

**REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR
ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT GENIE CIVIL**

Mémoire

De fin de cycle

***En vue de l'Obtention du Diplôme Master en Génie Civil
Option : Construction Métallique***

Thème

***Etude comparative des planchers mixtes
et non mixtes d'une structure***

Proposé et dirigé par :

Mr : A. BOUDJEMIA

Réalisé par :

Melle :CHERIEF Ahlam

Promotion 2014 / 2015

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail à :

★ Les deux personnes les plus chères à mon cœur, ma mère et mon père, qui m'ont apporté soutien et confort tout au long de mes études. Qui ont veillé à ce que je sois ce que je suis aujourd'hui .

★ Mon très cher mari Djamel qu'à était mon soutien et mon appuis à tout moment pour réaliser ma réussite.

★ Mes très chers frères et ma très chère adorable sœur : Nabil, Ismail , Noredine et FAIZA.;avec les quels j'ai partagé tout mes beaux moments.

★ Toute ma famille et ma belle famille .

★ Toutes mes amies .

Remerciements

Pour réaliser ce travail, il a fallu l'apport et l'appui de beaucoup de personnes ; pour cela je tiens à remercier en premier lieu mon promoteur Mr A. BOUDJMA pour sa contribution, ses conseils et sa disponibilité .

*Mes sincères remerciements vont à tous mes enseignants.
Enfin j'exprime ma gratitude aux membres de jurés qui ont accepté d'évaluer ce modeste travail.*

Liste des figures

INTRODUCTION

Figure 01 : structure d'une dalle mixte acier et béton.

CHAPITRE 01 :

Figure 1.1 : schéma de report des charges d'un plancher vers les poteaux en passant par les poutres.

Figure 1.2 : Composition d'un plancher.

Figure 1.3 : Différentes solutions pour la disposition des poutres en Construction.

CHAPITRE 02 :

Figure 2.1 : différents types de planchers métalliques

Figure 2.2 : Exemples de dalles mixtes avec tôles profilées collaborantes.

Figure 2.3 : Dalles de plancher en béton armé

Figure 2.4 : Dalle sur coffrage perdu en tôle profilée

Figure 2.5 : Dalle mixte avec tôle profilée

Figure 2.6 : Dalle mixte avec connecteurs acier-béton

Figure 2.7 : Exemples de poutres mixtes.

Figure 2.8 : Epaisseur brute des planchers

Figure 2.9 : Constitution d'un plancher mixte acier dalle en béton.

Figure 2.10 : Principe de fonctionnement d'une dalle mixte acier - béton.

Figure 2.11 : Plancher non collaborant mixte à pré dalles.

Figure 2.12 : Plancher mixte collaborant avec dalles en béton armé coulées.

Figure 2.13 : Plancher mixte collaborant avec dalles en béton armé sur coffrage perdu.

Figure 2.14 : Plancher mixte collaborant avec dalles en béton armé sur Bacs en aciers Hi Bond.

CHAPITRE 03 :

Figure 3.1 : Poutre de rive dans une construction mixte.

Figure 3.2 : plan partiel.

Figure 3.3 : Poutres mixtes typiques exemple de configuration de plancher en acier pour un bâtiment à trame rectangulaire.

Figure 3.4 : Epaisseur totale de plancher des équipements techniques situés sous le plancher dans une construction mixte.

Figure 3.5 : Éléments préfabriqués en béton placés sur des poutres non mixte

Figure 3.6 : Plancher non mixte réalisé au moyen d'éléments préfabriqués en béton.

Figure 3.7 : Exigences concernant les appuis et les jeux pour les éléments préfabriqués.

CHAPITRE 04 :

Figure 4.1 : Contraintes déformation spécifique aciers Fe E235 & Fe E355 .

Figure 4.2 : Courbes contraintes-déformation spécifique des aciers.

Figure. 4.3 : Exemples de connecteurs.

Figure 4.4 : Les différents connecteurs (cloués et soudés).

Figure 4.5 : Contrainte-déformation spécifique d'un béton mesuré sur cube.

Figure 4.6 : Principe de fonctionnement de poutre mixte et non mixte fléchie.

Figure 4.7 : Comparaison entre section mixte et non mixte.

CHAPITRE 05 :

Figure 5.1 : Vue en élévation.

Figure 5.2 : Vue en plan.

Figure 5.3 : Coupe verticale du plancher terrasse .

Figure 5.4 : Coupe verticale du plancher d'étage courant.

Figure 5.5 : Schéma statique de la solive .

Figure 5.6 : schémas statique du moment appliqué .

Figure 5.7 : schémas statique de l'effort tranchant V_{sd} .

Figure 5.8 : schémas statique du moment appliqué .

Figure 5.9 : schémas statique de l'effort tranchant V_{sd} .

Figure 5.10 : Schéma statique de la poutre principale.

Figure 5.11 : schéma statique du moment fléchissant et l'effort tranchant.

Figure 5.12 : schéma statique de la poutre .

Figure 5.13 : schéma statique de la poutre .

Figure 5.14 : Largeur de la dalle collaborant (largeur effective) .

Figure 5.15 : Schéma statique de la solive.

Figure 5.16 : La répartition des charges sur la solive .

Figure 5.17 : schémas statique de l'effort tranchant V_{sd} .

Figure 5.18 : La répartition des charges sur la solive.

Figure 5.19 : Largeur de la dalle collaborant (largeur effective).

Figure 5.20 : schémas statique de l'effort tranchant V_{sd} .

Figure 5.21 : La répartition des charges sur la solive .

Figure 5.22 : schémas statique de l'effort tranchant V_{sd} .

Figure 5.23 : La répartition des charges sur la solive .

Figure 5.24 : Largeur de la dalle collaborant (largeur effective) .

Figure 5.25 : schémas statique de l'effort tranchant V_{sd} .

Figure 5.26 : Schémas statique de la poutre principale.

Figure 5.27 : schéma statique du moment fléchissant et l'effort tranchant .

Figure 5.28 : La répartition des charges sur la poutre .

Figure 5.29 : Largeur de la dalle collaborant (largeur effective) .

Figure 5.30 : La répartition des charges sur la poutre.

Figure 5.31 : La répartition des charges sur la poutre .

Figure 5.32 : Largeur de la dalle collaborant (largeur effective) .

Figure 5.33 : La répartition des charges sur la poutre.

Figure 5.34 : Les surface qui revient sue les poteaux.

Figure 5. 35 : Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur.

Figure 5.36: longueur de flambement.

Figure 5.37: longueur de flambement .

Figure 5 .38 : La longueur de flambement .

Figure 5.39 : Les dimensions de l'acrotère .

Figure 5.40 : les diagrammes des efforts N ; T ; M .

Figure 5.41 : Position de l'axe neutre.

Figure 5.42 : Ferrailage de l'acrotère.

Figure 5.43 : Le prédimensionnement des escaliers métalliques.

Figure 5.44 : Disposition des cornières.

Figure 5.45 : les dimensions du fondation .

Figure 5.46 : Schéms détaillé des fondations.

Figure 5.47 : Boulon d'encrage .

Figure 5 .48 : Ferrailage de la fondation .

La liste des tableaux

Chapitre 02 :

Tableau 2.1 : tableau comparatif (plancher collaborant et non collaborant).

Chapitre 04 :

Tableau 4.1 : Caractéristique des principaux aciers de construction.

Tableau 4.2 : Caractéristiques mécaniques des bétons.

Chapitre 05 :

Tableau 5.1 : les différentes charges agissant sur le plancher terrasse

Tableau 5.2 : les différentes charges agissant sur le plancher d'étage courant

Tableau 5.3 : tableau récapitulatif des solives et des poutres (plancher métallique)

Tableau 5.4 : tableau récapitulatif des solives et des poutres (plancher collaborant).

Tableau 5.5 : Tableau récapitulative des profilées de poteau central et intermédiaire de RDC et de 3^{eme} étage

Tableau 5.6 : Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur

Tableau 5.7 : Distribution horizontale des forces sismiques

Tableau 5.8 : Les différentes sollicitations

Tableau 5.9 : Tableau récapitulatif des résultats N_{sd} et $N_{b,Rd}$ (RDC ; 3^{eme} étage)

Tableau 5.10 : Tableau récapitulatif des résultats précédents.

Sommaire

Introduction	01
--------------------	----

Chapitre 01 : génialité sur les planchers métalliques

•1 .Les composants d'un plancher	04
•2 .Dynamique des planchers	05
•3 .Principales exigences requises pour un plancher	06
•4 .Classification en fonction du système porteur	07
•5 .Performances imposées aux planchers	07

Chapitre 02 : présentation des différents types des planchers en construction métallique

•1. Les dalles mixtes	11
•2. les poutres mixtes	13
•3. Epaisseur brute des planchers	14
•4 .Domaine d'emploi	14
•5. Les planchers mixtes acier - béton armé	14
•6. Les différentes variantes de planchers mixtes	16
•7. Raisons d'utiliser des structures mixtes	18

Chapitre 03 : Les constructions mixte et non mixte et leurs différences constructives

•1 .Poutres mixtes et dalles mixtes utilisées avec des tôles profilées en acier	21
1.1 Description	21
1.2 Gamme de portées habituelles de poutres.....	22
1.3 Aspects importants concernant la conception du plancher	22
1.4 Avantages	23
1.5 Intégration des équipements techniques	23
1.6 Avant-projet.....	23
1.7 Dimensions habituelles de profilés	24
1.8 Nuance d'acier	24
1.9 Épaisseur totale de plancher	24
1.10 Type de béton	24
1.11 Qualité de béton.....	24
1.12 Protection incendie	24
1.13 Assemblages	24

•2 .Poutres non mixtes avec éléments préfabriqués.....	25
2.1 Description	25
2.2 Gamme de portées de poutres habituelles	25
2.3 Aspects importants concernant la conception du plancher	25
2.4 Avantages	25
2.5 Intégration des équipements techniques	25
2.6 Avant-projet	26
2.7 Dimensions habituelles des profilés	26
2.8 Nuance d'acier	26
2.10 Protection incendie	26
2.11 Assemblages	27

Chapitre 04 : Le comportement de construction mixte et non mixte

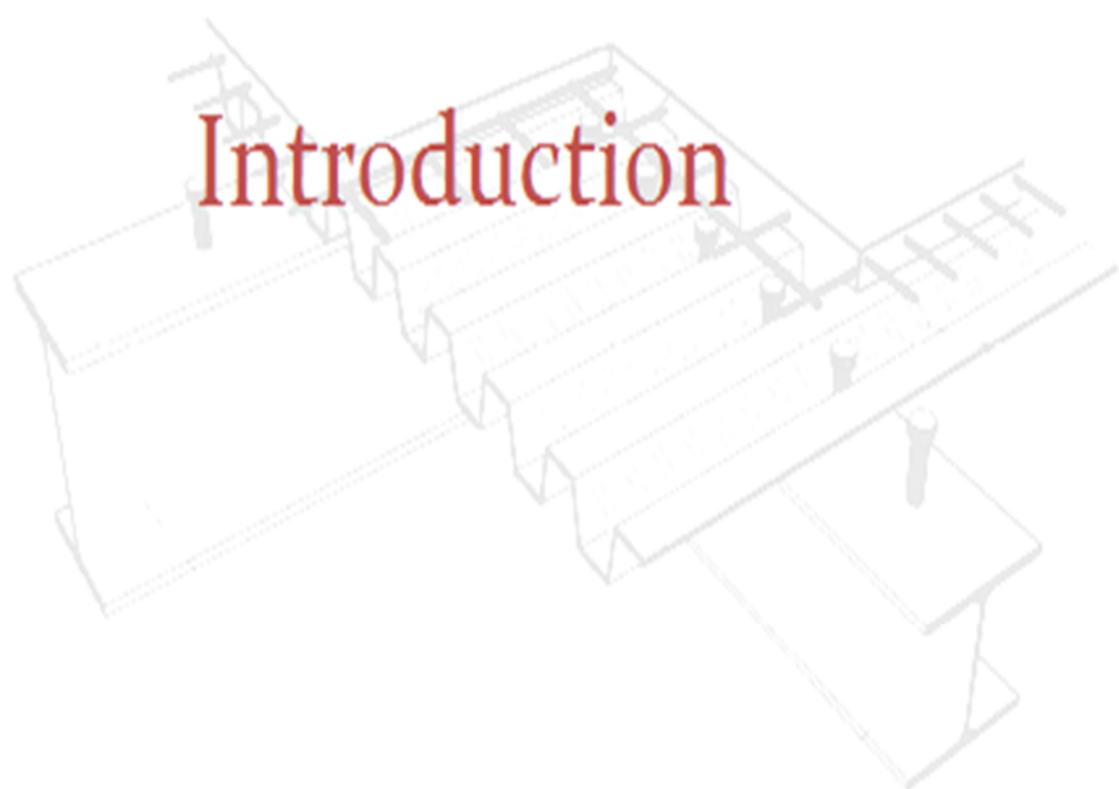
•1 .Caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction mixtes	28
•2 .Solution pour un comportement en tant que poutre mixte	31
•3 .Comportement d'une poutre mixte	31
•4 .Participation du plancher a la résistance des Poutres	32

Chapitre 05 : Exemple d'application

1 Introduction	33
2 Prédimensionnement et vérification	38
3 Plancher en charpente métallique (non mixte).....	40
4 Plancher collaborant (plancher mixte).....	56
5 Poteaux	87
6 Étude dynamique	92
7 Vérification des éléments	100
8 L'acrotère et les escaliers métalliques	106
9 Calcul des fondations	114

Conclusion	117
------------------	-----

Introduction



INTRODUCTION

L'association de l'acier et du béton est la combinaison de matériaux de construction la plus fréquemment rencontrée tant dans les bâtiments que dans les ponts. Bien que de nature franchement différente, ces deux matériaux sont complémentaires:

- Le béton résiste en compression et l'acier en traction.*
- Les éléments métalliques sont relativement élancés et sujets au voilement, le béton peut empêcher le voilement.*
- Le béton assure à l'acier une protection contre la corrosion et une isolation thermique aux températures élevées.*
- L'acier permet de rendre la structure ductile.*

Le dimensionnement des structures de bâtiments et de ponts est dominé principalement par la réalisation et le support de surfaces horizontales. Dans les bâtiments, les planchers sont généralement réalisés en béton armé par des armatures en acier résisté à la traction. Cependant lorsque les portées augmentent, il est plus économique de supporter la dalle, par exemple par des poutres, plutôt que d'épaissir le plancher.

Dans les structures de bâtiment, le grillage de poutres est soutenu à son tour par des poteaux. Les poutres et les poteaux peuvent être réalisés en utilisant des sections acier, généralement des profilés laminés en I et en H respectivement. Il était usuel de dimensionner l'ossature métallique pour reprendre seule l'ensemble des charges, mais depuis les années 50, il est devenu de plus en plus courant de connecter les dalles de béton aux poutres les supportant à l'aide de moyens mécaniques. Ces derniers éliminent ou du moins réduisent le glissement à l'interface acier béton de telle façon que la dalle et la poutre métallique agissent ensemble comme un élément unique, communément appelé « poutre mixte ».

Pratiquement, la connexion est assurée par des goujons à tête ou d'autres connecteurs qui sont soudés ou fixés par pistolet à l'acier structurel et ceinturé par le béton.

Les éléments mixtes que sont les poutres mixtes, les poteaux mixtes et les dalles mixtes avec tôle profilée sont utilisés depuis de nombreuses années. Des hypothèses simplificatrices sur l'interaction entre l'acier structurel et la dalle de béton ont permis de considérer la construction mixte comme une simple extension de la construction métallique. L'application de cette technologie ayant montré son efficacité, des projets de recherche à grande échelle ont démarré à l'échelle mondiale en vue d'améliorer les connaissances.

Les matériaux mis en œuvre :

Pour réaliser les différents éléments structuraux mixtes, on utilise généralement quatre matériaux de base :

- _ L'acier de construction*
- _ L'acier d'armature*
- _ Les tôles profilées en acier*
- _ Le béton.*

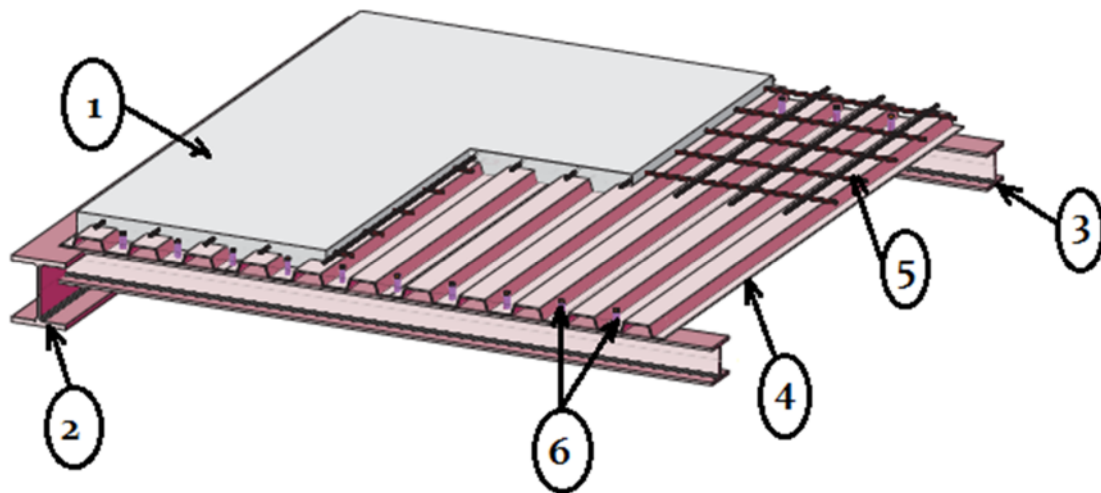


Figure 01 : structure d'une dalle mixte acier et béton.

1. Béton coulé en place 2. Poutre 3. Solives 4. Tôle profilée en acier 5. Treillis d'armatures (nappes) 6. Connecteur.

On caractérise souvent les dalles comme des éléments dont l'épaisseur est faible devant les dimensions en plan ce qui rend ces éléments très économiques. Rappelons à ce niveau que les dalles et les planchers jouent un rôle important dans la stabilité des constructions aux charges horizontales (vent et séisme).

Ceci dans la mesure où ces dernières contribuent des efforts horizontaux aux éléments de contreventements.

a. Objectif :

Le but principal de ce travail est de déterminer la différence entre les planchers mixtes et non mixtes. Pour réaliser ceci, on doit effectuer un calcul d'un bâtiment une fois avec plancher mixte, une autre fois non mixte ensuite faire une comparaison entre les deux. Pour ce la on propose un calcul d'un exemple d'application d'un bâtiment administratif R+5.

Chapitre 01 :

Généralités sur les Planchers métalliques



INTRODUCTION

Définition d'un plancher :

Un plancher est une plate forme horizontale qui constitue une séparation entre deux niveaux.

Les planchers ont pour rôle structurel, de transmettre les charges et surcharges de fonctionnement du bâtiment aux éléments principaux de l'ossature. Ils participent aussi à la stabilité globale du bâtiment, et peuvent assurer le contreventement horizontal.

On distingue dans les planchers la dalle et la poutraison (ou solivage).

La dalle peut être :

- en béton armé ou précontraint.*
- en béton coulé sur des bacs acier formant coffrage perdu.*
- en béton coulé sur des bacs acier collaborant.*
- en plancher sec composite acier/autre matériau (bois, plâtre...).*
- en dalle mixte acier-béton préfabriquée.*

D'autre part les planchers jouent un rôle non pas moins négligeable : ce lui de reprendre puis transmettre les charges verticales aux éléments porteurs horizontales (poutres) qui seront chargés dans un second temps de les retransmettre aux éléments porteurs verticaux (poteaux, colonnes, voiles et noyaux) les quelles les transmettront au sol via les fondations.

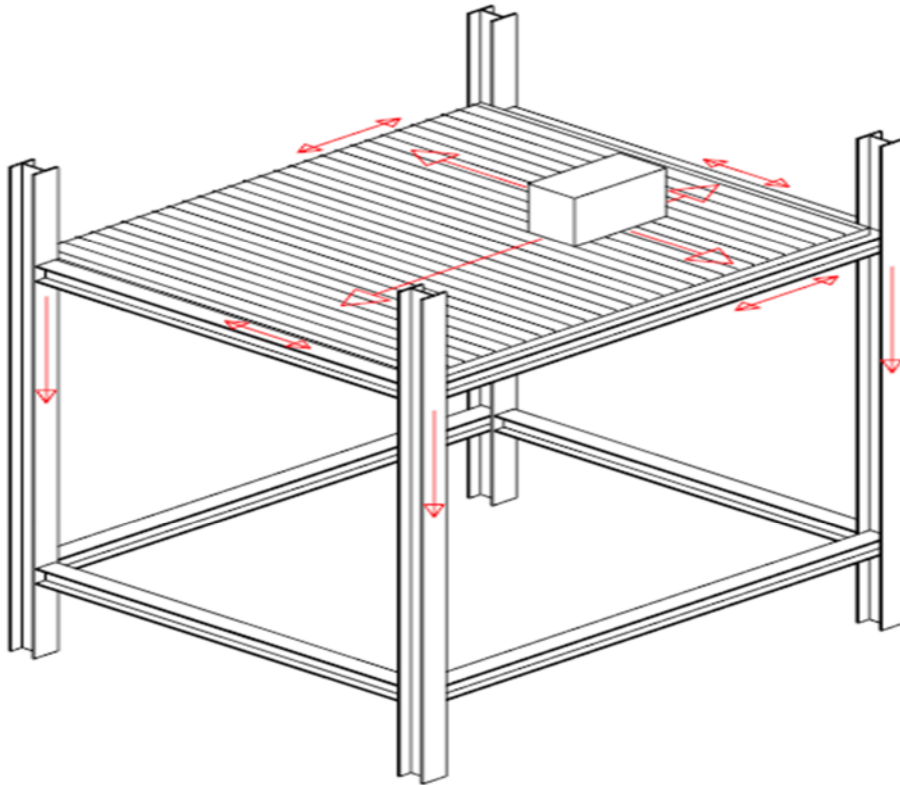


Figure 1.1 : schéma de report des charges d'un plancher vers les poteaux en passant par les poutres.

1. Les composants d'un plancher :

Les planchers ou les dalles se composent de trois parties distinctes :

- a. **la partie portante**: solive, poutrelle métallique, poutrelle préfabriquée en béton armé ou précontraint, ainsi que le hourdis de remplissage; les dalles en béton armé, pleines ou à nervures, etc. Ces éléments sont horizontaux et séparent les étages d'une construction mais peuvent également être à gradins ou inclinés (salles de spectacle, rampes d'accès pour parking)
- b. **le revêtement**. constituant le sol fini. reposant sur l'ossature portante: carrelage, parquet en bois, dallages divers exécutés sur place, revêtements synthétiques, etc.
- c. **le plafond** réalisé sous l'élément porteur, enduit ou plaques préfabriquées en matériaux de tous genres, etc.

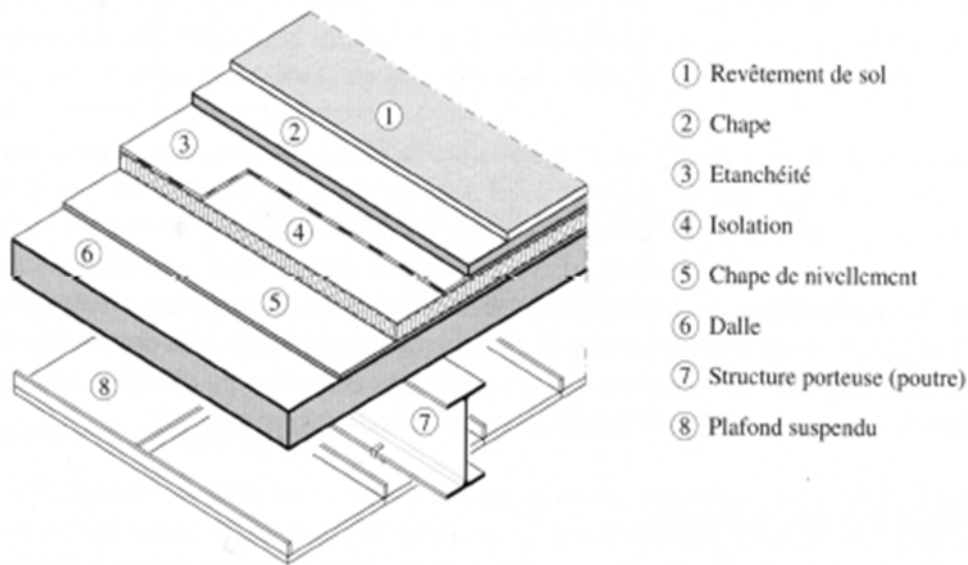


Figure 1.2 : Composition d'un plancher.

2. Dynamique des planchers :

Le comportement du plancher peut être étudié simplement par rapport à la fréquence fondamentale de la structure de plancher. Si cette fréquence est supérieure à une valeur comprise entre 2,6 et 4 Hz (2,6 Hz en France selon les annexes nationales aux EN 1993-1-1 et EN-1994-1-1), le plancher est en général considéré comme satisfaisant.

Alors que ce critère simple est en général acceptable pour les espaces de travail à forte activité, il ne convient pas nécessairement pour les zones de bâtiments plus calmes, où les vibrations peuvent être plus perceptibles.

L'évaluation basée sur le niveau de vibration mesuré en termes d'accélération constitue une approche plus appropriée. Des valeurs d'accélération élevées indiquent un comportement dynamique plus perceptible par les occupants. En pratique, on réduit la réponse du plancher (vibrations moins perceptibles) en augmentant la masse participant au mouvement. Les poutres à grande portée engendrent en général moins de problèmes dynamiques que celles à portée plus courte

en raison de l'augmentation de la masse efficace due à l'aire de plancher supérieure. (Ce qui va à l'encontre des idées basées sur la seule fréquence naturelle).

On notera l'importance de la disposition des poutres. En effet, plus la longueur des alignements continus de poutres secondaires dans une construction mixte augmente, plus les coefficients de réponse se réduisent puisqu'une masse plus importante participe au mouvement. La Figure 2 montre deux dispositions possibles de poutres. La réponse dynamique de la disposition (B) est plus faible (moins perceptible) que celle de la disposition (A), car la masse participante est supérieure dans la disposition (B).

L'amortissement réduit la réponse dynamique d'un plancher. La réponse du plancher est diminuée par la présence de cloisons positionnées à angle droit par rapport aux éléments vibrants principaux (en général les poutres secondaires). L'intégration de ce facteur dans le dimensionnement s'avère peu fiable, car l'effet exact des cloisons est difficile à déterminer.

Les planchers nus, en particulier pendant la construction, peuvent être ressentis comme plus “réactifs” que lorsqu’ils sont occupés, car l’agencement intérieur d’un immeuble multiplie par trois l’amortissement du plancher.

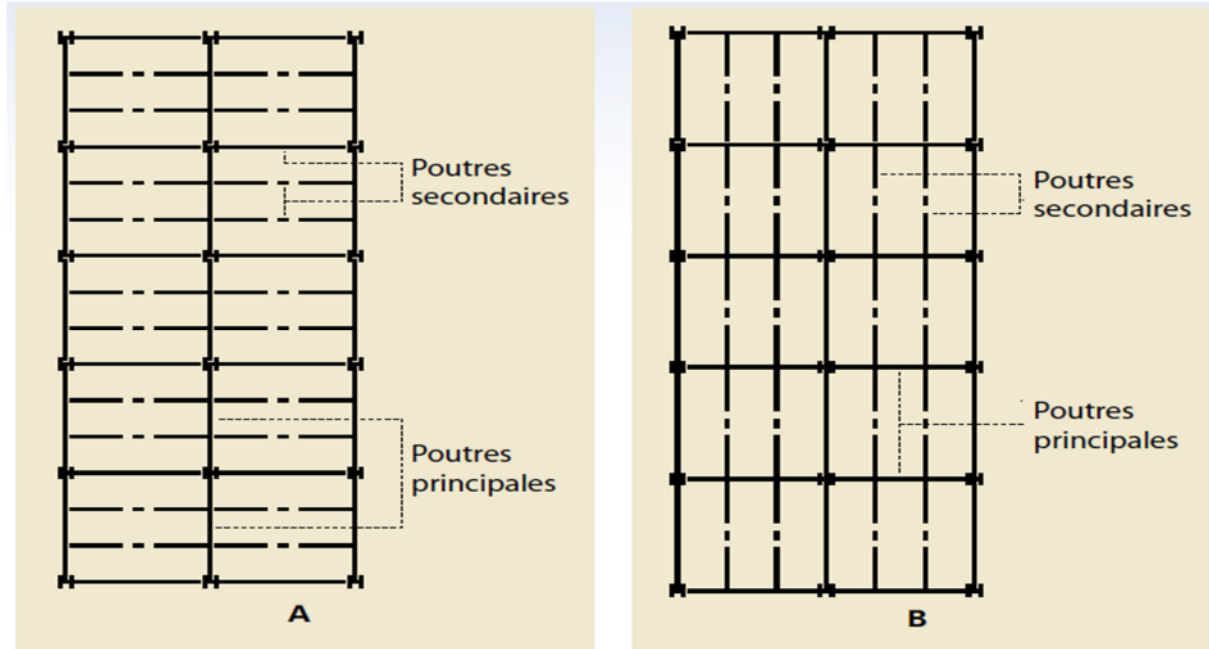


Figure 1.3 : Différentes solutions pour la disposition des poutres en Construction mixte.

3. Principales exigences requises pour un plancher :

Les planchers en tant qu'éléments structuraux auront pour rôle essentiel :

- Plate forme porteuse pour l'étage considéré.
- Toi ou couverture pour l'étage sous jacent.
- D'écran permettent le confort de l'habitant.
- D'élément de stabilité.

Ainsi, se dégagent les principales exigences à remplir pour tout type de plancher

- **a)** Résistance aux charges verticales (permanentes et surcharges d'exploitation).
- **b)** Élément assurant la transition des efforts horizontaux (poussée des terres, vent, séisme) vers les éléments de contreventement.
- **c)** Permettre la circulation verticale entre étages à l'aide de trémies (escaliers, cages d'ascenseurs).
- **d)** Permettre le passage de conduits de fumée, de ventilation ou encore réservation pour vide ordures.

- *e) Supports des plafonds qu'ils soient adhérents ou suspendus.*
- *f) Ecran isolant entre étages. Cette 'isolation peut être :*
 - *Isolant acoustique (effet de masse $\Rightarrow$ masse de plancher ≥ 300 kg/m).*
 - *Isolation thermique.*
 - *Coupe feu en cas d'incendie.*

4. Classification en fonction du système porteur :

Les planchers sont souvent classés en fonction de la disposition de leurs systèmes porteurs.

4.1. Les différents porteurs pour les planchers :

Pour transmettre les charges aux porteurs verticaux, les planchers s'appuient sur différents types d'appui

- *a) Appuis linéaires : Ce type d'appui est assuré soit par des poutres en périphérie des différents panneaux de dalles soit au moyen de murs en maçonnerie (constructions traditionnelles) ou plus généralement par des voiles ou des noyaux en béton armé .*
- *b) Appuis ponctuels: ce type d'appui est assuré au moyen de poteaux, colonnes en béton armé ou en acier ou également mixtes acier béton.*

Remarque :

A portées égales, les dalles sur appuis linéaires sont plus économiques que les dalles sur appuis ponctuels .Ceci dans la mesure où les épaisseurs de dalles dans ce cas sont nettement inférieures. Aussi il faut souligner que la présence de murs porteurs ou encore l'existence de poutres sous planchers complique la construction et limite la flexibilité architecturale.

D'une manière générale, les dalles sur voiles se rencontrent fréquemment dans les espaces d'habitation. Alors que les dalles sur colonnes sont très prisées pour les surfaces commerciales, bureaux ou parkings ainsi que tout immeuble où une grande flexibilité dans le cloisonnement des surfaces est requise

5. Performances imposées aux planchers :

Le choix d'un plancher, parmi toutes les variétés existantes, il se fera par rapport aux différentes fonctions auxquelles il devra répondre

5.1 Les différentes fonctions d'un plancher sont les suivantes

- *Fonctions porteuses : stabilité, résistance mécanique, durabilité ...*
- *Fonctions d'isolation : acoustique et thermique.*
- *Fonction de protection : effraction, feu.*

- *Fonction technique : facilité de mise en œuvre,...etc.*

- *Fonction esthétique : aspect décoratif en sous* **5.2 La stabilité :**

- *La partie portante doit résister aux charges transmises par le poids propre et aux surcharges prévues par les règlements en vigueur. Le poids propre comprend, outre le poids*

de l'élément porteur lui-même, le poids du revêtement et celui du plafond. Les surcharges à admettre, dans le calcul des planchers, sont fixées par un règlement (DTR). A ces charges doit être ajouté le poids des cloisons et séparations intérieures de faible épaisseur. Celles-ci peuvent être assimilées pour les habitations et appartements à une surcharge supplémentaire de 75 kg/m².

La surface d'appui des planchers doit être suffisante pour transmettre les charges

- *Les divers éléments seront soigneusement mis à niveau et alignés*
- *Les matériaux sont correctement protégés contre toute altération*
- *Les planchers seront suffisamment homogènes pour qu'une charge concentrée soit reprise par toute la surface environnante.*

5.3 La résistance :

- *Charges permanentes*
- *Poids propre*
- *Poids uniformément réparti (chape, canalisation, faux plafonds...)*
- *Poids des éléments localisés (cloisons, cheminées, gaines...)*
- *Charges d'exploitation*
- *Surcharges (personnes, mobilier, matériel, marchandises...)*
- *Charges climatiques (neige, vent, température)*
- *Tensions admissibles*

5.4 Isolation acoustique :

- *Bruits aériens*
- *Bruits d'impact*

5.5 Isolation thermique :

- *toiture chaude: la couche d'étanchéité est placée sur l'isolant*
- *toiture inversée: l'isolant est posé sur l'étanchéité et est exposé aux intempéries.*
- *toiture froide: solution dépassée*

5.6 Etanchéité à l'air et à l'eau :

- *Si l'air passe, le son aussi*
- *L'étanchéité à l'eau est surtout exigée en toiture (feutres aspartiques, membranes plastiques...)*

5.7 Support de revêtement de sol :

Le niveau supérieur de la partie portante du plancher dépend de l'épaisseur du revêtement à poser. Le niveau fini est toujours défini et correspond à celui où l'on marche.

5.8 Support de revêtement de plafond :

Même raisonnement que pour le revêtement de sol exemples de revêtements:

- *plafonnages et enduits: veiller à prendre des dispositions pour permettre l'accrochage au support*

- *Faux plafond: fixés ou suspendus*
- *Pas de revêtement : Aspect brut de décoffrage pour le béton*
 - *lisse en béton préfabriqué*
 - *Acier des coffrages perdus*

5.9 Support d'équipement :

- *Equipement = conduites,*
 - *Appareils d'éclairage,*
 - *Chauffage et ventilation,*
 - *Détection incendie*
- *Equipements placés dans le revêtement supérieur*
- *Equipements placés dans la zone de la partie portante*
- *Equipements accrochés sous la partie portante.*

Conclusion :

D'une manière générale, la construction mixte autorise une grande flexibilité dans la conception globale et locale de la structure. Cette flexibilité est obtenue par le large éventail de profilés en acier, tant sur le plan de leur géométrie que sur celui du type d'acier. De plus, les connexions entre éléments peuvent être très variées et permettre une préfabrication plus ou moins complète.

Enfin, ce mode de réalisation, de par ses possibilités de combinaison avec le béton, offre de nombreux avantages économiques et techniques (montage rapide et précis, liaisons permettant de créer une structure monolithique, ...).

Chapitre 02 :

Présentation des différents
types des planchers en
construction métallique

A faint, light gray background illustration of a steel building frame. It shows a perspective view of a structure with multiple bays and levels. The floor slabs are represented by horizontal lines, and the steel beams and columns are visible, forming a skeletal structure. The illustration is positioned behind the text, providing a technical context for the chapter title.

INTRODUCTION

Les planchers mixtes en acier et béton (PMAB) sont constitués de tôles profilées écouvées à froid sur lesquelles on coule du béton. Après durcissement de ce dernier, l'ensemble forme un matériau composite au sein duquel les tôles font office d'armatures de traction extérieures. La résistance au feu exigée peut être garantie par la pose d'armatures complémentaires au sein de chaque nervure. Au-dessus des appuis intermédiaires, on prévoit en général de traction traditionnelle.

Ce type de plancher mixte est principalement mis en œuvre dans des structures en acier, mais il peut aussi être combiné à une structure en béton ou à une maçonnerie (surtout en cas de rénovation).

Les planchers mixtes en acier-béton offrent une série d'avantages par rapport aux systèmes classiques (tels les hourdis et le béton coulé), et ce principalement lors de l'exécution. Ainsi par exemple, comme les tôles sont livrées en lots sur le chantier, elles prennent moins de place lors du stockage. De plus, elles peuvent être mises en place manuellement en raison de leur faible poids. Si elles tolèrent une circulation pédestre durant la phase de mise en œuvre, il est en outre possible de préparer plusieurs étages en même temps (sans étayage) avant de procéder au coulage du béton. Cette méthode de travail permet d'atteindre une plus grande flexibilité dans la planification et de réduire les délais d'exécution.

A. Quelques planchers métalliques

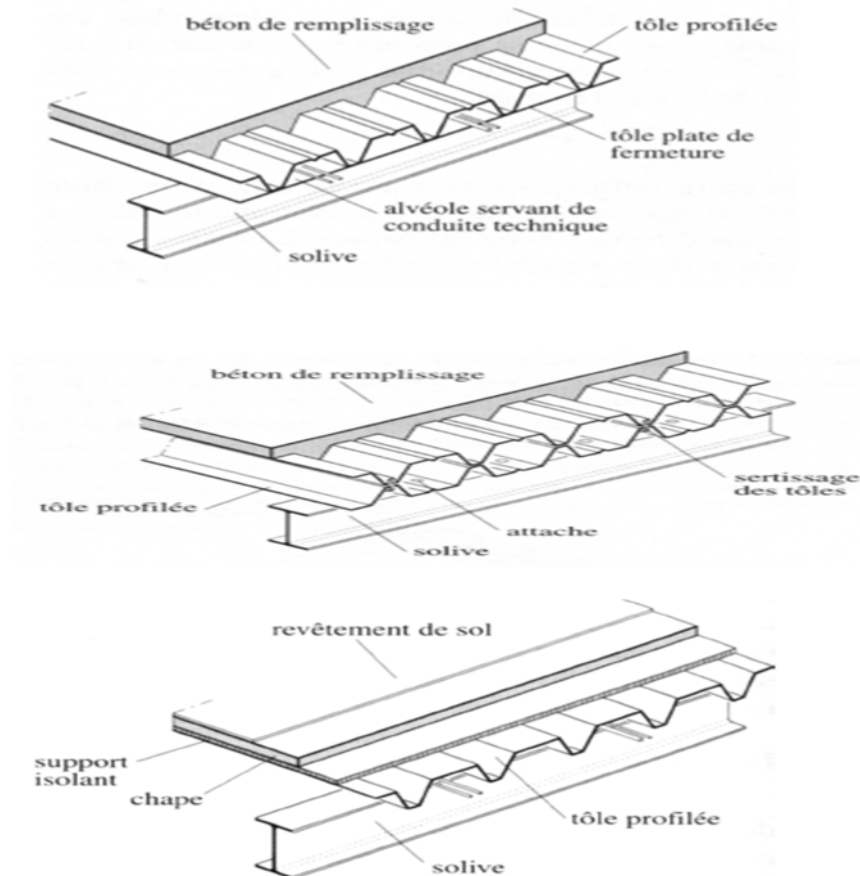


Figure 2.1 : différents types de planchers métalliques

1 . Les dalles mixtes :

Différentes dalles mixtes peuvent être utilisées en combinaison avec une poutre en acier.

Il s'agit :

_ soit d'une dalle coulée in situ sur un platelage (tôles profilées en acier formées à froid) servant de coffrage permanent pour la dalle en béton; lorsque les nervures du platelage sont telles que représentées à la figure 8, c'est-à-dire lorsqu'elles permettent de transmettre les efforts longitudinaux entre la tôle profilée en acier et le béton, la dalle finale agit comme une dalle mixte dans le sens des nervures du platelage

_ soit d'une dalle composée d'éléments préfabriqués en béton (prédalles ou hourdis) et de béton coulé sur chantier.

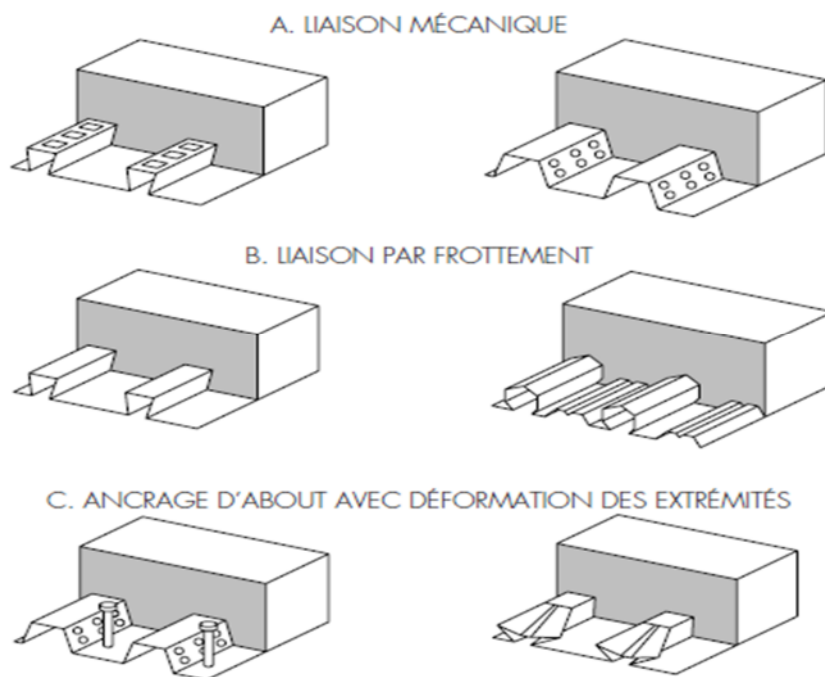


Figure 2.2 : Exemples de dalles mixtes avec tôles profilées collaborantes.

1.1 Systèmes de dalle pour plancher :

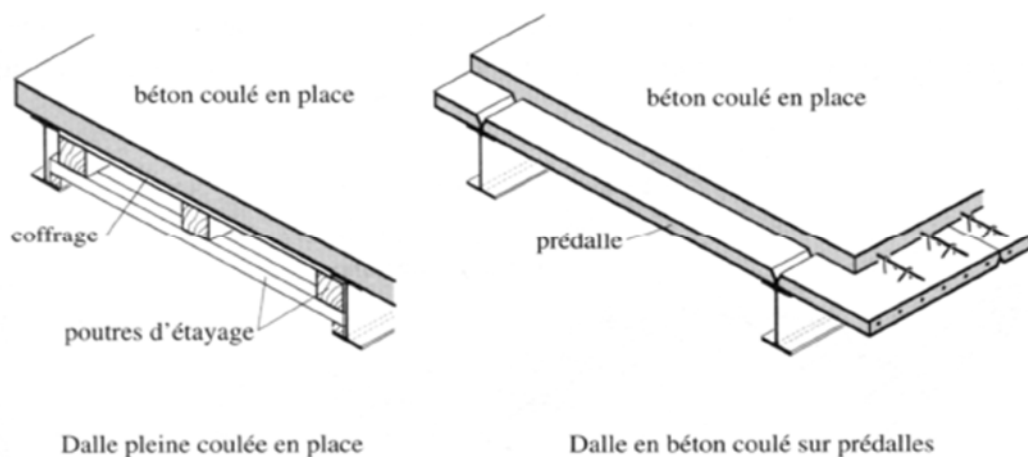


Figure 2.3 : Dalles de plancher en béton armé

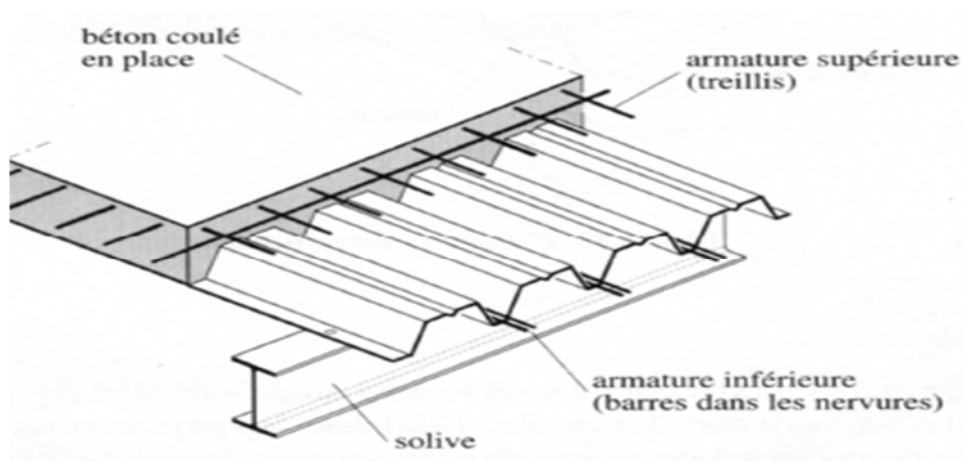


Figure 2.4 : Dalle sur coffrage perdu en tôle profilée

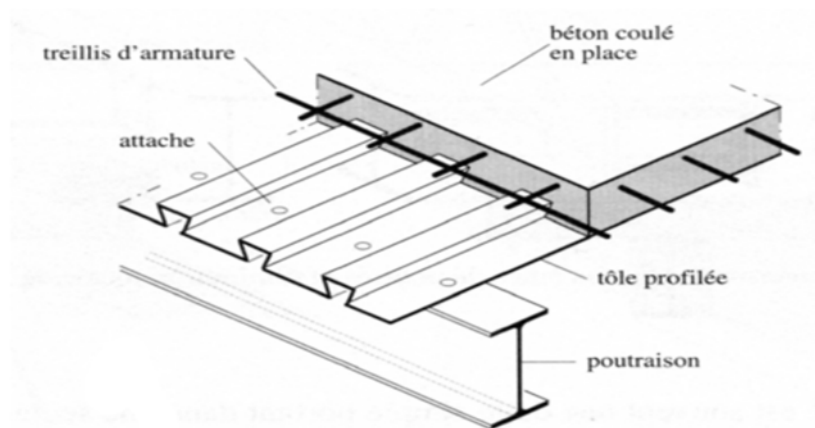


Figure 2.5 : Dalle mixte avec tôle profilée

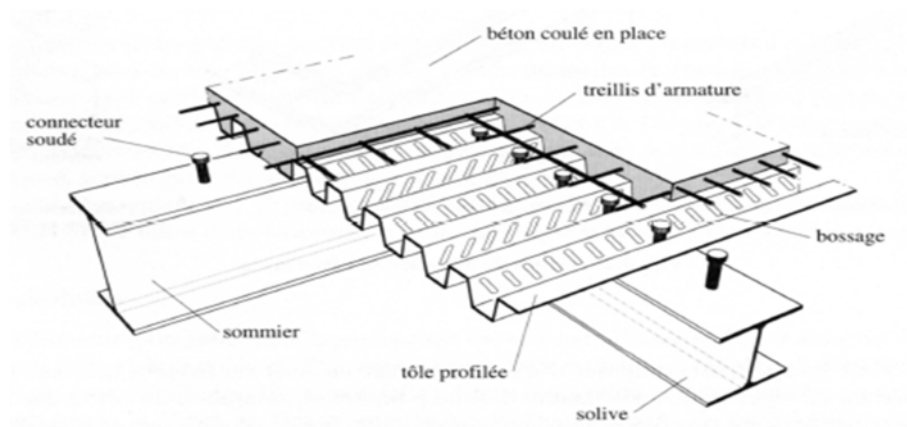


Figure 2.6 : Dalle mixte avec connecteurs acier-béton

2. les poutres mixtes :

Les poutres mixtes peuvent être de la forme illustrée à la figure 7 (page suivante). Il s'agit en général d'un profilé en acier liaisonné avec une dalle de béton. Cette dalle peut être coulée sur un coffrage non permanent (cas A) ou sur un coffrage permanent, comme par exemple une tôle profilée en acier (cas B) ou une série de prédalles (cas C).

