre nécessaire et le volume d'épicéa est de 0.83.

Le prix du hêtre étant équivalent à celui de l'épicéa, l'utilisation du hêtre est donc tout à fait justifiée.

3. Etude de planchers existants

Les planchers en bois sont, avec les planchers en acier et en béton armé, les plus courants dans les constructions à étages modernes. Ils présentent de nombreux avantages quand les caractéristiques du bois sont bien exploitées par une conception et une exécution adaptées.

Les planchers doivent reprendre, en tant qu'éléments porteurs, différents types de charges. Le poids propre du plancher, conséquent s'il s'agit de béton et assez limité s'il s'agit de bois. Les sollicitations plus importantes sont dues aux charges permanentes, provenant par exemple des autres composants et des revêtements. Les charges variables restent les plus importantes en termes de poids, leur importance varie selon l'utilisation de l'ouvrage (surface de bureau = 3kN/m² par exemple).

Le choix d'étudier les planchers plutôt que tout autre élément dans un bâtiment multi-étagé s'est fait pour deux raisons. Premièrement, c'est un des éléments dimensionné en premier lieu, étant donné que c'est via cet élément que la charge totale en bas de structure et sur les fondations est définie. Deuxièmement, il joue un rôle sur la hauteur totale de l'édifice, étant donné que son épaisseur est répétée à chaque étage. Il est donc important de l'optimiser.

Dans l'optique d'améliorer les performances des planchers en bois, il était essentiel que nous nous intéressions aux performances déjà atteintes actuellement par ceux-ci. En outre, comme nous voulons promouvoir l'emploi du bois par rapport au béton/béton armé, il était important que nous sachions quelles performances devraient atteindre un plancher « actif » en bois pour concurrencer ceux en béton.

3.1. Planchers en béton

Comme nous l'avons déjà évoqué dans le contexte, la construction en Belgique passe souvent par l'emploi du béton. Ainsi, un grand nombre de planchers sont réalisés en éléments préfabriqués en béton, la plupart étant des éléments alvéolés ou nervurés, précontraints ou non. Il existe également le système de poutrelles et d'entrevous, mais celui-ci est plus couramment employé dans les cas de rénovations.

Les planchers préfabriqués peuvent être utilisés de manière flexible et rapide, tant au niveau de la production, que du montage. Le marché fournit en effet un grand nombre de dimensions standards de stock, mais permet également la réalisation sur mesure. La préfabrication permet en outre de n'avoir plus qu'à réaliser le remplissage des joints longitudinaux, ainsi que la chape de compression sur le chantier. Ceci évite les travaux de coffrage et ne nécessite qu'un étançonnage minimal.

Les grandes portées qu'ils offrent est sans doute l'avantage le plus important. Les colonnes intermédiaires et les poutres correspondantes peuvent être supprimées pour laisser les espaces totalement libres. Les techniques (ventilation par ex) peuvent également être insérées dans les nervures ou alvéoles, ce qui réduit l'encombrement sous la structure.

Comptabilisant tous ces points, il est compréhensible que ces éléments soient couramment employés dans les habitations, bureaux, appartements ou bâtiments industriels, d'autant plus que ce marché est très étendu en Belgique.

3.1.1. *Éléments de plancher alvéolés (hourdis)*

Les hourdis peuvent être réalisés en béton armé ou en béton précontraint. Des ouvertures longitudinales réduisent leur poids propre (sans toutefois atteindre la légèreté du bois !). Ces creux peuvent représenter 30 à 50% du volume total d'un élément.



Figure 22 - Schéma de hourdis armé et précontraint [31]



Figure 23 - Photo d'hourdis entreposés [32]

L'épaisseur du hourdis peut varier suivant la charge à reprendre et la portée à atteindre, allant de 150mm à 800mm. La largeur modulaire de chaque élément vaut 1200mm. Les profils des hourdis sont étudiés pour reprendre les efforts de cisaillement entre les éléments après le remplissage et le durcissement des joints longitudinaux. Les portées atteintes peuvent aller jusqu'à 18,5m et la charge reprise peut être très importante. En ce qui concerne l'aspect feu, une résistance R60 et garantie, mais il est tout à fait possible de monter à R90, voire R120.

Pour pouvoir faire une comparaison avec les planchers bois (chapitres suivants), nous avons consulté les fiches des produits du fabricant « Ergon ».

Tout d'abord, plusieurs profils sont disponibles :

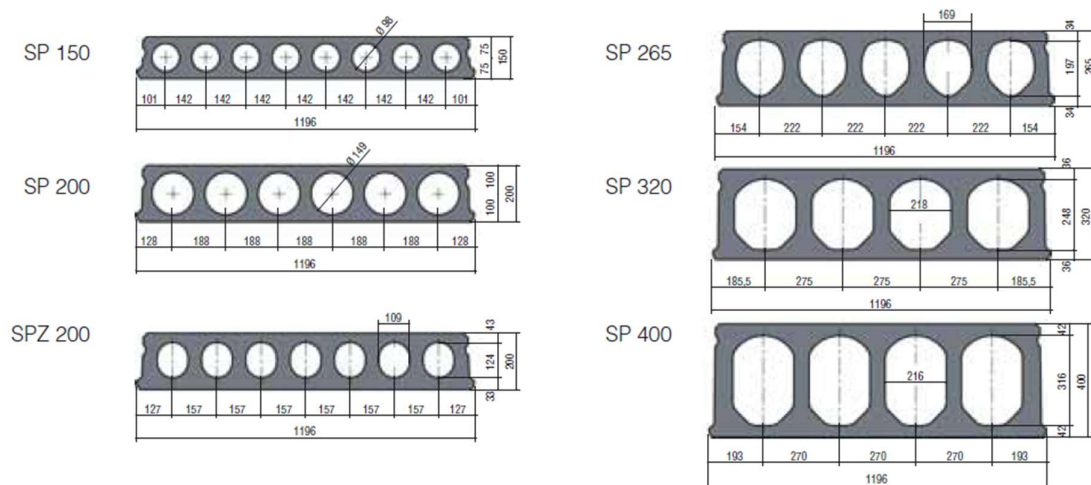
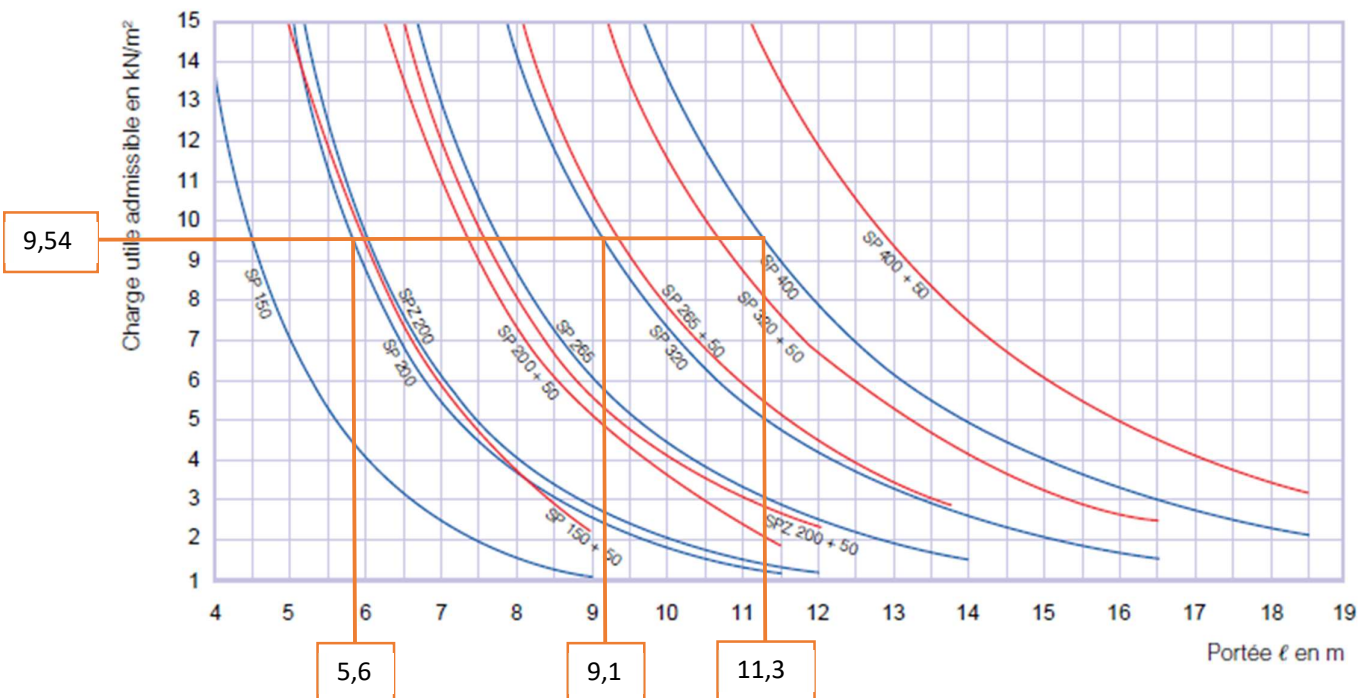
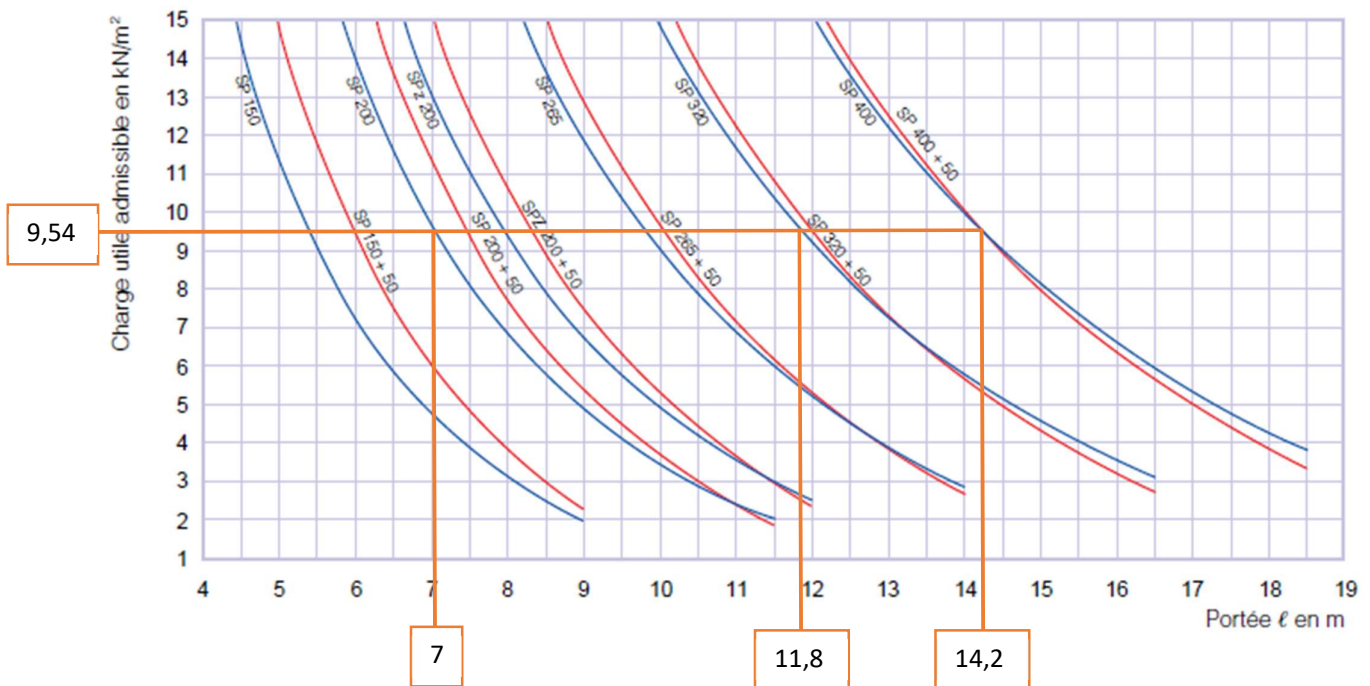


Figure 24 - Profils disponibles pour les hourdis "Ergon" [31]

Nos hypothèses sont les suivantes :

- Charge permanente = 3,75 [kN/m²]
- Charge répartie = 3 [kN/m²]
- Combinaison ELS LT = 9,54 [kN/m²]

Voyons ce que cela donne sur les graphes de ce fabricant.



Note : la mention « +50 » sur les graphiques désigne la rajout d'une couche collaborante par-dessus les hourdis d'une épaisseur de 50mm. Elle peut être mise en œuvre pour réduire les déformations et/ou pour augmenter l'effet diaphragme du plancher.

Le tableau suivant résume les performances des différents hourdis :

	Portée ELU [m]	Portée ELS (L/800) [m]
SP200	7	5,5
SP320	11,8	9
SP400	14,2	11

3.1.2. *Éléments de plancher nervurés*

Deux variantes existent pour les planchers nervurés : les éléments TT et les éléments en U renversé. Ils sont tous deux généralement fabriqués en béton précontraint, et possèdent ainsi une grande stabilité et résistance.

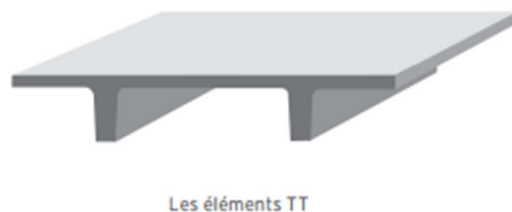


Figure 27 - Éléments TT : schéma et photo [31] [32]

La largeur modulaire des dalles TT est de 2400mm et leur épaisseur varie de 150 à 800mm. Les dalles étant assez minces, elles ont besoin d'une chape de compression coulée sur place pour reprendre les forces de cisaillement, et ainsi assurer l'effet diaphragme du plancher. Les portées peuvent aller jusqu'à 25m.

En outre, les rainures de ces éléments peuvent être découpées sur un tiers de leur hauteur afin de venir les emboîter plus facilement sur les appuis. La résistance au feu est similairement à celle des planchers alvéolés.

De la même manière que pour les hourdis, nous avons consulté les fiches des produits du fabricant « Ergon » pour pouvoir faire des comparaisons. Voici les profils disponibles :

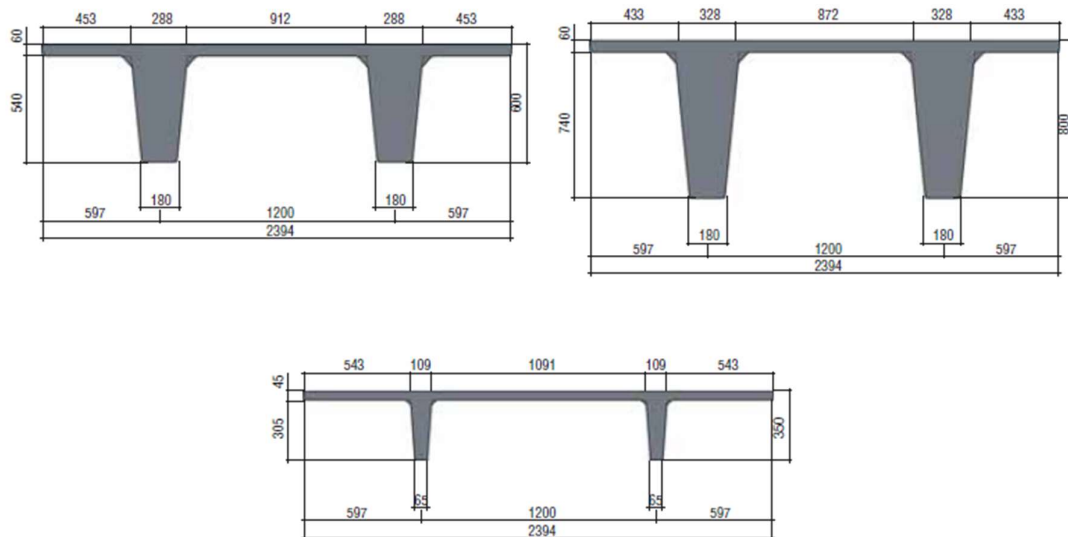


Figure 28 - Profils disponibles pour les éléments TT "Ergon" [31]

Rappelons nos hypothèses :

- Charge permanente = 3,75 [kN/m²]
- Charge répartie = 3 [kN/m²]
- Combinaison ELS LT = 9,54 [kN/m²]

Voyons à nouveau ce que cela donne sur le graphique du fabricant :

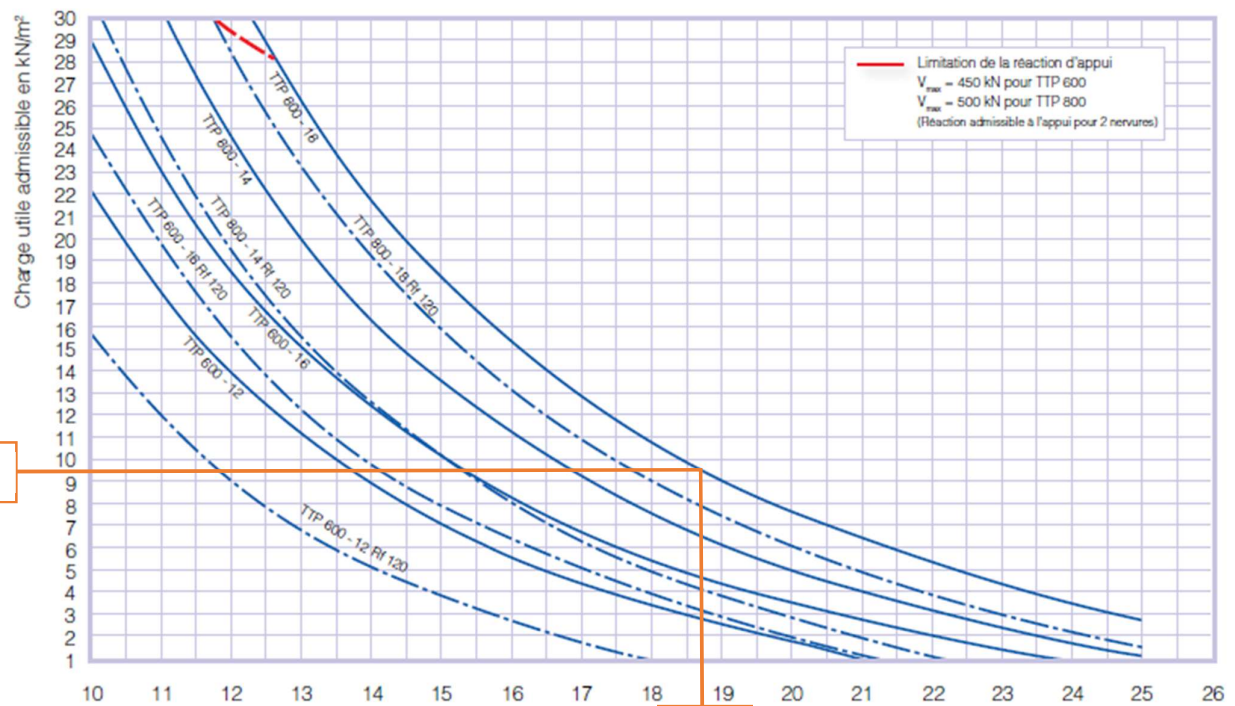


Figure 29 - Graphique représentant la portée maximale atteinte par les éléments TT "Ergon" avec une couche collaborante de 60mm [31]

Il est donc possible d'atteindre jusqu'à 18m grâce à ces dalles TT.

3.2. Planchers en bois

Plusieurs modes constructifs existent pour les planchers en bois : ils peuvent être faits de solives, de hourdis en bois, de poutre en i alliant deux sortes de produits bois (LVL pour les semelles + panneaux OSB pour l'âme), des dalles en bois, etc...

On voit également apparaître sur le marché des planchers mixte alliant bois et béton.

Dans le cadre de notre travail, nous avons étudié 4 modes constructifs, afin de fournir une vue d'ensemble sur les performances qui peuvent être atteintes actuellement, et que nous présentons ci-dessous.

3.2.1. Plancher solives

Les planchers à solives en bois sont composés de poutres linéaires qui constituent, avec un panneau porteur (en OSB par exemple), le plancher. Ces poutres sont la plupart du temps des éléments en bois massif ou en lamellé-collé (section allant de $60 \times 120 \text{ mm}^2$ à $240 \times 400 \text{ mm}^2$). Ce mode de construction présente plusieurs avantages [4] :

- Il est économique et est relativement connu.
- L'adaptation à différents niveaux de charge ou de protection (incendie, phonique, ...) est facile, en changeant la composition totale du plancher.
- Le poids propre est réduit.

Cependant, il faut aussi compter sur quelques inconvénients [4] :

- Les dimensions de bois massif sont limitées, la section maximale étant actuellement une $10 \times 30 \text{ cm}^2$. Pour des sections plus longues ou plus hautes, il faut passer au lamellé-collé.
- Comme la hauteur des solives est souvent 2 à 3 fois plus grande que la largeur, les solives doivent être assurées contre le déversement.
- Le temps de montage est long.

Pour calculer les performances du plancher solives, nous avons pris les hypothèses suivantes :

- Charge fixe de $3,75 \text{ [kN/m}^2\text{]}$ et charge répartie de $3 \text{ [kN/m}^2\text{]}$
- Caractéristiques mécaniques du hêtre
- Critères de flèches court-terme et long terme $L/500$ et $L/300$ respectivement

Les calculs de dimensionnement sont explicités dans l'annexe n°1. Ci-dessous, 3 tableaux reprenant les performances d'un tel plancher.

Si entraxe prise à 0,6 [m]		
Section [cm ²]	Portée [m] CT	Portée [m] LT
4x15	2,1	2
4x23	3,2	3,1
7x15	2,5	2,4
7x18	3,1	2,9
8x23	4,1	3,9
10x30	5,6	5,4

Si entraxe prise à 0,45 [m]		
Section [cm ²]	Portée [m] CT	Portée [m] LT
4x15	2,3	2,2
4x23	3,5	3,4
7x15	2,7	2,6
7x18	3,4	3,2
8x23	4,4	4,2
10x30	6,2	6

Si entraxe prise à 0,3 [m]		
Section [cm ²]	Portée [m] CT	Portée [m] LT
4x15	2,6	2,5
4x23	4	3,9
7x15	3,1	3
7x18	3,7	3,6
8x23	5,1	4,9
10x30	7	6,8

Tableau 5 - Comparaison des différentes portées de solives en fonction de la section et de l'entraxe considérées

On peut remarquer grâce à ces tableaux que c'est le critère à long terme qui est dimensionnant. De plus, on remarque que la portée augmente généralement avec la diminution de l'entraxe, ce qui peut se révéler inintéressant si l'on traduit cette donnée en termes de volume de bois consommé.

3.2.2. Plancher hourdis bois

Comme pour le béton, il est également possible de retrouver des hourdis pour le bois. Il en existe plusieurs sortes, de plusieurs formes. Citons par exemple les hourdis en caisson « Lignatur », ainsi que les éléments Kielsteg.



Figure 30 - Hourdis en bois "Lignatur" à gauche et "Kielsteg" à droite [33] [34]

Ces éléments permettent de réaliser des planchers performants et rigides en les accolant les uns aux autres, comparables à une dalle en béton, en plus léger.

Caractéristiques :

- Conception alvéolaire qui permet d'intégrer des réseaux, des isolants, des compléments acoustiques, tout en réduisant le poids propre du plancher
- Résistance au feu allant jusqu'à REI 90

Il est possible de connaître les performances de ces hourdis en bois à l'aide de graphiques et tables fournies par le fabricant. Etant donnée la complexité du calcul à réaliser vu la difficulté d'évaluer le degré de connexion entre les différents morceaux de bois qui composent le hourdis, réaliser un dimensionnement manuel n'est pas chose aisée.

Lignatur

En ce qui concerne les hourdis « Lignatur », ils se présentent comme ceci au niveau de leurs dimensions de profil :

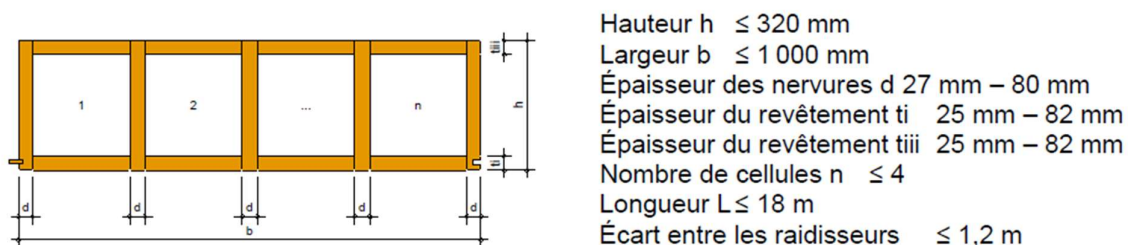
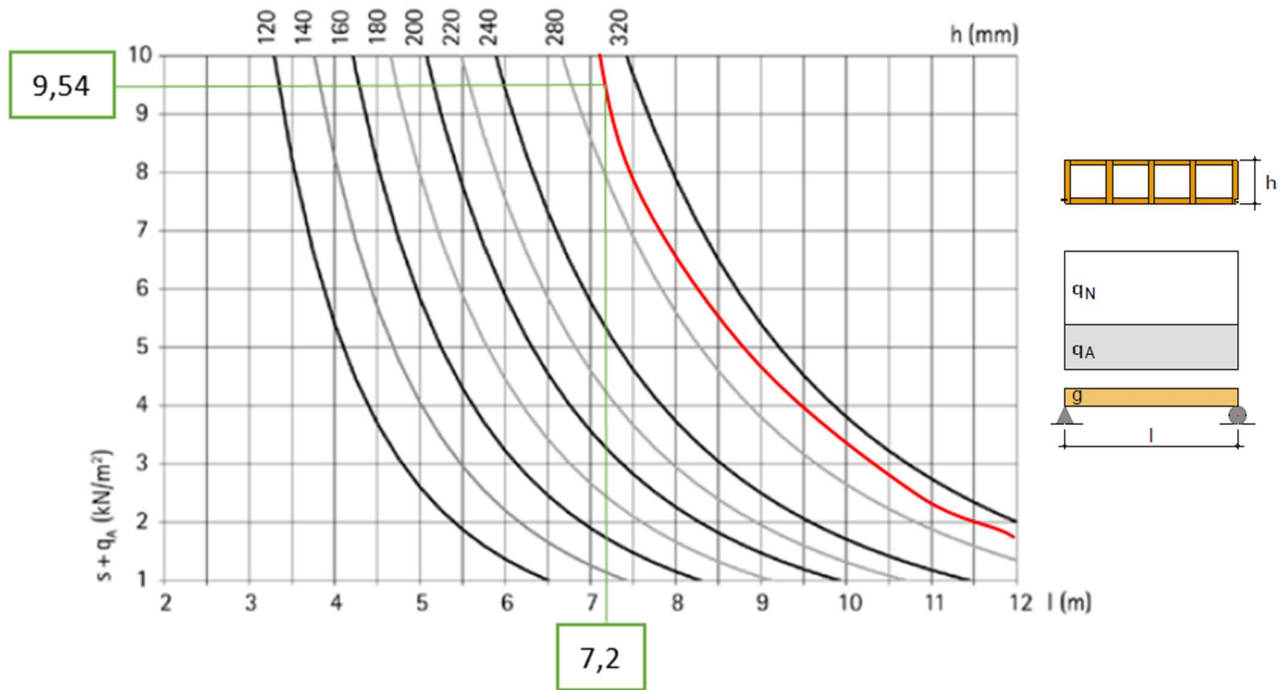


Figure 31 - Profil des hourdis "Lignatur" [33]

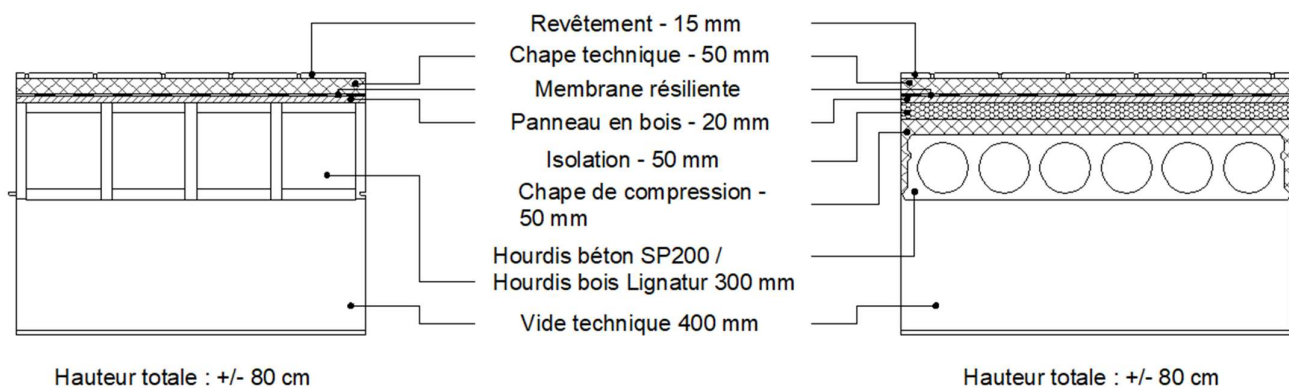
Il est possible d'atteindre des portées allant jusqu'à 12m (pour une charge assez réduite), comme le montre le graphe ci-dessous.



Si nous reprenons nos hypothèses de base, à savoir :

- Charge fixe de $3,75 \text{ [kN/m}^2\text{]}$ et charge répartie de $3 \text{ [kN/m}^2\text{]}$, ce qui donne à l'ELS LT une charge de $9,54 \text{ [kN/m}^2\text{]}$
- Hauteur de hourdis de 30 [cm] , pour une hauteur totale de plancher de 80 [cm]

Remarque : le but ici est de pouvoir comparer un plancher en hourdis bois et un plancher en hourdis béton qui font la même épaisseur totale.



En se référant au graphique, on trouve, avec ces conditions, une portée de 7,2m. Dans la section sur les planchers en béton, nous avons mis en évidence que les hourdis SP200 pouvaient atteindre une portée de 7m à l'ELU et une portée de 5,5m à l'ELS (L/800). Il est donc intéressant de constater que, pour une même hauteur de plancher, les performances des hourdis bois ou béton sont similaires.

Kielsteg

Au niveau des hourdis Kielsteg, les profilés se présentent sous cette forme, la hauteur variant suivant le modèle considéré (de 228mm à 800mm) :

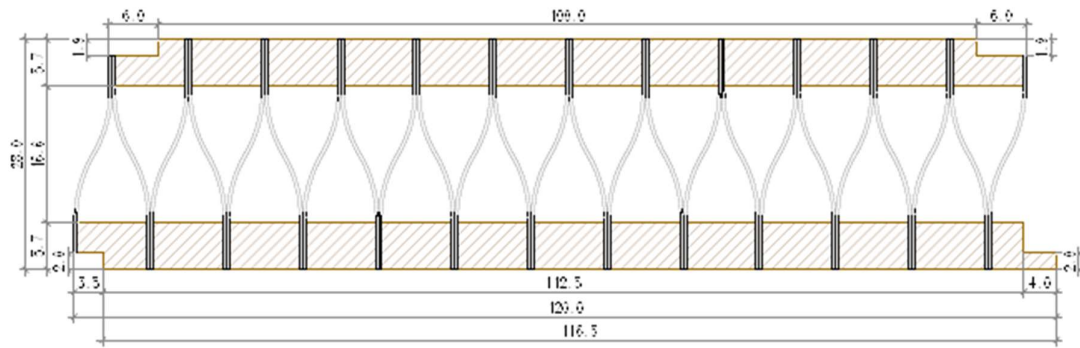


Figure 34 - Profil des hourdis "Kielsteg" [34]

Des portées de l'ordre de 27m sont envisageables, moyennant l'emploi de la plus grosse section (800 mm de hauteur), comme l'indique l'image ci-dessous :

Height (mm)	Cross section	REI* (min)	Shape	Length/pitch	Span (m)	7.5m	10.0m	12.5m	17.5m	20.0m	22.5m	25.0m	27.0m
228		30 - 30 -		L/0 L/1035									
280		30 60 30 60		L/0 L/776									
380		30 60 30 60		L/0 L/621									
485		30 60 30 60		L/0 L/443									
560		30 60 30 60		L/0 L/388									
610		30 60 30 60		L/0 L/345									
730		- 60 - 60		L/0 L/310									
800		- 60 - 60		L/0 L/287									

*REI= Fire resistance class. The elements are made optionally with a camber radius of R=970 m

Figure 35 - Schéma montrant de manière générale les portées atteintes avec les différents profils des hourdis "Kielsteg" [34]

Des courbes de résistance sont également disponibles sur ce produit :

Single-span beam under uniform gravity load, vibrational criteria as per DIN 1052 (Deformation under quasi-permanent loads $w = 6 \text{ mm}$)

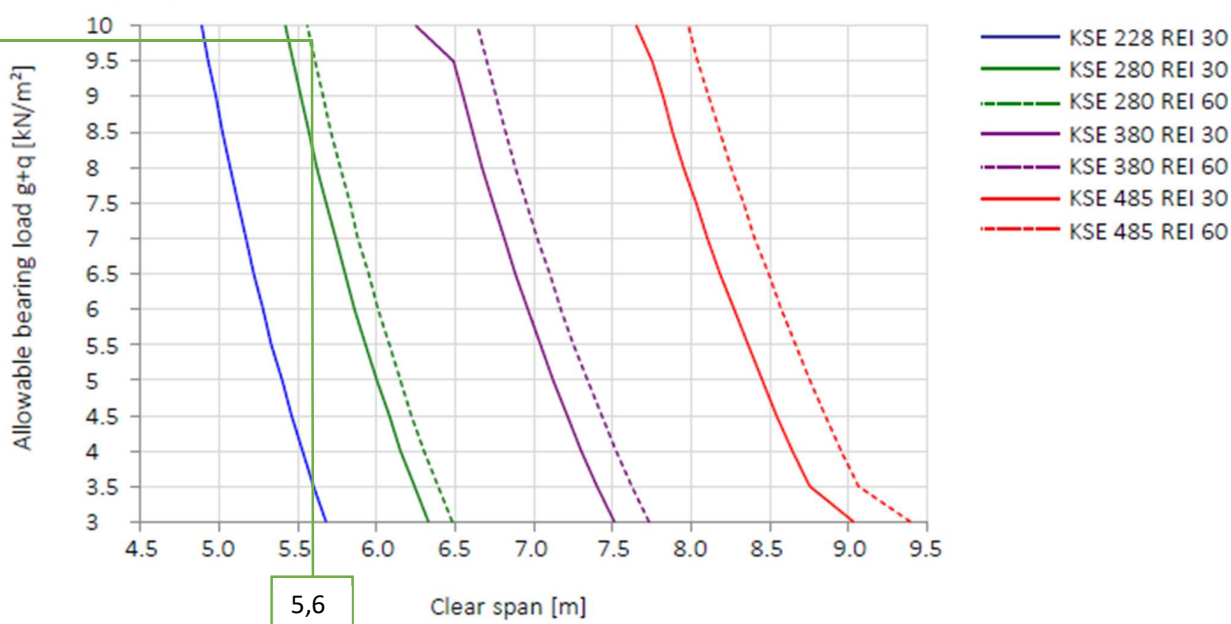


Figure 36 - Graphique d'aptitude à l'emploi des hourdis (Kielsteg) pour une déformation de 6mm [34]

Si l'on considère à nouveau nos hypothèses de base, c'est-à-dire une combinaison à l'ELS de $9,54 \text{ kN/m}^2$ et une hauteur de hourdis de $\pm 300 \text{ mm}$, on obtient une portée de $5,6 \text{ m}$.

En conclusion, on remarque que ces hourdis peuvent être performants, les hourdis Lignatur pouvant même atteindre les performances des planchers en béton. Leur grand point fort est tout de même leur gain de matière par leur composition alvéolaire. Cependant, ils restent peu utilisés en raison de leur prix élevé par rapport aux hourdis en béton qui ont un prix très avantageux.

3.2.3. Plancher treillis

Le troisième type de plancher en bois est celui composé de poutres treillis. Pour rappel, un treillis est une structure où les éléments ne sont soumis qu'à des efforts normaux, traction ou compression, et concourent en un même point (nœud) pour former des mailles triangulaires.

Il existe un grand nombre de treillis connus pour leurs caractéristiques mécaniques. Le treillis Warren cependant reste un des plus faciles à mettre en œuvre et le plus utilisé pour les poutres treillis.

Pour continuer la comparaison sur le même pied d'égalité que précédemment, les hypothèses de calcul restent les mêmes. A savoir :

- Charge fixe de $3,75 \text{ [kN/m}^2]$ et charge répartie de $3 \text{ [kN/m}^2]$
- Hauteur totale de plancher de 90 [cm] avec un complexe acoustique de 20 [cm]
- Portée de 10 [m]

L'entraxe quant à lui est fixé à $0,5 \text{ m}$.

