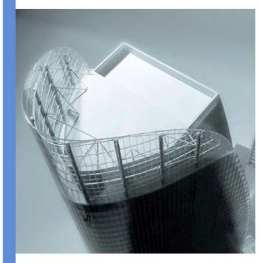
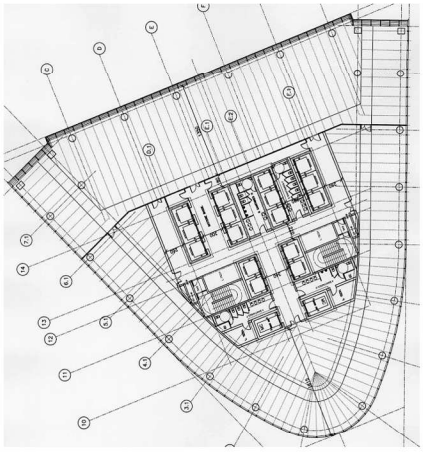
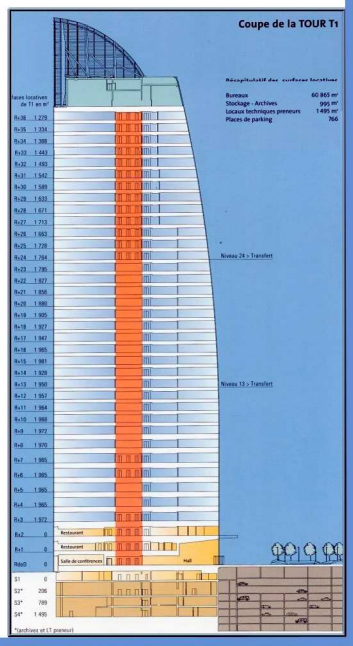
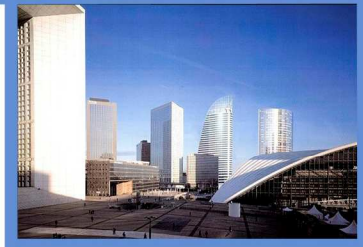


LA TOUR T1

DE LA CONCEPTION A LA REALISATION







Prix des Cahiers de l'APK 2008
Catégorie Ingénieurs
Fabien Lagier

Introduction ……1

Chapitre 1 : Présentation de l'ouvrage ……2

1.1 Présentation générale ……2
1.1.1 Situation ……2
1.1.2 Architecture ……2
1.1.3 Les acteurs du projet ……3

1.2 Le projet tour T1 ……4
1.2.1 Construction en « blanc » ……4
1.2.2 Le planning ……4
1.2.3 Description structurelle ……4
1.2.4 Les chiffres-clés ……6
1.2.5 Organisation des espaces intérieurs ……6
1.2.6 Installation de chantier ……7
1.2.7 Méthode de réalisation du noyau ……8

Chapitre 2 : Etude d'une variante structurelle des plateaux extérieurs et porteurs verticaux en construction mixte ……9

2.1 Objectif de l'étude ……9

2.2 La solution mixte Acier-Béton ……9

2.3 Présentation de l'étude structurelle ……10
2.3.1 Actions sur la structure et hypothèses fondamentales ……10

2.4 Etude du Plancher collaborant ……11
2.4.1 Prédimensionnement ……11
2.4.2 Caractéristiques géométriques ……13
2.4.3 Vérification en phase montage et coulage du béton ……13
2.4.4 Vérification en phase d'exploitation ……14

2.5 Etude des solives intermédiaires Nord ……19
2.5.1 Détermination d'un profilé ……19
2.5.2 Caractéristiques et classification de la section ……19
2.5.3 Vérification en phase chantier ……21
2.5.4 Vérification en phase d'exploitation ……23
2.5.5 Résistance de la connexion ……25

2.6 Dimensionnement et vérification des solives de rive extérieure ……27
2.6.1 Modélisation-critères-chargements ……27
2.6.2 Vérification des solives de rive extérieure ……28

2.7 Dimensionnement et vérification des solives de rive intérieure ……28

2.8 Dimensionnement et vérifications des poutres principales ……29
2.8.1 Modélisation-critères-chargements ……29
2.8.2 Vérification des poutres principales ……29
2.8.3 Analyse et réflexions ……30

2.9 Vérification des poteaux mixtes inclinées ……32
2.9.1 Définitions du type poteau mixte ……32
2.9.2 Détermination des actions ……32
2.9.3 Justification de résistance ……34

2.10 Les assemblages ……38
2.10.1 Caractéristiques de l'assemblage ……38
2.10.2 Vérification des assemblages ……38

2.11 Résistance au feu de la structure ……42
2.11.1 Résistance au feu des solives mixtes ……42
2.11.2 Résistance au feu des poutrelles cellulaires ……43
2.11.3 Résistance au feu des poteaux mixtes ……43
2.11.4 Réflexion zone d'archivage ……43

2.12 Analyse et comparaisons solution mixte/solution dalle alvéolée précontrainte 44
2.12.1 Evaluation du poids des solutions 44
2.12.2 Méthodologie de mise en œuvre 44

Chapitre 3 : Intentions pédagogiques 48

Conclusion……..50

Introduction

Depuis la création du quartier de la Défense en 1958, ce site n'a cessé de s'étendre et se voit accueillir au fil du temps de nouveaux projets qui font preuve d'une source d'expression architecturale forte, souhaitant afficher le dynamisme engendré par le quartier. Un vaste projet de réaménagement urbain est en train d'être mis en œuvre de manière à donner une nouvelle dimension au quartier d'affaire de la Défense. Plusieurs projets innovants sont déjà en phase de construction, et d'autres en sont encore au stade d'étude. Ce quartier représente une réelle fenêtre sur le savoir et le savoir-faire des entreprises françaises dans le domaine du bâtiment.

Architecturalement, le nouveau projet de la Tour T1 à la Défense m'a séduit et a été l'élément déclencheur de mon choix d'étude. A partir de là, j'ai souhaité rencontrer les différents intervenants afin d'assouvir ma curiosité et obtenir les informations capitales à la réalisation du dossier industriel. Au cours de ces diverses rencontres, j'ai pu me rendre compte à quel point les entreprises intervenantes ont dû faire preuve d'ingéniosité pour mener à bien les travaux.

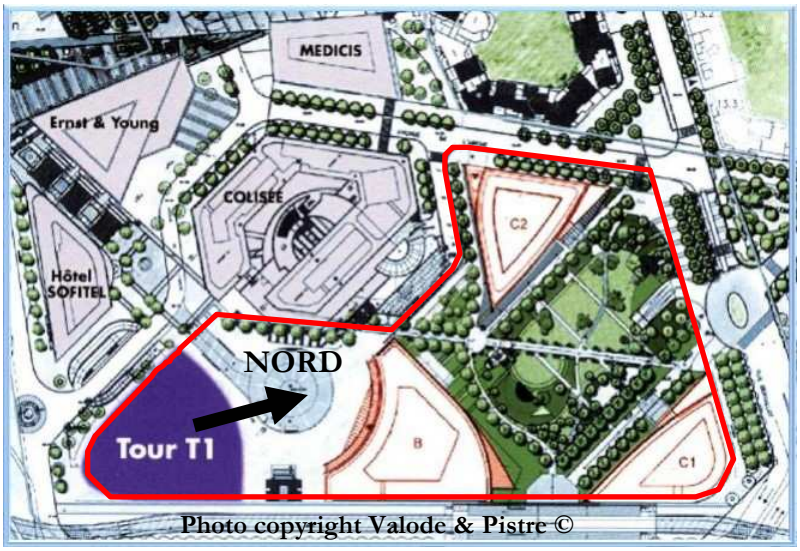
C'est à partir des défis structurels et technologiques auxquels les entreprises se sont livrées que j'ai souhaité construire ce dossier. L'enseignement d'une science appliquée telle que le Génie Civil, doit être fortement fondé à partir de projets et problématiques industrielles, permettant d'ancrer une réalité d'entreprise dans les études dispensées aux les élèves.

Dans un premier temps, j'ai réalisé un travail de synthèse me permettant l'appropriation des aspects techniques de l'ouvrage, pour ensuite construire plusieurs investigations personnelles pertinentes. A partir de ces études, il m'est donc possible de créer au final des séquences pédagogiques permettant aux élèves et étudiants de s'impliquer dans un projet d'actualité.

En vue de réaliser une étude sur le choix d'une variante structurelle, je commencerai par aborder la présentation du projet d'une manière globale, avant de poursuivre sur l'analyse structurelle adoptée par l'entreprise en fonction de la problématique des aménagements intérieurs de tours, pour finir sur la présentation, la conception et la réalisation de la solution que j'ai retenue

Chapitre 1 : Présentation de l'ouvrage

1.1 Présentation générale



La société Lucia, en possession des terrains Quartier Danton, restés désert depuis quelques années, s'est associée à SITQ (groupe Caisse de Dépôt et Placement du Québec) afin de les mettre en valeur, par un important programme d'aménagement de la ZAC DANTON portant sur le solde des surfaces de bureau à construire. Ce programme a débuté depuis 1999, et se finira par la construction par quatre immeubles à usage de bureaux totalisant 110 000 m^2.

Figure 1: Plan de l'aménagement de la ZAC Danton

Cet ensemble est constitué par la Tour T1, la tour B et les deux immeubles C1 et C2 qui viendront s'ajouter pour fermer le cercle autour d'un jardin public sous lequel un parking sera réalisé.

1.1.1 Situation

Située sur la ZAC Danton, à Courbevoie, la tour T1 sera reliée par une dalle béton de 100 mètres de large au parvis de la Défense.

La Défense est un site fortement urbanisé impliquant une zone d'emprise urbaine relativement restreinte pour l'installation de chantier. Une étude particulière a été menée par les ingénieurs-méthodes pour concevoir une aire facile d'accès pour les livraisons, limitant les gênes avec les voies urbaines.

Figure 2: Plan de situation de la Tour T1

1.1.2 Architecture

A la suite du concours d'architecture organisé par Lucia, où certains grands noms de l'architecture étaient présents tels que De Portamparc, Vasconi , SOM,… Valode et Pistre se sont vu attribuer le lauréat pour la forte identité architecturale de leur projet, probablement l'immeuble le plus avant-gardiste construit à La Défense à l'heure actuelle.

Photo copyright Valode & Pistre ©

Figure 3 : Vue d'architecte et maquettes Valode & Pistre

Haute de 185 m et dénuée d'angle droit, elle est construite sur une base forte puis elle s'amincit en prenant de la hauteur. Elle est conçue comme une grande feuille de verre pliée verticalement au Sud et découpée au Nord selon une forme progressive qui change de forme en fonction de l'endroit d'où on la regarde. Tous ces points particuliers feront de cette tour, un ouvrage de référence, unique, et innovant. Ce projet s'intègre parfaitement dans un environnement à cheval entre les infrastructures dédiées aux bureaux de La Défense et aux bâtiments résidentiels de Courbevoie.

Du coté de la Défense, elle présente une allure fine et élevée. Du coté de Courbevoie, elle montre une façade inclinée descendant progressivement pour assurer une transition avec la ville basse. De profil, elle ressemblera à une grande voile de voilier.

1.1.3 Les acteurs du projet

Le projet est à l'origine de deux investisseurs étrangers, Colony Capital (Américain, représenté par LUCIA en France) et la SITQ (Caisse de dépôt et placement du Quebec) qui ont fait appel au maître d'ouvrage SNC Avenir Danton Défense pour mener le projet à bien. Le maître d'ouvrage exprime son besoin, ses critères et l'enveloppe financière pour le projet. Le cabinet d'architecture Valode et Pistre, responsable du design de la tour T1, concrétise les souhaits du maître d'oeuvre. SNC Avenir Danton Défense s'est associée avec un maître d'ouvrage opérationnel, Sésame Conseil et un maître d'ouvrage délégué, Hines France. Le maître d'œuvre d'exécution Imogis choisit par le maître d'ouvrage, a pour mission d'établir les documents du marché pour lancer un appel d'offre. Puis, durant la phase d'exécution, il dirige et contrôle les travaux, signe les ordres de services et valide la réception de l'ouvrage une fois achevé.

Bouygues Bâtiment Île de France, filiale francilienne de Bouygues Construction a obtenu le marché pour un montant de 155 millions d'euros et se voit confier la réalisation de tous les corps d'état de la Tour T1. Le marché a été signé par un groupement conjoint d'entreprises avec comme mandataire, Bouygues et des cotraitants. Dans un groupement conjoint, chaque entreprise est responsable du lot qui lui est assigné et seul le mandataire est solidaire. Le mandataire est tenu responsable de l'ordonnancement et du pilotage des travaux.

1.2 Le projet tour T1

La tour T1 est un immeuble de bureaux de grande hauteur (IGH) de 38 niveaux et 4 niveaux en sous-sol, auxquels sont accolés un parking de 8 niveaux désolidarisé par un joint de dilatation. Ces 38 étages totaliseront 70 000 m² de surface hors œuvre nette (S.H.O.N.). Ils pourront ainsi accueillir environ 5200 postes de travail. Grâce au constant progrès dans le développement des matériaux de construction, il va être possible de réaliser d'immenses plateaux sans poteaux intermédiaires, optimisant l'espace de travail. Cette liberté d'espace a permis de concevoir des salles de marchés encore plus grandes que celles qui existaient déjà à La Défense. La tour sera le seul bâtiment neuf disponible au dessus de 45 000 m² à La Défense début 2008.

1.2.1 Construction en « blanc »

Dans le domaine de l'immobilier, on dit que le bâtiment a été construit en "blanc", c'est-à-dire qu'aucun locataire n'était désigné lors du choix de la construction. Construire en "blanc" est un risque financier conséquent pour le client, s'il ne trouve pas un locataire avant la livraison du bâtiment. Le souhait des investisseurs est de trouver un locataire unique, une grande firme qui souhaiterait y installer son siège social. Ne pas avoir de locataire pendant la phase d'exécution peut engendré un coût supplémentaire, si l'acquéreur souhaite quelques modifications architecturales avant son installation.

1.2.2 Le planning

Le planning général du projet s'articule suivant les périodes suivantes :

28 Février	2005 :	signature du marché et ordre de service étude.
Avril	2005 :	Ordre de service exécution, début des travaux.
Echéance :		
Avril	2007 :	Fin du gros œuvre
Eté	2007 :	Clos couvert et coiffe
Février	2008 :	Réception des travaux

1.2.3 Description structurelle

Dans ce paragraphe, nous nous attarderons sur la description structurelle de la tour, en partant du sommet de la tour pour arriver au sol de fondation. Cette première analyse est relativement importante, car toute démarche d'ingénierie commence par la compréhension du comportement mécanique global de la structure.

● *En superstructure*

La tour est constituée :

- du noyau en béton armé formé par les voiles des cages d'ascenseurs et escaliers,
- de plateaux extérieurs au noyau, appuyés sur celui-ci et sur un système poteaux poutres en façade,
- en façade Nord, des poteaux et voiles inclinés de façon à suivre la courbure verticale de cette façade qui présente un recul à partir du niveau 09 avec des "arrêts" de porteurs latéraux et des portées de dalles allant jusqu'à 16 m. L'inclinaison de cette façade engendre un décrochement d'environ 17 m au sommet de la tour par rapport au rez-de-chaussée,
- de trumeaux et poutres, en façade Sud Est et Ouest.

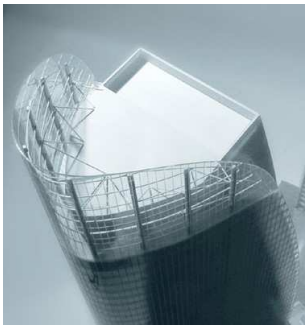
Les planchers sont en béton armé et, pour les grandes portées, en dalles alvéolées précontraintes avec chape de compression. Ces planchers fonctionnent en diaphragme pour la transmission des efforts horizontaux au noyau. La stabilité de l'ouvrage vis-à-vis des efforts horizontaux est assurée en majeure partie par le noyau. L'investigation personnelle du dossier industriel, portera sur la réflexion d'une solution en construction mixte pour les plateaux. Cette étude portera sur le dimensionnement complet du plateau haut du niveau 13 façade Nord.

Photo copyright J-B Bazin ©

Figure 4 : Noyau et plateaux extérieurs

Figure 5 : Plateau façade Nord

● *Spécificité structurelles en superstructure*



Deux spécificités sont à noter,

- un auvent de 200 m² et de 15 tonnes en construction métallique au niveau 2 de la façade Nord.
- une coiffe de 30 m de hauteur et de 150 tonnes d'acier au sommet de la tour. Ouvrage architectural en charpente métallique venant coiffer la tour comme un diadème posé sur la terrasse du dernier niveau de bureaux au 37ème étage.

Photo copyright J-B Bazin ©

Figure 6: Maquette de la coiffe en structure métallique

- ***En infrastructure***

D'après la vue en plan fournie **Annexe 1** , la tour T1 est constituée :

- de la fin du noyau en béton armé formé par les voiles des cages d'ascenseur et escalier,
- d'un radier d'environ 900 m² de 2,00 m d'épaisseur sous le noyau encastré dans une couche de calcaire de 12 m d'épaisseur,
- des planchers formant un diaphragme de transfert des efforts horizontaux et prenant appui verticalement sur le noyau, sur les parois extérieures, sur les 4 poteaux intérieurs à l'aplomb de ceux de superstructure (file 8 et 12) et complétés par des appuis intermédiaires entre la file 12 et 13,
- de semelles ponctuelles sous les poteaux intérieurs encastrés dans la couche de calcaire.
- d'une semelle filante en file 13 approfondie au niveau -08 du parking, à l'aplomb de la façade Nord,
- d'une "boîte", constituée sur la face Nord (file 13) d'un **voile avec éperon** [1] à l'aplomb des poteaux de superstructure et sur les 3 autres faces d'une paroi moulée d'épaisseur de 82 cm, implantée au nu intérieur des poteaux de façade de superstructure, participant à la stabilité d'ensemble en étant associée à une "méga" poutre de couronnement Ht : 3,50 m). Cette poutre permet de répartir les charges amenées par les poteaux de superstructure et de rigidifier le plan de la paroi.

Photo copyright J-B Bazin ©

Figure 7 : Infrastructure de la tour

Le comportement d'ensemble de la tour peut mettre la paroi moulée de cette "boite" d'infrastructure en butée sur le terrain environnant, sans pour autant que ceci soit indispensable à la stabilité d'ensemble de la tour.

- d'un dallage entre la paroi moulée et le radier reposant sur la couche de calcaire et sur un corbeau filant en périphérie du radier.

1.2.4 Les chiffres-clés

Un document en **annexe 2,** synthétise les chiffres-clés du projet (des quantités de béton, ratio d'armatures, l'effectif sur chantier, etc…)

1.2.5 Organisation des espaces intérieurs

La conception classique des tours s'appuie toujours sur le positionnement d'un noyau central contenant les circulations verticales (escaliers, ascenseurs) et les réseaux de distribution. Afin de dégager des surfaces lumineuses de plateaux plus importantes en façade Nord, le noyau de la tour a été excentré.

[1] Voile avec éperon : voile avec poteau incorporé

Photo copyright Valode & Pistre ©

Figure 8 : Aménagement des espaces intérieurs

Le noyau contient trois batteries d'ascenseurs de six ascenseurs, deux escaliers, et deux monte-charges, plus les réseaux et descentes de fluides. Chaque batterie, qui dessert un tiers du bâtiment permet de réaliser le retrait progressif en courbe de la façade Nord.

Ce principe de dessertes traversantes apporte une grande liberté d'organisation des espaces. En entrée des batteries d'ascenseurs, les locaux sont à destination d'archivage, car à proximité d'une zone de flux important, de fortes nuisances pour le confort de travail sont prévisibles. Cette zone d'archivage à chaque niveau à un impact non négligeable structurellement en apportant une charge d'exploitation de 5 kN/m² et devant être garantie stable au feu 6h**. (Voir Annexe 3 : plan de charge)**

Les objectifs des nouvelles conceptions de tours sont simples : accroître la luminosité naturelle, mieux répartir les flux de personnes, augmenter les surfaces d'usage et créer des espaces modulables dans le temps. Elles doivent donc offrir la majorité des postes de travail proches des façades.

