

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
République algérienne démocratique et populaire
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique



689

Mémoire de Mastère



Présenté à l'Université du 8 Mai 1945 Guelma

Faculté des sciences et de la technologie

Département de : "Génie Civil"

Domaine : " Sciences et technologie"

Spécialité : "Génie Civil"

Option : Conception et Calcul des Constructions

Présenté par : *GUERNINE IBTISSEM*

**Thème: Etude comparative entre
Les planchers
Dalle pleine et les planchers à corps creux**

Sous la direction du: **Dr LABROUKI BACHIR**

Juin 2011

Remerciment



W
Louage à Dieu qui nous a donné du courage et la patience pour réaliser ce

Mémoire, qui est le fruit de notre pénible travail.

Nous tenons compte à remercier tout les membres du département de génie

Civil enseignants et gestionnaires, et particulièrement notre encadreur :

Dr Labrouki Bachir qui m'a dirigé vers la réussite.

Je remercie ma famille qui m'a vraiment supportée particulièrement ma sœur Sawsen.



Dédicace

**Avec un grand plaisir, je dédie ce Modest travail
à mes chers parents**

**Hacen et Badia qui m'ont donné le courage et l'espoir
pour continuer**

Mes études ainsi que pour leurs soutiens et leur sacrifice.

Et mon cher frère Hichem et ma petite sœur Sawsen

**Sans oublier tous les amies et les copains et surtout
ma chérie Zizou**

Que j'ai passé avec elle les bons moments sans oublier

**A tous les ouvriers de la DUCH de Guelma qui travaillent
avec moi à Titre particulier la section de construction (Nassima**

**Sabrina, Lamia, Wahiba, Samira, Samia, Hassina, Zahra, Radia)
et je remercie la**

Chère Nassima qui ma aidée, et ma guidée vers la réussite.

**Et toute la famille et mes tontes : Fatiha, Zahia, Nadia et Rafika
ainsi Qu'a tous leurs enfants.**

A toute la promotion de génie civil 2010 - 2011

IBTISSEM

Sommaire

ملخص

Résumé

Abstract

Introduction

Chapitre I: Généralité sur les deux types de plancher

I.1. définition d'un plancher

I.2. rôle et fonction d'un plancher

I.3. Planchers à corps creux

I.3.1. Définition

I.3.2. pré-dimensionnement

I.3.3. Méthode de calcul

I.3.3.1. Calcul du hourdis

I.3.3.2. Calcul des nervures

I.4. plancher à dalle pleine

I.4.1. Définition

I.4.2. Méthode de calcul

I.4.3. Justifications et vérifications

Chapitre II : Exposition de la structure envisagée (bâtiment d'habitation R+4

II.1. présentation de la structure

II.1.1. description générale de la structure

II.1.2. plan de masse

II.1.3. caractéristique géométrique du bâtiment

II.1.4. Caractéristique des matériaux.

II.1.4.1. Le Béton

II.1.4.1.1. Résistance du béton

II.1.4.1.2. Résistance caractéristique à la traction

Chapitre III: calcul du plancher du corps creux

III.1. plancher à corps creux

III-1-1- Méthode de calcul

III-1-2- Principe de la méthode

III-1-3- domaine d'application

III-1-4- application de la méthode

Chapitre VI: calcul du plancher à dalle pleine

VI.2. Calcul des dalles

VI.3. Calcul des balcons

Chapitre V: conclusion

ملخص:

يهدف هذا العمل لوضع دراسة مقارنة بين نوعين من الأسقف، سقف صلب و سقف مجوف. دراسة المقارنة هذه تكون على أساس المقاومة والتكاليف في كلتا الحالتين التي تتم دراستها. تحقيقا لهذه الغاية ندرس طوابق مبنية لبناية ذات أرضيات صلبة ثم نعيد الحسابات لنفس البناية لكن أرضياتها مجوفة و منه نقوم بمقارنة النتائج المستحصل عليها، ومن هنا نقوم بالاستنتاجات فيما يخص تكلفة إنجاز ومقاومة كل نوع من أنواع الأرضيات.

Résumé :

Ce travail a pour objectif d'élaborer une étude comparative entre deux types de planchers, planchers dalle pleine et planchers à corps creux.

Cette étude comparative se situe au point de vue résistance et coût dans les deux cas étudiés. A cet effet on étudie les planchers d'une structure réalisée en dalle pleine ensuite refaire les calculs pour la même structure ayant des planchers à corps creux puis comparer les résultats obtenus, et à partir d'ici tirer des conclusions relatives par rapport au coût de réalisation de chaque type de planchers ainsi que leurs résistance.

Abstract :

This work aims to develop a comparative study between two types of floors, solid slab floors and hollow floors.

This comparative study is based on the strength and the cost in both cases studied. Therefore, first we study the floors of a structure built of solid slab then repeat the calculations for the same structure with hollow core floors and compare the results obtained, then from this, we draw conclusions with regard to the cost of achievement of each type of floor and its resistance.

Introduction :

Ce travail a pour objectif d'élaborer une étude comparative entre deux types de planchers, planchers dalle pleine et planchers à corps creux.

Cette étude comparative se situe au point de vue résistance et coût dans les deux cas étudiés. A cet effet on étudie les planchers d'une structure réalisée en dalle pleine ensuite refaire les calculs pour la même structure ayant des planchers à corps creux puis comparer les résultats obtenus, et à partir d'ici tirer des conclusions relatives par rapport au coût de réalisation de chaque type de planchers ainsi que leurs résistance.

Chapitre I:

Généralité sur les deux types de plancher

I.1. Définition d'un plancher :

Les planchers sont les aires planes limitant les étages et supportant les revêtements de sols deux fonctions principales leur sont dévolues:

Fonction résistance: les planchers supportent leur poids propre et les surcharges d'exploitation
Fonction isolation : ils isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages.

Le terme désigne aussi bien le composant de gros œuvre que le composant architectural. Elle représente dans la conception architecturale les planchers en même temps que les plafonds dans les étages des bâtiments modernes .les salles doivent être cohérents par leur gabarit, leur masse dans la structure de l'édifice qui doit composer avec le terrain et aussi avec les contraintes de comportement à l'environnement, des dilatations différentielles par exemple.

La dalle peut se comporter comme une "plaque" et se porter "toute seule " donc avoir des poutres (invisibles intégrées faites avec un ferrailage particulier ou avoir des poutres ou caissons avec leur retombées ,(leur épaisseur visible par une face horizontale basse). coulés à part selon un maillage défini par leur portée la poutraison intégrée en augmentant l'inertie fournit la rigidité nécessaire à l'ensemble .

Sa face inférieure est appelée plafond , on trouve plusieurs types de planchers :

- * plancher à corps creux.
- * plancher à dalles pleines.

à la dyne

I.2. Rôle et fonctions d'un plancher:

- Supporter les charges
- Assurer une bonne isolation phonique
- Assurer une bonne isolation thermique
- Résister au feu : pour la sécurité en cas d'incendie

I.3. Planchers à corps creux :

I.3.1. Définition:

Ce type de plancher, généralement utilisé dans les bâtiments d'habitation de manière à obtenir un plafond uni à l'étage inférieur, comporte des coffrages en corps creux restant incorporés dans l'ouvrage.