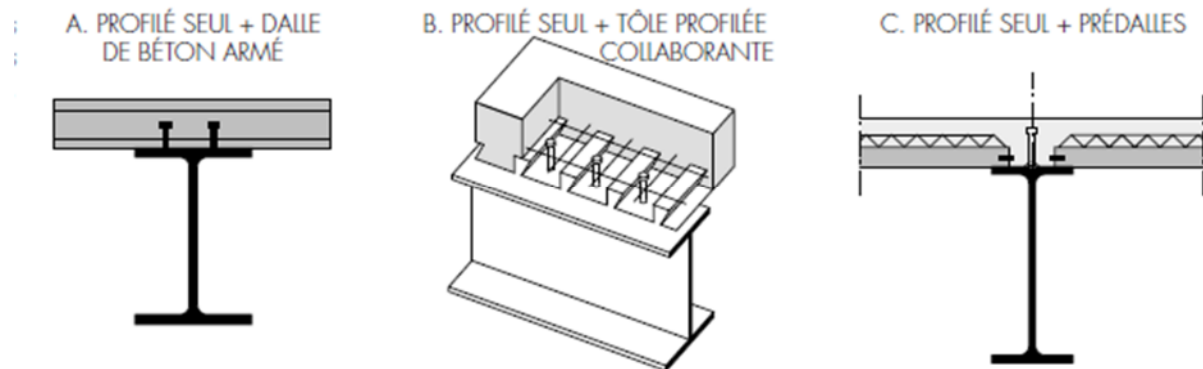


Figure 2. 7 : Exemples de poutres mixtes.

Bien évidemment, le type de profilé en acier peut varier suivant le type d'application (il peut, par exemple, être tubulaire). Un enrobage partiel du profilé en acier procure une augmentation de la résistance au feu et au flambement.

Des connecteurs placés à l'interface entre le profilé et la dalle de béton (ou parfois soudés sur la tôle profilée, comme dans le cas B à la figure 7) assurent une reprise des efforts de cisaillement longitudinaux, ce qui permet d'obtenir une section mixte dont les différentes composantes travaillent ensemble en flexion.

La connexion peut être totale ou partielle selon le type de connecteurs (goujons, cornières, ...) et leur nombre.

Dans certains cas (passage de conduites, canalisations, ...), des ouvertures sont pratiquées dans l'âme du profilé en acier. entre 0,75 et 2 mm. Bien sûr, d'autres dimensions peuvent être utilisées en fonction du projet.

Néanmoins, l'application de l'Eurocode 4 au dimensionnement de telles structures est soumise à certaines exigences minimales relatives aux dimensions des matériaux constitutifs des éléments mixtes (par exemple, la hauteur totale de la dalle ne peut être inférieure à 80 mm). Les portées classiques se situent entre 2 et 6 m.

En résumé, **les avantages** potentiels des éléments structuraux mixtes sont :

• Pour les dalles mixtes :

- _ Un gain sur le poids total de la structure
- _ Une rigidité flexionnelle plus importante (flèches plus faibles)
- _ Une amélioration de la résistance au feu des poutres, surtout si leur semelle est enrobée de béton ou se trouve dans l'épaisseur de la dalle
- _ Une réduction de la hauteur du plancher structurel et, donc, une augmentation de la hauteur utile de chaque étage

• Pour les poutres mixtes :

- _ Une amélioration de la résistance au feu, surtout si la semelle des poutres est enrobée de béton ou se trouve dans l'épaisseur de la dalle
- _ Une résistance améliorée vis-à-vis de l'instabilité locale (voilement de la semelle du profilé)
- _ Une rigidité flexionnelle plus importante (flèches plus faibles)

3 . Epaisseur brute des planchers :

Epaisseurs h courantes : de 10 à 16 cm (nervures comprises mais hors revêtements de sols et plafonds). L'épaisseur minimale est la hauteur du coffrage plus 5 cm (ou davantage pour respecter un degré Coupe-feu). L'épaisseur maximale donnée dans les Avis Techniques correspond généralement à 15 cm de béton au-dessus du profil.

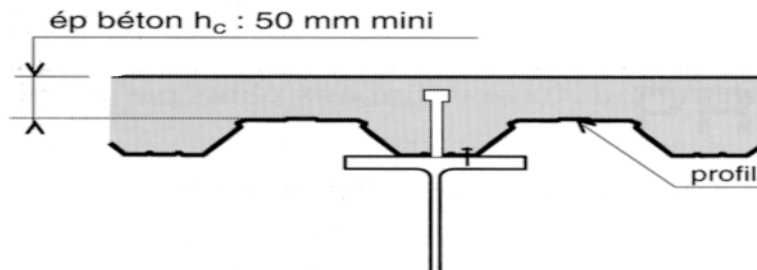


Figure 2.8 : Epaisseur brute des planchers

4 .Domaine d'emploi :

Les avis Techniques de procédés définissent le domaine d'emploi des produits. Il s'agit communément «des étages courants et terrasses des bâtiments d'habitation, des bureaux, des bâtiments industriels etc.». La sous face brute présente l'aspect (galvanisé ou pré laqué) du métal et révèle les nervures du profil de coffrage utilisé.

Elle peut recevoir une projection pour une protection complémentaire en cas d'incendie, un badigeon anticorrosion ou tout plafond rapporté technique ou décoratif. La surface peut recevoir tous les sols usuels ou tous complexes d'isolation et d'étanchéité.

5 . Les planchers mixtes acier - béton armé :

Comme leurs nom en témoigne bien ce sont des plancher constitués par deux matériaux l'acier et le béton. Ils allient en même temps les avantages des deux matériaux. Ce type de planchers se rencontre fréquemment dans les constructions métalliques à usages divers : habitations, bureaux, hôpitaux, etc.

5.1. Conception d'un plancher mixte :

Examinons maintenant comment est constitué un plancher mixte. La dalle en béton sert principalement de plate forme de circulation transmettant les charges et surcharges aux éléments porteurs métalliques. Elle peut être constituée par un ensemble de pré-dalles juxtaposées et recouvertes par un revêtement . Dans d'autres cas la dalle est coulée sur place sur un bac en acier galvanisé.

Les éléments porteurs métalliques se composent des :

- i. Solives : profilés métalliques régulièrement espacées (1mètre à 2m au maximum) dont la section est en général de type IPE ou IPN et s'appuyant sur les poutres porteuses.

ii. *Poutres porteuses: Peuvent être à âme pleine ou à treillis. Ces poutres sont souvent désignées par l'appellation sommiers car recevant les solives et par voie de conséquence les charges et surcharges supportées par ces dernières. Les poutres porteuses s'appuient sur les poteaux métalliques en HEA HEB HEM ou simplement en IPE.*

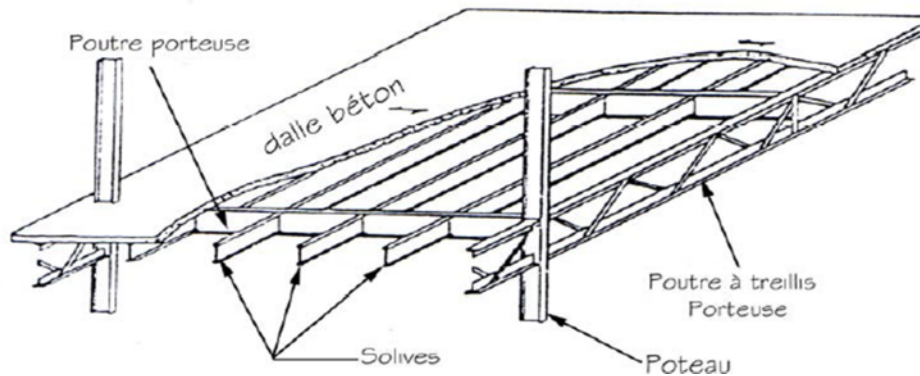


Figure 2.9 : Constitution d'un plancher mixte acier-dalle en béton.

5.2. Notion de plancher collaborant :

Les solives ainsi que les poutres porteuses sont essentiellement sollicitées en flexion simple avec cisaillement. Ceci veut dire que pour une section (solive poutre dalle en béton) donnée les fibres inférieures sont tendues tandis que les fibres supérieures comprimées.

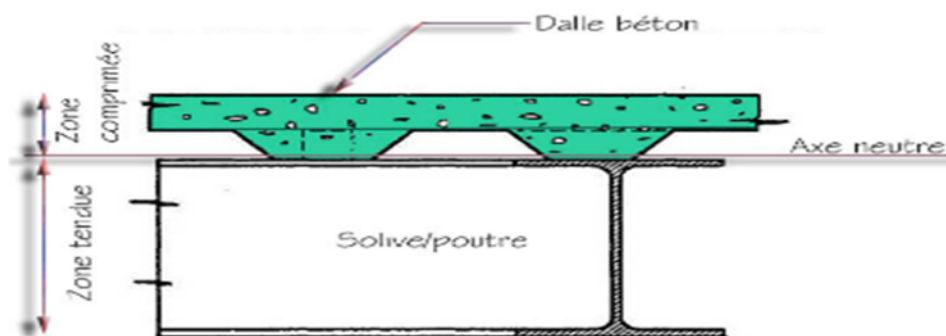


Figure 2.10 : Principe de fonctionnement d'une dalle mixte acier-béton.

Or on sait que les éléments en acier résistent bien à la traction et mal à la compression (phénomènes d'instabilité par flambement, déversement), tandis que le béton lui résiste très bien à la compression et très mal à la traction.

Ainsi dans les sections mixtes la dalle en béton sera chargée de reprendre les efforts de compression tandis que la poutre métallique reprendra les effets de la traction et on parlera dans ce cas de plancher collaborant. Ceci confère en fait un rendement optimal à ce type de sections et une économie sans égale.

Remarque :

Afin d'assurer un fonctionnement conjoint de la poutre métallique et de la dalle en béton (plancher collaborant), on doit s'assurer que la liaison entre les deux éléments soit toujours assurée. Ceci est réalisé en pratique au moyen de dispositifs spécifiques que l'on décrira plus loin dans ce cours.

Quelque fois pour des raisons de simplification de la mise en œuvre, on laisse la dalle et la poutre métallique travailler indépendamment et on parle alors de plancher non collaborant. Il faut signaler que cette variante bien que techniquement acceptable demeure non économique. Sur le tableau suivant on compare les deux solutions plancher collaborant et non collaborant pour un espace parkings.

Solive Epaisseur dalle Observation Variante plancher IPE 180 8 cm Gain de 39.4 % en acier collaborant Gain de 50 % en béton Variante plancher IPE220 12 cm non collaborant

	Solive	Epaisseur dalle	Observation
Variante plancher collaborant	IPE 180	8 cm	Gain de 39.4 % en acier Gain de 50 % en béton
Variante plancher non collaborant	IPE220	12 cm	

Tableau 2.1 : tableau comparatif (plancher collaborant et non collaborant).

6 . Les différentes variantes de planchers mixtes :

Nous examinons dans ce qui suit quelques unes des conceptions de planchers mixtes les plus utilisées. Nous ferons en plus une distinction entre plancher mixte collaborant et non collaborant bien que ce dernier ne possède réellement aucun intérêt économique. **6.1.**

Plancher mixte non collaborant avec pré dalles en béton armé :

Bien que ne présentant aucun avantage ni de la résistance ni de l'économie cette conception peut toutefois se retrouver dans les planchers à faible surcharges. Elle consiste voir fig. 2.11 en une série de pré dalles en béton armé d'une portée variable de 3.5 m à 5 mètres pour une largeur standard d'environ 70 cm à 80 cm. Ces pré dalles sont posées sur les solives et sont rendues solidaires de ces dernières par des points de soudures. Une fois les prédalles posées on procèdera à la mise en place des revêtements pour obtenir un plancher fini.

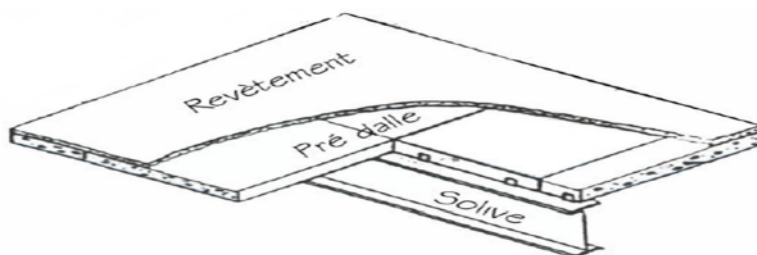


Figure 2.11 : Plancher non collaborant mixte à pré dalles.

6.2. Plancher mixte collaborant avec dalles en béton armé coulées sur place :

Comme son nom l'indique bien c'est un plancher collaborant : c'est-à-dire que la dalle en béton armé est rendue solidaire de la poutre en acier au moyen de dispositions spéciales assurant une parfaite connexion des deux éléments.

Dans ce cas précis, la connexion est assurée par un ensemble de goujons ou encore de connecteurs en aciers régulièrement espacés et s'opposant à la force de glissement qui tend à séparer les deux éléments. La dalle en béton est quant à elle coulée sur place à l'aide d'un coffrage traditionnel ce qui rend cette conception assez lourde avec des délais de mise en place du coffrage puis du ferrailage et enfin le coulage assez importants sans compter le temps du décoffrage. La figure suivante donne une schématisation d'une pareille conception.

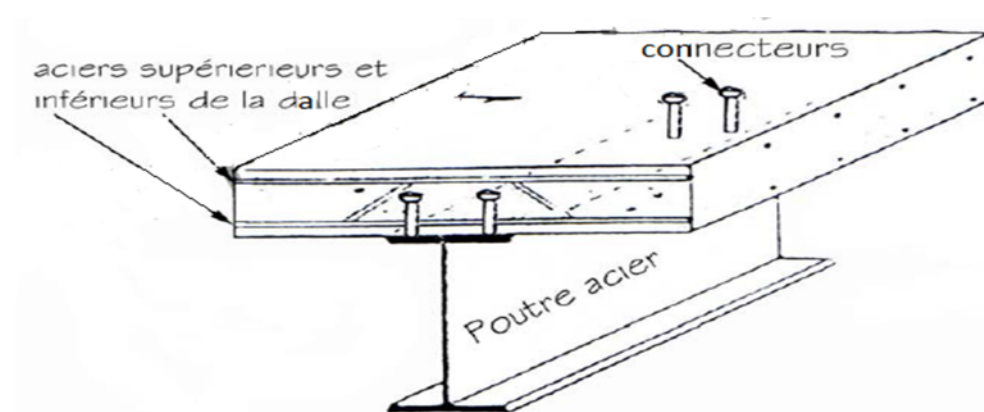


Figure 2.12 : Plancher mixte collaborant avec dalles en béton armé coulées

Sous l'effet des charges et surcharges, la dalle est soumise à des effets de flexion dans le plan perpendiculaire de la poutre acier, ce qui impose la mise en place d'aciers en double nappe supérieure et inférieure afin de reprendre les moments positifs et négatifs. L'épaisseur de la dalle e_p varie en fonction de l'espacement "d" entre deux solives et on a pour habitude de retenir la relation suivante :

$$\frac{1}{12} \leq \frac{e_p}{d} \leq \frac{1}{10}$$

6.3. Plancher mixte collaborant avec dalles en béton armé sur coffrage perdu :

Dans un souci de simplifier la mise en œuvre des planchers mixtes des bacs en acier inoxydable et servant de coffrage perdu on a vu le jour. Plusieurs variantes existent chez nous en Algérie on citera les bacs TN 40, TR 35 et même TR 55. Aussi il faut rappeler que l'introduction des coffrages perdus en bacs d'acier dans la conception des planchers mixtes a permis d'éliminer la nappe d'aciers inférieure : c'est la section du bac qui sera chargée de reprendre les tractions dues

à la flexion Seule une nappe de treillis soudés en face supérieure persistera et sera chargée de reprendre les moments négatifs sur appuis. La figure suivante donne les détails relatifs à une telle conception.

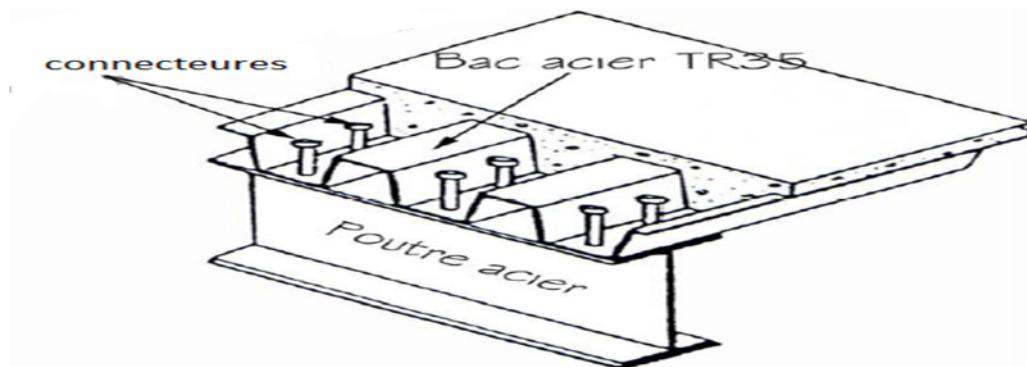


Figure 2.13 : Plancher mixte collaborant avec dalles en béton armé sur coffrage perdu.

6.4. Plancher mixte collaborant avec dalles en béton armé sur Bacs en aciers Hi Bond :

En voulant toujours améliorer les conceptions existantes tout en les simplifiant, une nouvelle famille de bacs en acier a vu le jour il s'agit des bacs en acier Hi Bond (en anglais High bond = forte adhérence).

En effet dans les planchers mixtes utilisant ce type de bac nous n'avons plus besoin de disposer ni de nappe inférieure d'acier ni même de connecteurs. La connexion de la dalle est assurée par des callosités (sorte de boursouffure locale de la tôle) régulièrement espacées.

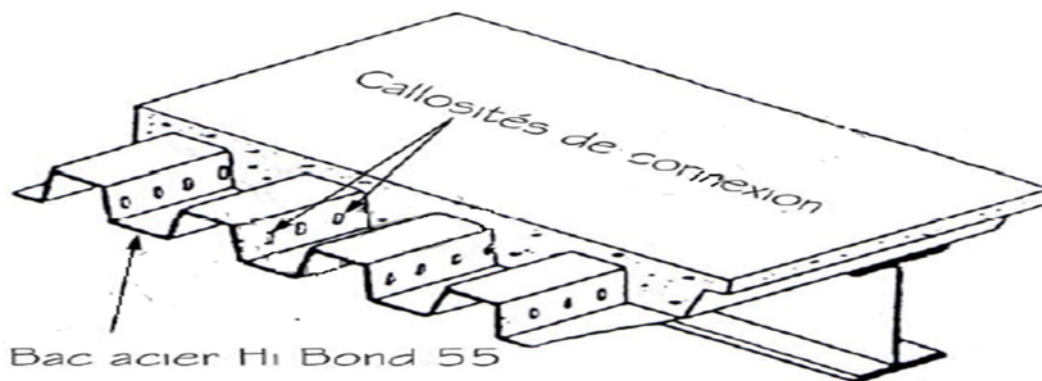


Figure 2.14 : Plancher mixte collaborant avec dalles en béton armé sur Bacs en aciers Hi Bond.

Il faut noter que ce type de conception offre de grands avantages tant sur le plan de la rapidité d'exécution que sur le plan de la stabilité et de la résistance. Seul inconvénient les bacs Hi Bond sont plus chers que les bacs en acier classiques.

7. Raisons d'utiliser des structures mixtes :

Tout dimensionnement doit non seulement prendre en compte l'optimisation de la résistance aux charges, de la raideur et de la ductilité mais également les aspects architecturaux, économiques, de fabrication et d'utilisation des poutres, dalles et poteaux.

7.1 Aspects architecturaux :

Les structures mixtes permettent de nombreuses variations architecturales pour combiner les différents types d'éléments mixtes.

En plus de réduire les dimensions des poutres, la construction mixte permet

- Des portées plus importantes.
- Des dalles plus minces
- Des poteaux plus élancés et offre une grande flexibilité et de nombreuses possibilités lors de la conception.

7.2 Aspects économiques :

L'intérêt économique des structures mixtes provient de dimensions plus réduites (la rigidité plus élevée entraîne des flèches plus faibles, des portées plus grandes et des hauteurs totales plus faibles) et d'une construction plus rapide.

Les rapports portée sur hauteur ($l/h=35$) des poutres sont faibles et peuvent présenter plusieurs avantages:

- La réduction des hauteurs permet de réduire la hauteur totale du bâtiment et permet dès lors une diminution de la surface de couverture
- Les portées plus grandes pour des hauteurs identiques (par rapport aux autres méthodes de construction) permettent de libérer des poteaux les pièces qui offrent alors plus de flexibilité. Pour une même hauteur totale de bâtiment, celui-ci peut présenter plus d'étages.
- économie de coûts suite à la réalisation plus rapide du bâtiment
- coûts de financement plus faibles
- prêt à l'emploi plus rapidement et donc revenu d'utilisation plus élevé

7.3 Fonctionnalité :

Les structures métalliques traditionnelles présentent des systèmes de protection au feu rapportés qui permettent d'isoler l'acier de la chaleur due à l'incendie. Les structures métalliques et mixtes actuelles peuvent présenter une résistance au feu en utilisant les principes des constructions en béton armé dans lesquelles le béton protège l'acier grâce à sa masse élevée et sa conductivité thermique relativement faible.

Tout comme les planchers mixtes qui peuvent résister au feu, les poutres mixtes peuvent également être utilisées sans protection des semelles mais avec un enrobage de béton armé entre les semelles. Ce béton ne sert pas uniquement à maintenir des températures relativement basses dans la semelle supérieure et dans l'âme mais également à apporter de la résistance flexionnelle compensant la perte de résistance de la semelle inférieure portée à haute Température.

7.4 Equipements et utilisation flexible du bâtiment :

Les structures mixtes s'adaptent aisément aux modifications susceptibles de se produire durant la vie d'un bâtiment. Cela est particulièrement le cas lorsque la dalle est en présence de structures en portiques. Il est alors toujours possible de créer une nouvelle cage d'escalier entre deux planchers en ajoutant simplement les poutres de renvoi nécessaires.

Les évolutions récentes dans les technologies informatiques, de communication et d'information ont montré l'importance d'être capable de modifier rapidement l'organisation des équipements d'un bâtiment. De plus, dans les bâtiments commerciaux ou en copropriété, il doit être possible de modifier les équipements sans occasionner d'inconvénient aux autres occupants. Pour résoudre ces problèmes, les ingénieurs doivent choisir entre plusieurs solutions. Il y a généralement trois manières d'installer les équipements:

- Dans les faux plafonds
- Dans un faux-plancher
- Des caissons situés le long des murs

L'espace entre la retombée et la semelle inférieure d'une poutre mixte constitue une zone idéale dans laquelle les équipements peuvent être installés.

7.5 Assemblage :

Les planchers mixtes sont maintenant la solution privilégiée pour une grande variété de structures car ils offrent aux concepteurs et aux clients les avantages suivants:

• Plate-forme de travail :

Avant le bétonnage, la tôle profilée constitue une plate-forme de travail sûre et qui permet d'accélérer le processus de construction d'autres éléments.

• Coffrage permanent :

La tôle profilée porte de poutre à poutre et sert de coffrage permanent au béton tel que généralement des étais provisoires ne sont pas nécessaires. La tôle profilée est également une barrière efficace à la vapeur.

La retombée de la poutre reste propre après le bétonnage et l'utilisation de tôles peintes peut donner un bon aspect au plafond mais la peinture peut causer des difficultés en cas de soudage des goujons à travers la tôle.

• Armatures :

La section d'acier du profilé métallique est généralement suffisante pour résister au moment de flexion positif. Des armatures supplémentaires peuvent être présentes dans la dalle pour résister au retrait, aux mouvements dus à la température ou afin d'assurer une continuité aux appuis (moment négatifs). L'action mixte est obtenue grâce à la forme du profil ou à l'aide de moyens mécaniques tel que des indentations ou un bossage de la tôle profilée.

• Vitesse et simplicité de construction :

Les tôles profilées combinant une rigidité élevée et un faible poids rendent aisé le transport et le stockage du matériel sur chantier. Un camion est souvent capable de transporter jusqu'à 1500m² de plancher. Une équipe de quatre hommes peut installer 400m² de plancher par jour.

Les panneaux sont légers et sont des éléments préfabriqués qui peuvent être aisément transportés et installés par deux ou trois hommes.

Produits à la qualité contrôlée: Les éléments métalliques des structures mixtes sont fabriqués et contrôlés en usine. Cela permet l'établissement de procédures de qualités strictes qui diminuent l'incertitude liée au travail sur chantier. Le résultat en est une précision de construction plus élevée.

Conclusions :

La construction mixte est populaire pour les bâtiments et les ponts à causes des aspects suivants:

- Economie
- Architecture
- Fonctionnalité
- Équipements et utilisation flexible du bâtiment
- Assemblage

Cependant, l'utilisation de la construction mixte devrait se renforcer pour prendre une place importante à côté de la construction métallique traditionnelle à l'aide des Eurocodes, des documents d'application nationale, comme supports additionnels.

De nombreuses recherches partout en Europe ont amélioré les systèmes existants de construction mixte et ont mené au développement de nouvelles technologies comme les planchers slim-floor avec des assemblages semi-continus aux poteaux, des nouveaux profilés métalliques ou des systèmes minimisant les temps d'érection et d'assemblage.

Chapitre 03 :

Les constructions mixte et
non mixte et leurs
différences constructives

INTRODUCTION

Les structures de planchers sont composées de poutres et de dalles. Les poutres sont assemblées sur des poteaux positionnés en vue d'une utilisation optimale de l'espace, la réalisation d'espaces libres de tout poteau est devenue une exigence importante. De nombreux systèmes de poutres de grande longueur ont été développés, avec des portées atteignant 18 m, ce qui évite l'utilisation de poteaux intermédiaires.

Outre la fonction consistant à supporter les surcharges, les planchers agissent souvent comme des diaphragmes horizontaux, assurant la transmission des efforts horizontaux vers les contreventements verticaux ou les noyaux. Les composants des planchers (dalle de plancher, tôles profilées et poutres) doivent également assurer la résistance incendie exigée.

Des équipements techniques peuvent être intégrés dans la zone structurale ou suspendus sous le plancher. Les planchers peuvent recevoir soit une finition appliquée directement sur la dalle, une chape ou un plancher surélevé permettant l'installation des équipements électriques et de communication.

Parmi ces systèmes de planchers on décrit :

- Poutres mixtes et dalles mixtes.
- Poutres non mixtes avec dalles en béton préfabriquées.

1. Poutres mixtes et dalles mixtes utilisées avec des tôles profilées en acier :



Figure 3.1 : Poutre de rive dans une construction mixte.

1.1 Description :

Le plancher mixte est constitué de poutres en acier à profil en I ou en H munies de connecteurs soudés sur la semelle supérieure pour permettre à la poutre de collaborer avec la dalle en béton du plancher mixte coulée au chantier.

La dalle en béton et la poutre en acier collaborent pour augmenter la rigidité et la résistance en flexion du plancher construit.

Les dalles mixtes sont positionnées entre des poutres secondaires, qui peuvent à leur tour être supportées par des poutres principales. Les poutres principales et secondaires sont conçues comme mixtes. Les poutres de rive peuvent être non mixtes, bien qu'éventuellement munies de connecteurs pour des raisons d'intégrité structurale et de transmission des charges de vent.

La dalle de plancher est constituée de tôles profilées peu profondes et d'une dalle de compression en béton, collaborant ensemble. Un treillis d'armature est placé dans la dalle pour améliorer sa résistance incendie, répartir les charges locales, jouer le rôle d'armature transversale autour des connecteurs et pour limiter la fissuration de la dalle.

Les tôles profilées sont normalement dimensionnées en configuration non étayée.

Elles supportent le poids du béton frais ainsi que les charges de construction en tant qu'élément continu sur au moins deux travées.

La dalle mixte est normalement calculée comme simplement appuyée sur les poutres.

1.2 Gamme de portées habituelles de poutres :

Poutres secondaires : portée de 6 à 15 m avec un espacement habituel de 2,5 m à 4 m. Poutres principales : portée de 6 à 12 m.

1.3 Aspects importants concernant la conception du plancher :

Les poutres secondaires doivent normalement être positionnées de sorte à éviter l'étayage des tôles profilées en cours de construction. En général, on préfère utiliser des poutres secondaires de portée plus grande que les poutres principales.

Dans le cas de poutres de faible hauteur les équipements techniques passent sous les poutres et cela a donc des conséquences sur l'épaisseur de plancher totale.

Dans le cas de poutres de plus grande hauteur, on peut ménager des ouvertures dans l'âme de la poutre pour le passage des équipements techniques.

Les poutres de rive peuvent nécessiter une hauteur supérieure à celle des poutres intérieures, en raison de la limitation des flèches dues au poids des parements, particulièrement des vitrages.

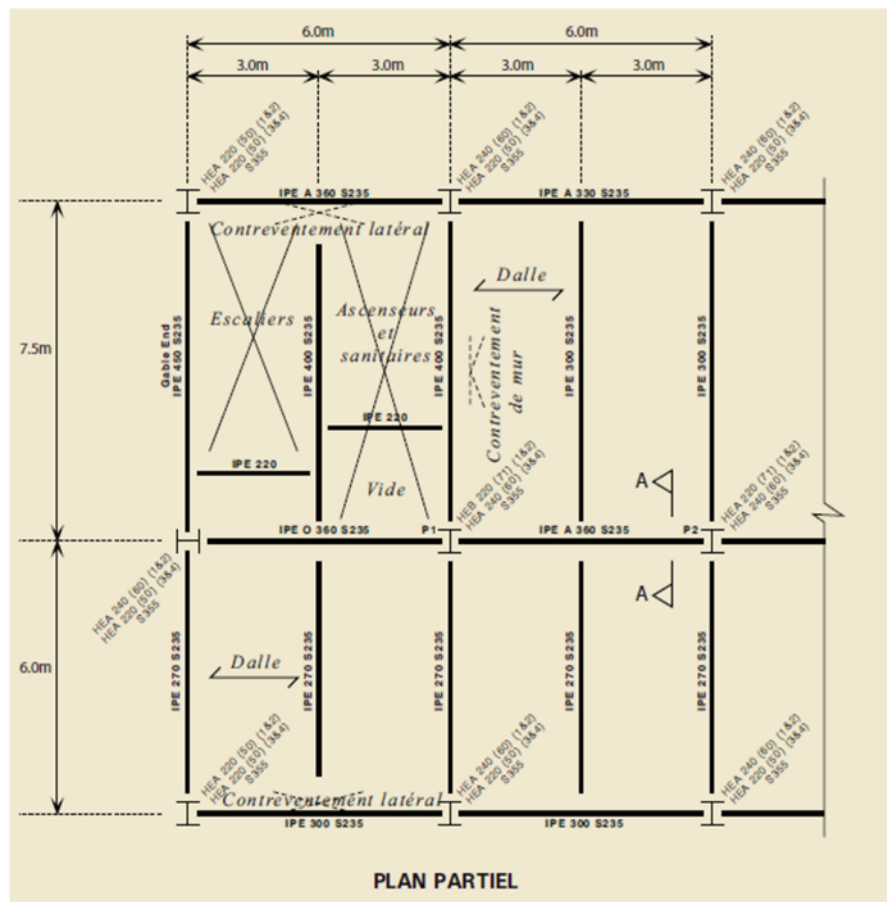


Figure 3.2 : plan partiel

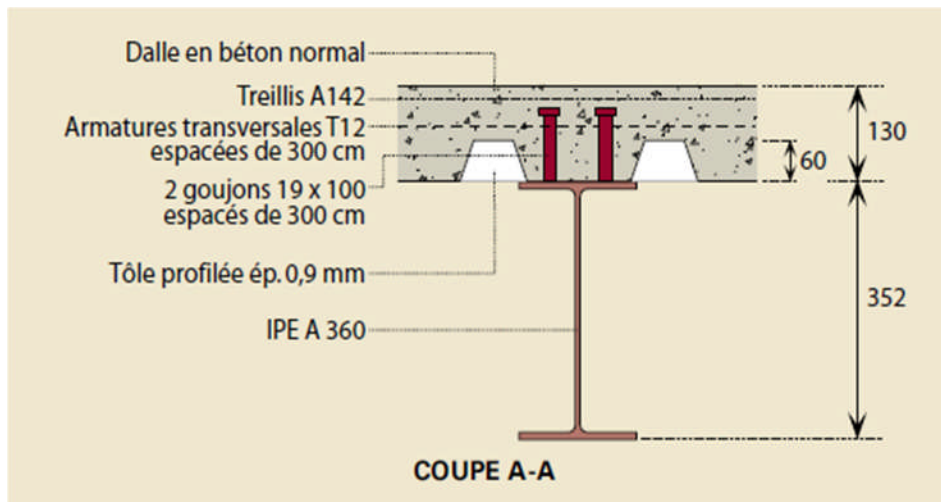


Figure 3.3 : Poutres mixtes typiques exemple de configuration de plancher en acier pour un bâtiment à trame rectangulaire.

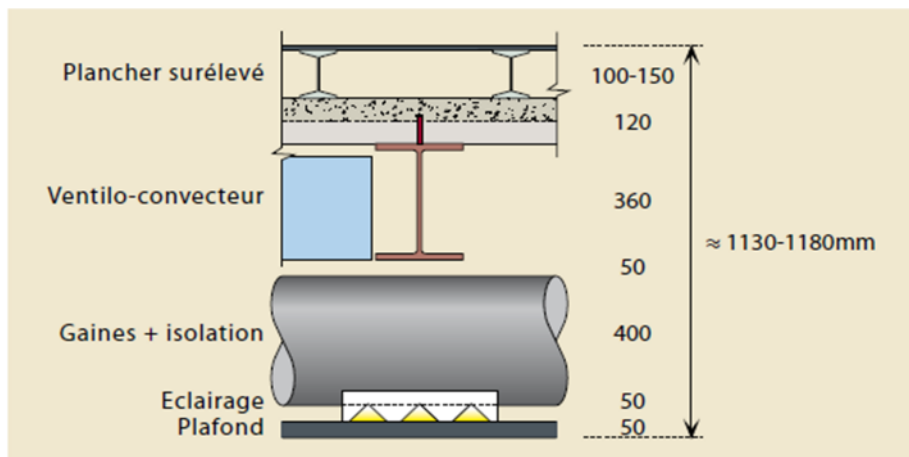


Figure 3.4 : Épaisseur totale de plancher des équipements techniques situés sous le plancher dans une construction mixte.

1.4 Avantages :

- Poutres de hauteur et de poids inférieurs à celles utilisées en construction non mixte, permettant légèreté et économies.
- Grande disponibilité des profilés en acier laminés à chaud.

1.5 Intégration des équipements techniques :

Les unités principales de chauffage et de ventilation peuvent être positionnées dans le grand espace situé entre les poutres, comme dans la Figure 19, en limitant le passage des gaines sous les poutres. On peut faire passer les circulations par des ouvertures locales pratiquées dans l'âme, dont la hauteur est limitée à 60% de la hauteur du profil.

1.6 Avant-projet :

- Prendre pour hypothèse des poutres secondaires de 6 à 15 m de portée et espacées de 3m. Les poutres principales peuvent avoir une portée égale à 2 ou 3 fois l'espacement des poutres secondaires, soit 6 à 9 m.

- Choisir les tôles profilées et la dalle, en utilisant les tableaux de charges ou le logiciel du fabricant. Utiliser des tôles profilées non étayées en cours de construction. S'assurer que l'épaisseur de dalle et l'armature choisies satisfont les exigences de résistance incendie.
- L'orientation des tôles profilées est différente pour les poutres primaires et secondaires. Utiliser des connecteurs espacés de 300 mm (ou selon l'espacement des nervures des tôles) pour les poutres secondaires. Espacer les connecteurs de 150 mm pour les poutres principales.

1.7 Dimensions habituelles de profilés :

Hauteur de poutre (section en acier) $\approx$ portée/24 (poutres secondaires) ou portée/18 (poutres principales) habituellement.

Poutres secondaires : IPE300 pour une portée de 7,5 m et un espacement de 3,75 m. Poutres principales : IPE360 pour une portée de 7,5 m et un espacement de 7,5 m.

1.8 Nuance d'acier :

Poutres secondaires et poutres de rive : en général, acier S235 ou S275.

Poutres principales : acier S355.

1.9 Épaisseur totale de plancher :

Habituellement, l'épaisseur de plancher est de 1000 à 1200 mm pour une trame de 9 m avec un faux plancher de 150 mm et des gaines d'air conditionné positionnées sous les poutres.

1.10 Type de béton :

On peut utiliser du béton de poids normal de masse volumique à sec : 2400 kg/m³, ou du béton léger : 1850 kg/m³. Le béton normal permet une meilleure atténuation acoustique, et il est donc utilisé pour les immeubles résidentiels, les hôpitaux, etc.

Le béton léger convient mieux pour des questions de poids global du bâtiment et pour les fondations, il autorise des portées plus longues, et possède de meilleures propriétés coupe-feu, permettant l'utilisation de dalles plus minces (10 mm de moins que pour le béton normal). Il n'est pas disponible partout en Europe.

1.11 Qualité de béton :

Utiliser la qualité C25/30 au minimum.

Utiliser la qualité C35/45 pour les couches d'usure.

1.12 Protection incendie :

Sur poutres (habituellement) : soit revêtement intumescent (épaisseur de 1,5 mm pour une résistance incendie allant jusqu'à 90 minutes), ou ; par écran (plaques d'épaisseur de 15 à 25 mm pour une résistance incendie allant jusqu'à 90 minutes).

Sur poteaux (habituellement) : plaques de 15 mm d'épaisseur pour une résistance allant jusqu'à 60 minutes, de 25 mm d'épaisseur pour une résistance de 90 minutes.

1.13 Assemblages :

Assemblages simples (articulés) : cornières doubles, platines d'abouts partiels, ou corniers pour les assemblages des poutres secondaires sur les poutres principales.

2 .Poutres non mixtes avec éléments préfabriqués :



Figure 3.5 : Eléments préfabriqués en béton placés sur des poutres non mixte.

2.1 Description :

Les éléments préfabriqués peuvent être supportés par la semelle supérieure des poutres en acier ou par des cornières. Ces cornières sont soudées ou boulonnées sur l'âme de la poutre avec une aile saillante de longueur suffisante pour assurer un appui correct de l'élément préfabriqué et pour faciliter la mise en place des éléments.

Les éléments peuvent comporter une chape (qui peut être porteuse), ou un plancher surélevé. Les éléments préfabriqués peuvent être des dalles alvéolaires ou des dalles pleines d'une épaisseur de 75 mm à 100 mm.

2.2 Gamme de portées de poutres habituelles :

Des portées de 6 m à 7.5 m sont courantes à la fois pour et pour les éléments préfabriqués. Toutefois, la portée de la dalle est plus courte lorsqu'on utilise des dalles préfabriquées.

2.3 Aspects importants concernant la conception du plancher :

Les charges exercées pendant la phase de construction (pour les dalles Préfabriqués posées sur un seul côté) doivent être prises en compte.

Un contreventement latéral provisoire est souvent nécessaire afin de réduire la longueur de déversement de la poutre pendant la phase de construction, quand celle-ci est chargée sur un seul côté. Il est préférable d'éviter d'utiliser des poutres chargées d'un seul côté de façon permanente, ou alors de les dimensionner en fonction du moment de torsion appliqué.

2.4 Avantages :

Essentiellement un système de construction "sèche", dans lequel la hauteur de poutre n'est pas critique.

2.5 Intégration des équipements techniques :

Les gaines techniques principales sont situées sous les poutres, avec les équipements techniques de plus grandes dimensions situés entre les poutres.

2.6 Avant-projet :

Utiliser une trame de 6 m ou 7,5 m avec des éléments préfabriqués de 150 mm d'épaisseur pour une portée de 6 m et de 200 mm d'épaisseur pour une portée de 7,5 m.

Choisir les éléments en béton préfabriqués d'après les données du fabricant de sorte à satisfaire les exigences de résistance incendie.

Dimensionner les poutres en acier au moyen d'un logiciel, ou par simple calcul manuel. Prendre en compte les effets de torsion exercés pendant l'installation.

Justifier en phase de construction, et étudier le contreventement provisoire.

2.7 Dimensions habituelles des profilés :

Hauteur de poutre $\approx$ portée/15. Lorsque la semelle supérieure d'une poutre supporte des dalles préfabriquées, la largeur minimum de semelle est de 180 mm pour permettre un appui minimum et un jeu de 30 mm entre les éléments en béton préfabriqués.

La dimension minimum de la poutre est IPE 400 lorsque sa semelle supérieure supporte des dalles préfabriquées.

Lorsqu'on utilise des cornières supports, un jeu de 25 mm est nécessaire entre l'extrémité de l'élément en béton et la semelle de la poutre. Il convient que les cornières débordent d'au moins 50 mm par rapport à la semelle de la poutre.

2.8 Nuance d'acier :

S235 à S460, en fonction du traitement des flèches.

2.9 Epaisseur totale de plancher :

Pour une trame de 7,5 m, l'épaisseur de plancher totale est d'environ 800 mm, plafond suspendu compris.

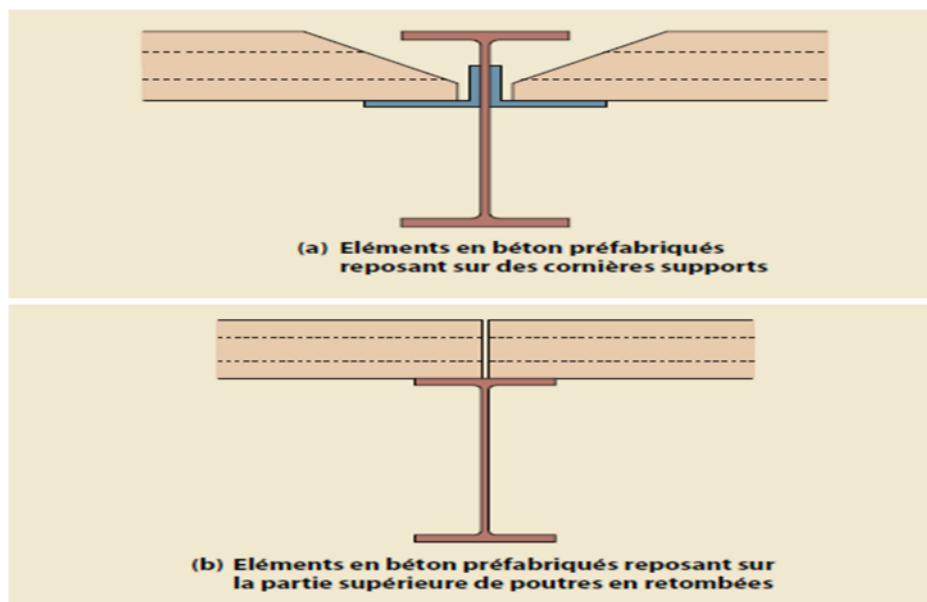


Figure 3.6 : Plancher non mixte réalisé au moyen d'éléments préfabriqués en béton.

2.10 Protection incendie :

La protection incendie peut être assurée par un revêtement projeté, par des plaques de plâtre ou par peinture intumescente appliquée sur les poutres. Les poutres munies de cornières supports peuvent avoir une résistance incendie de 30 minutes si l'on oriente les cornières vers le haut de sorte que la température de l'aile supérieure de la cornière reste relativement moins élevée dans des conditions d'incendie.

2.11 Assemblages :

Des assemblages à platines d'about pleine hauteur (soudées sur les semelles des poutres) sont nécessaires, étant donné que les poutres supportent des charges de torsion pendant la phase de construction.