Les grands plateaux restent l'apanage et la demande des sociétés pour disposer d'espaces modulables totalement libres d'organisation, sans porteur verticaux. Les étages dits « de hautes technologies », du RdC au 9ème étage sont d'une hauteur libre de 3,10 mètres, avec 79 cm de plénum pour permettre le passage de tous les réseaux de télécommunication. Les étages courants au-delà du niveau 9 bénéficient d'une hauteur libre entre faux plancher et faux plafond de 2,80 m pour une hauteur brute d'étage de 3.91 m. Avec un plénum de 17 cm, la hauteur disponible pour concevoir la structure porteuse du plateaux et disposer les équipements techniques de 1.11 m. Au niveau de la façade Nord, avec 72 cm de faux plafond et 16 cm à l'intérieur du faux plancher pour permettre à l'utilisateur de disposer ses équipements. (**Voir annexe 4– Coupe sur façade)**.

La solution technique envisagée pour franchir ces grands plateaux sans porteur est donc d'un enjeu primordial sur l'économie du projet. Ce sont ces différents points qui ont suscité ma curiosité pour essayer de trouver une variante à la solution de l'entreprise dans l'intention d'analyser les avantages et inconvénients dans le contexte de ce projet.

1.2.6 Installation de chantier

L'installation de chantier est fortement tributaire du contexte environnant. Dans un quartier fortement urbanisé, la surface libre pour installer les différents postes utiles pour la construction se réduit au strict minimum. Ce manque de place a conduit à une installation de chantier particulière nécessitant une organisation de chantier extrêmement rigoureuse au niveau des livraisons de matériaux, matériels et la gestion des stocks **(Voir annexe 5-Plan d'installation de chantier)**. Pour pouvoir créer une zone de stockage, le boulevard de la mission Marchand a été réduit à une seule voie en double sens.

Deux grues Potain® sont nécessaires pour réaliser les travaux dans les délais. La première grue G1 est implantée en extérieur du bâtiment, la deuxième G2, quant à elle, se situe à l'intérieur du bâtiment. La forte particularité de cette dernière se situe au niveau de ses fondations. Contrairement aux grues courantes qui reposent sur une semelle de fondation, la grue G2 est soutenue par le noyau de la tour en construction, un système développé par les ingénieurs de Bouygues.

Figure 9 : Particularité de fixation de la grue G2

1.2.7 Méthode de réalisation du noyau

Pendant la phase d'étude,

- L'optimisation du temps de travail :
  - Organisation des travaux,
  - Planning,
  - Développement de méthodes de travail,
- La sécurité et ergonomie de travail
- Le respect du coût et délais des travaux,
  - Optimisation des matériaux,
  - Choix de techniques de conception,

ont amené le bureau des méthodes à opter pour la réalisation du noyau central avec coffrage auto-grimpant, composé d'un mât assurant la phase de coulage par pompage. Ce système constructif permet de libérer le temps de grue journalier en majeure partie pour la réalisation des planchers. Les délais serrés imposent une cadence de 4 jours par étage à l'outil grimpant. Chaque grue assure ainsi, un rythme journalier de 272 m² de plancher.

Figure 10 : Vue de dessus du coffrage auto-grimpant

Chapitre 2 : Etude d'une variante structurelle des plateaux extérieurs et porteurs verticaux en construction mixte

2.1 Objectif de l'étude

L'étude de la variante mixte porte sur le plancher haut du niveau 13 façade Nord **(voir annexe 6 Plan de coffrage du plancher haut du niveau 13**). La particularité de cette zone est de réaliser un système porteur permettant de s'affranchir de poteau sur une portée d'environ 13 mètres. La solution apportée par l'entreprise a été d'opter pour une solution béton, en positionnant des dalles alvéolées précontraintes de 26,5 cm avec une dalle de compression de 5 cm et une contre-flèche de 3 cm.

Dans ce contexte, les planchers mixtes acier-béton apportent aussi des solutions.

L'objectif de mon étude est de réaliser une analyse détaillée de cette variante afin d'en dégager les avantages et inconvénients dans le contexte du projet.

Après une présentation du concept de la structure mixte, ce chapitre est consacré à la conception et aux calculs des éléments mixtes dans une première partie : dalle, solives, poutres, connexions, poteaux et assemblages. A la suite de ce dimensionnement, je réaliserai une étude comparative afin de critiquer le choix de cette variante sur différents points : le poids, l'impact financier, le comportement structurel et la technique de mise en œuvre par rapport à la solution choisie par l'entreprise.

2.2 La solution mixte Acier-Béton

Les structures mixtes combinent les avantages des matériaux, avec l'idée d'utiliser :

- le béton pour résister aux efforts de compression ;
- l'acier pour résister aux efforts de traction et aux efforts tranchants,

solidarisés par des organes de liaison, dits « connecteurs », fixés à l'élément métallique dont le rôle est d'empêcher le glissement pouvant se produire le long de l'interface acier-béton.

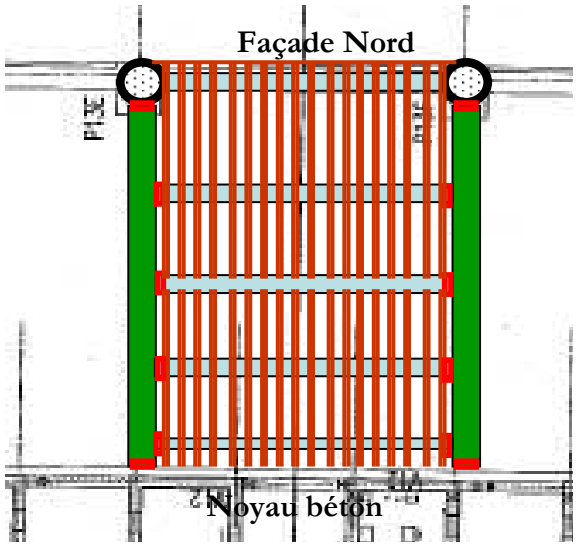
Figure 11 : Exemple de plancher mixte à poutre cellulaire

Les planchers collaborants constituent une solution optimisée. En effet, la tôle acier sert à la fois d'armature rigide et de coffrage à la dalle béton. La dalle mixte est ainsi solidarisée par des goujons sur les solives métalliques.

La collaboration de la dalle avec les solives et les poutres métalliques offre plusieurs avantages :

- La réduction du poids de la structure
- L'augmentation de la rigidité en flexion du plancher, d'où une réduction de la flèche

2.3 Présentation de l'étude structurelle



Mon étude consiste à analyser la trame de conception de ce plateau, qui est répétée sur toute la surface à couvrir façade Nord.**(Voir annexe 6)**

On observe ci-contre la disposition constructive que j'ai choisie pour mon étude. Elle est constituée de :

- Poteaux circulaires mixtes
- Poutres mixtes maîtresses
- Solives mixtes
- Plancher collaborant
- Assemblages métalliques

Figure 12 : Trame structurelle du plateau façade Nord

Le choix de cette trame structurelle est conçu de manière à respecter les exigences architecturales de cette façade, à savoir l'inclinaison et le positionnement des porteurs verticaux tels que définis par les plans d'architecte.

Remarque : La solive de rive coté façade doit reprendre les charges apportées par celle-ci, pour les transmettre aux poteaux.

2.3.1 Actions sur la structure et hypothèses fondamentales

Toutes les actions intérieures à supporter, mis à part le poids propre de la structure méconnu pour le moment, sont définies dans le plan de charge fourni en **annexe 3**. En ce qui concerne la surface d'étude, le plan fournit comme informations :

- Un supplément de charge permanente de 1 kN/m² ; (noté g_1 dans la note de calcul)
- Une charge d'exploitation de 3,5 kN/m² ; (notée q dans la note de calcul)
- Une charge de façade de 1 kN/m² (notée g_2 dans la note de calcul), ce qui représente une charge linéique sur la poutre de rive de 3.91 kN/m²

Au niveau du comportement structurel de la trame, les conditions aux limites sont les suivantes :

- La dalle est considéré en phase d'exploitation comme continu sur 4 travées
- Les solives sont maintenues en leurs extrémités par des assemblages s'apparentant à des articulations
- Les poutres mixtes sont maintenues en leurs extrémités par des assemblages s'apparentant à des articulations
- Les poteaux inclinés sont continus sur toute la hauteur de la tour, soudés par tronçons de deux étages.

2.4 Etude du Plancher collaborant

Actuellement, le système de construction mixte le plus développé en Europe en tant que dalle consiste à utiliser un bac en tôle mince profilée à froid qui sert de coffrage pendant le montage et de contreventement en agissant comme un diaphragme. Ensuite, après durcissement du béton, le bac joue le rôle d'une armature inférieure pour la dalle, justifiant la dénomination de « dalle mixte ». L'adhérence du béton avec le bac est renforcée par des dispositions appropriées telles que la présence de bossages sur les âmes des ondes de la tôle.

Mon étude consiste, dans un premier temps à effectuer un prédimensionnement du plancher afin d'obtenir un ordre de grandeur de son épaisseur. Ensuite, une fois le type de bac choisi, j'ai effectué une vérification à partir de son avis technique édité par le C.S.T.B. L'avis technique fourni des informations sur les conditions de conception et de calcul du plancher collaborant.

2.4.1 Prédimensionnement

Le prédimensionnement du plancher collaborant consiste à déterminer la hauteur totale du plancher nécessaire à partir de différents critères :

- affaiblissement acoustique de 50dBA (d'après de CCTP),
- élancement < $\ell/20$
- critère de flèche en phase chantier ($\delta < \ell/240$),
- résistance au feu sans protection d'au moins deux heures.

A partir des deux premiers critères dont le détail des calculs est fourni **annexe 7**, la hauteur finale retenue est de 15 cm.

En vue d'une portée de 3,20 m et des charges à supporter, d'après le catalogue du fournisseur PAB (groupe Arcelor), mon choix de type de bac s'est porté sur le produit **Cofrastra 70** élaboré à partir d'une tôle **d'épaisseur 0,75 mm**, dont l'avis technique 3/06-490 COFASTRA 70 est fourni a**nnexe 8.** J'ai effectué les vérifications en accord avec l'avis technique du produit.

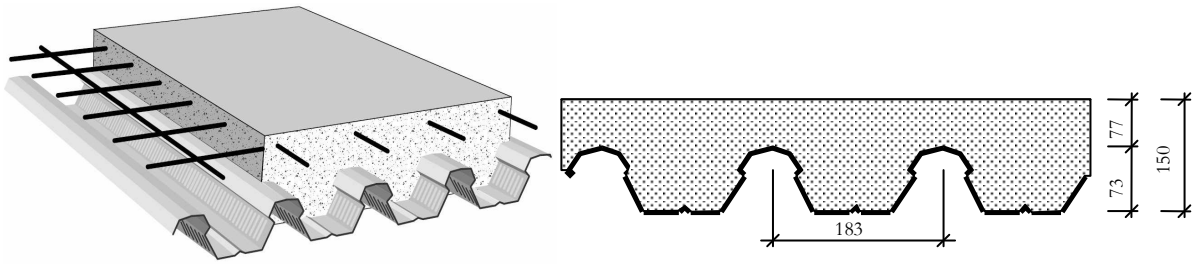


Figure 13: Vue 3D et coupe type du plancher collaborant cofrastra 70

Les caractéristiques mécaniques des différents matériaux figurent dans la première partie de la note de calcul **annexe 9**.

Toutes les valeurs ou coefficients intermédiaire permettant de traiter la vérification du bac sont définis dans la note de calcul en **annexe 10.**

● *Vérification du fléchissement des tôles en phase chantier*

➢ *Hypothèses*

Le fléchissement des tôles sous le poids mort du béton ne doit pas dépasser le 1/240ème de la portée entre appuis.

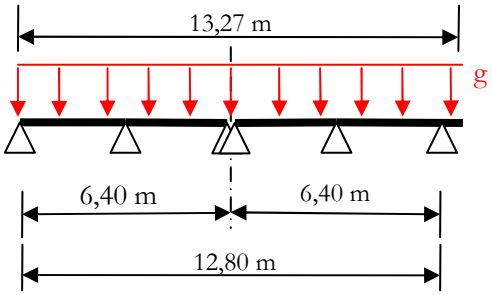


Figure 14 : Modélisation plancher en phase chantier

D'après le plan d'exécution (**voir annexe 6**), la longueur du plancher à couvrir en tôles nervurées est de 13,27 m supporté par 5 solives espacées de 3,20 m. La partie du plancher en porte à faux n'est pas prise en compte dans les vérifications. Tout de même, des aciers chapeaux seront disposés sur l'appui de rive pour reprendre le moment fléchissant négatif.

Le gabarit routier restreint la longueur des bacs acier à 12 m. Le plancher peut donc être couvert par deux éléments de tôles jointes sur la solive centrale, chacun d'une longueur de 6,40 m. Il est à noter que cette solution permet surtout une manutention de celles-ci uniquement à 2 hommes.

➢ *Vérification de déformation*

En phase chantier, le plancher peut être modélisé comme deux poutres continues à 2 travées d'un mètre de large, articulées sur chaque appui.

Le fléchissement à mi-travée lors du coulage peut être évalué par la formule de la flèche suivante avec l'inertie uniquement de la tôle sous chargement uniformément réparti minoré par l'effet de continuité.

$$\delta = k_f \frac{5.(g).l^4}{384.E.I_p} = 11 \text{ mm}$$

k_f : coefficient fonction du nombre de travées entre appuis et étais éventuels valant 0,41 pour 2 travées égales.

Remarque : La prise en compte des surcharges de chantier ne sont pas à prendre dans le calcul de flèche étant donné que ces charges ne restent pas au final sur le plancher.

La flèche centrale $\delta_{chantier}$ des tôles nervurées sous le cas des charges de chantier, calculée à l'état limite de service (ELS), est inférieure au 10ème de la hauteur hors-tout de la dalle (15mm), l'effet de mare peut donc être négligé dans le calcul des plaques en acier.

$$\delta_{chantier} = 11 \text{ mm} \leq l/240 \approx 13 \text{ mm}$$

La condition de flèche est vérifée, il n'est pas nécessaire d'étayer les tôles.

- ***Résistance au feu***

Le C.C.T.P impose une résistance au feu de deux heures. D'après la méthode de calcul de résistance au feu proposé en annexe 2 de l'avis technique, h_e est égale à 0,114 m. Cette hauteur correspond à une résistance au feu supérieure à deux heures. Ainsi, il n'est pas nécessaire de positionner des armatures supplémentaires dans chaque renformis.

2.4.2 Caractéristiques géométriques

Avant toute justification de critère de résistance et de déformation, il nécessaire de déterminer toutes les caractéristiques utiles à l'étude.

Les caractéristiques géométriques du plancher mixte sont déterminées à partir d'une nervure équivalente, d'une largeur de 1 m comme définie dans l'avis technique.

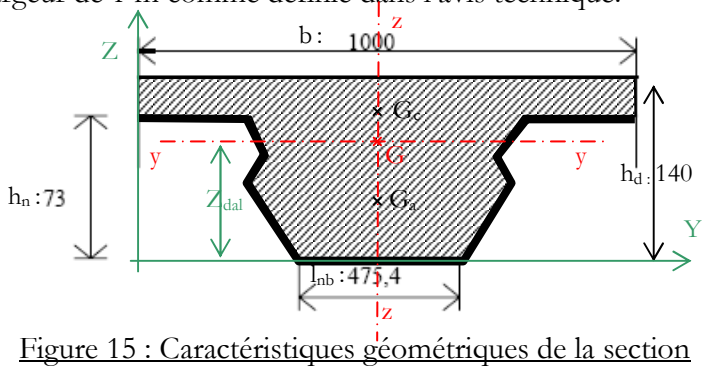


Figure 15 : Caractéristiques géométriques de la section

- ***Section mixte***

Section rendue homogène par rapport au bac acier :

$\mathbf{A_{mix} = A_a + A_c/n}$

Court Terme | Long Terme
$\mathbf{A_{mix}}$ = 173 cm² | $\mathbf{A_{mix}}$ = 93 cm²

- ***Axe neutre élastique***

Equation du moment statique par rapport à l'a.n.el :

$A_c/n.\ y_c + A_a.y_a = z_{dal}\ (A_c/n + A_a)$

On en déduit :

$$z_{dal} = \frac{(A_c/n.\ y_c + A_a.y_{a)/}}{(A_c/n + A_a)}$$

Court Terme | Long Terme
$\mathbf{z_{dal}}$ **= 8,5 cm | $\mathbf{z_{dal}}$ = 8,1 cm**

- ***Inertie mixte***

$I_{mix} = I_a + A_a\ dist(G.G_a)^2 + I_c + A_c\ dist(G.G_c)^2$

$\mathbf{I_{mix\ CL}}$ **= 3251 cm⁴**
$I_{mx\ LT}$ = 1820 cm⁴

2.4.3 Vérification en phase montage et coulage du béton

Deux conditions à sastifaire :

- résistance de la tôle à E.L.U. : $M_{Ed\ chantier} \leq M_{Rd\ tôle}$
- limitation de la flèche du bac à E.L.S. : $\delta_{chantier} \leq L/240$

- ***Résistance de la tôle à E.L.U.***

Il est important, lors de la phase de montage, de s'assurer de la sécurité du personnel de pose. Pour justifier ce critère, l'avis technique propose en annexe 3 deux cas de charge à respecter vis-à-vis de la résistance du bac.

Les moments sollicitants conventionnels M_A= 3,78 kN.m et M_B= 5,64 kN.m obtenus doivent rester inférieurs aux moments résistants. Ils sont donnés dans l' Avis Techniques des procédés sous la forme de diagrammes en fonction de la portée et de coefficients tenant compte de l'épaisseur de tôle. **(Voir annexe 8).**

La valeur obtenue d'après les diagrammes de moment résistant plastique pour chaque chargement est de :

$M_{Res(A)} = 6{,}10$ kN.m $> M_A = 3{,}78$ kN.m
$M_{Res(B)} = 8{,}70$ kN.m $> M_B = 5{,}64$ kN.m

La résistance du bac en phase chantier est assurée.

2.4.4 Vérification en phase d'exploitation

Une condition de résistance est à établir pour chaque mode de ruine suivant :

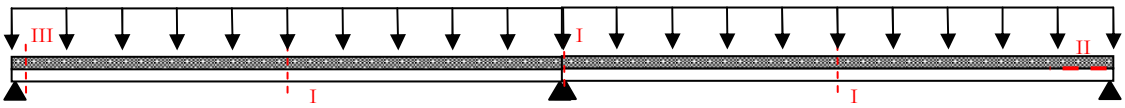


Figure 16 : Situation des conditions de résistance à justifier

Mode de défaillance	Justification associée	Procédure de calcul	Vérification à :
I : rupture par flexion en travée et sur appui	Moment résistant $M_{pl\,Rd}$	Calcul de la résistance d'une section mixte	E.L.U.
II : rupture par cisaillement longitudinal	Résistance aux sollicitations tangentes $V_{l\,Rd}$	A partir de la contrainte tangente limite déterminée expérimentalement	E.L.U.
III : rupture par cisaillement vertical du béton sur appuis	Résistance aux sollicitations transversales $V_{v\,Rd}$	Calcul comme une poutre béton armé	E.L.S.

- **Vérification vis-à-vis de l'E.L.U**

  - **Justification relative à la flexion (I)**

Sous moment positif

Dans l'évaluation des moments sollicitants, il est tenu compte des continuités éventuelles des planchers. Les moments en travées résultent alors des équations de l'équilibre appliquées à chaque travée pour les cas de charges considérées.

Elle consiste à vérifier l'inégalité suivante : $M_{uS} \leq M_{uR}$

Calcul du moment résistant d'une section de dalle mixte M_{uR} :

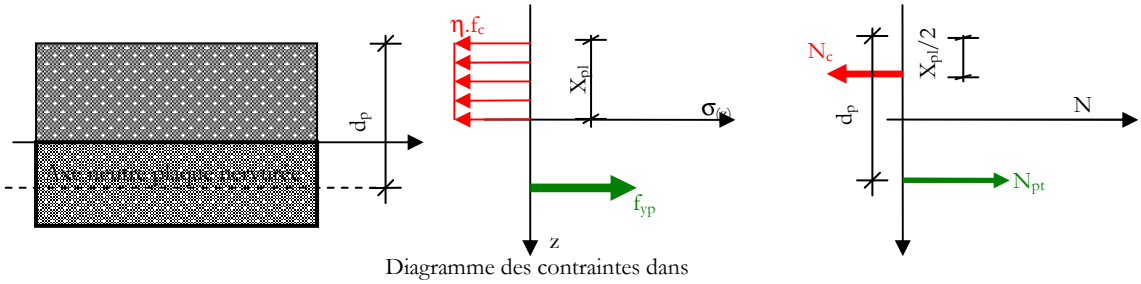


Diagramme des contraintes dans la section

Représentation des efforts équivalents

Figure 17: Répartition des contraintes sous moment de flexion positif

↳ Effort résultant dans le béton : $N_c = \eta . f_{cd} . b . x_{pl}$

Avec $f_{cd} = (\alpha_{cc} . f_{ck})/\gamma_c$: contrainte de compression ultime et $\eta=1$ car $f_{ck} < 50$ MPa
x_{pl} distance entre l'axe neutre plastique et la fibre extrême comprimée de la dalle en béton

↳ Effort résultant dans la tôle nervuré $N_{pt} = A_p . f_e . / \gamma_p = 380$ kN

L'équilibre en effort permet de déterminer l'inconnue x_{pl} :

$N_c = N_{pt} \Rightarrow x_{pl} = \frac{N_{pt}}{f_{cd} \cdot b} = 0,023\ m$, la hauteur x_{pl} doit rester inférieure à 0,8 fois la hauteur de béton hors nervure, ce qui reste vérifiée dans notre cas.