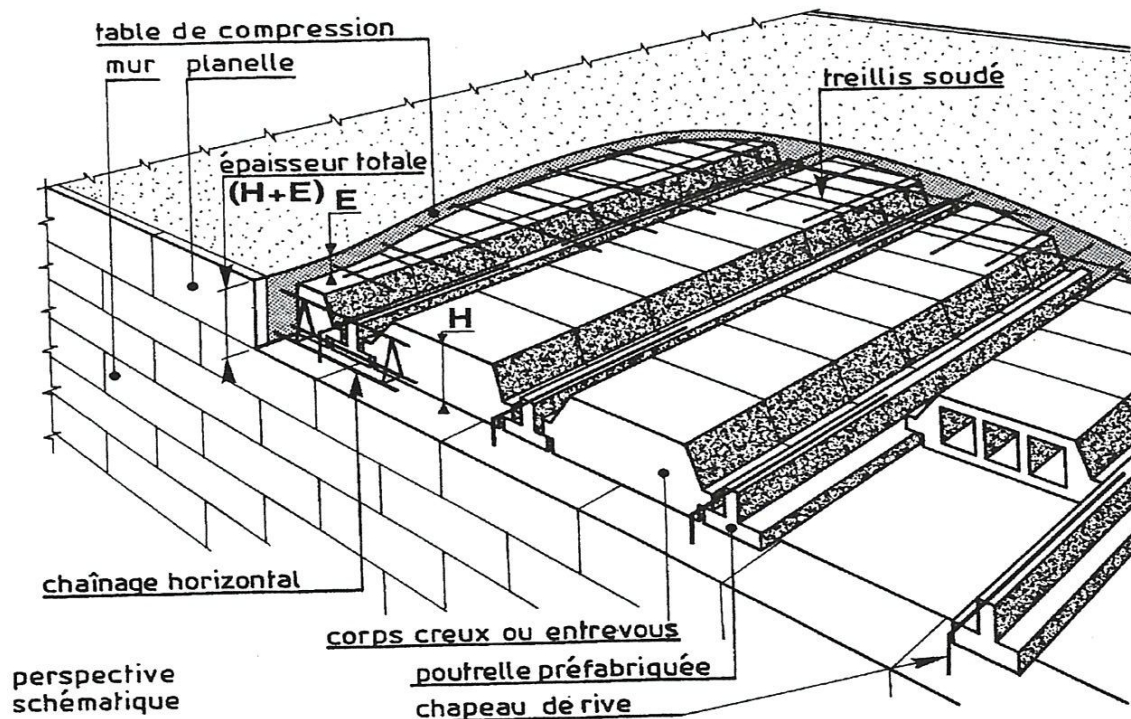
La distance d'axe en axe des poutrelles est alors imposée par le corps creux utilisé.

Le hourdis doit avoir une épaisseur minimale de 4cm et être armé d'un quadrillage de barres dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser : 20cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures, 33cm pour les armatures parallèles aux nervures.

I.3.2. pré-dimensionnement:

Chaque ossature constitue plusieurs éléments porteurs et non porteurs. Ces éléments doivent être rigides pour éviter le risque de stabilité de la construction.

Le pré dimensionnement se fait conformément aux conditions imposées par les règles techniques B.A.E.L et celles données par le R.P.A.



Ces planchers sont constitués de poutrelles préfabriquées en béton qui prennent appui sur des murs (de façade ou de refend) ou sur des poutres en béton armé. Des corps creux (ou entre vous) en béton, en terre cuite ou en polystyrène sont disposés entre les poutrelles, les uns à côté des autres. L'ensemble est recouvert d'une dalle en béton appelée table de compression, coulée sur place et armée d'un treillis soudé.

(Situer chacun de ces éléments sur la perspective de la page précédente.)

Il existe dans le commerce une grande variété de ces planchers. Les formes des poutrelles et des corps creux varient selon les fabrications.

Malgré tout, les épaisseurs des planchers sont sensiblement identiques d'un fabricant à l'autre. Les dimensions les plus courantes sont :

H : Hauteur des corps creux (cm)	12	16	20	25	30
E : Épaisseur table de compression (cm)	4	4	4	5	5

I.3.3. Méthode de calcul :

Les planchers à corps creux que nous considérons seront toujours supposés être des planchers à surcharge modérée.

Le principe de leur calcul reste le même que celui des planchers à poutres apparentes car les corps creux n'interviennent pas dans la résistance de l'ouvrage et ne sont à considérer que comme un poids mort, sauf dans le cas précis ci-après. → ?? au 28 le cas.

Pour notre cas on utilise la méthode forfaitaire

I.3.4. Principe de la méthode :

Elle consiste à évaluer maximale des moments sur appuis à des fractions fixes forfaitairement de

La valeur du moment isostatique "M₀" dans la travée dite comparaison, c'est -à-dire dans la travée isostatique indépendante de même large que la travée considérée.

isostatique

longueur

I.3.5. domaine d'application:

Pour que la méthode forfaitaire soit applicable il faut que :

- * la fissuration est considérée non préjudiciable → vérifiée
- * les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25

$0,8 < L_i / L_{i+1} < 1,25 \rightarrow$ vérifiée

$0,8 < 320/320 < 1,25 \rightarrow$ vérifiée → *voir le plan ??*

$0,8 < 1 < 1,25 \rightarrow$ vérifiée

- * les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différents travées. $I_1 = I_2 = I_3 = \dots = I_n \rightarrow$ vérifiée

* $Q \leq (2G, 500 \text{ kg/m}^2)$

I.3.6 Application de la méthode :

Soit : $\alpha = Q/Q+G$ le rapport des charges d'exploitation à la somme des charges permanentes et d'exploitation en valeur non pondérées.

$M_t \geq \max [1,05 M_0 (1+0,3 \alpha) M_0] - (M_w + M_e)/2$

$M_t \geq [(1,2 + 0,3 \alpha)/2] M_0 \rightarrow$ dans le cas d'une travée de rive

$M_t \geq [(1 + 0,3 \alpha)/2] M_0 \rightarrow$ dans le cas d'une travée intermédiaire

Avec $M_0 = q \cdot l^2 / 8$

Handwritten: $q \cdot \frac{l^2}{8}$

* Pour les moments sur appuis

- 0,6 M0 pour une poutre à 2 travées
- 0,5 M0 pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de 2 travées.
- 0,4 M0 pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de 3 travées.

$$M_t + (M_w + M_e)/2 \geq (1 + 0,3 \alpha) M_0$$

$$M_t + (M_w + M_e)/2 \geq 1,05 M_0$$

- M_0 = la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de compression
- M_w = la valeur absolue du moment sur appuis de gauche
- M_e = la valeur absolue du moment sur appuis de droite
- M_t = le moment maximal en travée

I.3.6.1 hourdis :

Les armatures du hourdis calculées à l'aide des méthodes indiquées pour sections rectangulaire soumises à la flexion simple.

En Algérie on trouve des hourdis de 16 et 20 cm pour cela que l'épaisseur des planchers en corps creux varient entre 20 à 25 cm.

I.3.6.1.1. Calcul du hourdis:

Les armatures du hourdis calculées à l'aide des méthodes indiquées pour sections rectangulaires soumises à la flexion simple, doivent satisfaire aux conditions suivantes:

Si A est la section des armatures perpendiculaire aux nervures (A en centimètres carrés par mètre de nervure) est σ_{en} la limite d'élasticité des aciers utilisés exprimée en bars, on doit avoir:

- Lorsque l'écartement entre axes des nervures est inférieur ou égal à 50 cm

$$A \geq 2160 / \sigma_{en}$$

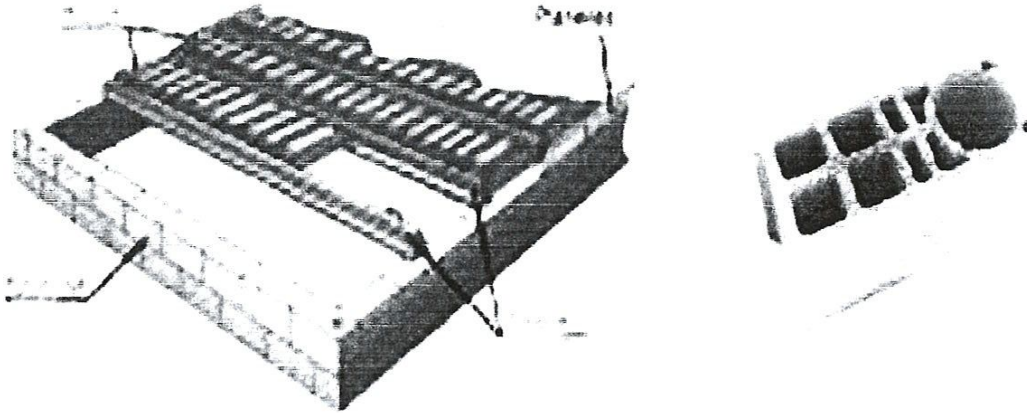
→ CCBA → BA12

- Lorsque l'écartement L_n entre des nervures est compris entre 50 et 80 cm

$$A \geq 43L_n / \sigma_{en}$$

→ CCBA → BA12

Les armatures parallèles aux nervures, autre que les armatures supérieures des poutrelles, doivent avoir une section par mètre linéaire au moins égale à $A/2$



I.3.6.1.2.calcul des Nervures:

Les moments fléchissant et les efforts tranchants dans les nervures seront calculés suivant les indications données en A, paragraphe 2-a. ??