Ces hypothèses ne suffisent pas à dimensionner entièrement un treillis. En effet, avant même de pouvoir dimensionner les barres du treillis, il faut connaître le nombre de mailles de celui-ci.

Pour cela, il existe une optimisation de volume, à travers les courbes d'efficacité relative, qui permet de trouver le nombre de mailles réduisant au maximum le volume de bois utilisé [35]. Cette optimisation utilise l'indicateur de flambement Ψ qui se calcule comme ci-dessous :

$$\Psi = \frac{\mu \sigma L}{\sqrt{qEF}}$$

Interviennent dans cette formule la longueur de flambement (μ et L), les caractéristiques du matériau utilisé (E module d'élasticité et σ résistance), la charge que supporte le treillis (F) et le facteur de forme (q).

Et l'indicateur de volume W qui se calcule :

$$W = \frac{\sigma V}{FL}$$

Plus de détails sur l'indicateur de flambement et celui de volume peuvent être trouvés dans l'annexe n°2.

Les courbes d'efficacités sont celles reprises sur la Figure 37 et l'application de ce graphe est reprise en annexe n°2.

Elles permettent, grâce à un élancement $\frac{L}{H}$ défini par les hypothèses de base (ici 13,5) et d'un indicateur de flambement Ψ calculé, de trouver le nombre de mailles et puis le volume à utiliser, pour différentes sections de barres.

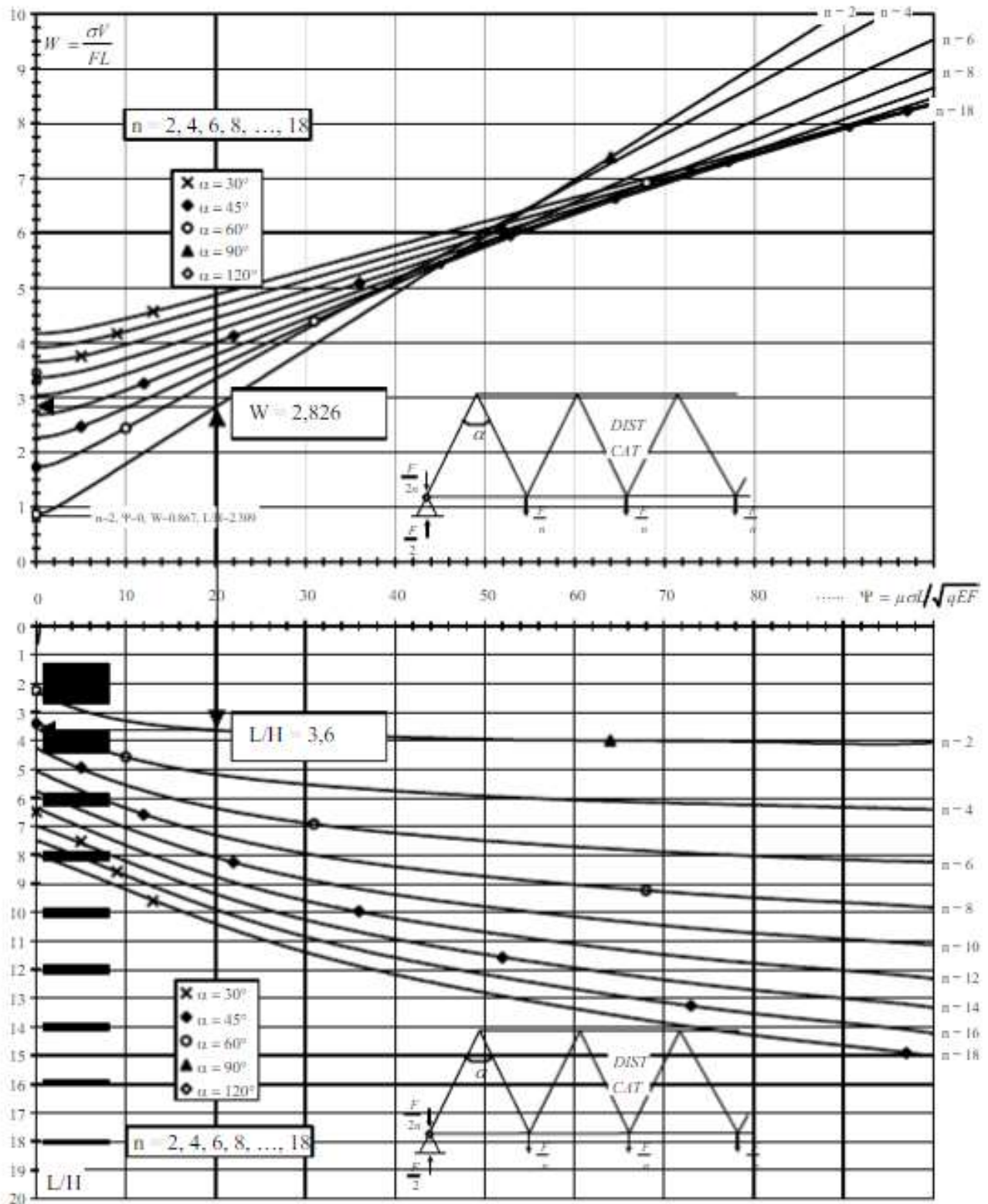


Figure 37 - Courbes d'efficience relative [35]

Les calculs pour les hypothèses précédemment émises ne seront pas détaillés ici, ils peuvent être trouvés dans l'annexe n°2.

On trouve néanmoins un nombre de mailles égal à 18.

Effectivement, l'élancement étant très grand, il faut un nombre de mailles conséquent.

Or, en regardant ce qui équivaut à un treillis de 10m à 18 mailles, un problème apparaît instantanément : il n'est pas possible de faire passer les techniques (diamètre de 40cm) au travers.

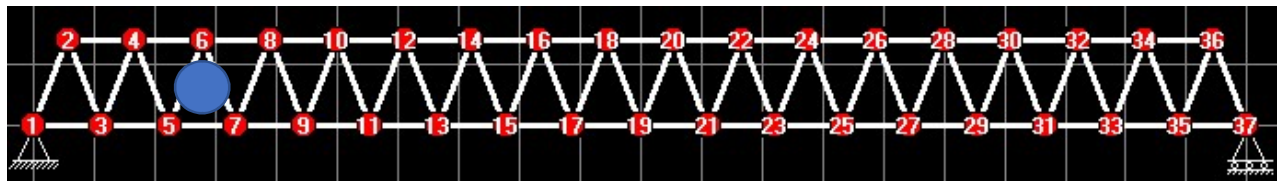


Figure 38 - Treillis optimisé à l'aide des courbes d'efficiencia relative

L'image ci-dessus le représente bien, de plus c'est un schéma filaire, il faut donc encore rajouter l'épaisseur des sections, ce qui empire encore la situation. Pour faire passer les techniques, on doit passer à un treillis 4 mailles, comme représenté sur la Figure 39.



Figure 39 - Treillis optimisé pour les techniques

Les calculs ne sont pas détaillés ici, mais les performances d'un tel treillis sont résumées dans le tableau ci-dessous. Par souci de simplicité, des sections carrées seront utilisées.

	Membrures supérieures/inférieures	Diagonales
Entraxe 0.5m	8x8cm ²	6x6cm ²
Entraxe 1m	11.5x11.5cm ²	7.5x7.5cm ²
Entraxe 2m	17.5x17.5cm ²	10x10cm ²

Le treillis a donc de bonnes performances pour les entraxes semblables aux planchers précédemment étudiés. On voit néanmoins que plus on augmente l'entraxe, plus les sections augmentent, ce qui, dans un treillis plus spécialement, affecte beaucoup le volume total de bois utilisé.

Le plancher treillis a aussi d'autres points négatifs. Premièrement, il ne se calcule que par logiciel, cela induisant un lourd travail d'optimisation, et d'adaptation en fonction des données initiales du problème.

Ensuite, comme vu dans la première partie, l'optimisation de volume n'est pas du tout respectée, à cause des techniques. Ceci est encore plus appuyé par le fait que le treillis a de bonnes performances à entraxe faible. Or plus l'entraxe est faible, plus le passage des techniques devient compliqué, puisque celles-ci doivent passer à travers le treillis.

Finalement, la troisième complication, et pas des moindres, est celle des assemblages.

En effet, les assemblages dans un treillis sont très complexes et souvent métalliques. Ce qui pose aussi la problématique de la résistance feu.

3.2.4. Plancher mixte

Un plancher mixte bois-béton est un plancher bois avec une dalle de béton au-dessus. Cette dalle en béton est non seulement utilisée comme complexe acoustique ou vibratoire, mais elle va également participer à la résistance du plancher, au travers d'une liaison mécanique entre le plancher bois et la dalle béton.

Cette liaison a deux conséquences majeures : augmenter la résistance du plancher et diminuer sa flèche.

En effet, comme le montre bien cet exemple tiré du rapport sur les planchers mixtes bois-béton du CSTC [36], la différence de comportement entre deux poutres simplement superposées ou liées mécaniquement est bien présente.



Figure 40 - Représentation schématique du rôle joué par des connecteurs dans une poutre simple [36]

Ci-dessus sont représentées deux poutres composées de deux sections superposées, l'une sans connecteurs (a) et l'autre avec connecteurs (b). Si l'hypothèse d'un comportement parfaitement élastique est prise, les résultats illustrés dans le Tableau 6 sont obtenus. La flèche peut donc être théoriquement divisée par 4, ce qui représente un gros avantage.

Cas	Distribution des contraintes	Contraintes	Flèche (charge ponctuelle centrée sur poutre isostatique)
Limite supérieure (monolithique)		$\sigma_a = \frac{M \frac{h}{2}}{b(h)^3 \frac{12}{12}} = \frac{6M}{bh^2}$	$f_{i,a} = \frac{PL^3}{48E \frac{bh^3}{12}} = \frac{PL^3}{4Ebh^3}$
Limite inférieure (glissement parfait)		$\sigma_b = \frac{M / 2 \frac{h}{4}}{b \left(\frac{h}{2} \right)^3 \frac{12}{12}} = \frac{12M}{bh^2}$	$f_{i,b} = \frac{P/2L^3}{48E \frac{b \left(\frac{h}{2} \right)^3}{12}} = \frac{PL^3}{Ebh^3}$
Rapport $\frac{Lim_{sup}}{Lim_{inf}}$	-	$\frac{1}{2}$	$\frac{1}{4}$

Tableau 6 - Influence d'une connexion parfaite dans une poutre sur la valeur des contraintes et de déformations [36]

Cela pourrait donc être très bénéfique pour les planchers bois, puisque comme vu dans la section sur les planchers solives de la partie A : Etat de l'art, c'est la flèche à long terme qui pose problème lors du dimensionnement.

Ce principe contribuerait aussi à baisser nettement les contraintes dans le bois et le béton. En effet, il va y avoir un transfert des contraintes. Ainsi la dalle de béton va fonctionner plus comme une table de

compression et la section en bois presque uniquement en traction. Ce qui va en fait faire travailler les deux matériaux dans leur meilleure résistance, dans la même logique que pour le béton armé.

Pour obtenir cet effet souhaité il faut que les connecteurs remplissent plusieurs conditions : il faut qu'ils transmettent les efforts rasants de la dalle vers la solive et qu'ils limitent au maximum le glissement à l'interface bois-béton.

Pour dimensionner le plancher mixte, nous avons utilisé la méthode de calcul fournie par le CSTC [36]. Celle-ci suit les étapes suivantes :

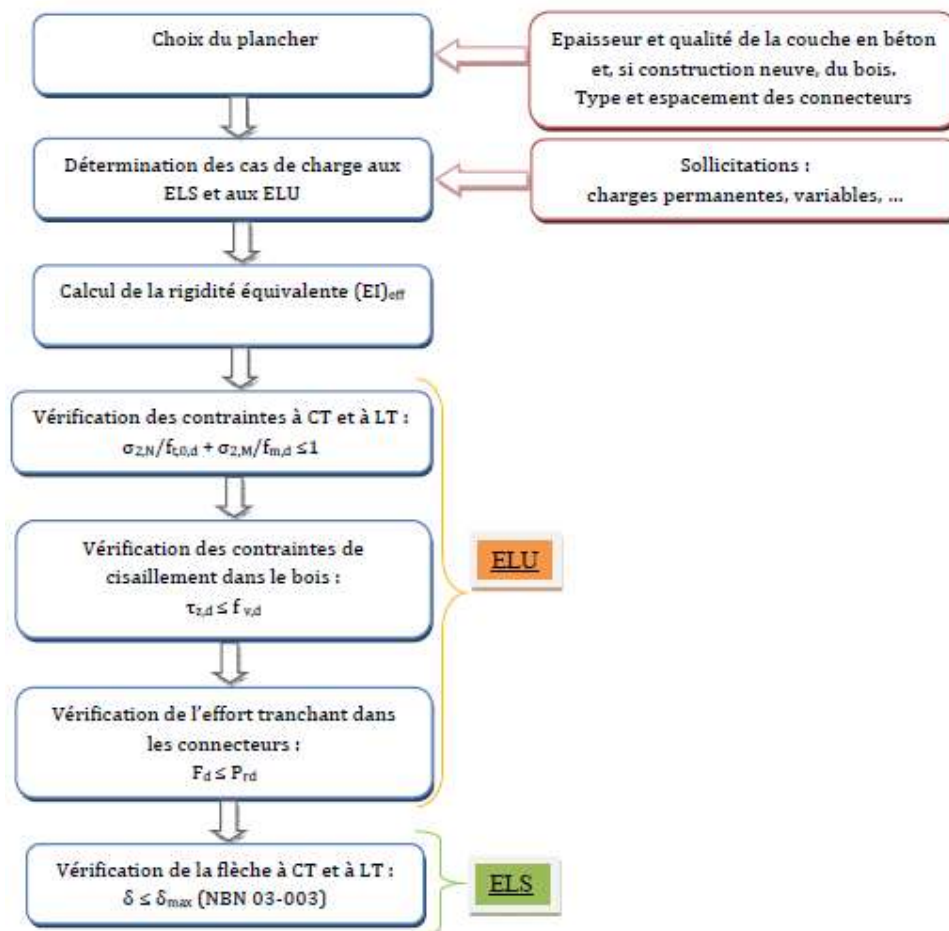


Figure 41 Etapes de calcul pour les planchers mixtes bois-béton [36]

Les étapes qui diffèrent d'un dimensionnement de solives classiques, comme vu dans la section plancher solives de la partie A : Etat de l'art, sont multiples.

- Calcul d'une rigidité équivalente $(EI)_{eff}$. La dalle et la solive fonctionnant ensemble et étant de matériaux et géométries différents, il faut donc calculer une rigidité équivalente, qui est fonction des caractéristiques des matériaux, de leur géométrie et du module de glissement à l'interface.
- Vérification des sections en flexion composée. En effet, la liaison apporte une contrainte de compression dans le béton et de traction dans le bois. Il faut donc en tenir compte lors de la vérification ELU.

- Vérification du cisaillement dans le bois. D'habitude, lors d'un calcul de plancher, cette vérification est négligée comme les contraintes en flexion sont nettement supérieures à celles de cisaillement.
- L'effort tranchant dans les connecteurs. Il existe plusieurs types de connecteurs différents, il faut donc choisir celui qui résistera à l'effort tranchant existant à l'interface béton-bois.

Pour calculer les performances du plancher mixte, nous avons pris les hypothèses suivantes :

- Charge fixe de 3,75 [kN/m²] et charge répartie de 3 [kN/m²]
- Section de solive 10x30 [cm²] en bois de hêtre
- Epaisseur de la dalle en béton de 10 [cm]
- Connecteurs HBV, 1 rangée³
- Critères de flèches court-terme et long terme L/500 et L/300 respectivement

Les calculs de dimensionnement sont explicités dans l'annexe n°3. Ci-dessous, un tableau reprenant les performances d'un tel plancher.

	Portée max [m]	Critère de flexion composée [-]		Critère de cisaillement dans le bois [-]	Critère de flèche	
Critère		CT	LT	LT	CT	LT
Entraxe 0.5m	9	0.36	0.54	0.35	0.73	0.99
Entraxe 1m	7.8	0.5	0.67	0.61	0.82	0.99
Entraxe 2m	6.4	0.62	0.81	0.995	0.83	0.97

Tableau 7 - Performances plancher mixte bois-béton

Nous observons encore une fois que c'est le critère ELS long-terme qui est dimensionnant, pour les grandes portées (petits entraxes)

Par contre pour l'entraxe de 2m, le critère dimensionnant est le cisaillement dans le bois. Ceci est dû à la trop grande charge subie par les solives, le béton ne participant pas à cette résistance.

Les performances d'un tel plancher sont nettement meilleures qu'un plancher sans connecteurs (9m avec connecteurs et seulement 6m sans connecteurs).

Mais ces performances ont quelques défauts :

- Premièrement, nous l'avons vu, la résistance en cisaillement de la section en bois ne peut pas être dépassée. Ce qui entraîne une certaine restriction sur la charge appliquée sur le plancher puisque la seule façon d'augmenter cette résistance est d'augmenter la section.
- Le défaut suivant vient des connecteurs. En effet, ceux-ci, outre leur coût important, doivent être méticuleusement placés et collés, sinon leurs caractéristiques mécaniques baissent drastiquement.

Ainsi, le mixte permet de bonnes performances, mais pas à moindre coût. De plus, il ne permet pas encore d'atteindre avec des solives les performances des hourdis béton que nous avons décrites dans la section sur les planchers en béton.

³ Le choix de ce connecteur plutôt qu'un autre a été effectué grâce au mémoire d'un étudiant de l'université de Laval, Québec, "Ponts composites bois-béton en portée simple : théorie, essais et conception" [37]

3.3. Conclusion

En étudiant et comparant plusieurs sortes de planchers en bois, on se rend vite compte que certains sont plus performants que d'autres, sans toutefois atteindre des capacités telles que celles des planchers en béton, qui sont très impressionnantes et atteignent des portées incroyables. La seule exception dans ce constat concerne les hourdis en bois qui peuvent être tout aussi bons. Cependant, leur prix n'est pas démocratique du tout, ce qui rend leur emploi beaucoup moins fréquent.

Il serait très intéressant que de telles portées soient également atteintes en employant le bois. Cela rendrait ce matériau plus compétitif face au béton, et en encouragerait l'emploi plus régulier. C'est pourquoi, dans une pure démarche d'innovation, le système « actif » va tenter d'amener les autres planchers à des performances similaires.

PARTIE B : Le système actif

Il est maintenant temps d'entrer dans le vif du sujet. Nous présentons dans cette partie le principe du système actif et son fonctionnement. Toute la théorie le concernant, ainsi que les résultats sont également exposés, pour finir avec un point de conception.

1. Qu'est-ce que le système actif ?

Pour bien imaginer le système actif, prenons l'exemple d'une solive de plancher sur deux appuis. Si cette solive est chargée uniformément, une déformation va apparaître instantanément, appelée flèche à court terme.

Cette déformation est due à plusieurs critères comme la rigidité du plancher, la charge et la portée de celui-ci. Elle ne peut donc être réduite qu'en diminuant la charge ou la portée (ce qui, souvent, n'est pas bénéfique à l'ouvrage) ou en augmentant la rigidité.

Si la solive travaille sous ce même cas de charge pendant un certain temps, une deuxième déformation va apparaître : c'est la flèche dite à long terme, aussi appelée flèche de fluage. Comme mentionné dans le chapitre sur le matériau bois, ce dernier a tendance à fluer. C'est un phénomène qui ne peut être contrôlé de manière dimensionnelle : le fluage interviendra toujours, et de manière très importante sur le long terme.

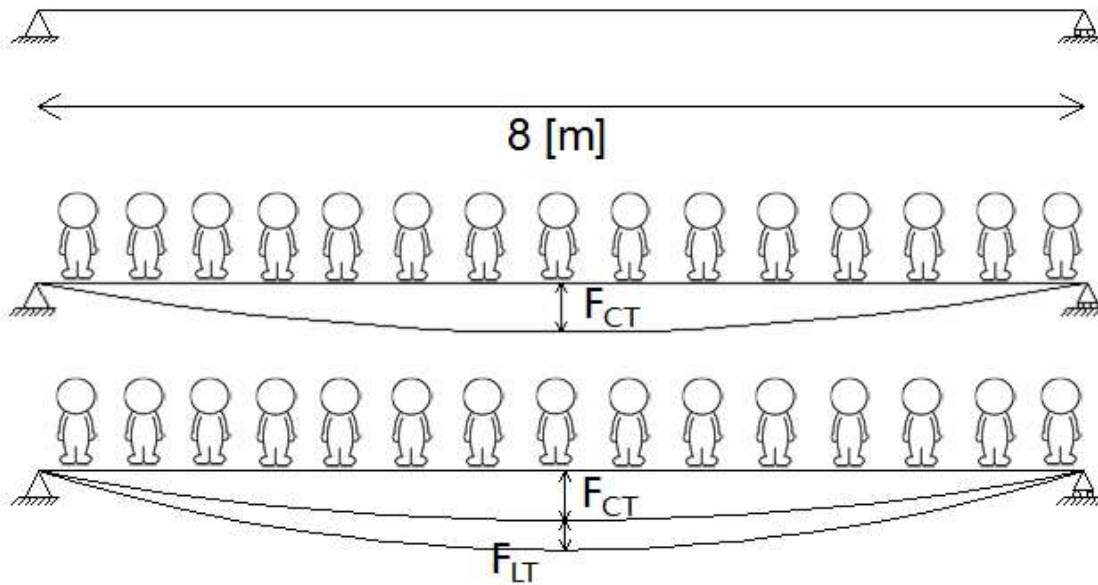


Figure 42 - Illustration des déformations court terme et long terme

Si nous traçons les graphes de l'évolution de la flèche au court du temps, pour une poutre sur deux appuis de portée L nous obtenons la courbe rouge ci-dessous.

Evolution de la flèche au cours du temps

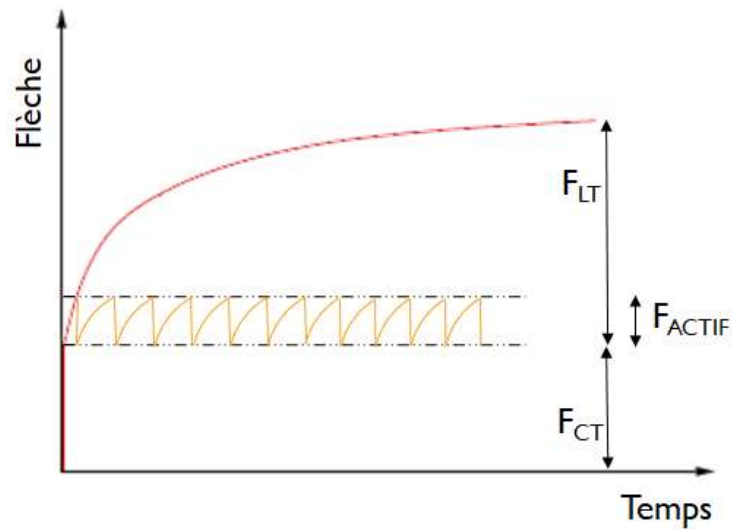


Figure 43 - Evolution de la flèche au cours du temps

Nous observons que la flèche à long terme est beaucoup plus importante que celle à court terme.

Pour permettre l'utilisation du bois comme matériau supportant d'importantes charges, il nous faut dès lors trouver un système permettant d'annuler cette flèche à long terme.

C'est ici qu'intervient le système actif. En effet, imaginons un système de vérinage qui viendrait remonter la poutre automatiquement en s'appuyant sur un câble prétendu dès qu'une certaine déformation est atteinte, cela permettrait de contrer le problème de la flèche à long terme. C'est le système que nous avons imaginé et qui est représenté sur la figure ci-dessous.

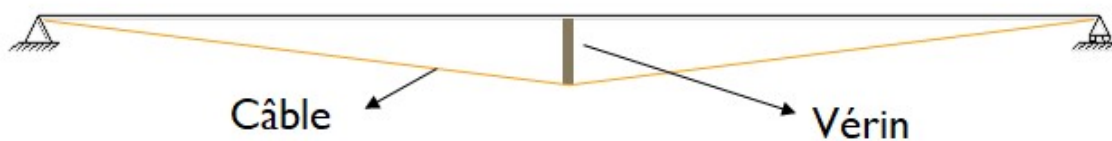


Figure 44 : Illustration du système actif

Ce système est composé d'un câble, ancré dans une dalle en béton se situant au-dessus de la solive en bois et venant supporter en son point bas un élément vertical contenant un vérin.

Lorsque le vérin s'allonge, cela va induire une augmentation de la précontrainte dans les câbles, permettant ainsi de remonter la poutre.

Cette étude ne concerne que le point de vue théorique d'un tel système, le paramètre du prix n'est donc pas présent ici, bien que nous soyons tout à fait conscients que mettre des vérins sur chaque solive d'un plancher est impensable économiquement.

Ce faisant, cela permettrait, comme le montre la courbe jaune de la Figure 43, d'avoir un tracé non plus asymptotique comme la courbe rouge mais en dent de scie comme la courbe jaune, limitant grandement la flèche à long terme.

Faisons remarquer que ce système pourrait également servir dans le cas d'un bâtiment qui changerait d'usage. Si un bâtiment de bureaux (3kN/m^2) doit se transformer en bibliothèque ($7,5\text{kN/m}^2$), cela sera tout à fait envisageable avec ce système, en rajoutant de la précontrainte dans le câble au moyen du vérin, pour de nouveau supprimer la déformation relative à la nouvelle charge appliquée.

Pour dimensionner un plancher ou tout autre élément structurel il existe trois critères : le critère de résistance dit ELU, et deux critères de services, ELS court terme (flèche à court terme) et ELS long terme (flèche à long terme). L'Eurocode 5 [28], qui définit les normes pour dimensionner les éléments d'un bâtiment en bois, impose des critères de déformations maximales très stricts pour les planchers. Ces critères sont repris dans le tableau ci-dessous :

	w_{inst}	$w_{net,fin}$	w_{fin}
Valeurs limites [-]	$L/300$ à $L/500$	$L/250$ à $L/350$	$L/150$ à $L/300$

Tableau 8 - Valeurs limites des flèches

Dans ce tableau, w_{inst} représente la flèche instantanée, à court terme, et w_{fin} la flèche à long terme ($w_{net,fin}$ n'intervenant qu'en cas de contre-flèche).

Le critère ELS long terme (ELS LT) est le plus dimensionnant, comme nous allons le voir ci-dessous.

Intéressons-nous à un plancher composé de solives de section (b,h), d'une longueur L et espacées par un entraxe de 45cm.

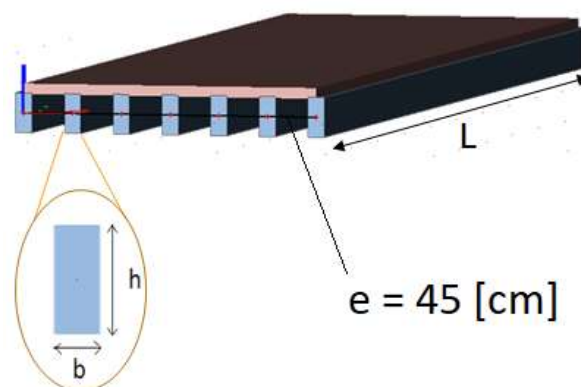


Figure 45 - Dimension d'un plancher type solives

Le plancher actif intervient, comme mentionné avant, dans le but de concurrencer les planchers en hourdis béton. En effet ceux-ci sont très performants, tant au niveau structurel, qu'acoustique et résistants au feu.

Prenons un plancher en hourdis béton SP320 type pour un bâtiment de bureau : nous avons 30cm pour les hourdis, 40cm pour les techniques [38], et un complexe au-dessus du hourdis de 20cm (acoustique, chape de compression, revêtement, etc...).

Dans le but de concurrencer le béton, il nous faut garder plus ou moins cette épaisseur pour le plancher en bois. En effet, la hauteur de plancher doit être optimisée dans le cadre du multi-étagé puisque la moindre hauteur ajoutée se répète sur tous les étages, la hauteur totale du bâtiment s'en voit donc fortement augmentée.

Prenons donc un plancher en bois en solive type qui répond à un certain niveau acoustique, avec des solives de 30cm de hauteur.

Si on garde des techniques de 40cm de diamètre, on obtient un plancher en bois d'une épaisseur plus ou moins équivalente à celle d'un plancher en béton.

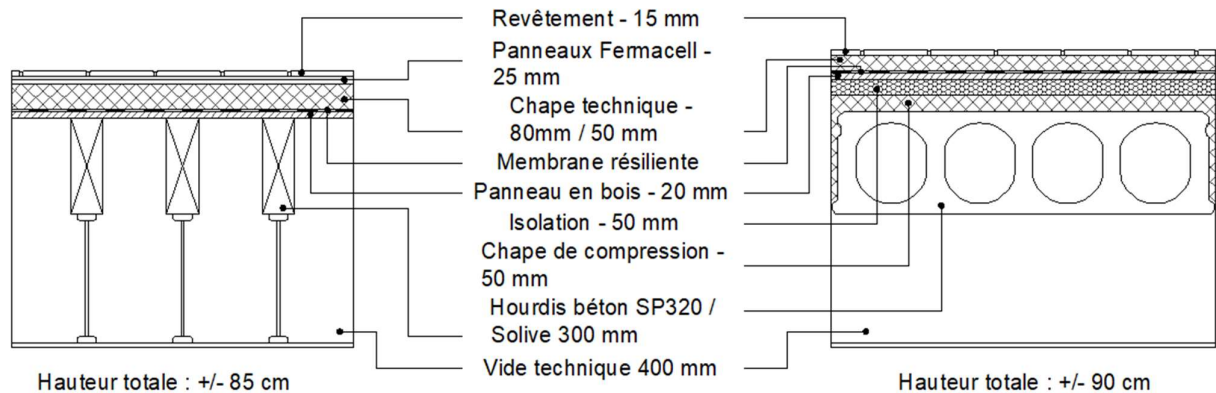


Figure 46 - Illustration d'un plancher solive type

En considérant une charge fixe de $3,75 \text{ kN/m}^2$ et une charge d'exploitation de bureau 3 kN/m^2 nous pouvons évaluer quel serait l'impact des divers critères de dimensionnement (ELU, ELS CT et ELS LT). Les critères ELS CT et ELS LT sont ceux de l'Eurocode [28] : $L/500$ et $L/300$ respectivement.

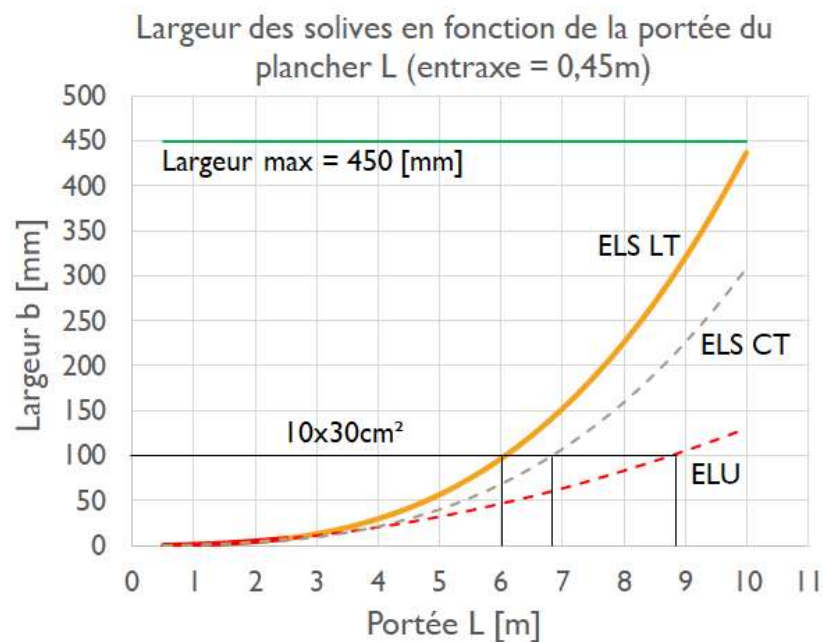


Figure 47 - Graphique de la largeur des solives en fonction de la portée du plancher

Ce graphe présente la largeur nécessaire des solives pour respecter les trois critères : ELU en pointillé rouge, ELS CT en pointillé gris et ELS LT en pointillé jaune. ⁴

Premièrement, il apparaît directement que l'ELU n'est vite plus dimensionnant. En effet, en prenant la section la plus grosse commercialement disponible (10X30cm²), le respect du critère ELU permet d'atteindre une portée de presque 9m de long tandis que le critère ELS LT ne permet d'atteindre que 6m. Le critère ELS CT est bien limitant lui aussi puisque la portée maximale est de moins de 7m.

Deuxièmement, la portée maximale que pourrait atteindre un tel plancher serait de 10m puisque à cette portée nous atteignons une largeur de 45cm, autrement dit un plancher plein. Or les hourdis béton SP320 sous ce cas de charge peuvent atteindre jusqu'à 12m de portée. Ce qui est bien plus, considérant aussi le prix que coûterait un plancher plein de 30cm d'épaisseur par rapport à celui en hourdis.

Il y a donc un problème de performance du matériau bois en termes de critères en service. Ceci est dû non seulement à son fluage pour le long terme mais aussi au manque de rigidité de ce matériau.

Le premier problème, le fluage, peut être pris en charge par le système actif, comme vu précédemment.

Le deuxième problème est celui de la rigidité.

Cette dernière est directement responsable de la flèche, plus elle augmente plus la flèche va diminuer. L'équation de la déformation instantanée d'une poutre sur deux appuis et chargée uniformément est donnée par :

$$f = \frac{5qL^4}{384EI}$$

Cette équation fait intervenir la charge répartie q , la portée L et la rigidité équivalente de la poutre EI .

Celle du bois est trop faible. En effet, rien qu'en regardant les modules d'élasticité des deux matériaux bois et béton, il en ressort que celui du bois est 3 fois moins important que celui du béton. ($E_{\text{bois}} = 10.000 \text{ [MPa]}$ et $E_{\text{béton}} = 30.000 \text{ [MPa]}$)

Là-dessus aussi le système actif intervient : le vérin venant s'appuyer à mi portée sous la poutre, il agit comme un appui élastique au centre de cette poutre. Ce qui a pour conséquence de rigidifier l'ensemble : l'appui élastique va donner un système hyperstatique, donc plus rigide.

⁴ ELU représente l'état limite ultime, ELS CT et LT représentent les états limites de service à court terme et à long terme respectivement.

2. Comment ça marche ?

Comme nous pouvons le voir sur la figure 49, le système actif consiste en un ensemble de câble sous-tendu sous la poutre, supportant un vérin. Lorsque le vérin s'allonge, la précontrainte dans les câbles va être augmentée et ainsi faire remonter le centre de la poutre à son point d'origine. Cela permet d'annuler sa déformation. Cet allongement du vérin se fera automatiquement : lorsque une certaine déformation est atteinte (mesurée à l'aide d'inclinomètres posés sous la poutre), le vérin s'activera.

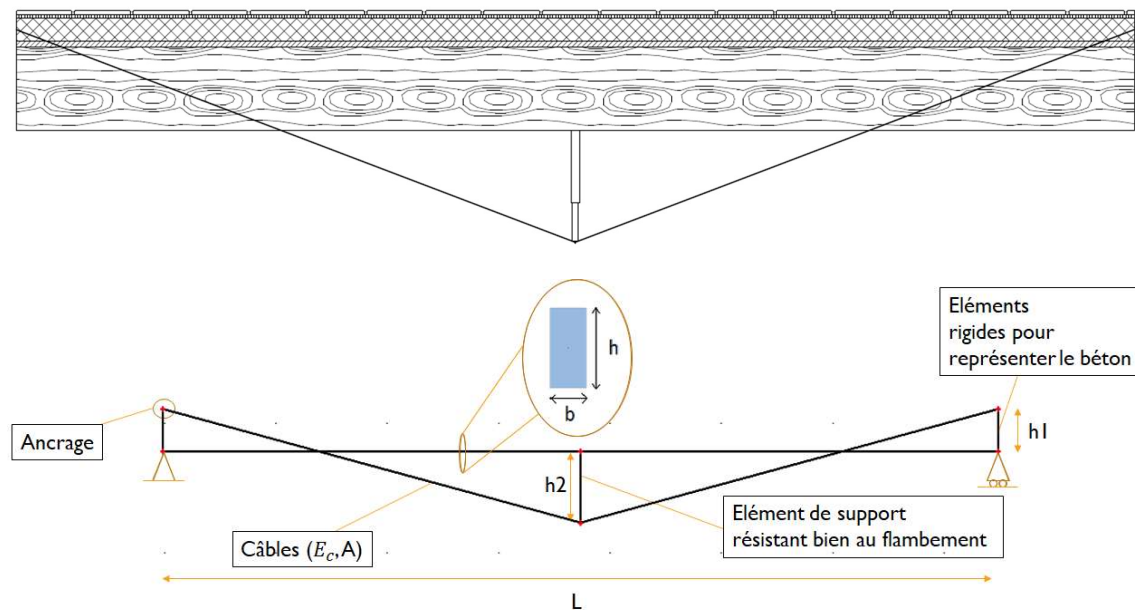


Figure 48 - Modélisation réelle et filaire du système actif

Déterminer l'allongement du vérin qui annulerait la flèche à long terme est équivalent à déterminer la précontrainte dans les câbles qu'il faut mettre pour que ceux-ci remontent.