Soit le moment résistant lorsque la tôle est entièrement tendue :

$$M_{uR} = N_{pt}\left(d_{pl} - \frac{x_{pl}}{2}\right) = 40,76\ kN$$

Le moment sollicitant maximum soumis à un chargement réparti se situe en travée extérieure. D'après l'expression de l'avis technique, $M_{u,s} = 10,3$ kN.

La résistance en flexion sous moment positif est vérifiée.

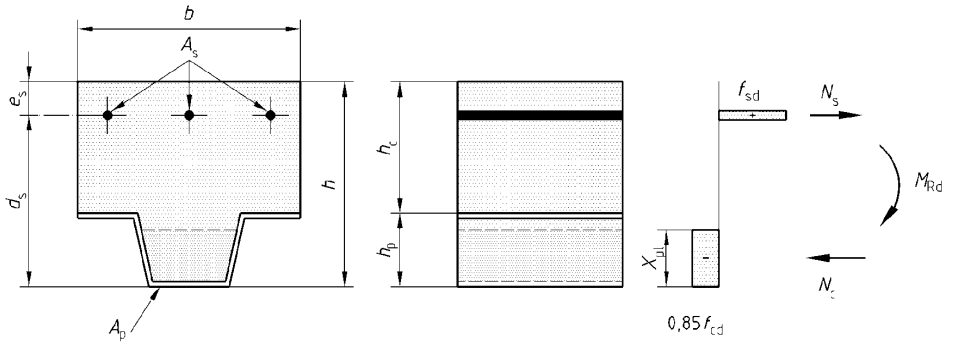
Sous moment négatif

Elle consiste à vérifier l'inégalité suivante : $\boxed{M_{uS} \leq M_{uR}}$

Avec M_{uS} moment sollicitant sur appuis, évalué sous l'effet de toutes les charges uniformément appliquées sur le plancher. Il est maximum sur l'appui proche de la travée extérieure, $M_{u,S} = -10,7$ kN

<u>Détermination de la section d'armatures :</u>

Sous moment négatif, le béton comprimé se situe dans la zone des nervures qui doit être équilibrée par une zone tendue en partie supérieure de la dalle mixte par des aciers chapeaux. Il est donc nécessaire de déterminer la section d'armatures en chapeau A_{st}. sur une largeur de 1 m.



<u>Figure 18: Répartition des contraintes sous moment de flexion négatif</u>

A partir des équations d'équilibre de la section, il est aisé de calculer la section d'armature nécessaire. En considérant un enrobage de 2 cm, la section d'armatures tendues :

$$A_{st} = \frac{M_{u,S}}{z \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} = 1,46\ cm^2 / ml$$

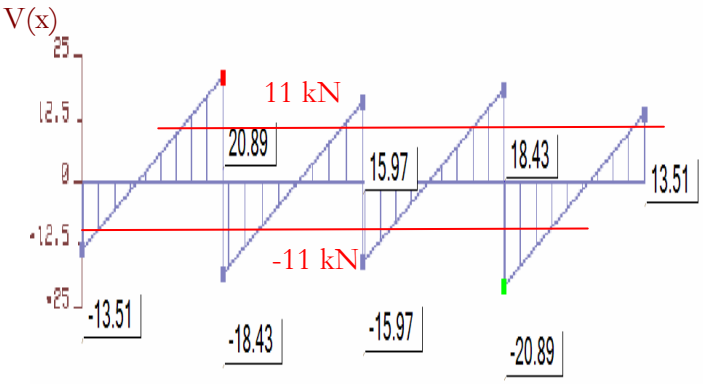
Le choix d'un treillis soudé ST 20, $A_{st} = 1,89$ cm² permet de reprendre le moment sur appui.

➢ *Vérification de non rupture par cisaillement vertical sur appuis (III°)*

L'expression fournie dans l'avis technique pour le calcul de l'effort tranchant $V_{u,S}$ aux appuis ne limite qu'au cas de plancher sur 3 travées maximum. Il devient donc intéressant et nécessaire de déterminer la valeur réelle de l'effort tranchant aux appuis pour le cas de notre plancher continue sur 4 travées.

La charge uniformément répartie à l'ELU est égale à :

$$P_u = 1{,}35\ (g + g_1) + 1{,}5\ q = 10{,}75\ kN/ml$$



La contrainte de cisaillement sollicitante doit vérifier :

$$\tau_{u,S} = \frac{V_{u,S}}{b_{sup}.z_u} < \tau_{u,R}$$

Avec $\tau_{u,R} = 0{,}03\ f_{c28} = 0{,}75$ MPa

Figure 19 : Diagramme de l'effort tranchant dans le plancher

Dans notre étude, la contrainte de cisaillement sollicitante $\tau_{u,S}$ reste supérieure à $\tau_{u,R}$ sur appuis. Il convient donc de déterminer la distance à partir de laquelle la contrainte de cisaillement sollicitante sur appui devient inférieure à la contrainte de cisaillement résistant. D'après le calcul l'effort tranchant admissible $Vu_{s\ lim}$ ne doit pas dépasser 11 kN, pour respecter le critère de résistance, soit

Travée extérieure	**Travée intérieure**
-13,53 + 10,75 x < -11 => x < 23,4 cm	-18,43 + 10,75 x < -11 => x > 0,72 cm
-13,53 + 10,75 x > 11 => x > 2,28 cm	-18,43 + 10,75 x > 11 => x > 2,74 cm

x correspond à la distance à partir de l'appui gauche de la travée considérée.

Longueur d'armatures de couture nécessaire sur :

- Appui extérieur lg = 25 cm
- Appui proche de la rive lg = (3,2 -2,28) + 0,72 ~ 1,65 cm
- Appui intermédiaire lg = (3,2-2,74) . 2 ~ 1 m

Armatures de couture :

D'après la relation de l'avis technique : $\tau_{u,R} = \frac{f_e}{\gamma_s}\frac{A_t}{b_{sup}.s_t} \Rightarrow \frac{A_t}{s_t} > \frac{b_{sup}\cdot(V_{u,s} - 11.10^{-3})}{\frac{f_e}{\gamma_s}.b_{sup}.z_u}$

La disposition constructive choisie :

-Appui extérieur : 1 cadre HA 8 largeur 20cm
-Appui proche de la rive : 6 cadres HA 8 de largeur 20 cm, espacé de 20 cm.
-Appui intermédiaire : 3 cadres HA 8 de largeur 20 cm, espacé de 20 cm.

Les cadres sont fixés en partie basse par une barre de montage, et en partie haute par le treillis soudé dimensionné précédemment. Un détail de la disposition constructive sur l'appui intermédiaire est fourni **annexe 11.**

- ***Vérification vis-à-vis de l'E.L.S.***

  - ***Cisaillement longitudinal de la dalle sans ancrage d'extrémité***

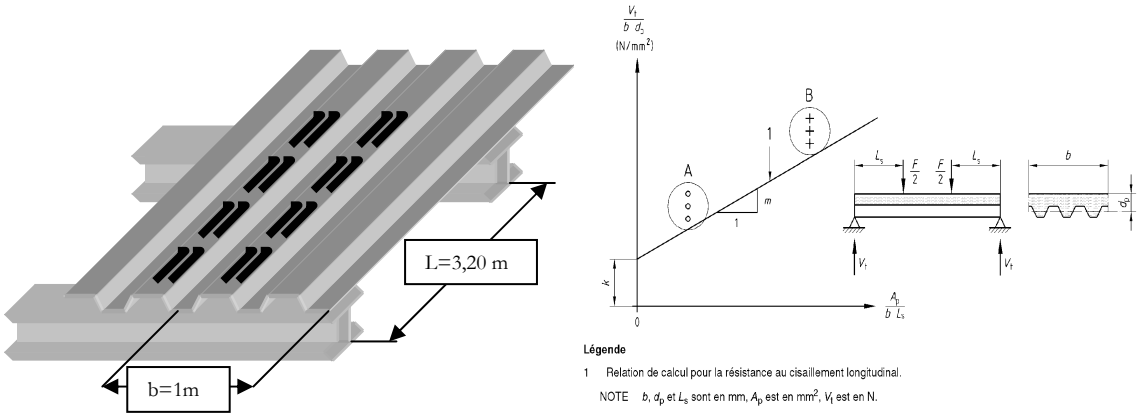


Figure 20 Contrainte de cisaillement de glissement entre la tôle et le béton

La résistance de calcul au cisaillement longitudinal est déterminée par la méthode expérimentale *m-k*, faisant l'hypothèse que le comportement du plancher mixte n'est pas ductile vis-à-vis du cisaillement longitudinal. Sans entrer dans le développement, les relations entre l'effort tranchant (vertical) et l'effort de cisaillement (horizontal) peuvent être démontrées lorsque la dalle se comporte de manière élastique. Par contre, lorsque le comportement est élastoplastique, la relation devient nettement moins triviale, c'est pour cela que cette vérification s'appuie sur des considérations expérimentales.

Contrainte de cisaillement résistant :

Il convient donc de démontrer que la contrainte de cisaillement maximal τ_{Ed}, pour une largeur de dalle b=1m n'est pas supérieure à la contrainte de cisaillement de glissement $\tau_{résistant}$ entre tôle et béton déterminée au moyen de l'expression de l'avis technique §2.33.

Suivant la note de calcul fournie en **annexe 10**, $\tau_{résistant}$ = 0,11 MPa

Contrainte de cisaillement sollicitant :

$$\tau_{sollicit.} = \frac{V_S}{b.z_{él}} \text{ , avec } V_S = \frac{l}{2}\left(k_0 g + k_1 g_1 + k_2 q\right) = 8{,}54kN$$

Remarque : k_0=0 car n'ayant pas d'étaiement en phase chantier, le poids propre du béton n'apporte aucun effet sur le cisaillement de glissement. En effet, si il y a un étaiement lors du coulage de la dalle, au moment où il sera retiré, il y aura des contraintes de cisaillement supplémentaires. Après un calcul du bras de levier élastique sur une nervure équivalente de 1 mètre, la contrainte de cisaillement obtenue est de $\tau_{sollicit}$= 0,08 Mpa

La condition de cisaillement de glissement $\tau_{sollicit.} \leq \tau_{ld.}$ est vérifiée.

  - ***Condition de déformation***

En phase d'exploitation, le plancher est continu sur 4 travées successives. Afin de simplifier le calcul de flèche, il peut être effectué à partir d'une travée isostatique minorée d'un coefficient fonction du nombre de travées k_f, à l'aide de la relation :

$$\delta = k_f \frac{5 \cdot P.l^4}{384E.I}$$

Avec k_f = 0,49, en phase d'exploitation lorsque les 4 travées sont continues

Ce calcul de flèche doit être fait en 3 étapes distinctes suivant les caractéristiques mécaniques du plancher au cours du temps.

1) Flèche lors coulage du béton :
   -Caractéristique du profilé uniquement : $\delta_{chantier} = 11$ mm
2) Flèche due aux surcharges permanentes
   -Section rendue homogène par rapport à l'acier
   -Caractéristique à long terme (au niveau du module d'Young béton)

$$\delta_{perm} = k_f \frac{5 \cdot g_1 l^4}{384 E_p I_{mx\,long\ terme}}$$

$\delta perm = 0{,}2$ mm

3) Flèche due aux charges d'exploitation
   -Section rendue homogène par rapport à l'acier
   -Caractéristique à court terme (au niveau du module d'Young béton)

$$\delta_{expl} = k_f \frac{5 \cdot q l^4}{384 E_p I_{mx\,court\ terme}}$$

$\delta expl = 0{,}3$ mm

Au final, le cumul de toutes les flèches aboutit à un déplacement à mi-travée de 12 mm, or la flèche admissible ($\ell/500$) est de 6 mm. Le critère de flèche en phase de service n'est donc pas vérifié.

En analysant les flèches pour chaque phase, il est visible que la déformé la plus conséquente s'opère lors du coulage. Alors, **une rangée d'étais devra être positionnée à mi-portée** pour chaque travée, sous chaque bac en phase chantier. La portée est donc diminuée par deux, ce qui donne une valeur de flèche divisée par 16, soit environ 1 mm.

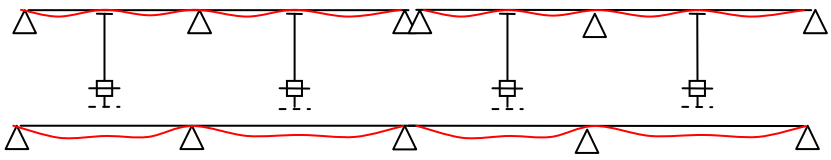


Figure 21: Déformé du bac acier au cours des différentes phases.

Au final, le cumule de toutes les flèches est de 1 mm à mi-travée, déformation qui valide le critère de flèche.

➢ *Modifications occasionnées*

La position d'un étaiement à mi-portée modifie et rajoute des vérifications à effectuer :

- Vérification d'intégrité en phase chantier (éviter le cloquage au droit des étais)
  $M_c = 2{,}05$ kN.ml < $M_{res,c} = 5{,}2$ kN.ml
- Modification du coefficient k_0 (passant de 0 à 0,43) de l'avis technique au niveau du critère de résistance au cisaillement longitudinal, qui permet de calculer la nouvelle valeur de effort tranchant sollicitant V_s égale à 8,54 kN, effort qui vérifie toujours le critère de cisaillement $\tau_{sollicitant} < \tau_{resistant}$

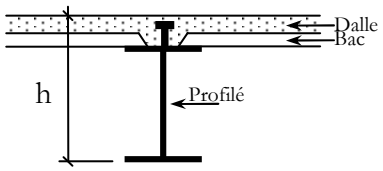
2.5 Etude des solives intermédiaires Nord

On s'attachera, dans ce paragraphe à déterminer, puis à vérifier la solive composée du plancher collaborant et d'un profilé du commerce. D'après le plan de coffrage joint en **annexe 6**, la portée entre axe de solives peut être considérée de 9,30 m.

2.5.1 Détermination d'un profilé

Plusieurs critères peuvent amener une première solution de profilé, tels que l'élancement, le nombre de files de connecteurs, la longueur du bac reposant sur le profilé…

Le critère d'élancement fournit une approximation relativement proche du profilé à adopter. Dans le cadre de poutre mixte à destination de bureaux, il peut être envisagé de prendre un critère d'élancement égal à 20 :



$\lambda = \frac{l}{h} \approx 20$ avec h la hauteur totale de la poutre mixte.

Figure 22 : Coupe de principe de la solive

Le critère d'élancement dicte une hauteur de profilé aux alentours de 30 cm. De plus, la largeur d'appui des bacs aciers sur les solives doit être au minimum de 5 cm. Par conséquent, si l'on ne désire pas que les bacs se superposent sur la solive intermédiaire ,(pour des raisons de soudabilité[2] directe à travers une seule épaisseur de bac), la largeur de la semelle doit rester supérieure à 10 cm.

Il est à noter, qu'un calcul de la section mixte en comportement plastique est envisageable uniquement si le profil n'est pas susceptible de subir un voilement local prématuré. Pour cela, il est intéressant de travailler avec des profils de classe 1 ou 2.

Au final, après la note de calcul sous tableur, jointe en **annexe 12**, **la section adoptée est IPE 360 de limite élastique S235.**

Les détails des calculs numériques ne seront pas développés (accessible dans la note de calcul), par contre, nous nous attacherons à présenter les phénomènes, principes et règles d'application pour le calcul des poutres mixtes selon la norme NF EN 1994-1-1, ainsi que la mise en équation des différentes vérifications.

Avant de commencer la vérification proprement dite, il est nécessaire de définir les caractéristiques de la section transversale de la poutre mixte, pour ensuite réaliser les différents équilibres de section.

2.5.2 Caractéristiques et classification de la section

● *Largeur de dalle participante*

Dans un plancher mixte, le transfert de l'effort de cisaillement des connecteurs à la dalle mobilise une certaine partie de celle-ci, « effet de traînage ». Une largeur participante de la dalle peut être déterminée, contribuant à la flexion générale du plancher.

[2] Remarque : Les équipements modernes de soudage permettent de souder des goujons en sécurité à travers la tôle jusqu'à des épaisseurs de tôle galvanisée de 1,5 mm (soudage par fusion-forgeage au pistolet à arc électrique).

Pour fixer la largeur b_{eff} , deux hypothèses sont introduites :

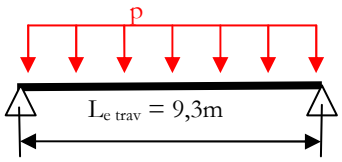
- la connexion reste complète (aucun glissement n'est admis à l'interface)
- une distribution uniforme des contraintes normales sur cette largeur

Cette largeur dépend :

- des conditions aux limites de chaque travée
- du signe du moment affectant la section étudiée.

● ***Les caractéristiques de calcul***

Le réseau de solives étudié, **espacées de 3,20 m**, est assemblé à des poutres maîtresses par un système articulé. Nous pouvons donc, nous ramener à une modélisation, telle que représentée ci-dessous :



A mi-portée, la largeur efficace b_{eff}^{+} (sous moment fléchissant positif) peut être déterminée par :

$$\mathbf{b_{eff}^{+} = Inf\ \{\ell\ ;\ L_{e\ tav}/4\}}$$

Avec Le trav : Distance entre points de moment nul

ℓ : distance entre solives parallèles

Figure 23 : Hypothèse de modélisation de la solive

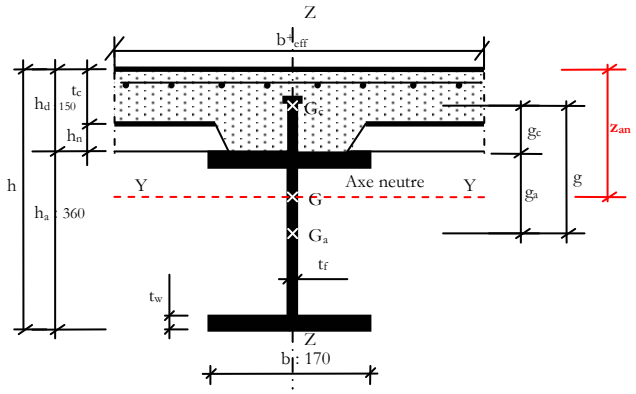


Figure 24: Section de calcul d'une poutre mixte

Suivant les conditions géométriques de l'étude, $\mathbf{b_{eff}^{+} = 2{,}325\ m}$

Dans l'optique d'expliquer la démarche de dimensionnement selon l'EN 1994-1-1 d'une poutre mixte, j'ai décidé d'effectuer tous les calculs avec un tableur et de présenter pas à pas les étapes de calculs. Ainsi, vous trouverez en **annexe 13,** les conditions introduites dans la note de calcul de manière à trouver directement les différents caractéristiques de la section.

Pour le profilé étudié, les caractéristiques obtenues sont :

- Aire mixte court terme : $A_{mix\ CT} = 320\ cm^2$
- Aire mixte long terme : $A_{mix\ LT} = 196\ cm^2$
- Axe neutre élastique se situe dans les nervures du bac, avec $z_{él} = 14{,}7$ cm
- Inertie mixte : $-I_{mix\ CT} = 7\ 4395\ cm^4$
  $-I_{mix\ LT} = 5\ 5768\ cm^4$
- Axe neutre plastique se situe dans l'épaisseur du béton, avec $z_{pl} = 5{,}2$ cm

● ***Classe de la section***

La position de l'axe neutre élastique et plastique étant à chaque fois dans la hauteur de la dalle mixte, le profilé reste entièrement tendu. Il n'y a donc aucun risque de voilement local.