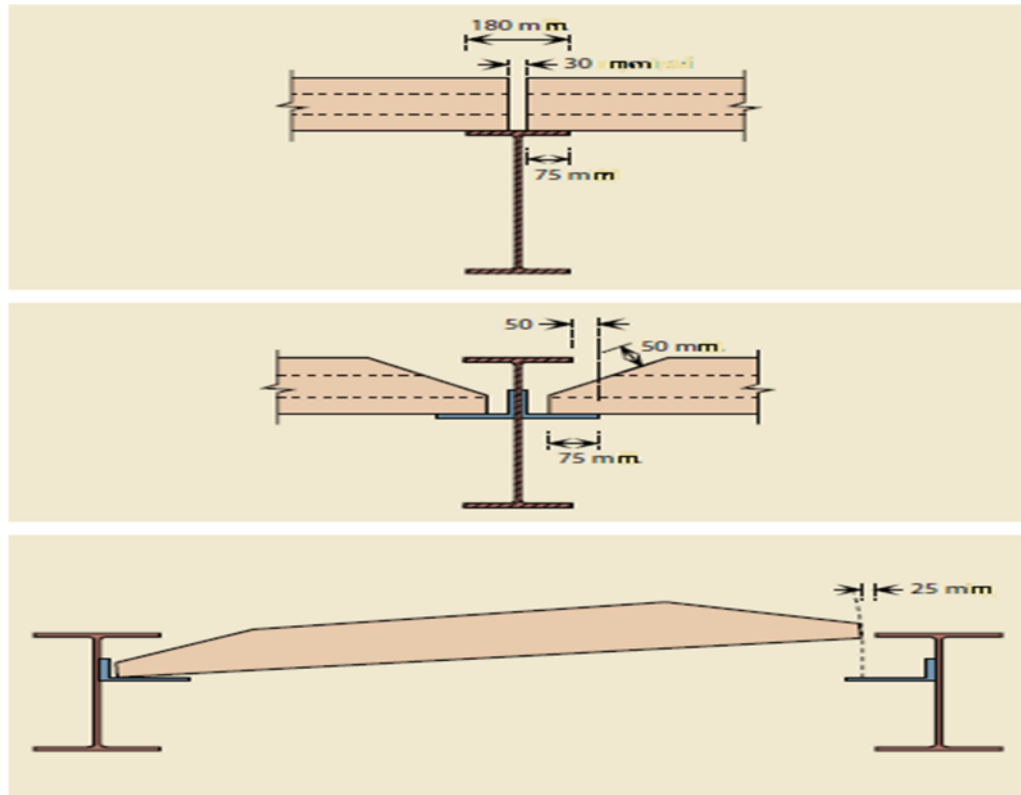


Figure 3.7 : Exigences concernant les appuis et les jeux pour les éléments préfabriqués.

Conclusion :

L'utilisation des connecteurs dans les constructions mixtes, contrairement, à celles non mixtes permet au plancher collaborant de travailler comme une poutre mixte. Ceci se traduit par une importante réduction de l'épaisseur du plancher entraînant, par conséquent, la diminution du poids de l'ensemble des profils métalliques supportant la dalle, de la structure et des fondations du bâtiment en règle générale. L'avantage économique est donc flagrant, aussi bien en termes de matériel que de durée d'exécution.

Chapitre 04 :

Le comportement de la
construction mixte et non
mixte



INTRODUCTION

La particularité d'un élément mixte repose sur l'association mécanique de deux matériaux de natures et de propriétés différentes, l'acier et le béton, par l'intermédiaire d'une connexion située à l'interface des matériaux et qui permet d'accroître à la fois la rigidité et la résistance de l'élément. Les nombreux avantages structuraux qui peuvent être tirés de cette collaboration ont permis l'application à grande échelle de ce type de structures aussi bien dans la catégorie du bâtiment que dans la catégorie des ouvrages d'art. Actuellement, on retrouve de nombreuses applications dans les ponts routiers ferroviaires dans différents planchers utilisés dans la construction métallique.

Les sections mixtes sont composées de deux matériaux liés entre eux pour constituer un élément et résistant ensemble aux efforts les sollicitant. Un comportement monolithique est assuré par une connexion adéquate qui empêche le glissement relatif entre l'acier et le béton. Parmi les éléments les plus couramment utilisés, on distingue :

- Les poteaux mixtes.
- Les dalles mixtes.
- Les poutres mixtes.

1. Caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction mixtes:

1.1 Acier de construction :

L'acier est un matériau constitué essentiellement de fer et d'un peu de carbone qui détermine la nuance d'acier (le pourcentage du carbone est généralement inférieur à 1%). Les caractéristiques mécaniques des aciers couramment employés sont données sur la figure 4.1.

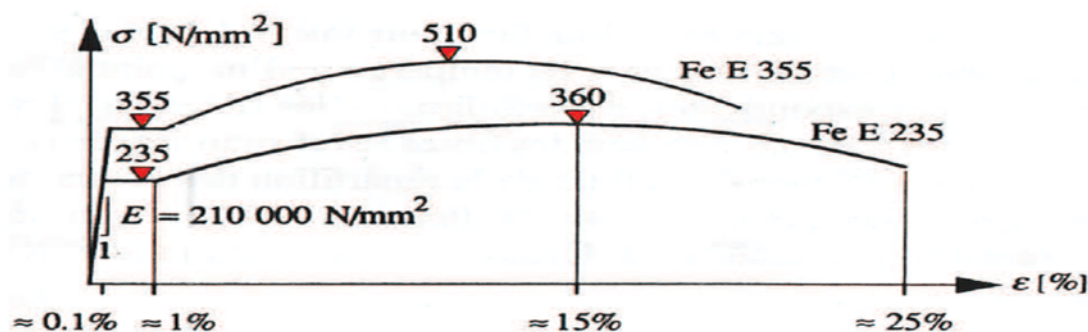


Figure 4.1 : Contraintes déformation spécifiques aciers Fe E235 & Fe E355.

Il existe plusieurs types de classification des aciers basée soit sur leur composition chimique, soit sur leurs caractéristiques mécaniques. La classification couramment utilisée en construction métallique est la nuance d'acier qui est définie par sa limite d'élasticité f_y .

SIA 161 (1989)	Nuance d'acier selon EN (1992)	Limite d'élasticité f_y [N/mm²]	Allongement de rupture ϵ_d [%]	Désignations ou utilisation
Fe E 235	S235	235	26	Acier doux
Fe E 275	S275	275	22	Acier pour profilés creux
Fe E 355	S355	355	22	Acier à haute résistance
Fe E 460	S460	460	17	Acier à grain fin

Tableau 4.1 : Caractéristique des principaux aciers de construction.

1.2 Acier d'armature :

Sont caractérisés par leur limite supérieure d'élasticité f_{ys} correspondant à un allongement de 0.2 %. La figure 1.7 présente les courbes de contraintes-déformations spécifique pour l'acier d'armature S500 et Fe E235 et Fe E355.

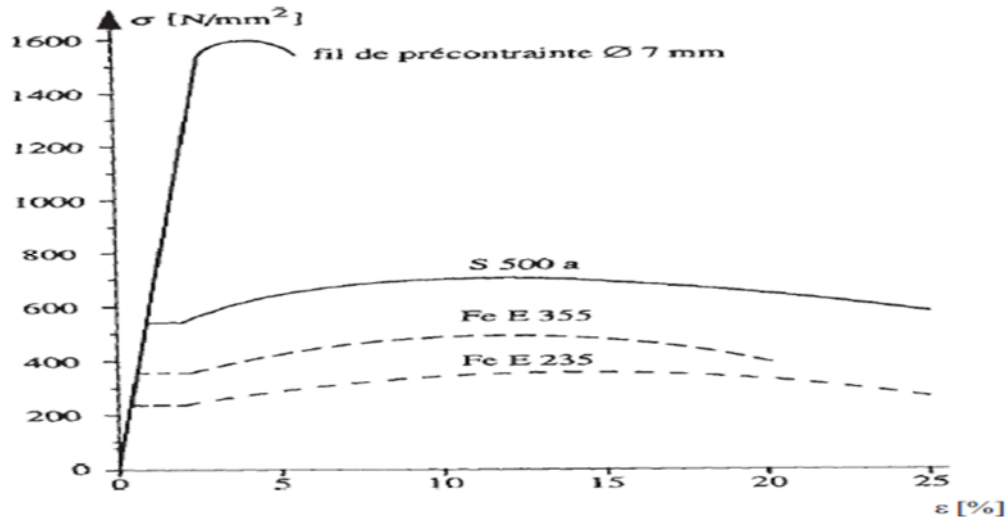


Figure 4.2 : Courbes contraintes-déformation spécifique des aciers.

1.3 Tôle profilée :

Les tôles nervurées ou tôles profilées sont des feuilles en acier laminées à chaud et façonnées à froid pour obtenir des formes très variées. Ces tôles sont généralement galvanisées à chaud pour améliorer leur résistance à la corrosion. Les tôles jouent le rôle de plate forme de travail pendant la construction de l'ouvrage, de coffrage lors de bétonnage de la dalle et comme armature inférieure de la dalle mixte.

1.4 Connecteurs de cisaillement:

Constituent des organes de liaison placés à l'interface entre le profilé métallique et la dalle en béton afin de diminuer ou d'empêcher le glissement relatif des deux matériaux à leur surface de contact ou le soulèvement éventuel de la dalle.

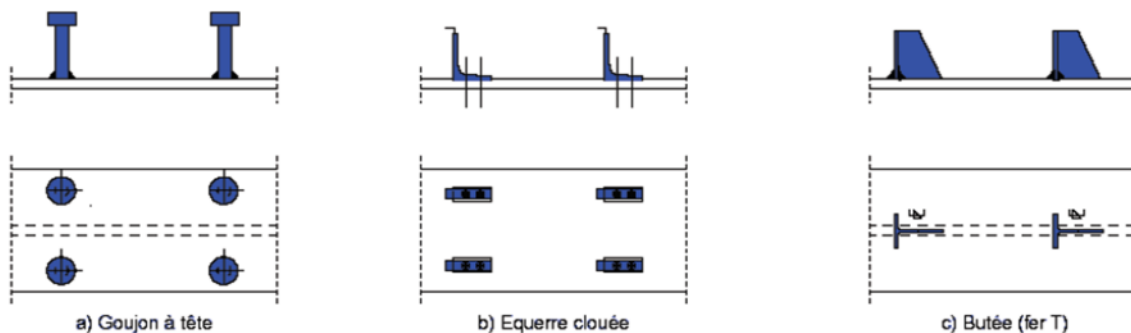


Figure. 4.3 : Exemples de connecteurs

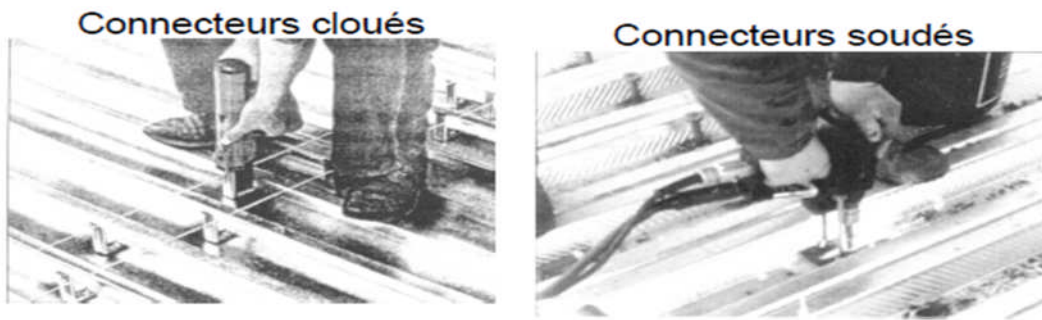


Figure 4.4 : Les différents connecteurs (cloués et soudés).

La figure 4.3 montre quelques exemples de connecteurs, ils sont classés selon leurs mode de comportement : ductiles, semi-ductiles et rigides. Dans certaines modélisations les connecteurs ont même été considérés rigide-plastique parfait.

Les connecteurs ductiles sont les plus utilisés, car ils assurent une bonne redistribution des efforts de cisaillement grâce à leur flexibilité, particulièrement quand une connexion partielle est recherchée.

1.5 Béton :

On s'intéresse uniquement à sa résistance mécanique à la compression qui est définie par f_{c28} . Sa résistance à la traction est négligeable. La figure 1.9 présente le diagramme contrainte-déformation spécifique d'un béton normal ayant une résistance à la compression à 28 jours sur cube de $f_{ck}=30$ MPa

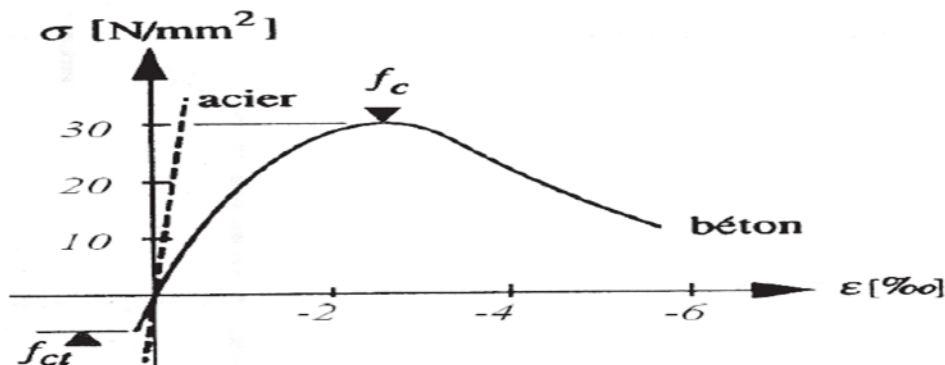


Figure 4.5 : Contrainte-déformation spécifique d'un béton mesuré sur cube.

Il y a lieu de baser le calcul sur une classe de résistance du béton correspondant à une valeur de f_{ck} spécifique le tableau 1.2 indique pour les différentes classe de résistance selon l'EC4 et le règlement Algérien de construction mixtes.

Classe de résistance de béton	C20/25	C25/30	C30/37	C35/45	C40/50	C45/55	C50/60
f_{ck} (compression) [N/mm ²]	20	25	30	35	40	45	50
f_{ctm} (traction) [N/mm ²]	2.2	2.6	2.9	3.2	3.5	3.8	4.1
E_{ctm} (élasticité) [kN/mm ²]	29	30.5	32	33.5	35	36	37

Tableau 4.2 : Caractéristiques mécaniques des bétons.

2. Solution pour un comportement en tant que poutre mixte:

L'utilisation de connecteurs et d'armatures dans le cas de plancher mixte, le profil du plancher collaborant entre en symbiose avec la structure métallique par le biais des connecteurs de fond de nervure. Le plancher devient alors partie intégrante de la structure portante du bâtiment et n'est plus un élément monolithique dont le poids est supporté par les poutres et poteaux sur lesquels il est appuyé.

Il agit comme une couche de compression de la section qui voit alors sa résistance augmenter de façon significative. Dans les calculs, ceci permet de prendre en compte la somme des sections résistantes de la poutre métallique et du plancher.

3. Comportement d'une poutre mixte :

Il est connu que le béton a une bonne résistance à la compression mais une faible résistance à la traction, et l'acier se comporte aussi bien à la compression comme à la traction. L'élancement souvent élevé des éléments métalliques les rend sensibles à des phénomènes d'instabilité locaux dans les zones comprimées (flambement, déversement et voilement).

La flexion d'une poutre composée d'un profilé métallique et d'une dalle en béton sans aucune liaison entre les deux ne procure pas une action mixte, car chaque élément fléchit d'une façon indépendante d'où un glissement entre les deux matériaux.

Dans le cas d'une connexion plus ou moins totale entre les deux matériaux permet une amélioration de la résistance et de la rigidité. Ceci dépend souvent du rapport entre les dimensions du profilé et l'épaisseur de la dalle.

Le comportement des dalles mixtes est différent de celui des autres constructions mixtes apparentées que sont les dalles en béton armé et les poutres mixtes acier-béton. Dans les éléments en béton armé, l'effet mixte est obtenu par la capacité d'adhérence des barres tendues dans le béton, due au profilage spécial de ces barres. Cette capacité, contrôlée par des essais, est telle que la résistance ultime des armatures correspond à leur résistance à la traction et que les dalles peuvent toujours développer leur pleine résistance à la flexion.

Dans les poutres mixtes, la solidarisation est réalisée par les connecteurs fixés à l'aile supérieure du profilé métallique. Cette connexion est dimensionnée de façon que la poutre atteigne sa résistance ultime à la flexion (connexion totale). Si le nombre de connecteurs est inférieur à celui requis pour la connexion totale, la connexion est partielle.

Dans ce cas, la résistance ultime à la flexion dépend essentiellement du nombre de connecteurs, de la forme du diagramme charge - glissement des connecteurs, de la portée de la poutre et du procédé de construction.

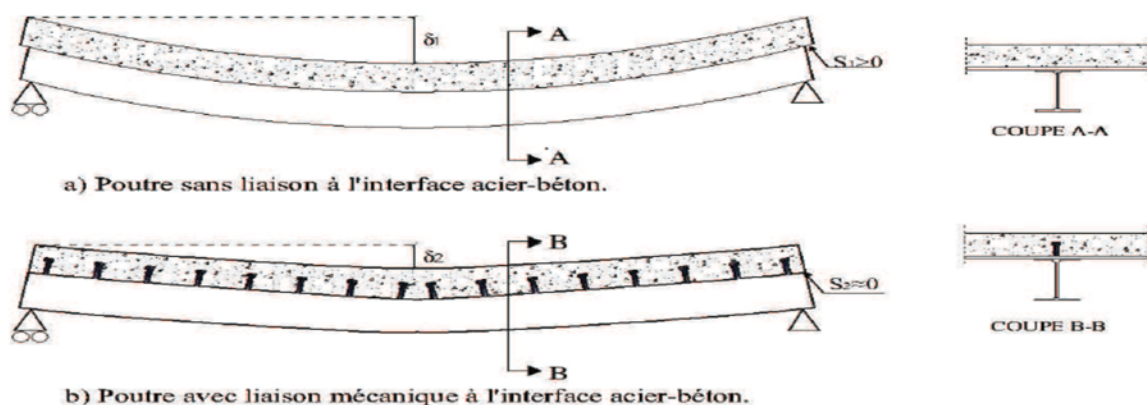


Figure 4.6 : Principe de fonctionnement de poutre mixte et non mixte fléchie.

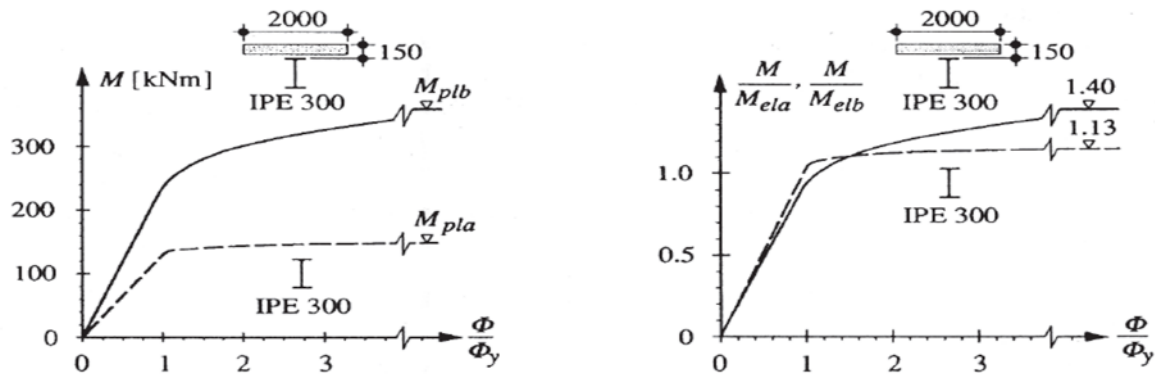


Figure 4.7 : Comparaison entre section mixte et non mixte

Les courbes de la figure 1.5 montrent l'augmentation de la rigidité et la résistance d'une section mixte en travée par rapport à celle de la section du profilé seule.

4 . Participation du plancher a la résistance des Poutres :

Les planchers à bacs collaborant peuvent contribuer à la résistance des solives et poutres lorsque les dispositions de liaison mécanique sont prévues en conséquence. Une liaison mécanique est à assurer entre le profil métallique et le plancher par :

Connecteurs cloués Connecteurs soudés

- des connecteurs soudés (goujons soudés) ou cloués (connecteurs HVB de HILTI),
- des chevelus soudés sur la semelle noyée. Ces procédés augmentent sensiblement la raideur $E.I$ de l'élément de structure par rapport à celle du profil métallique utilisé et permettent un gain d'encombrement (réduction courante de un à deux «échantillons» du profil utilisé).

Conclusion :

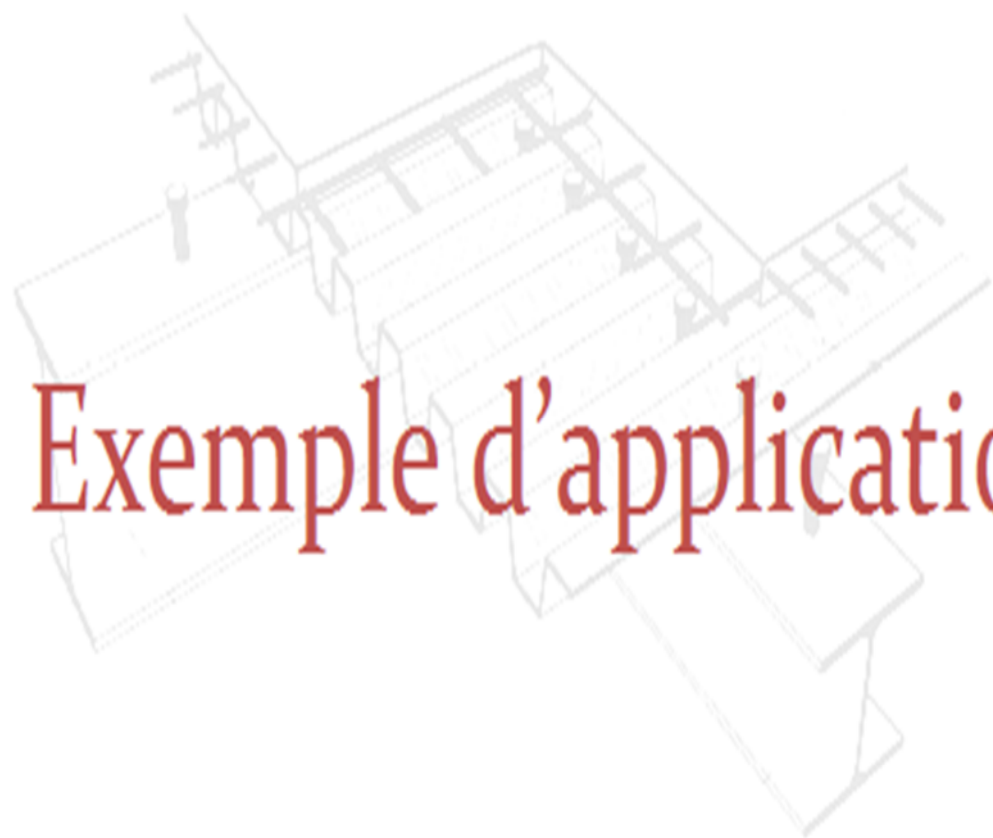
La connaissance des matériaux utilisés en construction mixte est nécessaire pour définir les caractéristiques mécaniques et intrinsèques de chaque matériau qui sont indispensables dans les phases de conception et de calcul.

La construction mixte s'est rapidement développée grâce à sa flexibilité dans la conception (conception simple), le profilé métallique est lié à la dalle en béton qu'il porte.

Grâce à la résistance au cisaillement apportée à l'interface par la connexion, les deux matériaux de construction traditionnels sont ainsi associés en flexion. La connexion mécanique de la dalle sur le profilé est essentielle pour garantir une collaboration en flexion.

Chapitre 05 :

Exemple d'application



I.1. Introduction

La conception d'un projet en génie civil s'élabore en tenant compte des aspects fonctionnels; structuraux et formels, ce qui oblige l'ingénieur à tenir compte des données suivantes :

- L'usage.
- La résistance et la stabilité.
- Les conditions économiques.

On propose dans cet exemple d'application, le calcul et la conception des éléments structuraux et non structuraux d'un bâtiment à usage administratif, pour cela nous allons utiliser dans nos calculs les règles parasismiques algériennes RPA99 version 2003, et les règles de calcul de charpente métallique CCM97 et Eurocode 3.

I.2. Présentation de l'ouvrage

L'ouvrage est un bâtiment à usage administratif qui présente une forme en plan semblable à un carré, cette structure est composée d'un RDC+5 , elle sera implantée dans une zone de forte sismicité (zone III) selon le classement des zones établi par l'RPA99 (version 2003) et de site S_3 .

I.3. Description de l'ouvrage

a) Dimension en élévation

Hauteur de RDC :.....3,80 m.

Hauteur d'étage courant :.....3,06 m.

Hauteur du bâtiment :.....19,10 m.

b) Dimension en plan

Le bâtiment à une forme rectangulaire de dimension :

Longueur totale 16,0 m.

Largeur totale.....16,0 m.

c) Ossature de l'ouvrage

Le système de contreventement de la structure est assuré par un ensemble de portique (poteau, poutre).

d) Planchers

Les planchers sont des éléments plans dont l'épaisseur est faible par rapport à leur dimension.

Dans notre exemple d'application on fait le calcul de deux types de planchers :

Plancher en charpente sans interaction du béton (traditionnelle).

Plancher en section mixte (plancher collaborant).

Le plancher terrasse est inaccessible.

e) Maçonnerie

- Mur extérieur : façade en Mur-rideau (en verre).

- Mur intérieur : à simple cloison en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

f) Escaliers

Notre bâtiment comporte des escaliers qui servent à relier les différents niveaux à fin d'assurer la bonne circulation des usages.

Dans notre exemple d'application on fait le calcul d'un type :

- Escalier en charpente métallique.

I.4. Caractéristique des matériaux**4.1. Acier**

La nuance de l'acier destiné à la charpente métallique du bâtiment est du FeE 360 qui est le plus répandu dans ce domaine, sa limite d'élasticité est $f_y = 235 \text{ Mpa}$, on utilise :

- Un profilé IPE pour les solives.
- Un profilé HEA pour les poutres.
- Un profilé HEB pour les poteaux.
- Les cornières pour palée de stabilité.

4.1.1 Caractéristiques mécaniques des aciers de construction (CCM 99 P.15)

- Module d'élasticité longitudinale : $E = 2,1.10^5 \text{ Mpa}$
- Module de cisaillement : $G = E/[2.(1+\nu)]$
- Coefficient de poisson : $\nu = 0,3$
- Coefficient de dilatation linéaire : $\lambda = 12.10^{-6} \text{ Mpa}$
- Masse volumique : $\rho = 7850 \text{ kg/m}^3$

Contrainte limite conventionnelle d'élasticité (CCM 97 P.14 P.15)

- L'ossature métallique FeE 360 : $f_y = 235 \text{ Mpa}$.
- Boulons ordinaire (classe 4.6) : $f_y = 240 \text{ Mpa}$.
- Boulons haute résistance HR 8,8 : $f_y = 640 \text{ Mpa}$.
- Boulons haute résistance HR 10,9 : $f_y = 900 \text{ Mpa}$.

4.1.2 Acier utilisé pour les éléments en béton armé

Acier rond lisse (nuance FeE 235, $f_e = 235 \text{ Mpa}$).

Acier à haute adhérence HA FeE 400, $f_e = 400 \text{ Mpa}$.

Treillis soudés $\varnothing \leq 6 \text{ mm}$ de nuance TLE 520, $f_e = 520 \text{ Mpa}$.

4.2. Béton

Le béton s'obtient en mélangeant du ciment, du sable, du gravier et de l'eau par quantité bien définie, le dosage qui est le poids exprimé en "kg" du ciment utilisé par "m³" du béton mis en œuvre.

Pour le béton armé le dosage est généralement dans 1 m³ :

350 kg de ciment CPA 325.

400 litres de sable $D \leq 5 \text{ mm}$.

800 litres de gravier $D \leq 2,5 \text{ mm}$.

175 litres de l'eau de gâchage.

Pour le béton de propreté en prend un dosage du 150 kg/m³.

a) Résistance à la compression

Cette résistance est mesurée sur des éprouvettes cylindriques de section 20 cm^2 ($h = 32 \text{ cm}$, $b = 16 \text{ cm}$). La résistance à la compression est définie à 28 jours : $f_{C28} = 25 \text{ Mpa}$.

b) Résistance à la traction

Cette caractéristique à la traction du béton à "j" jours est déduite de celle à la compression par la relation suivante :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 \cdot f_{cj}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 \cdot f_{C28} = 2,1 \text{ Mpa}.$$

c) Contrainte limite de compression

Elle a pour valeur : $f_{bc} = 0,85 \cdot f_{C28} / \gamma_b$

Avec :

γ_b : Coefficient de sécurité tient compte d'éventuels localisés.

$\gamma_b = 1,5$ Situation durable ou transitoire.

$\gamma_b = 1,15$ Situation accidentelle.

d) Contrainte limite de cisaillement

Les contraintes sont déterminées à partir de l'effort tranchant

Fissuration peu nuisible

$$\tau_u = \min(0,13 \cdot f_{C28}; 4 \text{ Mpa})$$

$$\text{Pour } f_{C28} = 25 \text{ Mpa} \Rightarrow \tau_u = 3,25 \text{ Mpa}.$$

Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable

$$\tau_u = \min(0,1 \cdot f_{C28}; 3 \text{ Mpa})$$

$$\text{Pour } f_{C28} = 25 \text{ Mpa} \Rightarrow \tau_u = 2,5 \text{ Mpa}.$$

e) Module de déformation**Module d'élasticité longitudinale**

A cause du phénomène du fluage et de retrait, nous distinguons deux modules d'élasticité linéaire pour le béton.

Module d'élasticité instantané "E_{ij}"

Pour un chargement d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation instantanée E_{ij} du béton à "j" jours est pris égal :

$$E_{ij} = 11000 \cdot (f_{cj})^{1/3} \quad \text{Mpa}$$

$$\text{Pour } f_{C28} = 25 \text{ Mpa} \Rightarrow E_{ij} = 32164,2 \text{ Mpa}.$$

Module d'élasticité différée "E_{vj}"

Pour un chargement d'une longue durée d'application, le module de déformation E_{vj} du béton à "j" jours est pris égal :

$$E_{vj} = E_{ij} / 3 \quad \text{Mpa}$$

$$\text{Pour } f_{C28} = 25 \text{ Mpa} \Rightarrow E_{vj} = 10721,4 \text{ Mpa}$$

Module d'élasticité transversale

La valeur du module d'élasticité transversale est donnée par :

$$G = E / [2 \cdot (1 + \nu)]$$

f) Coefficient de poisson

$\nu = 0$ Pour le calcul des sollicitations (béton supposé non fissuré).

$\nu = 0,2$ Pour le calcul des déformations (béton supposé fissuré).

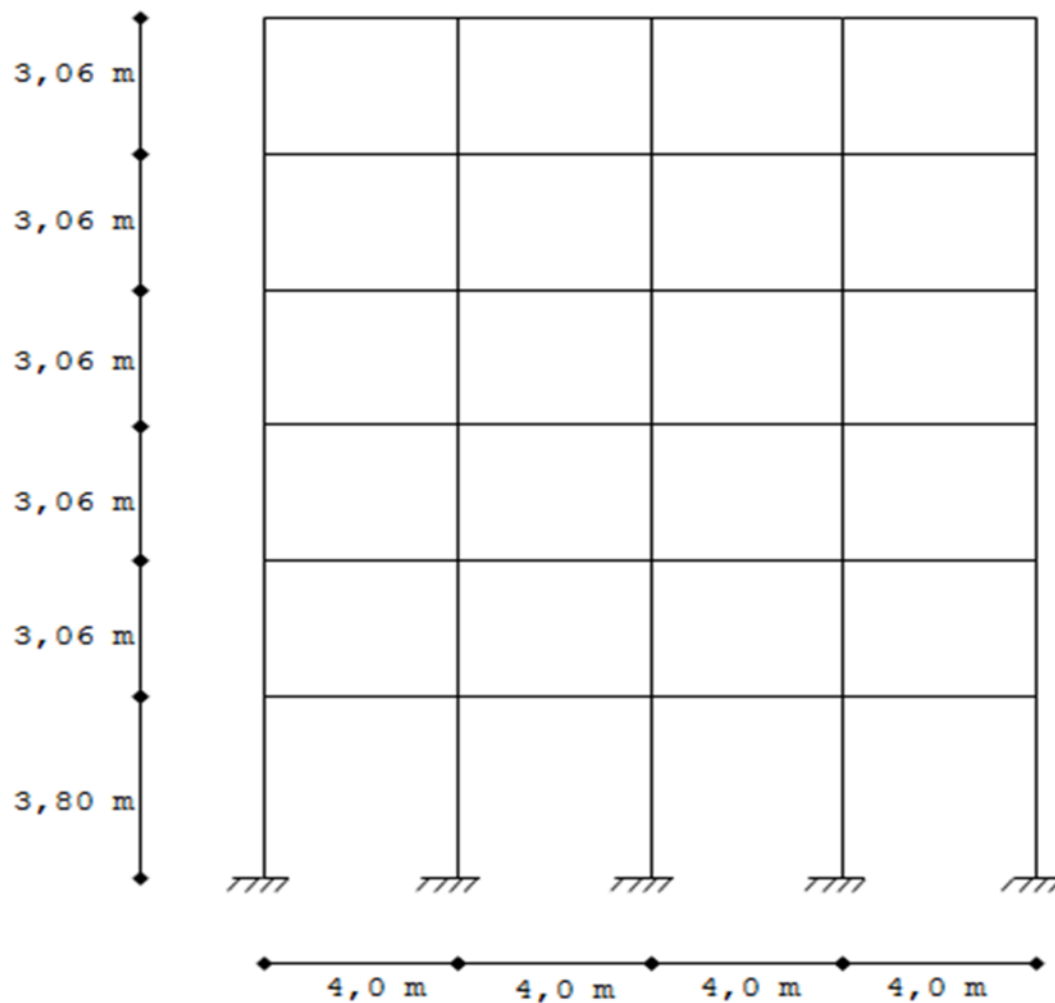


Figure 5.1 : Vue en élévation

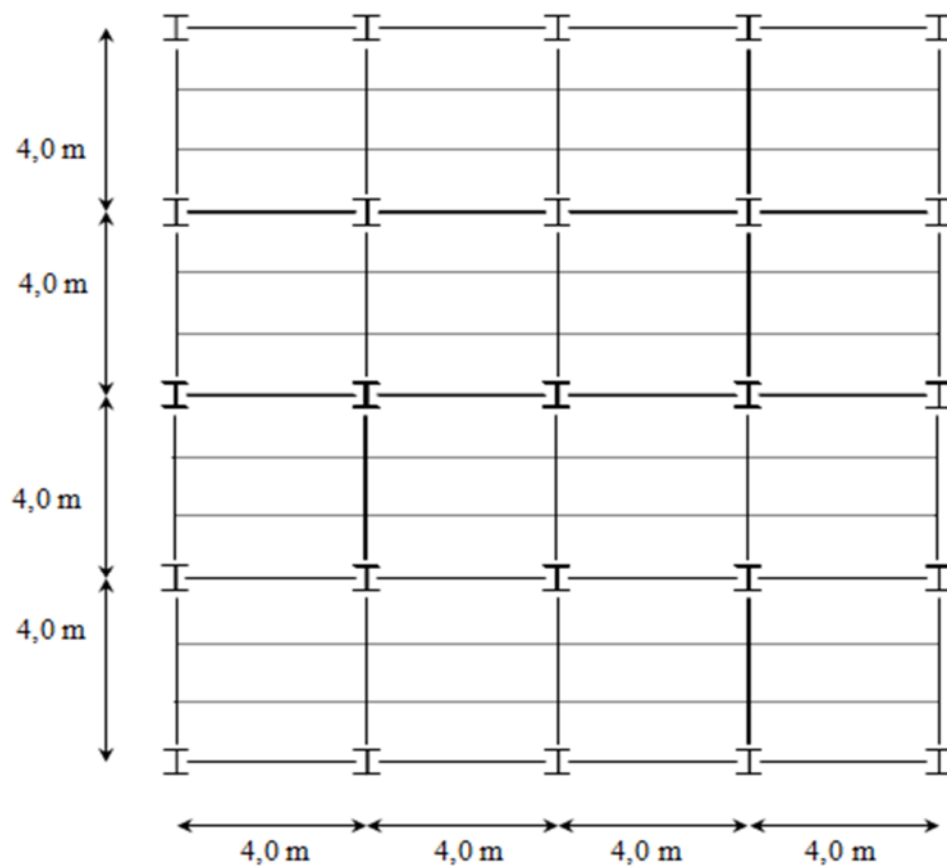


Figure 5.2 : Vue en plan

II Prédimensionnement et vérification

II.1. Généralité

Le prédimensionnement a pour but d'estimer approximativement les dimensions des éléments constituant la structure et de déterminer les différentes charges agissant sur ces éléments, afin d'avoir une bonne résistance et une meilleure stabilité de l'ouvrage.

II.2. Évaluation des charges et surcharges

II.2.1 Charges permanentes

a) Plancher terrasse

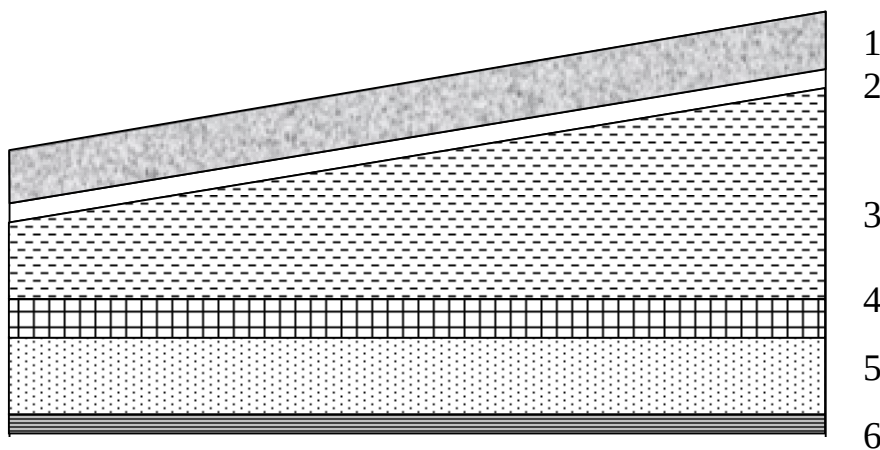


Figure 5.3 : Coupe verticale du plancher terrasse

Matière	Épaisseur (cm)	ρ (KN/m ³)	ρ (KN/m ²)
1- Protection de gravillon			
2- Étanchéité multicouche	5	17	0,85
	2	6	0,12
3- Forme de pente	10	22	2,2
4- Isolation thermique	4	4	0,16
5- Dalle en béton armé	12	25	3,0
6- TN 40 (coffrage perdu)	-	-	0,12
			6,45 KN/m ²

Tableau 5.1 : les différentes charges agissant sur le plancher terrasse

b) Plancher d'étage courant

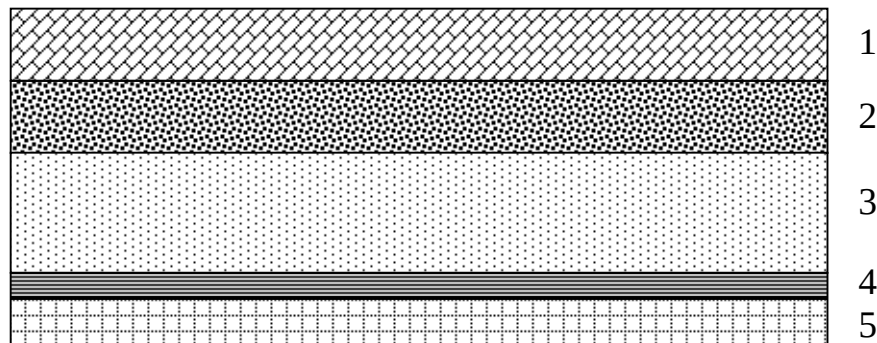


Figure 5.4 : Coupe verticale du plancher d'étage courant

Matière	Épaisseur (cm)	ρ (KN/m ³)	ρ (KN/m ²)
1- Dalle de sol	-	-	0,5
2- Mortier de pose	2	20	0,4
3- Dalle en béton armé	12	25	3,0
4- TN 40 (coffrage perdu)	-	-	0,12
5- Faux plafond	2	10	0,2
6- Cloisonnement	-	-	1,0
			5,22 KN/m ²

Tableau 5.2 : les différentes charges agissant sur le plancher d'étage courant

II.2.2 Surcharge d'exploitation

Plancher terrasse (inaccessible) 1 KN/m².

Plancher d'étage courant 2,5 KN/m².

II.3 Prédimensionnement

Le but de prédimensionnement est la détermination de l'ordre de grandeur de chaque élément porteur ou résistant (poteau, poutre) par le critère de la résistance et de la flèche.

II.3.1 Étude du plancher (poutre et solive)

On fait le calcul du plancher pour deux types différents :

1^{er} manière : plancher en charpente sans interaction du béton, l'acier travail seul.

2^{ème} manière : calcul du plancher en section mixte, c'est à dire avec interaction du béton.

II.3.1.1 Plancher en charpente métallique (non mixte)

I. Les solives (poutre secondaire) :

Les solives sont généralement en IPE ou IPN, et leurs espacement est compris entre 1,0 et 1,5 m et leurs portées ne doit pas dépasser les 6,0 m.

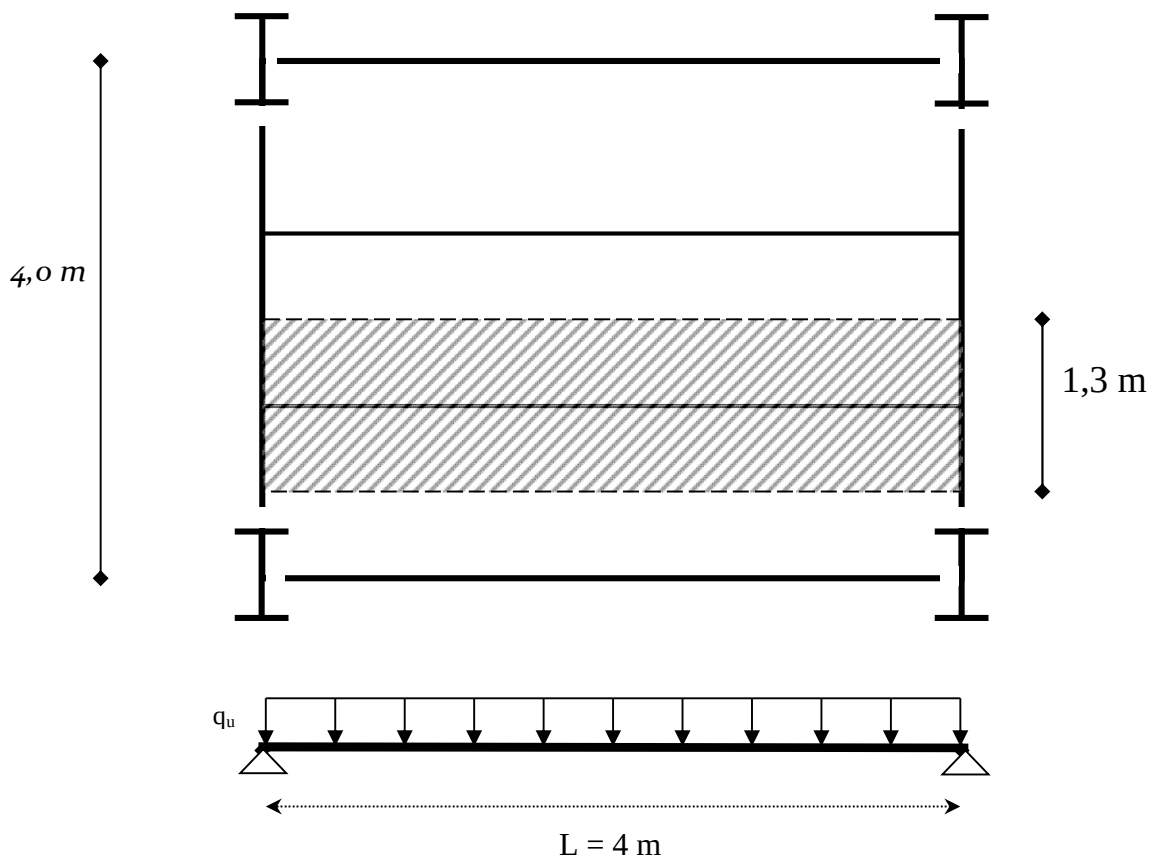


Figure 5.5 : Schéma statique de la solive

1. Solives de plancher terrasse :

Les solives sont sollicitées par :

$$G = 6,45 \text{ KN/m}^2.$$

$$Q = 1,0 \text{ KN/m}^2.$$

L'entraxe entre les solives est de 1,3 m.

Combinaison de charge :

ELU :

$$q_u = (1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q) \times 1,3$$

$$q_u = (1,35 \times 6,45 + 1,5 \times 1,0) \times 1,3$$

$$q_u = 13,26 \text{ KN/m}.$$

ELS :

$$q_{ser} = (G + Q) \times 1,3$$

$$q_{ser} = (6,45 + 1,0) \times 1,3$$

$$q_{ser} = 9,68 \text{ KN/m}.$$

• Condition de la résistance : $M_{sd} \leq M_{c,Rd} \dots \dots \dots (5.17)$

$$M_{sd} \leq M_{c.Rd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{Mo}} \Rightarrow W_{c.Rd}^{nec} \geq \frac{M_{sd} \times \gamma_{Mo}}{f_y}$$

Avec : Profilé de classe 1..... $M_{c.Rd} = M_{pl.Rd}$

M_{sd} : le moment appliqué.

$\gamma_{Mo} = 1$.

$f_y = 235 \text{ Mpa}$.