Pour ce développement théorique, nous allons considérer que l'interface entre la poutre en bois et la dalle de béton dans laquelle est ancré le câble est parfaitement lisse, que le glissement est donc parfait.

Ce développement d'équations se déroulera en 3 étapes : le lien existant entre la précontrainte et la flèche du système, la détermination de la raideur du système k et finalement le lien entre le cas de charge de base et celui utilisé dans la première partie de ce développement.

3. Théorie du système actif

3.1. Effet de la précontrainte

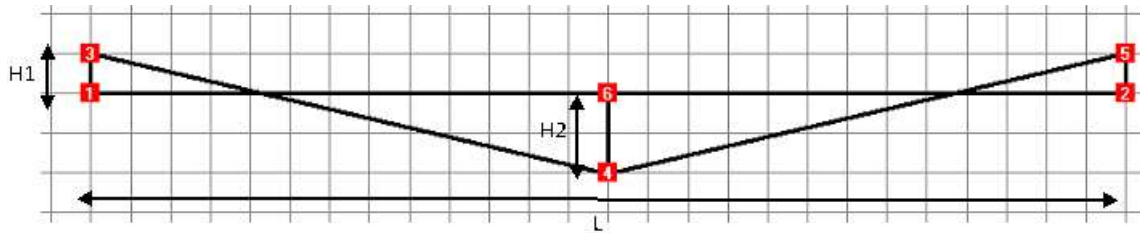


Figure 49 - Modèle théorique du système actif

Pour modéliser un plancher actif, nous avons considéré qu'une poutre de longueur L était soutenue par un câble à une distance H2, ce même câble étant ancré dans le béton à une hauteur H1.

Essayons de déterminer quelle précontrainte il faudrait mettre dans les câbles pour que la flèche à long terme soit annulée.

En considérant cette flèche par un effort qui pousserait le point bas du câble nous pouvons le modéliser comme suit :

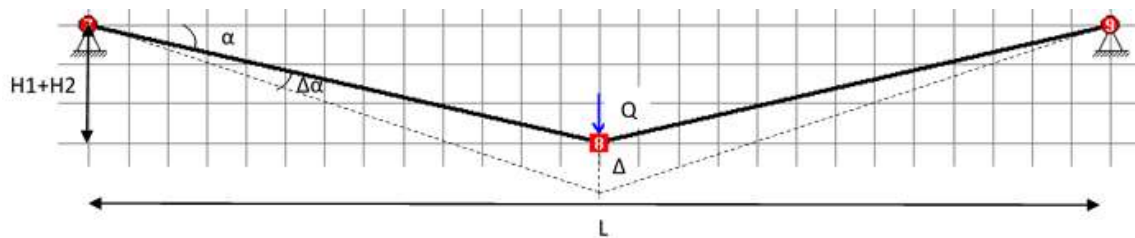


Figure 50 - Simplification du modèle

Nous pouvons premièrement déterminer géométriquement :

La longueur du câble $L_c = 2 * \sqrt{\left(\frac{L}{2}\right)^2 + (H1 + H2)^2}$

La force Q induit une composante dans le câble N qui vient s'ajouter à la précontrainte.

L'allongement du câble dû à cet effort normal s'écrit comme suit :

$$\Delta_c = \frac{N * L_c}{EA} \quad (1)$$

avec E et A respectivement le module d'élasticité et la section du câble.

Par géométrie : $\sin(\alpha + \Delta\alpha) = \frac{H1+H2+\Delta}{\frac{L_c+\Delta_c}{2}}$
 par (1) : $\sin(\alpha + \Delta\alpha) = 2 * \frac{H1+H2+\Delta}{L_c + \frac{NL_c}{EA}} = \frac{2}{L_c} * \frac{H1+H2+\Delta}{1 + \frac{N}{EA}} \quad (2)$

Si nous faisons un équilibre des forces au point d'application de la force (point bas du câble) :

$$2 * (N + P) * \sin(\alpha + \Delta\alpha) = Q$$

En remplaçant par (2) nous obtenons :

$$\frac{4}{L_c} * (N + P) * \frac{H1+H2+\Delta}{1 + \frac{N}{EA}} = Q \quad (3)$$

Par géométrie nous avons aussi :

$$\sqrt{(H1 + H2 + \Delta)^2 + \left(\frac{L}{2}\right)^2} = \frac{1}{2} * (L_c + \Delta_c)$$

En élevant les termes au carré, cela nous donne :

$$(H1 + H2 + \Delta)^2 + \left(\frac{L}{2}\right)^2 = \frac{1}{4} * (L_c^2 + 2L_c\Delta_c + \Delta_c^2)$$

En négligeant Δ_c^2 devant $2L_c\Delta_c$ et en remplaçant L_c par son expression :

$$(H1 + H2 + \Delta)^2 + \left(\frac{L}{2}\right)^2 = \frac{1}{4} * \left(4 * \left(\left(\frac{L}{2}\right)^2 + (H1 + H2)^2\right) + 2L_c\Delta_c\right)$$

Et donc, en simplifiant l'équation :

$$\frac{1}{2} * \Delta_c L_c = (H1 + H2 + \Delta)^2 - (H1 + H2)^2 \quad \text{ou} \quad \frac{\Delta_c}{L_c} = 2 * \left(\frac{H1+H2+\Delta}{L_c}\right)^2 - \left(\frac{H1+H2}{L_c}\right)^2 \quad (4)$$

Finalement, en reprenant (1) : $\frac{N}{EA} = \frac{\Delta_c}{L_c} = 2 * \left(\frac{H1+H2+\Delta}{L_c}\right)^2 - \left(\frac{H1+H2}{L_c}\right)^2$

D'où, (3) : $4 * \left(2 * \left(\frac{H1+H2+\Delta}{L_c}\right)^2 - \left(\frac{H1+H2}{L_c}\right)^2 + \frac{P}{EA}\right) * \left(\frac{H1+H2+\Delta}{L_c}\right) = \frac{Q}{EA}$

On a donc

$$8 * \left(\left(\frac{H1 + H2 + \Delta}{L_c}\right)^2 - \left(\frac{H1 + H2}{L_c}\right)^2\right) * \left(\frac{H1 + H2 + \Delta}{L_c}\right) + \frac{4 * P}{EA} * \left(\frac{H1 + H2 + \Delta}{L_c}\right) = \frac{Q}{EA} \quad (5)$$

Nous pouvons donc, à partir d'une charge Q donnée, d'un câble aux caractéristiques (E, A) connues et une géométrie (L, H1, H2) établie, déterminer une précontrainte P qui pourra annuler la flèche Δ.

3.2. Détermination de la raideur k

Pour trouver la force Q en fonction de la flèche à compenser, il nous faut trouver la raideur du câble dans la configuration ci-dessus.

Pour cela modélisons un câble qui a la même configuration géométrique mais soumis à une force de 1kN :

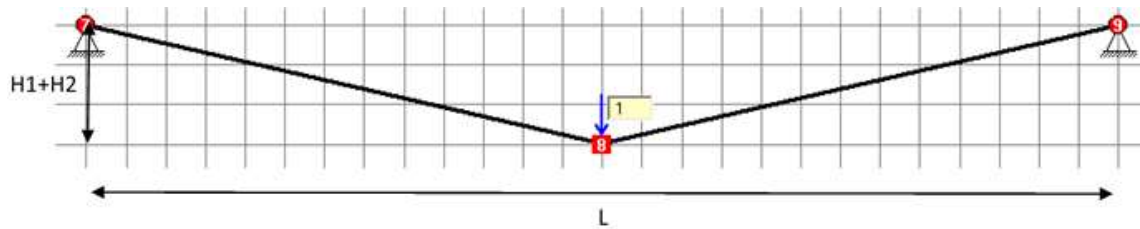


Figure 51 - Application du théorème de la force unitaire

Nous pouvons calculer la flèche verticale en son point bas en utilisant le théorème d'analogie de la poutre.

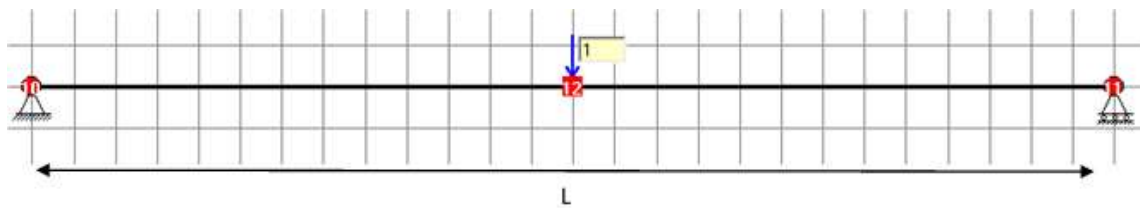


Figure 52 - Théorème de l'analogie de la poutre

Ce théorème stipule que la géométrie du câble est donnée par le diagramme des moments d'une poutre de même portée soumise au même cas de charge.

Nous calculons la réaction verticale aux appuis $R_v = \frac{Q}{2} = 0,5 \text{ [kN]}$

La réaction horizontale est trouvée par le fait qu'au point bas du câble le moment est nul :

$$(H1 + H2) * R_H - \frac{L}{2} * R_V = 0 \text{ d'où } R_H = \frac{LR_V}{2(H1+H2)} = \frac{L}{4(H1+H2)}$$

L'effort dans les câbles N est donné par : $N = \sqrt{R_H^2 + R_V^2}$

Et l'allongement des câbles $\Delta L = \frac{NL}{EA}$

Par géométrie, la flèche verticale est donnée par : $\Delta = \sqrt{\left(\frac{L_c}{2} + \frac{\Delta L}{2}\right)^2 - \left(\frac{L}{2}\right)^2} - (H1 + H2)$

Et ainsi, sachant que $\Delta = \frac{Q}{k}$ avec k la raideur, cette dernière est obtenue.

3.3. Détermination de la force Q

Une fois que la raideur est définie on peut trouver la précontrainte. En effet, nous pouvons modéliser le système actif comme une poutre avec un appui élastique en son centre qui possède la même raideur que celle du câble, précédemment calculée.

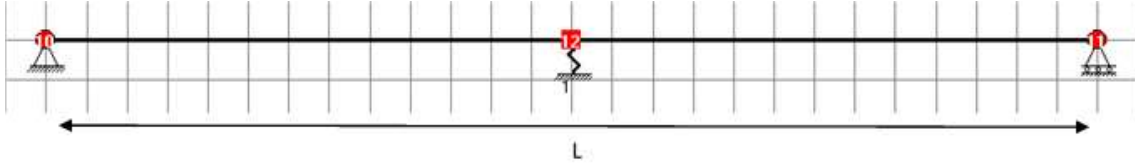


Figure 53 - Détermination de la force Q

La force est donc trouvée en résolvant une levée d'hyperstaticité en employant la méthode des forces pour trouver la force de réaction à l'appui élastique (force Q dans l'équation de la précontrainte (5)) :

$$8 * \left(\left(\frac{H1 + H2 + \Delta}{L_c} \right)^2 - \left(\frac{H1 + H2}{L_c} \right)^2 \right) * \left(\frac{H1 + H2 + \Delta}{L_c} \right) + \frac{4 * P}{EA} * \left(\frac{H1 + H2 + \Delta}{L_c} \right) = \frac{Q}{EA} \quad (5)$$

Les moments de force pour le cas de la force répartie et la force unitaire sont respectivement :

$$\begin{cases} M_{\Sigma F} = \frac{qL^2}{8} \\ m_{0,1} = -\frac{L}{4} \end{cases}$$

Les flèches associées sont données par :

$$\begin{cases} \delta_{\Sigma F} = \frac{5}{12} * (M_{\Sigma F} * m_{0,1}) * \frac{L}{EI} = -\frac{5L}{12EI} * \left(\frac{qL^3}{32} \right) \\ \delta_{0,1} = \frac{1}{3} * (m_{0,1} * m_{0,1}) * \frac{L}{EI} = \frac{L}{3EI} * \left(\frac{L^2}{16} \right) \end{cases}$$

Nous savons que $\delta_{\Sigma F} + \delta_{0,1} * R = -\frac{R}{k}$

Nous en concluons que la force de réaction $R = -\frac{\delta_{\Sigma F}}{\delta_{0,1} + \frac{1}{k}} = \frac{\frac{5qL^4}{384EI}}{\frac{L^3}{48EI} + \frac{1}{k}}$

Une fois notre force connue, nous pouvons dès lors trouver la précontrainte qu'il faut pour annuler la flèche verticale de la poutre Δ en utilisant le solveur Excel© (en minimisant cette dernière).

4. Résultats

4.1. Effet de la précontrainte

Pour rappel, le système actif est modélisé comme suit :

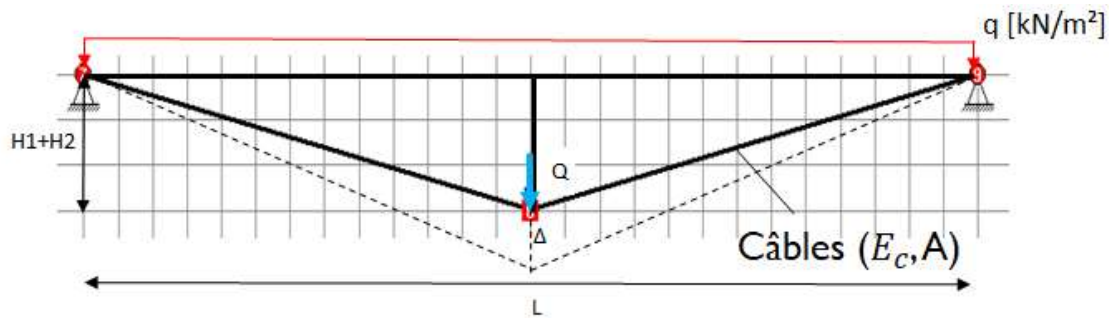


Figure 54 - Modèle actif

Pour étudier l'effet de la précontrainte sur la flèche, considérons les hypothèses suivantes :

- Charge répartie $q=9,54$ [kN/m²]
- Hauteur d'encastrement du câble et de support $H1+H2$ fixées à $0,74$ [m]⁵
- Les caractéristiques mécaniques du bois sont supposées être celles du hêtre ($E_{bois} = 15741$ [MPa])
- Les caractéristiques du câble sont connues
- Les dimensions de la section sont celles d'une section 10×30 [cm²]
- La portée L est fixée à 13 [m]

L'équation qui lie la flèche à la précontrainte est la suivante :

$$8 * \left(\left(\frac{H1 + H2 + \Delta}{L_c} \right)^2 - \left(\frac{H1 + H2}{L_c} \right)^2 \right) * \left(\frac{H1 + H2 + \Delta}{L_c} \right) + \frac{4 * P}{EA} * \left(\frac{H1 + H2 + \Delta}{L_c} \right) = \frac{Q}{EA}$$

L_c est une fonction de la portée L et des hauteurs $H1$ et $H2$. Et Q est fonction de q , L , de la rigidité du plancher EI et de la raideur k du câble.

En regardant quelle est l'évolution de la flèche en fonction de l'entraxe des solives, et ce pour plusieurs précontraintes, on obtient le graphe ci-dessous :

⁵ Ceci fait référence à la figure 47, on maximise cette hauteur par rapport aux données de la figure.

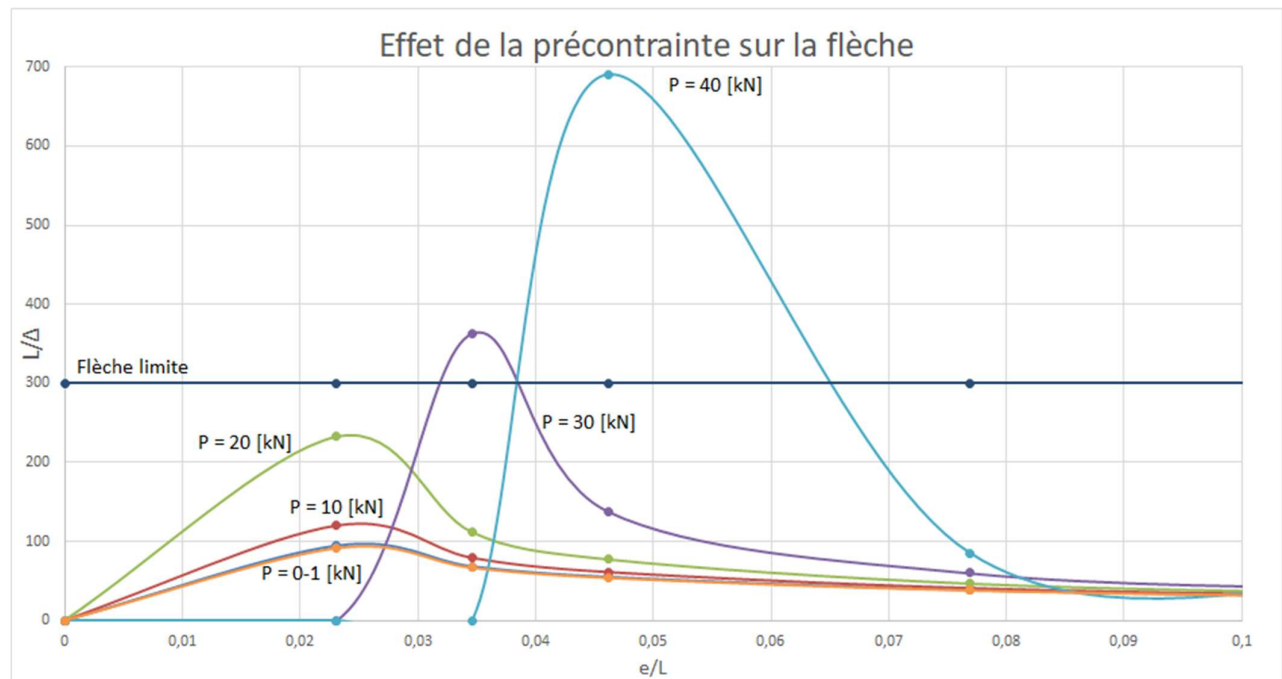


Figure 55 - Effet de la précontrainte sur la flèche en fonction de l'entraxe des solives

Ce graphe présente l'évolution de la flèche en fonction de l'entraxe des solives pour 6 précontraintes différentes ainsi que la flèche limite (critère $L/300$).

Il apparaît directement pour cette portée (13m) qu'en-dessous d'une précontrainte de 30kN il est impossible d'avoir un système viable (c'est-à-dire que même un plancher plein de 30cm de haut avec des vérins tous les 10cm ne respecte pas les critères ELS LT).

Pour les courbes de 30 et 40kN de précontrainte, lorsque l'on a un entraxe plus petit que celui qui donne le point haut des courbes, la précontrainte est trop grande et donc il y a une contre-flèche. Il y a donc une zone de fonctionnement qui apparaît, c'est la zone située entre la courbe de précontrainte et celle de la flèche limite.

Ainsi, en faisant ce graphe pour une portée, une charge et une section de poutre définies, on peut déterminer une zone de fonctionnement.

Il faut toutefois faire attention au critère ELU, bien qu'étant moins dimensionnant pour des grandes portées et que l'hypothèse de glissement libre sur l'interface bois/béton ait été prise en compte, les efforts pouvant être repris grâce à la précontrainte dépassent vite la résistance de la section de bois.

Pour vérifier cette résistance, il suffit de résoudre le système hyperstatique posé par les paramètres trouvés :

En reprenant la troisième partie du développement théorique (Détermination de la force Q) cette force Q déterminée n'est autre que la force de réaction de l'appui élastique.

Ainsi, il suffit de retrouver le moment maximal M_{max} de cette configuration et d'ensuite appliquer le critère de résistance en flexion :

$$\frac{M_{max}y}{I} \leq f_{m,d}$$

4.2. Comparaison avec le béton

Le but de ce plancher étant de concurrencer le béton, regardons à présent où se situe la performance du système actif face à celle du béton.

Ci-dessous sont reprises les performances des hourdis béton, nous allons regarder plus précisément le SP320 puisque sa configuration se rapproche le plus du système présenté précédemment.

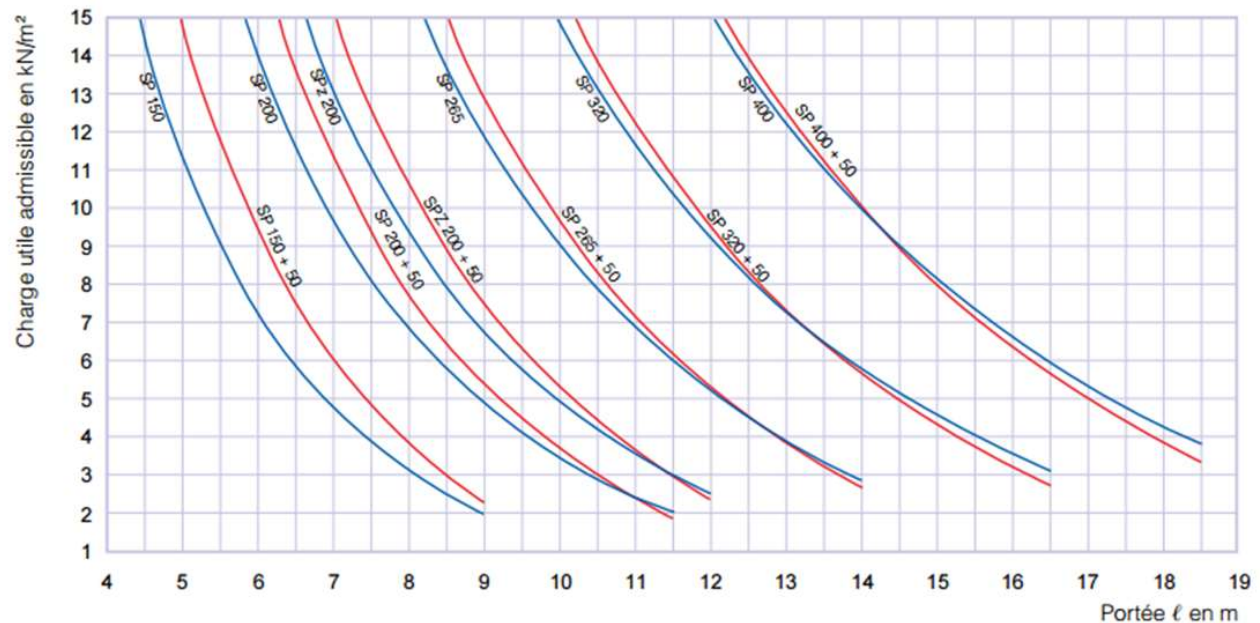


Figure 56 - Performances des hourdis béton [31]

Ce graphe nous montre la charge admissible en fonction de la portée du hourdis.

On peut voir que ce hourdis est très performant, de 10 à 14 mètres de portée, comme dit dans la section qui présente les planchers béton, pour un prix moindre.

Prenons maintenant le système actif.

Nous allons imaginer qu'une section de solive 30x30cm² est disponible sur le marché. Regardons, pour un entraxe de 1,5m, quelle est la charge admissible en fonction de la portée du plancher et de la précontrainte mise dans les câbles.

Les valeurs obtenues pour la charge maximale admissible pour chaque portée respectent le critère le plus dimensionnant entre l'ELU et l'ELS long terme. Le critère pour l'ELS LT peut à nouveau être traduit par une déformation verticale qui ne peut excéder $L/300$.

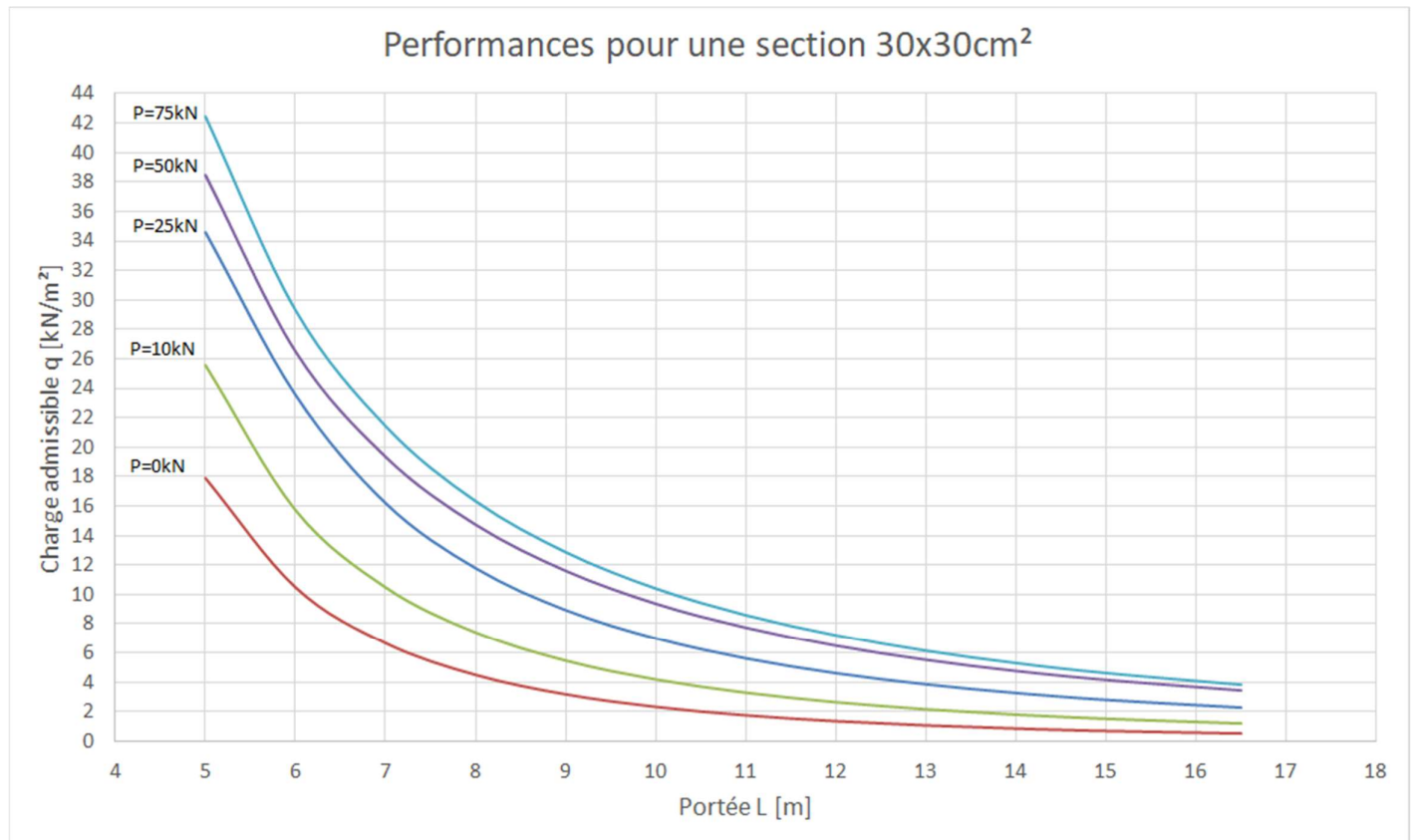


Figure 57 - Performances pour une section de 30x30cm² pour différentes précontraintes

La première observation à faire est la suivante : lorsque la précontrainte augmente, les performances du plancher sont nettement améliorées.

Deuxièmement, pour les trois premières courbes, précontrainte nulle, de 10 et de 25kN, c'est la flèche à long terme qui est limitante.

En effet, la précontrainte appliquée est encore trop faible pour permettre d'annuler complètement les effets de la flèche à long terme. Alors que pour les courbes de 50kN et 75kN, le critère ELU devient dimensionnant.

Passons maintenant à une échelle semblable à celle du béton afin de pouvoir mieux comparer les performances :

Comparaison béton/système actif

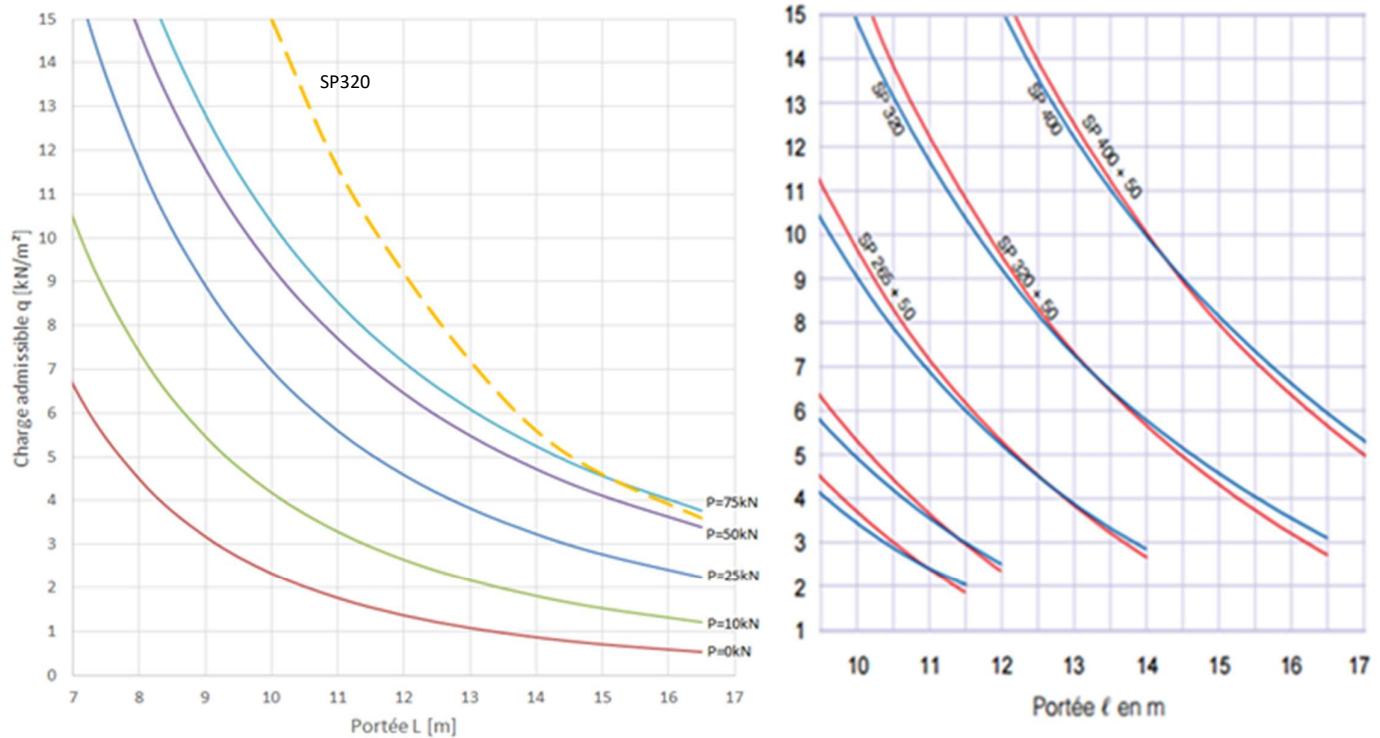


Figure 58 - Comparaison d'une solive 30x30cm² avec le système actif et d'un hourdi SP320 [31]

Ce graphique montre la comparaison d'un plancher composé de solives 30x30cm² en bois (avec comme hypothèses de calculs les caractéristiques du hêtre) équipé du système actif avec un plancher de hourdis SP320 en béton.

Nous pouvons voir directement que, malgré la précontrainte, le système actif placé tous les 1,5m ne concurrence pas le SP320. En effet, la meilleure performance atteinte dans ces configurations est la courbe avec 75kN de précontrainte. Or sur le graphique, la courbe pointillée jaune (représentant la performance d'un hourdis SP320) est majoritairement au-dessus de la courbe de 75kN de précontrainte. Il n'y a qu'à partir de 15m où elle est inférieure à cette dernière.

Quelles seraient les options pour améliorer un tel plancher ?

Trois options apparaissent :

- Augmenter la précontrainte

Augmenter la précontrainte nous donnerait une courbe plus haute sur le graphe charge admissible-portée, comme cela apparaît clairement sur la Figure 58. Cependant, il est aisé d'observer que le bénéfice de la précontrainte en termes de gain de performances décroît au fur et à mesure que la précontrainte augmente. En effet, l'écart entre les courbes diminue fortement en fonction de l'augmentation de la précontrainte.

De plus, la précontrainte ne peut être augmentée infiniment. Effectivement, la précontrainte n'est pas la seule force que subit le câble soutenant le vérin, il y a aussi la composante horizontale de l'effort réparti sur la solive transmis dans le câble par ce même vérin.

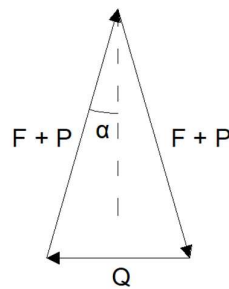


Figure 59 - Schéma montrant l'équilibre des forces

Le problème étant que plus l'effort dans ce câble est grand, plus sa section doit être grande. Dans le but de conserver une légèreté acquise par la structure en bois, les câbles doivent rester assez fins afin de garder cet esprit épuré.

- Augmenter la section

La deuxième option possible est d'augmenter la section des solives. En effet, cela aurait des bénéfices non seulement sur la résistance (ELU) mais aussi sur la rigidité du plancher et permettrait donc une réduction de la flèche.

Augmenter la section apporte néanmoins aussi un point négatif : celui d'augmenter l'épaisseur totale du plancher. Or comme dit précédemment, la moindre variation dans cette épaisseur va se répéter sur chaque étage du bâtiment multi-étagé et ainsi augmenter la hauteur totale du bâtiment, ce qui n'est forcément pas acceptable.

On verra tout de même dans le chapitre suivant, lorsque l'aspect acoustique est étudié, qu'il est possible de réduire le complexe acoustique et par extension la charge fixe pour une même performance que celle d'un hourdis béton. Concrètement, nous aurions un schéma comme ci-dessous.

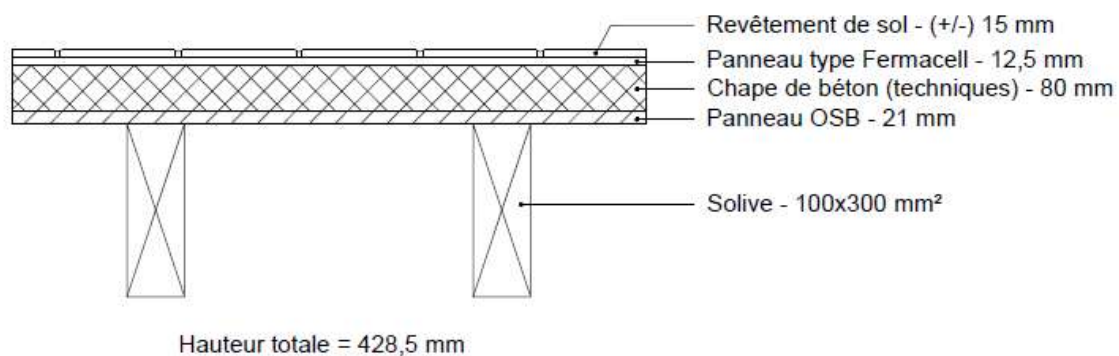


Figure 60 - Complexe plancher acoustiquement optimisé

Cela permet non seulement d'être concurrent au béton à un autre niveau (acoustique) mais aussi de pouvoir augmenter l'épaisseur des solives afin d'augmenter les performances structurelles du plancher.

- Diminuer l'entraxe

La distance entre les solives va déterminer la charge répartie qu'elles vont devoir soutenir. Ainsi en diminuant l'entraxe, on va pouvoir augmenter les performances structurelles du plancher.

Regardons ce qu'il en est en prenant un entraxe de 1m.