Si les corps creux présentent des résistances mécaniques suffisantes (cas des corps creux en terre cuite) et si les conditions d'exécution permettent de compter sur une bonne adhérence au béton, on peut tenir compte de la résistance des corps creux dans les conditions suivantes :

On calculera la contrainte de cisaillement τ_b en faisant intervenir une largeur fictive de nervure égale à la largeur réelle augmentée de l'épaisseur des parois des corps creux en contact avec la nervure on aura donc

$$\tau_b = T / b_l z$$

- si $\tau_b < 3 \sigma_b / 4$, aucune armature transversale n'est nécessaire dans les plancher ou le hourdis est les nervures sont bétonnées en même temps.

- si $\tau_b < 3 \sigma_b / 4$, on applique les règles habituelles relatives à la détermination des armatures transversales.

I.4.2.Méthode de calcul:

I.4.2.1 La dalle porte que dans un seul sens:

Lorsque les deux conditions suivantes sont simultanément remplies:
- le rapport L_x/L_y est inférieur ou égale à 0,4 ($L_x/L_y \leq 0,4$)
- la dalle est uniformément chargée

On évalue les moments en ne tenant compte de la flexion que suivant la plus petite dimension, on dit que la dalle ne porte que dans un seul sens.

Dans ces conditions, on ne calcule que les armatures parallèles au côté L_x on est donc ramené à l'étude d'une poutre de section rectangulaire, de largeur $1m$ de hauteur totale h_0 et de portée L_x

Pour déterminer les moments à prendre en compte, on pourra, suivant l'importance des charges d'exploitation, utiliser les méthodes données dans la section B, ci après, pour les poutrelles et poutres.

Très souvent, lorsqu'une dalle continue peut être considérée comme partiellement encadrée sur ses appuis de rive et, en particulier, lorsqu'il s'agit d'un plancher à charge d'exploitation modérée, on prend pour les moments dans chacune des travées les valeurs suivantes:

$$\text{Moment sur appuis} = -pl_x^2/16 = -0,5 M_0$$

Avec :

P : charge uniforme résultant du poids propre et de la charge d'exploitation.

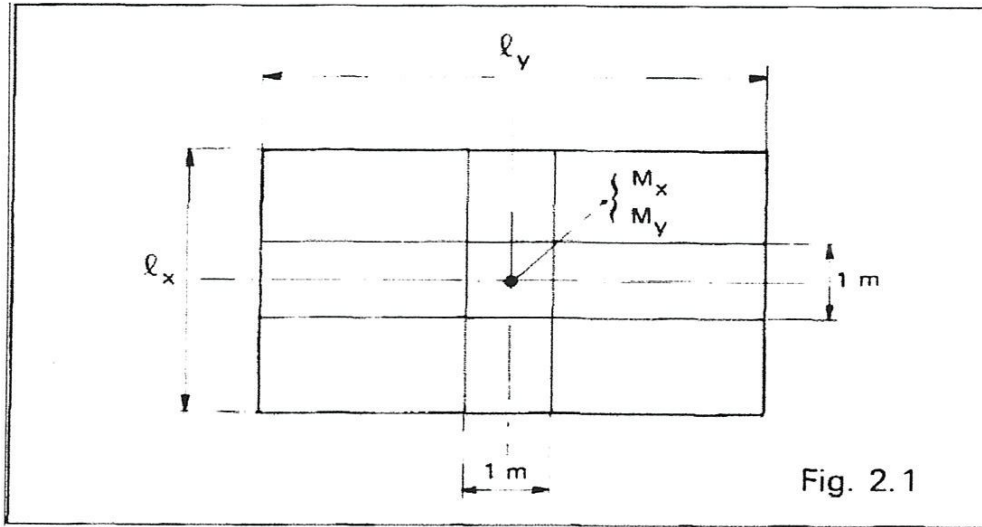
L_x : portée dans le sens l_x

M₀ = $pl_x^2/8$, moment pour la dalle sur deux appuis libre.

* Fonctionnement tridimensionnel puisque la flexion peut se faire dans les deux sens entrain ainsi un mode de distribution complexe le long de l'épaisseur de celle ci:

- leur étude se fait à l'aide d'équation différentielle au quatrième ordre dite équation de la grange

- par contre leur étude pratique est très simple, elle peut s'effectuer selon différentes méthodes exposées dans plusieurs ouvrages



I.4.2.1 la Dalle porte suivant les deux directions :

$0.4 < \alpha < 1$ avec $\alpha = l_x / l_y$

où l_y et l_x : les dimensions mesurées entre nus d'appuis la charge Q uniformément répartie par unité d'aire et couvrant entièrement le panneau.

Les moments fléchissant développés au centre du panneau ont pour expression

-dans le sens de la portée l_x : $M_x = \mu_x \cdot p l_x^2$.

-dans le sens de la portée l_y : $M_y = \mu_y \cdot M_x$

Sont données en fonction du rapport: $\alpha = l_x / l_y$ par le tableau (B.A.E.L91PAGE 200)

A l'état-limite ultime $1,35 G + 1,5 Q$

A l'état-limite de service $G + Q$

On tenant compte de la continuité dalles, les moments en appuis et en travée seront réduits:

Appuis: *rive $\rightarrow 0.3M$
*intermédiaire $\rightarrow 0.5M$

Travée: *rive: $\rightarrow 0.85M$
*intermédiaire $\rightarrow 0.75M$

I.4.3. Justifications et vérifications:

• Épaisseur « h » des dalles :

Les dispositions indiquées ci-après concernent les dalles rectangulaires telles que : $L_x/50 \leq h \leq L_x/30$

ce qui permet en général de se dispenser des vérifications concernant l'état-limite de déformation prévues à l'article B.7.5 des Règles BAEL.

La valeur de «h» doit également permettre de satisfaire aux conditions relatives à :

- la résistance à l'incendie,
- l'isolation phonique,
- la sollicitation d'effort tranchant (BAEL A.5.2).

• Armatures de flexion

Il convient de calculer d'abord les sections minimales dans chacune des deux directions afin de s'assurer ensuite que les sections A_x et A_y , déterminées à partir des sollicitations de calcul, sont bien supérieures à ces valeurs minimales

a - Section minimale des aciers (BAEL B 7.4)

- Armatures parallèles au sens L_y : section A_{ymin} , diamètre \varnothing_y :

$$A_{ymin} = 6h,$$

avec :

A_{ymin} en cm^2/m .

h : épaisseur de la dalle en m.

- Armatures parallèles au sens L_x : section A_{xmin} , diamètre \varnothing_x :

La section à réaliser en treillis soudé doit être telle que la section correspondant à L_x soit au moins égale à :

$$(3-\varnothing_x) / 2 A_{ymin} \text{ avec } \varnothing_x \leq L_x / L_y.$$

b - Section des aciers déterminée à partir des sollicitations de calcul

- La hauteur utile « d » est particulier à chacune des deux directions, soit:

dx pour le sens Lx.

dy pour le sens Ly

On a en général $dy = dx - \frac{\phi_x + \phi_y}{2}$

la section Ax étant normalement la plus proche de la face tendue

• **Section Ax:**

La section Ax est déterminée pour équilibrer le moment M_x :

- si la fissuration est **peu préjudiciable**, M_x correspond à l'état-limite ultime :

$$M_x = M_{x,u}$$

- si la fissuration est **préjudiciable ou très préjudiciable**, M_x correspond à l'état-limite de service:

$M_x = M_{xser}$ avec $\phi_x \geq 6$ mm si la fissuration est préjudiciable (TS _ ST20)

$\phi_x \geq 8$ mm si la fissuration est très préjudiciable (TS _ ST50)

Nota : La méthode permettant d'obtenir la section Ax est donnée dans le formulaire du présent chapitre et ~~comme il n'y a plus de risques de confusion,~~ l'indice x peut être supprimé, ainsi : *pour éviter le*

M_{xu} devient M_u

M_{xser} devient M_{ser} .