Calcul du moment appliqué :

$$M_{\max} = M_{sd} = \frac{q_u \times L^2}{8}$$

$$M_{\max} = \frac{13,26 \times 4^2}{8} = 26,52 \text{ KN.m}$$

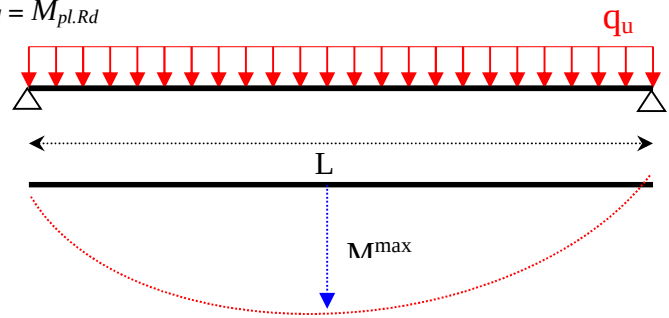


Figure 5.6 : schémas statique du moment appliqué

$$W_{c.Rd}^{nec} \geq \frac{26,64 \times 10^5 \times 1}{235 \times 10^2} = 112,85 \text{ cm}^3$$

$W_{nec} \geq 112,85 \text{ cm}^3 \Rightarrow$ On choisi IPE 160 ($W_{pl} = 123,9 \text{ cm}^3$)

1.1 Vérification :

a) Vérification à la résistance :

On ajoute le poids propre de profilé au calcul de la vérification

IPE 160 $\Rightarrow g_p = 15,8 \text{ KN/m}$.

$$(q_u)^* = q_u + 1,35 \cdot g_p$$

$$(q_u)^* = 13,26 + 1,35 \times 0,158$$

$$(q_u)^* = 13,47 \text{ KN/m}$$

$$\text{Le moment appliqué : } M_{\max} = M_{sd} = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{13,47 \times 4^2}{8} = 26,94 \text{ KN.m}$$

$$M_{c.Rd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{Mo}} = \frac{123,9 \times 10^{-6} \times 235 \times 10^3}{1} = 29,12 \text{ KN.m} > M_{sd} = 26,94 \text{ KN.m}$$

La condition de la résistance à la flexion est vérifiée.

b) Vérification de la condition du cisaillement

$$V_{sd} \leq V_{pl.Rd} = A_v \frac{f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{Mo}} \dots\dots\dots (5.20)$$

Avec :

A_v : l'aire de cisaillement

$$A_v = 970 \text{ mm}^2.$$

$$V_{pl.Rd} = 970 \times \frac{235 \times 10^{-3} / \sqrt{3}}{1} = 131,60 \text{ KN}$$

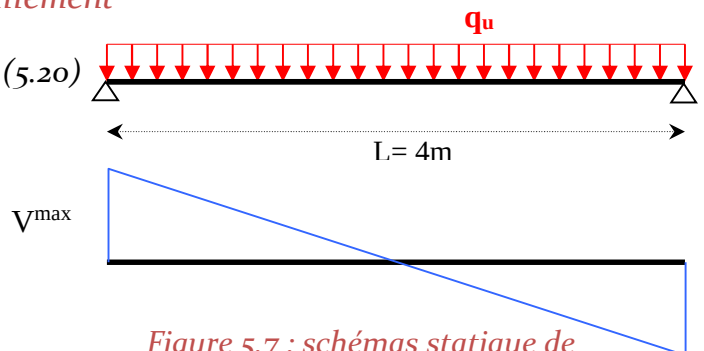


Figure 5.7 : schémas statique de l'effort tranchant V_{sd}

Calcul de l'effort tranchant V_{sd}

La réaction :

$$V_{sd}^{\max} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{13,47 \times 4}{2} = 26,94 \text{ KN}$$

$$V_{sd}^{\max} = 26,94 \text{ KN} < V_{pl.Rd} = 131,01 \text{ KN}$$

La condition du cisaillement est vérifiée.

c) Vérification de la condition de la flèche :

$$f_{\max} < \bar{f} = \frac{L}{200}$$

$$f_{\max} = \frac{5}{384} \times \frac{(q_{ser})^* \times L^4}{E.I}$$

Avec :

$$(q_{ser})^* = q_{ser} + g_p = 9,68 + 0,158 = 9,84 \text{ KN/m.}$$

$$L = 4,0 \text{ m.}$$

$$E = 2,1 \cdot 10^5 \text{ N/mm}^2.$$

$$I_y = 869,3 \text{ cm}^4.$$

• La valeur de la flèche maximale est :

$$f_{\max} = \frac{5}{384} \times \frac{9,84 \times (4000)^4}{2,1 \times 10^5 \times 869,3 \times 10^4} = 17,96 \text{ mm}$$

• La valeur de la flèche admissible est :

$$\bar{f} = \frac{L}{200} = \frac{4000}{200} = 20 \text{ mm}$$

$$f_{\max} = 17,96 \text{ mm} < \bar{f} = 20 \text{ mm} \quad \text{La flèche est Vérifiée}$$

d) Vérification au déversement :

Il faut vérifier que : $M_{sd} \leq M_{b,Rd}$

Avec :

$$M_{sd} : \text{le moment appliqué} \Rightarrow M_{sd} = 27,06 \text{ KN.m}$$

$M_{b,Rd}$: la résistance de calcul d'un élément non maintenu latéralement au déversement, elle être prise égale à :

$$M_{b,Rd} = \frac{\chi_{LT} \cdot \beta_w \cdot W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{M1}} \dots\dots\dots (5.48)$$

Avec :

$$\beta_w = 1 \dots\dots\dots \text{Classe 1.}$$

$$W_{pl} = 123,9 \text{ cm}^3.$$

$$\chi_{LT} = 1 / \left(\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2} \right) \leq 1 \dots\dots\dots (5.49)$$

$$\text{Où : } \phi_{LT} = 0,5 \left[1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]$$

α_{LT} : Facteur d'imperfection. Profilé laminé $\Rightarrow \alpha_{LT} = 0,21$.

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\beta_w \cdot W_{pl,y} \cdot f_y / M_{cr}} = [\lambda_{LT} / \lambda_1] \cdot \sqrt{\beta_w}$$

M_{cr} : Moment critique élastique de déversement donné par la formule suivante :

$$M_{cr} = C_1 \cdot \frac{\pi^2 \cdot EI_z}{(KL)^2} \left\{ \left[\left(\frac{K}{K_w} \right)^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{(KL)^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot EI_z} + (C_2 \cdot z_g)^2 \right]^{0,5} - (C_2 \cdot z_{g_j}) \right\}$$

Avec : $z_g = z_a - z_s = h/2 = 80 \text{ mm}$.

$z_j = 0$ section doublement symétrique.

$K = 1$; $K_w = 1$ $C_1 = 1,12$.

$I_z = 68,31 \text{ cm}^4$; $I_w = 3,96 \cdot 10^3 \text{ cm}^6$; $I_t = 3,6 \text{ cm}^4$; $G = 80800 \text{ N/mm}^2$.

Application numérique :

$$M_{cr} = 1,12 \times \frac{\pi^2 \cdot 2,1 \cdot 10^5 \times 68,31 \cdot 10^4}{(1 \times 4000)^2} \left[\left(\frac{1}{1} \right)^2 \frac{3,96 \cdot 10^9}{68,31 \cdot 10^4} + \frac{(1 \times 4000)^2 \cdot 8,08 \cdot 10^4 \times 3,6 \cdot 10^4 + 1 \times 80^2}{\pi^2 \cdot 2,1 \cdot 10^5 \times 68,31 \cdot 10^4} \right]^{0,5} - 1 \times 80$$

$$\Rightarrow M_{cr} = 1,404 \cdot 10^7 \text{ N.mm}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{1,123,9 \cdot 10^3 \cdot 235 / 1,404 \cdot 10^7} = 1,44$$

$\Rightarrow \bar{\lambda}_{LT} = 1,216 > 0,4 \Rightarrow$ Il faut vérifier le déversement.

$$\phi_{LT} = 0,5 \left[1 + 0,21 \cdot (1,44 - 0,2) + 1,44^2 \right] = 1,61 \dots \phi_{LT} = 1,61$$

$$\chi_{LT} = 1 / \left(1,61 + \sqrt{1,61^2 - 1,44^2} \right) = 0,42 \dots \chi_{LT} = 0,42$$

$$M_{b.Rd} = \frac{0,42 \cdot 1,123,9 \cdot 10^{-6} \cdot 235 \cdot 10^3}{1,1} = 11,17 \text{ KN.m}$$

$$M_{b.Rd} = 11,17 \text{ KN.m} < M_{sd} = 26,94 \text{ KN.m}$$

La condition de déversement n'est pas vérifiée.

Donc il faut changer le profilé $\Rightarrow$ on prend IPE 220.

Pour IPE 220 on trouve :

$$- W_{ply} = 285,4 \text{ cm}^3$$

$$- g_p = 26,2 \text{ KN/m}$$

$$- M_{sd} = 27,22 \text{ KN.m}$$

$$- I_z = 204,81 \text{ cm}^4; I_w = 22,76 \cdot 10^3 \text{ cm}^6; I_t = 9,06 \text{ cm}^4; G = 8,08 \cdot 10^4 \text{ N/mm}^2.$$

$$\Rightarrow M_{cr} = 4,21 \cdot 10^7 \text{ N.mm} \Rightarrow \bar{\lambda}_{LT} = 1,26 \Rightarrow \phi_{LT} = 1,4 \Rightarrow \chi_{LT} = 0,50$$

$$\Rightarrow M_{b.Rd} = 30,48 \text{ KN.m} > M_{sd} = 27,22 \text{ KN.m}$$

La condition de déversement est vérifiée.

e) Vérification au voilement :

Dans le cas d'une poutre de classe 1 et 2 de nuance est supérieur à 235 N/mm^2 dans ce cas là il n'y a pas lieu de vérifier le voilement de l'âme des poutres non raidies, car $d/t_w \leq 69 \cdot \varepsilon$

On a le profilé IPE 200 est de classe 1

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$$

La poutre est non raidie $\left. \begin{array}{l} \frac{d}{t_w} = 19,70 < 69 \cdot \varepsilon = 69 \end{array} \right\} \Rightarrow$ Il n'y a pas lieu de vérifier le voilement de l'âme de la poutre

Conclusion :

Le profilé IPE 220 vérifie toutes les conditions de résistance, rigidité, déversement et voilement, donc on opte pour la solive de terrasse un IPE 220.

2) Solives de plancher d'étage courant

Les solives sont sollicitées par :

$$G = 5,22 \text{ KN/m}^2.$$

$$Q = 2,5 \text{ KN/m}^2.$$

L'entraxe entre les solives est de 1,3 m.

Combinaison de charge :

$$ELU : q_u = (1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q) \times 1,3$$

$$q_u = (1,35 \times 5,22 + 1,5 \times 2,5) \times 1,3$$

$$q_u = 14,03 \text{ KN/m}.$$

$$ELS : q_{ser} = (G + Q) \times 1,3$$

$$q_{ser} = (5,22 + 2,5) \times 1,3$$

$$q_{ser} = 10,03 \text{ KN/m}.$$

• Condition de la résistance : $M_{sd} \leq M_{c,Rd} \dots\dots\dots (5.17)$

$$M_{sd} \leq M_{c,Rd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{M_0}} \Rightarrow W_{c,Rd}^{nec} \geq \frac{M_{sd} \times \gamma_{M_0}}{f_y}$$

Avec :

Profilé de classe 1 $\dots\dots\dots M_{c,Rd} = M_{pl,Rd}$

M_{sd} : le moment appliqué.

$$\gamma_{M_0} = 1.$$

$$f_y = 235 \text{ Mpa}.$$

Calcul du moment appliqué :

$$M_{\max} = M_{sd} = \frac{q_u \times L^2}{8}$$

$$M_{sd} = \frac{14,03 \times 4^2}{8} = 28,06 \text{ KN.m}$$

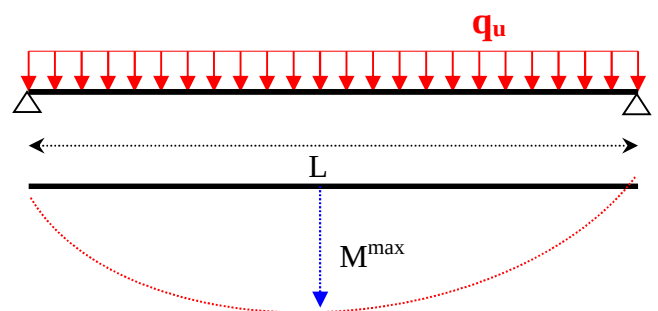


Figure 5.8 : schémas statique du moment appliqué

$$W_{c,Rd}^{nec} \geq \frac{28,06 \times 10^5 \times 1}{235 \times 10^2} = 119,40 \text{ cm}^3$$

$$W_{nec} = 119,40 \text{ cm}^3 \Rightarrow \text{On choisit IPE 180 } (W_{pl} = 166,4 \text{ cm}^3)$$

1.2 Vérification

a) Vérification à la résistance

On ajoute le poids propre du profilé au calcul de la vérification

$$\text{IPE 180} \Rightarrow g_p = 18,8 \text{ KN/m}$$

$$(q_u)^* = q_u + 1,35 \cdot g_p$$

$$(q_u)^* = 14,09 + 1,35 \times 0,188$$

$$(q_u)^* = 14,44 \text{ KN/m.}$$

Calcul du moment appliqué :

$$M_{\max} = M_{sd} = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{14,44 \times 4^2}{8} = 28,88 \text{ KN.m}$$

$$M_{c.Rd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{Mo}} = \frac{166,4 \times 10^{-6} \times 235 \times 10^3}{1} = 39,01 \text{ KN.m} > M_{sd} = 28,88 \text{ KN.m}$$

La condition de la résistance est vérifiée.

b) Vérification de la condition de cisaillement

$$V_{sd} \leq V_{pl.Rd} = A_v \frac{f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{Mo}} \dots\dots\dots (5.20)$$

Avec : A_v : l'aire de cisaillement

$$A_v = 1130 \text{ mm}^2.$$

$$V_{pl.Rd} = 1130 \times \frac{235 \times 10^{-3} / \sqrt{3}}{1} = 153,30 \text{ KN}$$

Calcul de l'effort tranchant V_{sd}

La réaction :

$$V_{sd}^{\max} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{14,44 \times 4}{2} = 28,88 \text{ KN}$$

$$V_{sd}^{\max} = 28,88 \text{ KN} < V_{pl.Rd} = 153,30 \text{ KN}$$

La condition du cisaillement est vérifiée.

Il est à noter que le moment résistant M_R dépend aussi des efforts appliqués, alors il faut voir la condition suivant :

$$V_{sd} \leq 0,5 \cdot V_{pl.Rd}$$

$$V_{sd}^{\max} = 28,88 \text{ KN} < 0,5 \times V_{pl.Rd} = 76,65 \text{ KN} \Rightarrow \text{Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.}$$

Donc il n'est pas nécessaire de réduire la résistance à la flexion.

c) Vérification de la condition de la flèche :

$$f_{\max} < \bar{f} = \frac{L}{250}$$

$$\text{On a : } (q_{ser})^* = q_{ser} + g_p = 10,03 + 0,188 = 10,24 \text{ KN/m.}$$

$$L = 4,0 \text{ m.}$$

$$E = 2,1 \cdot 10^5 \text{ N/mm}^2.$$

$$I_y = 1317 \text{ cm}^4.$$

La valeur de la flèche maximale est :

$$f_{\max} = \frac{5}{384} \times \frac{(q_{ser})^* \times L^4}{E \cdot I} = \frac{5}{384} \times \frac{10,24 \times (4000)^4}{2,1 \times 10^5 \times 1317 \times 10^4} = 12,30 \text{ mm}$$

La valeur de la flèche admissible est :

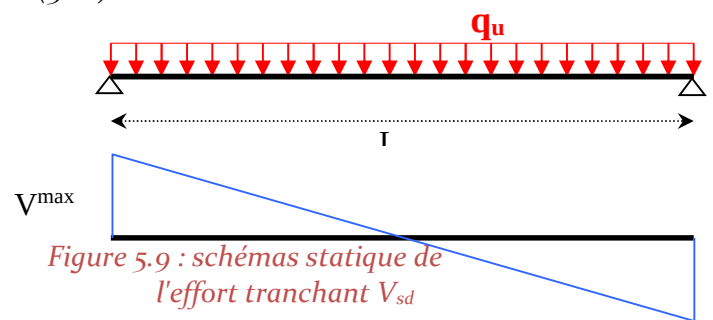


Figure 5.9 : schémas statique de l'effort tranchant V_{sd}

$$\bar{f} = \frac{L}{250} = \frac{4000}{250} = 16 \text{ mm}$$

$$f_{\max} = 12,30 \text{ mm} < \bar{f} = 16 \text{ mm} \quad \text{La flèche est Vérifiée}$$

d) Vérification au déversement

Il faut vérifier que : $M_{sd} \leq M_{b,Rd}$

Avec : M_{sd} : le moment appliqué $\Rightarrow M_{sd} = 28,88 \text{ KN.m}$

$M_{b,Rd}$: la résistance de calcul d'un élément non maintenu latéralement au déversement, elle être prise égale à :

$$M_{b,Rd} = \frac{\chi_{LT} \cdot \beta_w \cdot W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{M1}} \dots\dots\dots (5.48)$$

Avec : $\beta_w = 1$ Classe 1.

$$W_{pl} = 166,4 \text{ cm}^3.$$

$$\chi_{LT} = 1 / \left(\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2} \right) \leq 1 \dots\dots\dots (5.49)$$

$$\text{Où : } \phi_{LT} = 0,5 \left[1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]$$

α_{LT} : Facteur d'imperfection. Profilé laminé $\Rightarrow \alpha_{LT} = 0,21$.

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\beta_w \cdot W_{pl,y} \cdot f_y / M_{cr}} = [\lambda_{LT} / \lambda_1] \sqrt{\beta_w}$$

M_{cr} : Moment critique élastique de déversement donné par la formule suivante :

$$M_{cr} = C_1 \cdot \frac{\pi^2 \cdot EI_z}{(KL)^2} \left\{ \left[\left(\frac{K}{K_w} \right)^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{(KL)^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot EI_z} + (C_2 \cdot z_g)^2 \right]^{0,5} - (C_2 \cdot z_g) \right\}$$

Avec : $z_g = z_a - z_s = h / 2 = 90 \text{ mm}$

$z_j = 0$ section doublement symétrique.

$K = 1$; $K_w = 1$ $C_1 = 1,12$.

$$I_z = 100,9 \text{ cm}^4; I_w = 7,43 \cdot 10^3 \text{ cm}^6; I_t = 4,79 \text{ cm}^4; G = 80800 \text{ N/mm}^2.$$

Application numérique :

$$M_{cr} = 1,12 \cdot \frac{\pi^2 \cdot 2,1 \cdot 10^5 \cdot 100,9 \cdot 10^4}{(1.4000)^2} \left[\left(\frac{1}{1} \right)^2 \frac{7,43 \cdot 10^9}{100,9 \cdot 10^4} + \frac{(1.4000)^2 \cdot 8,08 \cdot 10^4 \cdot 4,79 \cdot 10^4 + 90^2}{\pi^2 \cdot 2,1 \cdot 10^5 \cdot 100,9 \cdot 10^4} \right]^{0,5} - 1 \times 90$$

$$M_{cr} = 2,62 \cdot 10^7 \text{ N.mm}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{1.166,4 \cdot 10^3 \cdot 235 / 2,62 \cdot 10^7} = 1,20$$

$\Rightarrow \bar{\lambda}_{LT} = 1,172 > 0,4 \Rightarrow$ Il faut vérifier le déversement.

$$\phi_{LT} = 0,5 \left[1 + 0,21 \cdot (1,20 - 0,2) + 1,20^2 \right] = 1,251 \dots\dots\dots \phi_{LT} = 1,251$$

$$\chi_{LT} = 1 / \left(1,289 + \sqrt{1,251^2 - 1,20^2} \right) = 0,511 \dots\dots\dots \chi_{LT} = 0,511$$

$$M_{b,Rd} = \frac{0,511 \cdot 1.166,4 \cdot 10^{-6} \cdot 235 \cdot 10^3}{1,1} = 18,93 \text{ KN.m}$$

$$M_{b,Rd} = 18,93 \text{ KN.m} < M_{sd} = 28,88 \text{ KN.m}$$

La condition de déversement n'est pas vérifiée.

Donc il faut changer le profilé $\Rightarrow$ on prend IPE 240.

Pour IPE 240 on trouve :

$$- W_{ply} = 366,6 \text{ cm}^3$$

$$- g_p = 30,7 \text{ KN/m}$$

$$- M_{sd} = 29,73 \text{ KN.m}$$

$$- I_z = 283,58 \text{ cm}^4; I_w = 37,39.10^3 \text{ cm}^6; I_t = 12,88 \text{ cm}^4; G = 8,08.10^4 \text{ N/mm}^2.$$

$$\Rightarrow M_{cr} = 4,82.10^7 \text{ N.mm} \Rightarrow \bar{\lambda}_{LT} = 1,112 \Rightarrow \phi_{LT} = 1,149 \Rightarrow \chi_{LT} = 0,53$$

$$\Rightarrow M_{b.Rd} = 35,32 \text{ KN.m} > M_{sd} = 29,73 \text{ KN.m}$$

La condition de déversement est vérifiée.

e) Vérification au voilement

Dans le cas d'une poutre de classe 1 et 2 de nuance est supérieur à 235 N/mm² dans ce cas là il n'y a pas

lieu de vérifier le voilement de l'âme des poutres non raidies, car $d/t_w \leq 69 \cdot \varepsilon$ $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$

On a le profilé IPE 240 est de classe 1

La poutre est non raidie

$$\left. \begin{array}{l} \frac{d}{t_w} = 30,70 < 69 \cdot \varepsilon = 69 \end{array} \right\} \Rightarrow \begin{array}{l} \text{Il n'y a pas lieu de vérifier le voilement de} \\ \text{l'âme de la poutre} \end{array}$$

Conclusion :

Le profilé IPE 240 vérifie tout les conditions de résistance, rigidité, déversement et voilement, donc on opte pour la solive d'étage courant un IPE 240.

II . Les poutres principales (poutres porteuses) :

Les poutres principales sont des éléments structuraux, qui permettent de supporter les charges des planchers et les transmettent aux poteaux, elles sont sollicitées principalement par un moment de flexion.

On fait les calculs pour les poutres intermédiaires.

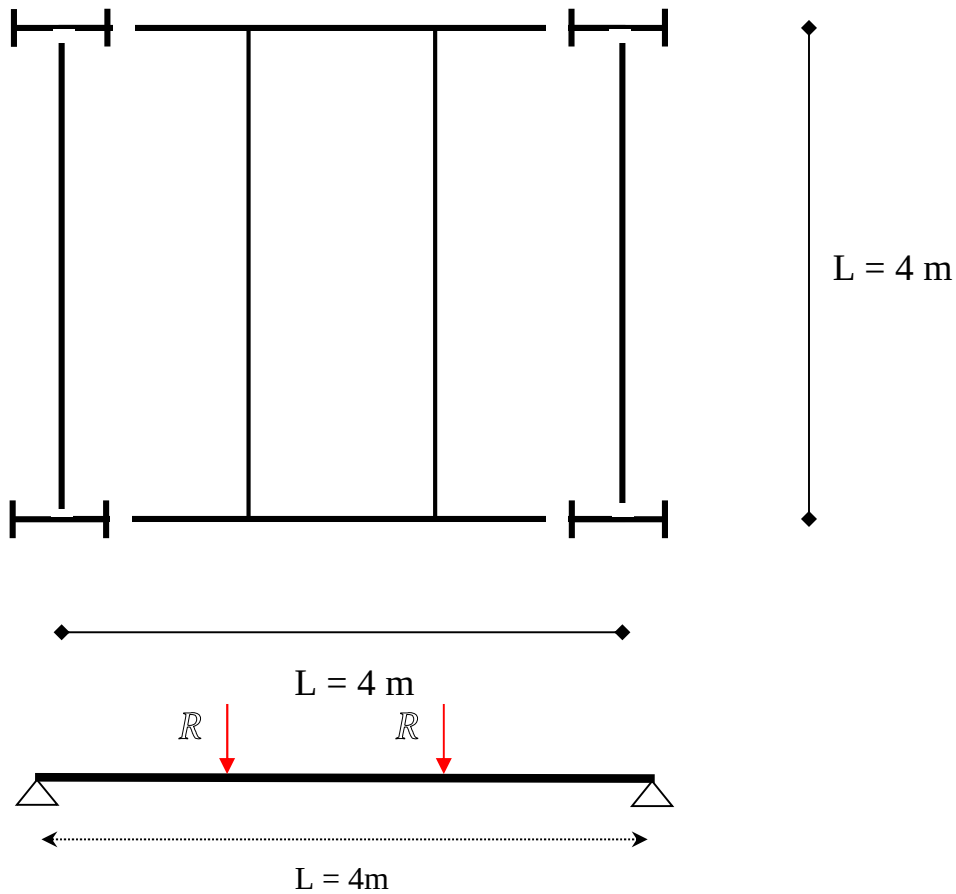
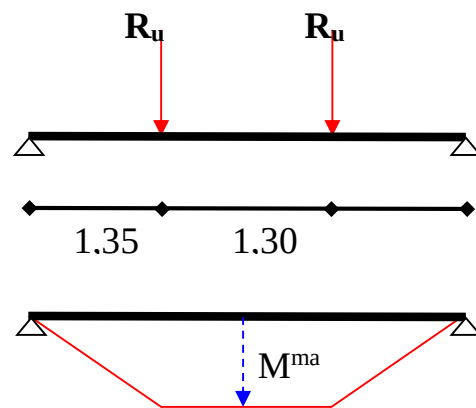


Figure 5 .10 : Schéma statique de la poutre principale

R : Réaction de la solive sur la poutre

Moment fléchissant :

$$M^{\max} = R_u \times 1,35$$



L'effort tranchant :

$$V^{\max} = V_A = R_u$$

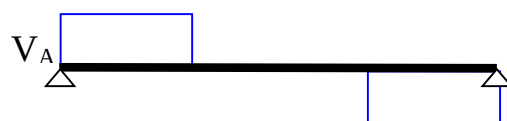


Figure 5 .11 : schéma statique du moment fléchissant et l'effort tranchant

1) La poutre principale de plancher terrasse

Calcul de la réaction R :

$$R_u = 2.R_{(solive)} = 2 \cdot \frac{q_{u(solive)} \times L}{2} = 2 \cdot \frac{13,47 \times 4}{2} = 53,88 \text{ KN}$$

Calcul du moment appliqué :

$$M_{sd} = M^{\max} = R_u \times 1,35 = 53,88 \times 1,35 = 73,73 \text{ KN.m}$$

Condition de la résistance : $M_{sd} \leq M_{c.Rd} \dots \dots \dots (5.17)$

$$M_{sd} \leq M_{c.Rd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{M_o}} \Rightarrow W_{c.Rd}^{nec} \geq \frac{M_{sd} \times \gamma_{M_o}}{f_y}$$

Avec :

Profilé de classe 1..... $M_{c.Rd} = M_{pl.Rd}$

M_{sd} : le moment appliqué.

$\gamma_{M_o} = 1$.

$f_y = 235 \text{ Mpa}$.

$$W_{c.Rd}^{nec} \geq \frac{73,73 \times 10^5 \times 1}{235 \times 10^2} = 309,52 \text{ cm}^3$$

$W_{nec} \geq 309,52 \text{ cm}^3 \Rightarrow$ On choisi IPE 240 ($W_{pl} = 366,6 \text{ cm}^3$)

1.1 Vérification

a) Vérification à la résistance

On ajoute le poids propre de profilé au calcul de la vérification

IPE 240 $\Rightarrow g_p = 30,7 \text{ KN/m}$

$$(M_{sd})^* = M_{sd} + 1,35.M_{pp} + M_{(bs)}$$

Avec :

$$M_{sd} = 73,73 \text{ KN.m}$$

$$M_{pp} = 1,35.g_p.l^2/8 = 1,35.0,307.4^2/8 = 0,83 \text{ KN.m}$$

La charge sur la semelle :

$$q = (1,35.G_{\text{béton}} + 1,5.Q)$$

$$q = [1,35 \times (25 \times 0,12) + 1,5 \times 1,0]$$

$$q = 5,55 \text{ KN/m}^2.$$

$$M_{(bs)} = (q \times b_s).l^2/8 = (5,55 \times 0,12).4^2/8 = 1,33 \text{ KN.m}$$

$$(M_{sd})^* = 73,73 + 0,83 + 1,33$$

$$(M_{sd})^* = 75,89 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{Le moment appliqué}$$

$$M_{c.Rd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{M_o}} = \frac{366,6 \times 10^{-6} \times 235 \times 10^3}{1} = 86,15 \text{ KN.m} \gg M_{sd} = 75,89 \text{ KN.m}$$

La condition de la résistance est vérifiée.

b) Vérification de la condition de cisaillement

$$V_{sd} \leq V_{pl.Rd} = A_v \frac{f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{M_o}} \dots \dots \dots (5.20)^*$$

Avec :

A_v : l'aire de cisaillement

$$A_V = 1910 \text{ mm}^2.$$

$$V_{pl.Rd} = 1910,76 \times \frac{235 \times 10^{-3} / \sqrt{3}}{1} = 255,85 \text{ KN}$$

Calcul de l'effort tranchant V_{sd}

La réaction :

$$V_{sd}^{\max} = R_u + \frac{q \times l}{2}$$

$$q = 1,35 \times (G_{pp} + G_{(bs)}) + 1,5 \times Q$$

$$q = 1,35 \times (0,307 + 25 \times 0,12 \times 0,12) + (1,5 \times 1,0) \times 0,12 = 1,08 \text{ KN}$$

$$V_{sd}^{\max} = 54,12 + \frac{1,08 \times 4}{2} = 56,28 \text{ KN}$$

$$V_{sd}^{\max} = 56,28 \text{ KN} < V_{pl.Rd} = 255,85 \text{ KN}$$

La condition du cisaillement est vérifiée.

Il est à noter que le moment résistant M_R dépend aussi des efforts appliqués, alors il faut voir la condition suivant :

$$V_{sd} \leq 0,5 \cdot V_{pl.Rd}$$

$$V_{sd}^{\max} = 56,28 \text{ KN} < 0,5 \times V_{pl.Rd} = 127,92 \text{ KN} \Rightarrow \text{Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.}$$

Donc il n'est pas nécessaire de réduire la résistance à la flexion.

c) Vérification de la condition de la flèche :

$$f_{\max} < \bar{f} = \frac{L}{200}$$

$$f_{\max} = \frac{R_{ser} \cdot c(3a^2 + 8c^2 + 12ac)}{24EI}$$

$$f_{\max} = \frac{5}{384} \times \frac{q_{ser} \times L^4}{EI}$$

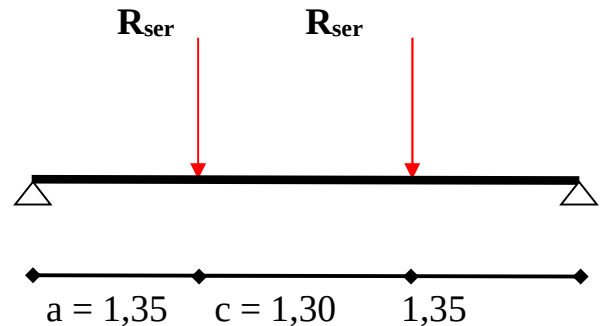


Figure 5.12 : schéma statique de la poutre

Avec :

$$q_{(solive)} = q_{ser} = 9,88 \text{ KN/m}$$

$$q_{(bs)} = (25 \times 0,12 + 1,0) \times 0,12 = 0,48 \text{ KN/m}$$

$$R_{ser} = 2 \cdot R_{(solive)} = 2 \cdot \frac{q_{(solive)} \times L}{2} = 2 \cdot \frac{9,88 \times 4}{2} = 39,52 \text{ KN}$$

$$q_{ser} = g_p + q_{ser} = 0,307 + 0,66 = 0,97 \text{ KN}$$

$$L = 4,0 \text{ m.}$$

$$E = 2,1 \cdot 10^5 \text{ N/mm}^2.$$

$$I_y = 3892 \text{ cm}^4.$$

La valeur de la flèche maximale est :

$$f_{\max} = f_{\max}^1 + f_{\max}^2$$

$$f_{\max}^1 = \frac{39,52 \cdot 10^3 \times 1,3 \cdot 10^3 \cdot [3 \cdot (1,35 \cdot 10^3)^2 + 8 \cdot (1,3 \cdot 10^3)^2 + 12 \cdot 1,35 \cdot 1,3 \cdot 10^6]}{24 \cdot 2,1 \cdot 10^5 \cdot 3892 \cdot 10^4} = 10,40 \text{ mm}$$

$$f_{\max}^2 = \frac{5}{384} \cdot \frac{0,97 \times (4000)^4}{2,1 \cdot 10^5 \times 3892 \cdot 10^4} = 0,40 \text{ mm}$$

La valeur de la flèche admissible est :

$$\bar{f} = \frac{L}{200} = \frac{4000}{200} = 20 \text{ mm}$$

$$f_{\max} = 10,40 + 0,40 = 10,80 \text{ mm} < \bar{f} = 20 \text{ mm} \quad \text{La flèche est Vérifiée}$$

d) Vérification au déversement

Il faut vérifier que : $M_{sd} \leq M_{b,Rd}$

Avec : M_{sd} : le moment appliqué $\Rightarrow M_{sd} = 75,22 \text{ KN.m}$.

$M_{b,Rd}$: la résistance de calcul d'un élément non maintenu latéralement au déversement, elle être prise égale à :

$$M_{b,Rd} = \frac{\chi_{LT} \cdot \beta_w \cdot W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{M1}} \dots\dots\dots (5.48)$$

Avec :

$$\beta_w = 1 \dots\dots\dots \text{Classe 1.}$$

$$W_{pl} = 366,6 \text{ cm}^3.$$

$$\chi_{LT} = 1 / \left(\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2} \right) \leq 1 \dots\dots\dots (5.49)$$

$$\text{Où : } \phi_{LT} = 0,5 \left[1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]$$

α_{LT} : Facteur d'imperfection. Profilé laminé $\Rightarrow \alpha_{LT} = 0,21$.

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\beta_w \cdot W_{pl,y} \cdot f_y / M_{cr}} = [\lambda_{LT} / \lambda_1] \sqrt{\beta_w}$$

M_{cr} : Moment critique élastique de déversement donné par la formule suivante :

$$M_{cr} = C_1 \cdot \frac{\pi^2 \cdot EI_z}{(KL)^2} \left\{ \left[\left(\frac{K}{K_w} \right)^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{(KL)^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot EI_z} + (C_2 \cdot z_g)^2 \right]^{0,5} - (C_2 \cdot z_g) \right\}$$

Avec :

$$z_g = z_a - z_s = h/2 = 120 \text{ mm}.$$

$$z_j = 0 \dots\dots\dots \text{section doublement symétrique.}$$

$$K = 1; K_w = 1 \dots\dots\dots C_1 = 1,12.$$

$$I_z = 283,6 \text{ cm}^4; I_w = 37,39 \cdot 10^3 \text{ cm}^6; I_t = 12,88 \text{ cm}^4; G = 80800 \text{ N/mm}^2.$$

Application numérique :

$$M_{cr} = 1,12 \cdot \frac{\pi^2 \cdot 2,1 \cdot 10^5 \cdot 2836 \cdot 10^4}{(1.1330)^2} \left[\left(\frac{1}{1} \right)^2 \frac{37,39 \cdot 10^9}{2836 \cdot 10^4} + \frac{(1.1330)^2 \cdot 8,08 \cdot 10^4 \cdot 12,88 \cdot 10^4}{\pi^2 \cdot 2,1 \cdot 10^5 \cdot 2836 \cdot 10^4} + 120^2 \right]^{0,5} - 120$$

$$\Rightarrow M_{cr} = 83,33 \text{ KN.m}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{1.366,6 \cdot 10^3 \cdot 235 / 83,33 \cdot 10^6} = 1,01$$

$\Rightarrow \bar{\lambda}_{LT} = 1,01 > 0,4 \Rightarrow$ Il faut vérifier le déversement.

$$\phi_{LT} = 0,5 \left[1 + 0,21 \cdot (1,01 - 0,2) + 1,01^2 \right] = 1,12 \dots\dots\dots \phi_{LT} = 1,12$$

$$\chi_{LT} = 1 / \left(1,12 + \sqrt{1,12^2 - 1,01^2} \right) = 0,541 \dots\dots\dots \chi_{LT} = 0,541$$

$$M_{b,Rd} = \frac{0,541 \cdot 1.366,6 \cdot 10^{-6} \cdot 235 \cdot 10^3}{1,1} = 50,79 \text{ KN.m}$$

$$M_{b,Rd} = 50,79 \text{ KN.m} < M_{sd} = 75,22 \text{ KN.m}$$

La condition de déversement n'est pas vérifiée.

Donc il faut changer le profilé $\Rightarrow$ on prend IPE 300.

Pour IPE 300 on trouve :

$$- W_{ply} = 628,4 \text{ cm}^3$$

$$- g_p = 42,2 \text{ KN/m}$$

$$- M_{sd} = 75,53 \text{ KN.m}$$

$$- I_z = 603,8 \text{ cm}^4; I_w = 125,9 \cdot 10^3 \text{ cm}^6; I_t = 20,12 \text{ cm}^4; G = 8,08 \cdot 10^4 \text{ N/mm}^2.$$

$$\Rightarrow M_{cr} = 180,66 \text{ KN.m} \Rightarrow \bar{\lambda}_{LT} = 0,904 \Rightarrow \phi_{LT} = 0,983 \Rightarrow \chi_{LT} = 0,730$$

$$\Rightarrow M_{b,Rd} = 93,23 \text{ KN.m} > M_{sd} = 75,53 \text{ KN.m}$$

La condition de déversement est vérifiée.

e) Vérification au voilement

Dans le cas d'une poutre de classe 1 et 2 de nuance est supérieur à 235 N/mm² dans ce cas là il n'y a pas lieu de vérifier le voilement de l'âme des poutres non raidies, car $d/t_w \leq 69 \cdot \varepsilon$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$$

On a le profilé IPE 300 est de classe 1

La poutre est non raidie

$$\frac{d}{t_w} = 35,01 < 69 \cdot \varepsilon = 69$$

} Il n'y a pas lieu de vérifier le voilement de l'âme de la poutre

Conclusion :

Le profilé IPE 300 vérifie toutes les conditions de résistance, rigidité, déversement et voilement, donc on opte pour la poutre de terrasse un IPE 300.

2) La poutre principale de plancher étage courant

Calcul de la réaction R :

$$R_u = 2 \cdot R_{(solvée)} = 2 \cdot \frac{q_{u(solvée)} \times L}{2} = 2 \cdot \frac{14,44 \times 4}{2} = 59,62 \text{ KN}$$

Calcul du moment appliqué :

$$M_{sd} = M^{\max} = R_u \times 1,35 = 59,62 \times 1,35 = 79,42 \text{ KN.m}$$

Condition de la résistance :

$$M_{sd} \leq M_{c,Rd} \quad M_{sd} \leq M_{c,Rd} \Rightarrow W_{c,Rd}^{nec} \geq \frac{M_{sd} \times \gamma_{M_0}}{f_y}$$

Avec :

Profilé de classe 1..... $M_{c,Rd} = M_{pl,Rd}$

M_{sd} : le moment appliqué.

$$\gamma_{M_0} = 1.$$

$$f_y = 235 \text{ Mpa.}$$

$$W_{c.Rd}^{nec} \geq \frac{79,42 \times 10^5 \times 1}{235 \times 10^2} = 333,50 \text{ cm}^3$$

$$W_{nec} \geq 333,50 \text{ cm}^3 \Rightarrow \text{On choisi IPE 300 } (W_{pl} = 628,4 \text{ cm}^3)$$

2.1 vérification

a) Vérification à la résistance

On ajoute le poids propre de profilé au calcul de la vérification

$$\text{IPE 300} \Rightarrow g_p = 42,2 \text{ KN/m}$$

$$(M_{sd})^* = M_{sd} + 1,35 \cdot M_{pp} + M_{(bs)}$$

Avec :

$$M_{sd} = 79,42 \text{ KN.m}$$

$$M_{pp} = 1,35 \cdot g_p \cdot l^2 / 8 = 1,35 \cdot 0,307 \cdot 4^2 / 8 = 0,83 \text{ KN.m}$$

La charge sur la semelle :

$$q = (1,35 \cdot G_{\text{béton}} + 1,5 \cdot Q)$$

$$q = [1,35 \times (25 \times 0,12) + 1,5 \times 2,5]$$

$$q = 7,80 \text{ KN/m}^2.$$

$$M_{(bs)} = (q \times b_s) \cdot l^2 / 8 = (7,80 \times 0,12) \cdot 4^2 / 8 = 1,87 \text{ KN.m}$$

$$(M_{sd})^* = 79,42 + 0,83 + 1,87$$

$$(M_{sd})^* = 82,12 \text{ KN.m.} \dots \dots \dots \text{Le moment appliqué}$$

$$M_{c.Rd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{Mo}} = \frac{628,4 \times 10^{-6} \times 235 \times 10^3}{1} = 99,97 \text{ KN.m} > M_{sd} = 82,12 \text{ KN.m}$$

La condition de la résistance est vérifiée.

b) Vérification de la condition de cisaillement

$$V_{sd} \leq V_{pl.Rd} = A_v \frac{f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{Mo}} \dots \dots \dots (5.20)$$

Avec :

A_v : l'aire de cisaillement

$$A_v = 1910 \text{ mm}^2.$$

$$V_{pl.Rd} = 1910 \times \frac{235 \times 10^{-3} / \sqrt{3}}{1} = 257,73 \text{ KN}$$

Calcul de l'effort tranchant V_{sd}

La réaction :

$$V_{sd}^{\max} = R_u + \frac{q \times l}{2}$$

$$q = 1,35 \times (G_{pp} + G_{(bs)}) + 1,5 \times Q$$

$$q = 1,35 \times (0,307 + 25 \times 0,12 \times 0,12) + (1,5 \times 2,5) \times 0,12 = 1,35 \text{ KN}$$

$$V_{sd}^{\max} = 59,62 + \frac{1,35 \times 4}{2} = 65,56 \text{ KN}$$

$$V_{sd}^{\max} = 65,56 \text{ KN} < V_{pl.Rd} = 257,73 \text{ KN}$$

La condition du cisaillement est vérifiée.

Il est à noter que le moment résistant M_R dépend aussi des efforts appliqués, alors il faut voir la condition suivant :

$$V_{sd} \leq 0,5 \cdot V_{pl.Rd}$$

$V_{sd}^{\max} = 65,56 \text{ KN} < 0,5 \times V_{pl.Rd} = 128,86 \text{ KN} \Rightarrow$ Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

Donc il n'est pas nécessaire de réduire la résistance à la flexion.

c) Vérification de la condition de la flèche :

$$f_{\max} < \bar{f} = \frac{L}{250}$$

$$f_{\max} = \frac{R_{ser} \cdot c(3a^2 + 8c^2 + 12ac)}{24EI}$$

$$f_{\max} = \frac{5}{384} \times \frac{q_{ser} \times L^4}{EI}$$

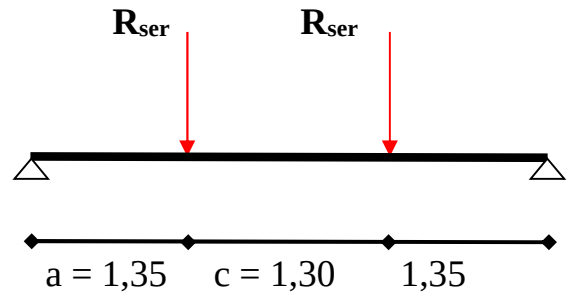


Figure 5.13 : schéma statique de la poutre

Avec :

$$q_{(bs)} = (25 \times 0,12 + 2,5) \times 0,12 = 0,66 \text{ KN/m}$$

$$R_{ser} = 2 \cdot R_{(solv)} = 2 \cdot \frac{q_{(solv)} \times L}{2} = 2 \cdot \frac{10,27 \times 4}{2} = 41,80 \text{ KN}$$

$$q_{ser} = g_p + q_{ser} = 0,307 + 0,66 = 0,97 \text{ KN}$$

$$L = 4,0 \text{ m.}$$

$$E = 2,1 \cdot 10^5 \text{ N/mm}^2.$$

$$I_y = 8356,1 \text{ cm}^4.$$

$$\text{La valeur de la flèche maximale est : } f_{\max} = f_{\max}^1 + f_{\max}^2$$

$$f_{\max}^1 = \frac{41,08 \cdot 10^3 \times 1,3 \cdot 10^3 \cdot [3 \cdot (1,35 \cdot 10^3)^2 + 8 \cdot (1,3 \cdot 10^3)^2 + 12 \cdot 1,35 \cdot 1,3 \cdot 10^6]}{24 \cdot 2,1 \cdot 10^5 \cdot 8356 \cdot 10^4} = 9,80 \text{ mm}$$

$$f_{\max}^2 = \frac{5}{384} \cdot \frac{0,97 \times (4000)^4}{2,1 \cdot 10^5 \times 8356 \cdot 10^4} = 0,20 \text{ mm}$$

La valeur de la flèche admissible est :

$$\bar{f} = \frac{L}{200} = \frac{4000}{250} = 16 \text{ mm}$$

$$f_{\max} = 9,80 + 0,20 = 10 \text{ mm} < \bar{f} = 16 \text{ mm} \quad \text{La flèche est Vérifiée}$$

a) Vérification au déversement

Il faut vérifier que : $M_{sd} \leq M_{b.Rd}$

Avec : M_{sd} : le moment appliqué $\Rightarrow M_{sd} = 82,12 \text{ KN.m}$

$M_{b.Rd}$: la résistance de calcul d'un élément non maintenu latéralement au déversement, elle être prise égale à :

$$M_{b.Rd} = \frac{\chi_{LT} \cdot \beta_w \cdot W_{pl.y} \cdot f_y}{\gamma_{M1}} \dots\dots\dots (5.48)$$

On a déjà calculé le moment résistant pour le profilé IPE 240 dans les calculs de la poutre principale du plancher terrasse :

Avec : $\beta_w = 1 \dots\dots\dots$ Classe 1.

$$W_{pl} = 628,4 \text{ cm}^3.$$

$$f_y = 235 \text{ Mpa.}$$

$$\Rightarrow M_{cr} = 85,72 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow \bar{\lambda}_{LT} = 1,008 > 0,4 \Rightarrow \text{Il faut vérifier le déversement.}$$

$$\Rightarrow \phi_{LT} = 1,093 \Rightarrow \chi_{LT} = 0,660 \Rightarrow M_{b.Rd} = 51,69 \text{ KN.m}$$

$$M_{b.Rd} = 57,83 \text{ KN.m} < M_{sd} = 82,12 \text{ KN.m}$$

La condition de déversement n'est pas vérifiée.