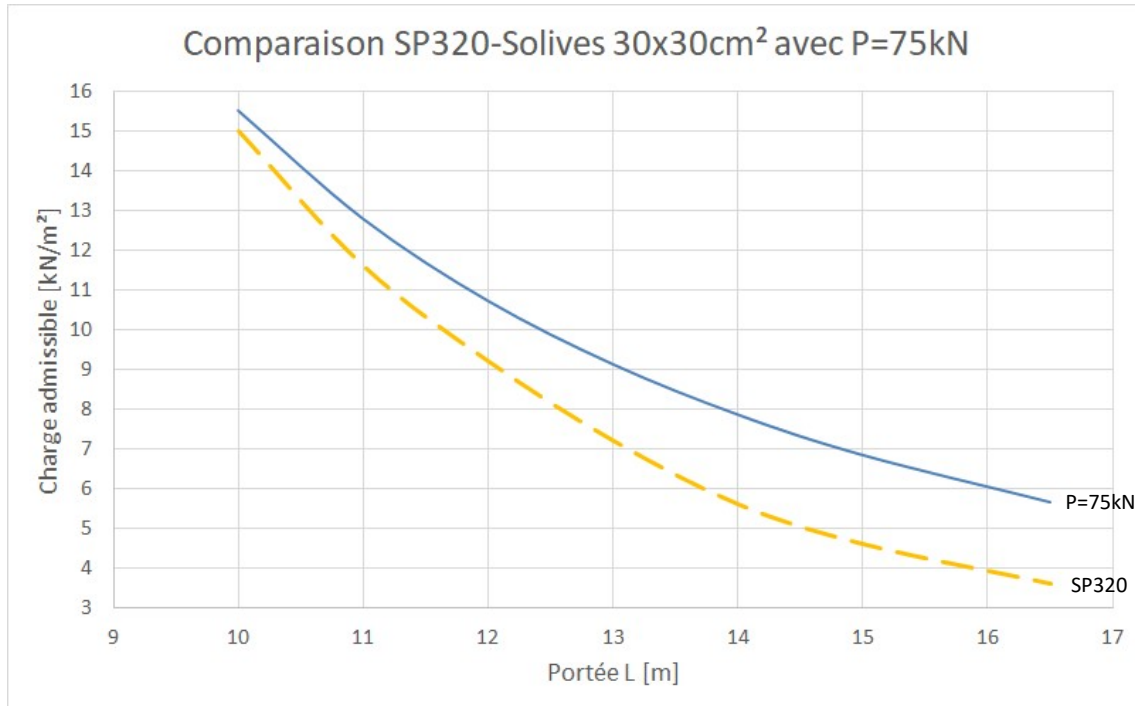


Figure 61 - Comparaison d'un plancher solives 30x30cm² avec une précontrainte de 75kN espacées de 1m et d'un hourdis béton SP320

On voit directement qu'en diminuant l'entraxe d'un demi-mètre, les performances du plancher actif s'en trouvent nettement améliorées. Elles dépassent largement les performances du SP320, en pointillé jaune sur le graphe.

En contrepartie, diminuer cet entraxe va avoir comme conséquence d'augmenter le nombre de poutre et donc le nombre de système actif. Ce qui n'est pas forcément souhaité. Bien que, comme nous le verrons dans la partie suivante où nous aborderons la conception de ce système, il est possible de mettre en œuvre un système de transmission de l'effet de précontrainte entre deux solives consécutives. Les vérins coûtant cher, plus l'entraxe est petit, moins le système est faisable, bien que, comme dit précédemment, la question financière d'un tel type de plancher n'est pas abordée ici.

Ainsi, les deux actions possibles pour augmenter les performances sont 1° augmenter la section et 2° diminuer l'entraxe. Les deux ont des conséquences négatives sur le plancher, autant sur le plan financier pour la diminution de l'entraxe (nombre de vérins qui augmente), que sur le plan performance pour l'augmentation de la hauteur de la section, en effet, cela aura pour effet d'augmenter l'épaisseur de plancher et donc la hauteur finale du bâtiment. Ces conséquences sont néanmoins surmontables.

Pourtant, une des deux solutions est une meilleure optimisation du plancher. En effet, pour obtenir les mêmes performances que la réduction de l'entraxe à 1m mais en ne voulant pas changer celle-ci, il faut augmenter la hauteur de la section de 10cm. Cela donne donc des sections de 30x40cm².

Or au niveau du volume de bois utilisé, une réduction de l'entraxe de 50cm, provoque une augmentation du volume de bois de 50% en plus de celle du nombre de système actif. Par ailleurs une section de 30x40cm² ne va provoquer qu'une augmentation de 33% du volume de bois, et ce sans avoir recourt à un nombre plus important de vérin et de câbles.

Ainsi la solution qui consiste à augmenter la section des solives reste préférable à celle de diminuer les entraxes, d'un point de vue optimisation.

5. Conception

Afin d'aborder un peu plus concrètement le système actif et surtout ses différents composants, prenons le cas d'une solive 30x40cm² de 12m de long, chargée par un effort de 8kN/m² et sous-tendue par des câbles.

Les différents éléments à dimensionner sont le câble en acier, le vérin et l'ancrage dans le béton.

5.1. Câbles en acier

Pour ce cas de charge là, la précontrainte nécessaire pour respecter le critère de flèche à long terme est de 66kN. Afin de dimensionner le câble nécessaire pour ce cas de charge, il faut calculer la charge totale qu'il y a dans ce câble.

Cette charge est donnée par la formule suivante :

$$N = \sqrt{R_v^2 + R_h^2}$$

Avec R_v et R_h les réactions d'appuis verticale et horizontale du câble.

Celles-ci se calculent assez facilement avec la géométrie du câble.

Nous trouvons une force N dans le câble de 150kN.

Pour avoir la dimension du câble, il faut vérifier la relation suivante :

$$\frac{N}{A} \leq f_t$$

Ainsi, sachant que la résistance des câbles en acier en traction est de 1860MPa, la section minimale est de 81mm². Nous prendrons comme câble un câble 7 torons de diamètre 12,5mm (annexe n°4), ce qui fait une section nominale de 93mm².

5.2. Vérin

Pour le vérin, il faut remplir deux conditions : premièrement il faut pouvoir supporter la charge verticale venant du plancher et secondement, il faut pouvoir faire un allongement qui puisse fournir la précontrainte suffisante.

La charge à supporter est donnée directement par la méthode des forces comme décrit dans le paragraphe Détermination de la force Q, dans le chapitre Théorie du système actif.

Ici, la force à supporter est de 21kN.

La course minimale du vérin est donnée par la flèche qu'aurait le câble si la précontrainte était nulle :

En effet, la précontrainte est en fait l'effort dans le câble qui est responsable de la remontée verticale de celui-ci.

La flèche sans précontrainte étant de 220mm, la course du vérin devra être au minimum de cette valeur-là (annexe n°5).

5.3. Ancrages

Les ancrages dans le béton doivent transmettre l'effort contenu dans le câble à la dalle en béton. Il faut donc que la pièce d'ancrage et la dalle en béton soient suffisamment résistantes.

L'effort venant des câbles, il est donc oblique par rapport à la dalle en béton. Il peut ainsi être fractionner en deux composantes : une horizontale et une verticale. Ceci va donc induire de la flexion composée dans l'ancrage métallique aussi bien que dans la dalle en béton.

En reprenant le cas de charge du paragraphe « Câbles en acier », l'effort final contenu dans le câble est de 150kN. Ce qui donne comme composantes verticales et horizontales : $R_v = 9.2 [kN]$ et $R_h = 148.8 [kN]$.

Les résistances en flexion et en compression doivent être suffisantes mais aussi celle en flexion composée.

En utilisant les diagrammes ci-dessous, si la hauteur de béton est de 100mm, la section d'acier nécessaire est de $12 \times 33 \text{ cm}^2$, autrement dit, 11 barres de 12mm de diamètre (1 barre tous les 14cm).

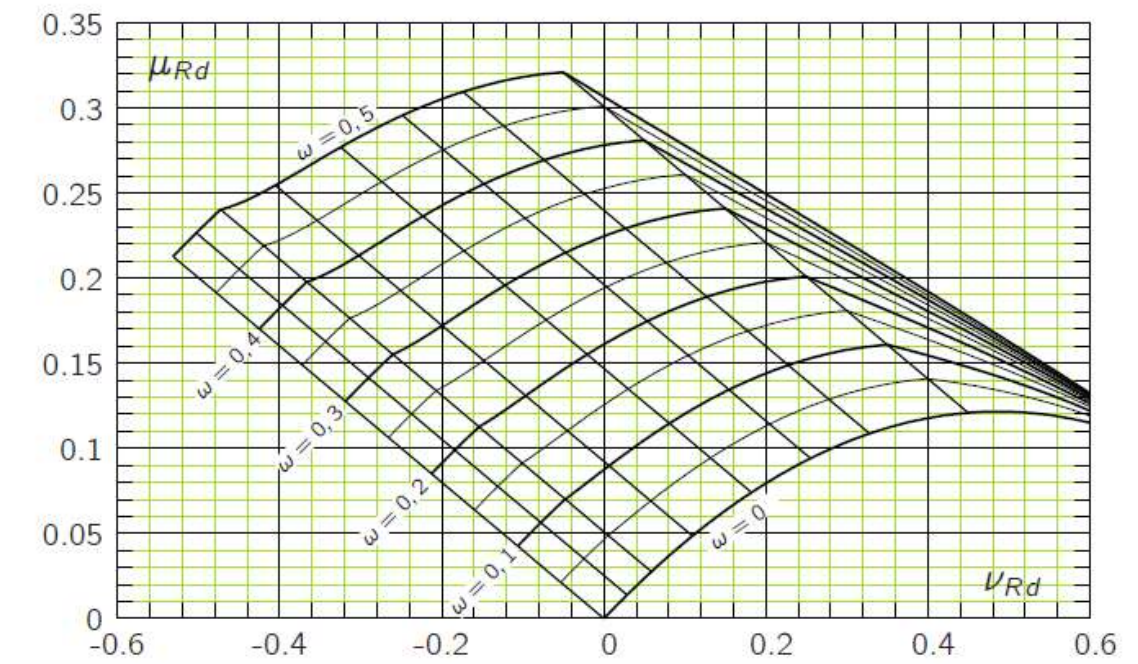


Figure 62 - Diagramme d'interaction adimensionnel : section rectangulaire avec armature simple [39]

Pour reprendre les efforts et ainsi les transmettre à la dalle en béton, une pièce d'ancrage est nécessaire. Si nous considérons un plat métallique de $100 \times 8 \text{ mm}^2$, les contraintes en compression, flexion et flexion composée sont inférieures à la résistance du plat métallique (acier S235).

6. Conclusion

Dans cette partie nous avons donc développé les équations permettant de lier les déformations du plancher avec la précontrainte des câbles. Lorsque la déformation est maîtrisée dans un plancher, les performances de celui-ci s'en voient nettement améliorées.

Premièrement, comme nous l'avons vu ici, les performances structurelles du plancher en bois augmentent grandement : nous avons réussi, avec une précontrainte et une section adéquates, à atteindre les performances des planchers en hourdis béton, et même à les dépasser.

Deuxièmement, comme nous allons le voir dans la partie qui suit, augmenter la rigidité du plancher augmente aussi sa résistance vibratoire. Résistance qui reste une faiblesse des planchers bois.

PARTIE C : Etudes complémentaires

Les planchers doivent, en plus de résister aux charges et d'avoir une déformation limitée, avoir une rigidité importante afin de réduire les effets de vibrations, une isolation phonique et thermique efficace ainsi qu'une certaine protection incendie. Différentes couches sont dès lors nécessaires pour répondre à toutes ces conditions.

Pour répondre aux contraintes acoustiques et limiter la mise en vibration du plancher, les composants lourds sont nécessaires dans l'élaboration du plancher. Les chapes ciment, des dalles béton, du sable sec, ou des composants équivalents augmentent nettement la charge, mais ont l'avantage de créer une bonne isolation phonique et d'augmenter la rigidité du plancher pour éviter la mise en vibration de celui-ci.

La partie qui suit présente trois études complémentaires réalisées afin de vérifier que le plancher « actif » pourrait répondre aux exigences réelle d'une conception de plancher. Une étude acoustique, une étude vibratoire et une étude feu sont donc présentées.

1. Acoustique

La première étude complémentaire que nous avons réalisée concerne l'acoustique. En effet, un plancher actif pourrait être placé dans un bâtiment de bureaux ou encore un bâtiment résidentiel. Hors, il est essentiel, pour le confort des habitants/travailleurs que l'isolement acoustique entre les locaux soit d'une certaine qualité.

Dans le chapitre qui suit, les bases de l'acoustique seront posées, ainsi qu'une méthode de calcul pour évaluer l'isolement acoustique d'un plancher. Nous verrons que cette méthode n'est pas très efficace et nous expliquerons alors vers quelle solution nous nous sommes tournés.

1.1. Bases de l'acoustique

Un son se propage dans l'air sous forme d'une succession d'alternances pression/dépression de l'air. En arrivant sur notre tympan, les compressions et décompressions d'air crée une vibration, caractérisée par une fréquence en Hz, une intensité en dB et une durée en s, min ou h. Les sons ainsi captés par l'oreille humaine s'étendent de 20Hz à 20kHz. [51]

Les pressions perceptibles par l'homme s'étalent sur un rapport d'un à plusieurs millions de manière logarithmique. On utilise donc l'échelle du décibel pour indiquer le niveau de bruit. Le décibel exprime le rapport entre la pression acoustique et une valeur de référence correspondant à un son imperceptible pour l'homme. On obtient ainsi une échelle allant de 0 à 140 dB. [51]

Il est aussi possible d'exprimer le niveau de bruit en niveau d'intensité acoustique [dB] ou en niveau de puissance acoustique [dB] moyennant quelques transformations

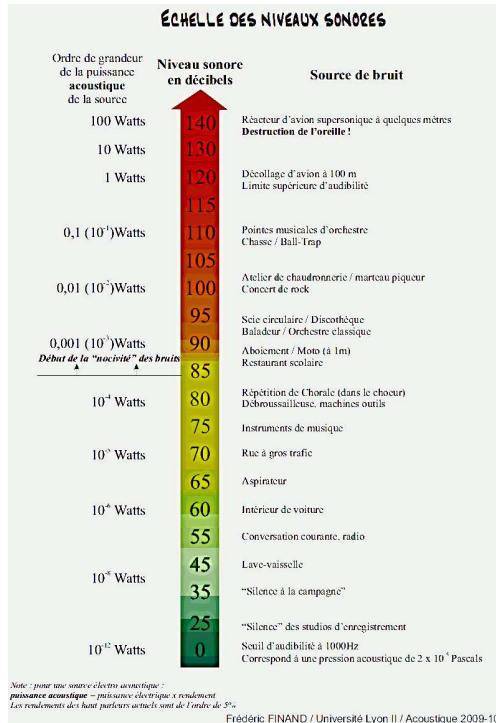


Figure 63 - Echelle des niveaux sonores [46]

Une source sonore émet un bruit qui possède une puissance sonore (W). S'il n'y a pas d'obstacle, cette puissance va se répartir dans toutes les directions. Ainsi, l'intensité acoustique (W/m²) diminue en

- Niveau de pression acoustique en [dB] :

$$N_p = 10 \log \left(\frac{p^2}{p_0^2} \right) \text{ [dB]}$$

p_0 = pression de référence égale à 20μ [Pa]

= correspond au seuil d'audition (0 dB) à 1000 [Hz]

p = pression étudiée [Pa]

- Niveau d'intensité acoustique en dB :

$$N_I = 10 \log \left(\frac{I}{I_0} \right) \text{ [dB]} \quad \text{avec } I_0 = \frac{p_0^2}{\rho_0 c} = 10^{-12} \text{ [W/m}^2\text{]}$$

- Niveau de puissance acoustique en dB :

$$N_W = 10 \log \left(\frac{W}{W_0} \right) \text{ [dB]} \quad \text{avec } W_0 = I_0 * 1 \text{ [m}^2\text{]} = 10^{-12} \text{ [W]}$$

Spectre de 0,00002 [Pa] à 200 [Pa] ainsi l'échelle logarithmique réduit l'étendue des valeurs

fonction de la surface sur laquelle la puissance sonore pourra se répartir, et ce au fur et à mesure que l'onde sonore s'éloigne de sa source. Si la distance parcourue par l'onde double, la surface quadruple (si l'hypothèse de champ libre est prise). Doubler la distance sans obstacle revient à retirer 6dB au niveau d'intensité acoustique. [51]

Il existe deux types de bruits : les bruits aériens et les bruits de choc.

Les bruits aériens sont ceux dont l'énergie créée est rayonnée directement dans l'air environnant la source.



Exemples : une conversation, un haut-parleur ; les appareils électroménagers et les véhicules sont considérés comme des sources de bruits aériens pour ce qui concerne l'énergie rayonnée directement dans l'air.

Les bruits de choc sont des vibrations matérielles ou solidiennes, créées à l'origine par le contact entre deux corps solides, c'est-à-dire par la vibration d'un corps transmise directement à la matière des solides qui sont en contact ou qui les prolongent.



Exemples : le bruit des pas, des portes qui claquent, la vibration d'un moteur transmise par son socle.

Lorsqu'un bruit se produit dans une pièce, il se transmet de plusieurs manières vers les locaux voisins. On remarque d'abord une composante directe via un élément (mur, plancher), où la transmission est la plus forte. Viennent ensuite des transmissions indirectes via les éléments adjacents, appelées « flanking », où la transmission est moindre.

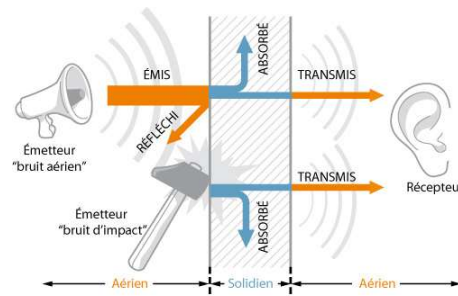
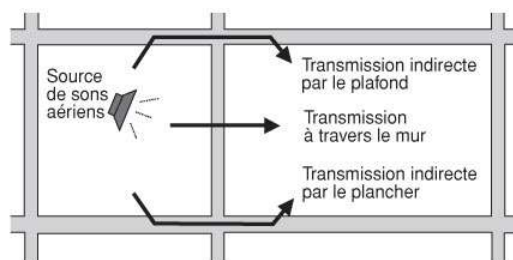


Figure 64 - Différents modes de transmissions du bruit [49] [47]

En acoustique, on ne parle pas de résistance, mais plutôt d'isolement. L'isolement acoustique est défini comme la valeur de la performance (c.-à-d. un résultat chiffrable) obtenue par suite d'actions entreprises pour isoler des bruits ou des vibrations.

Dans le cas d'un bruit aérien, on parlera de R_w qui est l'indice d'affaiblissement acoustique [dB].

Dans le cas d'un bruit de choc, on parlera de L_n qui est le niveau de pression pondéré [dB].

Ces deux grandeurs représentent seulement la composante directe de la transmission totale d'un bruit (de choc ou aérien).

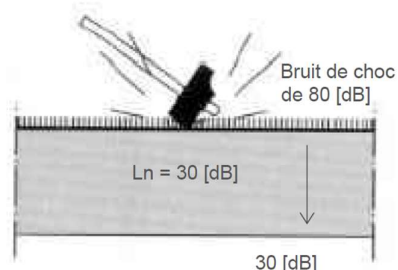
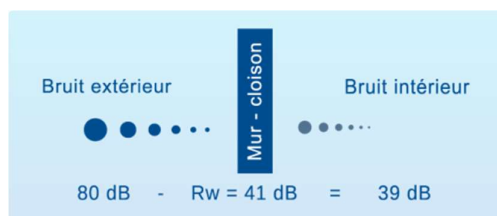


Figure 65 - Principes de fonctionnement des transmissions des bruits aériens et de choc [48]

Ces deux schémas aident à comprendre que dans le cas de l'affaiblissement acoustique R_w , on cherche à ce qu'il soit le plus grand possible, tandis que dans le cas du niveau de pression L_n , on cherche à le rendre le plus petit possible.

1.2. Normes

En acoustique, il est courant de raisonner en termes d'acceptabilité des niveaux de bruits, avec une approche qualitative in situ afin de compléter les mesures en laboratoire (situation ne reproduisant pas toute la complexité d'une situation réelle).

Pour les bruits aériens, la norme EN-ISO 717-1 [52] indique qu'il faut atteindre un indice d'affaiblissement acoustique d'au moins 54dB pour garantir un confort acoustique normal, c'est-à-dire qui satisfera au moins 70% des personnes. Pour le confort supérieur, c'est-à-dire 90% des personnes minimum satisfaites, on passe à 58dB.

Local d'émission hors de l'habitation	Local de réception dans l'habitation	Confort acoustique normal	Confort acoustique supérieur
Tout type de local	Tout type de local, sauf un local technique ou un hall d'entrée	$D_{nT,w} \geq 54 \text{ dB}$	$D_{nT,w} \geq 58 \text{ dB}$
Tout type de local d'une maison neuve mitoyenne	Tout type de local d'une maison neuve mitoyenne, sauf un local technique	$D_{nT,w} \geq 58 \text{ dB}$	$D_{nT,w} \geq 62 \text{ dB}$
Local d'émission dans l'habitation	Local de réception dans l'habitation	Confort acoustique normal	Confort acoustique supérieur
Chambre à coucher, cuisine, living, salle à manger et salle de bains (n'appartenant pas à la chambre/pièce de réception)	Chambre à coucher, bureau	$D_{nT,w} \geq 35 \text{ dB}$	$D_{nT,w} \geq 43 \text{ dB}$

Figure 66 - Tableau des exigences pour l'isolement au bruit aériens entre deux locaux [40]

Pour les bruits de choc, la norme EN-ISO 717-2 [52] indique qu'il ne faut pas dépasser un niveau de pression de 58dB pour assurer un confort acoustique normal. Pour le confort supérieur, cette valeur descend à 50dB.

Local d'émission hors de l'habitation	Local de réception dans l'habitation	Confort acoustique normal	Confort acoustique supérieur
Tout type de local	Tout type de local, sauf un local technique ou un hall d'entrée	$L'_{nT,w} \leq 58 \text{ dB}$	$L'_{nT,w} \leq 50 \text{ dB}$
Tout type de local, sauf une chambre à coucher	Chambre à coucher	$L'_{nT,w} \leq 54 \text{ dB}$	$L'_{nT,w} \leq 50 \text{ dB}$
Local d'émission dans l'habitation	Local de réception dans l'habitation	Confort acoustique normal	Confort acoustique supérieur
Chambre à coucher, cuisine, living, salle à manger et salle de bains (n'appartenant pas à la chambre/pièce de réception)	Chambre à coucher, bureau	—	$L'_{nT,w} \leq 58 \text{ dB}$

Figure 67 - Tableau des exigences pour l'isolement au niveau de pression du bruit de choc dans les locaux de réception [40]

1.3. Systèmes mis en œuvre

Deux principes sont mis en œuvre pour assurer un bon confort acoustique : la loi de masse et le principe masse-ressort-masse.

La loi de masse permet de donner une estimation de l'affaiblissement acoustique d'une paroi simple (donc constituée d'un seul matériau) en fonction de sa masse surfacique.

Cependant, chaque paroi possède une fréquence critique à laquelle son indice d'affaiblissement chute, c'est le phénomène de résonance. Généralement, cela se produit à une centaine de Hertz. Cette fréquence est principalement fonction de l'épaisseur de la paroi et du matériau considéré. Une paroi lourde a donc une fréquence de résonance basse puisqu'il est plus dur de la mettre en vibration.

En y ajoutant un isolant (laine minérale par exemple), on peut diminuer cette fréquence pour la déplacer vers des fréquences à moins de 100Hz, c'est-à-dire en dehors des fréquences des bruits du quotidiens. On améliore alors son isolement puisqu'il sera plus difficile d'exciter la paroi pour la mettre en résonance.

Lorsque les parois sont plus complexes, c'est la loi "masse-ressort-masse" qui entre en jeu. Les parois créées avec ce principe sont plus légères et ont un meilleur affaiblissement acoustique que celles faisant intervenir la loi de masse. Comme on peut le voir sur la figure 68, les cloisons externes représentent les masses, tandis que ce qui se trouve entre les deux parements représente un ressort. Si aucun matériau isolant n'est placé entre les deux parements, la lame d'air joue le rôle de ressort et participe légèrement à la dissipation des ondes arrivant sur la paroi. Apporter un matériau isolant comme de la laine minérale a tout son intérêt : l'affaiblissement acoustique est amélioré car la dissipation des ondes est plus importante du fait que l'isolant joue un rôle d'amortisseur. Ainsi, pour des indices d'affaiblissement équivalents, on obtient des parois bien plus légères que pour des parois simples. [45]

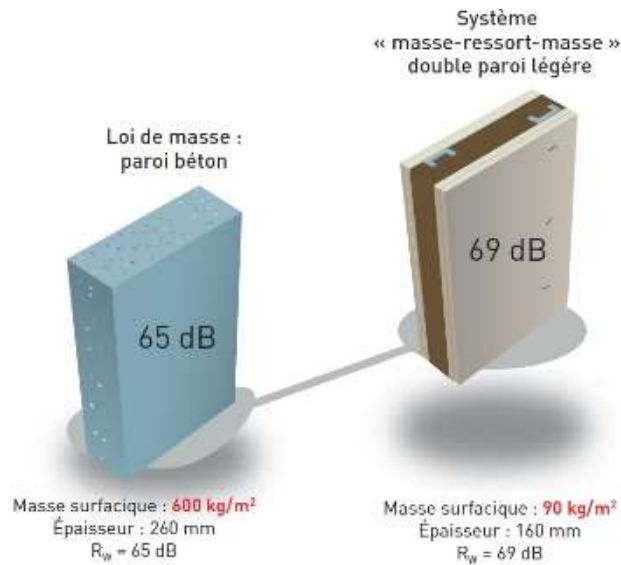


Figure 68 - Comparaison de la loi de masse et du système masse-ressort-masse [45]

Le bois, dont la masse volumique est environ quatre fois moindre que celle du béton (600kg/m^3 pour du pin contre 2.300kg/m^3) et pas loin de 3,5 fois moins élevée que celle de la brique pleine (2.000kg/m^3), part avec un désavantage en ce qui concerne la loi de masse. C'est pour cette raison que les constructions bois s'appuient en général sur l'effet masse-ressort-masse. Les performances acoustiques de la paroi dépendent par conséquent de l'importance de ces masses et de l'efficacité de ce ressort.

Lors de la réalisation d'élément de ce type, quelques règles de bonne pratique sont à respecter [44] :

- L'utilisation d'un matériau résilient et d'une chape désolidarisée pour absorber les vibrations dues aux bruits de choc est préconisée.
- Les deux masses doivent être le plus désolidarisées possible.
- Les deux masses doivent être si possible de nature et d'épaisseur différente.
- L'espace intérieur doit être rempli de préférence avec un matériau absorbant, qui ne créera pas de liaison rigide

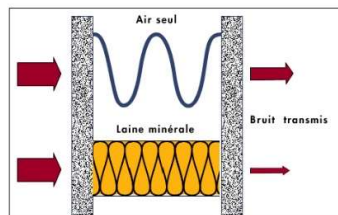


Figure 69 - Comparaison entre un espace intérieur vide et un espace intérieur rempli de l'aine minérale [50]

1.4. Méthodes de calcul acoustique

1.4.1. Méthode de calcul théorique de l'affaiblissement acoustique R_w des bruits aériens pour le système masse - ressort - masse

Nous exposons ici une méthode de calcul [41] qui sert à évaluer l'isolement acoustique aux bruits aériens seulement d'un système masse-ressort-masse.

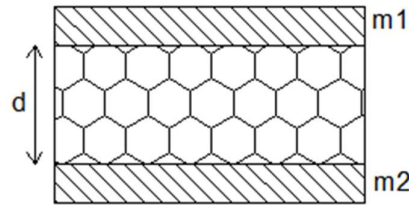


Figure 70 - Système masse-ressort-masse étudié

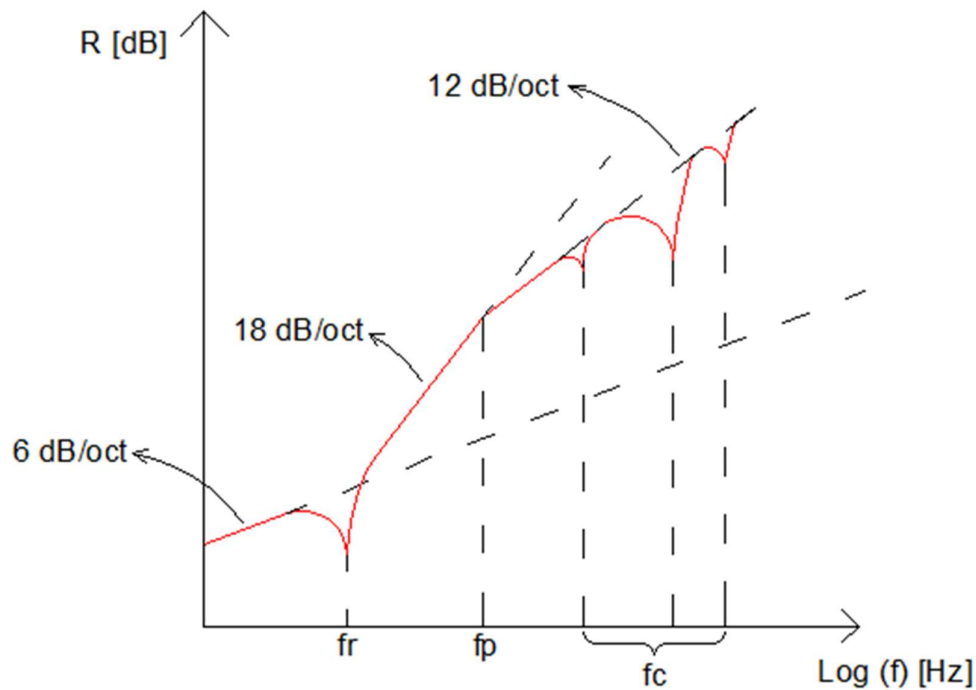


Figure 71 - Graphique de l'isolement acoustique théorique [dB] en fonction de la fréquence incidente [Hz]

L'affaiblissement acoustique se calcule approximativement grâce à une méthode pas-à-pas, qui permet de tracer le graphique de l'affaiblissement acoustique d'une paroi en fonction du logarithme de la fréquence incidente.

Le calcul commence avec la loi de masse :

$$R_0 = 20 \log ((m_1 + m_2) \times f) - 43 \text{ [dB]}$$

m_1 et m_2 = masses surfaciques des éléments [kg/m²]

f = fréquence de l'onde incidente [Hz]

Cette formule permet de trouver une pente de 6 dB/octave, qui sera interrompue par la fréquence de résonance (f_r).

Une octave est égale à un doublement de fréquence (1 octave = 2 x fréquence).

A noter que dans le cas du calcul de l'affaiblissement acoustique d'un élément unique présentant une forte masse (mur en béton par exemple), seule la loi de masse est prise en compte. Ceci permet de se

rendre compte de l'apport bénéfique en termes d'affaiblissement acoustique que présente le système MRM.

La résonance acoustique d'un système MRM est la tendance de celui-ci à vibrer de manière plus importante lorsque la fréquence d'excitation atteint sa fréquence naturelle de vibration. Le système absorbe plus d'énergie qu'il aura du mal à dissiper, ce qui créera une chute de l'affaiblissement acoustique. [51]

Fréquence de résonance : $f_r = C \sqrt{\frac{1}{d} \left(\frac{1}{m_1} + \frac{1}{m_2} \right)}$ [Hz]

$$C = \begin{cases} 60 & \text{pour une incidence perpendiculaire des ondes sonores} \\ 75 & \text{pour une incidence uniforme} \\ 90 & \text{pour une incidence parallèle} \end{cases}$$

d = distance entre les deux masses [m]

A partir de cette fréquence de résonance, les tests en laboratoire s'accordent à dire que l'affaiblissement acoustique croît de 18 dB/octave, jusqu'au moment où la fréquence pivot est atteinte.

La fréquence pivot est la fréquence dont la longueur d'onde correspond au quart de la distance d entre les deux masses.

Fréquence pivot : $f_p = \frac{c}{4d}$ [Hz]

c = vitesse de propagation de l'onde sonore [m/s]

Passé cette fréquence pivot, on retrouve une pente de 12 dB/octave. Cette pente n'est cependant pas uniforme, comme les deux précédentes.

Au cours de cette pente, trois diminutions de l'affaiblissement interviennent, ce sont les fréquences de coïncidence.

La fréquence de coïncidence constitue le même phénomène que la résonance acoustique, mais appliqué à chaque élément du système MRM (alors que la fréquence de résonance correspond au système en entier). Ainsi, chaque élément possède sa propre fréquence de coïncidence, et cela explique pourquoi il y en a trois sur le graphique.

Fréquences de coïncidence des éléments : $f_c = \frac{c^2}{2\pi} \sqrt{\frac{m}{B}}$ [Hz]

B = rigidité en flexion par largeur unitaire [Nm]

C'est pourquoi on essaye de ne pas avoir la même épaisseur des deux côtés afin d'éviter d'avoir la même fréquence de coïncidence deux fois, ce qui amplifierait ce phénomène au lieu de le diminuer.

Cet enchaînement d'étapes nous permet de construire le graphique d'affaiblissement acoustique au bruit aérien en fonction du logarithme de la fréquence incidente.

En général, les planchers ont besoin d'avoir une valeur type de référence quant à leur affaiblissement acoustique, afin d'évaluer leur isolement aux bruits aériens et ainsi faciliter l'énoncé des exigences à respecter dans des règles de constructions. En outre, cela permet de comparer plus facilement les planchers entre eux. La valeur R_w (définie plus haut dans le texte) est donc extraite de ce graphe à

l'aide d'une méthode prescrite par la norme européenne et internationale EN-ISO 717-1 (-2 pour les bruits de choc).

Cette méthode fait intervenir une courbe ISO normalisée de référence qui provient de nombreux tests en laboratoire [42] [43]. A savoir que cette courbe peut aussi bien se superposer à une courbe calculée par la méthode décrite ci-dessus, qu'à une courbe provenant d'essais in situ.

Ci-dessous, la courbe ISO est représentée sous forme de graphique de la valeur de l'affaiblissement acoustique en fonction de la fréquence. A noter que l'axe des abscisses représente bien les fréquences sous forme logarithmique malgré que l'axe soit simplement nommé « fréquence [Hz] ».

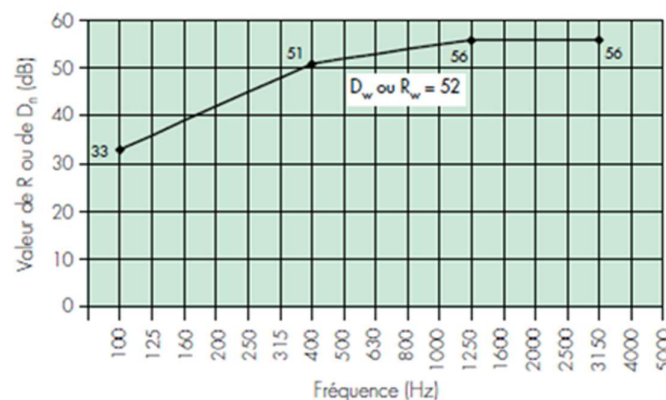


Figure 72 - Courbe de référence de l'isolement aux bruits aériens [52]

La valeur de l'indice unique R_w est donnée par la valeur (en dB) de la courbe de référence à 500Hz après décalage, selon la procédure d'évaluation suivante.

Les valeurs obtenues par mesures sur site ou par calculs sont comparées aux valeurs de référence dans la bande de fréquence de mesure situées dans la gamme 100 – 3150Hz (tiers d'octave).

Les résultats de mesurage ou de calcul sont évalués par comparaison à la courbe de référence, en la décalant par bond de 1 dB vers la courbe mesurée/calculée, jusqu'à ce que l'écart défavorable moyen – que l'on calcule en divisant la somme des écarts défavorables par le nombre total de bandes de fréquence considérées (16 en tiers d'octave) – soit le plus grand possible, sans toutefois dépasser 32dB. Autrement dit, la somme des écarts défavorables doit s'approcher au maximum des 32dB sans dépasser ceux-ci.

Pour l'isolement aux bruits aériens, un écart défavorable, à une fréquence donnée, se produit lorsque le résultat de mesurage ou de calcul est inférieur à la valeur de référence.

Après avoir effectué les décalages progressifs, la valeur de la courbe de référence à 500Hz est prise comme valeur unique R_w .

1.4.2. Méthode de calcul théorique de l'affaiblissement acoustique L_n des bruits de choc pour le système masse – ressort – masse

Si pour les bruits aériens une méthode de calcul existe, ce n'est pas le cas pour les bruits de choc. Aucune méthode de calcul à ce jour ne permet de prévoir l'isolement acoustique d'un plancher face à ce type de bruit. La seule possibilité reste les mesures sur site, mais il ne s'agira plus dans ce cas de pouvoir prédire l'isolement acoustique du plancher mais de le constater.

De la même manière que pour les bruits aériens, on cherche à obtenir une valeur unique L_n qui permette une comparaison plus aisée entre planchers et un énoncé plus clair des normes à respecter.

La méthode est sensiblement la même que pour les bruits aériens.

La valeur de l'indice unique L_n est donnée de nouveau par la valeur (en dB) de la courbe de référence [42] à 500Hz après décalage, selon la même procédure d'évaluation que celle décrite pour les bruits aériens.

Seule différence, pour l'isolement aux bruits de choc, un écart défavorable, à une fréquence donnée, se produit lorsque le résultat de mesurage ou de calcul est supérieur à la valeur de référence.