• **Section Ay:**

La section Ay est déterminée de la même manière pour équilibrer le moment My, avec les mêmes conditions sur Øy que sur Øx dans le cas de la fissuration préjudiciable ou très préjudiciable. Il faut en outre :

- dans le cas où, parmi les charges appliquées, il y a des charges localisées :

$A_s \geq A_x / 3 \times dx/dy$ (correspondant à $M_y \geq M_x / 3$)

- dans le cas où il n'y a que des charges réparties

$A_s \geq A_x / 4 \times dx/dy$ (correspondant à $M_y \geq M_x / 4$)

c - Choix du treillis soudé :

• Écartement maximal des fils (BAEL A 8 2,4,2, A 4 5,33 et A 4 5,34) (fig 2.3)

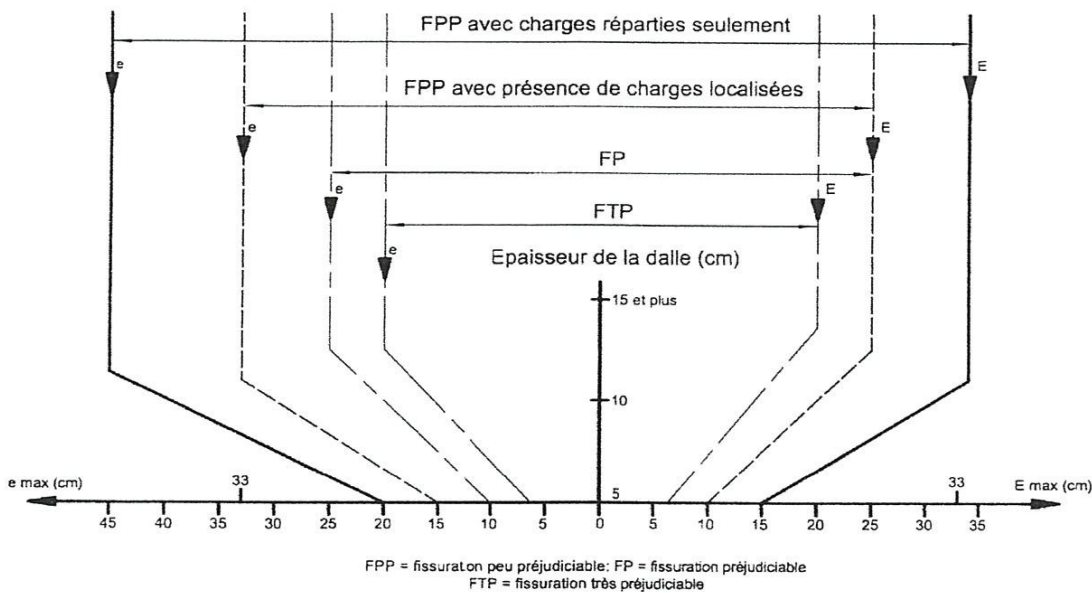


Fig. 2.3

Pour e et E voir chapitre 1, titre 1.3.

• Sections : se reporter aux tableaux «sections nominales» (chapitre 1 - tableaux 1 et 2)

• Armatures d'effort tranchant

Ces armatures ne sont pas nécessaires si (BAEL A.5,22) à la fois :

- la dalle est bétonnée sans reprise dans toute son épaisseur,
- l'effort tranchant maximal par mètre de largeur de dalle V_u vérifie (avec $\gamma_b = 1,5$ en général) :

$V_u \leq 0,07 \cdot \gamma_b \cdot d \cdot f_{c28}$ avec d hauteur utile des panneaux de T.S. (unités : MN/m, m, MPa).

Cette dernière condition peut fixer l'épaisseur « h » de la dalle car il faut dans toute la mesure du possible éviter les armatures d'effort tranchant. Si ces deux conditions ne sont pas satisfaites, il convient d'appliquer les articles A.5.3,12 (couture des reprises), A.5.2,3 et A.5.1.2,3 (armatures d'âme) des Règles BAEL.

• Armatures de poinçonnement

Ces armatures ne sont pas nécessaires si, pour une charge localisée éloignée des bords de la dalle :

$$Q_u \leq (0,015 / \gamma_b) \cdot u_c \cdot l_{c28} \quad , \quad (MN, m, MPa)$$

Avec Q_u valeur de calcul, à l'état limite ultime, de la charge localisée.
 u_c périmètre du « rectangle d'impact $a \times b$ » au niveau du feuillet moyen
 $u_c = 2(a + b)$ (voir formulaire en 5.2,2)

$\gamma_b = 1,5$ en général.

Ca n'existe pas ds le BAEL

$Q_u \leq \frac{0,07 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} \rightarrow \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \frac{0,07}{\gamma_b} \cdot f_{c28}$

Chapitre II

Présentation

~~Exposition de la structure envisagée~~

(Batiment d'habitation R+4)

II.1. Présentation du projet :

II.1.1. description générale sur le projet :

Notre projet de fin d'étude consiste à l'étude comparative entre deux types de planchers, planchers dalle pleine et planchers à corps creux ~~et~~ pour le cas d'un bâtiment R+4.

II.1.2. plan de masse:

Le bâtiment se compose d'un rez de chaussé et quatre étages, chaque étage comprend deux logement types F2 et F3, ce bâtiment comprend une terrasse inaccessible sauf pour l'entretien!

Le bâtiment R+4 implanté à Guelma en zone sismique IIa, situé au sud de Guelma.

II.1.3. caractéristique géométrique du bâtiment :

- » Longueur de l'ouvrage 15,80m
- » Largeur de l'ouvrage 9, 22m
- » la surface de l'ouvrage 145, 67 m
- » Tous les étages ^{SW} à une hauteur identique 3,06 m
- » Hauteur de l'acrotère 0,6 m
- » Le bâtiment à une forme rectangulaire avec des décrochements
- » La communication entre les différents étage se fait aux ^{moje} d'escaliers
- » Les plancher ^S tous les planchers sont de type dalle plein
- » La terrasse est inaccessible
- » Les fondations : sont adoptées en fonction de la nature du sol

II.1.4. Caractéristique des matériaux :

II.1.4.1. Le Béton :

II.1.4.1.1. Résistance du béton :

Pour l'établissement des projets, dans les cas courants, un béton est défini par la valeur de sa résistance à l'âge de 28 jours dite valeur caractéristique requise ~~celle-ci~~ notée f_{c28} .

celle-ci
Lorsque les sollicitations s'exercent sur un béton dont l'âge de "j" jours est inférieur à 28 jours on se réfère à la résistance " f_{cj} " obtenu au jour considéré.

II.1.4.1.2. Résistance caractéristique à la traction

f_{tj} est conventionnellement définie par la relation:

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj}$$

Avec : f_{cj} et f_{tj} en Mpa

Cette formule étant valable pour les valeurs de f_{cj} au plus égale à 60 Mpa

II.1.4.1.3. La résistance à la compression:

On admet une résistance de Mpa pour un dosage de 350 kg/m pour:

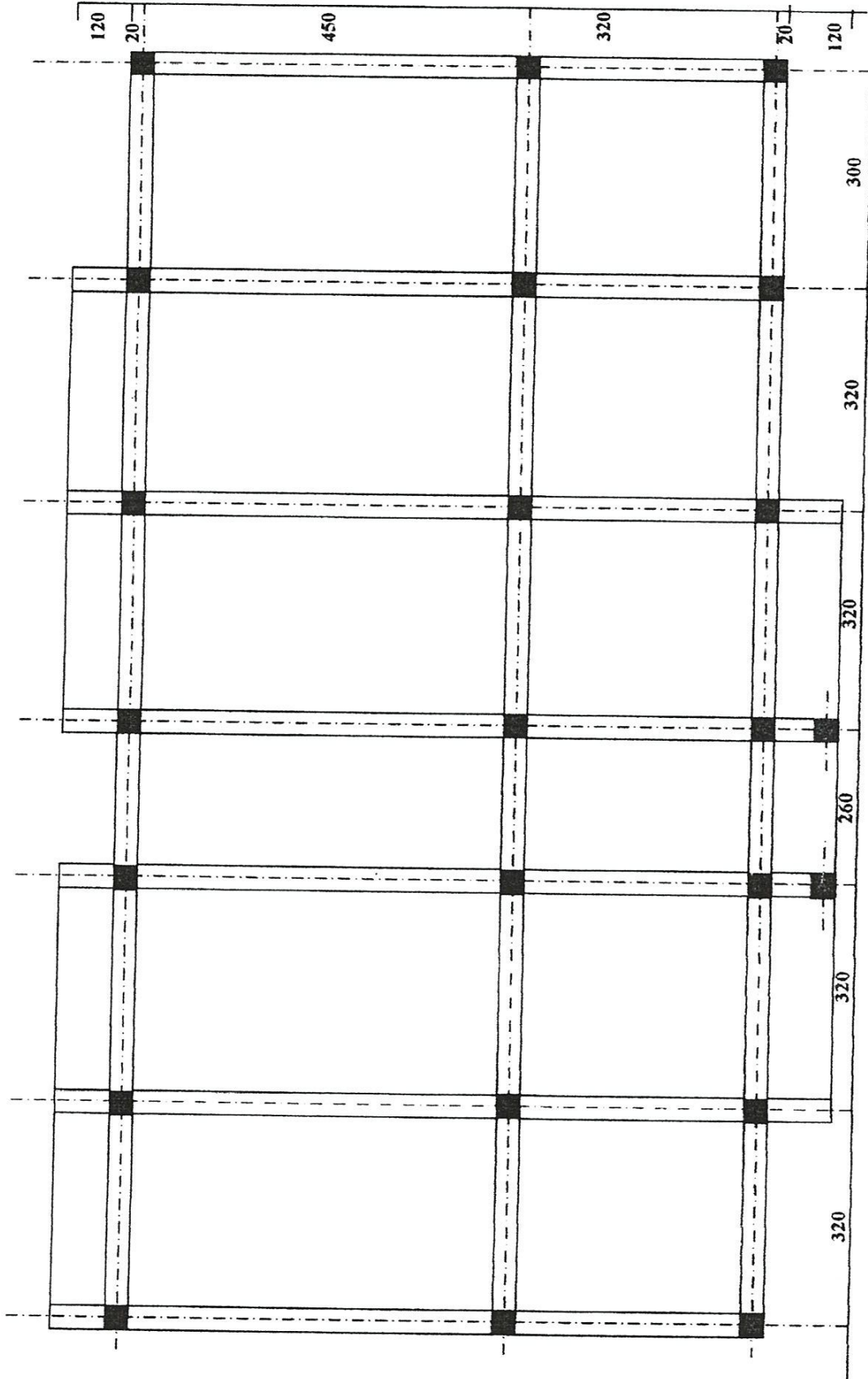
$$f_{c28} = 25 \text{ Mpa} \quad f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa}$$