Donc il faut changer le profilé $\Rightarrow$ on prend IPE 330.

Pour IPE 330 on trouve :

$$- W_{ply} = 804 ; 3 \text{ cm}^3$$

$$- g_p = 49,1 \text{ KN/m}$$

$$- M_{sd} = 76,14 \text{ KN.m}$$

$$- I_z = 788 \text{ cm}^4; I_w = 199,1.10^3 \text{ cm}^6; I_t = 28,15 \text{ cm}^4; G = 8,08.10^4 \text{ N/mm}^2.$$

$$\Rightarrow M_{cr} = 193,12 \text{ KN.m} \Rightarrow \bar{\lambda}_{LT} = 0,891 \Rightarrow \phi_{LT} = 0,923 \Rightarrow \chi_{LT} = 0,681$$

$$\Rightarrow M_{b.Rd} = 97,35 \text{ KN.m} > M_{sd} = 80,45 \text{ KN.m}$$

La condition de déversement est vérifiée.

b) Vérification au voilement

Dans le cas d'une poutre de classe 1 et 2 de nuance est supérieur à 235 N/mm² dans ce cas là il n'y a pas lieu de vérifier le voilement de l'âme des poutres non raidies, car $d/t_w \leq 69.\varepsilon$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$$

On a le profilé IPE 330 est de classe 1 (on a déjà fait la classification dans " la poutre principale du plancher terrasse ").

La poutre est non raidie

$$\frac{d}{t_w} = 36,13 < 69.\varepsilon = 69$$

$\left. \begin{array}{l} \text{La poutre est non raidie} \\ \frac{d}{t_w} = 36,13 < 69.\varepsilon = 69 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Il n'y a pas lieu de vérifier le voilement de l'âme de la poutre}$

Conclusion :

Le profilé IPE 330 vérifie toutes les conditions de résistance, rigidité, déversement et voilement, donc on opte pour la poutre d'étage courant un IPE 330.

Tableau récapitulatif :

	Niveau	Profilé
Les solives	Terrasse	IPE 220
	Étage	IPE 240
Les poutres	Terrasse	IPE 300
	Étage	IPE 330

Tableau 5. 3 : tableau récapitulatif des solives et des poutres (plancher métallique).

II.3.1.2 Plancher collaborant (plancher mixte)

Méthode de construction (réalisation) :

Le calcul de plancher collaborant se en deux phases :

- phase de construction
- phase finale

1. Phase de construction

Le profilé d'acier travail seul

Les charges de la phase de construction :

- poids propre du profilé
- poids propre du béton frais
- surcharge de construction (ouvrier)

2. Phase finale

Le béton ayant durci, donc la section mixte (le profilé et la dalle) travaillant ensemble.

Les charges de la phase finale :

- poids propre du profilé
- poids propre du béton (sec)
- poids des finitions
- surcharge d'exploitation

Largeur de la dalle collaborant (largeur effective) :

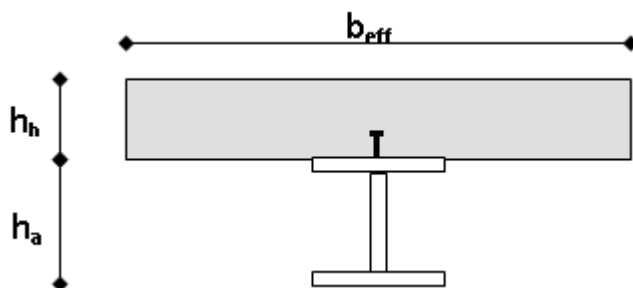


Figure 5.14 : Largeur de la dalle collaborant (largeur effective)

Dans les calculs des poutres mixtes, on prendra en compte de chaque côté de l'axe de la poutre, une largeur de la dalle égale à la plus faible des valeurs suivantes :

Largeur effective :

$$b_{eff} = \inf \begin{cases} 2.L_0/8 \dots\dots\dots L_0 : \text{longueur libre d'une poutre simplement appuie.} \\ b \dots\dots\dots \text{Entraxe entre les poutres} \end{cases}$$

I. Les solives (poutre secondaire) :

Les solives sont généralement en IPE ou IPN, et leurs espacement est compris entre 1,0 et 1,5 m et leurs portées ne doit pas dépasser les 6,0 m.

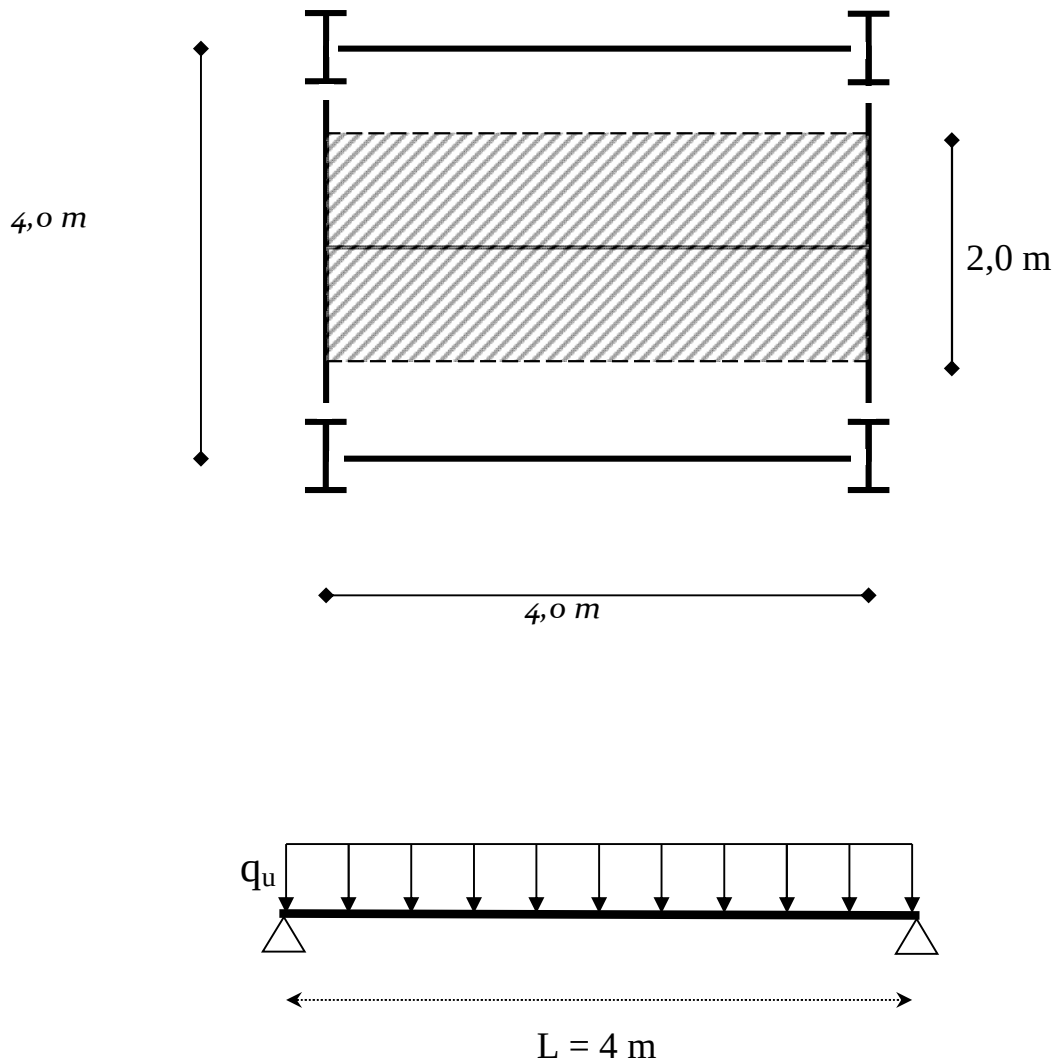


Figure 5.15 : Schéma statique de la solive

1) Solives de plancher terrasse

Prédimensionnement :

L : la portée de la solive.

On opte une section de classe 1.

$$h_a = \frac{1}{20} L = \frac{4000}{20} = 200 \text{ mm} \quad \Rightarrow \quad \text{On prend IPE 160 } (W_{pl} = 123,9 \text{ cm}^3).$$

A) Phase de construction

Le profilé d'acier travail seul

Les charges de la phase de construction :

- poids propre du profilé $g_p = 0,224 \text{ KN/m}$.
- poids propre du béton frais $G_b = 0,12.25 = 3,0 \text{ KN/m}^2$
- surcharge de construction $Q_c = 0,50 \text{ KN/m}^2$

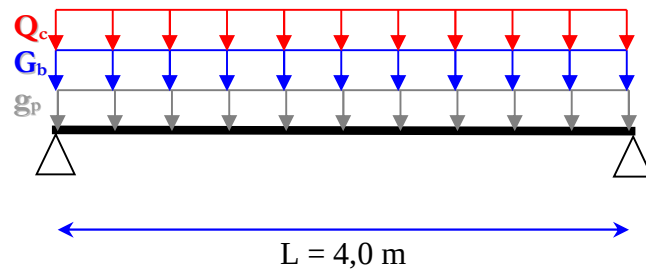


Figure 5.16 : La répartition des charges sur la solive

L'entraxe entre les solives est de 2,0 m.

Combinaison de charge :

ELU :

$$q_u = 1,35 \cdot g_p + (1,35 \cdot G_b + 1,5 \cdot Q) \times 2,0$$

$$q_u = 1,35 \cdot 0,224 + (1,35 \times 3,0 + 1,5 \times 0,5) \times 2,0$$

$$q_u = 9,90 \text{ KN/m.}$$

ELS :

$$q_{ser} = g_p + (G_b + Q) \times 2,0$$

$$q_{ser} = 0,224 + (3,0 + 0,5) \times 2,0$$

$$q_{ser} = 7,22 \text{ KN/m.}$$

1.1 Vérification

a) Vérification de résistance à la flexion

Le moment appliqué :

$$M_{\max} = M_{sd} = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{9,81 \times 4^2}{8} = 19,62 \text{ KN.m}$$

$$M_{PLRd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{Mo}} = \frac{1239 \times 10^{-6} \times 235 \times 10^3}{1} = 29,11 \text{ KN.m} > M_{sd} = 19,62 \text{ KN.m}$$

La condition de la résistance est vérifiée.

b) Vérification à l'effort tranchant

$$V_{sd} \leq V_{pl.Rd} = A_v \frac{f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{Mo}} \dots\dots\dots (5.20)$$

Avec :

A_v : l'aire de cisaillement

$$A_v = 970 \text{ mm}^2.$$

$$V_{pl.Rd} = 970 \times \frac{235 \times 10^{-3} / \sqrt{3}}{1} = 130,60 \text{ KN}$$

Calcul de l'effort tranchant V_{sd}

La réaction :

$$V_{sd}^{\max} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{9,90 \times 4}{2} = 19,80 \text{ KN}$$

La réaction :

$$V_{sd}^{\max} = 19,80 \text{ KN} < V_{pl.Rd} = 131,60 \text{ KN}$$

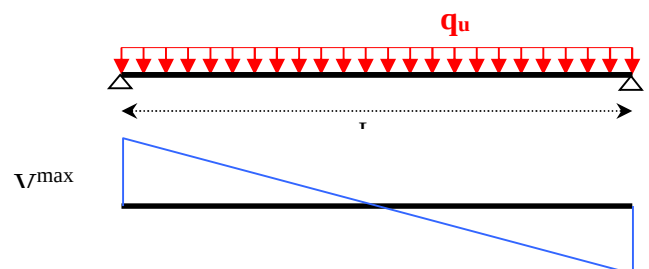


Figure 5.17 : schémas statique de l'effort tranchant V_{sd}

La condition du cisaillement est vérifiée.

c) Vérification à l'interaction de l'effort tranchant

Il est à noter que le moment résistant M_R dépend aussi des efforts appliqués, alors il faut voir la condition suivant :

$$V_{sd} \leq 0,5 \cdot V_{pl.Rd}$$

$$V_{sd}^{\max} = 19,80 \text{ KN} < 0,5 \times V_{pl.Rd} = 65,80 \text{ KN} \Rightarrow \text{Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.}$$

Donc il n'est pas nécessaire de réduire la résistance à la flexion.

d) Vérification de la condition de la flèche :

$$f_{\max} < \bar{f} = \frac{L}{200}$$

$$f_{\max} = \frac{5}{384} \times \frac{q_{ser} \times L^4}{E.I}$$

Avec :

$$q_{ser} = 7,22 \text{ KN/m.}$$

$$L = 4,0 \text{ m.}$$

$$E = 2,1 \cdot 10^5 \text{ N/mm}^2.$$

$$I_y = 869,3 \text{ cm}^4.$$

La valeur de la flèche maximale est :

$$f_{\max} = \frac{5}{384} \times \frac{7,22 \times (4000)^4}{2,1 \times 10^5 \times 869,3 \times 10^4} = 13,18 \text{ mm}$$

La valeur de la flèche admissible est :

$$\bar{f} = \frac{L}{200} = \frac{4000}{200} = 20 \text{ mm}$$

$$f_{\max}^c = 13,18 \text{ mm} < \bar{f} = 20 \text{ mm} \quad \text{La flèche est Vérifiée}$$

B) Phase finale

Le béton ayant durci, donc la section mixte (le profilé et la dalle) travaillant ensemble.

Les charges de la phase finale :

- poids propre du profilé $g_p = 0,224 \text{ KN/m.}$
- surcharge d'exploitation $Q = 1,0 \text{ KN/m}^2.$
- poids propre du béton (sec) $G_b = 25 \times 0,12 = 3,0 \text{ KN/m}^2.$
- finition :
 - ➔ Protection de gravillon $0,85 \text{ KN/m}^2.$
 - ➔ Étanchéité multicouche $0,12 \text{ KN/m}^2.$
 - ➔ Forme de pente $2,20 \text{ KN/m}^2.$
 - ➔ Isolation thermique $0,16 \text{ KN/m}^2.$

$$G_{finition} = 3,33 \text{ KN/m}^2.$$

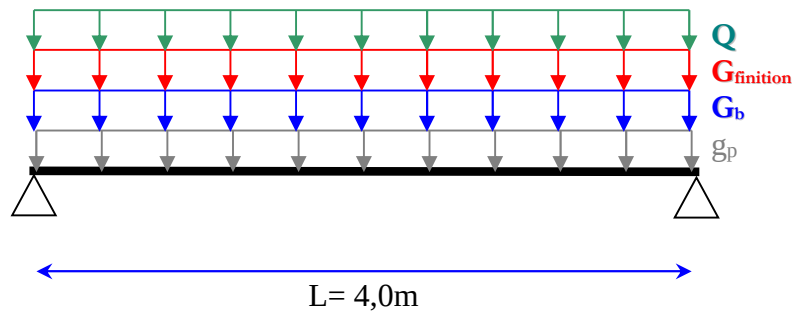


Figure 5.18 : La répartition des charges sur la solive

L'entraxe entre les solives est de 2,0 m.

Combinaison de charge :

ELU :

$$q_u = 1,35 \cdot g_p + (1,35 \cdot G_b + 1,35 \cdot G_{\text{finition}} + 1,5 \cdot Q) \times 2,0$$

$$q_u = 1,35 \cdot 0,224 + (1,35 \times 3,0 + 1,35 \times 3,33 + 1,5 \times 1,0) \times 2,0$$

$$q_u = 20,39 \text{ KN/m.}$$

ELS :

$$q_{\text{ser}} = g_p + (G_b + G_{\text{finition}} + Q) \times 2,0$$

$$q_{\text{ser}} = 0,224 + (3,0 + 3,33 + 1,0) \times 2,0$$

$$q_{\text{ser}} = 14,88 \text{ KN/m.}$$

Largeur de la dalle collaborant (largeur effective) :

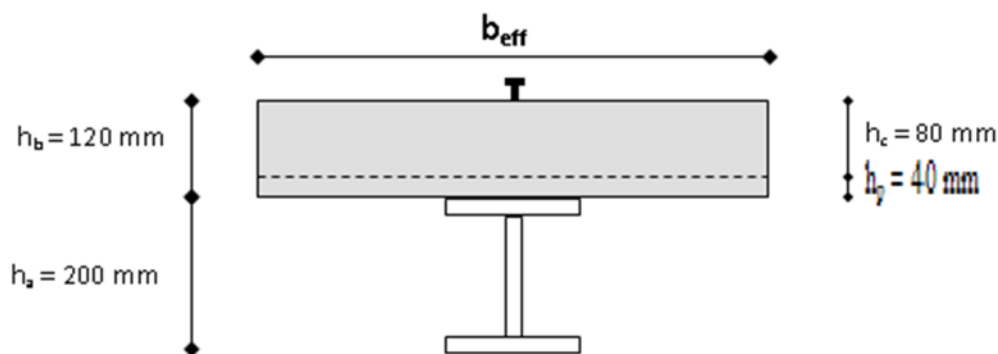


Figure 5.19 : Largeur de la dalle collaborant (largeur effective)

$$b_{\text{eff}} = \inf \begin{cases} 2 \cdot L_0 / 8 \dots\dots\dots L_0 : \text{longueur libre d'une poutre simplement appuie.} \\ b \dots\dots\dots \text{Entraxe entre les poutres} \end{cases}$$

$$b_{\text{eff}} = \inf \begin{cases} 2 \cdot 4 / 8 = 1,0 \text{ m} \\ 2,0 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow b_{\text{eff}} = 1,0 \text{ m}$$

Position de l'axe neutre plastique

$$R_{\text{Béton}} = 0,45 \cdot f_{cu} \cdot b_{\text{eff}} \cdot h_c \quad f_{cu} = 30 \text{ Mpa.}$$

$$R_{\text{Béton}} = (0,45 \times 30 \times 1000 \times 80) \cdot 10^{-3}$$

$$R_{\text{Béton}} = 1080 \text{ KN.}$$

$$R_{\text{Acier}} = 0,95 \cdot f_y \cdot A_a$$

$$R_{\text{Acier}} = (0,95 \times 235 \times 2010) \cdot 10^{-3} \quad R_{\text{Acier}} = 448,73 \text{ KN.}$$

$R_{\text{Béton}} = 1080 \text{ KN} > R_{\text{Acier}} = 448,73 \text{ KN} \Rightarrow$ Axe neutre se trouve dans la dalle de béton.

Moment résistant plastique développé par la section mixte :

$$M_{pl.Rd} = R_{acier} \left[\frac{h_a}{2} + h_c + h_p - \left(\frac{R_{acier}}{R_{Acier}} \cdot \frac{h_c}{2} \right) \right]$$

1.2 Vérification

a) Vérification de résistance à la flexion

Il faut que : $M_{sd} \leq M_{pl.Rd}$

Le moment appliqué :

$$M_{\max} = M_{sd} = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{20,39 \times 4^2}{8} = 40,78 \text{ KN.m}$$

Moment résistant plastique développé par la section mixte :

$$M_{pl.Rd} = 448,73, \left[\frac{160}{2} + 80 + 40 - \left(\frac{448,73}{1080} \cdot \frac{80}{2} \right) \right] \cdot 10^{-3} = 82,28 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 40,78 \text{ KN.m} < M_{pl.Rd} = 82,28 \text{ KN.m}$$

La condition de la résistance est vérifiée.

b) Vérification à l'effort tranchant

$$V_{sd} \leq V_{pl.Rd} = A_V \frac{f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{Mo}} \dots\dots\dots (5.20)$$

Avec :

A_V : l'aire de cisaillement

$$A_V = 970 \text{ mm}^2.$$

$$V_{pl.Rd} = 970 \times \frac{235 \times 10^{-3} / \sqrt{3}}{1} = 130,60 \text{ KN}$$

Calcul de l'effort tranchant V_{sd}

La réaction :

$$V_{sd}^{\max} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{20,39 \times 4}{2} = 40,78 \text{ KN}$$

$$V_{sd}^{\max} = 40,78 \text{ KN} < V_{pl.Rd} = 130,60 \text{ KN}$$

La réaction :

La condition du cisaillement est vérifiée.

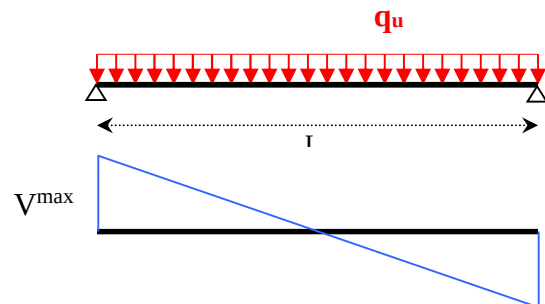


Figure 5.20 : schémas statique de l'effort tranchant V_{sd}

c) Vérification à l'interaction de l'effort tranchant

Il est à noter que le moment résistant M_R dépend aussi des efforts appliqués, alors il faut voir la condition suivant :

$$V_{sd} \leq 0,5 \cdot V_{pl.Rd}$$

$$V_{sd}^{\max} = 40,78 \text{ KN} < 0,5 \times V_{pl.Rd} = 65,30 \text{ KN} \Rightarrow \text{Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.}$$

Donc il n'est pas nécessaire de réduire la résistance à la flexion.

d) Vérification de la condition de la flèche :

$$f_{\max} < \bar{f} = \frac{L}{200}$$

$$f_{\max} = \frac{5}{384} \times \frac{q_{\text{ser}} \times L^4}{E.I}$$

Avec :

$$q_{\text{ser}} = 13,88 \text{ KN/m.}$$

$$L = 4,0 \text{ m.}$$

$$E = 2,1.10^5 \text{ N/mm}^2.$$

$$I_C = \frac{A_a \cdot (h_c + 2 \cdot h_p + h_a)^2}{4 \cdot (1 + m \cdot v)} + \frac{b_{\text{eff}} \cdot h_c^3}{12 \cdot m} + I_a$$

$$m = \frac{E_a}{E_b} = 15$$

$$v = \frac{A_a}{A_b} = \frac{2010}{820 \times 80} = 0,0306$$

$$I_C = \frac{2010 \cdot (80 + 2 \cdot 40 + 160)^2}{4 \cdot (1 + 15 \times 0,0306)} + \frac{820 \times 80^3}{12 \times 15} + 869,3 \cdot 10^4 = 4,23 \cdot 10^7 \text{ mm}^4$$

La valeur de la flèche maximale est :

$$f_{\max} = \frac{5}{384} \times \frac{14,88 \times (4000)^4}{2,1 \times 10^5 \times 4,23 \times 10^7} = 3,56 \text{ mm} \quad \Rightarrow \quad f_{\max}^f = 3,56 \text{ mm}$$

$$\text{La valeur de la flèche admissible est : } \bar{f} = \frac{L}{200} = \frac{4000}{200} = 20 \text{ mm}$$

Calcul de la flèche totale :

$$f_t = f_c + f_f = 5,90 + 3,56 = 9,46 \text{ mm} < \bar{f} = 20 \text{ mm} \quad \text{La flèche est Vérifiée}$$

Calcul des connecteurs :Type goujon : Hauteur : $h = 120 \text{ mm}$;Diamètre : $d = 19 \text{ mm}$.1. On détermine P_{rd} :

$$P_{rd} = \text{Inf} \left\{ \begin{array}{l} 0,29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot \frac{\sqrt{f_{ck} \cdot E_c}}{\gamma_v} \dots \text{Résistance dans le béton qui entour le goujon} \\ 0,8 \cdot f_u \cdot \frac{\pi \cdot d^2}{4 \cdot \gamma_v} \dots \text{Force dans le goujon.} \end{array} \right.$$

 f_{ck} : résistance caractéristique de béton 25 N/mm^2 E_c : module de Young de béton..... $30,5 \text{ KN/mm}$ f_u : résistance caractéristique des connecteurs..... 400 N/mm^2

$$\gamma_v = 1,25.$$

$$\alpha = 0,2 \cdot \left(\frac{h}{d} + 1 \right) \leq 1 \quad \Rightarrow \quad \alpha = 0,2 \cdot \left(\frac{120}{19} + 1 \right) = 1,46 \quad \Rightarrow \quad \alpha = 1$$

$$P_{rd} = \text{Inf} \left\{ \begin{array}{l} 0,29.1.19^2 \cdot \frac{\sqrt{25.30,5.10^3}}{1,25} = 73133,29 \text{ N} \\ 0,8.400 \cdot \frac{\pi.19^2}{4.1,25} = 72583,36 \text{ N} \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow P_{rd} = 72,58 \text{ KN.}$$

2. On détermine R_L :

$$R_L = \text{Inf}(R_{\text{Béton}}; R_{\text{Acier}}) = \text{Inf}(1080 \text{ KN}; 448,73 \text{ KN}) = 448,73 \text{ KN.}$$

Nombre de connecteur :

$$N_{bre} = \frac{R_L}{P_{rd}} = \frac{635,82}{72,58} = 8,76 \dots \dots \dots \text{On prend 9 connecteurs pour 2,0 m}$$

L'espacement minimal des connecteurs doit être supérieure à 5 fois le diamètre :

$$e_{min} \geq 5.d = 5 \times 19 = 95 \text{ mm}$$

$$esp = \frac{L}{N_{bre} - 1} = \frac{160}{9 - 1} = 20 \text{ cm} \Rightarrow esp = 20 \text{ cm}$$

On prend 18 connecteurs pour tout de la poutre.

e) Vérification au déversement

Il faut vérifier que : $M_{sd} \leq M_{b,Rd}$

Avec :

$$M_{sd} : \text{le moment appliqué} \Rightarrow M_{sd} = 40,78 \text{ KN.m}$$

$M_{b,Rd}$: la résistance de calcul d'un élément non maintenu latéralement au déversement, elle être prise égale à :

$$M_{b,Rd} = \frac{\chi_{LT} \cdot \beta_w \cdot W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{M1}} \dots \dots \dots (5.48)$$

Avec :

$$\beta_w = 1 \dots \dots \dots \text{Classe 1.}$$

$$W_{ply} = 220,6 \text{ cm}^3$$

$$\chi_{LT} = 1 / \left(\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2} \right) \leq 1 \dots \dots \dots (5.49)$$

$$\text{Où : } \phi_{LT} = 0,5 \left[1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]$$

$$\alpha_{LT} : \text{Facteur d'imperfection. Profilé laminé} \Rightarrow \alpha_{LT} = 0,21.$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\beta_w \cdot W_{pl,y} \cdot f_y / M_{cr}} = [\lambda_{LT} / \lambda_1] \cdot \sqrt{\beta_w}$$

M_{cr} : Moment critique élastique de déversement donné par la formule suivante :

$$M_{cr} = C_1 \cdot \frac{\pi^2 \cdot EI_z}{(KL)^2} \left\{ \left[\left(\frac{K}{K_w} \right)^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{(KL)^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot EI_z} + (C_2 \cdot z_g)^2 \right]^{0,5} - (C_2 \cdot z_g) \right\}$$

Avec :

$$z_g = z_a - z_s = h/2 = 80 \text{ mm}$$

$$z_j = 0 \dots \dots \dots \text{section doublement symétrique.}$$

$$K = 1; K_W = 1 \dots\dots\dots C_1 = 1,12.$$

$$I_Z = 86,28 \text{ cm}^4; I_W = 3,96.10^3 \text{ cm}^6; I_t = 3,6 \text{ cm}^4; G = 80800 \text{ N/mm}^2.$$

Application numérique :

$$M_{cr} = 1,12 \frac{\pi^2 \cdot 21.10^5 \cdot 1424.10^4}{(1.4000)^2} \left[\left(\frac{1}{1} \right)^2 \frac{31610^9}{862810^4} + \frac{(1.4000)^2 \cdot 80810^4 \cdot 3,6.10^4 + 80^2}{\pi^2 \cdot 21.10^5 \cdot 862810^4} \right]^{0,5} - 1 \times 80$$

$$\Rightarrow M_{cr} = 3,55.10^7 \text{ N.mm}$$

$$\lambda_{LT}^- = \sqrt{1.123,9.10^3 \cdot 235 / 3,55.10^7} = 1,0$$

$$\Rightarrow \bar{\lambda}_{LT} = 1,116 > 0,4 \Rightarrow \text{Il faut vérifier le déversement.}$$

$$\phi_{LT} = 0,5 \left[1 + 0,21 \cdot (1,0 - 0,2) + 1,0^2 \right] = 1,08 \dots\dots\dots \phi_{LT} = 1,08$$

$$\chi_{LT} = 1 / \left(1,08 + \sqrt{1,08^2 - 1,0^2} \right) = 0,452 \dots\dots\dots \chi_{LT} = 0,452$$

$$M_{b.Rd} = \frac{0,425 \cdot 1.123,9 \times 10 \times 235 \times 10^3}{1,1} = 13,18 \text{ KN.m}$$

$$M_{b.Rd} = 13,18 \text{ KN.m} < M_{sd} = 40,78 \text{ KN.m}$$

La condition de déversement n'est pas vérifiée.

Donc il faut changer le profilé $\Rightarrow$ on prend IPE 180.

Pour IPE 180 on trouve :

$$- W_{ply} = 166,4 \text{ cm}^3$$

$$- g_p = 0,181 \text{ KN/m}$$

$$- M_{sd} = 41,02 \text{ KN.m}$$

$$- I_Z = 100,81 \text{ cm}^4; I_W = 7,43.10^3 \text{ cm}^6; I_t = 4,79 \text{ cm}^4; G = 8,08.10^4 \text{ N/mm}^2.$$

$$\Rightarrow M_{cr} = 56,12 \text{ KN.m} \Rightarrow \bar{\lambda}_{LT} = 1,09 \Rightarrow \phi_{LT} = 1,032 \Rightarrow \chi_{LT} = 0,61$$

$$\Rightarrow M_{b.Rd} = 49,23 \text{ KN.m} > M_{sd} = 41,02 \text{ KN.m}$$

La condition de déversement est vérifiée.

f) Vérification au voilement

Dans le cas d'une poutre de classe 1 et 2 de nuance est supérieur à 235 N/mm² dans ce cas là il n'y a pas lieu de vérifier le voilement de l'âme des poutres non raidies, car d/t_w

$$\leq 69.\varepsilon$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$$

On a le profilé IPE 180 est de classe 1

La poutre est non raidie

$$\left. \begin{array}{l} \frac{d}{t_w} = 27,45 < 69.\varepsilon = 69 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Il n'y a pas lieu de vérifier le voilement de l'âme de la poutre}$$

Conclusion :

Le profilé IPE 180 vérifie tout les conditions de résistance, rigidité, déversement et voilement, donc on opte pour la solive de terrasse un IPE 180.

2) Solives de plancher d'étage courant

Prédimensionnement :

L : la portée de la solive.

On opte une section de classe 1.

$$h_a = \frac{1}{20} L = \frac{4000}{20} = 200 \text{ mm} \quad \Rightarrow \quad \text{On prend IPE 180 } (W_{pl} = 166,4 \text{ cm}^3).$$

A) Phase de construction

Le profilé d'acier travail seul

Les calculs et les résultats pour les solives d'étage courant sont les mêmes que pour les solives terrasse, car les charges ne change pas.

Les charges de la phase de construction :

- poids propre du profilé $g_p = 0,224 \text{ KN/m}$.
- poids propre du béton frais $G_b = 0,1225 = 3,0 \text{ KN/m}^2$
- surcharge de construction (ouvrier) $Q_c = 0,50 \text{ KN/m}^2$

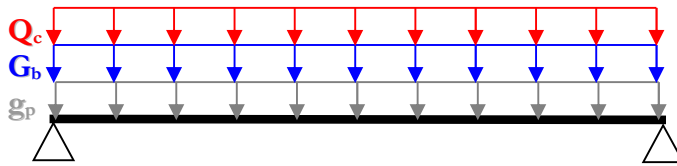


Figure 5.21 : La répartition des charges sur la solive

L'entraxe entre les solives est de 2,0 m.

Combinaison de charge :

ELU : $q_u = 9,90 \text{ KN/m}$.

ELS : $q_{ser} = 7,22 \text{ KN/m}$.

2.1 Vérification

a) Vérification de résistance à la flexion

Le moment appliqué :

$$M_{\max} = M_{sd} = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{9,81 \times 4^2}{8} = 19,62 \text{ KN.m}$$

$$M_{PLRd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{Mo}} = \frac{220,6 \times 10^{-6} \times 235 \times 10^3}{1} = 51,84 \text{ KN.m} \gg M_{sd} = 19,62 \text{ KN.m}$$

La condition de la résistance est vérifiée.

b) Vérification à l'effort tranchant

$$V_{sd} \leq V_{pl.Rd} = A_v \frac{f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{Mo}} \quad \dots \dots \dots (5.20)$$

Avec :

A_v : l'aire de cisaillement

$$A_v = 970 \text{ mm}^2.$$

$$V_{pl.Rd} = 970 \times \frac{235 \times 10^{-3} / \sqrt{3}}{1} = 131,60 \text{ KN}$$

La réaction :

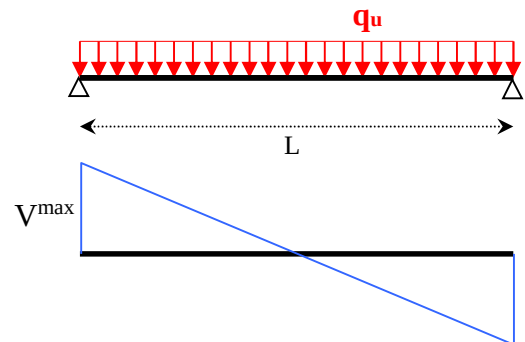


Figure 5.22 : schémas statique de l'effort tranchant V_{sd}

Calcul de l'effort tranchant V_{sd}

La réaction :

$$V_{sd}^{\max} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{9,90 \times 4}{2} = 19,80 \text{ KN}$$

$$V_{sd}^{\max} = 19,80 \text{ KN} < V_{pl.Rd} = 131,60 \text{ KN}$$

La condition du cisaillement est vérifiée

c) Vérification à l'interaction de l'effort tranchant

Il est à noter que le moment résistant M_R dépend aussi des efforts appliqués, alors il faut voir la condition suivant :

$$V_{sd} \leq 0,5 \cdot V_{pl.Rd}$$

$$V_{sd}^{\max} = 19,80 \text{ KN} < 0,5 \times V_{pl.Rd} = 65,80 \text{ KN} \Rightarrow \text{Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.}$$

Donc il n'est pas nécessaire de réduire la résistance à la flexion.

d) Vérification de la condition de la flèche :

$$f_{\max} < \bar{f} = \frac{L}{250}$$

$$f_{\max} = \frac{5}{384} \times \frac{q_{ser} \times L^4}{E.I}$$

Avec :

$$q_{ser} = 7,22 \text{ KN/m.}$$

$$L = 4,0 \text{ m.}$$

$$E = 2,1 \cdot 10^5 \text{ N/mm}^2.$$

$$I_y = 1943 \text{ cm}^4.$$

La valeur de la flèche maximale est :

$$f_{\max} = \frac{5}{384} \times \frac{7,22 \times (4000)^4}{2,1 \times 10^5 \times 1317 \times 10^4} = 7,23 \text{ mm}$$

La valeur de la flèche admissible est :

$$\bar{f} = \frac{L}{300} = \frac{4000}{250} = 16 \text{ mm}$$

La flèche est Vérifiée

B) Phase finale

Le béton ayant durci, donc la section mixte (le profilé et la dalle) travaillant ensemble.

Les charges de la phase finale :

- poids propre du profilé..... $g_p = 0,224 \text{ KN/m.}$
- surcharge d'exploitation..... $Q = 2,5 \text{ KN/m}^2.$
- poids propre du béton (sec)..... $G_b = 25 \times 0,12 = 3,0 \text{ KN/m}^2.$
- finition :
 - ➔ Dalle de sol..... $0,5 \text{ KN/m}^2.$
 - ➔ Mortier de pose..... $0,4 \text{ KN/m}^2.$
 - ➔ Faux plafond..... $0,2 \text{ KN/m}^2.$
 - ➔ Cloisonnement..... $1,0 \text{ KN/m}^2.$

$$G_{finition} = 2,1 \text{ KN/m}^2$$

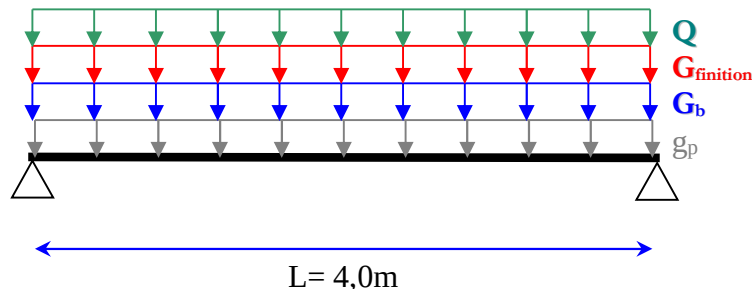


Figure 5.23 : La répartition des charges sur la solive

L'entraxe entre les solives est de 2,0 m.

Combinaison de charge :

ELU :

$$\begin{aligned}
 q_u &= 1,35 \cdot g_p + (1,35 \cdot G_b + 1,35 \cdot G_{\text{finition}} + 1,5 \cdot Q) \times 2,0 \\
 q_u &= 1,35 \cdot 0,224 + (1,35 \times 3,0 + 1,35 \times 2,1 + 1,5 \times 2,5) \times 2,0 \\
 q_u &= 21,57 \text{ KN/m.}
 \end{aligned}$$

ELS :

$$\begin{aligned}
 q_{\text{ser}} &= g_p + (G_b + G_{\text{finition}} + Q) \times 2,0 \\
 q_{\text{ser}} &= 0,224 + (3,0 + 2,1 + 2,5) \times 2,0 \\
 q_{\text{ser}} &= 15,42 \text{ KN/m.}
 \end{aligned}$$

Largeur de la dalle collaborant (largeur effective) :

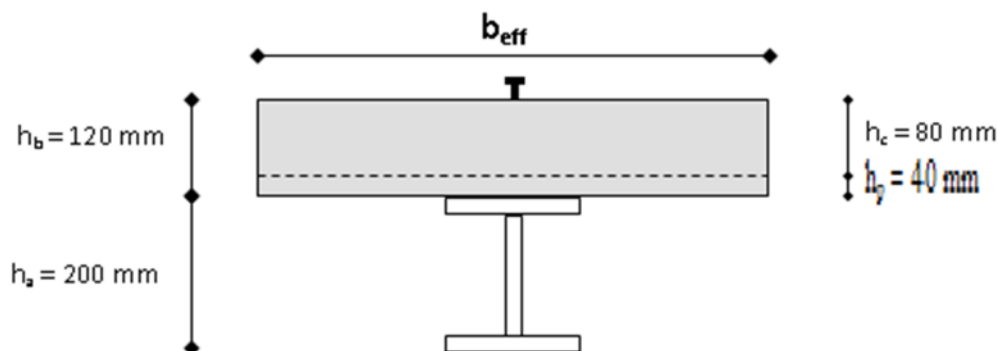


Figure 5.24 : Largeur de la dalle collaborant (largeur effective)

$$\begin{aligned}
 b_{\text{eff}} &= \inf \begin{cases} 2 \cdot L_0 / 8 \dots\dots\dots L_0 : \text{longueur libre d'une poutre simplement appuie.} \\ b \dots\dots\dots \text{Entraxe entre les poutres} \end{cases} \\
 b_{\text{eff}} &= \inf \begin{cases} 2 \cdot 4 / 8 = 1,0 \text{ m} \Rightarrow b_{\text{eff}} = 1,0 \text{ m} \\ 2,0 \text{ m} \end{cases}
 \end{aligned}$$

Position de l'axe neutre plastique

$$\begin{aligned}
 R_{\text{Béton}} &= 0,45 \cdot f_{cu} \cdot b_{\text{eff}} \cdot h_c & f_{cu} &= 30 \text{ Mpa.} \\
 R_{\text{Béton}} &= (0,45 \times 30 \times 910 \times 80) \cdot 10^{-3} \\
 R_{\text{Béton}} &= 1080 \text{ KN.}
 \end{aligned}$$

$$R_{Acier} = 0,95 \cdot f_y \cdot A_a$$

$$R_{Acier} = (0,95 \times 235 \times 2216) \cdot 10^{-3}$$

$$R_{Acier} = 494,72 \text{ KN}$$

$$R_{Béton} = 1080 \text{ KN} > R_{Acier} = 494,72 \text{ KN} \Rightarrow \text{Axe neutre se trouve dans la dalle de béton.}$$

Moment résistant plastique développé par la section mixte :

$$M_{pl.Rd} = R_{acier} \left[\frac{h_a}{2} + h_c + h_p - \left(\frac{R_{acier}}{R_{Acier}} \cdot \frac{h_c}{2} \right) \right]$$

2.2 Vérification

a) Vérification de résistance à la flexion

Il faut que : $M_{sd} \leq M_{pl.Rd}$

Le moment appliqué :

$$M_{\max} = M_{sd} = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{21,57 \times 4^2}{8} = 43,14 \text{ KN.m}$$

Moment résistant plastique développé par la section mixte :

$$M_{pl.Rd} = 494,72 \left[\frac{180}{2} + 80 + 40 - \left(\frac{494,72}{1080} \cdot \frac{80}{2} \right) \right] \cdot 10^{-3} = 118,55 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 43,14 \text{ KN.m} < M_{pl.Rd} = 118,55 \text{ KN.m}$$

La condition de la résistance est vérifiée.

b) Vérification à l'effort tranchant

$$V_{sd} \leq V_{pl.Rd} = A_v \frac{f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{Mo}} \dots\dots\dots (5.20)$$

Avec : A_v : l'aire de cisaillement

$$A_v = 1130 \text{ mm}^2.$$

$$V_{pl.Rd} = 1130 \times \frac{235 \times 10^{-3} / \sqrt{3}}{1} = 153,31 \text{ KN}$$

Calcul de l'effort tranchant V_{sd}

La réaction :

$$V_{sd}^{\max} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{21,57 \times 4}{2} = 43,14 \text{ KN}$$

$$V_{sd}^{\max} = 43,14 \text{ KN} < V_{pl.Rd} = 153,31 \text{ KN}$$

La réaction :

La condition du cisaillement est vérifiée

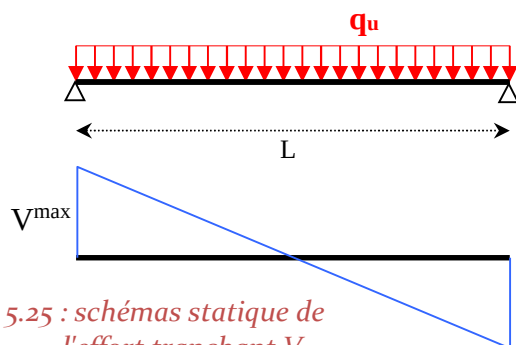


Figure 5.25 : schémas statique de l'effort tranchant V_{sd}

c) Vérification à l'interaction de l'effort tranchant

Il est à noter que le moment résistant M_R dépend aussi des efforts appliqués, alors il faut voir la condition suivant :

$$V_{sd} \leq 0,5 \cdot V_{pl.Rd}$$

$$V_{sd}^{\max} = 43,14 \text{ KN} < 0,5 \times V_{pl.Rd} = 76,65 \text{ KN} \Rightarrow \text{Pas d'interaction}$$

entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

Donc il n'est pas nécessaire de réduire la résistance à la flexion.

d) Vérification de la condition de la flèche :

$$f_{\max} < \bar{f} = \frac{L}{250}$$

$$f_{\max} = \frac{5}{384} \times \frac{q_{\text{ser}} \times L^4}{E.I}$$

Avec : $q_{\text{ser}} = 13,88 \text{ KN/m}$.

$$L = 4,0 \text{ m.}$$

$$E = 2,1.10^5 \text{ N/mm}^2.$$

$$I_c = \frac{A_a \cdot (h_c + 2 \cdot h_p + h_a)^2}{4 \cdot (1 + m \nu)} + \frac{b_{\text{eff}} \cdot h_c^3}{12 \cdot m} + I_a$$

$$m = \frac{E_a}{E_b} = 15 \quad \text{et} \quad \nu = \frac{A_a}{A_b} = \frac{2216}{910 \times 80} = 0,031$$

$$I_c = \frac{2216 \cdot (80 + 2 \cdot 40 + 180)^2}{4 \cdot (1 + 15 \times 0,031)} + \frac{910 \times 80^3}{12 \times 15} + 1317 \cdot 10^4 = 7,34 \cdot 10^7 \text{ mm}^4$$

La valeur de la flèche maximale est :

$$f_{\max} = \frac{5}{384} \times \frac{15,42 \times (4000)^4}{2,1 \times 10^5 \times 7,34 \times 10^7} = 3,90 \text{ mm} \quad \Rightarrow \quad f_{\max}^f = 3,90 \text{ mm}$$

La valeur de la flèche admissible est :

$$\bar{f} = \frac{L}{200} = \frac{4000}{250} = 16 \text{ mm}$$

Calcul de la flèche totale :

$$f_t = f_c + f_f = 5,90 + 3,90 = 9,8 \text{ mm} < \bar{f} = 16 \text{ mm} \quad \text{La flèche est Vérifiée}$$

Calcul des connecteurs :

Type goujon : Hauteur : $h = 120 \text{ mm}$; Diamètre : $d = 19 \text{ mm}$.