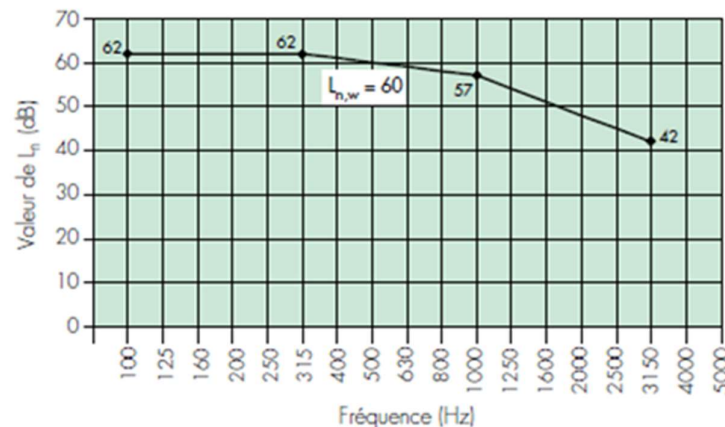


Figure 73 - Courbe de référence pour la transmission des bruits de choc [52]

1.4.3. Essai de calcul pour un plancher en bois

Pour essayer de caractériser les performances acoustique du plancher actif, nous avons tenté de calculer l'affaiblissement acoustique aux bruits aériens d'un plancher en solives simples. Cet essai nous permet également de vérifier que la méthode de calcul coïncide avec les valeurs d'affaiblissement acoustique que nous pouvons trouver dans divers ouvrages de référence.

Nous avons considéré le plancher suivant, qui provient du cours d'édification soutenable 1, partie acoustique, anciennement donné par Monsieur M. Blasco [41] :

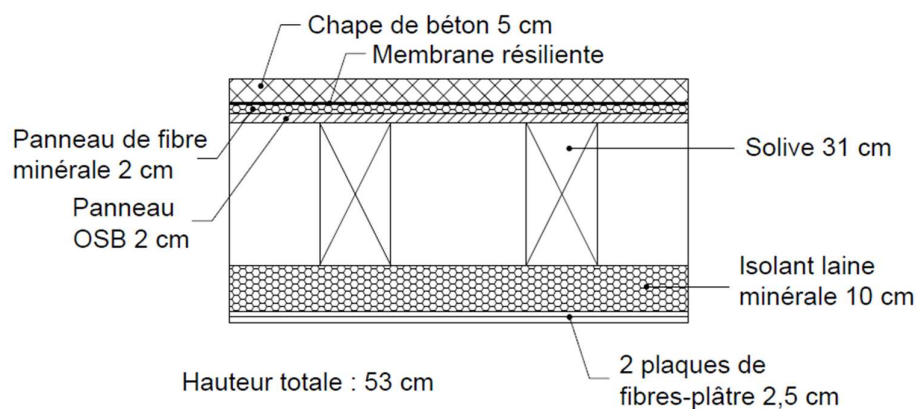


Figure 74 - Plancher en solives étudié

C'est un plancher relativement classique fait de solives en bois, recouvertes en parties supérieure d'un panneau jointif en OSB, d'un panneau de fibre minérale type FERMACELL, d'une membrane résiliente afin de parer aux bruits d'impact et d'une chape de béton (pour y inclure entre autres les techniques). Un revêtement de sol doit bien entendu être ajouté à cette succession de couches. En partie inférieure, on retrouve une couche d'isolation type laine minérale par exemple, ainsi qu'un faux plafond constitué de 2 plaques de fibres-plâtre.

En appliquant la méthode expliquée dans la section « Méthode de calcul théorique de l'affaiblissement acoustique R_w des bruits aériens pour le système masse - ressort – masse », nous pouvons obtenir le graphique de l'affaiblissement acoustique [dB] en fonction de l'échelle logarithmique des fréquences [Hz]. Le développement se trouve dans l'annexe n°6.

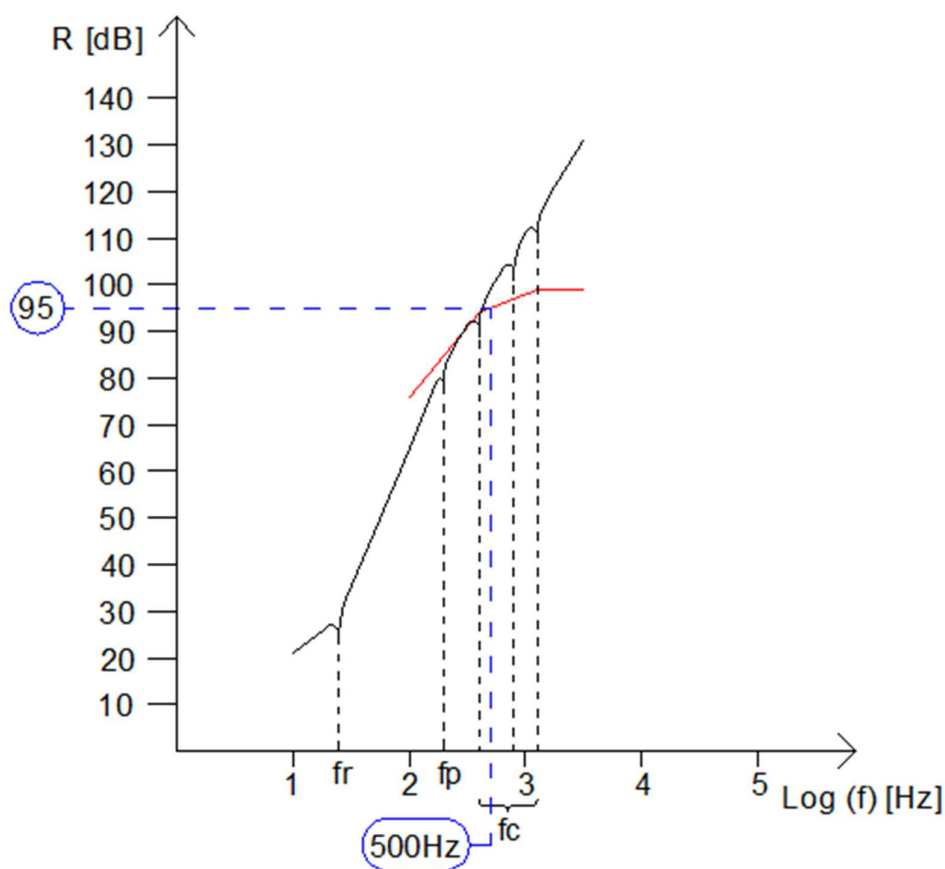


Figure 75 - Graphique de l'isolement aux bruits aériens en fonction du logarithme de la fréquence pour le plancher en solives

D'après notre graphique, à 500Hz ($\log 500 = 2,7$), la valeur de l'affaiblissement acoustique vaut 95dB, ce qui est une très grande valeur, peu commune pour des planchers bois en solives.

Effectivement, d'après l'excellent livre de Josef Kolb « Bois, système constructif » [4], on trouve un plancher similaire à celui étudié qui ne correspond pas à cette valeur si élevée de 95dB.

Voici en effet le plancher étudié :

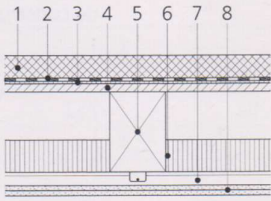
4			Bruit aérien
1 Chape ciment, 120 kg/m ²	50, 60 mm		R'w
2 Film étanche			dB
3 Panneau de fibres minérales, 80-110 kg/m ³	15 mm		63
4 Panneau bois/platelage	21 mm		
5 Solives	140/200 mm		
6 Panneau de fibres minérales, 30-70 kg/m ³	80 mm		
7 Lattage, monté avec des attaches métal. souples	30 mm		
8 2 x plaque de fibres-plâtre	25 mm		

Figure 76 - Plancher comparatif en solive [4]

Nous pouvons constater que la valeur de l'affaiblissement acoustique de ce plancher ne dépasse pas les 63dB. Nous sommes bien en-dessous des 95 calculés (la marge d'erreur à considérer est d'autant plus grande que l'échelle des décibels est une échelle logarithmique !).

Ajoutons à cette remarque que la méthode de superposition décrite précédemment semble mieux correspondre à des essais réalisés in situ, qu'aux graphes obtenus par calculs.

La prédiction de l'isolement aux bruits aériens (Rw) des planchers en bois est donc une thématique où les modèles théoriques simples perdent pied. Il y a de grandes différences entre ce que les modèles donnent et les résultats annoncés dans les publications (souvent mesurés). Cela est principalement lié au ressort de la double paroi qui n'en est pas réellement un. Le modèle utilisé est trop optimiste pour un plancher rigide car il ne considère que la transmission masse-ressort-masse. Pour les bruits de choc (Ln), c'est encore pire, aucun modèle fiable n'existe actuellement.

Nous pouvons donc conclure que cette méthode très approximative ne donne pas de résultats exploitables pour notre étude.

Suite à cette constatation, nous avons dû penser à un autre moyen d'évaluer la performance acoustique de notre plancher. Il est alors apparu que de nombreux tests en laboratoire avaient déjà été réalisés ces dernières années sur plusieurs types de planchers en bois (solives, hourdis, mixte, ...).

1.5. Optimisation du complexe acoustique

Toujours d'après le livre « Bois, système constructif » de Josef Kolb [4], nous avons pu répertorier quelques planchers présentant un affaiblissement acoustique et un niveau de pression pondéré (qui correspondent respectivement aux bruits aériens et aux bruits de choc) satisfaisants et répondant aux normes en vigueur.

Pour information, un plancher brut composé uniquement de solives et d'un platelage en OSB n'atteint un affaiblissement acoustique que de 26dB et un niveau de pression pondéré de 90dB.

Nous avons sélectionné 3 planchers qui nous semblaient intéressants tant au niveau de leurs performances, qu'au niveau de leur composition. Pour chacun, nous avons calculer la charge fixe qu'il représente (sans tenir compte du poids propre de la solive). Il semble évident que chacun des plancher sélectionné comporte au moins une couche de béton afin de potentiellement venir ancrer les câbles de précontrainte dedans.

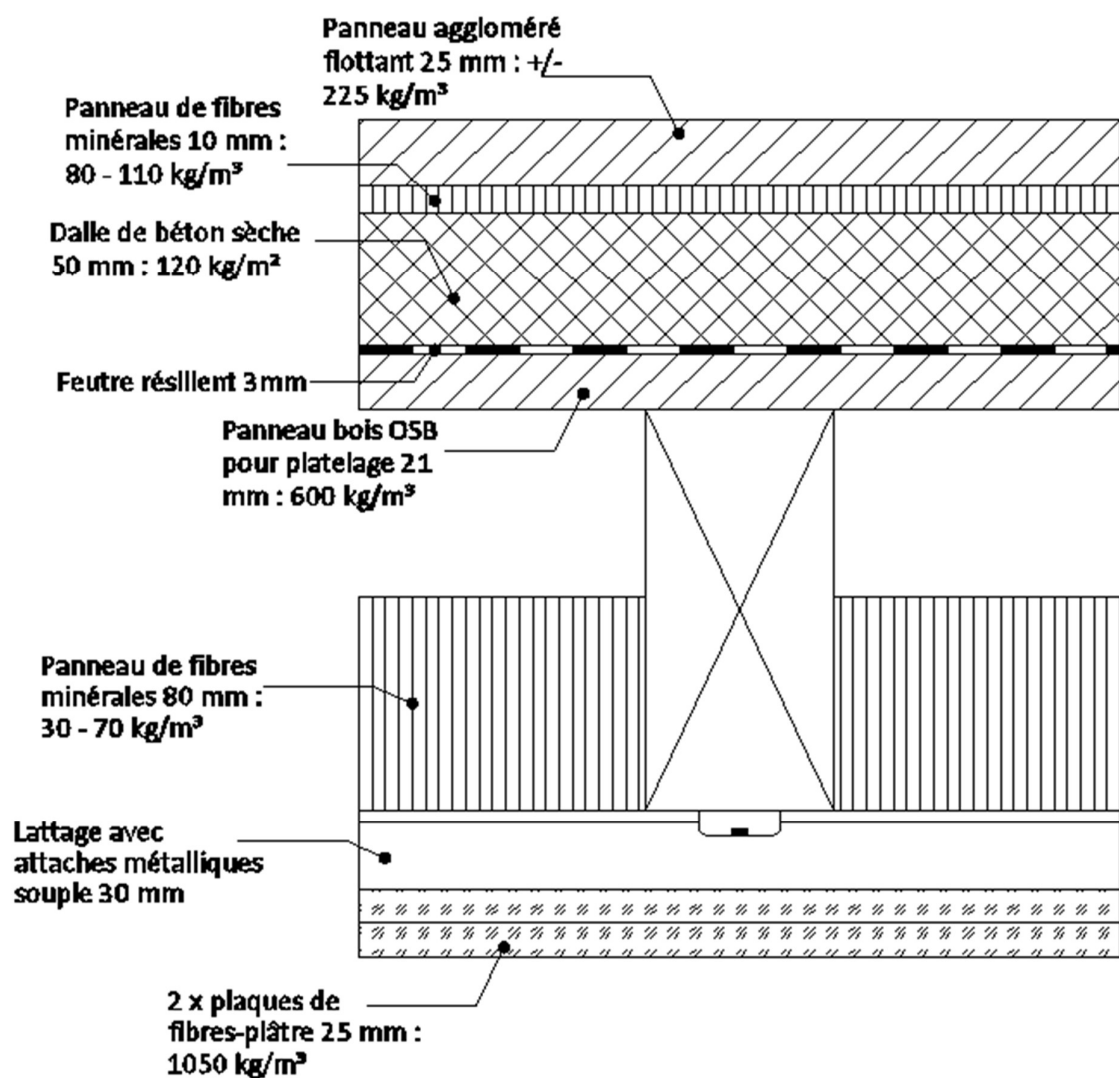


Figure 77 - Plancher sélectionné numéro 1

Le premier plancher sélectionné est recouvert en partie supérieure d'un panneau aggloméré flottant, d'un panneau de fibres minérales, d'une dalle de béton sèche, d'un film résilient, et d'un panneau jointif en OSB. Des panneaux de fibres minérales sont placés près des solives. En partie inférieure, le faux-plafond est constitué d'un lattage avec des attaches métalliques souples qui retient deux plaques de fibres-plâtre.

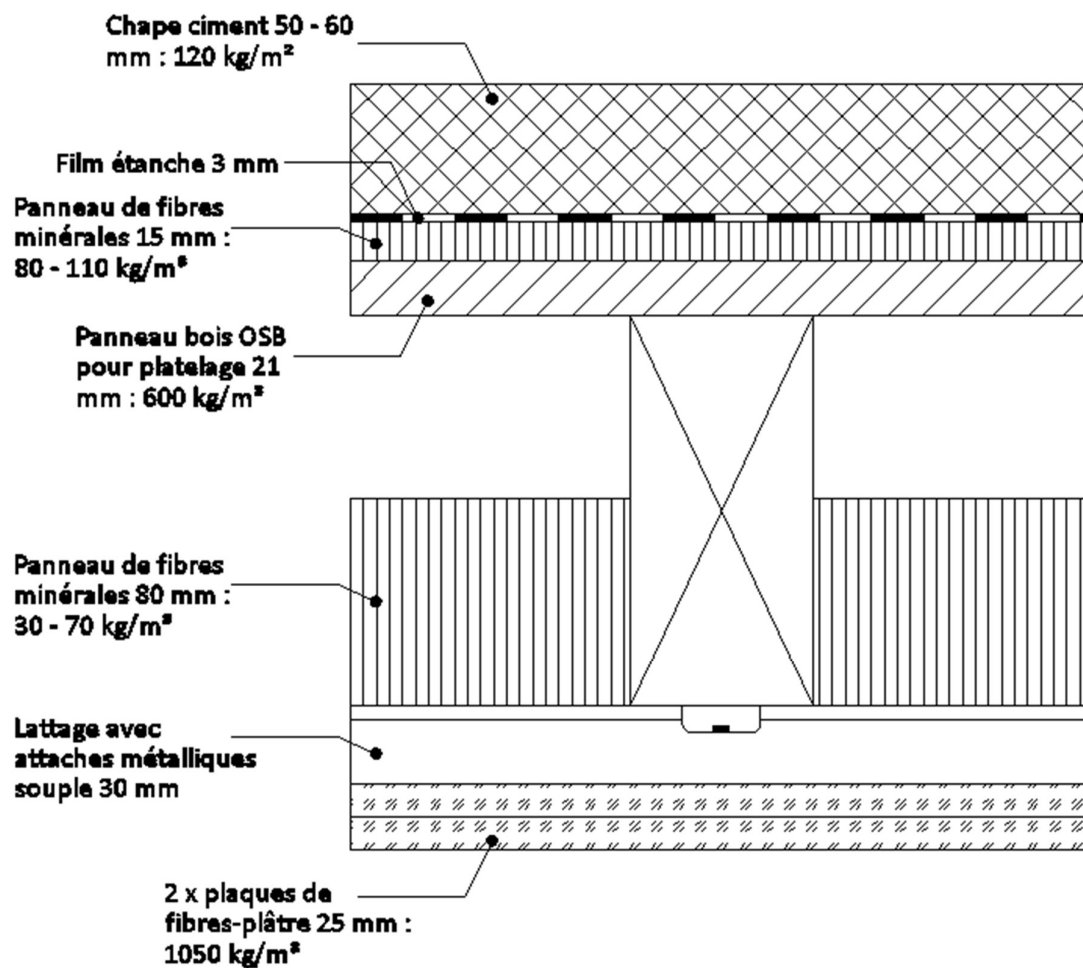


Figure 78 - Plancher sélectionné numéro 2

Le deuxième plancher est constitué en partie supérieure d'une chape de ciment, d'un film étanche, d'un panneau de fibres minérales, ainsi que d'un panneau jointif en OSB. Près des solives, on retrouve à nouveau des panneaux de fibres minérales. En partie inférieure, le faux-plafond est constitué d'un lattage à attaches métallique souples qui retiennent deux plaques de fibres-plâtre.

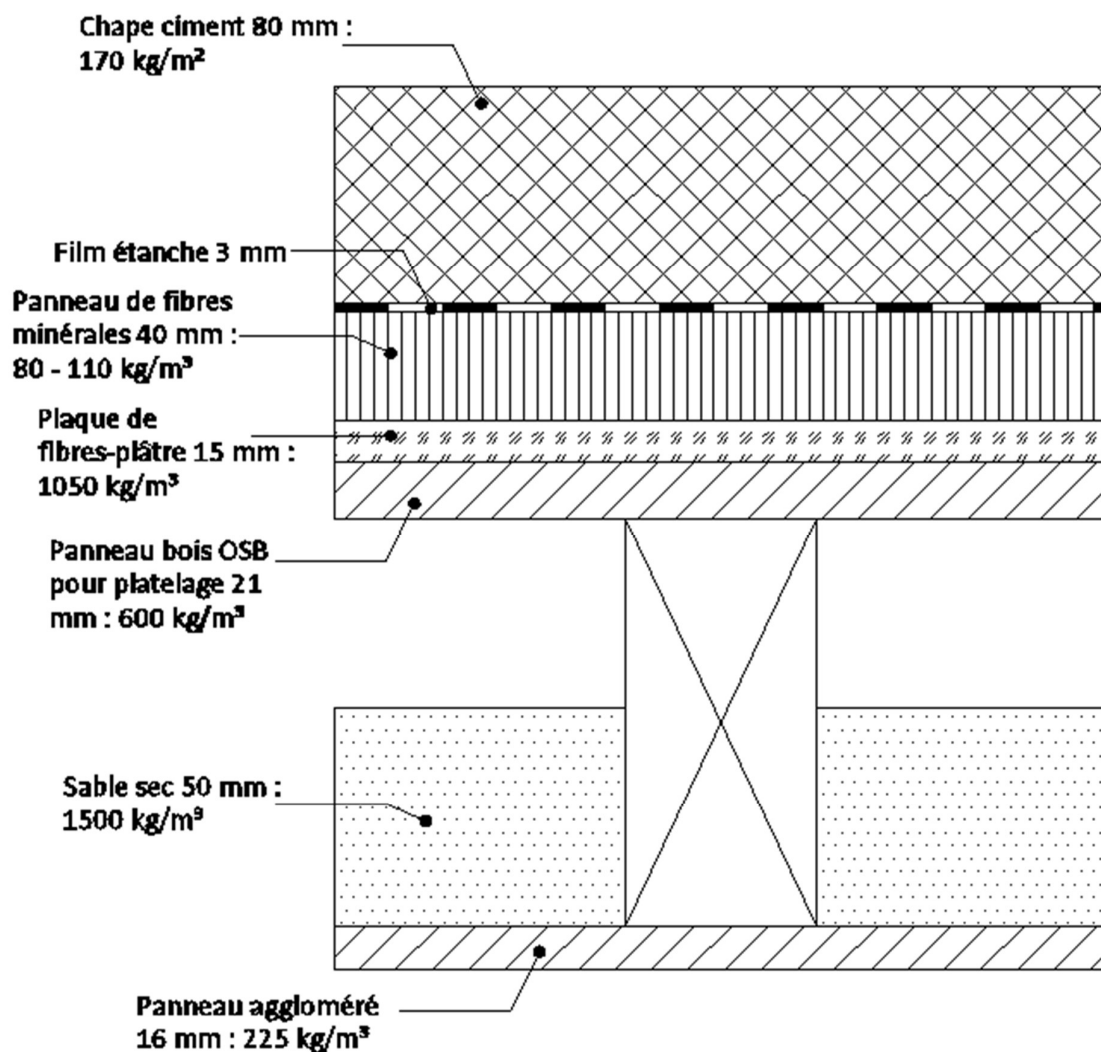


Figure 79 - Plancher sélectionné numéro 3

Le troisième plancher possède une chape de ciment, un film étanche, un panneau de fibres minérale, une plaque de fibre-plâtre, ainsi qu'un panneau jointif en OSB en partie supérieure. Du sable sec se trouve près des solives, et le faux-plafond est fait d'un panneau aggloméré.

Les performances acoustiques de chacun, ainsi que leur charge fixe sont affichées dans le tableau ci-dessous :

	Charge fixe [kg/m ²]	Rw [dB]	Ln [dB]
Plancher numéro 1	170	63	44
Plancher numéro 2	170	63	47
Plancher numéro 3	280	62	45

Il est certain que beaucoup d'autres planchers bois existent à l'heure actuelle, mais nous avons spécialement sélectionné ceux-ci pour leurs très bonnes performances acoustiques.

On rappelle que la norme demande :

- $R_w \geq 54$ [dB] et $L_n \leq 58$ [dB] pour un confort normal
- $R_w \geq 58$ [dB] et $L_n \leq 50$ [dB] pour un confort supérieur

Les trois planchers présentés répondent aux critères de confort supérieur.

Cette comparaison permet de choisir au mieux la composition à venir placer par-dessus le plancher actif, suivant les matériaux que l'on voudrait mettre en œuvre.

Il est donc possible d'effectuer une optimisation au niveau de la charge fixe à prendre en compte, les calculs du plancher actif ayant été faits avec une charge assez élevée.

Il est donc probable que cette diminution de charge ait un double impact :

- La précontrainte à mettre dans les câbles pourra être diminuée
- La portée pourra être augmentée

2. Vibratoire

Le plancher est un élément très important dans un bâtiment car l'ensemble de ses fonctionnalités a une incidence sur la sécurité et la qualité de l'espace.

Le dimensionnement des planchers bois au moyen de l'Eurocode 5 [28] prescrit une méthode de calcul rapide afin que les planchers répondent à des critères de confort vibratoire. Celui-ci est influencé par trois facteurs : la sollicitation, la nature du plancher et la sensibilité humaine aux vibrations.

La géométrie, la configuration des cloisons, l'ameublement, la structure du plafond, la nature des charges, ... sont autant de facteurs qui affectent les formes modales et les fréquences du plancher, mais aussi l'amortissement de la structure. [53]

La plupart des vibrations, ou sollicitations dynamiques, générées à l'intérieur des bâtiments sont provoquées par des machines et/ou par les occupants, via la marche, le saut, la danse, ...

Lorsqu'une personne marche sur un plancher, la fréquence du pas de la marche est comprise entre 1,6 et 2,4Hz. Cette fourchette s'explique par le fait que l'effet dynamique de la marche dépend de certaines conditions comme le poids de la personne, la vitesse de la marche, le type de chaussure, du revêtement, ... [53]

Ces vibrations sont une source de désagrément pour les occupants, affectent le fonctionnement de certains instruments et peuvent provoquer des endommagements à la structure.

La perception des vibrations par les personnes et le sentiment de gêne dépendent de plusieurs aspects. Les plus importants sont [53] :

- La direction de la vibration
- La position des personnes : debout, allongée ou assise
- L'activité dans laquelle la personne se trouve (personne qui travaille dans une usine > < personne dans un bureau)
- L'âge et l'état de santé des personnes

La tendance architecturale actuelle se tourne vers de grands espaces modulables et évolutifs, avec des planchers ayant une portée de plus en plus grande. Dans un même temps, l'utilisation du bois ou de produits dérivés du bois entraîne une légèreté incontournable de ces planchers, ce qui peut s'accompagner de conséquences vibratoires non désirées et nuisibles à la qualité du confort vibratoire. De ce fait, le plancher actif venant s'annexer à un plancher bois, ce dernier se trouve dans cette catégorie et de vibrer sous les conditions de service. Voilà pourquoi l'aspect vibratoire et l'impact qu'aura ce système actif sur la résistance vibratoire doivent être vérifiés en amont lors de la conception. [53]

En outre, précisons qu'une mauvaise performance du plancher peut se révéler très coûteuse en cas de réajustement. Dimensionner le comportement vibratoire du plancher est donc obligatoire durant l'étape de conception. Actuellement, le dimensionnement vis-à-vis des vibrations reste malheureusement assez délicat à cause de manque d'informations dans les normes.

2.1. Base théorique

La vibration est un mouvement rapide de va-et-vient autour d'une position d'équilibre, caractérisé par sa durée, sa fréquence ou sa période, et son amplitude.

Le comportement dynamique des planchers dépend de la sollicitation et des paramètres dynamiques du plancher dont les plus importants sont la fréquence naturelle, la forme du mode et l'amortissement.

L'amortissement est la capacité d'un élément à dissiper l'énergie produite par un système vibrant. Celui-ci est constitué par les matériaux, la structure, le mobilier, les finitions, ainsi que par la redistribution de l'énergie dans le bâtiment. Dans la plupart des cas, l'augmentation de l'amortissement diminue l'amplitude des vibrations. Ainsi, les éléments ayant une faible capacité d'amortissement ont tendance à vibrer davantage que ceux ayant une capacité plus élevée. L'énergie se dissipe dans les matériaux, les joints et les raccords. L'amortissement peut être augmenté en utilisant des amortisseurs, ou en ajoutant des matériaux amortisseurs spéciaux. [54]

Chaque élément de structure réagit différemment face à une oscillation. La fréquence propre d'un élément est celle qui survient lorsque le système est libre d'osciller sans excitation extérieure continue. Il existe autant de fréquences propres et de modes vibratoires qu'il n'y a de degré de liberté. Elles se distinguent par les niveaux d'énergie (harmonie) créés par l'oscillation. Au niveau le plus bas, on retrouve la première fréquence propre qui est également appelée la fréquence fondamentale. Elle surviendra en premier vu qu'elle demande moins d'énergie. [54]

Lorsque la fréquence de l'excitation se rapproche de la fréquence propre, d'importantes amplitudes de vibrations peuvent se produire. Ce phénomène, appelé résonance, doit être évité autant que possible.

Une fréquence propre élevée signifie que le plancher a une résistance vibratoire telle qu'il n'entrera pas en vibration avec les fréquences excitatrices relatives la marche.

Les différentes fréquences propres d'un plancher rectangulaire simplement appuyé sur ses 4 côtés peuvent être définies approximativement par [53] :

$$(1) F_n = f_1 \sqrt{1 + n^4 \left(\frac{l}{b}\right)^4 \frac{(EI)b}{(EI)l}} \quad \text{où}$$

- n = le numéro du mode
- EI = rigidité équivalente en flexion par unité de largeur d'une plaque équivalente, les indices l et b se rapportent respectivement aux directions parallèle et perpendiculaire à la portée.
[Nm²/m]
- l = portée du plancher [m]
- b = largeur du plancher [m]

Il est important de remarquer dans cette équation que la différence entre deux fréquences consécutives dépend directement du rapport entre la rigidité en flexion dans le sens parallèle et perpendiculaire. Ce rapport est assez faible dans le cas des planchers en bois étant donné leur degré d'anisotropie élevé. En conséquence, les fréquences propres des planchers en bois se retrouvent proches les unes des autres au sein de la bande de fréquences, ce qui n'est pas sans intérêt lorsqu'on effectue un dimensionnement en service. [53]

F₁ est égale à la fréquence fondamentale d'un plancher, qui est donc la fréquence sur laquelle la structure a tendance à vibrer librement. Selon l'amortissement, plus la fréquence fondamentale est basse, plus la vibration durera longtemps. Son équation générale est [53] :

$$(2) F_1 = Cb \sqrt{\frac{EI}{ml^4}} \quad \text{où}$$

- EI = rigidité en flexion du plancher [Nm²/m]
- m = masse linéaire [kg/m]

- l = portée du plancher [m]
- C_b = le facteur de fréquence du plancher sur ses appuis et avec ses conditions de charge

$$\text{Ex : } C_b = \begin{cases} \frac{\pi}{2} & \text{si les deux extrémités du système sont simplement appuyées} \\ 2,45 & \text{si une extrémité du système est encastrée et l'autre simplement appuyée} \\ 3,57 & \text{si les deux extrémités du système sont encastrées} \end{cases}$$

Dans le cas d'un plancher simplement appuyé sur ses 4 côtés avec les dimensions globales $l \times b$ [m²] et dont les solives ont une portée l , on a [28] :

$$(3) F_1 = \frac{\pi}{2l^2} \sqrt{\frac{(EI)_l}{m}} \quad \text{où}$$

- m = la masse par unité de surface [kg/m²]
- l = portée du plancher [m]
- $(EI)_l$ = rigidité équivalente en flexion par unité de largeur d'une plaque équivalente, dans le sens parallèle à la portée [Nm²/m]

Une valeur supérieure à 8 Hz est préférable pour éviter la zone sensible à la sensation humaine.

2.2. Etude vibratoire du plancher avec système actif

A partir de cette formule, nous pouvons calculer la fréquence fondamentale de notre plancher actif. En se référant au chapitre qui traite du système actif, on peut reprendre les valeurs suivantes :

- Section : 30x30 [cm²]
- Portée : 13 [m]
- Composition de plancher :

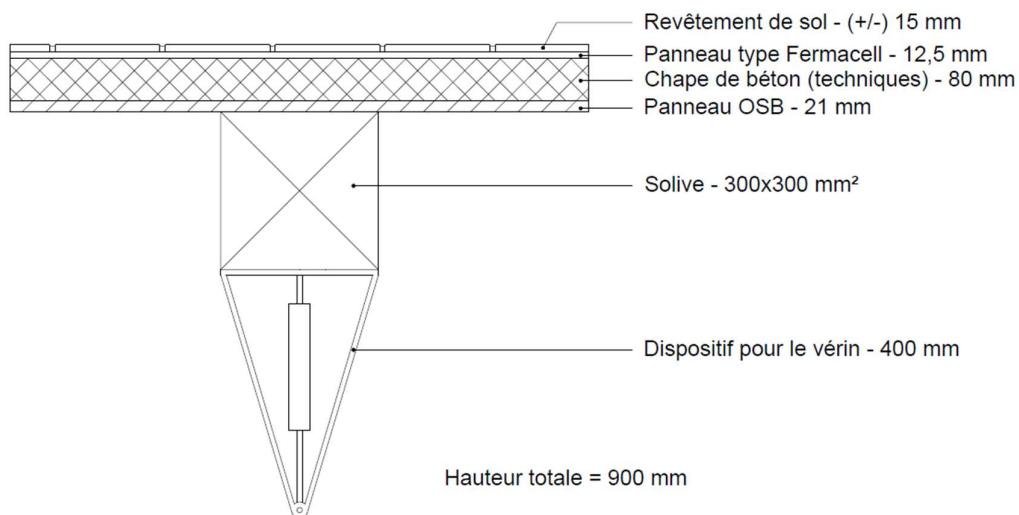


Figure 8077 - Composition du plancher actif

Après calcul (dans l'annexe n°7) de la rigidité équivalente [Nm²/m] et de la masse [kg/m²], nous obtenons les résultats suivants :

$$(EI)_l = 1,19 \times 10^{13} \text{ [Nm}^2\text{/m]} = 1,19 \times 10^7 \text{ [Nm}^2\text{/m]}$$

$$m = 430,7 \text{ [kg/m}^2\text{]}$$

En remettant dans l'équation (3), on obtient :

$$F_1 = \frac{\pi}{2 \times 13^2} \sqrt{\frac{1,19 \times 10^7}{430,7}} = 1,54 \text{ [Hz]}$$

Comme nous pouvons le constater, cette fréquence est largement en-dessous des 8 [Hz] qu'il faudrait obtenir pour garantir le confort vibratoire de ce plancher.

Il y a 3 moyens d'améliorer cette fréquence fondamentale :

- Diminuer la portée
- Diminuer la masse du plancher
- Augmenter la rigidité équivalente

Si diminuer davantage la masse du plancher semble peu envisageable, travailler sur la portée et la rigidité équivalente semble plus encourageant. En effet, le vérin que nous ajoutons à la poutre pour créer notre système actif peut constituer un appui élastique, et ainsi potentiellement réduire la portée de moitié. De plus, la contrainte ajoutée dans les câbles rigidifie l'ensemble du plancher, mais il n'est pas possible de quantifier exactement cette rigidité. C'est pourquoi des tests en laboratoire ont été effectués. Ils sont présentés dans la partie D du mémoire.

3. Feu

Pour terminer les études complémentaires autour de notre plancher actif, nous voulions faire un bref point sur l'aspect feu, qui est de nouveau un point indispensable à vérifier lors de l'élaboration d'un plancher.

3.1. Base théorique

Lorsqu'on parle de sécurité incendie, il est important de différencier deux termes : la réaction au feu et la résistance au feu. [57]

La réaction au feu d'un matériau peut être vue comme la manière dont celui-ci va alimenter le feu. On parle de combustibilité ou d'inflammabilité, qui indique la mesure dans laquelle le matériau va brûler.

La réaction au feu des matériaux est classée selon un système d'euroclasses, définies dans la norme européenne EN 13501. Ce système comporte 7 catégories d'exigences : A1 (incombustible) – A2 – B – C – D – E – F (qui ne répond à aucune exigence). [57]

Les euroclasses considèrent également deux autres critères [57] :

- Le dégagement de fumées, noté s (pour « smoke ») :
 - s1 : quantité et vitesse de dégagement faibles
 - s2 : quantité et vitesse de dégagement moyennes
 - s3 : quantité et vitesse de dégagement hautes
- Les gouttelettes et débris enflammés produits, notés d (pour « droplets ») :
 - d0 : aucun débris produit
 - d1 : aucun débris dont la combustion dure plus de 10 secondes
 - d2 : ni d0, ni d1

La résistance au feu quant à elle fait référence au temps durant lequel la structure conserve ses propriétés physique et mécaniques durant un incendie. Il est évident que ce temps doit être assez long pour permettre l'évacuation des personnes présentes dans le bâtiment.

En parlant de résistance au feu, on décrit 3 paramètres, selon la classification européenne [57] :

- La stabilité au feu « R » : aptitude de l'élément exposé au feu à supporter les charges durant un certain temps
- L'étanchéité au feu « E » : aptitude d'un élément exposé au feu à empêcher les flammes et les gaz chauds de le traverser
- L'isolation thermique « I » : aptitude d'un élément exposé au feu à prévenir le transfert de chaleur en son sein

Ces lettres sont suivies de chiffres qui indiquent en [min] le temps de résistance. Si le temps de résistance varie en fonction des paramètres, c'est le temps le plus bas qui sera pris en compte pour l'aspect REI au total.

Exemple : Si une colonne reste stable pendant 130 minutes, étanches aux flammes pendant 90 minutes et isolée thermiquement pendant 45 minutes pendant un incendie, alors elle sera classée selon REI45.

Les exigences REI peuvent différer selon l'affectation de l'élément dans le bâtiment [55] :

- Pour les éléments porteurs : seule la stabilité au feu doit être vérifiée (R)
- Pour les éléments porteurs et séparant : les trois aspects doivent être vérifiés (REI)

- Pour les éléments non-porteurs : l'étanchéité et l'isolation thermique doivent être vérifiées (EI)

Il est important de faire remarquer qu'un matériau inflammable n'est pas pour autant mauvais en termes de résistance au feu. L'inverse n'est pas plus vrai non plus : un matériau ininflammable n'a pas toujours une résistance au feu excellente. Le meilleur exemple de ceci est l'acier, qui ne brûle certes pas, mais qui se déforme très rapidement une fois au contact des flammes. Le bois quant à lui est inflammable, mais il tire sa bonne résistance au feu de la couche carbonisée qui apparaît lorsqu'il se met à brûler, gardant ainsi une section de bois non endommagée (conductibilité thermique de cette couche 5x moindre que le bois) qui pourra soutenir l'édifice pendant un certain temps.