et l'acier


dosage de ciment
et 350 kg/m
(3)

Chapitre III:

calcul du plancher
à corps creux



Plan de coffrage plancher à terre

III -1-Calcul d'un Plancher à corps creux :

Plancher terrasse:

- charge d'exploitation $Q = 100 \text{ kg/ m}^2$
- charge permanente $G = 642 \text{ kg/ m}^2 \rightarrow$ de compression



E.L.U:

$$Q_u = (1,35 G + 1,5 Q) \cdot 0,65$$
$$Q_u = [(1,35 \cdot 642) + (1,5 \cdot 100)] \cdot 0,65$$
$$Q_u = 661 \text{ kg/m}$$

E.L.S:

$$Q_{ser} = (Q + G) \cdot 0,65$$
$$Q_{ser} = (100 + 642) \cdot 0,65$$
$$Q_{ser} = 482,3 \text{ kg/m}$$

Type 1:

A E.L.U:

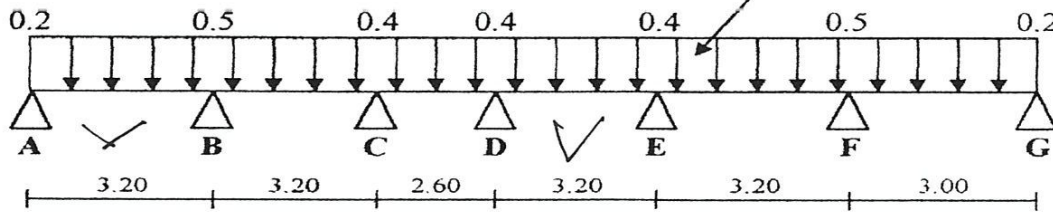
1-Justification de la méthode forfaitaire:

- 1- $Q \leq (2G, 500 \text{ kg/m}^2)$, $Q = 100 \text{ kg / m}^2 \rightarrow$ vérifiée
- 2- les moments d'inertie sont constants suivant les deux sens \rightarrow vérifiée
- 3- la fissuration est considérée comme non préjudiciable \rightarrow vérifiée
- 4- les rapports successifs des travées sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25

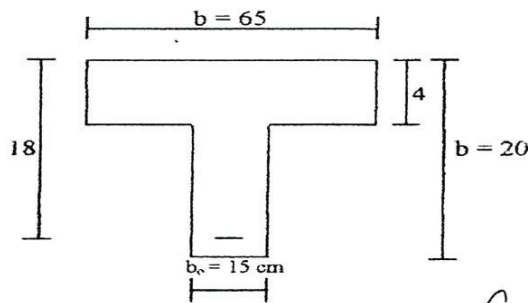
On a:

$$a : 0.8 < \frac{3.20}{3.20} = 1 < 1.25$$

Handwritten notes:
 $\frac{2.6}{3.2}$
 $\frac{3.2}{3.2}$
 $\frac{3.2}{3.0}$
 etc



$Q = 661 \text{ kg/m}$



Handwritten note:
 Ces longueurs ne sont pas correctes car elles doivent être entre nous et un entre axes

2- Calcul des moments isostatiques :

$$M_0 = Q_u l^2 / 8$$

$$M_0(A,B) = M_0(D,E) = 661(3,20)^2 / 8 = 846 \text{ kg.m}$$

$$M_0(C,D) = 558,5 \text{ kg.m}$$

$$M_0(F,G) = 743,6 \text{ kg.m}$$

3- Calcul des moments en travées:

3-1- Travée de rive:

$$\alpha = Q/Q+G = 100/100+642 = 0,13$$

$$M_t \geq [(1,2 + 0,3 \alpha)/2] M_0$$

$$M_t \geq [(1,2 + 0,3 \cdot 0,13) / 2] M_0 = 0,62 M_0$$

$$M_t + (M_w + M_e)/2 \geq (0,3 \alpha) M_0$$

$$M_t + (0,2 M_0 + 0,5 M_0)/2 \geq 1,04 M_0$$

$$M_t \geq 0,69 M_0$$

On prend $M_t = 0,7 M_0$

3-2-Travée intermédiaires :

$$\alpha = 0,13$$

$$M_t \geq [(1 + 0,3 \alpha)/2] M_0$$

$$M_t + (M_w + M_e)/2 \geq (1 + 0,3 \alpha) M_0$$

$$M_t + (0,5 M_0 + 0,4 M_0)/2 \geq 1,04 M_0$$

$$M_t \geq 0,59 M_0$$

On prend $M_t = 0,6 M_0$

~~Non~~

3-3 -Calcul des moments sur appuis:

$$M_{a1} = M_0(A,B) \cdot 0,2 = 846 \cdot 0,2 = 169,2 \text{ kg.m}$$

$$M_{a2} = M_0(B,C) \cdot 0,5 = 846 \cdot 0,5 = 423 \text{ kg.m}$$

$$M_{a3} = M_0(f,G) \cdot 0,2 = 743 \cdot 0,2 = 148,6 \text{ kg.m}$$

$$M_{a4} = M_0(C,D) \cdot 0,4 = 558,5 \cdot 0,4 = 223,4 \text{ kg.m}$$

3-4- Les moments en travées (max):

$$M_t(A,B) = 0,7 \cdot M_0(A,B) = 0,7 \cdot 846 = 592,2 \text{ kg.m}$$

$$M_t(B,C) = M_t(E,F) = M_t(D,E) = 0,6 \cdot 846 = 507,6 \text{ kg.m}$$

$$M_t(C,D) = 0,6 M_0(C,D) = 0,6 \cdot 558,5 = 335,1 \text{ kg.m}$$

$$M_t(F,G) = 0,7 M_0(F,G) = 0,7 \cdot 743,6 = 520,5 \text{ kg.m}$$

~~≡ vérifiée~~

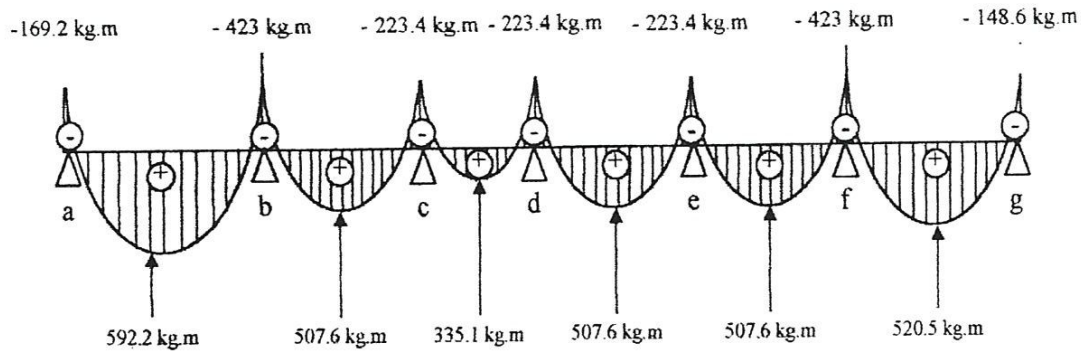


Diagramme des moments

3-5-Calcul de l'effort tranchant :