1. On détermine P_{rd} :

$$P_{rd} = \text{Inf} \left\{ \begin{array}{l} 0,29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot \frac{\sqrt{f_{ck} \cdot E_c}}{\gamma_v} \dots \text{Résistance dans le béton qui entoure le goujon} \\ 0,8 \cdot f_u \cdot \frac{\pi \cdot d^2}{4 \cdot \gamma_v} \dots \text{Force dans le goujon.} \end{array} \right.$$

f_{ck} : résistance caractéristique de béton ... 25 N/mm^2

E_c : module de Young de béton $30,5 \text{ KN/mm}$

f_u : résistance caractéristique des connecteurs 400 N/mm^2

$\gamma_v = 1,25$.

$$\alpha = 0,2 \cdot \left(\frac{h}{d} + 1 \right) \leq 1 \quad \Rightarrow \quad \alpha = 0,2 \cdot \left(\frac{120}{19} + 1 \right) = 1,46 \quad \Rightarrow \quad \alpha = 1$$

$$P_{rd} = \text{Inf} \left\{ \begin{array}{l} 0,29 \cdot 1 \cdot 19^2 \cdot \frac{\sqrt{25 \cdot 30,5 \cdot 10^3}}{1,25} = 73133,29 \text{ N} \\ 0,8 \cdot 400 \cdot \frac{\pi \cdot 19^2}{4 \cdot 1,25} = 72583,36 \text{ N.} \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow P_{rd} = 72,58 \text{ KN.}$$

2. On détermine R_L :

$$R_L = \inf(R_{\text{Béton}}; R_{\text{Acier}}) = \inf(1080 \text{ KN}; 635,82 \text{ KN}) = 635,82 \text{ KN}.$$

Nombre de connecteur :

$$N^{\text{bre}} = \frac{R_L}{P_{\text{rd}}} = \frac{635,82}{72,58} = 8,76 \dots \text{On prend 9 connecteurs pour 2,0 m}$$

L'espacement minimal des connecteurs doit être supérieur à 5 fois le diamètre :

$$e_{\text{min}} \geq 5.d = 5 \times 19 = 95 \text{ mm}$$

$$\text{esp} = \frac{L}{N^{\text{bre}} - 1} = \frac{180}{9 - 1} = 20 \text{ cm} \Rightarrow \text{esp} = 20 \text{ cm}$$

On prend 18 connecteurs pour tout de la poutre.

e) Vérification au déversement

Il faut vérifier que : $M_{\text{sd}} \leq M_{\text{b,Rd}}$

Avec : M_{sd} : le moment appliqué $\Rightarrow M_{\text{sd}} = 43,14 \text{ KN.m}$

$M_{\text{b,Rd}}$: la résistance de calcul d'un élément non maintenu latéralement au déversement, elle être prise égale à :

$$M_{\text{b,Rd}} = \frac{\chi_{\text{LT}} \cdot \beta_w \cdot W_{\text{pl,y}} \cdot f_y}{\gamma_{\text{M1}}} \dots (5.48)$$

On a déjà calculé le moment résistant pour le profilé IPE 240 dans les calculs de la solive du plancher terrasse :

Avec : $\beta_w = 1 \dots \text{Classe 1.}$

$$W_{\text{ply}} = 220,6 \text{ cm}^3$$

$$f_y = 235 \text{ Mpa.}$$

$$\Rightarrow M_{\text{cr}} = 4,16 \cdot 10^7 \text{ N.mm}$$

$$\Rightarrow \bar{\lambda}_{\text{LT}} = 1,116 > 0,4 \Rightarrow \text{Il faut vérifier le déversement.}$$

$$\Rightarrow \phi_{\text{LT}} = 1,219 \Rightarrow \chi_{\text{LT}} = 0,585 \Rightarrow M_{\text{b,Rd}} = 27,57 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{b,Rd}} = 27,57 \text{ KN.m} < M_{\text{sd}} = 43,14 \text{ KN.m}$$

La condition de déversement n'est pas vérifiée.

Donc il faut changer le profilé $\Rightarrow$ on prend IPE 200.

Pour IPE 200 on trouve :

$$- W_{\text{ply}} = 220,6 \text{ cm}^3$$

$$- g_p = 0,224 \text{ KN/m}$$

$$- M_{\text{sd}} = 43,36 \text{ KN.m}$$

$$- I_z = 224 \text{ cm}^4; I_w = 12,10,99^3 \text{ cm}^6; I_t = 6,98 \text{ cm}^4; G = 8,08 \cdot 10^4 \text{ N/mm}^2.$$

$$\Rightarrow M_{\text{cr}} = 84,73 \text{ KN.m} \Rightarrow \bar{\lambda}_{\text{LT}} = 1,008 \Rightarrow \phi_{\text{LT}} = 1,093 \Rightarrow \chi_{\text{LT}} = 0,660$$

$$\Rightarrow M_{\text{b,Rd}} = 51,69 \text{ KN.m} > M_{\text{sd}} = 43,36 \text{ KN.m}$$

La condition de déversement est vérifiée.

f) Vérification au voilement

Dans le cas d'une poutre de classe 1 et 2 de nuance est supérieur à 235 N/mm² dans ce cas là il n'y a pas lieu de vérifier le voilement de l'âme des poutres non raidies, car $d/t_w \leq 69 \cdot \epsilon$.

On a le profilé IPE 220 est de classe II (on a déjà fait la classification dans " la solive du plancher terrasse ").

$$\left. \begin{array}{l} \text{La poutre est non raidie} \\ \frac{d}{t_w} = 28,39 < 69,8 = 69 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Il n'y a pas lieu de vérifier le voilement de l'âme de la poutre}$$

Conclusion :

Le profilé IPE 200 vérifie toutes les conditions de résistance, rigidité, déversement et voilement, donc on opte pour la solive de terrasse un IPE 200.

II. Les poutres principales (poutres porteuses) :

Les poutres principales sont des éléments structuraux, qui permettent de supporter les charges des planchers et les transmettent aux poteaux, elles sont sollicitées principalement par un moment de flexion.

On fait les calculs pour les poutres intermédiaires.

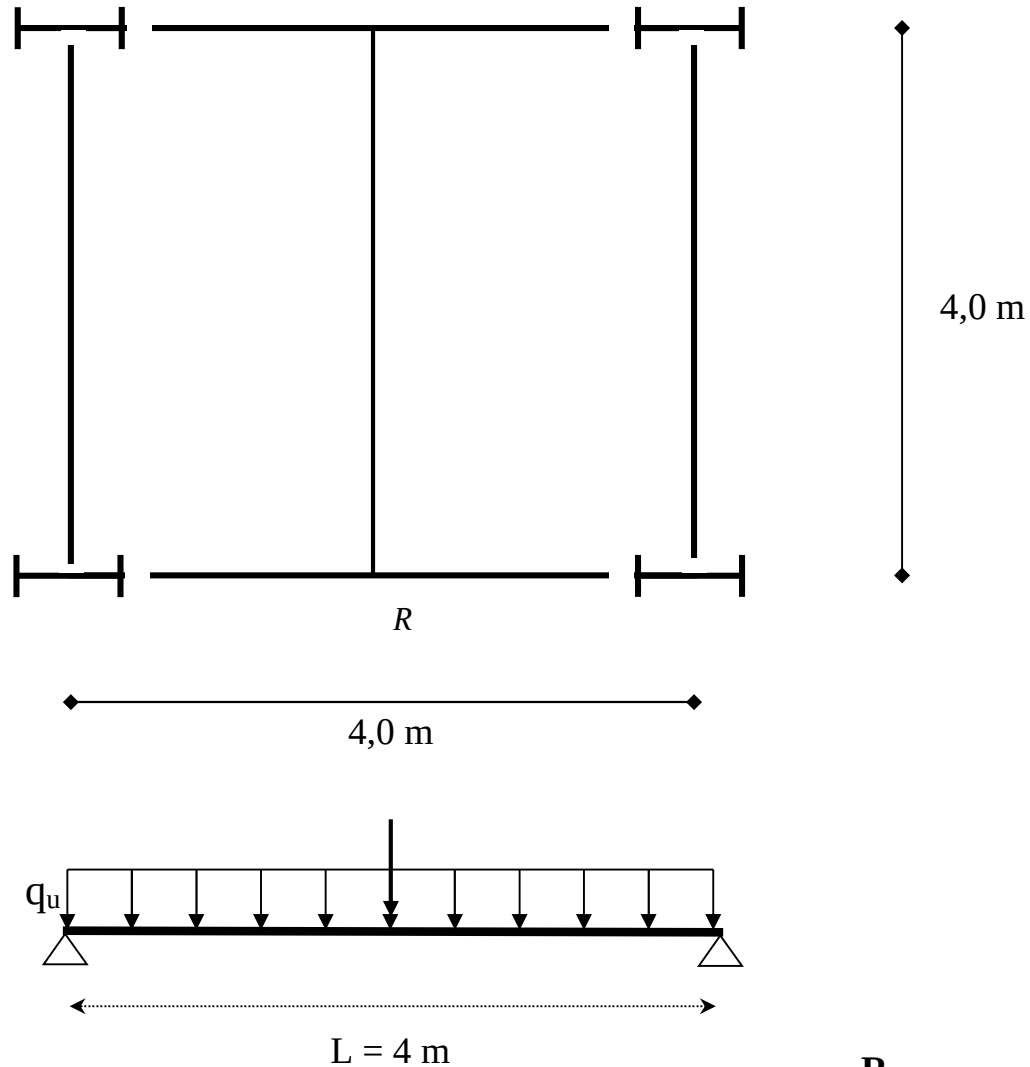


Figure 5.26 : Schémas statique de la poutre

R : Réaction de la solive sur la poutre

Moment fléchissant :

$$M^{\max} = R_u \cdot l / 4 = R_u.$$

L'effort tranchant :

$$V^{\max} = V_A = R_u / 2.$$

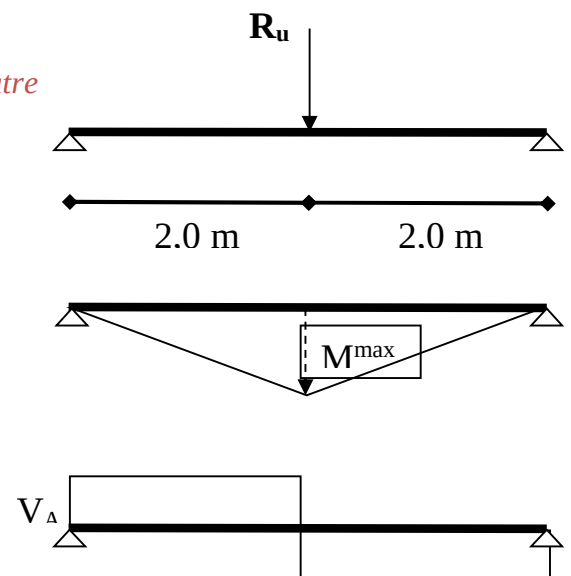


Figure 5.27 : schéma statique du moment fléchissant et l'effort tranchant

1) La poutre principale de plancher terrasse

Prédimensionnement :

L : la portée de la solive.

On opte une section de classe 1.

$$h_a = \frac{1}{20} L = \frac{4000}{20} = 200 \text{ mm} \quad \Rightarrow \quad \text{On prend IPE 240 } (W_{pl} = 366,6 \text{ cm}^3).$$

A) Phase de construction

Le profilé d'acier travail seul

Les charges de la phase de construction :

Calcul de la réaction R_u :

ELU :

$$q_u = 1,35 \cdot g_p (\text{solive}) + (1,35 \cdot G_b + 1,5 \cdot Q) \times 2,0$$

$$q_u = 1,35 \cdot 0,307 + (1,35 \times 3,0 + 1,5 \times 0,5) \times 2,0$$

$$q_u = 10,01 \text{ KN/m.}$$

$$R_u = 2 \cdot R_{(\text{solive})} = 2 \cdot \frac{q_{u(\text{solive})} \times L}{2} = 2 \cdot \frac{10,01 \times 4}{2} = 40,04 \text{ KN}$$

Calcul de la charge répartie :

$$q = q_{pp} + q_{(bs)}$$

$$q_{pp} = 1,35 \cdot g_p = 1,35 \times 0,307 = 0,41 \text{ KN/m} \dots \dots \dots \text{ Poids propre de la poutre.}$$

$$q_{(bs)} = (1,35 \cdot G_{\text{béton}} + 1,5 \cdot Q) \times 0,12 \dots \dots \dots \text{ La charge sur la semelle.}$$

$$q_{(bs)} = (1,35 \times 25 \times 0,12 + 1,5 \times 0,5) \times 0,12 = 0,58 \text{ KN/m}$$

$$q = 0,41 + 0,58 = 0,99 \text{ KN/m.}$$

Vérification

a) Vérification de résistance à la flexion

Il faut que : $M_{sd} \leq M_{pl.Rd}$

Le moment appliqué :

$$M_{sd} = M^{\max} = \frac{R_u \cdot l}{4} + \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{40,04 \times 4}{4} + \frac{0,99 \times 4^2}{8} = 42,02 \text{ KN.m}$$

Moment résistant plastique :

$$M_{pl.Rd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{Mo}} = \frac{366,6 \times 10^{-6} \times 235 \times 10^3}{1} = 86,15 \text{ KN.m} \gg M_{sd} = 42,02 \text{ KN.m}$$

La condition de la résistance est vérifiée.

b) Vérification à l'effort tranchant

$$V_{sd} \leq V_{pl.Rd} = A_V \frac{f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{Mo}} \quad (5.20)$$

Avec : A_V : l'aire de cisaillement

$$A_V = 1910 \text{ mm}^2.$$

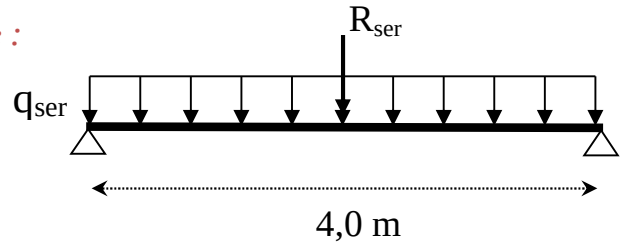
$V_{sd}^{\max} = 22 \text{ KN} < 0,5 \times V_{pl.Rd} = 129,90 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad \text{Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.}$

Donc il n'est pas nécessaire de réduire la résistance à la flexion.

c) Vérification de la condition de la flèche :

$$f_{\max} < \bar{f} = \frac{L}{200}$$

$$f_{\max} = \frac{R_{\text{ser}} \cdot L^3}{48 \cdot EI} + \frac{5}{384} \cdot \frac{q_{\text{ser}} \times L^4}{EI}$$



Avec :

Figure 5.28 : La répartition des charges sur la poutre

$$q_{\text{ser}} = g_p (\text{solive}) + (G_b + Q) \times 2,0$$

$$q_{\text{ser}} = 0,307 + (3,0 + 0,5) \times 2,0$$

$$q_{\text{ser}} = 7,31 \text{ KN/m.}$$

$$R_{\text{ser}} = 2 \cdot R_{(\text{solive})} = 2 \cdot \frac{q_{\text{ser}(\text{solive})} \times L}{2} = 2 \cdot \frac{7,31 \times 4}{2} = 29,24 \text{ KN}$$

Calcul de la charge réparti :

$$q = q_{pp} + q_{(bs)}$$

$$q_{pp} = g_p = 0,307 \text{ KN/m.} \dots \dots \dots \text{Poids propre de la poutre.}$$

$$q_{(bs)} = (G_{\text{béton}} + Q) \times 0,12 \dots \dots \dots \text{La charge sur la semelle.}$$

$$q_{(bs)} = (25 \times 0,12 + 0,5) \times 0,12 = 0,42 \text{ KN/m}$$

$$q = 0,307 + 0,42 = 0,73 \text{ KN/m.}$$

$$L = 4,0 \text{ m.}$$

$$E = 2,1 \cdot 10^5 \text{ N/mm}^2.$$

$$I_y = 3892 \text{ cm}^4.$$

La valeur de la flèche maximale est :

$$f_{\max} = \frac{29,24 \cdot 10^3 \times (4000)^3}{48 \times 2,1 \cdot 10^5 \times 3892 \cdot 10^4} + \frac{5}{384} \cdot \frac{0,73 \times (4000)^4}{2,1 \times 10^5 \times 3892 \times 10^4} = 5,07 \text{ mm}$$

La valeur de la flèche admissible est :

$$\bar{f} = \frac{L}{200} = \frac{4000}{200} = 20 \text{ mm}$$

$$f_{\max}^c = 5,07 \text{ mm} < \bar{f} = 20 \text{ mm} \quad \text{La flèche est Vérifiée}$$

B) Phase finale

Le béton ayant durci, donc la section mixte (le profilé et la dalle) travaillant ensemble.

Les charges de la phase de construction :

Calcul de la réaction R_u :

ELU :

$$q_u = 1,35 \cdot g_p + (1,35 \cdot G_b + 1,35 \cdot G_{\text{finition}} + 1,5 \cdot Q) \times 2,0$$

$$q_u = 1,35 \cdot 0,307 + (1,35 \times 3,0 + 1,35 \times 3,33 + 1,5 \times 1,0) \times 2,0$$

$$q_u = 20,51 \text{ KN/m.}$$

$$R_u = 2 \cdot R_{(\text{solive})} = 2 \cdot \frac{q_{u(\text{solive})} \times L}{2} = 2 \cdot \frac{20,51 \times 4}{2} = 82,04 \text{ KN}$$

Calcul de la charge réparti :

$$q = q_{pp} + q_{(bs)}$$

$$q_{pp} = 1,35 \cdot g_p = 1,35 \times 0,307 = 0,41 \text{ KN/m.} \dots \dots \dots \text{Poids propre de la poutre.}$$

$$q_{(bs)} = (1,35 \cdot G_{\text{béton}} + 1,5 \cdot Q) \times 0,12 \dots\dots\dots \text{La charge sur la semelle.}$$

$$q_{(bs)} = (1,35 \times 25 \times 0,12 + 1,5 \times 1,0) \times 0,12 = 0,67 \text{ KN/m}$$

$$q = 0,41 + 0,67 = 1,08 \text{ KN/m.}$$

Largeur de la dalle collaborant (largeur effective) :

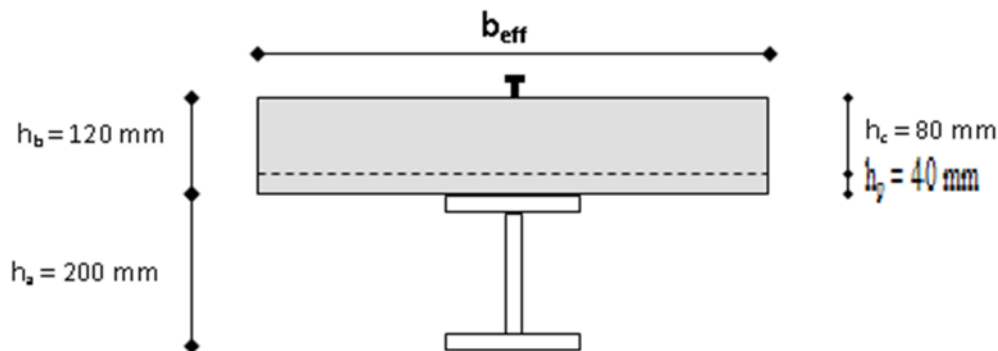


Figure 5.29 : Largeur de la dalle collaborant (largeur effective)

$$b_{\text{eff}} = \inf \begin{cases} 2 \cdot L_0 / 8 \dots\dots\dots L_0 : \text{longueur libre d'une poutre simplement appuie.} \\ b \dots\dots\dots \text{Entraxe entre les poutres} \end{cases}$$

$$b_{\text{eff}} = \inf \begin{cases} 2,4 / 8 = 1,0 \text{ m} \\ 4,0 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow b_{\text{eff}} = 1,0 \text{ m}$$

Position de l'axe neutre plastique

$$R_{\text{Béton}} = 0,45 \cdot f_{cu} \cdot b_{\text{eff}} \cdot h_c \qquad f_{cu} = 30 \text{ Mpa.}$$

$$R_{\text{Béton}} = (0,45 \times 30 \times 1000 \times 80) \cdot 10^{-3}$$

$$R_{\text{Béton}} = 1080 \text{ KN.}$$

$$R_{\text{Acier}} = 0,95 \cdot f_y \cdot A_a$$

$$R_{\text{Acier}} = (0,95 \times 235 \times 3912) \cdot 10^{-3}$$

$$R_{\text{Acier}} = 873,35 \text{ KN.}$$

$$R_{\text{Béton}} = 1080 \text{ KN} > R_{\text{Acier}} = 873,35 \text{ KN} \Rightarrow \text{Axe neutre se trouve dans la dalle de béton.}$$

Moment résistant plastique développé par la section mixte :

$$M_{\text{pl.Rd}} = R_{\text{acier}} \left[\frac{h_a}{2} + h_c + h_p - \left(\frac{R_{\text{acier}}}{R_{\text{Acier}}} \cdot \frac{h_c}{2} \right) \right]$$

Vérification

a) Vérification de résistance à la flexion

Il faut que : $M_{sd} \leq M_{pl.Rd}$

Le moment appliqué :

$$M_{sd} = M^{\max} = \frac{R_u \cdot l}{4} + \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{82,04 \times 4}{4} + \frac{1,08 \times 4^2}{8} = 84,20 \text{ KN.m}$$

Moment résistant plastique développé par la section mixte :

$$M_{pl.Rd} = 873,35 \left[\frac{240}{2} + 80 + 40 - \left(\frac{873,35}{1080} \cdot \frac{80}{2} \right) \right] \cdot 10^{-3} = 181,35 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 84,20 \text{ KN.m} < M_{pl.Rd} = 181,35 \text{ KN.m}$$

La condition de la résistance est vérifiée.

b) Vérification à l'effort tranchant

$$V_{sd} \leq V_{pl.Rd} = A_V \frac{f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{Mo}} \dots\dots\dots (5.20)$$

Avec :

A_V : l'aire de cisaillement

$$A_V = A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f$$

$$A_V = 3912 - 2 \cdot 120 \cdot 9,8 + (6,2 + 2 \cdot 15) \cdot 9,8$$

$$A_V = 1914,76 \text{ mm}^2.$$

$$V_{pl.Rd} = 1914,76 \times \frac{235 \times 10^{-3} / \sqrt{3}}{1} = 259,79 \text{ KN}$$

Calcul de l'effort tranchant V_{sd}

$$\text{La réaction : } V_{sd}^{\max} = \frac{R_u}{2} + \frac{q \times l}{2} = \frac{82,04}{2} + \frac{1,08 \times 4}{2} = 43,18 \text{ KN}$$

$$V_{sd}^{\max} = 43,18 \text{ KN} < V_{pl.Rd} = 259,79 \text{ KN}$$

La condition du cisaillement est vérifiée.

c) Vérification à l'interaction de l'effort tranchant

Il est à noter que le moment résistant M_R dépend aussi des efforts appliqués, alors il faut voir la condition suivant :

$$V_{sd} \leq 0,5 \cdot V_{pl.Rd}$$

$V_{sd}^{\max} = 43,18 \text{ KN} < 0,5 \times V_{pl.Rd} = 129,90 \text{ KN} \Rightarrow$ Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

Donc il n'est pas nécessaire de réduire la résistance à la flexion.

d) Vérification de la condition de la flèche :

$$f_{\max} < \bar{f} = \frac{L}{200}$$

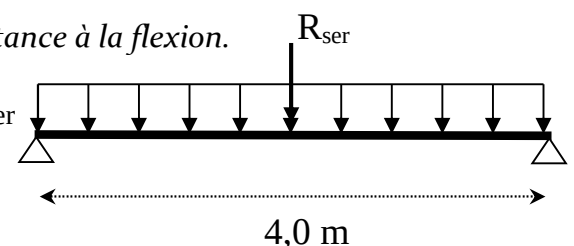


Figure 5.30 : La répartition des charges sur la poutre

$$f_{\max} = \frac{R_{ser} \cdot l^3}{48 \cdot EI} + \frac{5}{384} \cdot \frac{q_{ser} \times L^4}{EI}$$

Avec :

$$q_u = g_p + (G_b + G_{\text{finition}} + Q) \times 2,0$$

$$q_u = 0,307 + (3,0 + 3,33 + 1,0) \times 2,0$$

$$q_u = 14,97 \text{ KN/m.}$$

$$R_u = 2 \cdot R_{(\text{solvé})} = 2 \cdot \frac{q_{u(\text{solvé})} \times L}{2} = 2 \cdot \frac{14,97 \times 4}{2} = 59,88 \text{ KN}$$

Calcul de la charge répartie :

$$q = q_{pp} + q_{(bs)}$$

$$q_{pp} = 0,307 \text{ KN/m} \dots\dots\dots \text{Poids propre de la poutre.}$$

$$q_{(bs)} = (G_{\text{béton}} + Q) \times 0,12 \dots\dots\dots \text{La charge sur la semelle.}$$

$$q_{(bs)} = (25 \times 0,12 + 1,0) \times 0,12 = 0,48 \text{ KN/m}$$

$$q = 0,307 + 0,48 = 0,79 \text{ KN/m.}$$

$$L = 4,0 \text{ m.}$$

$$E = 2,1 \cdot 10^5 \text{ N/mm}^2.$$

$$I_c = \frac{A_a \cdot (h_c + 2 \cdot h_p + h_a)^2}{4 \cdot (1 + m \nu)} + \frac{b_{\text{eff}} \cdot h_c^3}{12 \cdot m} + I_a$$

$$m = \frac{E_a}{E_b} = 15$$

$$\nu = \frac{A_a}{A_b} = \frac{3912}{1000 \times 80} = 0,0489$$

$$I_c = \frac{3912 \cdot (80 + 2 \cdot 40 + 240)^2}{4 \cdot (1 + 15 \times 0,0489)} + \frac{1000 \times 80^3}{12 \times 15} + 3892 \cdot 10^4 = 13,20 \cdot 10^7 \text{ mm}^4$$

La valeur de la flèche maximale est :

$$f_{\max} = \frac{59,88 \cdot 10^3 \times (4000)^3}{48 \times 2,1 \cdot 10^5 \times 1,32 \cdot 10^8} + \frac{5}{384} \cdot \frac{0,79 \times (4000)^4}{2,1 \times 10^5 \times 1,32 \times 10^8} = 2,98 \text{ mm}$$

$$f_{\max}^f = 2,98 \text{ mm}$$

La valeur de la flèche admissible est :

Calcul de la flèche totale :

$$f_t = f_c + f_f = 5,07 + 2,98 = 8,05 \text{ mm} < \bar{f} = 20 \text{ mm} \quad \text{La flèche est Vérifiée}$$

Calcul des connecteurs :

Type goujon : Hauteur : $h = 120 \text{ mm}$;

Diamètre : $d = 19 \text{ mm}$.

1. On détermine P_{rd} :

$$P_{rd} = \text{Inf} \left\{ \begin{array}{l} 0,29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot \frac{\sqrt{f_{ck} \cdot E_c}}{\gamma_v} \dots \text{Résistance dans le béton qui entoure le goujon} \\ 0,8 \cdot f_u \cdot \frac{\pi \cdot d^2}{4 \cdot \gamma_v} \dots\dots\dots \text{Force dans le goujon.} \end{array} \right.$$

f_{ck} : résistance caractéristique de béton..... 25 N/mm^2

E_c : module de Young de béton $30,5 \text{ KN/mm}$

f_u : résistance caractéristique des connecteurs..... 400 N/mm²

$\gamma_v = 1,25$.

$$\alpha = 0,2 \cdot \left(\frac{h}{d} + 1 \right) \leq 1 \Rightarrow \alpha = 0,2 \cdot \left(\frac{120}{19} + 1 \right) = 1,46 \Rightarrow \alpha = 1$$

$$P_{rd} = \text{Inf} \left\{ \begin{array}{l} 0,29 \cdot 1 \cdot 19^2 \cdot \frac{\sqrt{25 \cdot 30,5 \cdot 10^3}}{1,25} = 73133,29 \text{ N} \\ 0,8 \cdot 400 \cdot \frac{\pi \cdot 19^2}{4 \cdot 1,25} = 72583,36 \text{ N} \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow P_{rd} = 72,58 \text{ KN}.$$

2. On détermine R_L :

$$R_L = \text{Inf}(R_{\text{Béton}}; R_{\text{Acier}}) = \text{Inf}(1080 \text{ KN}; 873,35 \text{ KN}) = 873,35 \text{ KN}.$$

Nombre de connecteur :

$$N_{bre} = \frac{R_L}{P_{rd}} = \frac{873,35}{72,58} = 12,03 \dots \dots \dots \text{On prend 13 connecteurs pour 2,0 m}$$

L'espacement minimal des connecteurs doit être supérieure à 5 fois le diamètre :

$$e_{min} \geq 5 \cdot d = 5 \cdot 19 = 95 \text{ mm}$$

$$esp = \frac{L}{N_{bre} - 1} = \frac{200}{13 - 1} = 16,67 \text{ cm} \Rightarrow esp = 17 \text{ cm}$$

On prend 26 connecteurs pour tout de la poutre.

e) Vérification au déversement

Il faut vérifier que : $M_{sd} \leq M_{b,Rd}$

Avec :

M_{sd} : le moment appliqué $\Rightarrow M_{sd} = 84,20 \text{ KN.m}$

$M_{b,Rd}$: la résistance de calcul d'un élément non maintenu latéralement au déversement, elle être prise égale à :

$$M_{b,Rd} = \frac{\chi_{LT} \cdot \beta_w \cdot W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{M1}} \dots \dots \dots (5.48)$$

Avec :

$\beta_w = 1 \dots \dots \dots$ Classe 1.

$$W_{ply} = 366,6 \text{ cm}^3$$

$$\chi_{LT} = 1 / \left(\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2} \right) \leq 1 \dots \dots \dots (5.49)$$

$$\text{Où : } \phi_{LT} = 0,5 \left[1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]$$

α_{LT} : Facteur d'imperfection. Profilé laminé $\Rightarrow \alpha_{LT} = 0,21$.

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\beta_w \cdot W_{pl,y} \cdot f_y / M_{cr}} = [\lambda_{LT} / \lambda_1] \sqrt{\beta_w}$$

M_{cr} : Moment critique élastique de déversement donné par la formule suivante :

$$M_{cr} = C_1 \cdot \frac{\pi^2 \cdot EI_z}{(KL)^2} \left\{ \left[\left(\frac{K}{K_w} \right)^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{(KL)^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot EI_z} + (C_2 \cdot z_g)^2 \right]^{0,5} - (C_2 \cdot z_g) \right\}$$

Avec :

$$z_g = z_a - z_s = h/2 = 120 \text{ mm}$$

$z_j = 0$ section doublement symétrique.

$$K = 1; K_w = 1 \dots\dots\dots C_1 = 1,12.$$

$$I_z = 283,6 \text{ cm}^4; I_w = 37,39 \cdot 10^3 \text{ cm}^6; I_t = 12,88 \text{ cm}^4; G = 80800 \text{ N/mm}^2.$$

Application numérique :

$$M_{cr} = 1,132 \cdot \frac{\pi^2 \cdot 21 \cdot 10^5 \cdot 283,6 \cdot 10^4}{(1,1330)^2} \left[\left(\frac{1}{1} \right)^2 \frac{37,39 \cdot 10^9}{283,6 \cdot 10^4} + \frac{(1,1330)^2 \cdot 8,08 \cdot 10^4 \cdot 12,88 \cdot 10^4 + 120^2}{\pi^2 \cdot 21 \cdot 10^5 \cdot 283,6 \cdot 10^4} \right]^{0,5} - 120$$

$$\Rightarrow M_{cr} = 84,73 \text{ KN.m.}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{1,220,6 \cdot 10^3 \cdot 235 / 4,16 \cdot 10^7} = 1,008$$

$\Rightarrow \bar{\lambda}_{LT} = 1,008 > 0,4 \Rightarrow$ Il faut vérifier le déversement.

$$\phi_{LT} = 0,5 \left[1 + 0,21 \cdot (1,116 - 0,2) + 1,116^2 \right] = 1,093 \dots\dots\dots \phi_{LT} = 1,093$$

$$\chi_{LT} = 1 / \left(1,219 + \sqrt{1,219^2 - 1,116^2} \right) = 0,660 \dots\dots\dots \chi_{LT} = 0,660$$

$$M_{b,Rd} = \frac{0,660 \cdot 1,366,6 \cdot 10^3 \cdot 235}{1,1} = 51,69 \text{ KN.m}$$

$$M_{b,Rd} = 51,69 \text{ KN.m} < M_{sd} = 84,20 \text{ KN.m}$$

La condition de déversement n'est pas vérifiée.

Donc il faut changer le profilé $\Rightarrow$ on prend IPE 270.

Pour IPE 270 on trouve :

$$- W_{ply} = 484 \text{ cm}^3$$

$$- g_p = 0,361 \text{ KN/m}$$

$$- M_{sd} = 84,52 \text{ KN.m}$$

$$- I_z = 419,77 \text{ cm}^4; I_w = 70,58 \cdot 10^3 \text{ cm}^6; I_t = 15,94 \text{ cm}^4; G = 8,08 \cdot 10^4 \text{ N/mm}^2.$$

$$\Rightarrow M_{cr} = 178,21 \text{ KN.m} \Rightarrow \bar{\lambda}_{LT} = 0,91 \Rightarrow \phi_{LT} = 0,954 \Rightarrow \chi_{LT} = 0,691$$

$$\Rightarrow M_{b,Rd} = 97,45 \text{ KN.m} > M_{sd} = 84,52 \text{ KN.m}$$

La condition de déversement est vérifiée.

f) Vérification au voilement

Dans le cas d'une poutre de classe 1 et 2 de nuance est supérieur à 235 N/mm² dans ce cas là il n'y a pas lieu de vérifier le voilement de l'âme des poutres non raidies, car $d/t_w \leq 69, \varepsilon$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$$

On a le profilé (IPE 270) est de classe 1

La poutre est non raidie

$$\frac{d}{t_w} = 33,27 < 69 \cdot \varepsilon = 69$$

$\Rightarrow$

Il n'y a pas lieu de vérifier le voilement de l'âme de la poutre

Conclusion :

Le profilé IPE 270 vérifie toutes les conditions de résistance, rigidité, déversement et voilement, donc on opte pour la poutre de terrasse un IPE 270.

2) La poutre principale de plancher d'étage courant

Prédimensionnement :

L : la portée de la solive.

On opte une section de classe 1.

$$h_a = \frac{1}{20} L = \frac{4000}{20} = 200 \text{ mm} \quad \Rightarrow \quad \text{On prend IPE 270 } (W_{pl} = 484 \text{ cm}^3).$$

A) Phase de construction

Le profilé d'acier travaille seul

Les calculs et les résultats pour les poutres d'étage courant sont les mêmes que pour les poutres terrasse, car les charges ne changent pas.

Les charges de la phase de construction :

Calcul de la réaction R_u :

ELU :

$$q_u = 1,35 \cdot g_p (\text{solive}) + (1,35 \cdot G_b + 1,5 \cdot Q) \times 2,0$$

$$q_u = 1,35 \cdot 0,307 + (1,35 \times 3,0 + 1,5 \times 0,5) \times 2,0$$

$$q_u = 10,01 \text{ KN/m.}$$

$$R_u = 2 \cdot R_{(\text{solive})} = 2 \cdot \frac{q_{u(\text{solive})} \times L}{2} = 2 \cdot \frac{10,01 \times 4}{2} = 40,04 \text{ KN}$$

Calcul de la charge répartie :

$$q = q_{pp} + q_{(bs)}$$

$$q_{pp} = 1,35 \cdot g_p = 1,35 \times 0,307 = 0,41 \text{ KN/m} \dots\dots\dots \text{Poids propre de la poutre.}$$

$$q_{(bs)} = (1,35 \cdot G_{\text{béton}} + 1,5 \cdot Q) \times 0,12 \dots\dots\dots \text{La charge sur la semelle.}$$

$$q_{(bs)} = (1,35 \times 25 \times 0,12 + 1,5 \times 0,5) \times 0,12 = 0,58 \text{ KN/m}$$

$$q = 0,41 + 0,58 = 0,99 \text{ KN/m.}$$

Vérification

a) Vérification de résistance à la flexion

Il faut que : $M_{sd} \leq M_{pl,Rd}$

Le moment appliqué :

$$M_{sd} = M^{\max} = \frac{R_u \cdot l}{4} + \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{40,04 \times 4}{4} + \frac{0,99 \times 4^2}{8} = 42,02 \text{ KN.m}$$

Moment résistant plastique :

$$M_{PLRd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{484 \times 10^{-6} \times 235 \times 10^3}{1} = 113,74 \text{ KN.m} > M_{sd} = 42,02 \text{ KN.m}$$

La condition de la résistance est vérifiée.

b) Vérification à l'effort tranchant

$$V_{sd} \leq V_{pl.Rd} = A_V \frac{f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{Mo}} \quad (5.20)$$

Avec : A_V : l'aire de cisaillement

$$A_V = 2210 \text{ mm}^2.$$

$$V_{pl.Rd} = 2210 \times \frac{235 \times 10^{-3} / \sqrt{3}}{1} = 299,84 \text{ KN}$$

Calcul de l'effort tranchant V_{sd}

La réaction :

$$V_{sd}^{\max} = \frac{R_u}{2} + \frac{q \times l}{2} = \frac{40,04}{2} + \frac{0,99 \times 4}{2} = 22 \text{ KN}$$

$$V_{sd}^{\max} = 22 \text{ KN} < V_{pl.Rd} = 299,84 \text{ KN} \quad \text{La condition du cisaillement est vérifiée.}$$

c) Vérification à l'interaction de l'effort tranchant

Il est à noter que le moment résistant M_R dépend aussi des efforts appliqués, alors il faut voir la condition suivant :

$$V_{sd} \leq 0,5 \cdot V_{pl.Rd}$$

$$V_{sd}^{\max} = 22 \text{ KN} < 0,5 \times V_{pl.Rd} = 149,92 \text{ KN} \Rightarrow \text{Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.}$$

Donc il n'est pas nécessaire de réduire la résistance à la flexion.

d) Vérification de la condition de la flèche :

$$f_{\max} < \bar{f} = \frac{L}{250}$$

$$f_{\max} = \frac{R_{ser} \cdot l^3}{48 \cdot EI} + \frac{5}{384} \cdot \frac{q_{ser} \times L^4}{EI}$$

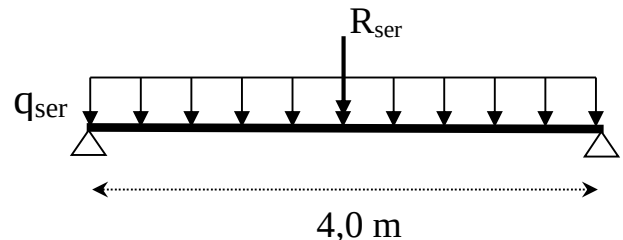


Figure 5.31 : La répartition des charges sur la poutre

Avec :

$$q_{ser} = g_p \text{ (solive)} + (G_b + Q) \times 2,0$$

$$q_{ser} = 0,307 + (3,0 + 0,5) \times 2,0$$

$$q_{ser} = 7,31 \text{ KN/m.}$$

$$R_{ser} = 2 \cdot R_{(solive)} = 2 \cdot \frac{q_{ser(solive)} \times L}{2} = 2 \cdot \frac{7,31 \times 4}{2} = 29,24 \text{ KN}$$

Calcul de la charge répartie :

$$q = q_{pp} + q_{(bs)}$$

$$q_{pp} = g_p = 0,307 \text{ KN/m} \dots \dots \dots \text{ Poids propre de la poutre.}$$

$$q_{(bs)} = (G_{\text{béton}} + Q) \times 0,12 \dots \dots \dots \text{ La charge sur la semelle.}$$

$$q_{(bs)} = (25 \times 0,12 + 0,5) \times 0,12 = 0,42 \text{ KN/m}$$

$$q = 0,307 + 0,42 = 0,73 \text{ KN/m.}$$

$$L = 4,0 \text{ m.}$$

$$E = 2,1 \cdot 10^5 \text{ N/mm}^2.$$

$$I_y = 5789,8 \text{ cm}^4.$$

La valeur de la flèche maximale est :

$$f_{\max} = \frac{29,24 \cdot 10^3 \times (4000)^3}{48 \times 2,1 \cdot 10^5 \times 5789,8 \cdot 10^4} + \frac{5}{384} \cdot \frac{0,73 \times (4000)^4}{2,1 \times 10^5 \times 5789,8 \times 10^4} = 4,11 \text{ mm}$$

La valeur de la flèche admissible est :

$$\bar{f} = \frac{L}{200} = \frac{4000}{250} = 16 \text{ mm}$$

$$f_{\max}^c = 4,11 \text{ mm} < \bar{f} = 16 \text{ mm} \quad \text{La flèche est vérifiée}$$

B) Phase finale

Le béton ayant durci, donc la section mixte (le profilé et la dalle) travaillant ensemble.

Les charges de la phase de construction :

Calcul de la réaction R_u :

ELU :

$$q_u = 1,35 \cdot g_p + (1,35 \cdot G_b + 1,35 \cdot G_{\text{finition}} + 1,5 \cdot Q) \times 2,0$$

$$q_u = 1,35 \cdot 0,307 + (1,35 \times 3,0 + 1,35 \times 2,1 + 1,5 \times 2,5) \times 2,0$$

$$q_u = 21,68 \text{ KN/m.}$$

$$R_u = 2 \cdot R_{(\text{solive})} = 2 \cdot \frac{q_{u(\text{solive})} \times L}{2} = 2 \cdot \frac{21,68 \times 4}{2} = 86,72 \text{ KN}$$

Calcul de la charge répartie :

$$q = q_{pp} + q_{(bs)}$$

$$q_{pp} = 1,35 \cdot g_p = 1,35 \times 0,307 = 0,41 \text{ KN/m} \dots \dots \dots \text{ Poids propre de la poutre.}$$

$$q_{(bs)} = (1,35 \cdot G_{\text{béton}} + 1,5 \cdot Q) \times 0,12 \dots \dots \dots \text{ La charge sur la semelle.}$$

$$q_{(bs)} = (1,35 \times 25 \times 0,12 + 1,5 \times 2,5) \times 0,12 = 0,94 \text{ KN/m}$$

$$q = 0,41 + 0,94 = 1,35 \text{ KN/m.}$$

Largeur de la dalle collaborant (largeur effective) :

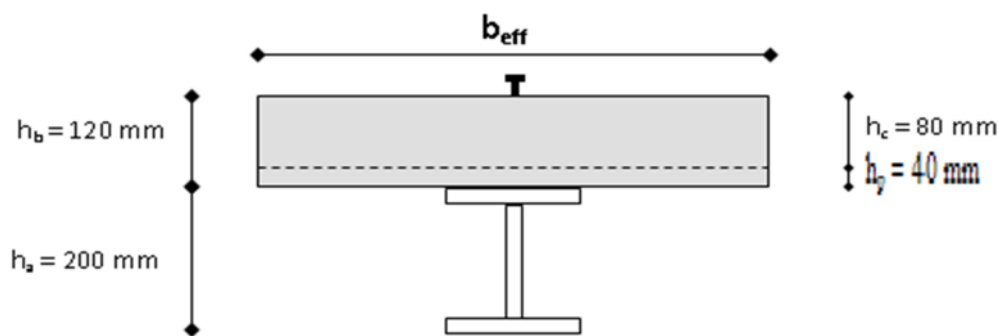


Figure 5.32 : Largeur de la dalle collaborant (largeur effective)

$$b_{\text{eff}} = \inf \begin{cases} 2 \cdot L_0 / 8 \dots \dots \dots L_0 : \text{longueur libre d'une poutre simplement appuie.} \\ b \dots \dots \dots \text{Entraxe entre les poutres} \end{cases}$$

$$b_{\text{eff}} = \inf \begin{cases} 2 \cdot 4 / 8 = 1,0 \text{ m} \\ 4,0 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow b_{\text{eff}} = 1,0 \text{ m}$$

Position de l'axe neutre plastique

$$R_{\text{Béton}} = 0,45 \cdot f_{cu} \cdot b_{\text{eff}} \cdot h_c$$

$$f_{cu} = 30 \text{ Mpa.}$$

$$R_{\text{Béton}} = (0,45 \times 30 \times 1000 \times 80) \cdot 10^{-3}$$

$$R_{\text{Béton}} = 1080 \text{ KN.}$$

$$R_{\text{Acier}} = 0,95 \cdot f_y \cdot A_a$$

$$R_{\text{Acier}} = (0,95 \times 235 \times 4590) \cdot 10^{-3}$$

$$R_{\text{Acier}} = 1024,7 \text{ KN.}$$

$R_{\text{Béton}} = 1080 \text{ KN} > R_{\text{Acier}} = 1024,7 \text{ KN} \Rightarrow$ Axe neutre se trouve dans la dalle de béton.