La classe de la poutre mixte est donc celle du profilé totalement en traction, soit de classe 1.

2.5.3 Vérification en phase chantier

● Résistance des sections sous moment fléchissant (E.L.U)

Afin de valider ce critère, la résistance de la sections sous moment positif doit rester supérieure au moment sollicitant : $M_{pl,Rd}^{+} > M_{Ed}$

La section résistante en phase de chantier se limite uniquement à la résistance du profilé, car le béton frais n'a encore aucune résistance. La section du profilé étant de classe 1, la vérification peut être menée par un calcul en plasticité. Tout de même, il serait plus réfléchi de rester dans le domaine élastique lors de la phase de coulage.

Moment Résistant élastique :

$\mathbf{M_{el,\,Rd} = w_{el,y}\, f_y/\gamma_{M0} = 212{,}35\ kN.m}$

Moment Résistant plastique :

$\mathbf{M_{pl,\,Rd} = w_{pl,y}\, f_y\ /\gamma_{M0} = 239{,}47\ kN.m}$

Moment sollicitant (Pondération E.L.U.)

Les valeurs recommandées des actions dues aux charges de construction en cours de coulage du béton sont fournies par le Tableau 4.2 de l'EC1-1.6, et traduit par la schématisation ci-dessous.

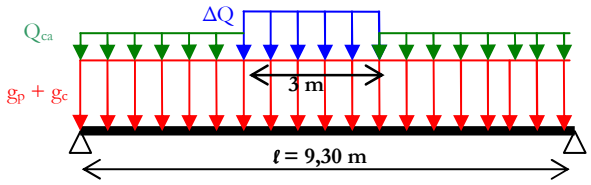


Figure 25: Valeurs caractéristiques recommandées des actions dues aux charges de construction lors du coulage du béton

En plus de la charge du bac nervuré et du poids de béton frais, la norme indique de prendre une charge ΔQ de 1,5 kN/m² à l'intérieur d'une zone de 9 m², charge caractéristique de construction et de surplus de béton. A l'extérieur de la zone restante, on ajoute une charge caractéristique Q_{ca} de 0,75 kN/m² au poids du béton, caractérisant les équipements légers de chantier.

A l'aide du logiciel Robot Millennium v.17.0, une modélisation de ce cas de charge a permis de déterminer la valeur du moment sollicitant est $\mathbf{M_{ed} = 212{,}06\ kN}$

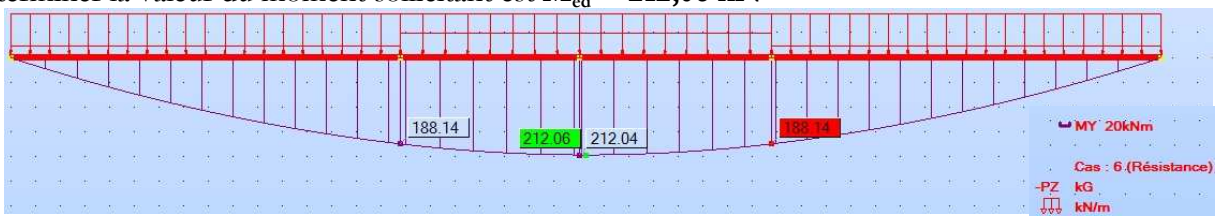


Figure 26 : Diagramme des moments fléchissants en phase chantier dans la solive

Le moment fléchissant reste inférieur au moment résistant élastique, le critère de résistance de la section est donc vérifié.

● Résistance des solives au déversement

Tout élément fléchi, de section élancée, doit être justifié vis-à-vis du risque d'instabilité latérale, le déversement. Il convient de vérifier si la solive non maintenue latéralement soumise à une flexion selon l'axe fort justifie : $M_{Ed} \leq M_{b,Rd}$

où $M_{b,Rd}$: est le moment résistant de calcul au déversement. Ce critère de résistance doit être vérifié conformément aux prescriptions définies dans l'EC3-1-1 ;§6.3.2.1 Résistance au déversement.

➢ *Moment critique de déversement*

Pour la solive de notre étude, il existe une valeur critique des sollicitations appliquées au delà de laquelle, la solive prend une configuration de déformé spatiale, associant flexion latérale et torsion. Le moment critique élastique de déversement caractérise une instabilité par bifurcation d'équilibre.

En introduisant divers coefficients permettant de tenir compte des conditions de charge et du maintien de la poutre l'expression du moment critique s'exprime par :

$$M_{cr\,y} = C_1 \frac{\pi}{L^2}\sqrt{EI_z GI_t}.\sqrt{1+\frac{\pi^2 EI_w}{L^2 GI_t}}$$

Avec C_1 : coefficient fonction du type de chargement (flexion simple : C_1=1,132).
L : la longueur de déversement, ici égale à la longueur de la solive de 9,3 m.

Les effets des imperfections sont pris en compte dans l'EN 1993-1-1 au moyen de coefficients. La section résistante en phase de chantier se limite uniquement à la résistance du profilé.

D'après la note de calcul, $\mathbf{M_{cr\,y}}$**= 109,82 kN.m**

➢ *Elancement réduit spécifique : λ_{LT}*

Afin de traduire la sensibilité au déversement élastique de la solive fléchie, la même démarche que celle qui à été adoptée vis-à-vis du flambement dans l'EN 1993-1-1, nous amène à considérer un élancement réduit :

$$\overline{\lambda_{LT}} = \sqrt{\frac{M_{Rpl}}{M_{cr\,y}}} = \sqrt{\frac{\beta_w . w_{pl\,y} . f_{yk} / \gamma_{M0}}{M_{cr\,y}}}$$

Avec β_w : coefficient de corrélation lié à la classe de la section (Classe 1&2 ; β_w=1)
D'après la note de calcul en **annexe 12**, λ_{LT} = 1,14.

➢ *Coefficient d'élancement réduit : χ_{LT}*

χ_{LT} est un coefficient fonction de l'élancement réduit et du facteur d'imperfection α_{LT} de l'élément. Le facteur d'imperfection α_{LT} correspond à la courbe de déversement appropriée fonction de la section transversale.

Pour un profilé IPE 360, (section en I, laminé), $h_a/b>2$, la valeur du facteur d'imperfection est alors de 0,34, correspondante à la courbe b de déversement.

L'EC3 propose la relation suivante pour permettre d'évaluer χ_{LT} :

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \overline{\lambda_{LT}^2}}} \qquad \text{avec } \phi_{LT} = 0{,}5\left[1+\alpha_{LT}\left(\overline{\lambda_{LT}} - 0{,}2\right)+\overline{\lambda_{LT}^2}\right]$$

D'après la note de calcul, χ_{LT} = 0,51

➢ *Vérification de la résistance au déversement*

Il convient de prendre le moment résistant de calcul au déversement d'une poutre non maintenue latéralement égal à la valeur suivante :

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} . w_{pl,y} . \frac{f_{yk}}{\gamma_{M1}}$$

D'après la note de calcul, $M_{b,Rd}$ = 76,40 kN.m < M_{Ed} = 109,82 kN
Le critère de résistance au déversement n'est donc pas vérifié, puisque $M_{Ed} \geq M_{b,Rd}$.

Le bac étant vissé (ou cloué) sur l'âme des solives, il contribue ainsi à un léger maintien du profilé. Dans la pratique des ingénieurs d'étude, il est permis de considérer que le risque de déversement est évité si :

- Le bac acier peut reprendre 2 % de l'effort normal résistant maximum de la semelle supérieure

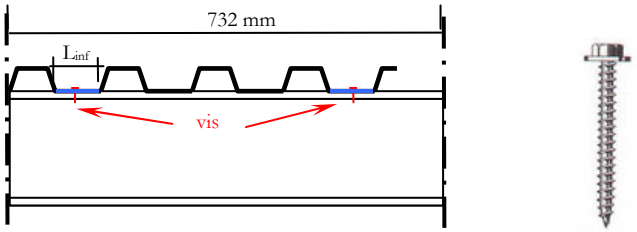


Figure 27 : Vis autoperceuses ou autotaraudeuses pour fixations de bacs acier

Chaque élément de bac est fixé en deux points. D'après la note de calcul l'effort normal dans la semelle maximum est de $N_{semelle}$ =507,37 kN, le bac doit donc être capable de reprendre 10,2 kN. Au niveau du bac, cet effort peut être considéré réparti sur les deux épaisseurs des nervures solidarisées (représentées en bleu sur la figure ci-dessus). Il nous est donc possible de calculer l'état de contrainte à ce niveau pour analyser si la limite élastique du bac acier n'est pas dépassée.

$$\sigma_{bac} = 2\%\ N_{semelle} \ / \ A_{fixé} = 77{,}8\ \text{Mpa}\ ;$$

avec $A_{fixé} = e_{profilé} \,.\, 2\, L_{inf} = 0{,}075 \,.\, 2 * 0{,}087 = 1{,}305\ cm^2$

La limite d'élasticité du bac acier étant de 350 Mpa, le bac reste donc dans son domaine élastique. In fine, la contribution du bac acier permet de s'affranchir la mise en place de bracon.

- ***Critère de déformation***

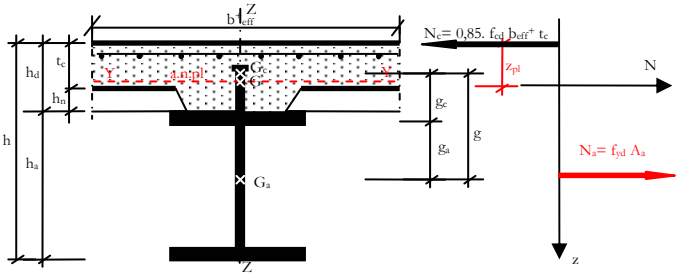
La flèche admissible en phase chantier est de L/250 ~ 3,72 cm. D'après la note de calcul en **annexe 12**, la flèche obtenue avec la prise en compte uniquement des charges du poids propre de la structure pondérée à l'E.L.S, est de $\delta_{chantier}$ = 3cm.

Le critère de flèche en phase chantier est par conséquent vérifié.

2.5.4 *Vérification en phase d'exploitation*

- ***Résistance des sections sous moment fléchissant***

La section mixte étant de classe 1, la résistance au moment fléchissant de cette section peut être déterminée par un calcul plastique. Le moment résistant de la section mixte soumise à un moment positif, peut être exprimé au point d'application de la résultante N_c (résultante de l'effort de compression dans le béton). L'axe neutre plastique de la solive se situant dans l'épaisseur de béton, la valeur du moment plastique résistant peut s'exprimer, comme suit :

Equilibre des sections en effort	Moment résistant
	$M_{pl\,Rd}^{+} = [N_a] \,.\, (g + t_c/2 - z_{pl}/2)$ $M_{pl\,Rd}^{+} = [A_a\, f_{yd}] \,.\, (g + t_c/2 - z_{pl}/2)$

La condition à satisfaire au niveau de ce critère de flexion, peut s'exprimer par la relation :

$$M_{pl,Rd}^{+} > M_{Ed}$$

Le moment résistant de la section mixte pour un IPE 360 dont l'axe neutre plastique se situe dans le béton, est de : $\mathbf{M_{pl\,Rd}^{+} = 519{,}67\ kN.m}$.

Le moment fléchissant sollicitant à mi travée aux états limites ultimes, intégrant les différents cas de charges g, g_1, et q pondérées à l'ELU, est de $\mathbf{M_{Ed} = 380{,}35\ kN.m.}$ La section est donc vérifiée au niveau de la résistance à la flexion.

- ***Résistance des sections à l'effort tranchant***

Les sections d'extrémités de poutres sont fortement sollicitées à l'effort tranchant. L'expérience montre qu'une partie du cisaillement vertical est repris par la dalle, mais il n'existe pas de modèle mécanique simple pour exprimer cette contribution. La norme EN 1994 1-1 propose chapitre 6.2.2.2 de considérer que l'effort tranchant est repris uniquement par l'âme du profilé en acier.

La condition à satisfaire par l'effort tranchant de calcul V_{sd}, dans une section sollicitée essentiellement par ce type d'efforts, est donc :

$$V_{pl\,Rd} > V_{Ed}$$

L'application du critère de Von Mises, en considérant un état de contrainte uniformisée sur A_{vz}, conduit à l'expression :

$$V_{pl,Rd} = A_{vz}\, f_{yd} / \sqrt{3} = 476{,}8\ kN$$

L'effort tranchant sollicitant sur appui aux états limites ultimes, intégrant les différents cas de charges (g,g_1, et q) est de 163 kN.m. La section est donc vérifiée au niveau de la résistance à l'effort tranchant.

Remarque : Une application du logiciel Robot Expert permet de calculer l'axe neutre plastique ainsi que l'effort tranchant et le moment résistant d'une section mixte considérée. Les valeurs déterminées auparavant coïncident avec les résultats du logiciel, ce qui permet de valider la justesse des calculs effectués. Il est à noter, quand même, une disparité au niveau de l'effort tranchant résistant. Cette constations est surprenante car l'expression utilisée pour déterminer $V_{pl,Rd}$ auparavant provient directement de l'EN 1994 1-1 avec lequel le logiciel effectuer lui aussi les vérifications.

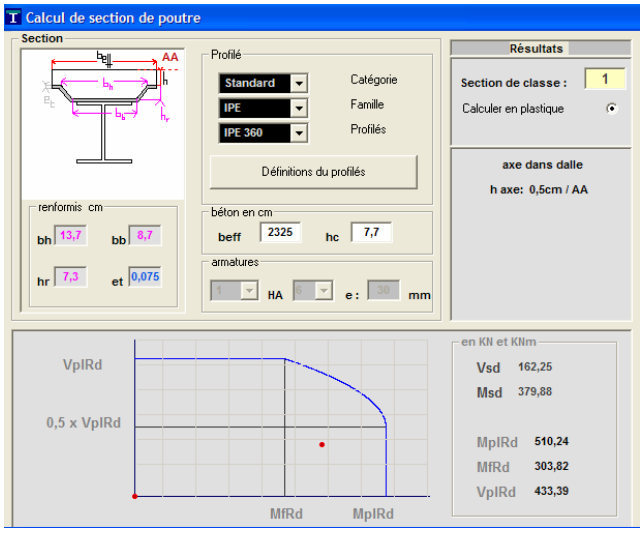


Figure 28 : Calcul de section de poutre mixte par le logiciel Robot Expert

- ***Condition de déformation***

L'exigence en matière de critère de flèche au niveau des poutres des plateaux Nord est de L/350, ce qui représente pour une portée de 9,30 m, une flèche maximum de 2,7 cm.

La flèche en phase d'exploitation représente le cumul de la flèche lors du coulage ainsi que les suppléments de charges apportés en phase d'exploitation. Une attention particulière doit être portée sur les différentes caractéristiques de la section mixte à prendre en compte suivant le type et l'instant de l'application des charges (cf. chapitre dalle-condition de déformation). Le calcul de flèche est mené à l'aide de la formule de la flèche pour une charge uniformément répartie. Un supplément de flèche doit être pris en compte due au retrait du béton par l'expression :

$$\delta = \varepsilon_r A_a A_c g L^2 / (8 n A_{mix} I_{mix}) = 1 \text{ cm dans notre cas.}$$

La flèche totale en phase de service est de 4,4 cm. Le critère de flèche n'est donc pas vérifié. Trois solutions peuvent être envisageables pour valider la condition de déformation :

- Augmenter la section du profilé
- Positionner des étais sous la solive
- Réaliser une contre flèche en usine sur les profilés.

J'opterais pour la dernière solution, qui offre un compromis entre coût et rapidité d'exécution. La valeur de la contre flèche a pour but d'annuler la flèche lors du coulage. La contre flèche nécessaire est de 3 cm. La flèche finale devient alors de 1,4 cm

2.5.5 Résistance de la connexion

Tous les calculs effectués auparavant étaient fondés sur l'hypothèse d'une connexion complète entre le béton est l'acier. Pour valider cette hypothèse, des connecteurs répartis le long de l'interface acier-béton doivent être capable de transmettre les efforts de cisaillement longitudinal entre la dalle et le profilé métallique. La vérification de la résistance de la connexion est menée suivant les prescriptions de L'EC4-1-1-§6.6 Connexion.

- ***Choix d'un type de goujon***

La connexion du bac acier sur la solive est assurée par des goujon NELSON© de diamètre 19 mm (les plus courants sur le marché), d'une hauteur totale de 12,5 cm. Un connecteur est dit ductile lorsqu'il présente une capacité de déformation suffisante en glissement pour justifier le comportement plastique parfait de la connexion en cisaillement. Un goujon est dit ductile si :

$h_{sc} > 4d$ et espacement longitudinal = 5d,

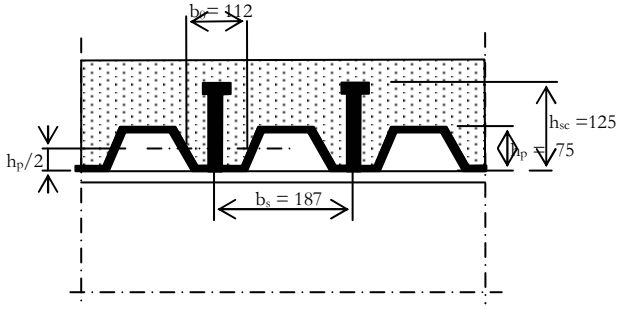


Figure 29: Poutre avec plaques nervurées en acier disposées perpendiculairement à la poutre

L'espacement minimal des goujons est imposé par l'entraxe des nervures, soit une distance de 18,7 cm. Les goujons peuvent donc être considérés comme ductile, avec une résistance ultime en traction de f_u= 450 Mpa.

● ***Résistance au cisaillement d'un goujon***

La résistance de connexion P_{Rd} d'un goujon s'exprime à partir des deux relations définies dans l'EN 1994 §6.6.3, décrites en **annexe 14**.

D'après la note de calcul de **l'annexe 12** et **l'annexe 14**, la résistance d'un goujon est de :

$$\mathbf{P_{Rd\ corrigé} = 54{,}52\ kN}$$

● ***Dimensionnement de la connexion- en connexion complète***

Le principe de connexion complète n'est applicable qu'aux sections de classes 1 ou 2, applicable donc pour notre étude. L'effort de cisaillement V_ℓ, à l'interface dalle-profilé, peut être calculé à partir des efforts normaux que la semelle connectée est susceptible de transmettre en situation de plastification.

La longueur critique peut être définie entre un extremum et un point de changement de sens de l'effort de cisaillement dans la poutre. Dans le cadre d'une poutre isostatique, L_{cR} est égale à la moitié de la portée.

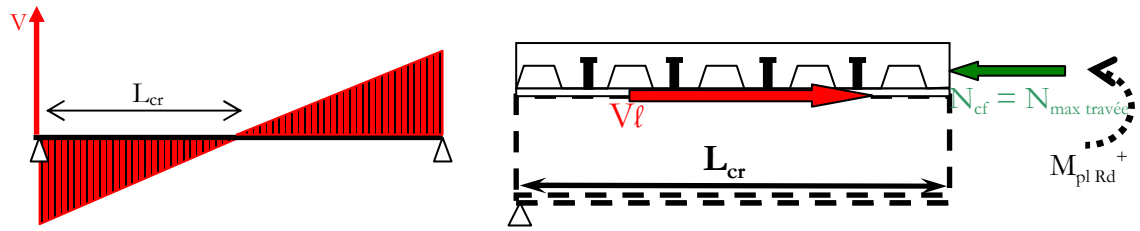


Figure 30: Longueurs critiques et équilibre de lde poutre simplement appuyées

Sachant que l'axe neutre plastique de la poutre mixte se situe dans le béton, l'effort normal pris en compte pour la vérification du cisaillement sera celui du profilé IPE 360. En effet, cet effort normal $N_{max\ travée}$ correspond directement à l'effort que doit reprendre les goujons V_ℓ en situation de plastification pour assurer une connexion parfaite.

$$V_\ell = N_{cf} = Aa\ f_y/\gamma_a = 1\ 709\ kN$$

D'après la note de calcul en **annexe 12,** pour assurer une connexion complète sur la longueur critique ; il faut 32 goujons. Soit un nombre de goujons $\mathbf{n_f = 64}$ sur toute la longueur du profilé, ce qui représente un goujon tous les 15 cm. Or, l'entraxe des nervures du bac acier est de 18,6 cm. Une solution serait de disposer une deuxième rangée de goujon pour procéder à une connexion complète. Cette alternative doublerait le temps de mise en œuvre des goujons. Le moment résistant plastique admet une certaine marge de sécurité par rapport aux sollicitations, il peut donc être envisagé d'effectuer une connexion partielle.