Travée :(A.B)

$$M_w = -169,2 \text{ kg.m} \quad M_e = -423 \text{ kg.m}$$

$$T_w = QL/2 + M_w - M_e / L = 642 * 3,2 / 2 + (-169,2 + 423) / 3,2 = 1106,5 \text{ kg}$$

$$T_e = -QL/2 + M_w - M_e / L = -642 * 3,2 / 2 + (-169,2 + 423) / 3,2 = -947,8 \text{ kg}$$

Travée :(B.C)

$$M_w = -423 \text{ kg.m} \quad M_e = -223,4 \text{ kg.m}$$

$$T_w = 964,8 \text{ kg}$$

$$T_e = -1089,5 \text{ kg}$$

Travée :(C.D)

$$M_w = -223,4 \text{ kg.m} \quad M_e = -223,4 \text{ kg.m}$$

$$T_w = 834,6 \text{ kg}$$

$$T_e = -834,6 \text{ kg}$$

Travée :(E.F)

$$M_w = -223,4 \text{ kg.m} \quad M_e = -223,4 \text{ kg.m}$$

$$T_w = 1027,2 \text{ kg}$$

$$T_e = -964,8 \text{ kg}$$

Travée :(D.E)

$M_w = - 223,4 \text{ kg} \cdot \text{m}$ $M_e = - 223,4 \text{ kg} \cdot \text{m}$

$T_w = 1027,2 \text{ kg}$

$T_e = - 1027,2 \text{ kg}$

Travée :(F.G)

$M_w = - 423 \text{ kg} \cdot \text{m}$ $M_e = 148,6 \text{ kg} \cdot \text{m}$

$T_w = 871,5 \text{ kg}$

$T_e = - 1054,5 \text{ kg}$

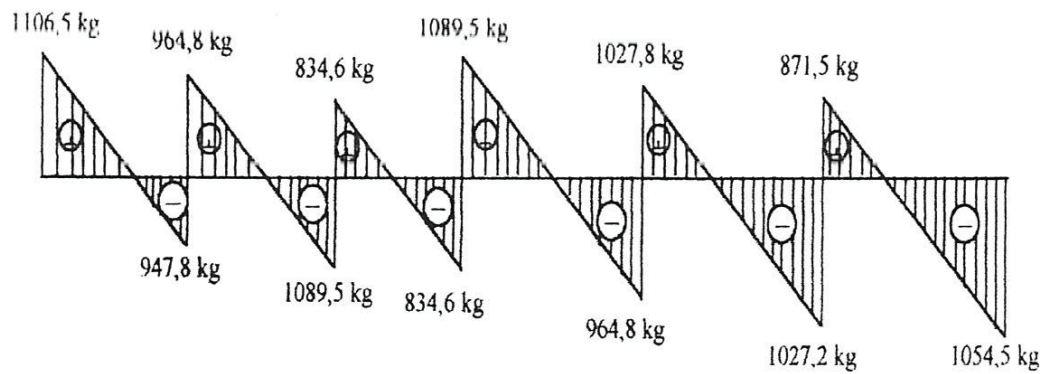


Diagramme des efforts tranchants

I-calcul des armatures:

I-1 Poutrelle type 1:

1- armature en travées :

$M_{tmax} = 592,2 \text{ kg.m} = 0,59 \text{ t.m}$

$F_{bc} = 0,85 \cdot f_{c28} / \theta \gamma_b$

$\alpha_{lim} = 0,668$

Fe E400 $\{\mu_{lim} = 0,391$

$\alpha = \frac{\gamma_e}{d}$

***Position de l'axe neutre:**

$\alpha = h_0/d = 4/18 \Rightarrow \alpha < \alpha_{lim}$
 $\mu_0 = 0,8 \alpha^2 (1 - 0,416 \alpha)$

non

On déduit M_t :

$M_t = \mu_0 b d^2 f_{bc}$

$M_t = 0,16 \cdot 0,65 \cdot (0,18)^2 \cdot 14,17 = 4,774 \text{ t.m}$

$M_t > M_u \rightarrow$ l'axe neutre est dans la table est la section s'étudie comme une section rectangulaire (b,h)

$\mu = M_u / b d^2 f_{bc} = 0,50 \cdot 10^5 / 65(18)^2 141,7 = 0,017$

$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \mu}) = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,017}) = 0,021$

$\mu < \mu_0 \Leftrightarrow 0,017 < 0,391 \Rightarrow A'_s = 0 \Rightarrow$ pas d'armature comprimée

$\sigma_s = f_{c28} / \mu = 400 / 1,15 = 347,8 \text{ MPa} \Rightarrow 348 \text{ MPa}$

$A_s = 0,81 \cdot b \cdot d \cdot f_{bc} / \sigma_s$

$A_s = 0,81 \cdot 0,021 \cdot 65 \cdot 18 \cdot 141,4 / 3480$

$A_s = 0,81 \text{ cm}^2$

σ_s f_e

$\frac{f_{c28}}{f_e}$

***Condition de non fragilité :**

$A_{min} \geq 0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{c28} \Rightarrow A_{min} \geq 0,23 \cdot (65) \cdot (18)^2 / 400 = 1,41 \text{ cm}^2$

$A_s = 1,41 \text{ cm}^2$

$A_{min} = A_s$ on adapte 3HA10 = 2,36 cm²

adapte

$A_s \geq \frac{M_u}{\sigma_s \cdot d \cdot f_e}$

2- Armatures sur appuis :

$M_{a\max} = 423 \text{ kg.m} = 0,423 \text{ T.m}$

$f_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$

$\alpha_{\text{lim}} = 0,668 \cdot \mu_{\text{lim}} = 0,391$

$\mu = M_{a\max} / b \cdot d^2 \cdot f_{bc} = 0,42 \cdot 10^5 / 65 \cdot (18)^2 \cdot 141,7 = 0,014$

$0,014 < 0,391 \Rightarrow A_s = 0$

$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \mu}) = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,014}) = 0,017$

$\sigma_s = f_e / \gamma_s = 400 / 1,15 = 348 \text{ MPa}$

$A_s = 0,8 \cdot b \cdot d \cdot f_{bc} / \sigma_s = 0,8 \cdot 0,017 \cdot 65 \cdot 18 \cdot 141,7 / 348$

$A_s = 0,64 \text{ cm}^2$

A'_s = 0
→ ????

Condition de non fragilité :

$A_{\text{min}} \geq 0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{c28} / f_c \Rightarrow A_{\text{min}} \geq 0,23 \cdot 0,017 \cdot 65 \cdot 18 \cdot 2,1 / 400$

$A_{\text{min}} = 1,41 \text{ cm}^2$

f_{c28} / f_c

On adapte : 1HA10 + 1 HA12 = 1,92 cm²

/	Mmax (kg.m)	b (cm)	D (cm)	μ (MPa)	σs MPa	As (cm ²)	Amin (cm ²)	Asadapte (cm ²)
travées	592,2	65	18	0,017	348	0,81	1,41	2,36 3HA10
Appuis	423	15	18	0,014	348	0,64	1,41	1,92 1HA10 1HA12

Ferrailage du hourdis :

Le hourdis sera armé par des treillis soudés de diamètre Ø = 6mm et avec un espacement St:

* ≤ 20 cm selon le sens de poutrelle

* ≤ 30 cm perpendiculaire au sens des poutrelles

377. l'inverse ?