3.2. Etude de la réaction et de la résistance au feu du plancher avec système actif

Il nous faut donc dimensionner notre plancher actif au regard de ces deux notions.

En ce qui concerne la classe de réaction au feu, celle du bois massif, du BLC ou encore du CLT est en général D-s2-d0.

Nous prenons plusieurs hypothèses quant à l'utilisation du plancher actif :

- Utilisation entre locaux « normaux » ou « à risque »
- Utilisation dans un bâtiment moyen « BM » (10 à 25m), voire dans un bâtiment élevé « BE » (>25m)
- Utilisation dans un bâtiment résidentiel ou de bureaux (respectivement type 2 et 3)

Si l'on se réfère aux tableaux fournis dans l'arrêté royal AR 12/7/2012 par le Moniteur Belge :

		B.E.	B.M.	B.B.
Locaux techniques, parkings, salles des machines, gaines techniques	Parois verticales	A2-s3, d2	A2-s3, d2	A2-s3, d2
	Plafonds et faux-plafonds	A2-s3, d0**	A2-s3, d0**	A2-s3, d0**
	Sols	A2 _{fi} -s2	A2 _{fi} -s2	A2 _{fi} -s2
	Isolation thermique des conduits*	C _L -s3, d2 C-s3, d2***	C _L -s3, d2 C-s3, d2***	C _L -s3, d2 C-s3, d2***
Cabines d'ascenseur	Parois verticales	C-s2, d2	C-s2, d2	E-d2
	Plafonds	C-s2, d2	C-s2, d2	E-d2
	Sols	C _{fi} -s2	C _{fi} -s2	E _{fi}
Cuisines	Parois verticales	A2-s3, d2	A2-s3, d2	A2-s3, d2
	Plafonds	A2-s3, d0	A2-s3, d0	A2-s3, d0
	Sols	B _{fi} -s2	B _{fi} -s2	B _{fi} -s2
	Isolation thermique des conduits*	C _L -s3, d2 C-s3, d2***	C _L -s3, d2 C-s3, d2***	C _L -s3, d2 C-s3, d2***
B.E. bâtiments élevés B.M. bâtiments moyens B.B. bâtiments bas * sauf conduits d'air ** d2 dans locaux ≤ 30 m² *** pour conduits > 300 mm				

Figure 82 - Exigences réaction au feu pour les locaux présentant un risque d'incendie accru en raison de leur utilisation [56]

type		1			2 en 3		
		B.E.	B.M.	B.B.	B.E.	B.M.	B.B.
Salles	Parois verticales	B-s1, d2	B-s1, d2	B-s1, d2	C-s2, d2	C-s2, d2	C-s2, d2
	Plafonds et faux-plafonds	B-s1, d0	B-s1, d0	B-s1, d0	C-s2, d0	C-s2, d0	C-s2, d0
	Sols	B _{fi} -s1	B _{fi} -s1	B _{fi} -s1	C _{fi} -s2	C _{fi} -s2	C _{fi} -s2
Tous les autres locaux	Parois verticales	C-s2, d2	C-s2, d2	C-s2, d2	D-s3, d2	E-d2	E-d2
	Plafonds et faux-plafonds	C-s2, d1	C-s2, d1	C-s2, d1	D-s3, d1**	E**	E**
	Sols	C _{fi} -s1	C _{fi} -s1	C _{fi} -s1	D _{fi} -s2	E _{fi}	E _{fi}
B.E. bâtiments élevés B.M. bâtiments moyens B.B. bâtiments bas ** d2 dans locaux ≤ 30 m²							

Figure 83 - Exigences réaction au feu pour les locaux classiques [56]

Ce type de plancher ne peut être utilisé tel quel que dans les locaux normaux à l'exception des salles. Dans tous les autres cas, il sera nécessaire de protéger le bois soit par un traitement (peinture, vernis ou imprégnation), soit en ajoutant un revêtement supplémentaire tel que des plaques de plâtre. Sachant que des faux plafonds devront certainement être présents, il est fort envisageable que cette dernière solution soit mise en application.

Notons cependant la présence de câbles en acier (qui servent à introduire la précontrainte) qui devront impérativement subir un traitement ignifuge puisqu'ils seront situés sous la structure porteuse en bois (et cachés dans le faux-plafond) et donc non protégés du feu.

Regardons maintenant à la résistance au feu de ce plancher.

Reprenons quelques hypothèses :

- Le plancher est un élément porteur et séparant, critère REI à vérifier
- Charge fixe de 3,75kN/m² et charge répartie de 3kN/m²
- Section calculée dans le chapitre « système actif » : 30x30 [cm²]
- Entraxe : 1 [m]
- Portée de 13 [m]

Dans le cas du dimensionnement de la résistance au feu, bien que notre plancher doive être dimensionné au regard des 3 critères REI, il n'est en réalité possible que de calculer l'aspect R, ce que nous faisons ci-dessous :

La charge accidentelle vaut : $q_{acc} = \sum G + \Psi_{1,1}Q_1 = 3,75 + 0,5 \times 3 = 5,25$ [kN/m²]

Avec $\Psi_{1,1} = 0,5$ pour la catégorie A (résidentiel) et pour la catégorie B (bureaux).

$5,25$ [kN/m²] $\times$ 1 [m] = $5,25$ [kN/m]

L'épaisseur de réduction se calcule comme suit : $d_{ef} = 7 + \beta \times t_{req} = 7 + 0,75 \times 60 = 52$ [mm]

Avec la vitesse de combustion unidimensionnelle $\beta = 0,7$ à $0,8\text{mm/min}$ pour le hêtre, et un temps requis supposé de 60min.

Les poutres du plancher sont recouvertes par un panneau OSB et une chape en béton, qui protègent la surface supérieure de la poutre.

Les dimensions résiduelles de la section sont donc :

- Hauteur $h = 300 - 52 = 248$ [mm]
- Largeur $b = 300 - 2 \times 52 = 196$ [mm]

Vérifions le critère de flexion avec ces nouvelles dimensions :

$$\sigma_{m,Ed} = \frac{MEd}{W_{el}} \leq f_{m,d} = k_{fi} f_{m,k}$$

$k_{fi} = 1,15$ pour le BLC (nous faisons l'hypothèse que cette poutre de $30 \times 30 \text{ cm}^2$ serait probablement construite en BLC étant donné que de telles dimensions n'existent pas en bois massif)

$$f_{m,k} = 46 \text{ [N/mm}^2\text{]}$$

Nous obtenons :

$$\sigma_{m,Ed} = \frac{6}{bh^2} \times \frac{qACCL^2}{8} = \frac{6}{196 \times 248^2} \times \frac{5,25 \times 13000^2}{8} = 55,2 \text{ [MPa]} \leq f_{m,d} = 1,15 \times 46 = 52,9 \text{ [MPa]} \rightarrow \text{PAS OK}$$

Vérifions le critère d'effort tranchant avec ces nouvelles dimensions :

$$\sigma_{v,Ed} = \frac{3 \times VEd}{2 \times k_{cr} \times bh} \leq f_{v,d} = k_{fi} f_{v,k}$$

$k_{fi} = 1,15$ pour le BLC (nous faisons l'hypothèse que cette poutre de $30 \times 30 \text{ cm}^2$ serait probablement construite en BLC étant donné que de telles dimensions n'existent pas en bois massif)

$$k_{cr} = 0,67 \text{ [-]}$$

$$f_{v,k} = 5 \text{ [N/mm}^2\text{]}$$

Nous obtenons :

$$\sigma_{v,Ed} = \frac{3}{2 \times 0,67 \times bh} \times \frac{qACCL}{2} = \frac{3}{2 \times 0,67 \times 196 \times 248} \times \frac{5,25 \times 13000}{2} = 1,57 \text{ [MPa]} \leq f_{v,d} = 1,15 \times 5 = 5,75 \text{ [MPa]} \rightarrow \text{OK}$$

La section telle quelle de $30 \times 30 \text{ cm}^2$ ne répond pas au critère de flexion et ne peut par conséquent résister aux charges pendant 1h, il est donc indispensable d'augmenter un peu la section afin qu'elle réponde à ce critère.

En passant à une section de $31 \times 30 \text{ [cm}^2\text{]}$, nous obtenons déjà un bon résultat :

Les dimensions résiduelles sont :

- Hauteur $h = 310 - 52 = 258$ [mm]
- Largeur $b = 300 - 2 \times 52 = 196$ [mm]

$$\sigma_{m,Ed} = \frac{6}{bh^2} \times \frac{qACCL^2}{8} = \frac{6}{196 \times 258^2} \times \frac{5,25 \times 13000^2}{8} = 51 \text{ [MPa]} \leq f_{m,d} = 1,15 \times 46 = 52,9 \text{ [MPa]} \rightarrow \text{OK}$$

Quand il s'agit de la résistance au feu, il est en général assez facile de s'arranger pour augmenter la section calculée afin qu'elle réponde aux critères de résistance. Ainsi, moyennant une légère augmentation de section, nos poutres peuvent maintenant être classées R60.

Cependant, il est important de souligner un détail par rapport au plancher actif. L'objectif premier de ce système est bien entendu de supprimer la flèche du plancher due au fluage du bois dans le temps principalement. Toutefois, ce plancher pourrait parfaitement convenir également en cas de changement de destination du bâtiment (bureaux vers bibliothèque par exemple). Une augmentation de précontrainte pourrait répondre à cette nouvelle contrainte, mais les sections de bois auront été dimensionnées au feu pour la charge de base du bâtiment. Il s'avérera donc que si l'utilisation du bâtiment change, la résistance au feu ne sera sans doute plus la même. C'est une donnée qu'il ne faudrait pas négliger.

4. Conclusion

Les études complémentaires réalisées ci-dessus, prouve qu'il est possible d'adapter un plancher muni du système actif afin qu'il réponde aux divers critères de dimensionnement d'un plancher en service, en ce qui concerne l'acoustique et la résistance au feu. Toutefois, nous avons également pu mettre en évidence que la tenue vibratoire d'un plancher bois d'une grande portée sans système actif n'est pas conforme. L'apport du système actif concernant le vibratoire n'est pas certain. C'est pourquoi nous avons réalisé une expérience que nous détaillerons dans la partie suivante.

De plus, ces études, comme le montre les normes, sont très importantes. Il nous semblait indispensable de passer en revue ces critères, étant donné leur importance au niveau du confort des occupants.

PARTIE D : Expériences en laboratoire

Dans cette partie, nous expliquerons en détail les expériences que nous avons menées. Nous nous sommes basés sur la norme NBN-EN-408 [58] qui décrit les essais à réaliser sur le bois de structure.

Après toute la phase d'innovation et de calculs théoriques, il était judicieux d'inclure une phase de tests en laboratoire pour renforcer notre sujet. Celle-ci avait deux objectifs :

- Vérifier l'exactitude de nos calculs théoriques pour voir s'ils collaient bien à la réalité
- Vérifier l'implication du bouton en tant qu'appui élastique dans l'aspect vibratoire de notre poutre

Il n'était malheureusement pas possible de recréer un plancher en solives pour le tester au laboratoire. Ces deux tests ont donc été réalisés sur une poutre en épicea C24 de 3m de long et ayant une section de $63 \times 118 \text{ mm}^2$, afin de pouvoir comparer le système actif à une plus petite échelle.

Nous avons réalisé trois tests au total :

- La détermination du module local d'élasticité en flexion
- Un essai statique de mise en charge par paliers
- Un essai vibratoire avec mise en décharge dynamique

Nous avons dû déterminer le module local de la poutre avant de réaliser les deux autres tests, puisque celui-ci était une donnée essentielle pour le traitement des informations récoltées dans les deux autres tests cités ci-dessus.

1. Détermination du module local d'élasticité en flexion

1.1. Description de l'essai

La détermination du module a été effectuée à l'aide d'un vérin servo-hydraulique de capacité maximale de 100kN. La poutre a été positionnée sous le levier d'application de charge de manière centrée et la force a été appliquée à une vitesse constante de 0,354mm/s. Cette vitesse était imposée par la norme, qui interdit le dépassement d'une vitesse de 0,003h [mm/s], avec h la hauteur de la poutre, c'est-à-dire 118mm dans notre cas.

L'essai pour obtenir le module d'élasticité en flexion 4 points consiste à appliquer une charge à vitesse constante jusqu'à 0,4 fois la force maximale, et de mesurer les déplacements de la poutre engendrés par cette mise en charge. La procédure consiste à effectuer trois cycles de chargement/déchargement jusqu'à 0,9kN afin de réaliser une mise en place. Cela permet par la suite de tracer la courbe contrainte-déformation et d'en déduire le module d'élasticité $E_{m,l}$ grâce à l'équation [58] :

$$E_{m,l} = \frac{a \times \sigma_1^2 \times (F_2 - F_1)}{16 \times I \times (w_2 - w_1)} \text{ [N/mm}^2\text{]} \quad (1)$$

- $F_2 - F_1$: forces comprises entre 0,1 et 0,4 fois la force maximale estimée [N] 3768
- $w_2 - w_1$: déplacements engendrés lors de l'application de F_1 et F_2 et mesurés avec deux capteurs LVDT [mm]
- a : distance [mm] entre un point de chargement et l'appui le plus proche dans un essai de flexion
- σ_1 : distance [mm] sur laquelle les déplacements sont mesurés pour la détermination du module local d'élasticité
- I : inertie de la poutre

Deux capteurs LVDT sont placés de part et d'autre de la poutre, sur un rail en aluminium. Ceux-ci ont une précision de 0,3% et une résolution de 1 μ m. Il est important de faire remarquer qu'un des deux capteurs était légèrement défectueux, ce qui n'a pas permis de tracer une courbe « contrainte-déformation » nette.

Pour réaliser l'essai, la poutre a donc été disposée sous le levier selon ce schéma :

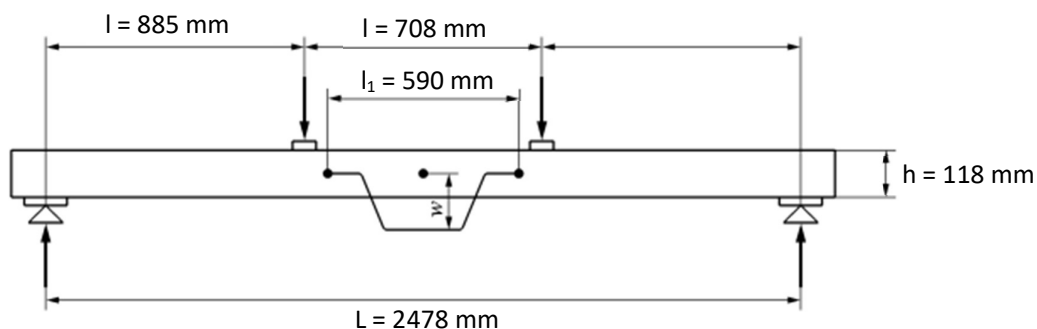


Figure 84 - Dispositif d'essai pour mesurer le module local d'élasticité en flexion

Vérin avec application de charge en
2 points



Figure 85 - Montage pour l'essai du module de flexion

Poutre à tester

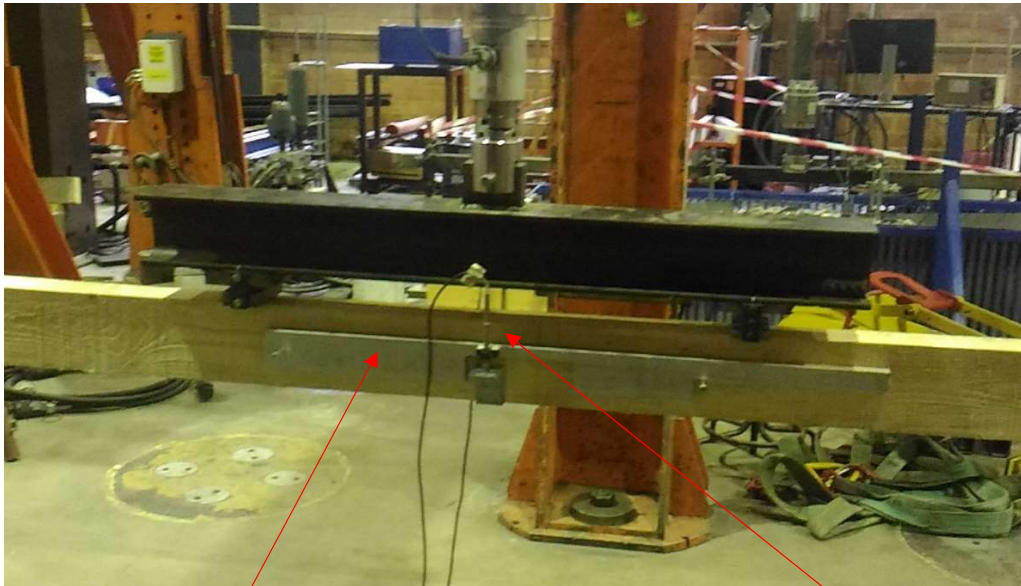


Figure 86 - Vue rapprochée du montage

Rails en aluminium

Capteurs LVDT

1.2. Résultats

Au terme de 3 cycle à charger et décharger la poutre, nous obtenons les résultats suivants, mis en graphique :

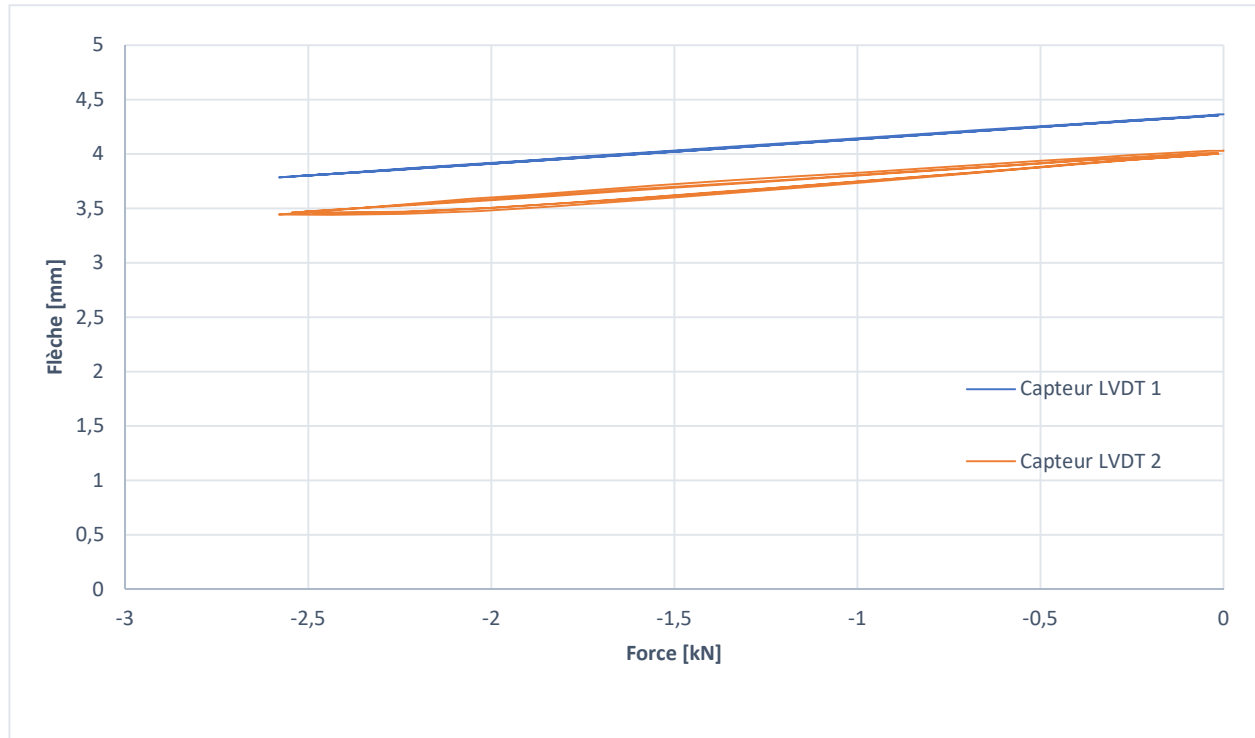


Figure 87 - Graphique de la déformation [mm] en fonction de la charge appliquée [kN] lors qu'un essai en flexion 4 points

La différence de force doit être prise entre $0,1 F_{\max}$ et $0,4 F_{\max}$. $F_{\max}$ est la force maximale que la poutre peut reprendre, son calcul est repris dans l'annexe n°8.

Force maximale [N]	2159
$0,1 \times F_{\max}$ [N]	215,9
$0,4 \times F_{\max}$ [N]	863,6
Différence ($F_2 - F_1$) [N]	647,7

A ces forces correspondent des flèches :

Force [N]	Flèche correspondante [mm] courbe bleue	Flèche correspondante [mm] courbe orange
215,6	4,311	3,967
863,6	4,169	3,811

L'accroissement de flèche ($w_2 - w_1$) vaut donc $4,311 - 4,169 = 0,142$ [mm] pour la courbe bleue et $3,967 - 3,811 = 0,156$ [mm] pour la courbe orange.

En appliquant la formule (1), on obtient :

$$E_{m,l} = \frac{885 \times 590^2 \times 647,7}{16 \times 8625918 \times 0,142} = 10181 [MPa] \text{ (courbe bleue)}$$

$$E_{m,l} = \frac{885 \times 590^2 \times 64,7}{16 \times 8625918 \times 0,156} = 9268 [MPa] \text{ (courbe orange)}$$

Il est important de rappeler que le capteur LVDT ayant produit la courbe orange était légèrement défectueux, ce qui peut expliquer ce résultat assez bas. Nous préférons nous référer à la courbe bleue, qui donne un résultat plus proche du module d'élasticité de référence de l'épicéa (10 000 MPa).

2. Essai statique

2.1. Quelle expérience et pourquoi ?

Petit rappel sur le système actif : système de câbles tendus sous la poutre, supportant un vérin qui permet de remonter la poutre, annulant ainsi les effets de la flèche à long terme et rigidifiant l'ensemble du plancher.

L'expérience consistait à faire un essai de flexion 4 points par paliers, et d'augmenter la précontrainte à chaque palier jusqu'à annuler la flèche. Le schéma de l'expérience est illustré sur la figure 88.

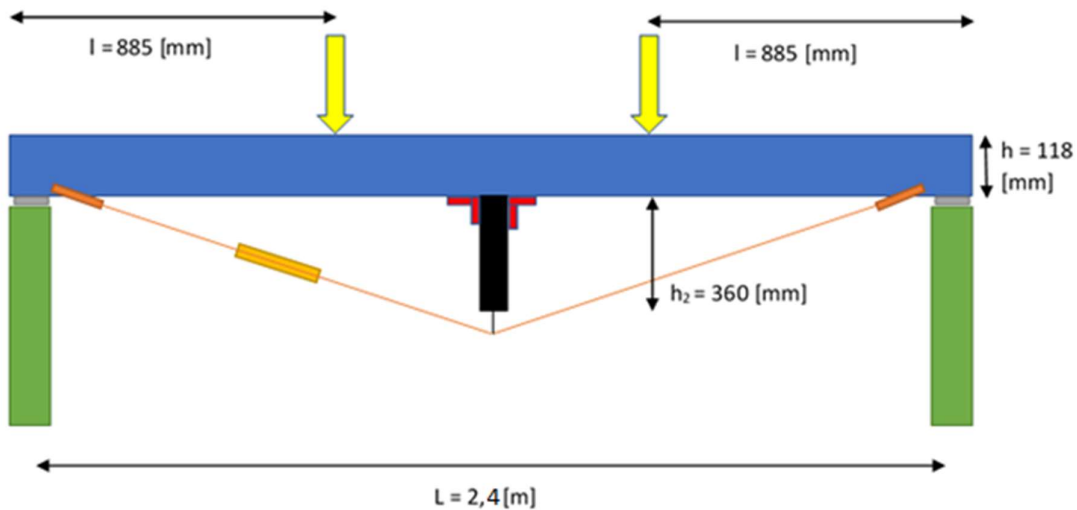


Figure 88 - Schéma statique de l'expérience

Comme nous pouvons le voir sur le schéma ci-dessus, la poutre fait 2,4m de long, le vérin est remplacé par un bouton vertical et un tendeur manuel est placé en ligne sur le câble. Celui-ci est attaché à la poutre à l'aide de tirefonds, puis passe sous le bouton dans un « passe-câble ».



Figure 89 - Montage de l'essai statique

La Figure 89 montre le montage en laboratoire.

Les différents appareils de mesures qui ont été utilisés sont les suivants :

- 2 LVDT (capteur de déplacement fonctionnant sur ressort) placés au milieu de la poutre pour calculer la flèche locale
- 1 LVDT placé sous le buton pour calculer la flèche globale
- 1 capteur de force en ligne avec le câble et le tendeur afin de contrôler la précontrainte ajoutée manuellement



Figure 90 - LVDT pour mesurer la flèche locale



Figure 91 - LVDT pour mesurer la flèche globale



Figure 92 - Capteur de force en ligne avec le tendeur du câble

Chaque palier se divise ainsi :

- Application de la charge (250N)
- Relevé des données des appareils de mesure (flèches et force dans le câble)
- Augmentation de la précontrainte jusqu'à annulation de la flèche globale
- Relevé de la force nécessaire

Cet essai avait pour but de quantifier la précontrainte nécessaire pour remonter la poutre, et ainsi voir si le modèle théorique collait à la réalité.

2.2. Modèle théorique

Les données de base de l'essai sont les suivantes :

- Portée entre appuis de 2,4 [m]
- Poutre en C24
- Section 63x118 [mm²]
- Câble en acier (module élastique et résistance connus) de 3 [mm]

Il a fallu émettre quelques hypothèses listées ci-dessous :

- Valeurs des résistances en flexion et compression et module d'élasticité du C24
- Application des charges comme pour l'essai du module d'élasticité (Essai flexion 4 points)
- Angle des câbles par rapport à la poutre gardé comme pour les résultats théoriques de la section Résultats dans la partie B : Système actif.
- Transmission des efforts dans le câble à la poutre en passant par le bouton supposée parfaite

- Effets de relaxation dans le câble négligés
- Complexe tendeur-capteur de force-câble considéré comme un seul élément ayant les propriétés mécaniques du câble

Avec toutes ces données et hypothèses, les dernières configurations du modèle ont pu être faites : longueur du câble et hauteur de buton.

Pour obtenir le modèle théorique de la précontrainte nécessaire pour annuler la flèche, il faut se référer à l'équation obtenue dans la section Théorie du système actif, de la partie B : Système actif.

$$8 * \left(\left(\frac{H1 + H2 + \Delta}{L_c} \right)^2 - \left(\frac{H1 + H2}{L_c} \right)^2 \right) * \left(\frac{H1 + H2 + \Delta}{L_c} \right) + \frac{4 * P}{EA} * \left(\frac{H1 + H2 + \Delta}{L_c} \right) = \frac{Q}{EA}$$

Il faut pour cela calculer l'effort qui est transmis par le bouton au câble, et ce pour chaque palier.

A nouveau, on utilise la même démarche que dans le développement théorique de la section, et en calculant le coefficient de raideur du câble utilisé ici, la force Q est calculée (à l'aide de la méthode des forces).

Avec les résultats obtenus (précontrainte, flèche) nous pouvons tracer le graphe de l'évolution de la déformation de la poutre ainsi que de la précontrainte en fonction de la charge appliquée par le vérin. Celui-ci est donné sur la Figure 93.

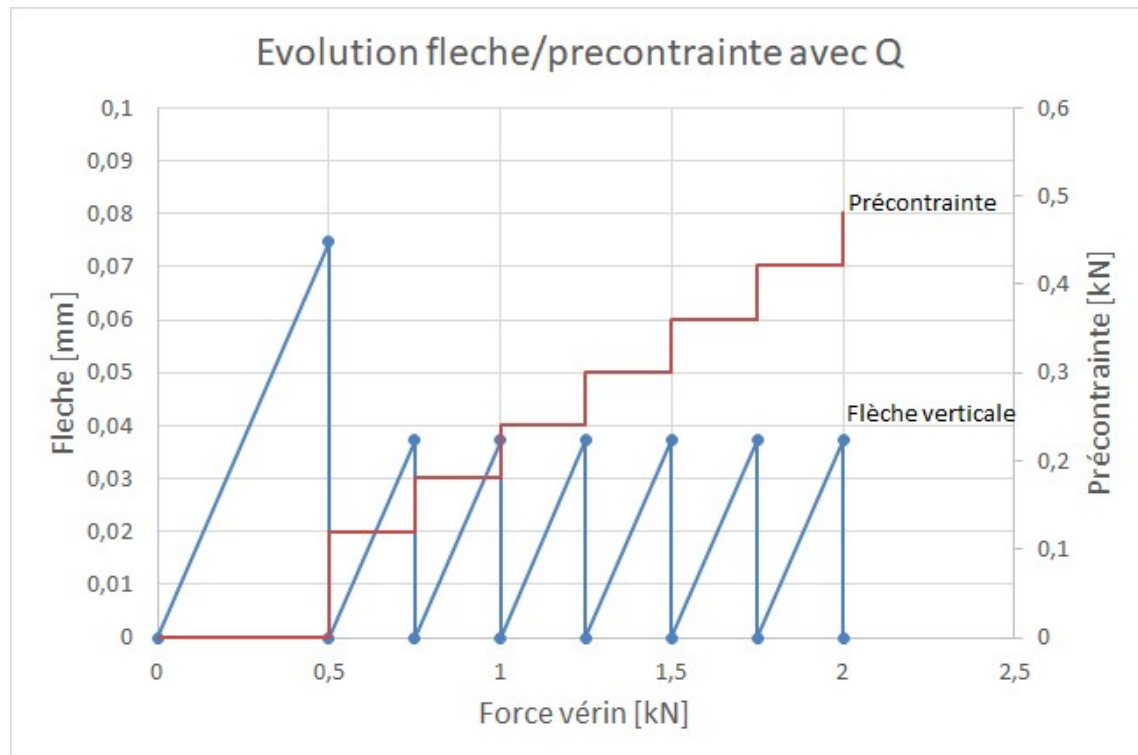


Figure 93 - Evolution de la flèche et précontrainte en fonction de la charge appliquée par le vérin

Nous pouvons voir sur ce graphe que la courbe de la déformation verticale est en dents-de-scie alors que celle de la précontrainte est en escalier. La précontrainte une fois appliquée annule la flèche, puis la charge dans le vérin est augmentée, ce qui a pour effet d'accroître la flèche et ainsi de suite.

La précontrainte nécessaire pour annuler la flèche pour une charge de 2kN dans le vérin est d'environ 500N, ce qui est le quart de la charge appliquée.

Cette charge maximale de 2kN vient du fait que le capteur de force ait une capacité maximale de 3kN. Cette capacité maximale est atteinte au palier de 2kN de charge de vérin.

2.3. Résultats de l'essai

Les résultats de l'expérience sont repris dans les graphes ci-dessous :

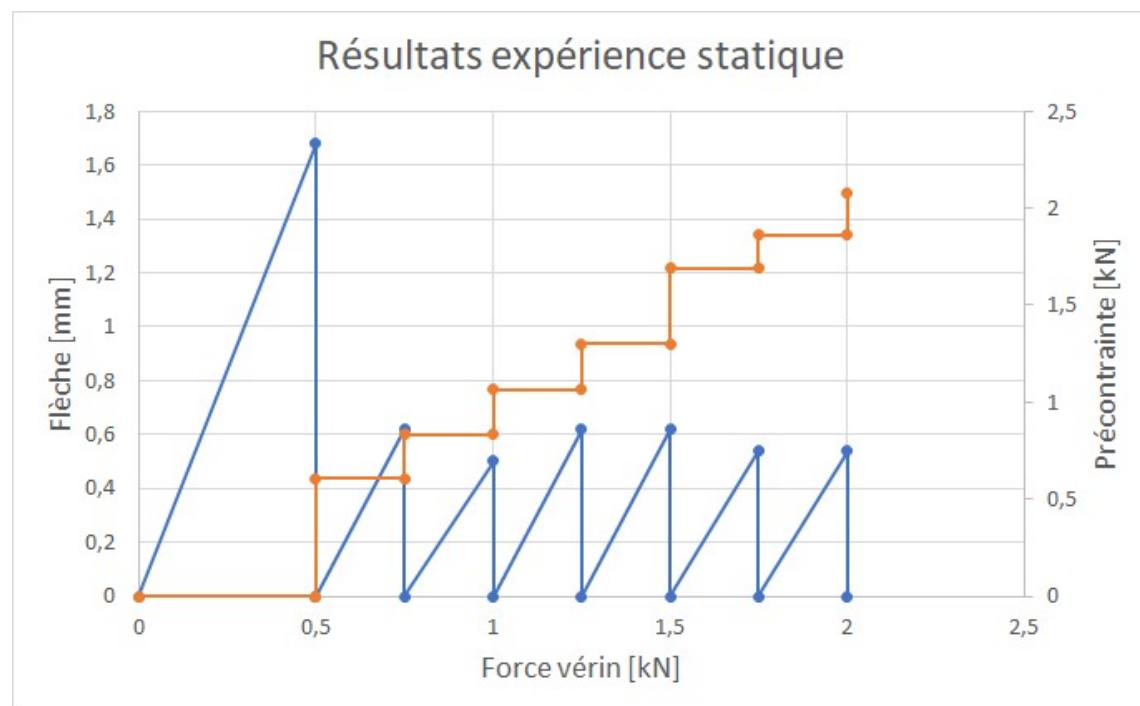


Figure 94 - Résultats expérience flèche globale

La première remarque à faire concerne la similarité entre les graphes théoriques et ceux provenant de l'essai.

Nous retrouvons en effet la forme en escalier pour la précontrainte, avec des marches un peu moins constantes et la forme en dents-de-scie pour la déformée.

La grosse différence étant les valeurs de ces deux dernières.

En effet, alors que théoriquement la valeur maximale de la précontrainte aurait dû atteindre 500N, on atteint 2kN. De même pour la flèche, les paliers sont plus de 15 fois plus grands.

Ces grands écarts ont pourtant une explication.

En effet, les hypothèses prises pour le modèle théorique ne se confirme pas être vraies pour toutes.

Premièrement, les valeurs de résistance qui ont été prises du C24 (comme sur le Tableau 1) et qui ne corresponde pas totalement aux valeurs de la poutre testée.

Ensuite, la transmission des efforts n'est pas parfaite : en effet, la première raison est que le passe câble n'était pas fixé parfaitement au centre du bouton, l'effort dans ce dernier était donc décentré et la transmission pas totale. La deuxième est la séparation du câble en deux parties, puisque le tendeur et le capteur de force étaient en ligne avec celui-ci. Ceci a eu pour conséquence de doubler le jeu dans les serres-câbles, mais aussi dans les pas de vis du tendeur et du capteur. Ce jeu augmente donc la charge nécessaire et réduit la rigidité du plancher.

Troisièmement, le capteur de force ne fonctionnait pas parfaitement. En effet, lors de la calibration de ce dernier, les valeurs transmises ne correspondaient pas du tout avec les poids mis (voir graphe dans l'annexe n°9). Les valeurs de précontrainte ne sont donc pas tout à fait celles qui étaient réellement mises.

Enfin, l'effet de relaxation était bel et bien présent. Nous l'avons remarqué lors des essais faits pour essayer de déterminer la fréquence propre de la poutre avec système actif (que nous détaillerons dans la prochaine partie). En effet, lorsque nous chargeons la poutre et que nous la déchargeons instantanément, la force dans le câble avant et après chargement avait diminué. Ainsi, la précontrainte nécessaire à annuler la flèche était de nouveau plus grande que prévu et cette dernière était elle aussi plus élevée.