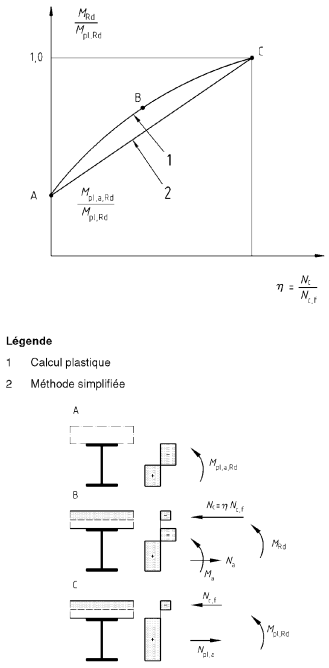
● ***Dimensionnement de la connexion- en connexion partielle***

Le principe de la connexion partielle est applicable aux poutres de bâtiment dont les sections sont de classe 1 ou 2, ce qui est le cas de notre solive mixte. Le principe de la connexion partielle repose sur le fait de disposer moins de goujons en acceptant un certain degré de glissement à l'interface profilé-plancher collaborant. Sur chaque zone de cisaillement, V_ℓ sera calculé à partir de l'effort de compression N_c (au lieu de N_{cf}) que doit transmettre la semelle béton en travée. Cependant, le nombre de goujons défini par N_c ne doit pas conduire à un degré de connexion $\eta = n/n_f$ inférieur à :

$$\eta_{min} = \sup\ \{0{,}40\ ;\ 1\text{-}(0{,}75\text{-}0{,}03\ L_e).355/f_{ya}\} \qquad \text{si } L_e \leq 25\ m$$

Avec L_e = longueur en mètres de la zone de moment positif entre points de moment nul.

D'après la note de calcul **annexe 12** , $\eta_{min} = 0{,}4$



Une méthode simplifiée de dimension en connexion partielle est proposée dans l'EN 1994-1-1 §6.2.1.3, illustré par le diagramme ci contre :

Connaissant N_{cf}, M_{plRd}, $M_{pl\ a\ Rd}$ et M_{Ed}, d'après le méthode simplifiée, résoudre l'équation de droite (2) permet d'obtenir la relation suivante :

$$N_c = \left(\frac{M_{Ed} - M_{pl\,a\,Rd}}{M_{plRd}} \right) . N_{cf} \cdot \left(\frac{M_{plRd}}{M_{plRd} - M_{pl\,a\,Rd}} \right) = 859{,}36\ kN$$

Cet effort peut être repris par 16 goujons sur la longueur critique L_{cr}. Soit, pour toute la portée, 32 goujons (**n = 32)** doivent être disposés, ce qui représente un goujon dans chaque renformis.

Le degré de connexion minimum est respecté puisque :

$$\eta_{min} = 0{,}4 < \eta = n/n_f = 0{,}5$$

D'après l'EC4, l'espacement uniforme des connecteurs sur la longueur entre sections critiques n'est autorisé que si $M_{pl\,Rd} \leq 2{,}5\ M_{a\,pl\,Rd}$, ce qui est notre cas.

Figure 31: Relation entre M_{Rd} et N_c

La connexion partielle est donc applicable sur la solive avec une répartition de 32 goujons sur la portée de 9,30 m.

2.6 Dimensionnement et vérification des solives de rive extérieure

Remarque : Une démarche d'ingénierie lors d'une phase étude est d'optimiser ses méthodes de travail, afin d'obtenir des solutions le plus rapidement possible. J'ai donc réalisé ma note de calcul dans cette perspective, en automatisant tous les critères (vu précédemment) à respecter. Il m'est donc possible d'optimiser mécaniquement les profils en vue de choisir le profilé acceptable pour le moindre coût.

J'exposerai donc dans ce paragraphe uniquement les modifications qu'il y a lieu de prendre pour le dimensionnement et la vérification de la solive de rive en façade devant être rentrées dans la feuille de calculs.

2.6.1 Modélisation-critères-chargements

La solive en façade est de même portée et mêmes conditions aux limites que les solives intermédiaires. Elle soutien les charges apportées par le plancher sur une largeur d'influence deux fois plus petites, égale à 1,685 m.

Le mur rideau créant la façade viendra se fixer directement sur des attaches initialement prévues à cet effet sur le plancher (voir photo explicative **annexe 15**). Il convient alors de minimiser au maximum la flèche de la solive support dans l'intention d'éviter de forte rotation des éléments de façade. Si la rotation venait à être trop importante, les éléments de façade seraient en butée entre eux, générant des contraintes internes, et provoquant l'éclatement du vitrage. C'est pourquoi, le C.C.T.P. assujetti une flèche admissible maximum égale au 500ème de la portée.

Les charges internes à reprendre sont identiques à celle des solives intermédiaires. Le poids du mur rideau apporte une charge linéique de 3,91 kN/ml. En toute rigueur, le cas de charge du vent sur la solive de rive devrait être pris en compte dans le calcul. L'hypothèse de négliger l'effet du vent sur la solive peut être justifié :

- En phase chantier, par la très faible prise au vent du profilé
- En phase d'exploitation, par la mixité de la solive avec le plancher admettant une très faible déformé hors de son plan grâce à la forte rigidité du plancher. (transmission des efforts horizontaux du noyau par le fonctionnement en diaphragme du plancher)

2.6.2 Vérification des solives de rive extérieure

Le profilé **IPE 270 de limite élastique S235 retenu** permet de valider tous les critères de vérification.

● *Vérification en phase chantier*

- Résistance des sections sous moment fléchissant vérifiée :
  - $M_{pl,Rd}^{+}$ = 113,74 kN.m > M_{Ed} = 112,95 kN.m
- Résistance des solives au déversement vérifiée :
  - par la participation du bac acier
- Critère de déformation vérifié :
  - à l'aide d'une **contre flèche de 5 cm** => $\delta_{chantier}$ = 0 cm

● *Vérification en phase d'exploitation*

- Résistance des sections sous moment fléchissant vérifiée
  - $M_{pl,Rd}^{+}$ = 113,74 kN.m > M_{Ed} = 112,95 kN.m
- Résistance des sections à l'effort tranchant vérifiée :
  - $V_{pl,Rd}^{+}$ = 300,339 kN.m > V_{Ed} = 100,45 kN.m
- Condition de déformation vérifiée :
  - flèche finale de 1,3 cm
- Résistance de la connexion vérifiée :
  - en connexion complète, 40 goujons sur les 9,30 m de la solive.

2.7 Dimensionnement et vérification des solives de rive intérieure

La portée et les conditions aux limites sont les mêmes que pour la solives de rive coté façade Nord. Le principal critère de dimensionnement de cette dernière se situait au niveau de la résistance de la section sous le moment sollicitant en phase chantier. Ce moment sollicitant est le même pour la solive de rive intérieure. Le profilé choisi est donc le même que celui précédemment choisi, à savoir un IPE 270 S235.

Une contre flèche de 4 cm est nécessaire. La connexion complète est assurée par le positionnement de 40 goujons sur les 9,30 m de la solive.

2.8 Dimensionnement et vérifications des poutres principales

2.8.1 Modélisation-critères-chargements

La poutre principale d'une longueur entre le nu du noyau et l'axe du poteau de 12,595 mètres est considérée articulée en ces extrémités. Le critère de déformation admissible correspond au 350 ème de la portée, soit 3,6 cm.

La hauteur maximum entre le niveau brut du plancher bas de l'étage 14 et la sous face du faux plafond de l'étage inférieur doit être de 95 cm. Dans cette hauteur, il convient de disposer le système porteur du plateau, plancher, solive, poutre principale ainsi que l'accroche du dispositif d'éléments de faux plafond. Le plancher mixte de 15 cm d'épaisseur laisse une hauteur libre de 80cm.

Les solives représentées sur le modèle ci-dessous, apportent une charge ponctuelle sur la poutre primaire, égal à l'effort tranchant en extrémité de chacune d'entre elles.

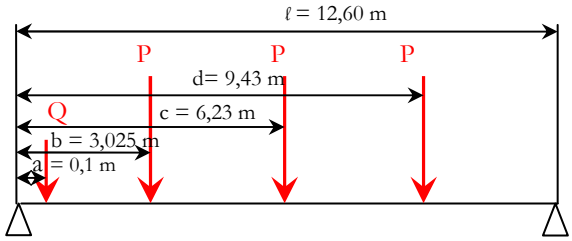


Figure 32 : Modélisation des solives sur la poutre principale mixte

Remarque : La solive de rive en façade n'est pas prise en compte dans le modèle puisqu'elle est assemblée directement sur le poteau mixte.

A partir de cette modélisation, il est possible de déterminer les sollicitations dans la poutre en phase chantier et exploitation. En phase chantier, il suffit d'ajouter les surcharges de chantier telles que définies dans le paragraphe « 2.5.3 Etude de la solive Nord » et en phase d'exploitation, le supplément de charges permanentes et les charges d'exploitation intervenant au niveau des charges P et Q (apport des charges par les solives).

2.8.2 Vérification des poutres principales

Le profilé HEB 600 de limite élastique S235 permet de valider tous les critères de vérification.

● Vérification en phase chantier

- Résistance des sections sous moment fléchissant vérifiée :
  - $M_{pl,Rd}^{+} = 1509$ kN.m > $M_{Ed} = 1177$ kN.m
- Résistance de la poutre au déversement vérifiée :
  - $M_{b,Rd} = 1311$ kN.m > $M_{Ed} = 1177$ kN.m

Remarque : La longueur non maintenue du profilé ne correspond pas dans ce cas à la longueur entre appuis. L'assemblage des solives sur la poutre principale permet de réduire la longueur de libre au déversement à la longueur d'espacement entre chacune d'entre elles, soit 3,20 mètres.

- Critère de déformation vérifié :
  - à l'aide d'une **contre flèche de 2 cm** => $\delta_{chantier} = 0$ cm

- ***Vérification en phase d'exploitation***

- Résistance des sections sous moment fléchissant vérifiée
  - $M_{pl,Rd}^{+}$ = 2439 kN.m > M_{Ed} = 2069 kN.m
- Résistance des sections à l'effort tranchant vérifiée :
  - $V_{pl,Rd}^{+}$ = 1503 kN.m > V_{Ed} = 670 kN.m
- Condition de déformation vérifiée :
  - flèche finale de 2,9 cm
- Résistance de la connexion vérifiée :
  - avec connexion complète par la mise en place 180 goujons répartis en deux files sur les 12,60 m de la poutre mixte.

2.8.3 Analyse et réflexions

La mise en place de poutre mixte de 60 cm à âme pleine avec un plancher de 15 cm, laisse une hauteur libre restante de 15 cm, hauteur qui se voit insuffisante quand on sait que dans cette espace libre doit permettre de faire circuler toutes les gaines techniques (ventilation, climatisation) d'environ 25 cm de hauteur.

A partir de la photo ci-dessous du niveau 13, nous pouvons constater que le dispositif des gaines techniques est organisés à partir d'une canalisation rectangulaire centrale qui ensuite fournit ponctuellement le fluide par des gaines circulaires dans chaque zone de bureaux.

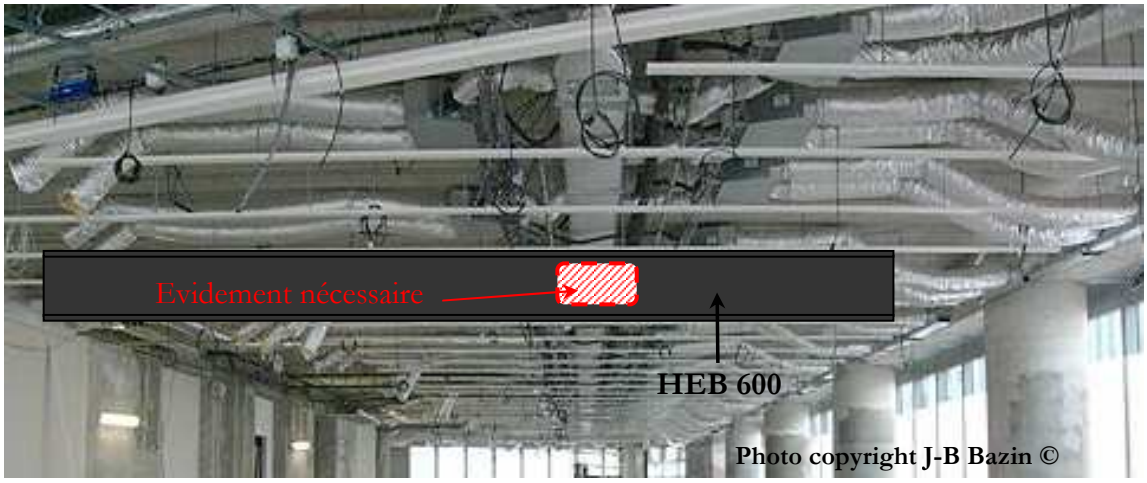


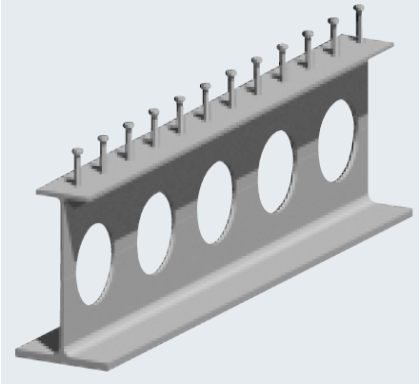
Figure 33 : Distribution des gaines techniques en sous-face du plancher

La solution HEB 600 à âme pleine stoppe toutes circulations perpendiculairement à l'âme du profilé.

Une première solution est de créer un évidement dans le profilé, tout en vérifiant que les critères de résistance sont toujours respectés. L'ouverture se situant approximativement à mi-travée, là ou le moment fléchissant est maximum, l'impact sur la résistance mécanique reste minime. Ceci s'explique du fait que le moment résistant de la section est majoritairement apporté par la résistance des semelles. De plus, le flux de cisaillement à ce niveau est quasiment nul.

Le principal inconvénient de cette solution est d'exiger la connaissance exacte du réseau de distribution des différentes canalisations lors de la phase d'étude structurelle, ce qui n'est pas toujours le cas.

- ***La solution poutrelle cellulaire***



Les constructions modernes exigent de plus en plus l'aménagement d'installations techniques, non définies exactement en amont du projet (chauffage, ventilation, conditionnement d'air, etc.), à l'intérieur du faux plafond disponible Une deuxième solution s'oriente sur l'utilisation de poutrelles cellulaires qui apportent une réponse efficace à ce type de contrainte. Cette solution autorise de grands plateaux libres et permet le passage dans le faux plafond, à travers les alvéoles, de conduits divers.

Figure 34 : Perspective d'une poutrelle cellulaire

Le dimensionnement de ce type de poutrelle ne peut pas être effectué avec la théorie des poutres puisque la section n'est plus constante.

J'ai opté pour l'utilisation d'un logiciel développé par Arcelor « Arcelor Cellular Beam v2.01 », avec lequel il est possible d'optimiser les caractéristiques du profilé à choisir [1]. Les méthodes adoptées dans ce logiciel sont basées sur l'exploitation de résultats d'essais de poutres grandeur réelle et de nombreuses analyses numériques.

A la suite de la modélisation et de la détermination des cas de charges de la poutre, le choix du nombre et de l'espacement des ouvertures doit être déterminé. Mon choix s'est porté sur des ouvertures de 30 cm de diamètre espacées tous les 52,5 cm (valeur maximum autorisée), ce qui représente 24 ouvertures.

En réponse au dimensionnement, le profilé choisi en première partie (HEB 600) peut être validé comme solution cellulaire par deux demis HEB 600 assemblés, sous deux conditions.

- D'après l'espacement choisi, deux alvéoles (n°6-n°12 hachurées en rouge) se situent à proximité de la liaison de la poutre avec la solive. De ce fait, certains critères de résistance ne sont pas vérifiés en ces sections, cela nécessite d'obstruer ces deux alvéoles,
- Une contre flèche de 3 cm est nécessaire pour annuler la flèche de la phase chantier.

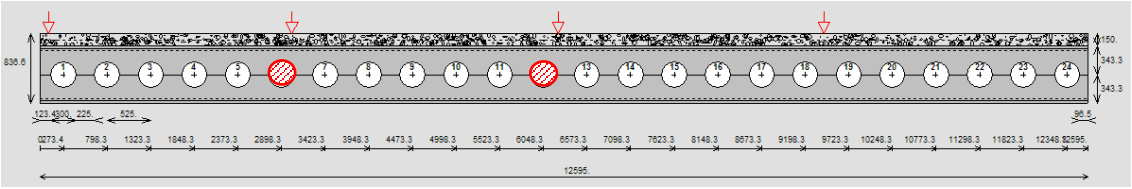


Figure 35 : Solution en poutrelle cellulaire mixte

La connexion est assurée par l'intermédiaire de 180 connecteurs Nelson Φ 19, sur deux files espacées de 14 cm.

Il est à noter par contre, que l'assemblage des deux demis profilés, pour créer la poutrelle cellulaire, engendre un augmentation de la hauteur du profilé de 8,6 cm. Malgré cela, le poids par mètre linéaire de la poutrelle cellulaire reste inférieur à la solution à âme pleine, P = 206,1 kg/ml. Les résultats de la modélisation figurent **annexe 16.**

Une coupe et une vue en élévation de la solution en poutrelle cellulaire que j'ai choisie figure en **annexe 17.**

2.9 Vérification des poteaux mixtes inclinées

2.9.1 Définitions du type poteau mixte

Les poteaux mixte sont classés en 2 types principaux : les poteaux partiellement ou totalement enrobés de béton et les profils creux remplis de béton.

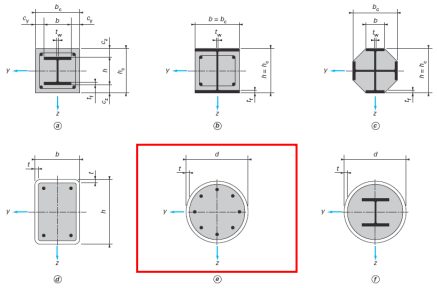


Figure 36: Sections types de poteaux mixtes et notations

Vis-à-vis de l'étude de la variante, mon choix s'orientera sur le deuxième type pour deux raisons :

- Le béton confiné à l'intérieur du profil voit sa résistance en compression augmenter, alors la résistance en compression du poteau augmente également. La pression de confinement permet donc de faire passer le béton d'un comportement fragile à un comportement ductile.
- Le profil creux fait office lors du coulage de coffrage perdu, ce qui permet un gain de temps lors de la réalisation du poteau mixte, évitant tout coffrage.

L'architecte impose la conception des porteurs verticaux circulaires en façade Nord. J'ai donc choisi le poteau noté « e » d'après la figure 36.

2.9.2 Détermination des actions

La connaissance des efforts que doit reprendre le poteau mixte nécessite d'effectuer la descente de charge depuis la toiture jusqu'au niveau 13. Compte tenu de la forme courbe et du nombre important d'étages à prendre en compte, j'ai effectué une modélisation 2D sous le logiciel Robot Millennium v.17.0 du système poutre-poteau.(Voir **annexe 18**).

● Hypothèses

Pour la conception de ce modèle plusieurs hypothèses ont du être faites :

- Le noyau est considéré comme indéformable (déplacements horizontaux nuls)
- Le profilé de la poutre mixte est identique sur toute la hauteur de la tour (HEB 600)
- Un seul cas de charge de vent a été pris en compte
- Diagramme des pressions dynamiques recollées, à partir des pressions dynamiques de référence de l'EN 1991-1-4, suivant le choix d'un des torseurs globaux de l'action du vent (sur la maquette de la tour testée en soufflerie) par pesée directe grâce à une balance dynamométrique introduite à la base de la maquette.
- Les actions dynamiques de type séisme n'avaient pas lieu d'être considérées.
- Les poutres mixtes sont bi-articulées
- Le poteau mixte est considère encastré en pied au niveau du RdC et continu sur toute la hauteur.
- Aucune dégression de charge n'a été prise en compte

● *Cas de charge de vent*

La tour T1 est située dans une zone fortement urbanisée à proximité d'autres tours. La seule application de la norme relative aux calculs des actions du vent sur les structures de l'EN 1991-1-4 ne permet pas d'obtenir des résultats assez précis. En phase amont aux études de structure, une maquette de la tour T1 et de son environnement a été placée en soufflerie pour pouvoir mesurer les pressions exercées par le vent sur les façades et les efforts d'ensemble à différents niveaux du bâtiment suivant 20 directions.