Moment résistant plastique développé par la section mixte :

$$M_{pl.Rd} = R_{\text{acier}} \left[\frac{h_a}{2} + h_c + h_p - \left(\frac{R_{\text{acier}}}{R_{\text{Acier}}} \cdot \frac{h_c}{2} \right) \right]$$

Vérification

a) Vérification de résistance à la flexion

Il faut que : $M_{sd} \leq M_{pl.Rd}$

Le moment appliqué :

$$M_{sd} = M^{\max} = \frac{R_u \cdot l}{4} + \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{86,72 \times 4}{4} + \frac{1,35 \times 4^2}{8} = 89,42 \text{ KN.m}$$

Moment résistant plastique développé par la section mixte :

$$M_{pl.Rd} = 1024,7 \left[\frac{240}{2} + 80 + 40 - \left(\frac{1024,7}{1080} \cdot \frac{80}{2} \right) \right] \cdot 10^{-3} = 189,55 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 89,42 \text{ KN.m} < M_{pl.Rd} = 189,55 \text{ KN.m}$$

La condition de la résistance est vérifiée.

b) Vérification à l'effort tranchant

$$V_{sd} \leq V_{pl.Rd} = A_v \frac{f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{Mo}} \dots\dots\dots (5.20)$$

Avec :

A_v : l'aire de cisaillement

$$A_v = 1220 \text{ mm}^2.$$

$$V_{pl.Rd} = 2210 \times \frac{235 \times 10^{-3} / \sqrt{3}}{1} = 299,84 \text{ KN}$$

Calcul de l'effort tranchant V_{sd}

$$\text{La réaction : } V_{sd}^{\max} = \frac{R_u}{2} + \frac{q \times l}{2} = \frac{86,72}{2} + \frac{1,35 \times 4}{2} = 46,06 \text{ KN}$$

$$V_{sd}^{\max} = 46,06 \text{ KN} < V_{pl.Rd} = 299,84 \text{ KN}$$

La condition du cisaillement est vérifiée.

c) Vérification à l'interaction de l'effort tranchant

Il est à noter que le moment résistant M_R dépend aussi des efforts appliqués, alors il faut voir la condition suivant :

$$V_{sd} \leq 0,5 \cdot V_{pl.Rd}$$

$$V_{sd}^{\max} = 46,06 \text{ KN} < 0,5 \times V_{pl.Rd} = 149,9 \text{ KN} \Rightarrow \text{Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.}$$

Donc il n'est pas nécessaire de réduire la résistance à la flexion.

d) Vérification de la condition de la flèche :

$$f_{\max} < \bar{f} = \frac{L}{250}$$

$$f_{\max} = \frac{R_{\text{ser}} \cdot l^3}{48 \cdot EI} + \frac{5}{384} \cdot \frac{q_{\text{ser}} \times L^4}{EI}$$

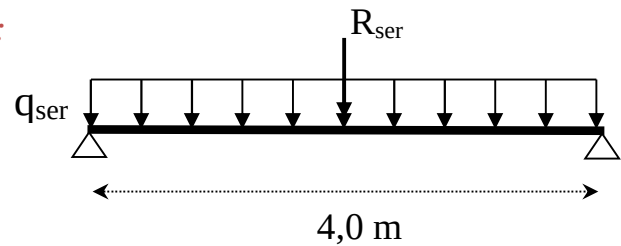


Figure 5.33 : La répartition des charges sur la poutre

Avec :

$$q_u = g_p + (G_b + G_{\text{finition}} + Q) \times 2,0$$

$$q_u = 0,307 + (3,0 + 2,1 + 2,5) \times 2,0$$

$$q_u = 15,51 \text{ KN/m.}$$

$$R_u = 2 \cdot R_{(\text{solvée})} = 2 \cdot \frac{q_{u(\text{solvée})} \times L}{2} = 2 \cdot \frac{15,51 \times 4}{2} = 62,04 \text{ KN}$$

$$q = q_{pp} + q_{(bs)}$$

$$q_{pp} = 0,307 \text{ KN/m} \dots \dots \dots \text{Poids propre de la poutre}$$

$$q_{(bs)} = (G_{\text{béton}} + Q) \times 0,12 \dots \dots \dots \text{La charge sur la semelle.}$$

$$q_{(bs)} = (25 \times 0,12 + 2,5) \times 0,12 = 0,66 \text{ KN/m}$$

$$q = 0,307 + 0,66 = 0,97 \text{ KN/m.}$$

$$L = 4,0 \text{ m.}$$

$$E = 2,1 \cdot 10^5 \text{ N/mm}^2.$$

$$I_C = \frac{A_a \cdot (h_c + 2 \cdot h_p + h_a)^2}{4 \cdot (1 + m \nu)} + \frac{b_{\text{eff}} \cdot h_c^3}{12 \cdot m} + I_a$$

$$m = \frac{E_a}{E_b} = 15$$

$$\nu = \frac{A_a}{A_b} = \frac{4590}{1000 \times 80} = 0,0573$$

$$I_C = \frac{4590 \cdot (80 + 2 \cdot 40 + 270)^2}{4 \cdot (1 + 15 \times 0,0573)} + \frac{1000 \times 80^3}{12 \times 15} + 5789,8 \cdot 10^4 = 13,90^7 \text{ mm}^4$$

La valeur de la flèche maximale est :

$$f_{\max} = \frac{62,04 \cdot 10^3 \times (4000)^3}{48 \times 2,1 \cdot 10^5 \times 1,32 \cdot 10^8} + \frac{5}{384} \cdot \frac{0,97 \times (4000)^4}{2,1 \times 10^5 \times 1,32 \times 10^8} = 3,10 \text{ mm}$$

$$f_{\max}^f = 3,10 \text{ mm}$$

La valeur de la flèche admissible est :

$$\bar{f} = \frac{L}{200} = \frac{4000}{250} = 16 \text{ mm}$$

Calcul de la flèche totale :

$$f_t = f_c + f_f = 4,11 + 3,10 = 7,21 \text{ mm} < \bar{f} = 16 \text{ mm} \quad \text{La flèche est Vérifiée}$$

Calcul des connecteurs :

Type goujon : Hauteur : $h = 120 \text{ mm}$; Diamètre : $d = 19 \text{ mm}$.

1. On détermine P_{rd} :

$$P_{rd} = \inf \left\{ \begin{array}{l} 0,29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot \frac{\sqrt{f_{ck} \cdot E_c}}{\gamma_v} \dots \text{Résistance dans le béton qui entour le goujon} \\ 0,8 \cdot f_u \cdot \frac{\pi \cdot d^2}{4 \cdot \gamma_v} \dots \text{Force dans le goujon.} \end{array} \right.$$

f_{ck} : résistance caractéristique de béton..... 25 N/mm²

E_c : module de Young de béton 30,5 KN/mm

f_u : résistance caractéristique des connecteurs 400 N/mm²

$\gamma_v = 1,25$.

$$\alpha = 0,2 \cdot \left(\frac{h}{d} + 1 \right) \leq 1 \Rightarrow \alpha = 0,2 \cdot \left(\frac{120}{19} + 1 \right) = 1,46 \Rightarrow \alpha = 1$$

$$P_{rd} = \inf \left\{ \begin{array}{l} 0,29 \cdot 1 \cdot 19^2 \cdot \frac{\sqrt{25 \cdot 30,5 \cdot 10^3}}{1,25} = 73133,29 \text{ N} \\ 0,8 \cdot 400 \cdot \frac{\pi \cdot 19^2}{4 \cdot 1,25} = 72583,36 \text{ N.} \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow P_{rd} = 72,58 \text{ KN.}$$

2. On détermine R_L :

$$R_L = \inf (R_{\text{Béton}}; R_{\text{Acier}}) = \inf (1080 \text{ KN}; 1024,7 \text{ KN}) = 1024,7 \text{ KN.}$$

Nombre de connecteur :

$$N_{bre} = \frac{R_L}{P_{rd}} = \frac{873,35}{72,58} = 12,03 \dots \text{On prend 13 connecteurs pour 2,0 m}$$

L'espacement minimal des connecteurs doit être supérieure à 5 fois le diamètre :

$$e_{min} \geq 5 \cdot d = 5 \cdot 19 = 95 \text{ mm}$$

$$esp = \frac{L}{N_{bre} - 1} = \frac{200}{13 - 1} = 16,67 \text{ cm} \Rightarrow esp = 17 \text{ cm}$$

On prend 26 connecteurs pour tout de la poutre.

e) Vérification au déversement

Il faut vérifier que : $M_{sd} \leq M_{b,Rd}$

Avec :

M_{sd} : le moment appliqué $\Rightarrow M_{sd} = 89,42 \text{ KN.m}$

$M_{b,Rd}$: la résistance de calcul d'un élément non maintenu latéralement au déversement, elle être prise égale à :

$$M_{b,Rd} = \frac{\chi_{LT} \cdot \beta_w \cdot W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{M1}} \dots (5.48)$$

Avec : $\beta_w = 1 \dots \text{Classe 1.}$

$$W_{pl} = 484 \text{ cm}^3.$$

$$f_y = 235 \text{ Mpa.}$$

$$\Rightarrow M_{cr} = 84,73 \text{ KN.m}$$

$\Rightarrow \bar{\lambda}_{LT} = 1,008 > 0,4 \Rightarrow$ Il faut vérifier le déversement.

$$\Rightarrow \phi_{LT} = 1,093 \Rightarrow \chi_{LT} = 0,660 \Rightarrow M_{b,Rd} = 51,69 \text{ KN.m}$$

$$M_{b,Rd} = 51,69 \text{ KN.m} < M_{sd} = 89,42 \text{ KN.m}$$

La condition de déversement n'est pas vérifiée.

Donc il faut changer le profilé $\Rightarrow$ on prend IPE 300.

Pour IPE 300 on trouve :

$$- W_{ply} = 628,4 \text{ cm}^3$$

$$- g_p = 0,422 \text{ KN/m}$$

$$- M_{sd} = 89,74 \text{ KN.m}$$

$$- I_Z = 603,8 \text{ cm}^4; I_W = 125,9.10^3 \text{ cm}^6; I_t = 20,12 \text{ cm}^4; G = 8,08.10^4 \text{ N/mm}^2.$$

$$\Rightarrow M_{cr} = 180,66 \text{ KN.m} \Rightarrow \bar{\lambda}_{LT} = 0,904 \Rightarrow \phi_{LT} = 0,983 \Rightarrow \chi_{LT} = 0,730$$

$$\Rightarrow M_{b,Rd} = 98,00 \text{ KN.m} > M_{sd} = 89,74 \text{ KN.m}$$

La condition de déversement est vérifiée.

f) Vérification au voilement

Dans le cas d'une poutre de classe 1 et 2 de nuance est supérieur à 235 N/mm² dans ce cas là il n'y a pas lieu de vérifier le voilement de l'âme des poutres non raidies, car $d/t_w \leq 69.\varepsilon$

On a le profilé (IPE 300) est de classe 1 (on a déjà fait la classification dans " la poutre principale du plancher terrasse ").

La poutre est non raidie

$$\frac{d}{t_w} = 35,01 < 69.\varepsilon = 69 \quad \Rightarrow \quad \text{Il n'y a pas lieu de vérifier le voilement de l'âme de la poutre}$$

Conclusion :

Le profilé IPE 300 vérifie toutes les conditions de résistance, rigidité, déversement et voilement, donc on opte pour la poutre d'étage courant un IPE 300.

Tableau récapitulatif :

	Niveau	Profilé
Les solives	Terrasse	IPE 180
	Étage	IPE 200
Les poutres	Terrasse	IPE 270
	Étage	IPE 300

Tableau 5.4 : tableau récapitulatif des solives et des poutres (plancher collaborant).

II.3.2 Poteaux

Les poteaux sont des éléments verticaux qui supportent les charges et les surcharges, et qui transmettent ces derniers aux fondations, ils sont généralement des profilés en HEA ou HEB.

II.3.2.1 Descente de charge

Calcul les sollicitations au niveau du RDC :

On calcul la sollicitation à l'ELU

$$N_{sd} = 1,35 \times G + 1,5 \times Q$$

Où :

$$G = G_{(\text{plancher terrasse})} + 5 \times G_{(\text{plancher courant})} + 6 \times G_{(\text{poutre porteuse})} + G_{(\text{poutre non porteuse terrasse})} + 5 \times G_{(\text{poutre non porteuse courant})}$$

$$Q = Q_{(\text{plancher terrasse})} + 5 \times Q_{(\text{plancher courant})}$$

Calcul les sollicitations au niveau du 3ème étage :

On calcul la sollicitation à l'ELU

$$N_{sd} = 1,35 \times G + 1,5 \times Q$$

Où :

$$G = G_{(\text{plancher terrasse})} + 2 \times G_{(\text{plancher courant})} + 3 \times G_{(\text{poutre porteuse})} + G_{(\text{poutre non porteuse terrasse})} + 2 \times G_{(\text{poutre non porteuse courant})}$$

$$Q = Q_{(\text{plancher terrasse})} + 2 \times Q_{(\text{plancher courant})}$$

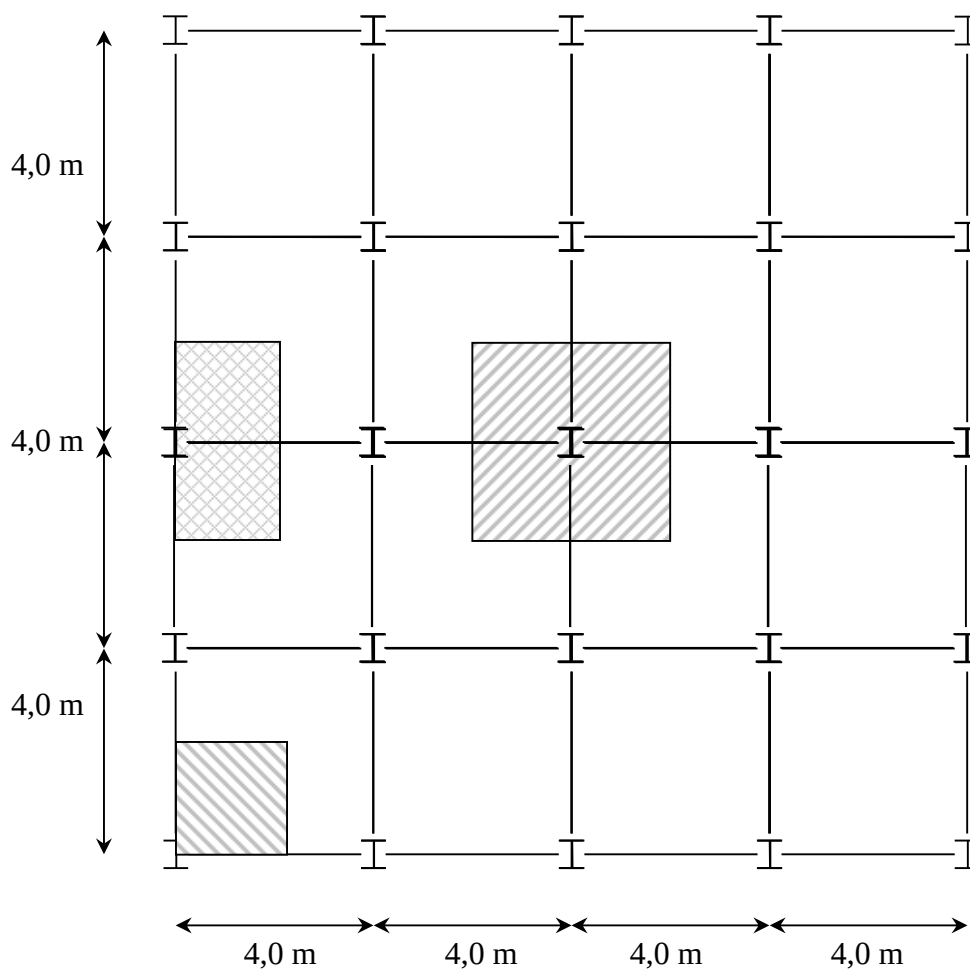
Pour le prédimensionnement on calcul avec les solives et les poutres du plancher traditionnel

Les surfaces qui reviennent sur les poteaux

Poteau central..... $4 \times 4 = 16 \text{ m}^2$.

Poteau intermédiaire $2 \times 4 = 8 \text{ m}^2$.

Poteau de rive..... $2 \times 2 = 4 \text{ m}^2$.



-  Poteau central
-  Poteau intermédiaire
-  Poteau d'angle

Figure 5.34 : Les surface qui revient sue les poteaux

1) Poteau central :

Les charges permanentes

Poids du plancher terrasse..... $6,48 \times 16 = 103,68 \text{ KN}$

Poids du plancher courant..... $5,25 \times 16 = 84 \text{ KN}$

Poids des poutres porteuses..... $0,422 \times 4 = 1,69 \text{ KN}$
 Poids des poutres non porteuses (terrasse)..... $0,224 \times 4 = 0,90 \text{ KN}$
 Poids des poutres non porteuses (étage)..... $0,262 \times 4 = 1,05 \text{ KN}$

Les charges d'exploitation

Plancher terrasse $1,0 \times 16 = 16 \text{ KN}$
 Plancher courant..... $2,5 \times 16 = 40 \text{ KN}$

Calcul les sollicitations au niveau du RDC

On calcul la sollicitation à l'ELU

$$N_{sd} = 1,35 \times G + 1,5 \times Q$$

Où :

$$G = 103,68 + 5 \times 84 + 6 \times 1,69 + 0,90 + 5 \times 1,05 = 539,97 \text{ KN}$$

$$Q = 16 + 5 \times 40 = 216 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 1,35 \times 539,97 + 1,5 \times 216 = 1052,96 \text{ KN}$$

Calcul les sollicitations au niveau du 3ème étage

On calcul la sollicitation à l'ELU

$$N_{sd} = 1,35 \times G + 1,5 \times Q$$

Où :

$$G = 103,68 + 2 \times 84 + 3 \times 1,69 + 0,90 + 2 \times 1,05 = 279,75 \text{ KN}$$

$$Q = 16 + 2 \times 40 = 96 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 1,35 \times 279,75 + 1,5 \times 96 = 521,66 \text{ KN}$$

2) Poteau intermédiaire :

Les charges permanentes

Poids du plancher terrasse..... $6,48 \times 8 = 51,84 \text{ KN}$
 Poids du plancher courant..... $5,25 \times 8 = 42 \text{ KN}$
 Poids des poutres porteuses..... $0,422 \times 4 = 1,69 \text{ KN}$
 Poids des poutres non porteuses (terrasse)..... $0,224 \times 2 = 0,45 \text{ KN}$
 Poids des poutres non porteuses (étage)..... $0,262 \times 2 = 0,52 \text{ KN}$

Les charges d'exploitation

Plancher terrasse $1,0 \times 8 = 8 \text{ KN}$
 Plancher courant..... $2,5 \times 8 = 20 \text{ KN}$

Calcul les sollicitations au niveau du RDC

On calcul la sollicitation à l'ELU

$$N_{sd} = 1,35 \times G + 1,5 \times Q$$

Où :

$$G = 51,84 + 5 \times 42 + 6 \times 1,69 + 0,45 + 5 \times 0,52 = 275,03 \text{ KN}$$

$$Q = 8 + 5 \times 20 = 108 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 1,35 \times 275,03 + 1,5 \times 108 = 533,29 \text{ KN}$$

Calcul les sollicitations au niveau du 3^{ème} étage

On calcul la sollicitation à l'ELU

$$N_{sd} = 1,35 \times G + 1,5 \times Q$$

Où :

$$G = 51,84 + 2 \times 42 + 3 \times 1,69 + 0,45 + 2 \times 0,52 = 142,4 \text{ KN}$$

$$Q = 8 + 2 \times 20 = 48 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 1,35 \times 142,4 + 1,5 \times 48 = 264,24 \text{ KN}$$

3) Poteau de rive :**Les charges permanentes**

Poids du plancher terrasse..... $6,48 \times 4 = 25,92 \text{ KN}$

Poids du plancher courant..... $5,25 \times 4 = 21 \text{ KN}$

Poids des poutres porteuses..... $0,422 \times 2 = 0,84 \text{ KN}$

Poids des poutres non porteuses (terrasse)..... $0,224 \times 2 = 0,45 \text{ KN}$

Poids des poutres non porteuses (étage)..... $0,262 \times 2 = 0,52 \text{ KN}$

Les charges d'exploitation

Plancher terrasse $1,0 \times 4 = 4 \text{ KN}$

Plancher courant..... $2,5 \times 4 = 10 \text{ KN}$

Calcul les sollicitations au niveau du RDC

On calcul la sollicitation à l'ELU

$$N_{sd} = 1,35 \times G + 1,5 \times Q$$

Où :

$$G = 25,92 + 5 \times 21 + 6 \times 0,84 + 0,45 + 5 \times 0,52 = 139,01 \text{ KN}$$

$$Q = 4 + 5 \times 10 = 54 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 1,35 \times 139,01 + 1,5 \times 54 = 268,66 \text{ KN}$$

Calcul les sollicitations au niveau du 3^{ème} étage

On calcul la sollicitation à l'ELU

$$N_{sd} = 1,35 \times G + 1,5 \times Q$$

Où :

$$G = 25,92 + 2 \times 21 + 3 \times 0,84 + 0,45 + 2 \times 0,52 = 71,93 \text{ KN}$$

$$Q = 4 + 2 \times 10 = 24 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 1,35 \times 71,93 + 1,5 \times 24 = 133,11 \text{ KN}$$

II.3.2.2 Prédimensionnement des poteaux

Les poteaux sont des éléments sollicités en compression axiale, la valeur de calcul N_{sd} de l'effort de compression dans chaque section transversale doit satisfaire à la condition suivante :

$$N_{sd} \leq N_{c.Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{Mo}} \dots\dots\dots (5.16)$$

Section de classe 1

$$\Rightarrow A_{nec} \geq \frac{N_{sd} \cdot \gamma_{Mo}}{f_y}$$

Avec :

Profilé de classe 1 $N_{c.Rd} = N_{plRd}$

N_{sd} : Effort de compression.

$f_y = 235 \text{ N/mm}^2$.

$\gamma_{Mo} = 1,0$.

Pour tenir compte de l'effet du séisme on fait une majoration, on multiplie A_{nec} par 1,5.

Niveau	Type de poteau	N_{sd} (KN)	A_{nec} (cm ²)	Profilé choisi	A_{Choisi} (mm ²)	Profilé adopter
RDC	Poteau central	1052,96	44,81	HEA 180	45,25	HEA 220
	Poteau intermédiaire	533,29	22,69	HEA 120	25,34	HEA 160
	Poteau de rive	268,66	11,43	HEA 100	21,24	HEA 120
3 ^{ème} étage	Poteau central	521,66	22,20	HEA 120	25,34	HEA 160
	Poteau intermédiaire	264,24	11,24	HEA 100	21,24	HEA 120
	Poteau de rive	133,11	5,66	HEA 100	21,24	HEA 100

Tableau 5.5 : Tableau récapitulative des profilées de poteau central et intermédiaire de RDC et de 3^{ème} étage

On fait les vérifications des poteaux après avoir fait l'étude dynamique.

III Étude dynamique

III.1 Introduction

Les tremblements de terre ont représenté depuis toujours un des plus graves désastres de l'humanité. Leur apparition brutale et imprévue, la violence des forces mises en jeu, le séisme impose aux structures des accélérations importantes peuvent causer des dégâts importantes aux constructions, pour la détermination des efforts sismique, il existe deux méthodes :

- la méthode statique équivalente.
- La méthode spectrale.

III.2 Méthode de calcul

Pour déterminer les efforts sismiques on fait appel à la méthode statique équivalente.

III.3 Conditions d'application de la méthode statique équivalente

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

a) Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrites au chapitre III, article 3.5 (RPA 99 version 2003) avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III.

b) Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outres les conditions de hauteur énoncées en a), les conditions complémentaires suivantes :

Zone I : • tous groupes

Zone II : • groupe d'usage 3

- groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m.
- groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
- groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

Zone III : • groupes d'usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.

- groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.
- groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08m.

La condition **a)** est satisfaite donc on peut utilisé cette méthode.

III.4 Principe

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

III.5 Modélisation de la structure

La structure est modélisée par une console verticale, cette modélisation est permise, car on suppose que tous les planchers sont infiniment rigides dans leur plan, et les masses sont supposées concentrées aux centres de gravité des planchers et un seul degré

de liberté en translation horizontale par niveau sous réserve que les systèmes de contreventement.

Seul le mode fondamental de vibration de la structure est à considérer dans le calcul de la force sismique totale

III.6 Calcul de la force sismique totale

La force sismique totale V , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales selon la formule :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W \dots\dots\dots (4.1)$$

D'autre part on remarque que on a une structure présente une forme en plan semblable à un carré, et que la rigidité la même dans les deux direction, donc on calcul la force sismique pour une seule direction.

On détermine maintenant les coefficients de la formule précédente :

- **A : Coefficient d'accélération de zone** : donné par le tableau 4.1 (RPA99 ver2003) suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

$$\left. \begin{array}{l} \text{Groupe 2} \\ \text{Zone III} \end{array} \right\} \Rightarrow A = 0,25$$

- **D : Facteur d'amplification dynamique moyen** : fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \dots\dots\dots (4.2) \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^{\frac{2}{3}}(3.0/T)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

• T_2 période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7 (RPA99 ver2003)

Le facteur D est par ailleurs donné sous forme graphique à la figure 4.1 pour un amortissement $\xi = 5\%$

• **η : Facteur de correction d'amortissement** donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{7/(2+\xi)} \geq 0.7 \dots\dots\dots (4.3)$$

Où ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

On a un remplissage dense $\Rightarrow \xi = 4 \Rightarrow \eta = 1,08$.

Estimation de la période fondamentale de la structure :

1. La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.
2. La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = C_T h_N^{3/4} \dots\dots\dots (4.6)$$

• h_N : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

$h_N = 19,1$ m.

• C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4.6 RPA 99 ver2003.

Cas n°4 $\Rightarrow C_T = 0,050$.

$$\Rightarrow T = 0,05 \cdot (19,1)^{3/4} = 0,47s. \quad \Rightarrow T = 0,47s$$

On peut également utiliser aussi la formule :

$$T = 0,09 h_N / \sqrt{D} \dots\dots\dots (4.7)$$

Où D est la dimension du bâtiment mesurée à sa base. Dans ce cas de figure il y a lieu de retenir la plus petite des deux valeurs données respectivement par la formule (4.6) et (4.7).

$D = 16$ m.

$$T = 0,09 \cdot 19,1 / \sqrt{16} = 0,43 \quad \Rightarrow \quad T = 0,43s$$

$$\text{Alors : } T = \text{Min} (T_{L1}, T_{L2}) = 0,43s. \quad \Rightarrow \quad T = 0,43s$$

Catégories du sol est $S_3 \Rightarrow T_1 = 0,15s; T_2 = 0,50s$.

$$\Rightarrow 0 \leq T = 0,43s \leq T_2 = 0,50s \quad \Rightarrow \quad D = 2,5 \cdot \eta$$

$$\Rightarrow D = 2,5 \cdot 1,08 = 2,7 \quad \Rightarrow \quad D = 2,7.$$

- R : Coefficient de comportement global de la structure :

Sa valeur unique est donnée par le tableau 4.3 (RPA99 ver2003) en fonction du système de contreventement tel que défini dans le chapitre III.3.4 (RPA99 ver2003).

Cas n°B 10a $\Rightarrow R = 5$.

- Q : Facteur de qualité :

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- la redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent
- la régularité en plan et en élévation
- la qualité du contrôle de la construction

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_{1}^5 P_q \dots\dots\dots (4.4)$$

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q "est satisfait ou non".

Sa valeur est donnée au tableau 4.4 (RPA99 ver2003).

$$Q = 1 + 0 + 0 + 0 + 0 + 0 + 0,05 + 0,1 = 1,15 \quad \Rightarrow \quad Q = 1,15$$

- W : Poids total de la structure :

W est égal à la somme des poids W_i , calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec} \quad W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi} \quad (4-5)$$

- W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure
- W_{Qi} : Charges d'exploitation.
- β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau 4.5 $\Rightarrow \beta = 0,2$.

Niveau RDC

Poids du plancher :

$$W_G = 5,25 \times (16 \times 16) = 1344 \text{ KN}$$

$$W_Q = 2,5 \times (16 \times 16) = 640 \text{ KN}$$

Poids des poteaux :

$$W_G = [(9 \times 0,505) + (12 \times 0,304) + (4 \times 0,199)] \times (3,8 + 3,06) / 2 = 23,90 \text{ KN}$$

Poids des poutres principales :

$$W_G = 20 \times 0,422 \times 4 = 33,76 \text{ KN}$$

Poids des solives :

$$W_G = 52 \times 0,262 \times 4 = 54,50 \text{ KN}$$

Poids des murs en verres :

$$W_G = 25 \times 4 \times 16 \times 0,1 \times (3,80 + 3,06) / 2 = 548,8 \text{ KN}$$

On trouve :

$$W_G = 1344 + 23,90 + 33,76 + 54,50 + 548,8 = 2004,96 \text{ KN}$$

$$W_Q = 640 \text{ KN}$$

$$W_{RDC} = 2004,96 + 0,2 \times 640 = 2132,96 \text{ KN}$$

Niveau 1^{er} étage

Poids du plancher :

$$W_G = 5,25 \times (16 \times 16) = 1344 \text{ KN}$$

$$W_Q = 2,5 \times (16 \times 16) = 640 \text{ KN}$$

Poids des poteaux :

$$W_G = [(9 \times 0,505) + (12 \times 0,304) + (4 \times 0,199)] \times 3,06 = 27,51 \text{ KN}$$

Poids des poutres principales :

$$W_G = 20 \times 0,422 \times 4 = 33,76 \text{ KN}$$

Poids des solives :

$$W_G = 52 \times 0,262 \times 4 = 54,50 \text{ KN}$$

Poids des murs en verres :

$$W_G = 25 \times 4 \times 16 \times 0,1 \times 3,06 = 489,6 \text{ KN}$$

On trouve :

$$W_G = 1344 + 27,51 + 33,76 + 54,50 + 489,6 = 1949,37 \text{ KN}$$

$$W_Q = 640 \text{ KN}$$

$$W_{1\text{ème}} = 1949,37 + 0,2 \times 640 = 2077,37 \text{ KN}$$

Niveau 2^{ème} étage

Poids du plancher :

$$W_G = 5,25 \times (16 \times 16) = 1344 \text{ KN}$$

$$W_Q = 2,5 \times (16 \times 16) = 640 \text{ KN}$$

Poids des poteaux :

$$W_G = [(9 \times 0,505) + (12 \times 0,304) + (4 \times 0,199)] \times 3,06/2 + [(9 \times 0,304) + (12 \times 0,199) + (4 \times 0,167)] \times 3,06/2 = 22,61 \text{ KN}$$

Poids des poutres principales :

$$W_G = 20 \times 0,422 \times 4 = 33,76 \text{ KN}$$

Poids des solives :

$$W_G = 52 \times 0,262 \times 4 = 54,50 \text{ KN}$$

Poids des murs en verres :

$$W_G = 25 \times 4 \times 16 \times 0,1 \times 3,06 = 489,6 \text{ KN}$$

On trouve :

$$W_G = 1344 + 22,61 + 33,76 + 54,50 + 489,6 = 1944,47 \text{ KN}$$

$$W_Q = 640 \text{ KN}$$

$$W_{2\text{ème}} = 1944,47 + 0,2 \times 640 = 2072,47 \text{ KN}$$

Niveau 3^{ème} étage et 4^{ème} étage

Poids du plancher :

$$W_G = 5,25 \times (16 \times 16) = 1344 \text{ KN}$$

$$W_Q = 2,5 \times (16 \times 16) = 640 \text{ KN}$$

Poids des poteaux :

$$W_G = [(9 \times 0,304) + (12 \times 0,199) + (4 \times 0,167)] \times 3,06 = 17,72 \text{ KN}$$

Poids des poutres principales :

$$W_G = 20 \times 0,422 \times 4 = 33,76 \text{ KN}$$

Poids des solives :

$$W_G = 52 \times 0,262 \times 4 = 54,50 \text{ KN}$$

Poids des murs en verres :

$$W_G = 25 \times 4 \times 16 \times 0,1 \times 3,06 = 489,6 \text{ KN}$$

On trouve :

$$W_G = 1344 + 17,72 + 33,76 + 54,50 + 489,6 = 1939,58 \text{ KN}$$

$$W_Q = 640 \text{ KN}$$

$$W_{3\text{ème}} = 1939,58 + 0,2 \times 640 = 2067,58 \text{ KN}$$

Niveau 5^{ème} étage

Poids du plancher :

$$W_G = 6,48 \times (16 \times 16) = 1658,88 \text{ KN}$$

$$W_Q = 1,0 \times (16 \times 16) = 256 \text{ KN}$$

Poids des poteaux :

$$W_G = [(9 \times 0,304) + (12 \times 0,199) + (4 \times 0,167)] \times 3,06/2 = 8,86 \text{ KN}$$

Poids des poutres principales :

$$W_G = 20 \times 0,422 \times 4 = 33,76 \text{ KN}$$

Poids des solives :

$$W_G = 52 \times 0,224 \times 4 = 46,59 \text{ KN}$$

Poids des murs en verres :

$$W_G = 25 \times 4 \times 16 \times 0,1 \times 3,06/2 = 244,8 \text{ KN}$$

On trouve :

$$W_G = 1658,88 + 8,86 + 33,76 + 46,59 + 244,8 = 1992,89 \text{ KN}$$

$$W_Q = 256 \text{ KN}$$

$$W_{5\text{ème}} = 1992,89 + 0,2 \times 256 = 2044,09 \text{ KN}$$

$$\text{On a : } W = \sum W_i \quad \Rightarrow \quad W = 12462,05 \text{ KN}$$

On calcul de la force sismique totale :

$$V = \frac{0,25 \times 2,7 \times 1,15}{5} \cdot 12462,05 = 1934,73 \text{ KN}$$

III.7 Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur

La résultante des forces sismiques à la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes :

$$V = F_t + \sum F_i \dots\dots\dots (4-10)$$

La force concentrée F_t au sommet de la structure permet de tenir compte de l'influence des modes supérieurs de vibration. Elle doit être déterminée par la formule : $F_t = 0,07 TV$ où T est la période fondamentale de la structure (en secondes). La valeur de F_t ne dépassera en aucun cas $0,25 V$ et sera prise égale à 0 quand T est plus petite ou égale à 0,7 secondes.

$$T = 0,43s < 0,7s \Rightarrow F_t = 0$$

La partie restante de V doit être distribuée sur la hauteur de la structure suivant la formule :

$$F_i = \frac{V \cdot W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j} \dots\dots\dots (4-11)$$

Niveau	h_i (m)	W_i (KN)	$h_i \cdot W_i$	F_i (KN)
RDC	3,80	2132,96	8105,25	110,47
1 ^{er} étage	6,86	2077,37	14250,76	194,22
2 ^{ème} étage	9,92	2072,47	20558,90	280,19
3 ^{ème} étage	12,98	2067,58	26837,19	365,76
4 ^{ème} étage	16,04	2067,58	33163,98	451,99
5 ^{ème} étage	19,10	2044,09	39042,12	532,10
La somme			141958,20	1934,73

Tableau 5. 6 : Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur

III.8 Distribution horizontale des forces sismiques

$$F_k = \frac{F_i \cdot K_k}{\sum_{j=1}^n K_j}$$

Dans le cas de structures comportant des planchers rigides dans leur plan, est distribué aux éléments verticaux de contreventement proportionnellement à leurs rigidités relatives.

La file	kr	F_k	RDC	1 ^{er}	2 ^{ème}	3 ^{ème}	4 ^{ème}	5 ^{ème}
1	$5 \cdot K_p$	$0,2 \cdot F_i$	22,09	38,84	56,04	73,15	90,40	106,42
2	$5 \cdot K_p$	$0,2 \cdot F_i$	22,09	38,84	56,04	73,15	90,40	106,42
3	$5 \cdot K_p$	$0,2 \cdot F_i$	22,09	38,84	56,04	73,15	90,40	106,42
4	$5 \cdot K_p$	$0,2 \cdot F_i$	22,09	38,84	56,04	73,15	90,40	106,42
5	$5 \cdot K_p$	$0,2 \cdot F_i$	22,09	38,84	56,04	73,15	90,40	106,42
Σ	$25 \cdot K_p$	F_i	110,47	194,22	280,19	365,76	451,99	532,10

Tableau 5. 7 : Distribution horizontale des forces sismiques

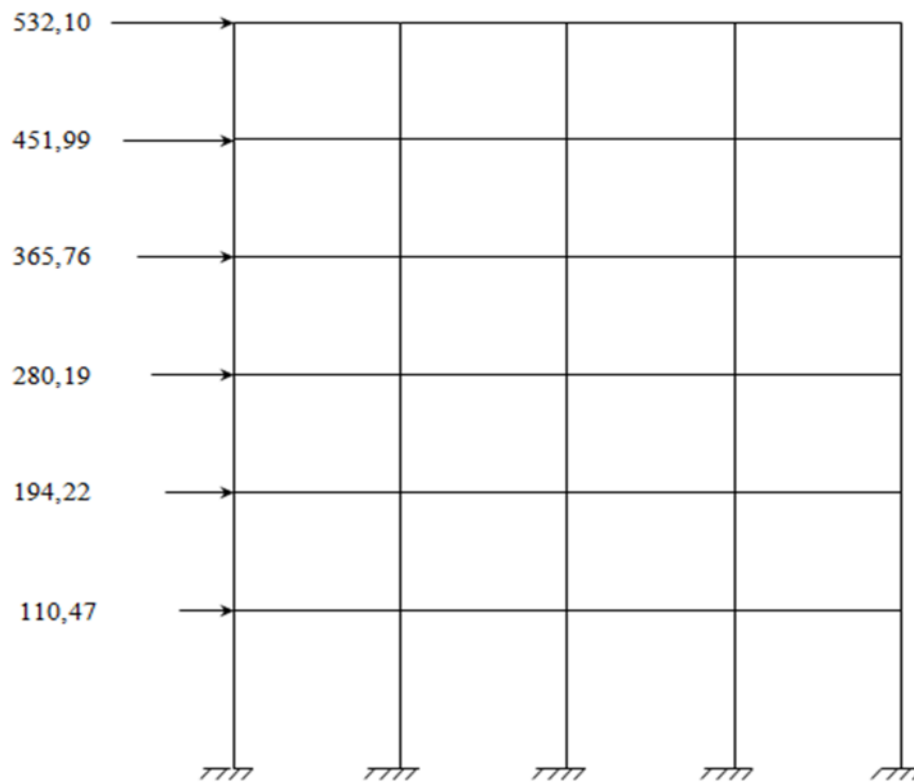


Figure 5. 35 : Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur

Effet de torsion d'axe vertical

L'augmentation de l'effort tranchant provoqué par la torsion d'axe vertical due à l'excentricité entre le centre de gravité et le centre de rigidité doit être prise en compte.

Donc il n'y a pas de l'effet de torsion car l'excentricité est nulle c'est à dire le centre du gravité et le centre de rigidité sont au même point.

IV. Vérification des éléments

Les poteaux sont des éléments qui travaillent principalement à la compression et la flexion, et comme les moments sont faibles devant l'effort normal on possède à la vérification de la résistance au flambement.

On doit vérifier que : $N_{sd} \leq N_{b,Rd}$

Avec :

N_{sd} : Effort de compression.

$N_{b,Rd}$: la résistance de calcul d'un élément comprimé au flambement, elle être prise égale

à :

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \cdot \beta_A \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}}$$

Avec : $\beta_A = 1$ Classe 1.

$$\chi = 1 / \left(\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2} \right) \leq 1$$

$$\text{Où : } \phi = 0,5 \left[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right]$$

$$\bar{\lambda} = (\lambda / \lambda_1) \cdot \sqrt{\beta_A}$$

$$\lambda_1 = 93,9 \cdot \varepsilon$$

$$\varepsilon = \sqrt{235 / f_y} = 1$$

Les sollicitations :

		0,8.G + E (KN)	G + Q + 1,2.E (KN)	1,35.G + 1,5.Q (KN)
RDC	Poteau central	719,23	1142,77	1193,77
	Poteau de rive	411,57	599,55	451,23
3 ^{ème} étage	Poteau central	295,32	479,79	585,82
	Poteau de rive	161,92	242,74	225,37

Tableau 5.8 : Les différentes sollicitations

1.1. Poteau central

a) Niveau RDC

On a un profilé HEA 220

➔ **Classification du profilé** : $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$

Classification de la semelle

$$\frac{c}{t_f} = \frac{(b - t_w) / 2}{t_f} = \frac{(220 - 7) / 2}{11} = 9,68 < 10 \cdot \varepsilon \Rightarrow \text{La semelle est de classe 1}$$

Classification de l'âme

$$\frac{d}{t_w} = \frac{152}{7} = 21,71 < 72,8 \Rightarrow \text{L'âme est de classe 1.}$$

On a le profilé HEA 220 est de classe 1.

→ **Longueur de flambement :**

$$L_{fy} = L_{fz} = 0,7 \cdot L_0 = 0,7 \times 3,80 = 2,66 \text{ m}$$

→ **Détermination de l'élancement réduit :**

$$\bar{\lambda} = \max(\bar{\lambda}_y, \bar{\lambda}_z)$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \cdot \sqrt{\beta_A} \quad \text{et} \quad \bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} \cdot \sqrt{\beta_A}$$

$$\lambda_1 = 93,9\epsilon, \quad \lambda_y = \frac{L_{fy}}{i_y} \quad \text{et} \quad \lambda_z = \frac{L_{fz}}{i_z}$$

Pour HEA 220 on a : $i_y = 9,17 \text{ cm}$; $i_z = 5,51 \text{ cm}$.

$$\left. \begin{aligned} \lambda_y &= \frac{266}{9,17} = 29,01 \Rightarrow \bar{\lambda}_y = \frac{29,01}{93,9 \cdot 1} = 0,309 \\ \lambda_z &= \frac{266}{5,51} = 48,28 \Rightarrow \bar{\lambda}_z = \frac{48,28}{93,9 \cdot 1} = 0,514 \end{aligned} \right\} \bar{\lambda}_z > \bar{\lambda}_y \Rightarrow \text{plan de flambement (y-y).}$$

$$\bar{\lambda} = \max(\bar{\lambda}_y, \bar{\lambda}_z) = 0,514 > 0,2 \Rightarrow \text{Donc il est nécessaire de vérifier le flambement.}$$

→ **Détermination de la courbe de flambement :**

HEA 220 est un profilé laminé.

$$\left. \begin{aligned} \frac{h}{b} &= \frac{210}{220} = 0,95 < 1,2 \\ t_f &= 11 \text{ mm} < 100 \text{ mm} \\ \text{Plan de flambement (y-y)} \end{aligned} \right\} \Rightarrow \text{La courbe de flambement est (b).}$$

→ **Détermination de coefficient de flambement χ :**

Facteur d'imperfection α : La courbe (b) $\Rightarrow \alpha = 0,34$.

$$\phi = 0,5 \left[1 + 0,34 \cdot (0,514 - 0,2) + 0,514^2 \right] = 0,6855$$

$$\chi = 1 / \left(0,6855 + \sqrt{0,6855^2 - 0,514^2} \right) = 0,8779$$

→ **Vérification :**

$$N_{sd} = N_{max} = 1193,77 \text{ KN}$$

$$N_{b,Rd} = \frac{0,8779 \times 1 \times 64,34 \times 10^{-4} \times 235 \times 10^3}{1,1} = 1206,71 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 1193,77 \text{ KN} < N_{b,Rd} = 1206,71 \text{ KN}$$

Donc le poteau central au niveau de RDC est stable.

b) Niveau 3^{ème} étage

On a un profilé HEA 160

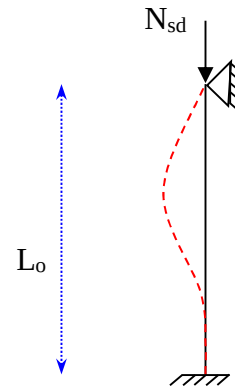


Figure 5.36 : La longueur de flambement

→ **Classification du profilé** : $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$

Classification de la semelle

$$\frac{c}{t_f} = \frac{(b - t_w)/2}{t_f} = \frac{(160 - 6)/2}{9} = 8,56 < 10 \cdot \varepsilon \Rightarrow \text{La semelle est de classe 1}$$

Classification de l'âme

$$\frac{d}{t_w} = \frac{104}{6} = 17,33 < 72 \cdot \varepsilon \Rightarrow \text{L'âme est de classe 1.}$$

On a le profilé HEA 160 est de classe 1.

→ **Longueur de flambement** :

$$L_{fy} = L_{fz} = L_0 = 3,06 \text{ m}$$

→ **Détermination de l'élancement réduit** :

Pour HEA 160 on a : $i_y = 6,57 \text{ cm}$; $i_z = 3,98 \text{ cm}$.

Figure 5.37: longueur de flambement

$$\left. \begin{aligned} \lambda_y &= \frac{306}{6,57} = 46,58 \Rightarrow \bar{\lambda}_y = \frac{46,58}{93,91} = 0,496 \\ \lambda_z &= \frac{306}{3,98} = 76,88 \Rightarrow \bar{\lambda}_z = \frac{76,88}{93,91} = 0,819 \end{aligned} \right\} \bar{\lambda}_z > \bar{\lambda}_y \Rightarrow \text{plan de flambement (y-y).}$$

$$\bar{\lambda} = \max(\bar{\lambda}_y, \bar{\lambda}_z) = 0,819 > 0,2 \Rightarrow \text{Donc il est nécessaire de vérifier le flambement.}$$

→ **Détermination de la courbe de flambement** :

HEA 160 est un profilé laminé.

$$\left. \begin{aligned} \frac{h}{b} &= \frac{152}{160} = 0,95 < 1,2 \\ t_f &= 9 \text{ mm} < 100 \text{ mm} \\ \text{Plan de flambement (y-y)} \end{aligned} \right\} \Rightarrow \text{La courbe de flambement est (b).}$$

→ **Détermination de coefficient de flambement χ** :

Facteur d'imperfection α : La courbe (b) $\Rightarrow \alpha = 0,34$.

$$\phi = 0,5 \left[1 + 0,34 \cdot (0,819 - 0,2) + 0,819^2 \right] = 0,941$$

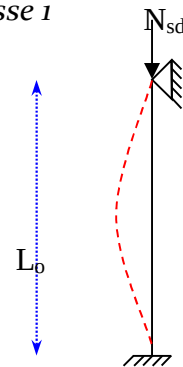
$$\chi = 1 / \left(0,941 + \sqrt{0,941^2 - 0,819^2} \right) = 0,712$$

→ **Vérification** :

$$N_{b.Rd} = \frac{0,712 \times 1 \times 38,77 \times 10^{-4} \times 235 \times 10^3}{1,1} = 589,73 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = N_{max} = 585,82 \text{ KN} < N_{b.Rd} = 589,73 \text{ KN}$$

Donc le poteau central au niveau de 3^{ème} étage est stable.



1.2. Poteau de rive

a) Niveau RDC

On a un profilé HEA 120

→ Classification du profilé : $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$

Classification de la semelle

$$\frac{c}{t_f} = \frac{(b - t_w)/2}{t_f} = \frac{(120 - 5)/2}{8} = 7,19 < 10 \cdot \varepsilon \Rightarrow \text{La semelle est de classe 1}$$

Classification de l'âme

$$\frac{d}{t_w} = \frac{74}{5} = 14,8 < 72 \cdot \varepsilon \Rightarrow \text{L'âme est de classe 1.}$$

On a le profilé HEA 120 est de classe 1.

→ Longueur de flambement :

$$L_{fy} = L_{fz} = 0,7 \cdot L_0 = 0,7 \times 3,80 = 2,66 \text{ m}$$

→ Détermination de l'élancement réduit :

Pour HEA 120 on a : $i_y = 4,89 \text{ cm}$; $i_z = 3,02 \text{ cm}$.

$$\left. \begin{aligned} \lambda_y &= \frac{266}{4,89} = 54,40 \Rightarrow \bar{\lambda}_y = \frac{54,40}{93,91} = 0,579 \\ \lambda_z &= \frac{266}{3,02} = 88,08 \Rightarrow \bar{\lambda}_z = \frac{88,08}{93,91} = 0,938 \end{aligned} \right\} \bar{\lambda}_z > \bar{\lambda}_y \Rightarrow \text{plan de flambement (y-y).}$$

$\bar{\lambda} = \max(\bar{\lambda}_y, \bar{\lambda}_z) = 0,938 > 0,2 \Rightarrow$ Donc il est nécessaire de vérifier le flambement.