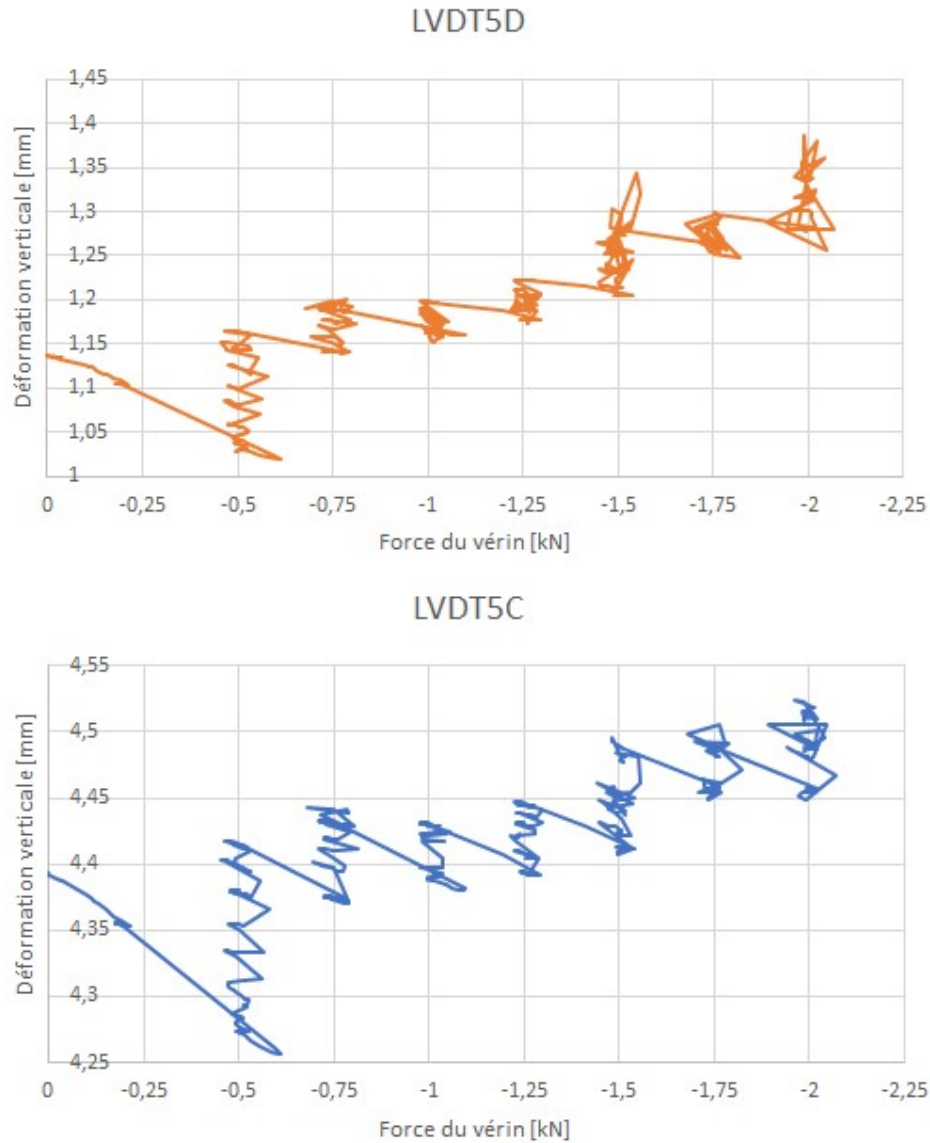


Figure 95 - Résultats expérience flèche locale

Pour ce qui est des résultats de la flèche locale, ils correspondent plus ou moins bien à ceux de la flèche globale. La légère augmentation de la flèche avec la charge est due au fait que la flèche locale représente moins bien le modèle actif dans son ensemble.

3. Essai vibratoire

3.1. Quelle expérience et pourquoi ?

Cet essai consistait en l'excitation d'une poutre avec système actif afin de déterminer l'effet de la précontrainte sur la fréquence propre.

En effet, comme vu dans le chapitre « vibratoire » de la partie C, la tenue vibratoire d'un plancher dépend tout d'abord de la première fréquence propre, dite fondamentale. Celle-ci est donnée par la formule suivante [28] :

$$f = \frac{\pi}{2L^2} \sqrt{\frac{(EI)_l}{m}} \text{ [Hz]}$$

Le système actif, venant amener de la rigidité, peut-il augmenter la fréquence propre du plancher ?

Ci-dessous le schéma de l'expérience, qui est presque le même que pour l'essai statique, à l'exception que la poutre n'est plus chargée par un vérin mais par des poids suspendus au bas de la poutre et connectés à un électro-aimant, et qu'une jauge de déformation ait été collée préalablement sur le milieu supérieur de la poutre.

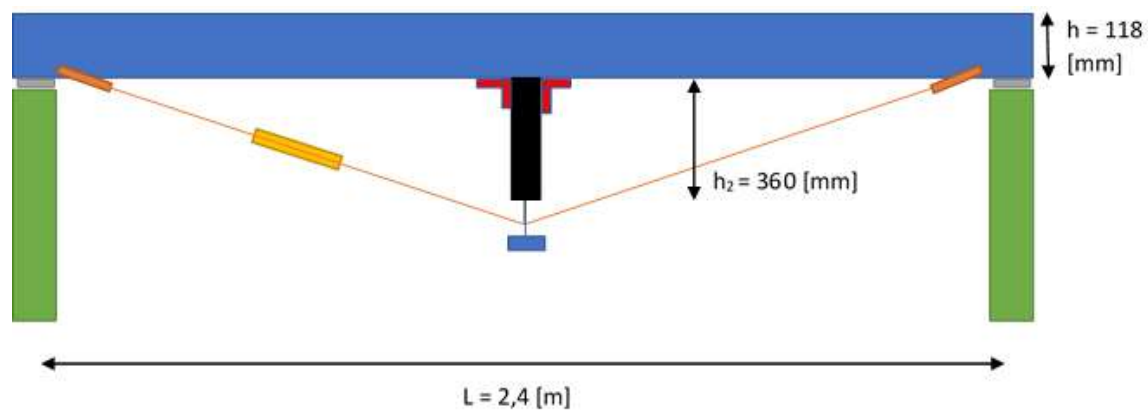


Figure 96 - Schéma vibratoire



Figure 97 - Montage de l'essai vibratoire



Figure 98 - Jauge de déformation et plateau de mise en charge

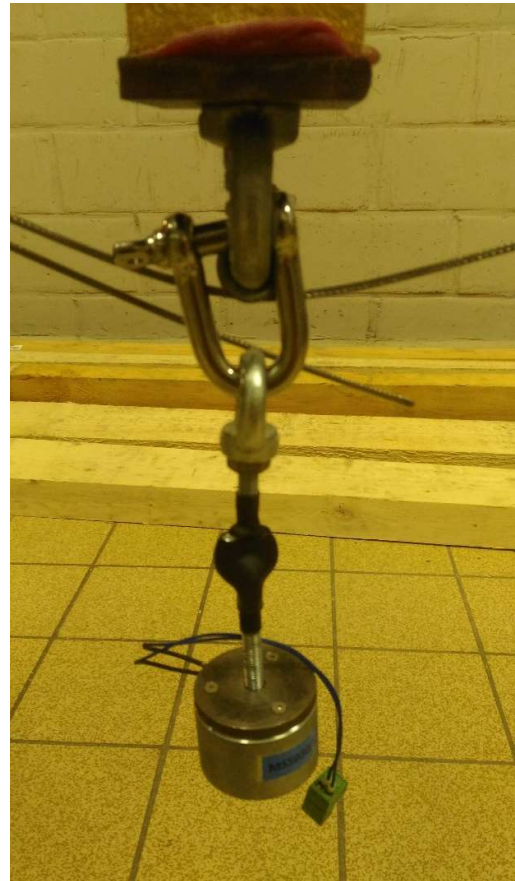


Figure 99 - Electro-aimant

Le fonctionnement de cette expérience est le suivant : l'électro-aimant, une fois branché à une alimentation, va être activé, ce qui connectera le plateau à la poutre, la mettant ainsi en charge.

Lorsque l'électro est débranché, le plateau se déconnecte, provoquant la décharge immédiate de la poutre. Elle va donc passer d'un état de déformation verticale à un état de repos.

Le but de cette mise en charge est d'émettre une impulsion dans la poutre permettant de la mettre en oscillations. Ces oscillations vont être enregistrées via un système d'acquisition, qui va tracer le graphe de la déformation en fonction du temps, comme représenté ci-dessous.

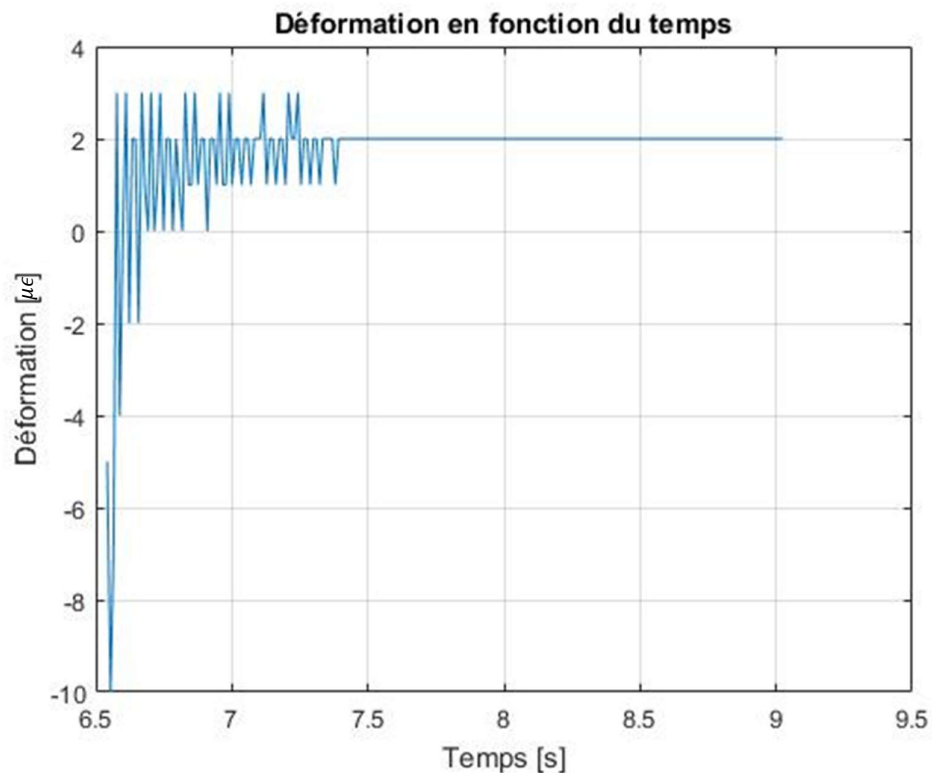
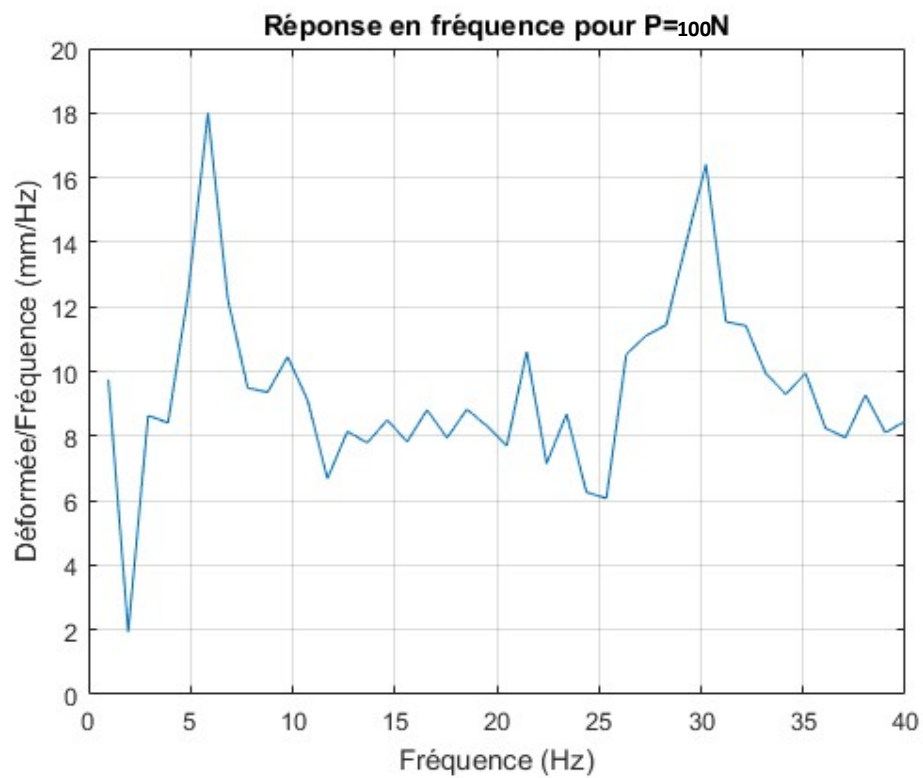
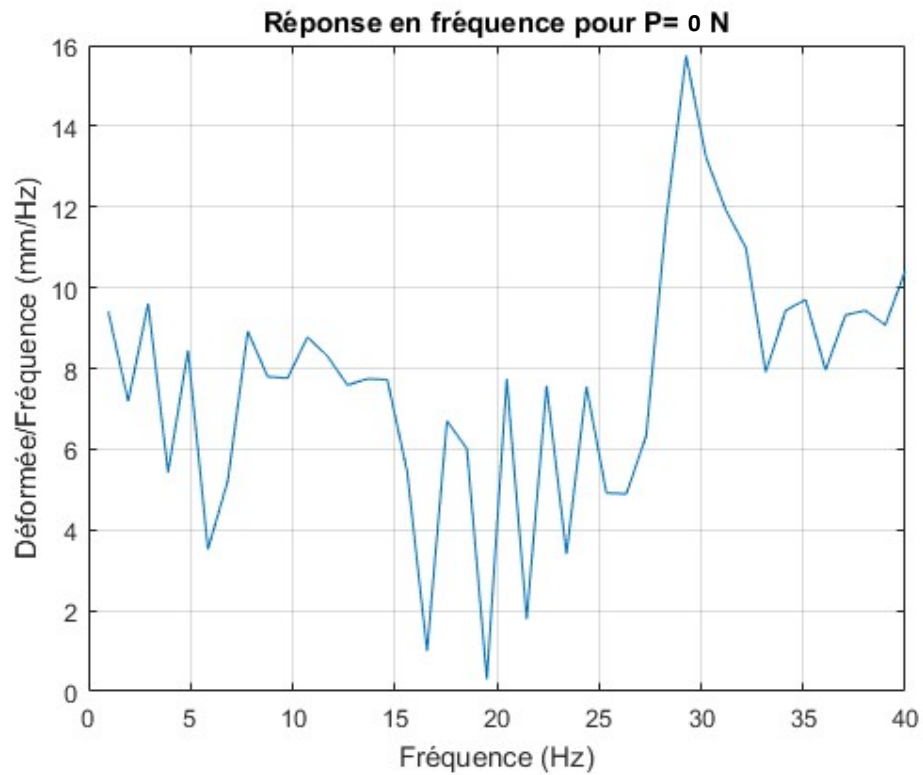


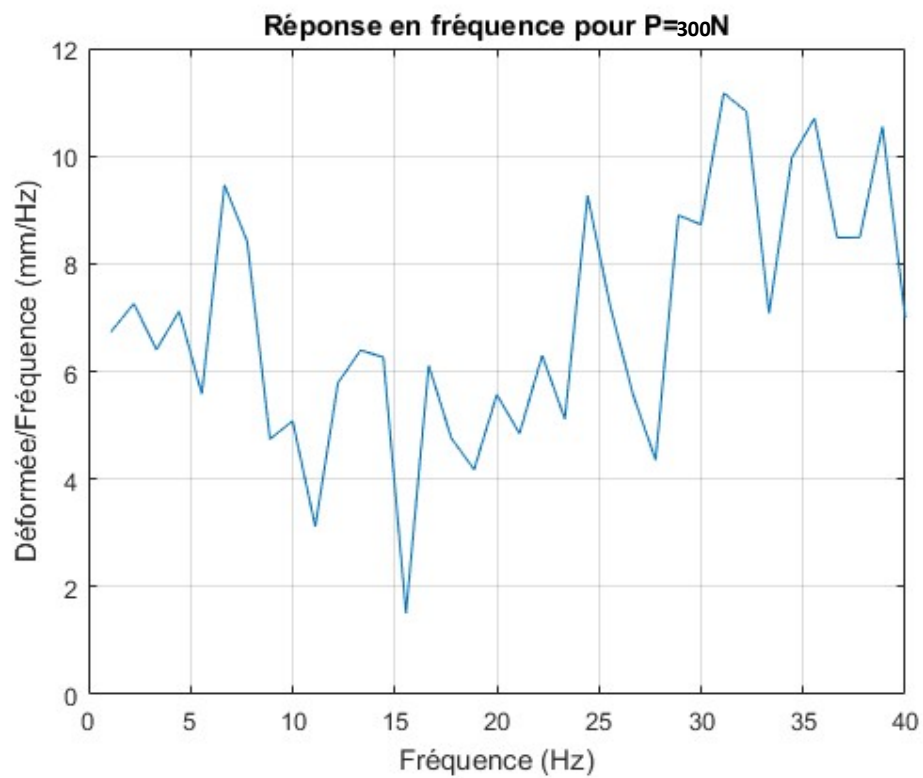
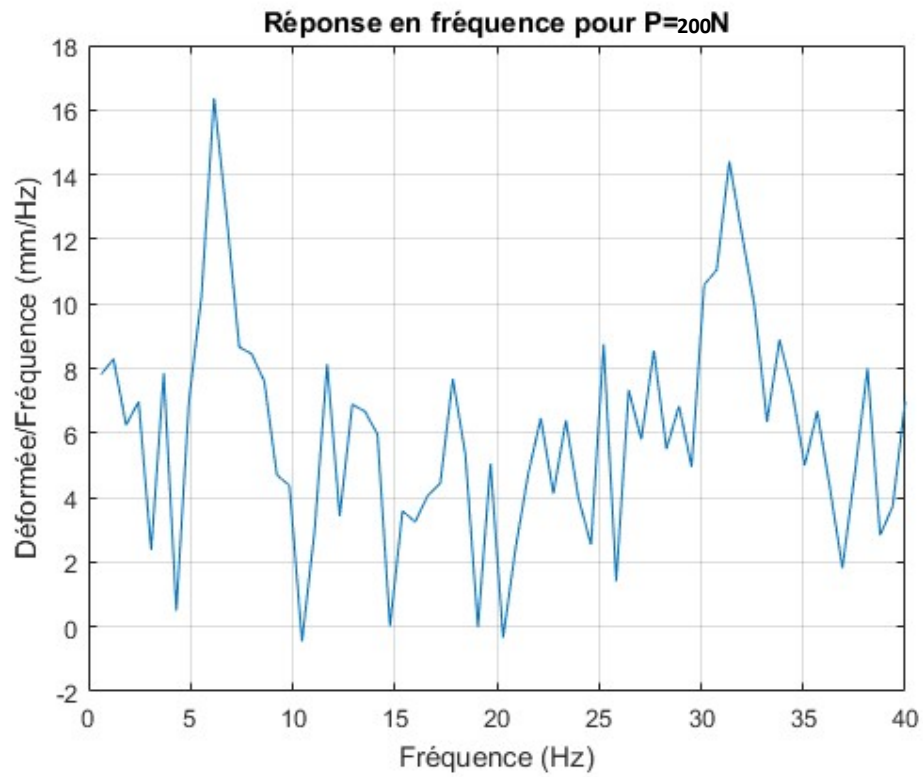
Figure 100 - Graphique de l'impulsion suivi des oscillations

Une fois ce graphe obtenu, on calcule la transformée de Fourier afin d'obtenir la réponse en fréquence de la déformation. Cette réponse en fréquence va permettre de trouver la fréquence fondamentale. En effet, cette dernière étant la fréquence à laquelle le système oscille, le premier pic après celui de l'impulsion sur le graphe de la réponse en fréquence sera, normalement, la fréquence fondamentale du système.

3.2. Résultats de l'essai

Les réponses en fréquence pour chaque stade de précontraintes sont données ci-dessous.





Premièrement, on voit qu'à faible précontrainte, la fréquence propre est clairement identifiable : il y a un seul pic à une fréquence autour de 28/29Hz.

Ensuite, la précontrainte augmentant, un deuxième pic fait son apparition, tandis que le pic de 28/29Hz passe à 31/32Hz. L'explication la plus probable pour l'apparition de ce deuxième pic est que l'oscillation de la poutre est trop faible (de l'ordre de $3 \mu\epsilon$) pour faire apparaître clairement la fréquence propre, les déformations se confondant avec les bruits du signal.

Si l'hypothèse comme quoi ce premier pic aux alentours de 6Hz est causé par un bruit de signal est émise, alors nous pouvons dire que la fréquence propre augmente avec la précontrainte dans les câbles. Ce qui n'est pas tout à fait aberrant, puisque la précontrainte dans les câbles va rigidifier la poutre et l'ensemble du plancher, et que comme vu plus haut, la fréquence propre dépend elle-même de la rigidité de ce plancher.

Il est difficile de quantifier l'effet de la précontrainte sur la fréquence propre, mais c'est un effet positif.

Pour améliorer la précision de l'expérience vibratoire, il y a deux pistes d'améliorations. Soit changer le système de mise en excitation de la poutre, comme par exemple taper avec une masse, puisque l'électro-aimant ne permettait pas d'avoir une charge supérieure. Soit changer le type d'appareil de mesure. En effet, la jauge de déformation n'a pas une précision très grande, et donc les lectures de déformations dynamiques s'en trouvent biaisées. Par contre, l'utilisation d'un accéléromètre permettrait d'avoir un plus grand nombre de données, d'une échelle plus petite, et ainsi éviter que les mesures se confondent avec le bruit alentour.

4. Conclusion des expériences

Les expériences menées au niveau statique sont encourageantes quant à l'exactitude de la théorie du système actif. Les résultats semblent concordants, même si les tests n'ont été effectués que sur une poutre simple en épicea, et non sur un plancher entier.

En ce qui concerne l'aspect vibratoire, les résultats ne sont pas si précis. Il semblerait que notre hypothèse par rapport au bouton qui servirait d'appui élastique intermédiaire ne soit pas tout à fait vérifiée. En effet, l'expérience menée n'a pas pu mettre en évidence l'exactitude ou l'inexactitude de celle-ci, principalement à cause de la trop faible charge employée pour mettre le système en vibration (= charge limite que l'électro-aimant pouvait reprendre). Il aurait été intéressant d'employer un autre dispositif pour mettre la poutre en vibration afin d'avoir des résultats plus significatifs.

Conclusion

Le but de cette étude était de concevoir un système actif pour plancher en bois permettant ainsi d'annuler les déformations à long terme et à court terme, diminuant donc les critères de dimensionnement, pour essayer de concurrencer les planchers en hourdis béton.

Il a fallu dans un premier temps développer les équations d'un tel modèle, celui-ci n'ayant jamais été imaginé auparavant. Les équations liant la précontrainte dans les câbles et la déformée du plancher ont permis de fournir les performances d'un tel plancher en fonction justement de la précontrainte insérée.

Bien que les hypothèses pour obtenir ces performances s'éloignent quelque peu de la réalité, les résultats obtenus sont plus qu'encourageants : pouvoir atteindre de grandes portées tout en pouvant supporter des charges équivalentes aux hourdis béton est le résultat attendu. Le gros problème réside dans le modèle en lui-même : les vérins hydrauliques coûtent très chers, et en mettre un par solive n'est pas envisageable.

Nous avons aussi développé certaines pistes d'améliorations du plancher actif afin d'être encore plus concurrent des hourdis béton, notamment dans les complexes acoustiques. Les études et recherches qui ont été menées dans ce domaine-là montre bien que la charge et la hauteur utile au-dessus du plancher sont en fait nettement moins grandes que celles prises en hypothèses pour les calculs, ce qui favorise grandement notre modèle.

De plus, la résistance vibratoire des planchers en bois, comme calculé dans cette étude, est bien faible, surtout à grande portée. Notre système actif qui rigidifie le plancher a donc de grande chance d'améliorer ce point négatif. Cette piste est encouragée par les résultats de l'expérience que nous avons menée en laboratoire. Bien qu'ils soient assez imprécis lors de ce test, les résultats laissent entendre que plus la précontrainte augmente, plus la fréquence propre augmente aussi, ce qui est tout à fait bénéfique pour la tenue vibratoire du plancher.

L'autre expérience visant elle à confirmer le modèle théorique d'un point de vue statique, s'est révélée positive, les résultats collant presque avec la théorie, à l'exception près que les valeurs attendues sont fort différentes, dû sans doute à la mise en œuvre du système ainsi que des matériaux utilisés.

Il reste maintenant à caractériser l'effet de frottement entre la dalle en béton et le plancher en bois. En effet, les câbles utilisés pour la précontrainte étant ancrés dans la dalle de béton supérieure, l'effort dans l'ancrage est transmis dans la dalle en béton mais aussi dans la poutre en bois. Ce qui va engendrer des contraintes en flexions composées importantes et ainsi réduire la précontrainte maximale dans les câbles, et par conséquent la charge maximale admissible.

Cette étude est assez complexe car le glissement réel entre le béton et le bois n'est pas connu et donc les efforts transmis et rasants non plus. Le comportement du complexe sans l'hypothèse que nous avons prise devient nettement plus compliqué.

Une autre piste d'amélioration est celle de l'optimisation du nombre de vérins. En effet, comme nous l'avons dit, mettre un vérin par solive (ou l'équivalent du système structurel du plancher), n'est pas envisageable d'un point de vue financier.

Il serait donc grandement intéressant de se pencher sur une manière de transmettre les efforts du système actif d'une solive à l'autre en ne mettant un vérin qu'une fois sur deux ou sur trois. En imaginant un réseau soit constitué de poutre en bois comme un treillis ou de barres métalliques, il devrait être possible de mettre cela en œuvre. Encore une fois, toute la conception du plancher en

sera changée puisque la précontrainte nécessaire à annuler la flèche d'une solive ne sera pas suffisante pour annuler celles de plusieurs, les transmissions d'efforts n'étant jamais parfaites.

Ainsi donc nous espérons que notre mémoire aura contribué à l'avancement dans l'optimisation des planchers en bois, qui sont la base même des constructions de bâtiment, et dont la hauteur et résistance sont très importantes. De plus, le matériau bois étant beaucoup plus écologique que le béton, et ce sur plusieurs point, l'amélioration de ces planchers sert l'avenir de notre planète.

Bibliographie

- [1] Service public de Wallonie (2011), *Forêt de chez nous*, Jambes. En ligne : http://environnement.wallonie.be/publi/education/foret_de_chez_nous.pdf
- [2] MGB Architecture, BTY Group, LMDG Ltd, Equilibrium Consulting (2012), *The case for Tall Wood Buildings : How Mass Timber Offers a safe, Economical, and environmentally Friendly Alternative for Tall Building Structures*, Canada.
- [3] Energie+ (s.d.), *La combustion du bois*, en ligne : <https://www.energieplus-lesite.be/index.php?id=16667#c20382>, consulté en mars 2017
- [4] Josef Kolb (2011), *Bois, systèmes constructifs* (2^{ème} éd). Uttwil, Suisse.
- [5] Cecobois (s.d.), *Pourquoi construire en bois ?*, en ligne : <http://www.cecobois.com/fr>, consulté en mars 2017.
- [6] Société Royale Forestière de Belgique asbl (s.d.), *Le Hêtre*, Bruxelles. En ligne : http://www.srfb.be/sites/default/files/Fiche_H%C3%AAtre.pdf
- [7] Lecomte H. (s.d.), *NatForE3 : Composition de la forêt wallonne*, en ligne : <http://environnement.wallonie.be/eew2000/natfor/natfore3.htm>, consulté en mars 2017
- [8] Visart M. (2013), *La surexploitation des massifs résineux menace le secteur du bois*, en ligne : https://www.rtf.be/info/economie/detail_la-surexploitation-des-massifs-resineux-menace-le-secteur-du-bois?id=8058908, consulté en mars 2017
- [9] Latteur P. (2017), *Structure en bois*, Louvain-la-Neuve.
- [10] Mikolajczak C. (2016), *Les forêts, le bon plan pour les investisseurs?*, en ligne : <http://www.lalibre.be/economie/conjoncture/les-forets-le-bon-plan-pour-les-investisseurs-5852362ccd70e99721aa6dab>, consulté en mars 2017
- [11] Albert C. (2013), *Le résineux wallon est surexploité*, en ligne : <http://www.7sur7.be/7s7/fr/2765/Environnement/article/detail/1678268/2013/08/01/Le-resineux-wallon-est-surexploite.dhtml>, consulté en mars 2017
- [12] Debleser E. et Schumacher J. (2014), *La valorisation du bois de hêtre dans la construction*, Université Catholique de Louvain, Louvain-la-Neuve.
- [13] LuxembourgCreative (2016), *La construction bois multi-étages*, en ligne : <https://www.slideshare.net/luxembourgcreative/luxembourg-creative-2016-la-construction-bois-multitages>, consulté en mars 2017
- [14] Leonardi P. (2017), *Le bois belge aimerait prendre plus de hauteur, le soir immo*, p.3.
- [15] Confédération Construction (2015), *Plus haut immeuble à appartements en CLT du pays*, Mont-sur-Marchienne, Belgique. En ligne : <http://www.confederationconstruction.be/Portals/28/cellule%20energie/Visite%20de%20chantier%20Mont%20sur%20Marchienne.pdf>
- [16] Ney&Partners (2015), *Eco-quartier les closières*, en ligne : <http://www.bureau-etudes-bois.be/project/14-051-01-les-closieres/>, consulté en mars 2017

- [17] Construction21 (2015), *La construction multi-étagée en bois : (r)Evolutions futures en Belgique ?*, en ligne : <https://www.construction21.org/belgique/articles/be/la-construction-multi-etagee-en-bois--revolutions-futures-en-belgique.html>, consulté en mars 2017
- [18] Mobic (s.d.), *Notre usine*, en ligne : <http://www.mobicsa.be/notre-usine>, consulté en mars 2017
- [19] FloorNature Architecture&Surfaces (2014), *Shigeru Ban : Bureaux Tamedia, l'architecture dans le détail à Zurich*, en ligne : <http://www.floornature.eu/shigeru-ban-bureaux-tamedia-larchitecture-dans-le-detail-a-zurich-9062/>, consulté en mars 2017
- [20] TheFifthEstate (2013), *Cross-laminated timber could spark local manufacturing industry*, en ligne : <http://www.thefifthestate.com.au/articles/clt-could-spark-local-manufacturing-industry/51883>, consulté en mars 2017
- [21] Hawkins/Brown (2017), *Wenlock Cross / Innovative new homes for Hackney*, en ligne : <https://www.hawkinsbrown.com/projects/17-21-wenlock>, consulté en mars 2017
- [22] Build Up (2017), *Treet – a wooden high-rise building with excellent energy performance*, en ligne : <http://www.buildup.eu/en/practices/cases/treet-wooden-high-rise-building-excellent-energy-performance>, consulté en mars 2017
- [23] Moriscot A. (2016), *Avec ces tours en bois, Bordeaux s'offre une première mondiale*, en ligne : <http://bfmbusiness.bfmtv.com/votre-argent/avec-ces-tours-en-bois-bordeaux-s-offre-une-premiere-mondiale-959334.html>, consulté en mars 2017
- [24] C. L. (2017), *Deux tours en bois s'enracineront bientôt à Bordeaux*, en ligne : <http://www.batiactu.com/edito/apres-hyperion-place-a-silva-44102.php>, consulté en mars 2017
- [25] Burgo P. F. (2015), *Un immeuble en bois de 84 mètres de haut ?*, en ligne : <http://www.ihsnews.net/un-immeuble-en-bois-de-84-metres/>, consulté en mars 2017
- [26] Demeure Y. (2015), *Suède : un projet de gratte-ciel en bois pour 2023*, en ligne : <http://citizenpost.fr/2015/02/suede-un-projet-de-gratte-ciel-en-bois-pour-2023/>, consulté en mars 2017
- [27] DINH A. T. (2011), *Comportement élastique et non-linéaire du bois en relation avec sa structure*, Agro-Paris Tech, Paris.
- [28] NBN EN 1995 Eurocodes structuraux, *Eurocode 5 : Calcul des structures en bois*.
- [29] Equipe qualité des bois du LERFoB, Institut d'utilisation des forêts et de la science du travail (2006), *Analyse du cœur rouge chez le hêtre en relation avec les caractéristiques externes de l'arbre – vers la modélisation de sa présence et de sa forme au niveau arbre individuel*, Paris. En ligne : <http://prodinra.inra.fr/ft?id=%7BFA5CC8AB-5494-408B-99F5-BB31EBDA96E9>
- [30] Arnal D., De Potter B. (2011), *Hêtre au cœur rouge et hêtre blanc : les faux-jumeaux*, Namur. En ligne : [https://www.foretwallonne.be/images/stories/pdf/folder/fw113_32-41\[coeur\].pdf](https://www.foretwallonne.be/images/stories/pdf/folder/fw113_32-41[coeur].pdf)
- [31] Ergon (2009), *Ergon, guide technique*, Lier.
- [32] FebeFloor (s.d.), *Planchers préfabriqués*, Bruxelles. En ligne : <http://www.febe.be/frontend/files/userfiles/files/Andere%20Publicaties/publication-techniques/Planchers%20prefabriques%20-planchers%20alveoles%20-%20planchers%20a%20poutrelles%20et%20entrevous%20-%20planchers%20nervures.pdf>

- [33] Institut Autrichien des Techniques de Construction (OIB) (2014), *Evaluation Technique Européenne*, Autriche.
- [34] Kielsteg (2016), *Workbook for architects and planners*, Mehring, Allemagne.
- [35] Latteur P. (2012), *Calculer une structure : de la théorie à l'exemple* (5^{ème} ed), Louvain-la-Neuve, Belgique.
- [36] CSTC (2010), *Rapport n°13 Comportement physique et mécanique des planchers mixtes bois-béton*, Bruxelles.
- [37] Gendron B. (2016), *Ponts composites bois-béton en portée simple : théorie, essais et conception* (mémoire de master), Université de Laval, Québec.
- [38] NBN EN 13779 (2007), *Ventilation dans les bâtiments non résidentiels – exigences de performances pour les systèmes de ventilation et de conditionnement d'air*.
- [39] NBN EN 1992-1-1 Eurocodes structuraux (2005), *Eurocode 2 : Calcul des structures en béton*.
- [40] NBN S 01-400-1 (2008), *Critères acoustiques pour les immeubles d'habitation*.
- [41] Blasco M. (2014), *Edification soutenable 1 : partie acoustique*, Louvain-la-Neuve.
- [42] CSTC (1999), *La normalisation européenne en acoustique du bâtiment*, Bruxelles.
- [43] Energie+ (s.d.), *Acoustique et vitrage*, en ligne : <https://www.energieplus-lesite.be/index.php?id=10445#c4904>, consulté en avril 2017
- [44] CSTC (2012), *Confort acoustique aux bruits de choc des planchers et revêtements de sol en bois*, en ligne : <http://www.cstc.be/homepage/index.cfm?cat=publications&sub=bbri-contact&pag=Contact35&art=546>, consulté en avril 2017
- [45] Rockwool (s.d.), *L'acoustique dans le bâtiment*, en ligne : <http://www.rockwool.fr/laine+de+roche/isolation+acoustique+-+confort/l'acoustique+dans+le+b%C3%A2timent>, consulté en avril 2017
- [46] Carré P. (s.d.), *Isolation acoustique, acoustique des locaux d'écoute*, en ligne : <http://www.acouphile.fr>, consulté en avril 2017
- [47] Fabemi (s.d.), *Réglementation acoustique*, en ligne : <http://www.fabemi-structures.com/reglementation-acoustique>, consulté en avril 2017
- [48] Ecima (2013), *Les atouts de la ouate de cellulose : les performances acoustiques*, en ligne : <http://ouate-cellulose.org/2013/10/25/dossier-les-atouts-de-la-ouate-de-cellulose-les-performances-acoustiques-310/>, consulté en avril 2017
- [49] Quirt J.D., Nightingale T.R.T. (2008), *Isolation aux sons aériens dans les immeubles d'habitation*, en ligne : http://www.nrc-cnrc.gc.ca/ctu-sc/fr/ctu_sc_n66, consulté en avril 2017
- [50] Actif Construction (s.d.), *Pourquoi avons-nous besoin d'une isolation phonique ?*, en ligne : <http://www.actifc.com/isolation-phonique-batiment-industrie/>, consulté en avril 2017
- [51] Portail Environnement-Santé de la Région Wallonne (s.d.), *Son, bruit, hertz, décibels : de quoi parle-t-on ?*, en ligne : <http://environnement.sante.wallonie.be/home/au-quotidien/environnement-exterieur/bruit/son-bruit-hertz-decibels--de-quoi-parle-t-on.html>, consulté en avril 2017

- [52] NBN EN-ISO 717 (2013), *Acoustique – évaluation de l'isolement acoustique des immeubles et des éléments de construction*.
- [53] Liu H. (2006), *Corrélation entre perception au confort vibratoire et comportement dynamique de plancher bois : apport pour le dimensionnement* (Thèse de doctorat), INSA Lyon, France.
- [54] Hivoss (2007), *Guide de contrôle vibratoire des planchers*.
- [55] CSTC (2016), *Evaluation de la résistance au feu*, Bruxelles. En ligne : http://www.cstc.be/homepage/index.cfm?cat=services&sub=standards_regulations&pag=fire&art=standards_and_regulations&niv01=belgian-european_standardization&niv02=passive_fire_safety&niv03=evaluation_fire_resistance, consulté en juin 2017
- [56] Rf-Technologies (2013), *Guide de normes de base*, Oosterzele. En ligne : <http://www.rft.be/Upload/main/Brandveiligheid/basisnormen-Belgie/HB%20BN%202013-FR.pdf>
- [57] NBN EN 13501 (2010), *Classement au feu des produits et éléments de construction*.
- [58] NBN EN 408 (2012), *Structures en bois – Bois de structure et bois lamellé-collé – Détermination de certaines propriétés physiques et mécaniques*.
- [59] NBN EN 384 (2016), *Bois de structure- détermination des valeurs caractéristiques des propriétés mécaniques et de la masse volumique*.