Mon étude pour la détermination du cas de charge de vent se limitera à la prise en compte d'un torseur dynamique maximum trouvé par les essais en soufflerie en pied de la tour, pour ensuite l'appliquer à un vent considéré comme soufflant perpendiculairement à la façade Nord.

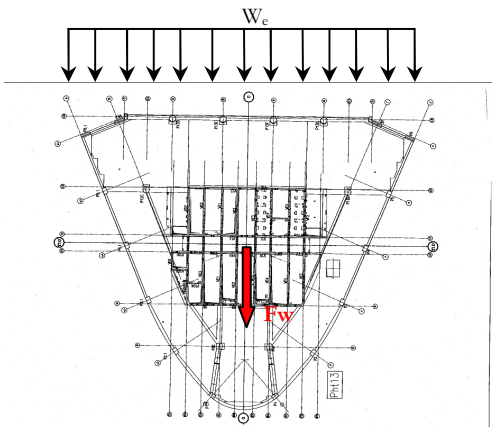


Figure 37 : Cas de charge de vent

Avec les conditions de similitude entre la maquette et la réalité, le torseur dynamique maximum obtenu par la balance de pesée s'élève à environ F_w= 1 800 tonnes.

Dans un premier temps, il est nécessaire d'évaluer les profils des pressions aérodynamiques sur la surface de la façade Nord selon l'EN1991-1-4. En intégrant sur toute cette emprise la répartition des pressions, il est donc possible de trouver le torseur dynamique normatif, F_{wn}= 1 174 tonnes. La différence obtenue entre la valeur normative et le résultat des essais permet de créer un nouveau diagramme de pression aérodynamique réévalué.

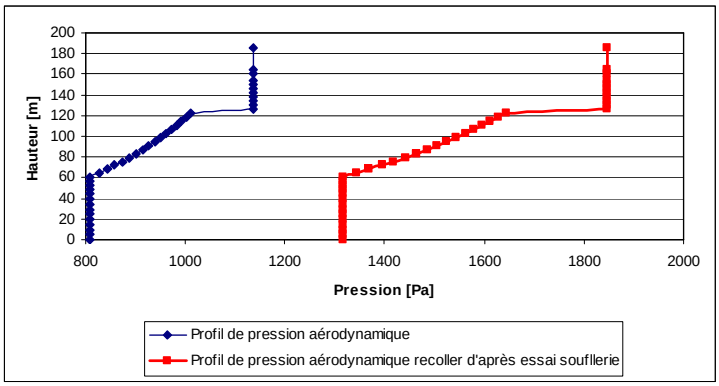
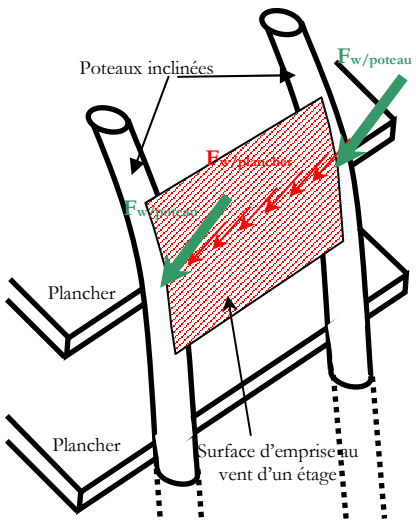


Figure 38 : Profil de pression aérodynamique réévalué



La façade étant fixée directement sur le plancher (**annexe 15**), les pressions aérodynamiques appliquées sur celle-ci transmettent une charge linéique sur le plancher, qui lui-même fourni un effort ponctuel en tête de poteau.

Remarque : Sachant que la pression aérodynamique est normale aux surfaces d'application, une composante verticale de l'effort du vent est engendrée en tête du poteau due à l'inclinaison de la façade.

Figure 39 : Principe de transmission de l'effort du vent aux porteurs verticaux

- ***Combinaisons d'actions***

La justification de résistance des poteaux mixtes doit être effectuée « à froid » et « à chaud », correspondant, dans le premier cas, à une combinaison des charges courantes à l'E.L.U.. La résistance « à chaud » correspond quant à elle, à un cas de situation accidentelle (incendie dans le bâtiment) définie par la combinaison de l'EC0-1-§6.4.3.3.

- Situations durables :
  - $E_D = \sum_j \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i>1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$
- Situations accidentelles :
  - $E_D = \sum_j \gamma_{GA,j} G_{k,j} + \gamma_A A_k + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i>1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$

Les valeurs de calculs et les coefficients partiels de sécurité sont définis en **annexes 19**.

2.9.3 Justification de résistance

- ***Résultat de la modélisation***

D'après les résultats de la modélisation en tête du poteau de l'étage 13, les sollicitations à reprendre sont :

- Combinaison d'actions en situation durable
  - Effort normal : N_{Ed} = 20 141 kN
  - Effort tranchant : T_{Ed} = 4 kN
  - Moment fléchissant : M_{Ed} = 2,6 kN.m
- Combinaison d'actions en accidentelle
  - Effort normal : $N_{fi,Ed}$ = 11 543 kN
  - Effort tranchant : $T_{fi,Ed}$ = 2,2 kN
  - Moment fléchissant : $M_{fi,Ed}$ = 1,4 kN.m

- ***Justification en situation accidentelle***

Les objectifs principaux de la protection contre le feu sont de limiter les risques concernant les biens individuels. Dans le cas présent, le poteau doit assurer sa fonction porteuse pendant une durée d'exposition au feu de 2h, l'élément de la structure porteuse doit assurer sa fonction mécanique.

D'après le §2.4 de l'EN 1994-1-2, la vérification des exigences de résistance au feu normalisées peut être effectuée uniquement par une analyse de l'élément en question.

A partir de la descente de charge pour la combinaison accidentelle, la résistance du poteau « à chaud » consiste à s'assurer que :

$$N_{fi,Ed} = \boxed{N_{Ed} \cdot \eta_{fi} \leq N_{fi,Rd}}$$

On note η_{fi} le facteur de réduction appliqué à l'effet des actions à chaud.

Une résistance $N_{fi,Rd}$ peut être attribuée au poteau sans calcul à partir de valeurs tabulées données par l'EC4-1-2 §4.2.3.3 (**voir annexe 20**) pour divers types de section. Ces valeurs sont fonctions :

- De la durée de stabilité au feu exigée : 2h,
- Niveau de chargement en situation d'incendie : $\eta_{fi,t} = N_{fi,Ed}/N_{b,Rd,}$
  avec $N_{b,Rd}$ la résistance du poteau mixte à « froid »
- Des caractéristiques géométriques du type de section : profil creux,

En première itération, ne connaissant pas encore $N_{b,Rd}$, il est permis de considérer $\eta_{fi,t} = \eta_{fi}$., qui, dans notre cas, est égal à 0,57. A l'aide de toutes ces données, les valeurs tabulées ne permettent pas de fournir d'information sur les dimensions minimales de la section à considérer dans notre cas d'étude.

Pour éviter d'effectuer une analyse complète pour le calcul au feu (comportement du système structural aux cours de l'évolution de température), j'ai choisi de protéger le tube acier d'une peinture intumescente assurant une stabilité au feu de 1h, par le produit FREITAG (fiche produit en **annexe 21**. Ainsi, la stabilité au feu n'est plus que d'une 1h au niveau de la résistance propre de la section, pour la lecture dans les valeurs tabulées.

A la suite de plusieurs itérations, le coefficient $\eta_{fi,t}$ reste inférieur à 0,47, d'où d'après les valeurs tabulées, la section minimale du tube est de 450 mm et le pourcentage d'armatures minimales de 3% de la section considérée.

➢ *Caractéristiques de la section choisie*

La section du poteau mixte choisie est composée d'un **tube creux de 711 mm de diamètre avec une épaisseur de 16 mm et de limite S355** (Fabricant TENARIS). Ce profilé est rempli d'un béton de classe C35/40 avec une cage d'armatures. Cette cage d'armatures est composée de 24 barres HA 25, ce que représente 3 % de la section de béton. Suivant le respect des critères énoncés dans l'EN 1992-1-1§9.5.3, les cadres doivent être de 8 mm de diamètre, espacés de 40 cm.

Remarque : La méthode simplifiée de calcul à « chaud » est relativement pénalisante en terme d'armatures utiles pour la vérification de résistance.

Dans la suite de ce chapitre, nous présenterons les différentes étapes de calculs pour justifier « à froid » un poteau mixte.

● ***Justification en situation durable par la méthode simplifiée***

A partir de la descente de charge pour la situation durable, la résistance du poteau « à froid » consiste à assurer le non flambement de celui-ci en compression axiale, soit :

$$\boxed{N_{Ed} \leq N_{b,Rd}} = \chi\, N_{pl,Rd}$$

L'EN 1994-1-1-6.7 présente deux méthodes de dimensionnement pour le calcul de résistance au flambement du poteau. La première est une méthode générale qui impose de prendre en compte explicitement les effets du second ordre et les imperfections, et nécessite l'utilisation d'un programme informatique. La deuxième est une méthode simplifiée en utilisant les courbes de flambement européennes des poteaux en acier tenant compte implicitement des imperfections à partir d'une analyse au 1er ordre.

Chacune de ces deux méthodes est fondée sur les hypothèses suivantes :

- Interaction totale entre la section en acier et la section de béton jusqu'à la ruine ;
- Les sections droites restent planes lors de la déformation du poteau.

L'utilisation de la méthode simplifiée peut se faire uniquement si les conditions énumérées ci-dessous sont remplies au niveau de la section mixte choisie :

- Poteaux dont les sections transversales sont uniformes et présentant une double symétrie,
- Contribution du profil acier à la résistance en compression en 20 et 90 %,
- La section d'armatures longitudinales de calcul de résistance ne doit pas excéder 6%,
- La résistance au voilement local est assurée si les conditions d'élancement des parois du profil acier partiellement en contact avec le béton sont respectées :
  - Profils creux circulaires, $d/t \leq 90\,\varepsilon^2$ avec $\varepsilon = (235/f_y)^{0,5}$

Le processus de calcul en situation durable est itératif, j'ai donc réalisé un tableur me permettant d'automatiser la procédure de vérification. Vous trouverez en **annexe 22**, la note calculs du poteau mixte.

➢ ***Effort résistant plastique à la compression***

$$N_{pl,Rd} = \frac{A_a \cdot f}{\gamma_a} + \frac{Ac.(0{,}85).fck}{\gamma_c} + \frac{A_s \cdot f_{sk}}{\gamma_s} = 25\,973 kN$$

Pour les profils creux remplis de béton, le coefficient de 0,85 peut être remplacé par 1, d'après l'augmentation de résistance à la compression liée au frettage de la colonne de béton, ainsi que le maintien de l'hygrométrie interne assurée par l'enveloppe métallique.

➢ ***« Valeur caractéristique de l'effort résistant plastique à la compression »***

$$N_{pl,Rk} = \frac{A_a \cdot f}{1} + \frac{Ac.(0{,}85).fck}{1} + \frac{A_s \cdot f_{sk}}{1} = 30\,965\ kN$$

avec $N_{pl,Rk}$ obtenue en ramenant les coefficients partiels de sécurité à l'unité.

➢ ***Calcul de l'effort normal critique en comportement élastique***

L'élancement réduit est déduit de la formule : $\overline{\lambda} = \sqrt{\frac{N_{pl,Rk}}{N_{Cr}}} = 0{,}27$

avec N_{cr} avec la théorie d'Euler $N_{cr} = \frac{\pi^2 (EI)_{eff}}{l^2} = 416\,514 kN$

Soit ℓ : la longueur de flambement du poteau. La longueur de flambement dans notre étude correspond à une hauteur d'étage puisqu'à chaque niveau, les poutres principales mixtes et les solives de rives de façade viennent empêcher les déplacements transversaux du poteau.

$(EI)_{eff}$: la rigidité en flexion efficace de la section transversale déterminée par :

$$(EI)_{eff} = E_a.I_a + 0{,}6E_{c,eff} I_c + E_s I_s = 645\,MN.m^2$$

avec $E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + (N_{G,Ed} / N_{Ed}).\varphi_t} = 14\,820\,MPa$ (φ_t : coefficient de fluage = 3)

➢ ***Résistance du poteau mixte « à froid » en compression axiale***

La résistance du poteau à froid est détermine à partir de la résistance plastique de la section mixte : $N_{b,Rd} = \chi\ N_{pl,Rd}$

Avec χ l'élancement réduit : coefficient fonction de l'élancement réduit et du facteur d'imperfection α de l'élément, tel que défini ci-dessous. Le facteur d'imperfection α correspond à la courbe de flambement appropriée fonction de la section transversale (Voir **Annexe 22** Feuille de calcul pour les valeurs intermédiaires).

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \overline{\lambda}^2}} = 0{,}983 \quad \text{avec } \phi = 0{,}5\left(1 + \alpha\left(\overline{\lambda} - 0{,}2\right) + \overline{\lambda}^2\right)$$

La résistance obtenue du poteau $N_{b,Rd}$ est de 25 552 kN, valeur qui est supérieure aux sollicitations d'effort normal.

➢ *Résistance du poteau mixte « à froid » en compression et flexion combinée*

Etant donné que le poteau est soumis à de la flexion composée, il est nécessaire de vérifier la résistance de la section sous cette sollicitation. Cette vérification pourrait être dispensée dans le cas présent au vue de la faible valeur de moment fléchissant par rapport à l'effort normal. J'ai souhaité quand même effectuer cette étude pour connaître le moment maximum admissible sous l'effort de compression sollicitant en vue de vérifier si le moment additionnel d'excentrement apporté par l'assemblage de la poutre principale reste acceptable.

La norme française ENV 1994-1-1 (septembre 1994) présente en annexe C une méthode simplifiée de calcul de résistance de sections transversales mixtes doublement symétriques soumises à une interaction de flexion et de compression. Cette méthode consiste à définir 4 points caractéristiques d'états limites ultimes de résistance sur un graphique (d'abscisse M et d'ordonnée N) permettant d'établir le domaine de résistance de la section (Voir extrait de norme **annexe 23**).

Les calculs ne seront pas détaillés dans ce chapitre. Vous trouverez dans la note de calcul du poteau mixte **annexe 22** toutes les valeurs intermédiaires aboutissant à la détermination du diagramme d'interaction M-N.

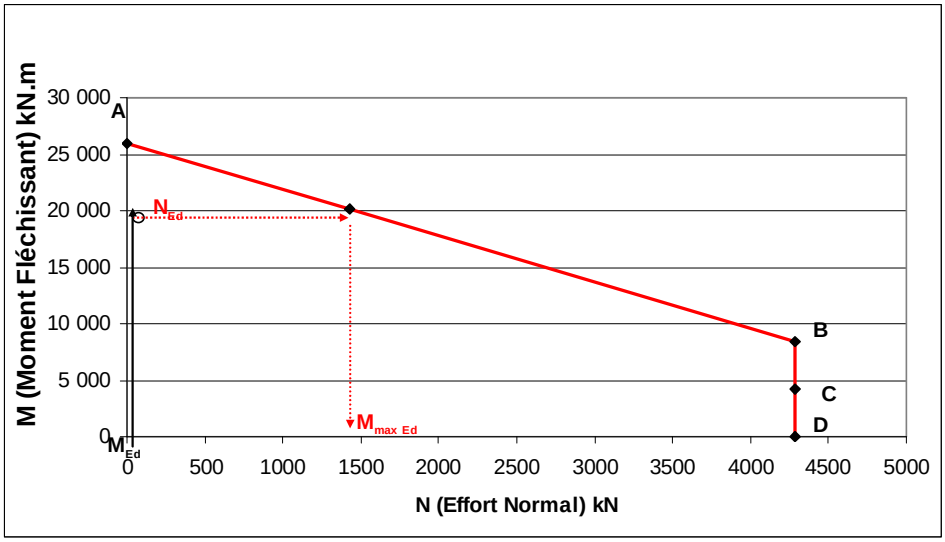


Figure 40 : Courbe d'interaction compression-flexion

A partir de ce graphique, nous pouvons en déduire, comme supposé que la résistance de la section est largement assurée. Le moment maximal admissible est de 1427 kN.

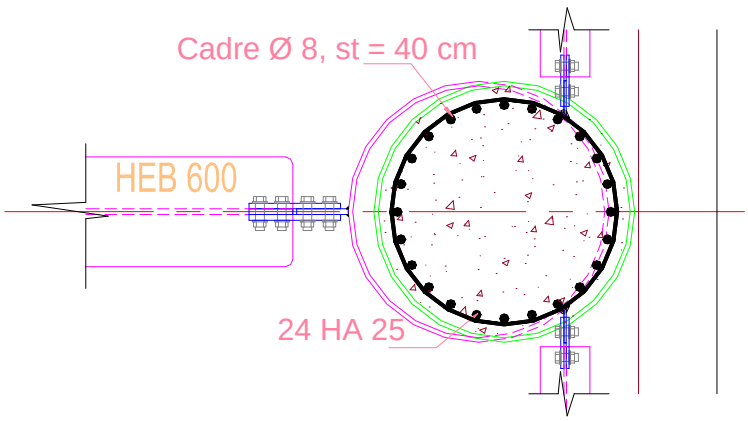


Figure 41 Coupe de la section du poteau mixte

2.10 Les assemblages

Désormais, tous les éléments porteurs sont dimensionnés et vérifiés. Il reste à en assurer leurs liaisons. Les liaisons ont un double rôle : permettre la constitution d'une structure spatiale mais surtout transmettre les efforts entre les éléments structurels. Ces assemblages doivent être conçus de telle sorte qu'ils respectent les conditions aux limites prédéfinies par les modélisations des éléments porteurs.

2.10.1 Caractéristiques de l'assemblage

Lors des précédents dimensionnements, les conditions aux limites imposées, entre les différents systèmes porteurs étaient toute de type articulation. J'ai pour cela choisi d'assurer les liaisons par boulonnage, avec une disposition constructive de telle sorte que chaque élément assemblé admette un certain degré de liberté en rotation. Dans ce contexte, tous les assemblages sont boulonnés uniquement au niveau des âmes des profilés.

Au niveau de la trame étudiée, 3 types assemblages différents doivent être justifiés :

- Assemblage solives (intermédiaire et de rive intérieure)-poutre primaire
- Assemblage poutre primaire-poteau incliné
- Assemblage poutre primaire (et solive de rive extérieure)-voile du noyau

Le détail de tous les assemblages conçus et vérifié figure en **annexe 24.** De plus une vue en élévation et une vue en plan de la solution mixte pour une trame de plancher sont représentées **annexe 25.**

2.10.2 Vérification des assemblages

La vérification des assemblages est effectuée suivant l'EN 1993-1-8. Dans le cas présent, les assemblages boulonnés doivent être capable de transmettre un effort de cisaillement, égal à l'effort tranchant de l'extrémité de l'élément porteur considéré $F_{V,Ed}$. Les exigences à satisfaire d'après le §3.6 de l'EN 1993-1-8 sont au niveau de l'assemblage proprement dit :

- le respect des distances minimum d'entraxes,
- la résistance du boulon au cisaillement $F_{v,Rd} > F_{V,Ed,}$
- la résistance de la tôle à la pression diamétrale $F_{b,Rd} > F_{V,Ed,}$
- la résistance au cisaillement de bloc,

Au niveau de l'assemblage de la poutre mixte, des éclisses sont au préalable soudées sur l'élément support en attente d'être liaisonné à l'âme de la poutre. La résistance des cordons de soudure entre l'éclisse et l'élément porteur doit aussi être vérifiée.

Dans la suite de ce chapitre, je ne présenterai que le détail du calcul de l'assemblage poutre principale-voile du noyau, ayant pour particularité la fixation au préalable d'une platine dans le voile. Celle-ci est assemblée à une platine extérieure qui autorise le soudage de l'éclisse. Les valeurs des coefficients intervenant dans chaque expression sont disponibles dans **l'annexe 26**.

Je présenterai ensuite les dispositions constructives choisies pour les autres assemblages. Les vérifications de ces dernières ne figurent pas en pages annexes en raison d'un nombre de pages trop conséquent, elles sont tout de même disponibles dans la note de calcul fournie sur le CD ROM joint au dossier.