L'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis des rives:

$T_u \leq 0,267 \cdot a \cdot b \cdot f_{c28} \quad (a=0,9 \text{ et } d=0,9 \cdot 0,18=0,162 \text{ cm})$

$T_u \leq 0,267 \cdot 0,16 \cdot 0,15 \cdot 25 = 0,162 \text{ MN}$

$T_{\text{max}} = 0,0110 \text{ MN} \leq T_u = 0,162 \text{ MN} \rightarrow \text{Vérifiée}$

Vérification des armatures au niveau des appuis :

Appuis de rive :

on doit vérifier

$$A_s > 1,15 T_{\max} / f_e = 1,15 \cdot 1,1065 \cdot 10^2 / 400 = 0,31 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 1,92 \text{ cm}^2 < 0,31 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{vérifiée.}$$

Appuis intermédiaires:

$$A_s = 1,15 / f_e [M_w / 0,9 \cdot d + T_u]$$

$$A_s = 115 / 400 [1,0895 / 0,9 \cdot 18 + 0,162] = 1,92$$

$$A_s \geq 1,92 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{vérifiée}$$

Vérification de contrainte tangentielle:

$$\text{On a : } T_{\max} = 1,10 \text{ T}$$

$$b_0 = 15 \text{ cm}$$

$$d = 18 \text{ c}$$

$$\tau_u = T_{\max} / b_0 \cdot d = 1,10 / 15 \cdot 18 = 0,004 \text{ T} / \text{cm}^2 = 5 \text{ kg} / \text{cm}^2$$

Comparaison avec τ_1 :

$$\tau_1 = \min \{ 0,2 \cdot f_{c28} / \delta_b, 5 \text{ MPa} \}$$

$$\tau_1 = \min \{ 0,2 \cdot 25 / 1,2, 5 \text{ MPa} \}$$

$$\tau_1 = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_1 = 0,5 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa} \rightarrow \text{pas de fissuration par l'effort tranchant}$$

Armature transversale:

On a

$$h = 20 \text{ cm}$$

$$b_0 = 15 \text{ cm}$$

$$D = 18 \text{ cm}$$

$$\varnothing_t \leq \min \{ h/35, b_0/10, \varnothing_1 \}$$

$$\varnothing_t \leq \min \{ 0,57, \varnothing_1, 0,15 \}$$

$$\varnothing_t = 0,57 \text{ cm} = 6 \text{ mm}$$

Espacement des armatures:

$$St \leq \min \{ 0,9 d , 40 \text{ cm} \}$$

$$St \leq \min \{ 16.2 , 40 \text{ cm} \}$$

On choisi $St = 13 \text{ cm}$

D'après la méthode de CAQUOT :

On a $St = 13 \text{ cm}$,le premier cadre est à 5 cm du l'appuis

Ensuite : $1/2 = 3,2/2 = 16$, $n = 3$ on utilisera 30 espacement de 13 cm 2 de 16 cm ,3 de 20 cm etc jusqu' au demi portée .

Vérification à E.L.S:

$$M_{oser} = Q_{ser} l^2 / 8 = 482 * (3,2)^2 / 8 = 617,3 \text{ kg.m}$$

$$Mt = M0 * 0,7 = 432,1 \text{ kg.m}$$

Vérification de béton :

***Equation du moment statique :**

$$100 y^2 + 30 (A+A')y - 30 (h+d.a)d.A' = 0$$

$$100 + 69y = 1416 = 0$$

$$\text{Determinant: } \Delta = 146361$$

$$Y_1 = 3,43$$

$$I = by^3 / 3 + 15[A(h-y_1)^2 + A' (y_1 .d')^2]$$

$$= 8389,20 \text{ cm}^2$$

***Pour le béton :**

$$\sigma_{bc} < 0,6 . \delta c28$$

$$\sigma_{bc} = k'y \text{ et } k' = M_{ser} / I = 617,3 / 8399,20 = 0,073 \text{ kg/cm}^3$$

$$\sigma_{bc} = 0,073 . 3,43 = 0,25 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} = 150 \text{ kg/cm}^2$$

$\sigma_{bc} < \sigma_{bc}$ La contrainte du béton est vérifiée

***Pour les aciers tendus:**

$$\sigma_s = 15 k' (d-y)$$

$$= 15 . 0,077(18-3,43) = 9,83 \text{ kn/cm}^2$$

$$\sigma_{bc} < \sigma_{bc} = f_e / 115 = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 9,83 \text{ kn/cm}^2 = 98,3 \text{ MPa}$$

$$98,3 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa}$$

*Non
nécessaire
Vous avez
dit que
la fissuration
est
peu
probable*

*Vérification de la flèche

La flèche doit être calculé si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée.

- 1) $h_t/l \geq M_t / 15 M_0 \Leftrightarrow 20/320 \geq 432,1/15.617,3$
 $\Leftrightarrow 0,065 \geq 0,046 \rightarrow$ vérifiée
- 2) $1/B_0 \cdot d \leq 3,6 / f_e \Leftrightarrow 0,0037 \leq 0,009 \rightarrow$ vérifiée
- 3) $H_t/l \geq 1/22,5 \Leftrightarrow 0,0625 \geq 0,044 \rightarrow$ vérifiée

Donc le calcul de la flèche est inutile.

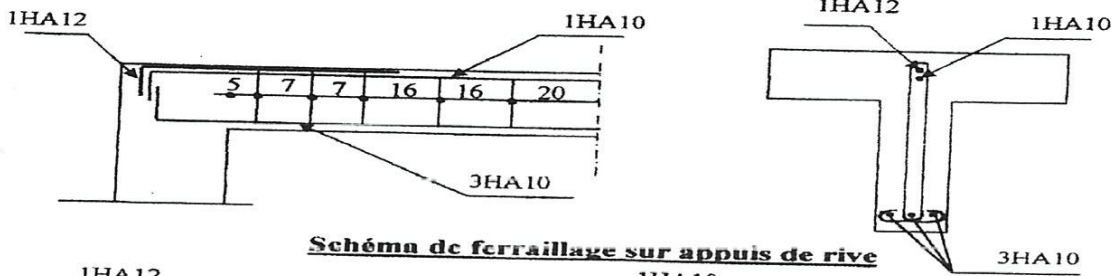


Schéma de ferrailage sur appuis de rive

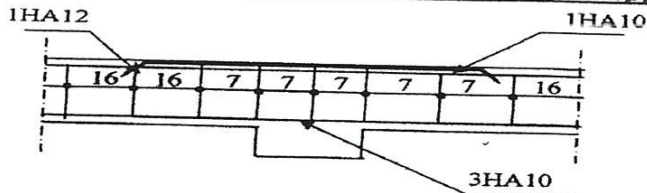
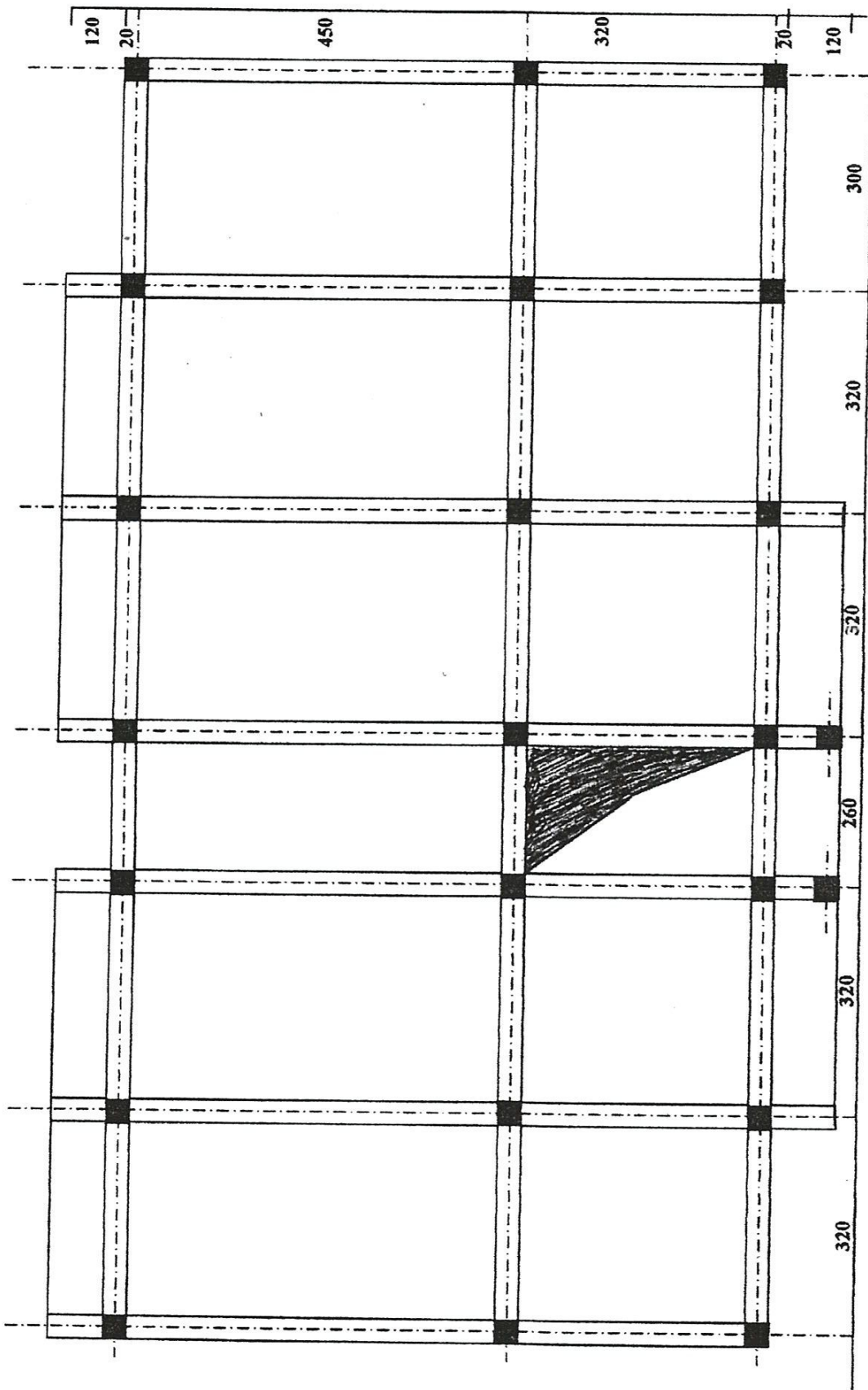