→ Détermination de la courbe de flambement :

HEA 120 est un profilé laminé.

$$\left. \begin{aligned} \frac{h}{b} &= \frac{114}{120} = 0,95 < 1,2 \\ t_f &= 8 \text{ mm} < 100 \text{ mm} \end{aligned} \right\} \Rightarrow \text{La courbe de flambement est (b).}$$

Plan de flambement (y-y)

→ Détermination de coefficient de flambement χ :

Facteur d'imperfection α : La courbe (b) $\Rightarrow \alpha = 0,34$.

$$\phi = 0,5 \left[1 + 0,34 \cdot (0,938 - 0,2) + 0,938^2 \right] = 1,065$$

$$\chi = 1 / \left(1,065 + \sqrt{1,065^2 - 0,938^2} \right) = 0,637$$

→ Vérification :

$$N_{sd} = N_{max} = 599,55 \text{ KN}$$

$$N_{b.Rd} = \frac{0,637 \times 1 \times 25,34 \times 10^{-4} \times 235 \times 10^3}{1,1} = 344,84 \text{ KN}$$

$N_{sd} = 599,55 \text{ KN} > N_{b.Rd} = 344,84 \text{ KN} \Rightarrow$ Le poteau central au niveau de RDC est instable
 $\Rightarrow$ Donc on augmente la section et on prend IPE 160 et on trouve :

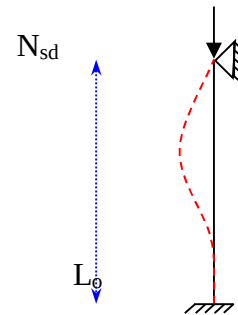


Figure 5.38: longueur de flambement

$$\Rightarrow N_{sd} = 599,55 \text{ KN} < N_{b,Rd} = 643,56 \text{ KN}.$$

Donc le poteau central au niveau de RDC est stable.

a) Niveau 3ème étage

On a un profilé HEA 100

$$\rightarrow \text{Classification du profilé : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$$

Classification de la semelle

$$\frac{c}{t_f} = \frac{(b - t_w)/2}{t_f} = \frac{(100 - 5)/2}{8} = 5,94 < 10 \cdot \varepsilon \Rightarrow \text{La semelle est de classe 1}$$

Classification de l'âme

$$\frac{d}{t_w} = \frac{56}{5} = 11,20 < 72 \cdot \varepsilon \Rightarrow \text{L'âme est de classe 1.}$$

On a le profilé HEA 100 est de classe 1.

Longueur de flambement :

$$L_{fy} = L_{fz} = L_0 = 3,06 \text{ m}$$

Détermination de l'élancement réduit :

Pour HEA 100 on a : $i_y = 4,06 \text{ cm}$; $i_z = 2,51 \text{ cm}$.

$$\left. \begin{aligned} \lambda_y &= \frac{306}{4,06} = 75,37 \Rightarrow \bar{\lambda}_y = \frac{75,37}{93,91} = 0,803 \\ \lambda_z &= \frac{306}{2,51} = 121,91 \Rightarrow \bar{\lambda}_z = \frac{121,91}{93,91} = 1,298 \end{aligned} \right\} \bar{\lambda}_z > \bar{\lambda}_y \Rightarrow \text{plan de flambement (y-y).}$$

$$\bar{\lambda} = \max(\bar{\lambda}_y, \bar{\lambda}_z) = 1,298 > 0,2 \Rightarrow \text{Donc il est nécessaire de vérifier le flambement.}$$

Détermination de la courbe de flambement :

HEA 100 est un profilé laminé.

$$\left. \begin{aligned} \frac{h}{b} &= \frac{96}{100} = 0,96 < 1,2 \\ t_f &= 8 \text{ mm} < 100 \text{ mm} \end{aligned} \right\} \Rightarrow \text{La courbe de flambement est (b).}$$

$$\text{Plan de flambement (y-y)}$$

Détermination de coefficient de flambement χ :

Facteur d'imperfection α : La courbe (b) $\Rightarrow \alpha = 0,34$.

$$\phi = 0,5 \left[1 + 0,34 \cdot (1,298 - 0,2) + 1,298^2 \right] = 1,529$$

$$\chi = 1 / \left(1,529 + \sqrt{1,529^2 - 1,298^2} \right) = 0,428$$

Vérification :

$$N_{sd} = N_{max} = 242,74 \text{ KN}.$$

$$N_{b.Rd} = \frac{0,428 \times 1 \times 21,24 \times 10^{-4} \times 235 \times 10^3}{1,1} = 194,21 \text{ KN}$$

$N_{sd} = 242,74 \text{ KN} > N_{b.Rd} = 194,21 \text{ KN} \Rightarrow$ Le poteau central au niveau 3^{ème} étage est instable
 $\Rightarrow$ Donc on augmente la section et on prend IPE 120 et on trouve :

$$\Rightarrow N_{sd} = 242,74 \text{ KN} < N_{b.Rd} = 296,66 \text{ KN}$$

Donc le poteau central au niveau de 3^{ème} étage est stable.

Tableau récapitulatif :

Niveau	Type de poteau	Profilé adopté	N_{sd} (KN)	$N_{b.Rd}$ (KN)
RDC	Poteau central	HEA 220	1193,77	1206,71
	Poteau de rive	HEA 160	585,82	589,73
3 ^{ème} étage	Poteau central	HEA 160	599,55	643,56
	Poteau de rive	HEA 120	242,74	296,66

Tableau 5 .9 : Tableau récapitulatif des résultats N_{sd} et $N_{b.Rd}$ (RDC ; 3eme étage)

V. L'acrotère

L'acrotère est un élément secondaire non structural encastré au plancher terrasse, soumise à une flexion composée due à un effort normal provoqué par son poids propre, et un moment fléchissant provoqué par la main courant.

Le calcul se fait par une bande 1 m de longueur.

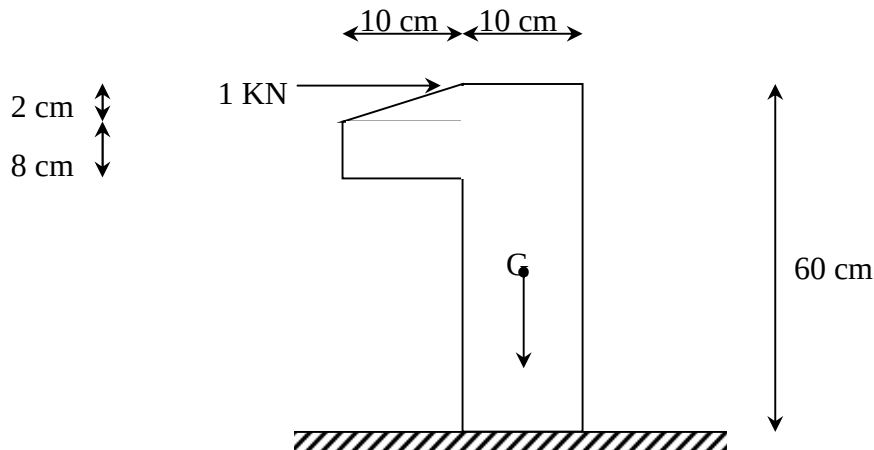


Figure 5.39 : Les dimensions de l'acrotère

1) Évaluation des charges

2) Charges permanentes :

Poids propre : $G_p = S \times \rho_{BA}$

- ➔ Poids volumique : $\rho_{BA} = 25 \text{ KN/m}^3$.
- ➔ Surface de l'acrotère : $S = 0,069 \text{ m}^2$.

$G = 1,725 \text{ KN/ml}$.

3) Charges d'exploitation : $Q = 1,0 \text{ KN/ml}$

2) Détermination des efforts

État limite ultime :

- ➔ $N_u = 1,35 \cdot G = 2,33 \text{ KN}$
- ➔ $M_u = 1,5 \cdot Q \cdot h = 0,9 \text{ KN.m}$
- ➔ $T_u = 1,5 \cdot Q = 1,5 \text{ KN}$

État limite de service :

- ➔ $N_{ser} = G = 1,725 \text{ KN}$
- ➔ $M_{ser} = Q \cdot h = 0,6 \text{ KN.m}$
- ➔ $T_{ser} = Q = 1,0 \text{ KN}$

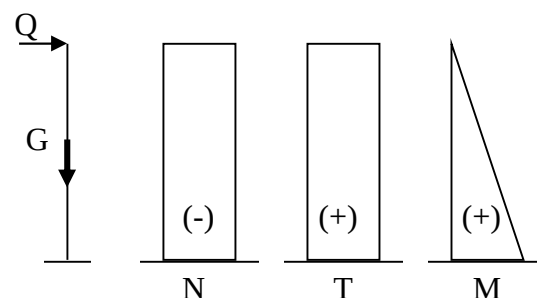


Figure 5.40 : les diagrammes des efforts N ; T ; M

3) Ferrailage de l'acrotère

L'acrotère est considéré comme une section rectangulaire de dimension :

$$b = 100 \text{ cm}; h = 10 \text{ cm}; c = c' = 2 \text{ cm}; d = h - c = 10 - 2 = 8 \text{ cm}.$$

$$f_{c28} = 25 \text{ Mpa}; \gamma_b = 1,15; f_{bu} = 14,17 \text{ Mpa}; f_e = 400 \text{ Mpa}; \gamma_s = 1,5; \sigma_s = 348 \text{ Mpa}.$$

L'excentricité :

$$e_o = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{2,33} = 38,63 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad e_o > \frac{h}{2} - c'$$

$$\frac{h}{2} - c' = \frac{10}{2} - 2 = 3 \text{ cm}$$

On calcul ψ_1 :

$$\psi_1 = \frac{N_u}{b \cdot h \cdot f_{bu}} = \frac{2,33 \cdot 10^3}{1 \times 0,1 \times 14,17 \cdot 10^6} = 1,64 \cdot 10^{-3} < 0,81$$

$$\xi = f(\psi_1) \quad \Rightarrow \quad \text{D'après le graphe on trouve : } \xi = 0,1666.$$

$$e_{nc} = \xi \times b = 0,1666 \times 10 = 1,666 \text{ cm.}$$

$\Rightarrow e_0 > e_{nc} \quad \Rightarrow$ Donc la section est partiellement comprimé et l'état limite ultime n'est pas atteint, le % minimum d'armature utiliser sera :

$A = 4 \text{ cm}^2 / \text{ml de parement}$ **BAEL**
 $0,2\% \leq A/B \leq 5\%$

Le moment fictif :

$$M_{as} = M_u + N_u.(h/2 - c)$$

$$M_{as} = 0,9 + 2,33 \cdot (0,1/2 - 0,02)$$

$$M_{as} = 0,97 \text{ KN.m}$$

Pour flexion composé avec section partiellement comprimé $\Rightarrow$ on calcul dans la flexion simple avec un moment fictif M_{as} et on trouve les sections d'aciers fictives A_{1s} et A'_{1s} .

Les sections d'aciers réelles : $A_s = A_{is} - N_u / \sigma$
 $A'_s = A'_{is}$

$$\mu = \frac{M_{as}}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{0,97.10^3}{1.(0,08)^2.14,17.10^6} = 0,0107 < \mu_R = 0,392$$

$\Rightarrow$ Les armatures comprimées : $A'_s = 0 \Rightarrow$ Pivot A

$$\Rightarrow \mu_R = 0,392; \alpha_R = 0,669; \varepsilon_{es} = 1,74 \text{ } \%. \text{}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,0107}}{0.8} = 0,0134$$

$$z = d \cdot (1 - 0,4 \cdot \alpha) = 0,08 \cdot (1 - 0,4 \times 0,0134) = 7,96 \text{ cm.}$$

$$A_{sa} = \frac{M_{as}}{z \cdot \sigma_s} = \frac{0,97 \cdot 10^3}{0,0796 \times 348 \cdot 10^6} = 0,33 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_s^{\text{fictif}} = 0,33 \cdot 10^{-4} - \frac{2,33 \cdot 10^3}{348 \cdot 10^6} = 0,26 \text{ cm}^2$$

$$A'_s = A_s^{\text{fictif}} = 0 \text{ cm}^2$$

Tableau récapitulatif :

$M_{as} \text{ (KN.m)}$	$d \text{ (cm)}$	μ	α	$z \text{ (cm)}$	$A'_s \text{ (cm)}$	$A_{is} \text{ (cm)}$	$A_s \text{ (cm)}$
0,97	8	0,0107	0,0134	7,96	0	0,33	0,26

Tableau 5.10 : Tableau récapitulatif des résultats précédents.

4) Vérification

4.1. Vérification de la condition de non fragilité

$$A_s \geq A_{s \min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot (f_{t28}/f_c)$$

$$\text{Avec: } f_{t28} = 0,6 + 0,06 \cdot f_{c28} = 2,1 \text{ Mpa.}$$

$$A_s = 0,26 \text{ cm}^2 \leq 0,23 \times 100 \times 8 \times (2,1/400) = 0,97 \text{ cm}^2.$$

La condition n'est pas vérifiée donc :

$$A_s = A_{s \min} = 0,97 \text{ cm}^2.$$

$$\text{On choisi } 4T6 = 1,13 \text{ cm}^2, \quad \text{Espacement} = 100/4 = 25 \text{ cm.}$$

Les armatures de répartition :

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 0,28 \leq A_r \leq 0,56 \Rightarrow A_r = 0,85 \text{ cm}^2 \Rightarrow 3T6, \quad \text{Esp} = 33 \text{ cm.}$$

4.2 . Vérification de la contrainte de cisaillement

il faut que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\text{Avec : } \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,16 \cdot f_{c28} / \gamma_b, \quad 4 \text{ Mpa} \right\} = 2,5 \text{ Mpa.}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = 0,19 \text{ Mpa}$$

$$\Rightarrow \tau_u = 0,19 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ Mpa} \quad \text{Donc la condition de cisaillement est vérifiée.}$$

4.3. Vérification à l'état limite de service

$$e_o = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = 34,78 \text{ cm} \geq \frac{h}{2} - c' = 3,0 \text{ cm} \quad \text{Donc la section est partiellement comprimée}$$

Position de l'axe neutre :

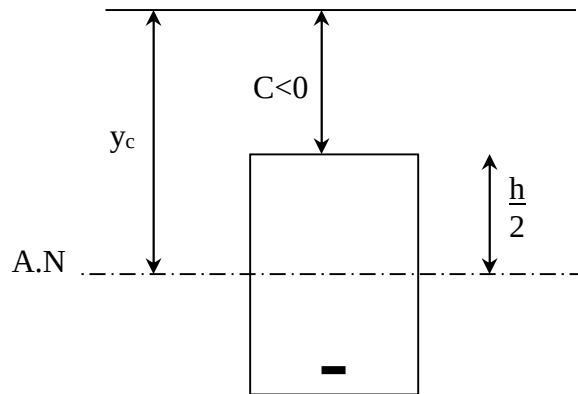


Figure 5.41 : Position de l'axe neutre

- C : Distance du centre de pression et la résultante des forces extérieures à la fibre la plus comprimée.
 - y_c : Distance de l'axe neutre au centre de pression.
 - $N_{ser} > 0 \Rightarrow C < 0$
 - Si $C = h/2 - e_o = -29,78 \text{ cm}$.
- $y_{ser} = y_c + C$ et $e_a = e_o + (d - h/2)$.

On écrivant le bilan des forces appliquées à la section, et on montre que y_c est la solution de l'équation suivante :

$$y_c^3 + p \cdot y_c + q = 0$$

avec :

$$p = -3 \cdot c^2 - 90 \cdot (c - d') \cdot \frac{A'_s}{b} + 90 \cdot (d - c) \cdot \frac{A_s}{b}$$

$$q = -2 \cdot c^3 - 90 \cdot (c - d') \cdot \frac{A'_s}{b} + 90 \cdot (d - c)^2 \cdot \frac{A_s}{b}$$

$$\text{Or : } A'_s = 0$$

$$p = -3 \cdot c^2 + 90 \cdot (b - c) \cdot \frac{A_s}{b} = -2612,60$$

$$q = -2 \cdot c^3 + 90 \cdot (d - c)^2 \cdot \frac{A_s}{b} = 51009,41$$

La solution de l'équation de 3^{ème} degré est obtenue comme suite :

$$\Delta = q^2 + \left[\frac{4 \cdot p^3}{27} \right] = -39931695,38 \quad \Delta < 0 \Rightarrow \text{on calcul } \cos \varphi$$

$$\cos \varphi = \left(\frac{3.q}{2.p} \right) \sqrt{\frac{-3}{p}} = -0,992 \quad \Rightarrow \quad \cos \varphi = 172^\circ 94'$$

$$a = 2 \sqrt{\frac{-p}{3}} = 59,02 \text{ cm}$$

$$y_1 = a \cdot \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right) = 31,58 \text{ cm}$$

$$y_2 = a \cdot \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120^\circ\right) = -58,97 \text{ cm}$$

$$y_2 = a \cdot \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 240^\circ\right) = 27,39 \text{ cm}$$

y_c est comprise entre c et $(c + h) \Rightarrow c < y_c < (c + h)$

$$29,78 \text{ cm} < y_c < 39,78 \text{ cm}$$

Calcul des contraintes

Le moment d'inertie de la section homogène réduite est :

$$I = \frac{b \cdot y^3}{12} + 15 \left[A_s \cdot (d - y_{ser})^2 + A'_s \cdot (y_{ser} - d')^2 \right] \quad \text{Or : } A'_s = 0.$$

$$\Rightarrow I = \frac{100 \cdot (1,8)^3}{12} + 15 \cdot [1,13 \cdot (8 - 1,8)^2] = 802,52 \text{ cm}^2$$

Le coefficient des contraintes est : $K = \frac{N_{ser} \cdot y_c}{I} = 0,024$

Fissuration préjudiciable :

$$\sigma_{bc} = K \cdot y_{ser} = 0,024 \times 31,18 = 0,75 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ Mpa}. \quad \text{C'est vérifié}$$

$$\sigma_{st} = n \cdot K \cdot (d - y_{ser}) = 22,32 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_{st} = 24 \text{ Mpa}. \quad \text{C'est vérifié}$$

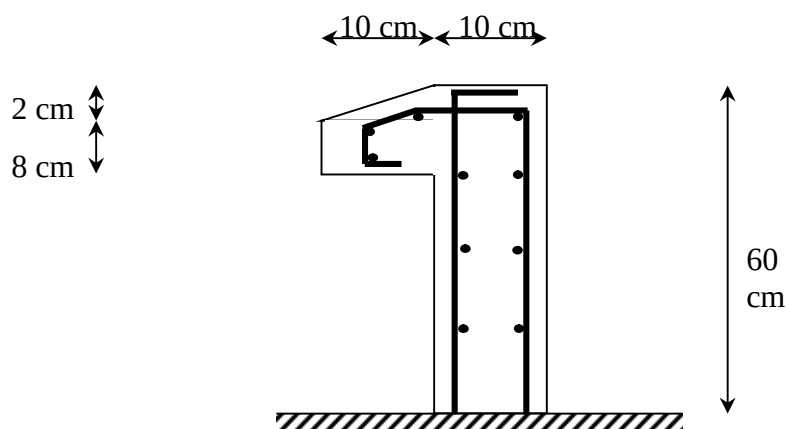


Figure 5.42 : Ferrailage de l'acrotère

VI. les escaliers métalliques

1) Prédimensionnement

- ➔ Contre marche $h = 17 \text{ cm}$.
- ➔ Largeur de la marche $g = 30 \text{ cm}$.
- ➔ Nombre de contre marche $n = \frac{3,06/2}{0,17} = 9 \text{ contre marche}$.
- ➔ Nombre de marche $m = n - 1 = 9 - 1 = 8 \text{ marche}$.

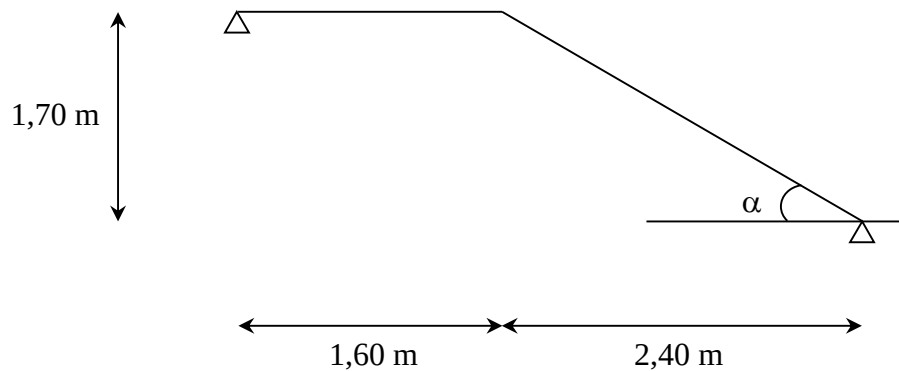


Figure 5.43 : Le prédimensionnement des escaliers métalliques.

- ➔ Angle d'inclinaison $\alpha = \text{actg}\left(\frac{170}{240}\right) = 35^\circ 31'$

Vérification de la relation de Blondel :

On doit vérifier que : $59 \leq g + 2.h \leq 66 \text{ cm}$.

$$G * 2.h = 30 + 2 \times 17 = 64 \text{ cm}.$$

2) Conception d'une marche

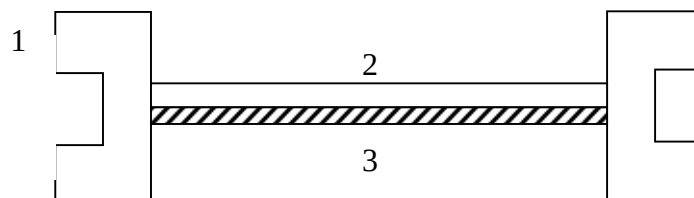


Figure 5.44 : Disposition des cornières

1 : Limon UAP.

2 : La tôle.

3 : Cornière.

3) Évaluation des charges

1) Charges permanentes :

- ➔ Garde corps..... $0,02 \times 78,5 \dots\dots\dots 1,57 \text{ KN/m}^2$.
- ➔ Tôle (4 cm)..... $0,36 \text{ KN/m}^2$.

$$G = 1,93 \text{ KN/m}^2$$

2) Charges d'exploitation : $Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$

A. Cornière

Les cornières sont sollicitées par :

$$G = 1,93 \text{ KN/m}^2.$$

$$Q = 2,5 \text{ KN/m}^2.$$

Chaque cornière reprend la moitié de la charge.

Combinaison de charge :

ELU :

$$q_u = (1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q) \times 0,3/2$$

$$q_u = (1,35 \times 1,93 + 1,5 \times 2,5) \times 0,3/2$$

$$q_u = 0,95 \text{ KN/m}.$$

ELS :

$$q_{ser} = (G + Q) \times 0,3/2$$

$$q_{ser} = (1,93 + 2,5) \times 0,3/2$$

$$q_{ser} = 0,6645 \text{ KN/m}.$$

$$\text{Condition de la flèche : } f_{\max} < \bar{f} = \frac{L}{300}$$

$$f_{\max} = \frac{5}{384} \times \frac{(q_{ser})^* \times L^4}{E.I} \Rightarrow I > 2,14 \text{ cm}^4$$

On prend une cornière $\angle 40 \times 40 \times 4$

Condition de la résistance :

$$(q_u)^* = 0,95 + 1,35 \times 0,024 = 0,98 \text{ KN/m}.$$

Le moment appliqué :

$$M_{\max} = M_{sd} = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{0,98 \times 1^2}{8} = 0,12 \text{ KN.m}$$

$$M_{c.Rd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{2,51 \times 10^{-6} \times 235 \times 10^3}{1} = 58,99 \text{ KN.m} > M_{sd} = 0,12 \text{ KN.m}$$

La condition de la résistance est vérifiée.

B. Limon**1) Charges permanentes :**

- ➔ Garde corps..... $(0,02 \times 78,5) / \cos \alpha$ $1,92 \text{ KN/m}^2$.
- ➔ Tôle (4 cm)..... $0,36 / \cos \alpha$ $0,44 \text{ KN/m}^2$.
- ➔ Poids de la cornière $2 \times (0,024 \times 1,2) / \cos \alpha$ $0,071 \text{ KN/m}^2$.

$$G = 2,43 \text{ KN/m}^2.$$

2) Charges d'exploitation : $Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$ **Combinaison de charge :**

ELU :

$$q_u = (1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q) / 2$$

$$q_u = (1,35 \times 2,43 + 1,5 \times 2,5) / 2$$

$$q_u = 3,52 \text{ KN/m}.$$

ELS :

$$q_{ser} = (G + Q) / 2$$

$$q_{ser} = (2,43 + 2,5) / 2$$

$$q_{ser} = 2,47 \text{ KN/m}.$$

Condition de la flèche : $f_{\max} < \bar{f} = \frac{L}{300}$

$$f_{\max} = \frac{5}{384} \times \frac{(q_{ser})^* \times L^4}{E \cdot I} \Rightarrow I > 1115,76 \text{ cm}^4$$

On prend un UAP 175

$$I_y = 1270 \text{ cm}^4; W_{pl} = 145,1 \text{ cm}^3; g_p = 21,2 \text{ Kg/ml}$$

Condition de la résistance :

$$q_u = 3,52 + 1,35 \times 0,212 = 3,81 \text{ KN/m}.$$

Le moment appliqué :

$$M_{\max} = M_{sd} = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{3,81 \times 1^2}{8} = 0,48 \text{ KN.m}$$

$$M_{c.Rd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{145,1 \times 10^{-6} \times 235 \times 10^3}{1} = 3409,85 \text{ KN.m} > M_{sd} = 0,48 \text{ KN.m}$$

La condition de la résistance est vérifiée.

VII . Calcul des fondations

Une construction doit rester en équilibre par rapport au sol, pour cela le calcul des fondations doit tenir compte des conditions du sous-sol.

Notre poteau est simplement appuyé à la base, donc il est soumis à un effort normal (N) et un effort tranchant (T)

Pour l'implantation, on va utiliser des soudures et des boulons.

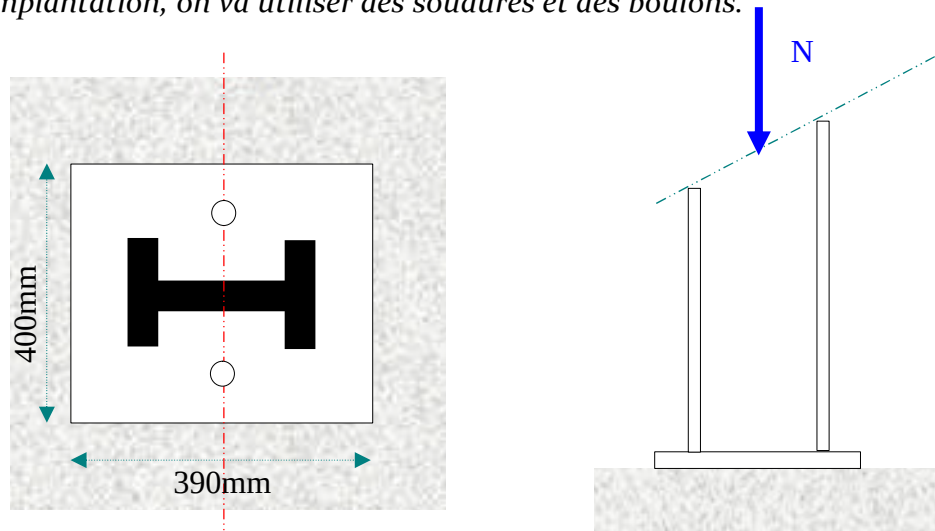


Figure 5.45 : les dimensions du fondation

Epaisseur de la platine :

$$e > u(3\sigma/f_y)^{0,5} \dots \dots \dots e = 5,08\text{cm} \quad \quad \quad e = 6\text{mm}$$

Vérification de la contrainte de compression sur la semelle de fondation :

$$\sigma = N/S = N/a.b = 1193,77 / 39.40 = 76,52\text{Kg/cm}^2 < f_{ub} = 800\text{Kg/cm}^2 \dots \dots \dots \text{ok}$$

Diamètre des goujons d'ancrage :

Pour le diamètre des goujons on prend : $\varnothing = 20\text{mm}$

Vérification de la soudure:

$$\text{D'après l'eurocode3} \quad \beta_w \times \sqrt{[\sigma^2 + 3.(\tau_{//}^2 + \tau_{\perp}^2)]} \leq \frac{f_u}{\gamma_{Mw}}$$

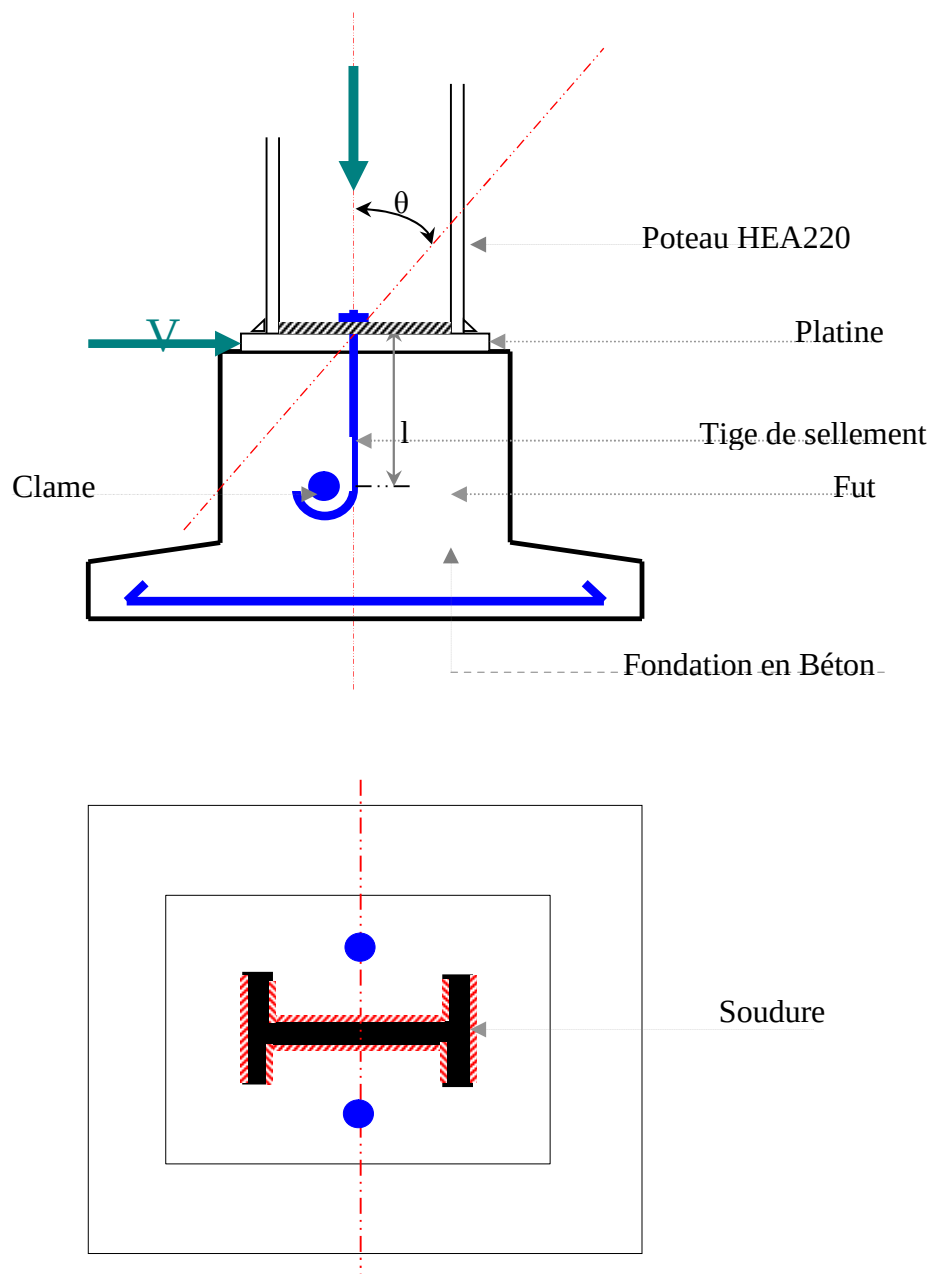


Figure 5.46 : Schémas détaillé des fondations.

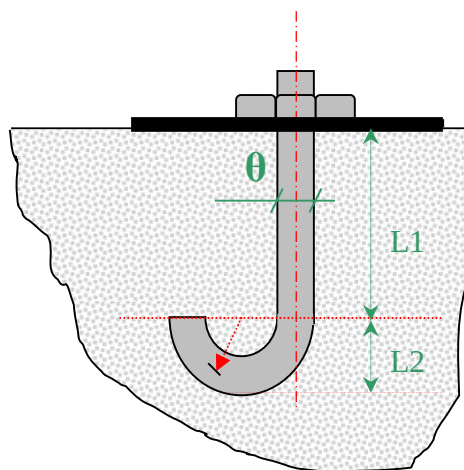


Figure 5.47 : Boulon d'encrage

Dimensionnement de la semelle :

On peut calculer les dimensions de cette semelle, on utilisant les règles de BAEL

Alors :

- $\sigma_{sol}=2,5\text{bar}$
- la charge transmise a la semelle $P = N = 1187,76\text{ KN}$.

$$A.B > P/\sigma_{sol}.$$

$$A/B = a/b = 1,02$$

$$A.B > 5111,72\text{cm}^2$$

On choisit

$$A = 1,5\text{m}$$

$$B = 1\text{m}$$

$$d > \sup [(A-a)/4 = 27,75\text{cm.} ; (B-b)/4 = 17,5\text{cm.}]$$

$$da = 30\text{cm}$$

$$db = 20\text{cm}$$

$$\sigma_a = 348\text{Kpa}$$

on prend :

$$dl = da = 30\text{cm}$$

$$ho = 25\text{cm}$$

d'après la méthode des Bielles:

$$A_s^a = P.(A-a)/8.da. \quad \sigma_a = 22,45\text{cm}^2$$

$$A_s^b = P.(B-b)/8.db. \quad \sigma_a = 17,8\text{cm}^2$$

$$A_s^a = 22,45\text{cm}^2$$

$$A_s^b = 17,8\text{cm}^2$$

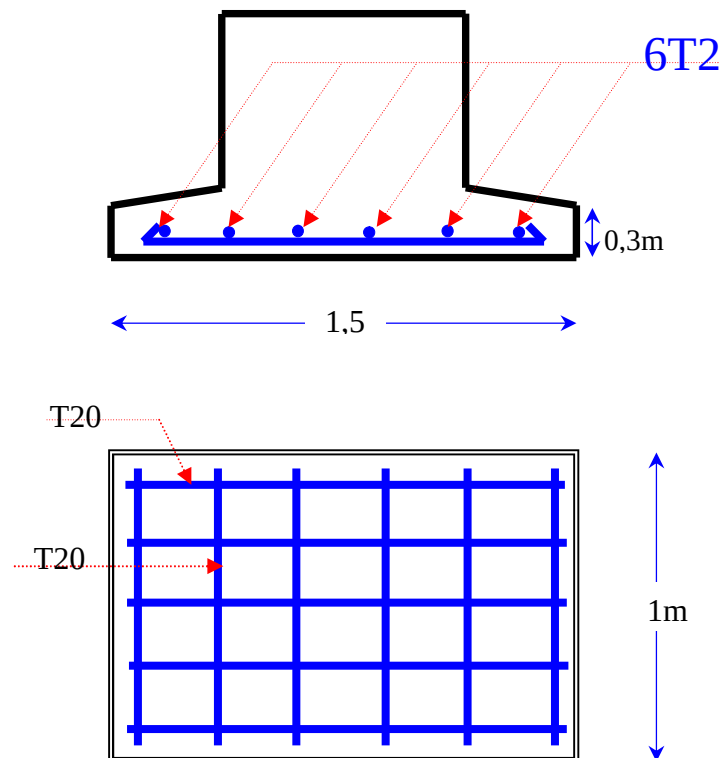
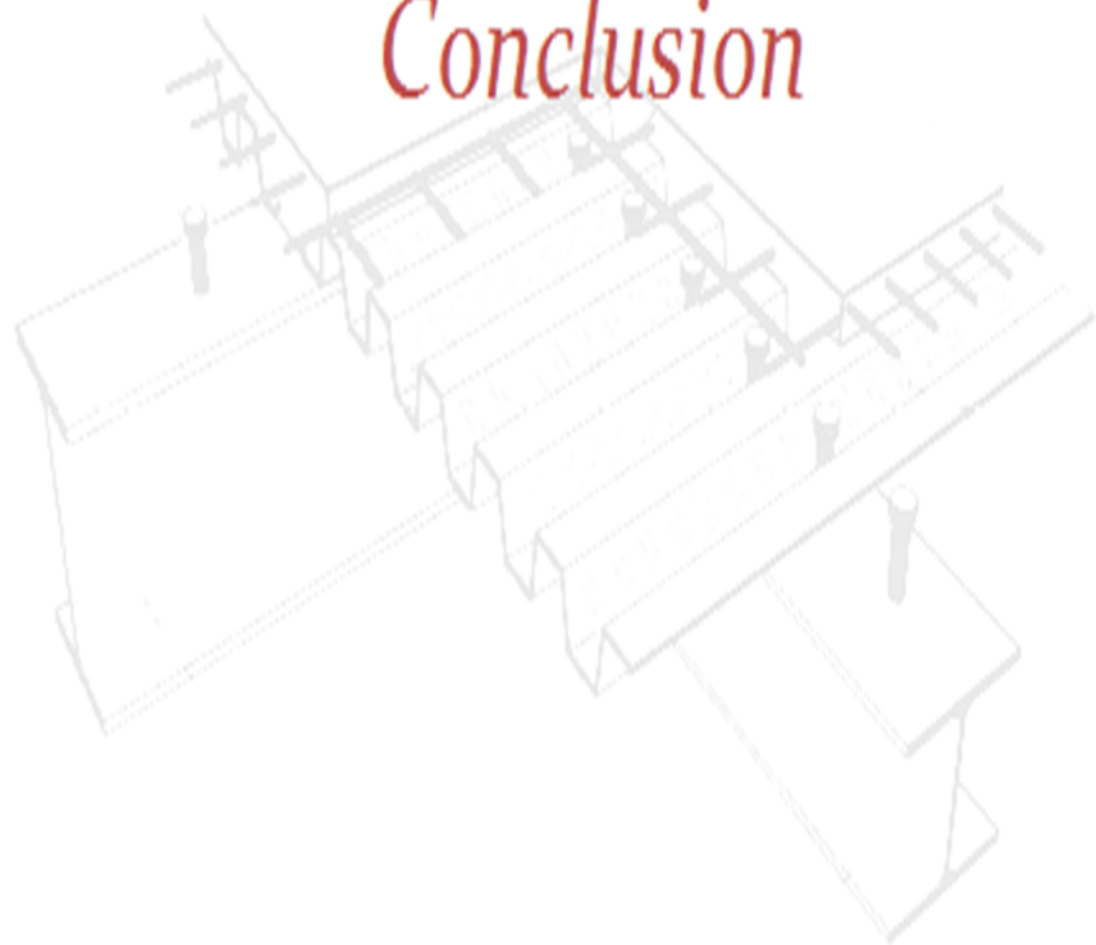


Figure 5 .48 : Ferrailage de la fondation

Conclusion



CONCLUSION

Suite à l'étude faite afin d'établir une comparaison entre un plancher mixte (acier-béton) et non mixte, on arrive à déterminer que la différence entre ces deux dernières constructions s'étale sur divers points et se sont :

- Une diminution de l'épaisseur du plancher mixte par rapport au plancher non mixte suivit par des bénéfices du côté économique.
- Le plancher mixte assure plus de stabilité comparé au plancher non mixte.
- La résistance à la flexion d'une poutre mixte est généralement supérieure à celle d'une poutre en acier en fonction des dimensions de la poutre en acier et de la dalle.
- La rigidité d'une poutre mixte est supérieure à celle d'une poutre en acier. Il est donc possible de réduire la hauteur de construction.

Donc on conclue les résultats qui sont résumés dans le tableau suivant :

Planchers			
Profilés		Non mixte	Mixte
solives	terrasse	IPE 220	IPE 180
	Etage courant	IPE 240	IPE 200
Poutres principales	terrasse	IPE 300	IPE 270
	Etage courant	IPE 330	IPE 300

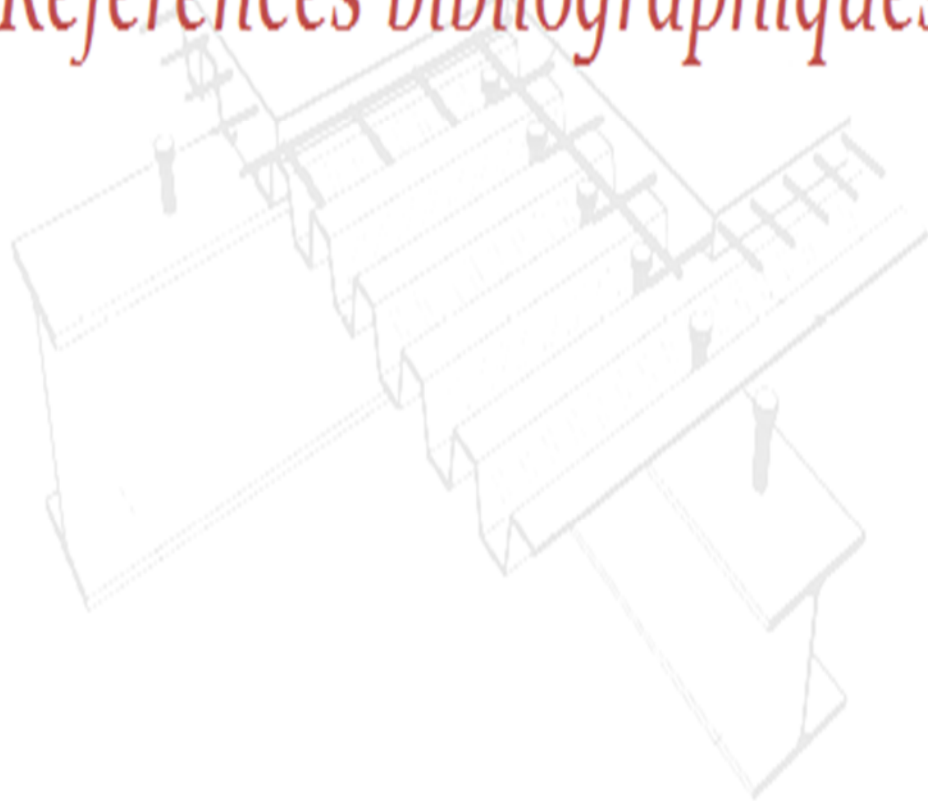
Tableau récapitulatif des résultats obtenus (solives, poutres) pour les deux planchers

La solidarisation des deux matériaux Acier-Béton est obtenue au moyen d'organes de liaison dit "connecteurs" fixés sur l'élément métallique dont le rôle est d'empêcher le glissement pouvant se produire le long de l'interface Acier-Béton.

L'utilisation des connecteurs dans les constructions mixtes, contrairement, à celles non mixtes permet au plancher collaborant de travailler comme une poutre mixte. Ceci se traduit par une importante réduction de l'épaisseur du plancher entraînant, par conséquent, la diminution du poids de l'ensemble des profils métalliques supportant la dalle, de la structure et des fondations du bâtiment en règle générale.

En fin, la construction mixte est plus renforcée ; pour cela elle a prit une place assez importante à côté de la construction métallique.

Références bibliographiques



Références bibliographiques

Règlements :

1. Règles Neige et Vent « RNV.1999 » 2^{ème} Edition, Centre National d'Etudes et de Recherches Intégrées du Bâtiment, Alger, 2005.
2. Règles Parasismiques Algériennes « RPA 99 / Version 2003 », Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique, Alger, 2003.
3. Règles générales et règles pour les bâtiments « Eurocode 3, partie 1-1, calcul des structures en acier », Editions Eyrolles, Paris, 1996.
4. Règles générales et règles pour les bâtiments « Eurocode 4, Partie 1-1, Calcul Des Structures Mixtes Acier-Béton », Editions Eyrolles, Paris, 1999.
5. Règles de conception de calcul des structures en acier CCM 97 « DTR B.C.2.44 »
6. DTR-BC 2.32 Conception et dimensionnement des structures acier-béton. Ministère de l'habitat et de la construction.
7. ENV 94-1-1 Eurocode 4 : Conception et dimensionnement des constructions mixtes acier-béton.

Livres :

1. Concevoir et construire en acier (Mare Landowski ; Bertrand Lemoine) Arcelor, Luxembourg 2005 .
2. Construction mixte acier et béton dans les bâtiment (Rene Maquoi ;Rik Desbruyckere ; Jaeon François Dmonceau et Lincy Pyl)

3. *Guide destiné aux architectes et aux constructeurs* (ArcelorMittalMittalMittal)
www.ArcelorMittalmittal.com
4. *Volume 11 charpentes métalliques, « Conception Et Dimensionnement Des Halls Et Des Bâtiments »*(Manfred A. Hirt et Michel Cricinel).
5. *Traité de génie civil - Construction métallique, “Notions fondamentales et méthodes de dimensionnement” - Volume 10 ; Presses polytechniques et universitaires romandes, Lausanne, 1996.(Hirt M. Bez R) .*
6. *Construction mixte Acier – béton à base de poutrelles laminées.*
(Arcelor Sections Commercial S.A. 66, rue de Luxembourg).
7. *Cours de construction (EPAU) Mr LEMDANI (document internet).*
8. *HIANSA . S. A (The international certification Network) Registration number: ES-0220/2005.*
9. *T.G des planchers (Ecole polytechnique fédérale de l'Ausanne - CTICM - Centre Technique Industriel de la Construction Métallique)*
10. *Etude de la connexion acier-béton Mimoune M., Tebbakh B. et. Mimoune F. Z .*
dans les poutres mixtes. Laboratoire de Mécanique des Sols et des Structures
Département de Génie Civil - Université de Constantine.
11. *ESDP- construction mixte leçon 10.7 : dalles mixtes (document interne).*