● ***Assemblage poutre principale - voile du noyau***

L'effort tranchant à transmettre au niveau de l'assemblage boulonné est de, ². La disposition constructive me permettant de vérifier l'assemblage est défini ci-dessous :

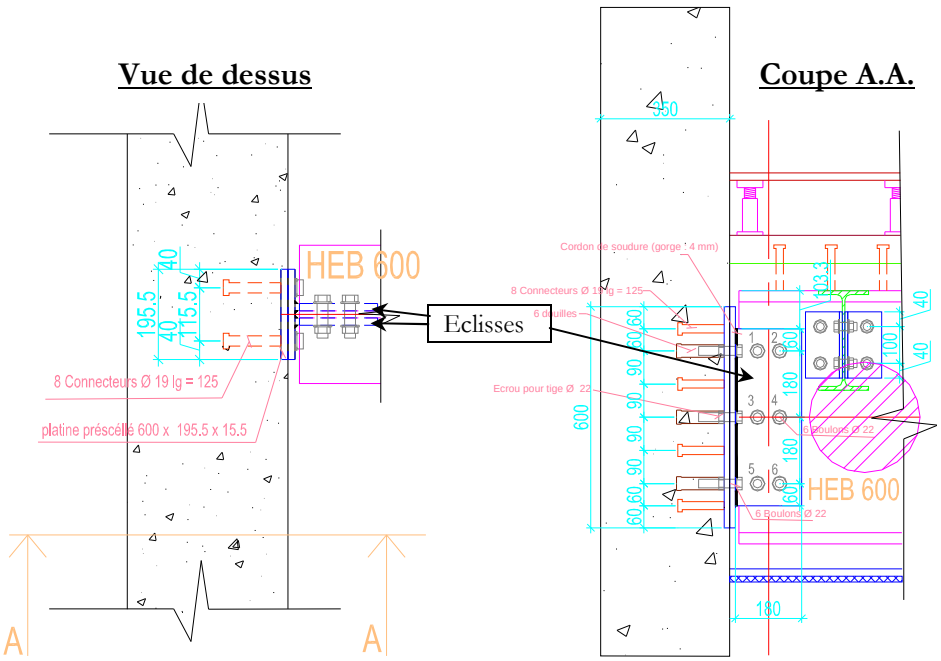


Figure 42 : Détail de la liaison poutre mixte-voile du noyau

L'effort tranchant transite de l'âme du profilé aux platines assemblées de chaque coté. Afin de justifier cet assemblage, quatres étapes sont nécessaire :

1) Justifier les critères de résistance de l'assemblage boulonné entre l'âme du profilé et les 2 éclisses
2) Justifier les critères de résistance du cordon de soudure entre les éclisses et la platine extérieure au voile
3) Justifier les critères de résistance de l'assemblage boulonné entre la platine extérieure et la platine préscellée au voile
4) Justifier la résistance au cisaillement des goujons assurant le maintien de la platine

➢ *Données de l'étude*

Caractéristique des boulons : M22
Performance mécanique : Classe 10.9
Limite élastique du profilé : S235
Limite élastique de l'éclisse : S235
Dimensions et entraxes voir **annexe 26**

Epaisseur de la gorge de soudure : a : 4mm
Connecteurs Nelson Φ19,
d = 22 mm, lg = 125mm
Béton du noyau : classe C45/50

➢ *Vérification de l'assemblage boulonné éclisse-âme du profilé*

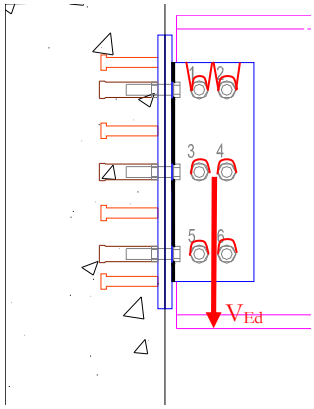
A partir du tableau 4.3 de l'EN 1993-1-8 fourni en **annexe 27,** vérifions les 3 critères de résistance :

Résistance au cisaillement de l'ensemble des boulons :

$$Fv_{,Rd} = n\ \alpha_v .\ f_{ub}\ A\ /\ \gamma_{M2} = 772\ kN > V_{Ed}$$

Avec n = 6 boulons et α_v = 0,5

Résistance à la pression diamétrale l'âme du profilé :



$$F_{b,Rd} = (k_1\, a_b\, f_u\, d\, t) / \gamma_{M2}$$

L'effort limite accepté par l'éclisse de résistance f_u est modulé en fonction de la pince et de l'entraxe par deux coefficients k_1 et a_b variant suivant leur position en fonction de la direction de l'effort.

Les boulons numéro 1,2 sont considérés :

-dans la direction de l'effort : boulon de rive
-dans la direction perpendiculaire à l'effort : boulon de rive

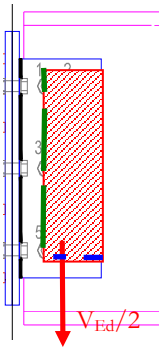
Les boulons numéro 3,4,5,6 sont considérés :

-dans la direction de l'effort : boulon intérieur
-dans la direction perpendiculaire à l'effort : boulon de rive

Figure 43 : Risque d'ovalisation ou d'arrachement de la pince

La résistance totale obtenue $F_{b,Rd}$ = 1391 kN reste supérieure à l'effort tranchant sollicitant.

Résistance au cisaillement de bloc :



Le groupe de boulons génère une défaillance locale par détachement de la zone délimitée suivant la « ligne de rupture » potentielle qui passe au droit des rangées de trou. En présence d'un chargement excentré, l'EN 1993-1-8 retient la formulation suivante :

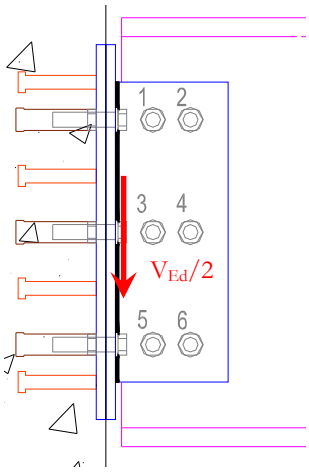
$$V_{eff,2,Rd} = 0,5\, f_u\, A_{nt} / \gamma_{M2} + (f_y/\sqrt{3}).A_{nv} / \gamma_{M0}$$

Avec -A_{nt} : l'aire nette soumise à la traction
-A_{nv} : l'aire nette soumise au cisaillement

Figure 44 : Condition de résistance de bloc d'une éclisse

La résistance de bloc doit être déterminée au niveau de l'âme du profilé (transmettre V_{Ed}) et de chaque éclisse (transmettre $V_{Ed}/2$).
La résistance totale obtenue $F_{b,Rd}$ = 945 kN reste supérieure à l'effort tranchant sollicitant.

➢ *Vérification du cordon de soudure entre chaque éclisse et la platine extérieure.*



Une méthode simplifiée est proposée comme alternative à l'article 4.5.3.4 de l'EN 1993-1-8, en supposant que la résistance de la soudure d'angle soit supérieure à l'effort exercé dans la soudure, par unité de longueur.

A partir de l'expression de la résistance de calcul au cisaillement du cordon proposée par la norme, la longueur minimum admissible dans notre cas est de :

$$\ell_{eff} > [(f_u / \sqrt{3})/(\beta_w\, \gamma_{M2})]/[V_{Ed}/2]$$

Avec β_w : facteur de corrélation égal à 0,8 dans notre cas

La longueur de soudure minimum doit être de 21 cm. Pour éviter toute piqûre de corrosion, il est préférable de réaliser la soudure sur toute la longueur de la jonction, soit sur 48 cm.

Figure 45 : Vérification du cordon de soudure

➢ *Vérification de l'assemblage boulonné entre la platine extérieure et la platine précéllée*

La disposition constructive choisie pour cette partie de l'assemblage est quasiment identique à celle de la liaison poteau-éclisses (même nombre de boulons, mêmes caractéristiques mécaniques, même épaisseur de tôle). Les paramètres ayant changés se situent au niveau des dimensions générales, entraxes et pinces qui sont légèrement supérieure. Il est donc acceptable de s'affranchir de la vérification de celui-ci, en justifiant la résistance de l'assemblage précédent et le respect des dispositions constructives

➢ *Vérification de la résistance des connecteurs d'ancrage*

Les connecteurs doivent être capable de reprendre l'effort tranchant provenant de la poutre acheminé par l'assemblage, qui au final transmet un supplément de contrainte au voile en béton armé.

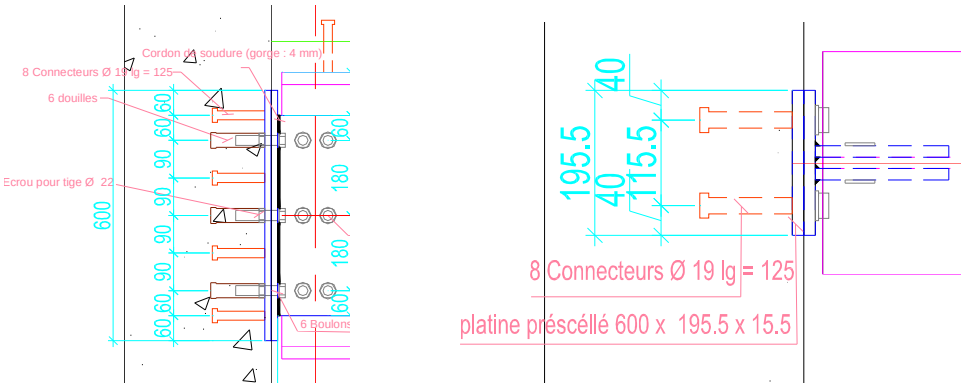


Figure 46 : Coupe et vue de dessus de la liaison entre l'assemblage et le voile

A l'aide des expressions précédemment évoquées dans le paragraphe résistance de la connexion, il possible de déterminer l'effort minimum repris par connecteur ou par béton.

La résistance de connexion P_{Rd} d'un goujon s'exprime à partir des deux relations définies dans l'EN 1994 §6.6.3,en prenant la valeur la plus petite :

- Résistance du goujon : $P_{R1} = 0{,}8\ f_u\ A_v/\gamma_v = 109{,}5$ kN
  Avec $A_v = \pi\ d^2/4$ et $\gamma_v = 1{,}25$
- Résistance du béton : $P_{R2} = 0{,}29\ \alpha\ d^2\ (\sqrt{(f_{ck}.E_{cm})})/\ \gamma_v = 129{,}7$ kN

P_{Rd} = Inf [P_{R1} ;P_{R2}]=109,5 kN

Pour assurer la transition de l'effort tranchant dans le voile, mon choix s'est porté sur le positionnement de 8 goujons, tels que représenté sur les détails ci-dessus, capables de reprendre un effort de cisaillement de 876 kN.

● ***Remarque : Assemblage Poutre principale - Poteau mixte***

A la suite de la conception et de la vérification de cet assemblage (voir plan de détail **Annexe 24**), il est nécessaire de s'assurer que le moment créé à cause de l'excentrement de l'assemblage de la poutre primaire par rapport au poteau mixte ne dépasse pas la limite admissible précédemment déterminée dans le paragraphe § « Résistance du poteau mixte « à froid » en compression et flexion combinée ». Ce moment est égal à l'effort tranchant en bout de poutre multiplié par la distance entre le centre de gravité du poteau et le centre de gravité de l'assemblage.

$$M_{excent} = V_{Ed} * e = 488\ \text{kN} * (0{,}12/2 + 0{,}711/2) = 203\ \text{kN.m} < M_{adm} = 1427\ \text{kN.m}$$

Le moment lié à l'excentrement de la charge reste inférieur au moment admissible dans le cas de charge présent.

2.11 Résistance au feu de la structure

Les exigences réglementaires de protection contre l'incendie sont établies en fonction du type de bâtiment et de leur taille. Elles visent avant tout, la sécurité des personnes. La stabilité au feu pour les immeubles de grande hauteur est de 120 min. Les éléments de construction doivent donc posséder une résistance au feu de 2h. Le temps de résistance au feu est le temps nécessaire pour qu'un élément atteigne sa température critique. Ce temps varie selon la massivité de la section, le mode constructif, et la protection éventuellement utilisée.

2.11.1 Résistance au feu des solives mixtes

● Température critique

En considérant que la solive métallique est à une température uniforme, il est possible de déterminer une « température critique » qui est définie comme la température à laquelle la ruine est présumée se produire pour cet élément de structure. Elle est donnée par :

$$\theta_{a,cr} = 39{,}19 \ln\left(\frac{1}{0{,}9674\,\mu_0^{3{,}833}} - 1\right) + 482$$

avec $\mu_0 = E_{fi,d}/R_{fi,d,0}$ le taux d'utilisation.

$E_{fi,d}$: valeur de calcul de l'effet des actions pour la situation accidentelle (coefficient partiel de sécurité de la combinaison d'action, voir **annexe 19**)

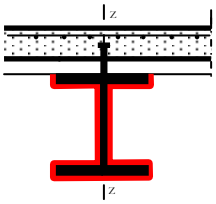
$R_{fi,d,0}$: Résistance de calcul de l'élément à froid

D'après la note de calcul présente en **annexe 28 :**

$\mu_0 = M_{Ed\ fi,d}/M_{Rdfi,d,0} = 210/520 = 0{,}4$

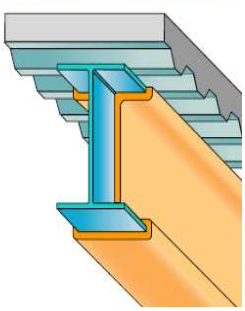
Soit $\theta_{a,cr} = 597$ °C

● Echauffement de l'élément - facteur de massivité



Plus une pièce est massive, plus il faut de temps pour qu'elle s'échauffe. Le facteur de massivité est défini comme le rapport S/V, de la surface exposée à l'échauffement par le volume d'acier, par unité de longueur.

IPE 270 : S/V = 170 m^{-1}



A partir de la température critique et du facteur de massivité, il existe des abaques donnant le temps de stabilité au feu du profilé. Lorsque le critère de résistance n'est pas vérifié avec le profilé nu comme dans notre cas, une protection doit être apportée. Les systèmes et les matériaux de protection mis en œuvre sont divers et ont pour rôle essentiel de retarder la montée en température de l'élément de structure en acier. Les performances des protections sur acier sont exprimées par des courbes (voir **annexe 29**) permettant d'évaluer, en fonction du facteur de massivité des éléments à protéger, l'épaisseur du produit nécessaire pour une durée de stabilité au feu déterminée. Mon choix s'est porté sur le produit **Lutèce® Feu 660 de bpbplaco.** Cet enduit projeté pour la protection incendie, composé de plâtre et de vermiculite, présente comme avantages une rapidité d'application, une adaptation des formes à couvrir, tout en étant peu onéreux. Une épaisseur de 3 cm est exigée pour satisfaire le critère de résistance.

Figure 47 : Protection par produit projeté

2.11.2 Résistance au feu des poutrelles cellulaires

En utilisant la même démarche que précédemment, $\theta_{a,cr}$ = 562 °C pour un facteur de massivité égale à 73 m^{-1}. D'après le produit choisi, une épaisseur de 2,5 cm est requise.

2.11.3 Résistance au feu des poteaux mixtes

Cette vérification a déjà été effectuée dans le cadre des critères de dimensionnement du poteau. La solution retenue est de disposer 24 HA 25 dans le profil creux rempli de béton, ainsi que l'application d'une peinture intumescente (assurant une stabilité au feu de 1h), par le produit FREITAG voir fiche produit en **annexe 21**.

2.11.4 Réflexion zone d'archivage

La solution mixte offre une solution structurelle réalisable pour toute la surface de plancher. Par contre, une attention particulière doit être apportée au niveau de la zone d'archivage. Nous avons vu dans le paragraphe 1.2.5, que cette zone doit supporter de fortes charges d'exploitation (5kN/m^2) et assurer une stabilité au feu de 6h. Un seul dispositif de protection ne peut donc suffire pour assurer la résistance au feu du plancher collaborant et des poutres mixtes de soutien. L'addition de plusieurs procédés peut être envisagée. Un détail des dispositifs et des caractéristiques de résistance au feu est fourni en **annexe 29.**

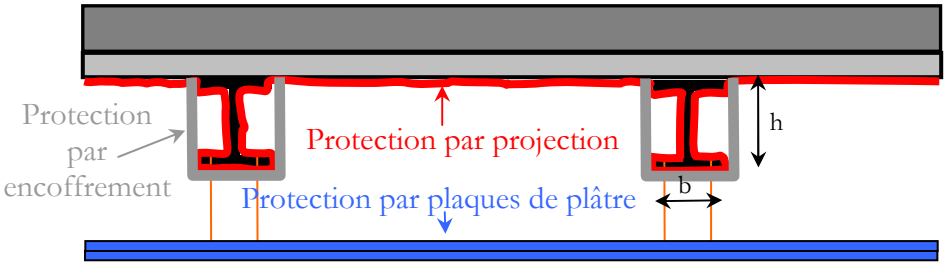


Figure 48 : Combinaison des systèmes de protection

Outre la projection de l'enduit à base de plâtre et vermiculite assurant une stabilité au feu de 2 heures, l'addition d'un encoffrement et une protection par plaques de plâtre en faux plafond permet d'améliorer la résistance au feu de la structure.

Partant de l'hypothèse du profilé HEB 600 identique aux poutres mixtes principales déjà dimensionnées, le facteur de massivité pour un encoffrement s'exprime :

$$2.(h+b)/A_{profilé} = 78\ m^{-1}.$$

Avec cette technique, la limite de résistance admissible du produit à base de plâtre est d'environ 2h à l'aide des plaques techniques Stuctal® 25. (voir **annexe 21**)

Au niveau du faux plafond, la mise en place de deux plaques placoflam® de 15mm garantit une stabilité au feu de 3 h (voir **annexe 21**)

Bien entendu, le cumul de ces trois systèmes de protection ne correspond pas directement à la durée de résistance au feu du système. Pendant l'échauffement de la première protection, les autres dispositifs commencent dans une plus faible mesure à s'échauffer. Il serait donc envisagé de tester un dispositif constructif en laboratoire de manière à valider la solution.

2.12 Analyse et comparaisons solution mixte/solution dalle alvéolée précontrainte

Analyser la viabilité d'une variante ne peut se limiter à une simple étude comparative du coût des matériaux choisis arrivés sur chantier. Tout choix d'un système constructif est associé à un process de mise en œuvre particulier, interagissant directement avec son environnement.

Remarque : L'analyse suivante ne présente qu'une étude partielle en termes de comparaisons, présentant les axes de réflexion pour mener à bien une étude comparative complète. Elle est effectuée uniquement à partir du plateau Nord de l'étage 13 préalablement dimensionné entre le poteau file D et le poteau file G. Il serait bien entendu nécessaire d'étendre cette étude à l'ensemble de la tour, après un dimensionnement de tous les éléments structuraux.

2.12.1 Evaluation du poids des solutions

Dans le processus de conception d'un immeuble de grande hauteur, le **« budget poids » est l'un des paramètres fondamentaux.** Réduire le poids de la structure tend à diminuer la section des porteurs verticaux, contribuant à une économie sur le coût des fondations.

Rappelons que d'après le plan de coffrage du niveau haut de l'étage 13, l'entreprise a opté pour des dalles alvéolées précontraintes de 26,5 cm avec une contre flèche de 3 cm, surmontées d'une table de compression de 5 cm, d'un **poids équivalent par mètre carré de 444 daN/m²** après calcul.

Quant à la solution mixte proposée dans cette étude, elle comprend une poutre principale, trois solives intermédiaires, une solive de rive, le tout surmonté du bac acier.

D'après la note de calcul fournie en annexe 30, le poids équivalent de la variante est de 353 daN/m². Malgré les 4 kg/m² équivalent de plancher apportés par la projection cette solution apporte un gain de poids d'environ 20 % par rapport à la solution dalles alvéolées précontraintes.

Remarque : Au niveau des poteaux inclinés, la solution mixte est deux fois plus légère que la solution béton avec une économie d'environ 1,6 t/ml !

2.12.2 Méthodologie de mise en œuvre

Il est important d'évaluer et quantifier toutes les phases de réalisation , de manière à estimer puis comparer la planification des deux solutions dans leur globalité. Au niveau de la tour T1, les délais serrés imposent de réaliser un étage en 4 jours, ce qui représente 540 m² de plancher par jour.

- ***Solution dalle alvéolée précontrainte***

La solution dalles alvéolées précontraintes (D.A.P) de l'entreprise nécessite au préalable certaines opérations avant la pose des éléments. Le mode opératoire de réalisation des plateaux façade Nord en dalles alvéolées précontraintes peut se décomposer en 5 étapes-clés (voir photo complémentaire **annexe 31**):

-Pose des poutres préfabriquées sur le coffrage métallique des poteaux
-Réalisation des poteaux inclinés (liaison poutre-poteau obtenue) et des tabourets
-Mise en place du système d'étaiement-coffrage permettant de recevoir les D.A.P.
-Pose des D.A.P directement depuis le camion de livraison.