Annexes

Annexe n°1 : calculs pour plancher solives

Charge fixe = 3,75kN/m² et

Charge répartie = 3kN/m²

Entraxe = 0,3 – 0,45 – 0,6 [m]

ELS CT = $\sum G + (Q_1 + \sum \Psi_{0,i} Q_i) = 3,75 + 3 = 6,75$ [kN/m²]

ELS LT = $(1 + k_{def}) \sum G + (Q_1 + \sum \Psi_{0,i} Q_i) + k_{def} \sum \Psi_{2,i} Q_i = (1+0,6) \times 3,75 + 3 + 0,6 \times 0,3 \times 3 = 9,54$ [kN/m²]

	$q_{ELS,CT}$ [kN/m]	$q_{ELS,LT}$ [kN/m]
Entraxe = 0,3 [m]	2,025	2,862
Entraxe = 0,45 [m]	3,0375	4,293
Entraxe = 0,6 [m]	4,05	5,724

$E_{0,m} = 15\,741$ [N/mm²] = 15741000 [kN/m²]

$$I = \frac{bh^3}{12}$$

Section [cm²]	Inertie [mm⁴]
4x15	11250000
4x23	40556667
7x15	19687500
7x18	34020000
8x23	81113333
10x30	225000000

Le flèche à court terme se calcule de cette manière :

$$\delta = \delta_M + \delta_V = \frac{5 \times q_{ELS,CT} \times L^4}{384 \times E_{0,m} \times I} + \frac{q_{ELS,CT} \times L^2}{8 \times G_{0,m} \times A_v} \leq \delta_{max} = \frac{1}{500}$$

- δ_M est la flèche à court terme due au moment
- δ_V est la flèche à court terme due à l'effort tranchant : cette dernière est négligée pour une résolution plus aisée des calculs.

On obtient donc cette équation :

$$\delta_M = \frac{5 \times q_{ELS,CT} \times L^4}{384 \times E_{0,m} \times I} \leq \delta_{max} = \frac{1}{500} \Leftrightarrow L = \sqrt[4]{\frac{384 \times E_{0,m} \times I}{500 \times 5 \times q_{ELS,CT}}}$$

Le flèche à long terme se calcule de cette manière :

$$\delta = \delta_M + \delta_V = \frac{5 \times q_{ELS} L T \times L^4}{384 \times E_{0,m} \times I} + \frac{q_{ELS} L T \times L^2}{8 \times G_{0,m} \times A_v} \leq \delta_{\max} = \frac{1}{300}$$

- δ_M est la flèche à long terme due au moment
- δ_V est la flèche à long terme due à l'effort tranchant : cette dernière est négligée pour une résolution plus aisée des calculs.

On obtient donc cette équation :

$$\delta_M = \frac{5 \times q_{ELS} L T \times L^4}{384 \times E_{0,m} \times I} \leq \delta_{\max} = \frac{1}{300} \Leftrightarrow L = \sqrt[4]{\frac{384 \times E_{0,m} \times I}{300 \times 5 \times q_{ELS} L T}}$$

Il suffit ensuite de remplacer $q_{ELS,CT}$, $q_{ELS,LT}$ et I pour obtenir la portée que l'on souhaite.

Annexe n°2 : Calculs pour plancher treillis

Optimisation

Hypothèses:

- Charge fixe de 3,75kN/m² et charge répartie de 3kN/m²
- Hauteur totale de plancher de 90cm avec un complexe acoustique de 20cm
- Portée L de 10m
- Entraxe e de 0,5m
- Sections des barres carrées

Premièrement il nous faut calculer l'élancement des poutres treillis. Celui-ci vaut la longueur totale du treillis divisé par sa hauteur $\frac{L}{H}$

$$\text{Ici donc } \frac{L}{H} = \frac{10}{0,7} = 14,3$$

L'indice de flambement se calcule lui par la formule suivante : $\Psi = \frac{\mu \sigma L}{\sqrt{qEF}}$

Avec

- μL la longueur de flambement, qu'on prendra ici égale à la portée puisque le treillis est biarticulé
- σ la résistance du matériau qu'on prendra égale à 53 [MPa]
- q le coefficient de forme, qui pour des sections carrées pleines vaut $q = \frac{1}{12}$
- E le module d'élasticité égal à 15741 [MPa]
- F la force totale exercée sur le treillis en [kN], ici, $F = Q * e * L = 45$ [kN]

Finalement, $\Psi = 69$ [-]

En regardant sur les courbes d'efficience, on trouve donc un nombre de mailles de 18.

Calcul du treillis

Pour calculer les membrures du treillis il faut faire plusieurs vérifications : ELU, ELS et flambement dans les membrures comprimées.

Pour la vérification ELU, il suffit de satisfaire la relation ci-dessous :

$$\frac{N_{c,max}}{A} \leq f_{c,0,d}$$

Avec $N_{c,max}$ l'effort maximal de compression dans les barres du treillis, A la section de la barre correspondante et $f_{c,0,d}$ la résistance en compression du matériau.

Cette vérification ELU n'est en fait pas nécessaire parce que la vérification au flambement est plus sécuritaire :

$$\frac{N_{c,max}}{A} \leq k_c f_{c,0,d}$$

Avec k_c le coefficient réducteur lié au flambement, compris entre 0 et 1.

La vérification au flambement se fait comme suit :

Elancement λ (mesure du danger au flambement) est égal à

$$\lambda = L_f \sqrt{\frac{A}{I}} = L \sqrt{\frac{1}{h^2}}$$

L'élancement sous lequel la loi d'Euler cesse d'être valable est donné par :

$$\lambda_E = \pi \sqrt{\frac{E_{0,k}}{f_{c,0,k}}}$$

L'élancement relatif est donc

$$\lambda_{rel} = \frac{\lambda}{\lambda_E}$$

Le coefficient réducteur k_c se calcule via la formule ci-dessous

$$k_c = \frac{1}{k + \sqrt{k^2 - \lambda_{rel}^2}}$$

Avec $k = 0,5(1 + \beta_c(\lambda_{rel} - 0,3) + \lambda_{rel}^2)$ et $\beta_c = 0,2$ pour le bois massif.

La valeur des efforts internes sont obtenus via le logiciel ISSD® afin d'accélérer le temps de calcul.

Une fois cet effort maximal connu, en faisant un calcul itératif, les caractéristiques de la section sont trouvées.



Figure 78 Efforts internes

Avec les hypothèses citées en début de cette annexe, nous trouvons une section de 80mm de côté pour les barres des membrures supérieures. Pour les diagonales, on trouve 51mm.

Les membrures inférieures seront prises égales à celles supérieures par souci de simplicité.

Il reste donc la vérification ELS à effectuer.

On prendra le critère à long terme, c'est-à-dire $\delta \leq \frac{L}{300}$

Pour calculer la flèche globale d'un treillis il faut utiliser le théorème de la force unitaire. En effet la déformation est égale à :

$$\delta = \sum_{i=1}^n \frac{N_i n_i}{E_i A_i} L_i$$

Les efforts N_i et n_i sont aussi obtenus via le logiciel ISSD.

Pour les hypothèses de base et en prenant comme configuration des sections de 80x80mm² pour les membrures inférieures et supérieures, ainsi que 60mm² pour les diagonales, nous obtenons une flèche globale $\delta = 28mm < \frac{L}{300} = 33mm$

Les calculs pour les autres entraxes sont les mêmes, il faut juste changer les valeurs de la force F exercée sur le treillis.

Annexe n°3 : Exemple de calculs pour plancher mixte

Exemple pratique : dimensionnement d'un plancher mixte en bois-béton

Considérons un plancher mixte en bois-béton composé de solives en bois de type Parallam 68 mm x 241 mm, de panneaux de type OSB de 18 mm d'épaisseur et d'une couche en béton armé C25/30 de 4 cm connectée mécaniquement aux poutres à l'aide de connecteurs métalliques. Le plancher est soumis aux charges permanentes et variables suivantes :

• poids propre du béton, des poutres en bois et des panneaux OSB (voir calcul au § 1)

• surcharge permanente correspondant à la chape et au revêtement de sol de type carrelage : 0,5 kN/m²
 charges d'exploitation sur les planchers, à raison de 2 kN/m², catégorie A pour habitation (Eurocode 1, partie 1-1).

Les caractéristiques des éléments composant le plancher, supposé être utilisé en classe de service 1 suivant l'Eurocode 5-1-1, sont précisées dans le tableau ci-après.

	Propriétés des matériaux	Symboles	Valeurs	Sources
Densité des poutres en bois	Largeur	b_2	68 mm	Fiche technique producteur
	Hauteur	h_2	241 mm	Fiche technique producteur
	Portée	l	5 m	
	Entraxe	b_1	500 mm	
	Largeur efficace ⁽¹⁾	$b_{eff} = \min(b_1; l/8)$	500 mm	
	Densité	ρ	767 kg/m³	Fiche technique producteur
	Valeur caractéristique de la résistance à la flexion	$f_{m,k}$	40 N/mm²	Fiche technique producteur
	Valeur caractéristique de la résistance à la traction axiale	$f_{t,0,k}$	24 N/mm²	Fiche technique producteur
	Valeur caractéristique de la résistance au cisaillement	$f_{v,k}$	2,4 N/mm²	Fiche technique producteur
	Coefficient partiel de sécurité du bois massif	M_b	1,3 [-]	EN 1995-1-1, tableau 2.3
	Coefficient partiel de sécurité de l'assemblage	M_a	1,3 [-]	EN 1995-1-1, tableau 2.3
	Coefficient de déformation en classe de service 1	k_{def}	0,6 [-]	EN 1995-1-1, tableau 3.2
	Coefficient de modification en classe de service 1 - Action à moyen terme	k_{mod}	0,8 [-]	EN 1995-1-1, tableau 3.1
	Module d'élasticité en flexion	$E_{0,mean}$	14000 N/mm²	Fiche technique producteur
Panneaux OSB	Épaisseur	t_{OSB}	18 mm	
	Densité	ρ_{OSB}	600 kg/m³	Fiche technique producteur
Dalle en béton	Épaisseur	h_1	40 mm	
	Résistance caractéristique en compression sur cylindre	$f_{c,k}$	25 N/mm²	EN 1992-1-1, tableau 3.1
	Coefficient de sécurité partiel du béton	γ_c	1,5 [-]	EN 1992-1-1, tableau 2.1N
	Coefficient de fluage du béton ⁽²⁾		2 [-]	EN 1992-1-1, § 3.1.4
	Masse volumique du béton légèrement armé	ρ_c	2500 kg/m³	EN 1991-1-1, Annexe B
	Module d'élasticité en flexion	E_{cm}	31000 N/mm²	EN 1992-1-1, tableau 3.1
Connecteurs (armature 12 enchâssée)	Distance entre connecteurs	s	100 mm	
	Module de glissement aux ELS	K_{ser}	6000 N/mm	Résultats expérimentaux : § 4
	Module de glissement aux ELU	$K_{ed} = 2/3 K_{ser}$	4000 N/mm	Résultats expérimentaux : § 4
	Résistance caractéristique	P_{Rk}	10.000 N	Résultats expérimentaux : § 4
⁽¹⁾ la largeur doit être prise telle que la largeur efficace ne dépasse pas la largeur géométrique b_1 (distance entre poutres en bois). ⁽²⁾ Les hypothèses adoptées pour déterminer le coefficient de fluage sont les suivantes : $t_0 = 30$ jours; ciment de type N; béton C25/30.				

I. Charges

Les charges à considérer sur le système de plancher sont par conséquent :

- ✓ le poids propre des poutres et des panneaux par mètre de plancher, soit :

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

- ✓ le poids propre de la dalle en béton, soit :

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

la charge permanente due au poids propre vaut donc :

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

- ✓ la surcharge permanente comprenant une chape de 4 cm en mortier de ciment de 20 kN/m³ et un revêtement de sol de type carrelage de 0,5 kN/m², soit :

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

- ✓ la charge variable d'exploitation (pour un bâtiment résidentiel, classe 1 selon l'EN 1991-1-1) :

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

II. Combinaisons de charges

- ✓ Combinaison d'actions en situation de projet durable et transitoire (ELU) :

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

- ✓ Combinaison d'actions quasi-permanentes (ELS - QP) :

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

- ✓ Combinaison d'actions caractéristiques (ELS - C) :

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

III. Etats limites ultimes (ELU)

a. Calcul du moment sollicitant maximum

En supposant que les poutres soient isostatiques, le moment de flexion maximum (à mi-travée) à l'ELU

M_{Ed}^+ vaut :

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

b. Calcul de la rigidité équivalente en flexion à court terme⁽⁹⁾

La rigidité équivalente se calcule selon le point B.2 de l'annexe B de l'Eurocode 5-1-1 et vaut :

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

où

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

$$\gamma_2 = 1$$

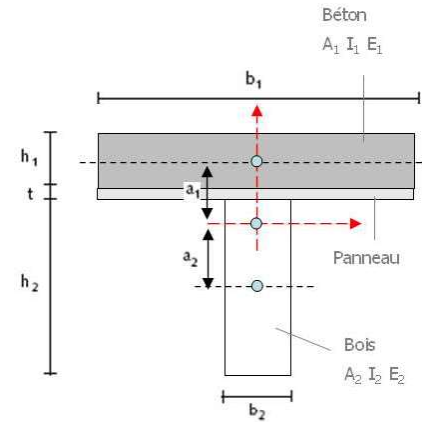
$$a_2 = \frac{\gamma_1 E_1 A_1 \cdot \left(\frac{h_1}{2} + t + \frac{h_2}{2} \right)}{\gamma_1 E_1 A_1 + \gamma_2 E_2 A_2} = \frac{0,14 \cdot 31000 \cdot (40 \cdot 500) \cdot \left(\frac{40}{2} + 18 + \frac{241}{2} \right)}{0,14 \cdot 31000 \cdot (40 \cdot 500) + 1 \cdot 14000 \cdot (68 \cdot 241)} =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

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

Donc,

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

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



c. Calcul des contraintes de flexion à court terme

Les contraintes de flexion se calculent selon le point B.2 de l'annexe B de l'Eurocode 5-1-1 en se basant sur l'équation de Navier :

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

Ces contraintes sont déterminées en additionnant, d'une part, les contraintes normales de flexion sans collaboration dans le béton ($\sigma_{1,M}$) et dans le bois ($\sigma_{2,M}$) – en utilisant la rigidité efficace de la section – et, d'autre part, les contraintes normales de flexion introduites par la collaboration ($\sigma_{1,N}$, $\sigma_{2,N}$). Les deux composantes sont illustrées à la figure 23.

⁽⁹⁾ L'utilisation de facteurs gamma dans la formule permettant de calculer la rigidité équivalente prend en compte l'efficacité de la collaboration entre le béton (1) et le bois (2). La rigidité équivalente est en fait calculée en considérant l'inertie propre de chaque élément, à laquelle sont ajoutés les termes de 'transport', modérés par les coefficients γ . Pour une collaboration parfaite ($K_u \gg$), les coefficients γ valent 1 et la formule se réduit à celle applicable pour une section 'homogène'.

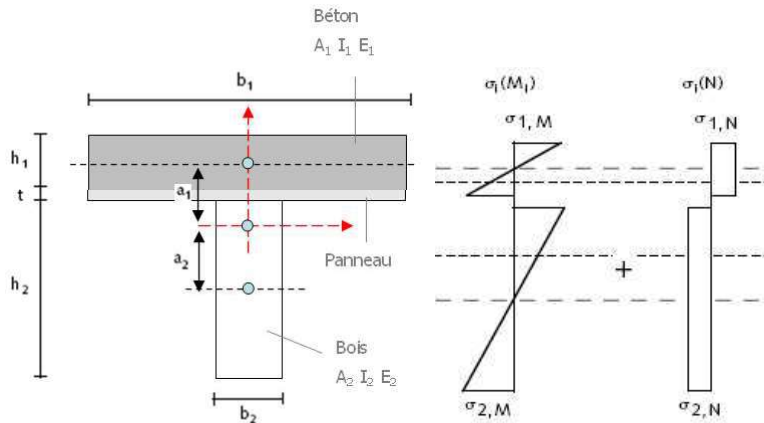


Figure 23 Distribution schématique des contraintes dans un plancher mixte en bois-béton.

Dans le béton :

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

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

Dans le bois :

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

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

d. Vérification du taux de contrainte dans les matériaux béton et bois sous flexion positive à court terme

Le principe de calcul consiste à additionner respectivement, dans les deux fibres extrêmes de la section du plancher, les contraintes normales de flexion calculées précédemment. La vérification des contraintes normales dans le bois et dans le béton peut alors être réalisée comme ci-après.

➤ *Compression maximale dans le béton (fibre supérieure) :* $\sigma_{c,d} = \sigma_{1,M} + \sigma_{1,N} \leq f_{c,d}$

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

➤ *Traction maximale dans le béton (fibre inférieure du béton) :* $\sigma_{t,d} = \sigma_{1,M} - \sigma_{1,N} \leq f_{t,d}$

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

➤ *Flexion composée dans le bois :* $\frac{\sigma_{2,N}}{f_{t,0,d}} + \frac{\sigma_{2,M}}{f_{m,d}} \leq 1$

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

e. Vérification du taux de contrainte dans les matériaux béton et bois sous flexion positive à long terme

Le calcul est le même que pour la vérification à court terme, à cette différence près que l'on remplace les modules d'élasticité du bois et du béton par des modules d'élasticité finaux prenant en compte le fluage des deux matériaux dans le temps, et que l'on adapte le module de glissement (voir Eurocode 5-1-1, § 2.3.2.2), soit :

$$\begin{aligned} E_{1,\text{final}} &= \frac{E_1}{1 + \varphi_{\infty,t0}} = \frac{31000}{1 + 2} = 10333 \text{ N/mm}^2 \quad \text{béton} \\ E_{2,\text{final}} &= \frac{E_2}{1 + \psi_2 k_{\text{def}}} = \frac{14000}{1 + 0,3 \cdot 0,6} = 11864 \text{ N/mm}^2 \quad \text{bois} \\ K_{u,\text{final}} &= \frac{K_u}{1 + \psi_2 \cdot k_{\text{def,connexion}}} = \frac{4000}{1 + 0,3 \cdot 0,3} = 3670 \text{ N/mm} \quad \text{connecteur} \end{aligned}$$

Remarque : le coefficient ψ_2 est un coefficient pondérateur qui permet de calculer la valeur quasi-permanente de l'action générant la plus grande contrainte eu égard à la résistance (si cette action est une action permanente, il convient de remplacer ψ_2 par 1) – voir Eurocode 5-1-1 (2004) - § 2.3.2.2. Les valeurs de ce coefficient sont données dans l'Eurocode 0 (2002).

La valeur du coefficient γ_1 se calcule comme suit :

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

La valeur de la rigidité équivalente vaut donc :

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

Après avoir calculé les contraintes de flexion et de cisaillement à long terme dans le bois et le béton, les contraintes dans le bois et dans le béton peuvent être vérifiées comme suit.

➤ *Compression maximale dans le béton (fibre supérieure) :* $\sigma_{c,d} = \sigma_{1,M} + \sigma_{1,N} \leq f_{c,d}$

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

➤ *Traction maximale dans le béton (fibre inférieure du béton) :* $\sigma_{t,d} = \sigma_{1,M} - \sigma_{1,N} \leq f_{t,d}$

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

➤ *Flexion composée dans le bois :*
$$\frac{\sigma_{2,N}}{f_{t,0,d}} + \frac{\sigma_{2,M}}{f_{m,d}} \leq 1$$

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

f. Vérification de l'effort tranchant dans le bois à court et à long terme

On considère que la totalité de l'effort tranchant est reprise par le matériau bois (voir hypothèse du modèle, § 4.5). Il convient de vérifier que la contrainte de cisaillement vertical de calcul $\tau_{z,d}$ ne dépasse pas la résistance de calcul au cisaillement du bois $f_{v,d}$, soit :

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

où

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

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

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

Donc

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

Etant donné que l'on suppose que le bois reprend seul l'effort de cisaillement, il n'est pas nécessaire de vérifier le critère de cisaillement dans le bois à long terme (pas de modification par rapport au court terme).

g. Vérification du taux de chargement dans les connecteurs à court terme ⁽¹⁰⁾

La charge de calcul F_d agissant sur un connecteur doit être inférieure à la valeur de calcul de la capacité résistante P_{Rd} du connecteur, soit :

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

où

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

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

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

⁽¹⁰⁾ Les étapes de calcul ne sont explicitées que pour la vérification à court terme. Il est bien entendu que la vérification à long terme doit également être effectuée de manière identique, mais en adaptant la valeur des modules des matériaux.

On constate donc que la charge sollicitante est bien inférieure à la résistance de calcul :

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

IV. Etats limites de service (ELS)

a. Calcul de la rigidité équivalente en flexion à court terme

La rigidité équivalente en flexion aux ELS se calcule de la même manière qu'aux ELU, en prenant en compte le coefficient de glissement de service (K_{ser}) et non plus celui de rupture (K_u).

Seule la valeur du coefficient γ_1 varie :

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

La rigidité équivalente en flexion vaut donc :

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

b. Vérification de la flèche à court terme

La flèche maximale à mi-travée se calcule en prenant en compte la rigidité effective calculée au point précédent.

Etant donné que, dans le cas qui nous préoccupe, les poutres isostatiques sont chargées uniformément, la flèche se vérifie selon la formule suivante :

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

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

Tous les revêtements de sol peuvent donc être utilisés.

⁽¹¹⁾ Conformément à la norme NBN B 03-003 (2003) 'Déformation des structures. Valeurs limites de déformation. Bâtiments', les limites de flèche varient de L/150 à L/500 en fonction de la finition du plancher.

c. Vérification de la flèche à long terme

Pour la vérification des états limites de service à l'état final (long terme), il convient de remplacer les modules d'élasticité du bois et du béton par des modules finaux :

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

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

$$K_{ser,final} = \frac{K_{ser}}{1 + k_{def, connexion}} = 4615 \text{ connecteur}$$

La valeur du coefficient γ_1 varie :

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

La rigidité équivalente vaut donc :

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

La flèche maximale à long terme s'élève dès lors à :

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

Remarque : le coefficient k_{def} est un facteur qui permet d'évaluer la déformation de fluage et qui tient compte de la classe de service adéquate (voir Eurocode 5-1-1, § 2.3.2.2 et tableau 3.2). Pour le bois massif et le bois lamellé-collé, la valeur du coefficient k_{def} est égale à 0,6 en classe de service 1 (intérieur).

Annexe n°4 : Fiche technique des câbles en acier utilisés

Tableau 4bis - Propriétés des torons 7 fils										
Diamètre nominal	Résistance caractéristique spécifiée à la traction	Section nominale	Masse nominale au mètre	Ecart toléré sur diamètre	Charge de rupture caractéristique spécifiée	Charge caractéristique spécifiée à la limite conventionnelle d'élasticité à 0,2 %	Charge caractéristique spécifiée à la limite conventionnelle d'élasticité à 0,1 %	$\frac{F'_m}{F'_{p0,2}}$ min	Traction déviée Dmax	Corrosion sous tension à 80% de F'_m Résistance 1) individuelle 2) médiane
(1) mm	(2) N/mm²	(6) mm²	g/m	mm	(3) kN	(3) (5) kN	(3) kN	(4) (5)	(9) %	(7) (8) heures
6,4 (*)	2060	25	195,3		51,5		45,3			
6,85 (*)	2160	28,2	220,2		60,9		53,6			
6,85 (*)	2060	28,2	220,2		58,1		51,1			
6,9	1860	29	227,7	+ 0,3	54	48	46			si $d_{tw} \geq 3,2$ mm 1) 2 2) 5
7,0 (*)	2060	30	234	- 0,15	62	55	53			
8,6 (*)	2060	45	351,5		92,7		81,6			
9,0 (*)	1960	50	390		98	86	84			
9,3 (*)	1860	52	408		97	85	82	1,025		
11,0 (*)	1860	75	586		140	123	120			
11,3 (*)	2060	75	585,8		155		136			
12,5 (*)	1860	93	730		173	152	147			si $d_{tw} < 3,2$ mm 1) 1,5 2) 3
12,9 (*)	1860	100	785		186	163	158		28 (20)	
15,2 (*)	1860	139	1090	+ 0,4	260	228	220		28 (20)	
15,2 (*)	1770	139	1090	- 0,2	248	216	209		28 (20)	
15,7 (*)	1860	150	1180		279	246	237		28 (20)	
15,7 (*)	1770	150	1180		265	233	225		28 (20)	
18,0 (*)	1770	200	1560		354	311	304		28 (20)	

Annexe n°5 : Fiche technique des vérins hydrauliques

VÉRINS HYDRAULIQUES

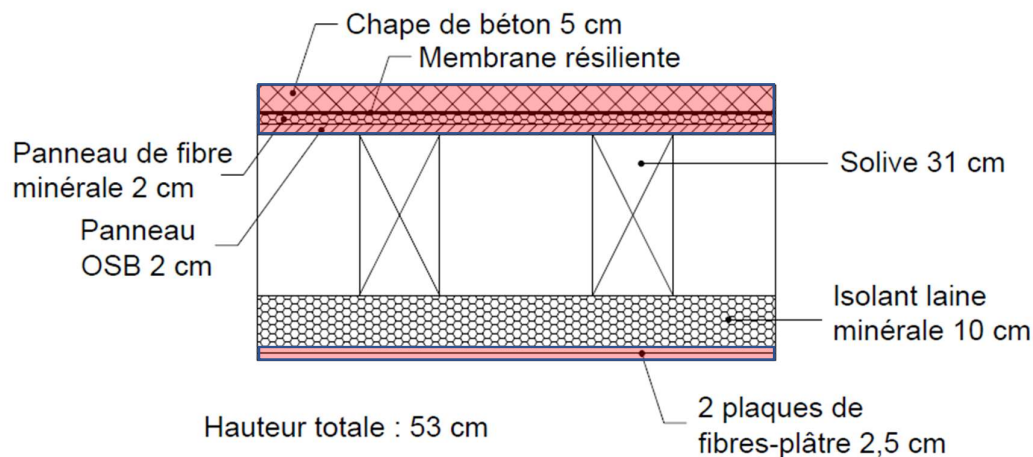


YALE® VÉRINS UNIVERSELS YH

Taille T	Modèle	Capacité kN		Course mm	Surface effective cm²		Volume d'huile cm³	Hauteur piston retraité mm	ø extérieur mm	Poids Kg
		Poussée	Tirage		Poussée	Tirage				
5	YH-5/30	50	22	30	7,2	3,1	21	160	55	2,5
	YH-5/80	50	22	80	7,2	3,1	57	210	55	3,3
	YH-5/150	50	22	150	7,2	3,1	106	280	55	4,4
10	YH-10/30	100	45	30	14,3	6,4	44	175	67	4,0
	YH-10/80	100	45	80	14,3	6,4	116	225	67	5,0
	YH-10/150	100	45	150	14,3	6,4	218	295	67	6,7
	YH-10/250	100	45	250	14,3	6,4	363	395	67	9,0
20	YH-20/50	200	100	50	28,6	14,3	142	195	85	7,0
	YH-20/150	200	100	150	28,6	14,3	424	310	85	11,0
	YH-20/250	200	100	250	28,6	14,3	707	410	85	14,0
30	YH-30/200	300	140	200	42,9	20,0	884	355	102	19,0
	YH-30/350	300	140	350	42,9	20,0	1547	510	102	27,0
50	YH-50/100	500	220	150	71,5	31,5	1064	325	125	27,0
	YH-50/350	500	220	350	71,5	31,5	2481	525	125	42,0
	YH-50/500	500	220	500	71,5	31,5	3544	685	125	52,0
70	YH-70/150	700	330	150	100,0	47,2	1478	335	146	37,0
	YH-70/350	700	330	350	100,0	47,2	3449	540	146	56,0
100	YH-100/50	1000	450	50	143,0	64,4	716	265	180	49,0
	YH-100/150	1000	450	150	143,0	64,4	2148	365	180	64,0
	YH-100/350	1000	450	350	143,0	64,4	5010	565	180	94,0
	YH-100/500	1000	450	500	143,0	64,4	7157	725	180	118,0
200	YH-200/150	2000	900	150	286,0	128,7	4253	410	250	137,0
	YH-200/350	2000	900	350	286,0	128,7	9924	620	250	198,0
	YH-200/500	2000	900	500	286,0	128,7	14177	780	250	244,0

Annexe n°6 : Calcul du graphe d'affaiblissement acoustique

Nous étudions ce plancher :



Les masses sont représentées en rouge sur le schéma, l'espace entre les deux constitue donc le ressort et a une épaisseur $d = 0,41$ [m].

On commence par évaluer les masses surfaciques des éléments :

$$m_{\text{BETON}} = 0,05 \text{ [m]} \times 2500 \text{ [kg/m}^3\text{]} = 125 \text{ [kg/m}^2\text{]}$$

$$m_{\text{PANNEAU DE FIBRE}} = 0,02 \text{ [m]} \times 110 \text{ [kg/m}^3\text{]} = 2,2 \text{ [kg/m}^2\text{]}$$

$$m_{\text{PANNEAU OSB}} = 0,02 \text{ [m]} \times 600 \text{ [kg/m}^3\text{]} = 12 \text{ [kg/m}^2\text{]}$$

Pour la masse totale supérieure, on a : $125 + 2,2 + 12 = 139,2 \text{ [kg/m}^2\text{]}$

Pour la masse inférieure, on a :

$$m_{\text{PLAQUE PLÂTRE}} = 0,025 \text{ [m]} \times 1050 \text{ [kg/m}^3\text{]} = 26,25 \text{ [kg/m}^2\text{]}$$

Il nous semble important de préciser que le graphique doit être dessiné au fur et à mesure des calculs effectués, sans quoi, il sera impossible de connaître l'affaiblissement acoustique des fréquences « spéciales » (résonance, pivot, etc) étant donné qu'il doit chaque fois être mesuré sur le graphique.

Nous calculons la loi de masse avec l'équation :

$$R_0 = 20 \log ((m_1 + m_2) \times f) - 43 \text{ [dB]}$$

f [Hz]	Log(f) [Hz]	R [dB]
10	1	21,4
20	1,3	21,4 + 6 = 27,4

Il est possible de constater l'augmentation de 6 dB entre les deux fréquences. On a donc bien une pente de 6 dB/octave (1 octave correspondant à un doublement de la fréquence).

Cette pente est ensuite interrompue avec la fréquence de résonnance, calculée comme suit :

$$f_r = C \sqrt{\frac{1}{d} \left(\frac{1}{m_1} + \frac{1}{m_2} \right)} = 75 \sqrt{\frac{1}{0,41} \left(\frac{1}{139,2} + \frac{1}{26,25} \right)} = 24,9 \text{ [Hz]} = 25 \text{ [Hz]}$$

$$\text{Log}(25) = 1,4$$

La progression se déroule maintenant selon une pente de 18 dB/octave.

A 25 [Hz], on lit sur le graphique l'affaiblissement acoustique suivant : 29 [dB]

f [Hz]	Log(f) [Hz]	R [dB]
25	1,4	29
50	1,7	29 + 18 = 47
100	2	47 + 18 = 65
200	2,3	65 + 18 = 83

La pente de 18 dB/octave est interrompue par la fréquence pivot, donnée par l'équation :

$$f_p = \frac{c}{4d} = \frac{343}{4 \times 0,41} = 209 \text{ [Hz]}$$

$$\text{Log}(209) = 2,3$$

L'augmentation de l'affaiblissement acoustique passe maintenant à 12 dB/octave.

A 209 [Hz], on lit sur le graphique l'affaiblissement acoustique suivant : 83 [dB]

f [Hz]	Log(f) [Hz]	R [dB]
200	2,3	83
400	2,6	83 + 12 = 95
800	2,9	95 + 12 = 107
1600	3,2	107 + 12 = 119

Il reste à calculer les fréquences de coïncidences qui viennent diminuer ponctuellement l'affaiblissement acoustique.

$$f_1 = 418 \text{ [Hz]} \text{ et } \text{Log}(418) = 2,6$$

$$f_2 = 837 \text{ [Hz]} \text{ et } \text{Log}(837) = 2,9$$

$$f_3 = 1255 \text{ [Hz]} \text{ et } \text{Log}(1255) = 3,1$$

Quand le graphe est tracé (sur autocad par exemple), il ne reste plus qu'à superposer la courbe ISO correctement et de lire la valeur à 500Hz ($\text{Log}500 = 2,7$).

Annexe n°7 : Calculs pour l'aspect vibratoire

Comme la rigidité équivalente s'exprime par mètre (Nm²/m), on calcule la rigidité sur une largeur de 1 [m].

$$I_{\text{Panneau FERMACELL}} = \frac{1000 \times 12,5^3}{12} = 1,63 \times 10^5 \text{ [mm}^4] \rightarrow E = \pm 3800 \text{ [MPa]}$$

$$I_{\text{BETON}} = \frac{1000 \times 80^3}{12} = 4,27 \times 10^7 \text{ [mm}^4] \rightarrow E = \pm 30\,000 \text{ [MPa]}$$

$$I_{\text{OSB}} = \frac{1000 \times 21^3}{12} = 7,72 \times 10^5 \text{ [mm}^4] \rightarrow E = \pm 3500 \text{ [MPa]} \text{ dans le sens longitudinal et } \pm 1400 \text{ [MPa]} \text{ dans le sens transversal}$$

$$I_{\text{SOLIVE}} = \frac{300 \times 300^3}{12} = 6,75 \times 10^8 \text{ [mm}^4] \rightarrow E = 15741 \text{ [MPa]} \text{ (hêtre)}$$

Donc, on obtient une rigidité équivalente de :

$$(EI)_i = 1,63 \times 10^5 \times 3800 + 4,27 \times 10^7 \times 30000 + 7,72 \times 10^5 \times 3500 + 6,75 \times 10^8 \times 15741 = 1,19 \times 10^{13} \text{ [Nmm}^2/\text{m]}$$

Pour le calcul de la masse, nous avons essayé de tenir compte de tous les éléments présents dans la composition du plancher.

$$\rho_{\text{Panneau FERMACELL}} = 1125 \text{ [kg/m}^3] \rightarrow 1125 \text{ [kg/m}^3] \times 0,0125 \text{ [m]} = 14,1 \text{ [kg/m}^2]$$

$$\rho_{\text{BETON}} = 2500 \text{ [kg/m}^3] \rightarrow 2500 \text{ [kg/m}^3] \times 0,08 \text{ [m]} = 200 \text{ [kg/m}^2]$$

$$\rho_{\text{OSB}} = 600 \text{ [kg/m}^3] \rightarrow 600 \text{ [kg/m}^3] \times 0,021 \text{ [m]} = 12,6 \text{ [kg/m}^2]$$

$$\rho_{\text{SOLIVE}} = 680 \text{ [kg/m}^3] \rightarrow 680 \text{ [kg/m}^3] \times 0,3 \text{ [m]} = 204 \text{ [kg/m}^2]$$

Au total, nous obtenons la masse suivante :

$$m = 14,1 + 200 + 12,6 + 204 = 430,7 \text{ [kg/m}^2]$$

Source pour module d'élasticité et densité panneau OSB : http://www.sps-dz.com/downloads/PDFs/osb_infotec_fr.pdf

Source pour module d'élasticité et densité panneau FERMACELL : https://www.fermacell.ch/fr/docs/1Cf_Caracteristiques_des_produits.pdf

Annexe n°8 : Calcul pour évaluer le module d'élasticité

La résistance maximale en flexion est donnée par :

$$\sigma_{m,d} = \frac{M_{el}}{W} \leq f_{m,d} = \frac{k_{mod} \times f_{m,k}}{\gamma_m} \quad \text{où}$$

- $\gamma_m = 1,3$ car bois massif
- $k_{mod} = 0,8$
- $f_{m,k} = 24$ [MPa]

Pour une poutre sur deux appuis et chargée de manière symétrique avec deux charges ponctuelles :

$$M_{el} (L/2 = 1,5m) = \frac{QL}{3}$$

$$W_{el} = \frac{bh^2}{6}$$

On obtient donc,

$$\sigma_{m,d} = \frac{M_{el}}{W} = \frac{Q \times 3000}{3} \times \frac{6}{63 \times 118^2} \leq f_{m,d} = 14,77 \text{ [Mpa]}.$$

On isole Q et on trouve :

$$Q = 2159 \text{ [N]} = 2,2 \text{ [kN]}$$

Annexe n°9 : Graphique du calibrage du capteur de force