-Réalisation de la table de compression (ferraillage-coulage) et du corbeau sur le voile du noyau assurant la transmission des efforts.

A partir de la zone étudiée, nous pouvons constater que 23 D.A.P doivent être positionnées afin de couvrir la surface, qui traduit par conséquent 23 phases de manutention avec la grue. (voir **annexe 32**).

- ***Solution en construction mixte***

La logique de la construction mixte est une logique d'assemblage d'éléments métalliques, où l'ossature se fait par points porteurs de type poteaux-poutres, sur lesquels viennent se greffer les éléments de plancher.

Le mode opératoire de réalisation du plateau façade Nord en construction mixte peut se décomposer en 6 étapes-clés :

-Raboutage des poteaux métalliques d'une hauteur de deux étages.
-Montage des éléments poutres principales et solives à partir des poteaux et du voile du noyau
-Pose et fixation des bacs sur les solives
-Mise en place des costières en tôle d'acier galvanisé fixées aux bacs et des bouchons d'about
-Fixation du système de connexion
-Réalisation de dalle (ferraillage coulage)

A partir de la zone étudiée, 19 éléments doivent être assemblés avant de recevoir les bacs acier. Comparativement à la mise en place de D.AP, le montage et l'assemblage des profilés métalliques sont plus longs. Dans l'intention d'optimiser les temps de levage et de manutention avec la grue, je propose de pré-assembler au sol une trame complète (bac acier, solive, poutre, goujonnage). D'après le plan d'installation de chantier (voir **annexe Erreur ! Source du renvoi introuvable.**), une zone au Nord-Est de la tour T1 sous l'emprise de la grue G1 permettrait d'effectuer le montage des trames de plancher (surligner en vert). Une modification de l'installation serait nécessaire pour libérer l'emprise de toute une trame. De plus, afin de valider cette solution, il faut s'assurer que la grue G1 soit capable de supporter le poids de la trame en fonction sa flèche.

Suivant la note de calcul **annexe 33,** le poids total de la trame est de 8,7 tonnes, la grue G1 permet donc de mettre en œuvre une trame, à l'aide d'un palonnier. La zone étudiée comprend 3 trames, dont les 2 d'extrémités qui peuvent être pré-assemblées puis la trame intermédiaire montée élément par élément. Cette solution admet comme avantages de réaliser un maximum d'assemblage au sol en toute sécurité et de minimiser le temps d'occupation de la grue.

Un phasage de la planification des tâches est fourni en **annexe 34**, qui permet de clarifier le déroulement du montage.

- ***Etude économique***

Le coût de la construction du plancher intègre de nombreux facteurs. C'est du meilleur compromis entre tous les paramètres que naîtra une solution optimum. Pour estimer la rentabilité d'une solution, la simple comparaison entre le prix des deux ossatures reste trop superficielle. Le choix d'un type de matériau associé à une méthode constructive peut avoir une grande influence sur d'autres aspects de la réalisation de l'ouvrage, tels que l'interaction avec les autres tâches, le taux d'occupation journalier des grues, l'utilisation de pompe à béton…

L'étude du prix de revient résulte de la sommation des coûts de matière, de fabrication, d'études, de transport, de montage (assemblage, manutention). De nombreux éléments me

manquent pour effectuer une étude de prix pertinente, englobant tous les facteurs. Il est tout de même possible d'évaluer le coût matière et mise en œuvre des deux solutions.

Données d'études :

Matériaux			**Main d'oeuvre**		
D.A.P.$_{LC}$ 26,5	70	€/m²	Main d'oeuvre	33	€/h
Béton B25$_{LC}$	130	€/m²			
Poutre Préfa	107	€/ml	**Estimation du temps de pose**		
Treillis soudé	1,53	€/m²	D.A.P. (~30min/DAP)	0,035	h/m²/ouvrier
HEB 600 cellulaire	1,55	€/kg	Assemblage+Manutention Profilés métalliques	0,042	h/m²/ouvrier
IPE 360	1,47	€/kg	Assemblage+Manutention Profilés métalliques	0,042	h/m²/ouvrier
IPE 270	1,38	€/kg	**Estimation des effectifs**		
Bac acier	15	€/m²	Solution DAP	4	Ouvriers
goujons	0,9	€/u	Solution mixte	5	Ouvriers
Protection incendie	24,50	€/ml			

*LC : livré chantier Tableau 1 : Données de l'étude de prix

A la suite de cette première étude sommaire, nous pouvons constater, d'après le sous détail de prix en **annexe 35**, que la solution mixte est environ 7 % plus chère.

DS : DAP : 105,8 €/m² de plancher contre **D.S. : Plancher Mixte : 113,5 €/m²**

Remarques : Ce prix prend en compte uniquement la structure porteuse horizontale. Nous pouvons noter qu'à la suite du dimensionnement des poteaux mixtes, la section obtenue est deux fois plus petite que la solution béton. De plus, le béton employé est un béton de classe courante C35/40 contrairement à la solution entreprise qui utilise un béton très haute performance C80. En dernier lieu, la solution mixte par profil creux évite l'utilisation de coffrage. Malgré le sur-ferraillage du poteau mixte dans l'intention de respecter le critère de résistance à chaud, nous pouvons nous attendre à une économie sur les porteurs verticaux.

Bien que l'étude globale ne soit pas réalisée, il est fort probable que la solution mixte génère un surcoût de réalisation. Il faut tout de même être conscient que la part du gros œuvre ne représente environ qu'un tiers voir la moitié du coût total de l'ouvrage, ainsi la plus value n'est que de quelques pourcents sur le coût final de la construction.

- ***Evaluation de l'impact structurel***

Dans le cas de la solution béton proposée par l'entreprise, la liaison des poutres avec les poteaux est de type encastrement Ce système fonctionne comme une succession de portiques encastrés. Ainsi, il permet de reprendre une certaine part des efforts horizontaux du vent transmis directement aux fondations.

A contrario, la solution mixte que je propose (système de poutres poteaux articulés) transmet tous les efforts horizontaux directement au noyau. Par conséquent, un supplément d'armatures sera à prévoir dans le noyau par rapport à la solution entreprise.

Les planchers mixtes sont moins contraignants que les planchers en béton précontraint car ils facilitent les interventions ultérieures par un percement aisé de trémies dans le plancher.

Pour finir, la réduction du poids de la structure mixte déjà évoquée permet une économie sur le coût des fondations.

- ***Conclusion***

Synthèse de la solution mixte

La solution mixte proposée en **annexe 25** est composée de poteaux mixtes inclinés en façade réalisés à l'aide d'un profil creux de 0,711 m de diamètre et d'une épaisseur de 16 mm. Ces poteaux supportent un plancher mixte composé de poutrelles cellulaires HEB 600 perpendiculaires au voile du noyau, assemblées à des solives mixtes IPE 360. Les solives mixtes soutiennent le bac acier COFFRASTRA 70 d'épaisseur 0,75mm du plancher collaborant. L'épaisseur du plancher collaborant est de 15 cm. En rive extérieure, une solive mixte IPE 270 supporte la façade et l'extrémité du plancher. Proche du noyau, une solive mixte IPE 270 sert de support à l'extrémité du bac acier.

Au niveau de la stabilité au feu 2h, le plancher collaborant n'engage pas de protection particulière. Par contre, les solives doivent être recouvertes d'un produit à base de plâtre projeté de 3 cm d'épaisseur et de 2 cm pour les poutres cellulaires.

Dans le contexte du projet, l'entreprise générale est spécialisée dans la réalisation de structure en béton. Le choix de la solution mixte engendrera l'ajout d'un sous-traitant spécialiste dans le domaine qui rajoutera une certaine inertie dans l'exécution des travaux.

Ma solution n'apparaît sans doute pas comme la meilleure sur l'ensemble des points relevés dans ce dossier. Néanmoins, cette étude devait être menée afin de permettre d'analyser les points particuliers de la construction mixte, son domaine d'emploi et les atouts qu'elle peut présenter. Ce système répond à des objectifs très divers et ouvre des voies alternatives au béton pour concevoir et mettre en œuvre les structures tertiaires. Une vue en plan **annexe 36** permet de voir, une solution possible de réalisation de toute la superficie du niveau à réaliser par un système porteur en construction mixte.

Trouver « le système » le plus efficace et le plus économique pour un projet donné est sans doute le plus grand défi lancé à l'ingénieur structure et l'ingénieur méthode. C'est pour eux, l'occasion de faire œuvre d'imagination et d'ingéniosité.

Chapitre 3 : Intentions pédagogiques

Ce projet, comme tout projet réalisé dans le vaste univers du Bâtiment et des Travaux Publics constitue un dossier support pour des fins pédagogiques, reflétant les actualités et les innovations d'un secteur en constante évolution. Il est indispensable, par contre, d'effectuer un travail de synthétisation, de développement, d'explications, de simplifications (si besoin est) pour créer un dossier support de qualité, exploitable lors de différentes séquences d'enseignement avec des élèves ou étudiants. Le premier travail pour concevoir des intentions pédagogiques autour du dossier support est d'analyser les points caractéristiques du chantier. Suivant si ces intentions rentrent dans le cadre de travaux dirigés, ou de bureau d'études, la présentation, et les simplifications apportées seront différentes.

A la suite de l'étude globale menée dans le présent dossier industriel, un certain nombre d'intentions pédagogiques peuvent être dégagé, s'articulant autour d'un point commun. :

« Ancrer l'enseignement dans la réalité de l'entreprise afin de préparer au mieux les élèves et étudiants à leur futur métier »

A partir de cet objectif, toute étude menée sera accompagnée d'outils à la compréhension du problème posé (plan, extrait de règlement, note de calcul, …)

Dimensionnement d'une poutre mixte

- **Niveau :** IUT Génie Civl semestre 3 - BTS constructions métalliques
- **Module :** Structures métalliques ST5
- **Type d'exploitation :** Bureau d'étude (**durée :** 4h)
- **Pré-requis :**
  - MS1 : déterminer la répartition des efforts internes dans le cas d'une structure isostatique
  - MS2 : Calculer les contraintes dans une section
  - ST1 : Appliquer les bases de calcul aux états limites
- **Objectifs :**

A la suite du bureau d'étude, l'étudiant doit être capable de:

- Concevoir et vérifier la résistance de la poutre mixte
  - ✓ Prédimensionner la poutre mixte
  - ✓ Définir les caractéristiques géométriques de la section mixte
  - ✓ Vérifier la résistance sous moment fléchissant et effort tranchant
  - ✓ Déterminer le nombre de goujons en connexion complète

- **Documents transmis :**
  - Un plan schématique de la zone plancher à soutenir
  - Inventaire de toutes les actions à considérer
  - Catalogue de produits commerciaux
  - Caractéristiques d'un type de goujon

- **Documents exigés :**
  - Compte rendu du BE par binôme
  - Coupe de la section mixte

Dimensionner un assemblage métallique

- **Niveau :** IUT Génie Civil semestre 3
- **Module :** Structures métalliques ST5
- **Type d'exploitation :** Bureau d'étude **(durée :** 3h)
- **Pré-requis :**
    - MS1 : déterminer la répartition des efforts internes dans le cas d'une structure isostatique
    - MS2 : Calculer les contraintes dans une section
    - ST1 : Appliquer les bases de calcul aux états limites
- **Objectifs :**

A la suite du bureau d'étude, l'étudiant doit être capable de :

- Concevoir et vérifier la résistance d'un assemblage
    - ✓ Concevoir une disposition constructive permettant de respecter les conditions aux limites prédéfinies.
    - ✓ Justifier la résistance de l'assemblage suivant l'EN 1993-18

- **Documents transmis :**
    - Le résultat d'un note de calcul Robot
    - Extrait de l'EN 1994-1-8
- **Documents exigés :**
    - Compte rendu du BE par binôme
    - Dessin d'exécution de l'assemblage (Autocad)

Phasage de la construction d'un sous ensemble d'un ouvrage

- **Niveau :** Terminale STI Génie Civil
- **Module :** Réalisation des ouvrages
- **Type d'exploitation :** Bureau d'étude **(durée :** 4h)
- **Pré-requis :**
    - Les éléments nécessaires d'une installation de chantier
    - Technologie des matériels (de levage, de production, de distribution, de préfabrication)
- **Objectifs :**

A la suite du bureau d'étude, l'élève doit être capable de :

- Repérer et lister les taches à prévoir (y compris approvisionnement, stockage, sécurité…)
- Identifier les interactions de cette phase de construction avec l'ensemble de la réalisation

- **Documents transmis :**
    - Plan de la zone à réaliser
    - Plan d'installation de chantier
- **Documents exigés :**
    - Liste des tâches à effectuer
    - Modes opératoires de réalisation
    - Planification des taches (enclenchements et liens)

Conclusion

Concevoir et **construire** sont les phases essentielles et complémentaires de l'acte de bâtir, assurées par les maîtres d'oeuvre, architectes ingénieurs, et entreprises. Ces deux points ne peuvent être accomplis sans le choix de matériaux et de leurs usages associés.

Au stade du projet, des études, de la préparation de chantier, puis de son avancement, la sélection des matériaux est le problème dominant pour atteindre les objectifs, en termes de performance mécanique, fonctionnelle, de temps de mise en œuvre, d'esthétisme et bien entendu de prix de revient. Tous ces facteurs sont les problèmes autour desquels s'articule ce projet industriel, dans l'intention d'ancrer l'enseignement dans la réalité du milieu professionnel.

S'ingénier à axer tout enseignement scientifique et technique, propre au domaine du génie civil, autour de ces deux grandes phases et de leur élaboration ; apportera aux élèves et étudiants une forte sensibilisation des difficultés et réflexions dont ils seront amenés à résoudre dans leurs futures carrières.

La volonté de l'enseignant de se confronter à des problématiques réelles d'entreprises lui permet, dans un premier temps, de rester en contact avec l'actualité du milieu professionnel et, ensuite, de restituer des études à forte identité. Grâce à cet enrichissement personnel de connaissances acquises au cours de ses investigations personnelles, l'enseignant doit mettre en œuvre et en forme des études en vue d'éveiller, d'attirer la curiosité des élèves afin d'accroître leurs connaissances.

Par ailleurs, un enseignant se doit de lever toutes zones d'ombres du projet traité, de manière à simplifier certains points de l'étude et d'épauler au mieux les élèves sur les difficultés auxquelles ils seront confrontés.

Il n'est donc plus à démontrer tout l'intérêt, l'apport et la transversalité des connaissances suscité par un dossier industriel dans le cadre de l'enseignement en génie civil tant au niveau des étudiants que des enseignants.

Références

Figure 1: Plan de l'aménagement de la ZAC Danton

Figure 2: Plan de situation de la Tour T1

Figure 3 : Vue d'architectes et maquettes Valode & Pistre

Figure 4 : Noyau et plateaux extérieurs

Figure 5 : Plateau façade Nord

Figure 6: Maquette de la coiffe en structure métallique

Figure 7 : Infrastructure de la tour

Figure 8 : Aménagement des espaces intérieurs

Figure 9 : Particularité de fixation de la grue G2

Figure10 : Vue de dessus du coffrage auto-grimpant

Figure 11 : Exemple de plancher mixte à poutre alvéolaire

Figure 12 : Trame structurelle du plateau façade Nord

Figure 13: Vue 3D et coupe type du plancher collaborant cofrastra 70

Figure 14 : Modélisation plancher en phase chantier

Figure 15 : Caractéristiques géométriques de la section

Figure 16 : Situation des conditions de résistance à justifier

Figure 17: Répartition des contraintes sous moment de flexion positif

Figure 18: Répartition des contraintes sous moment de flexion négatif

Figure 19 : Diagramme de l'effort tranchant dans le plancher

Figure 20 Contrainte de cisaillement de glissement entre la tôle et le béton

Figure 21: Déformée du bac acier au cours des différentes phases.

Figure22 : Coupe de principe de la solive

Figure 23 : Hypothèse de modélisation de la solive

Figure 24: Section de calcul d'une poutre mixte

Figure 25: Valeurs caractéristiques recommandées des actions dues aux charges de construction lors du coulage du béton

Figure26 : Diagramme des moments fléchissants en phase chantier dans la solive

Figure 27 : Vis autoperceuses ou autotaraudeuses pour fixations de bacs acier

Figure 28 : Calcul de section de poutre mixte par le logiciel Robot Expert

Figure 29: Poutre avec plaques nervurées en acier disposées perpendiculairement à la poutre

Figure 30: Longueurs critiques et équilibre de lde poutre simplement appuyées

Figure 31: Relation entre MRd et Nc

Figure 32 : Modélisation des solives sur la poutre principale mixte

Figure 33 : Distribution des gaines techniques en sous-face du plancher

Figure 34 : Perspective d'une poutrelle cellulaire

Figure 35 : Solution en poutrelle alvéolaire mixte

Figure 36: Sections types de poteaux mixtes et notations

Figure 37 : Cas de charge de vent

Figure 38 : Profil de pression aérodynamique réévalué

Figure 39 : Principe de transmission de l'effort du vent aux porteurs verticaux

Figure 40 : Courbe d'interaction compression-flexion

Figure 41 : Coupe de la section du poteau mixte

Figure 42: Détail de la liaison poutre mixte-voile du noyau

Figure 43 : Risque d'ovalisation ou d'arrachement de la pince

Figure 44 : Condition de résistance de bloc d'une éclisse

Figure 45 : Vérification du cordon de soudure

Figure 46 : Coupe et vue de dessus de la liaison entre l'assemblage et le voile

Figure 47: Protection par produit projeté

Figure 48 : Combinaison des systèmes de protection

Tableau 1 : Données de l'étude de prix

Bibliographies

Les normes :

[1] NF EN 1990 - mars 2003-P 06-100-1 Eurocodes structuraux- Bases de calcul des structures

[2] NF EN 1991-1-4-novembre 2005-P 06-114-1 Eurocode 1 : actions sur les structures-partie 1-4 : actions générales - actions du vent

[3] NF EN 1991-1-6-novembre 2005-P 06-116-1 Eurocode 1 : actions sur les structures-partie 1-6 : actions générales - actions en cours d'exécution

[4] NF EN 1992-1-1-octobre 2005-P 18-711-1 Eurocode 2 : calcul des structures en béton partie 1-1 : règles générales et règles pour les bâtiments

[5] NF EN 1993-1-1-octobre 2005-P 22-311-1-Eurocode 3 : calcul des structures en acier-partie 1-1 : règles générales et règles pour les bâtiments

[6] NF EN 1993-1-8-décembre 2005-P 22-318-1-Eurocode 3 : calcul des structures en acier-partie 1-8 : calcul des assemblages

[7] NF EN 1994-1-1-juin 2005-P 22-411-1-Eurocode 4 : calcul des structures mixtes acier-béton

[8] partie 1-1 : règles générales et règles pour les bâtiments

[9] NF EN 1994-1-2-février 2006-P 22-412-1-Eurocode 4 : calcul des structures mixtes acier-béton partie 1-2 : règles générales - calcul du comportement au feu

Les ouvrages et revues :

[1] Structure acier-Bâtiment à étages : F.Hart . W. Henn . H. Sontag,

[2] Construction métallique et mixte Acier Béton Tome 1 - Calcul et dimensionnement selon les Eurocodes 3 et 4. Pierre Bourrier et Jacques Brozzetti,

[3] Construction métallique et mixte Acier Béton Tome 2 - Conception et mise en oeuvre

[4] Guide de dimensionnement : Poteaux en profils creux soumis à l'incendie,CIDECT-ÉDITION 199, Guide N° 4 Pierre Bourrier et Jacques Brozzetti,

[5] Les carnets de l'acier-5-Economie et solution 2003

[6] Les carnets de l'acier-8-Les immeubles de bureaux à plateaux libres

[7] Le Moniteur, extrait du n°5160 18 octobre 2002 page 20-L'acier prend des libertés

[8] Programme de vente-Profil ARBED-Edition Ausgabe

Les sites internet :

[1] http://www.constructalia.com/fr_FR/tools/herramientas.jsp « outils de calcul »

[2] http://www.cticm.com/

[3] http://www.steelbizfrance.com/

[4] http://www.arval-construction.fr/

[5] http://www.constructalia.com/fr_FR/index.jsp

[6] www.placo.fr/bpb_fr/

[7] www.freitag.fr/fr/peinture-intumescente.html