Schéma de ferrailage sur appuis intermédiaire



Plan de coufrage planché courant

Plancher courant :

- charge d'exploitation $Q = 150 \text{ kg/m}^2$
- charge permanente $G = 506 \text{ kg/m}^2$

E.L.U :

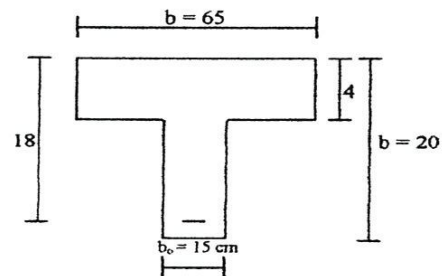
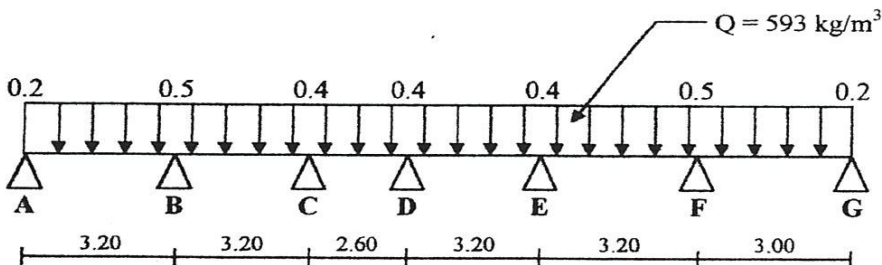
$$\begin{aligned} Q_u &= (1,35G + 1,5Q) 0,65 \\ &= (1,35 \cdot 506 + 1,5 \cdot 150) 0,65 \\ &= 592,89 \text{ kg/cm} \approx 593 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

E.L.S :

$$\begin{aligned} Q_{sur} &= (509 + 150) 0,65 \\ &= 428,4 \text{ kg/cm}^2 \\ &= 429 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

Vous avez 3 types.

Type 2: 1



Calcul des moments isostatiques :

$$M_0 = q_u p^2 / 8 \cdot M_{0(A,B)} = 593 \cdot (3,2)^2 / 8 = 759 \text{ kg.m}$$

$$M_{0(C,D)} = 501 \text{ kg.m}$$

$$M_{0(F,G)} = 667,12 \text{ kg.m}$$

Calcul des moments sur appuis :

$$M_{a1} = M_{0(A,B)} \cdot 0,2 = 759 \cdot 0,2 = 151,8 \text{ kg.m}$$

$$M_{a2} = M_{0(B,C)} \cdot 0,5 = 759 \cdot 0,5 = 379,5 \text{ kg.m}$$

$$M_{a3} = M_{0(f,G)} \cdot 0,2 = 667,12 \cdot 0,2 = 333,5 \text{ kg.m}$$

$$M_{a4} = M_{0(C,D)} \cdot 0,4 = 501 \cdot 0,4 = 200,4 \text{ kg.m}$$

Calcul des moments en travées:

Travées des rives:

$$\alpha = 0,22$$

$$M_t \geq [(1,2 + 0,3 \alpha) / 2] M_0$$

$$M_t \geq [(1,2 + 0,3 \cdot 0,22) / 2] M_0 = 0,63 M_0$$

$$M_t + (M_w + M_e) / 2 \geq (0,3 \alpha) M_0$$

$$M_t + (0,2 M_0 + 0,5 M_0) / 2 \geq 1,04 M_0$$

$$M_t \geq 0,71 M_0$$

$$\text{On prend } M_t = 0,75 M_0$$

Travée intermédiaires :

$$\alpha = 0,22$$

$$M_t \geq [(1 + 0,3 \alpha) / 2] M_0$$

$$M_t + (M_w + M_e) / 2 \geq (1 + 0,3 \alpha) M_0$$

$$M_t + (0,5 M_0 + 0,4 M_0) / 2 \geq 1,06 M_0$$

$$M_t \geq 0,61 M_0$$

$$\text{On prend } M_t = 0,7 M_0$$

Les moments en travées (max):

$$\begin{aligned}
 M_t(A,B) &= 0,7 \cdot M_0(A,B) = 0,7 \cdot 759 = 531,3 \text{ kg.m} \\
 M_t(B,C) &= 0,75 M_0(B,C) = 0,75 \cdot 759 = 569,25 \text{ kg.m} && \equiv \text{ vérifiée} \\
 M_t(C,D) &= 0,75 M_0(C,D) = 0,75 \cdot 501 = 375,75 \text{ kg.m} \\
 M_t(D,E) &= 0,75 M_0(D,E) = 0,75 \cdot 759 = 569,25 \text{ kg.m} \\
 M_t(E,F) &= 0,75 M_0(D,E) = 0,75 \cdot 759 = 569,25 \text{ kg.m} \\
 M_t(F,G) &= 0,7 M_0(F,G) = 0,7 \cdot 667,12 = 467 \text{ kg.m}
 \end{aligned}$$

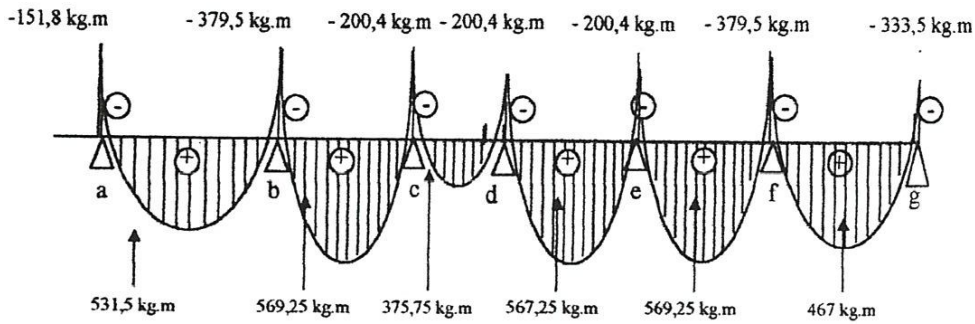


Diagramme des moments

Calcul de l'effort tranchant :

Travée :(A.B)

$$\begin{aligned}
 M_w &= -151,8 \text{ kg.m} & M_e &= -379,5 \text{ kg.m} \\
 T_w &= QL/2 + M_w - M_e / L = 509 \cdot 3,2/2 + (-151,8 + 379,5)/3,2 = 885,5 \text{ kg} \\
 T_e &= -QL/2 + M_w - M_e / L = -509 \cdot 3,2/2 + (-151,8 + 379,5)/3,2 = -738,5 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

Travée :(B.C)

$$\begin{aligned}
 M_w &= -200,4 \text{ kg.m} & M_e &= -200,4 \text{ kg.m} \\
 T_w &= 758,5 \text{ kg} \\
 T_e &= -870,3 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

Travée :(C.D)

$$\begin{aligned}
 M_w &= -200,4 \text{ kg.m} & M_e &= -200,4 \text{ kg.m} \\
 T_w &= 661,7 \text{ kg} \\
 T_e &= -661,7 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

Travée :(E.F)

$$M_w = - 200.4 \text{ kg} \cdot \text{m} \quad M_e = - 379.5 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$T_w = 870.3 \text{ kg}$$

$$T_e = 758.5 \text{ kg}$$

Travée :(D.E)

$$M_w = - 200,4 \text{ kg} \cdot \text{m} \quad M_e = - 200,4 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$T_w = 814,4 \text{ kg}$$

$$T_e = - 814,4 \text{ kg}$$

Travée :(F.G)

$$T_w = 748,16 \text{ kg}$$

$$T_e = - 778,8 \text{ kg}$$

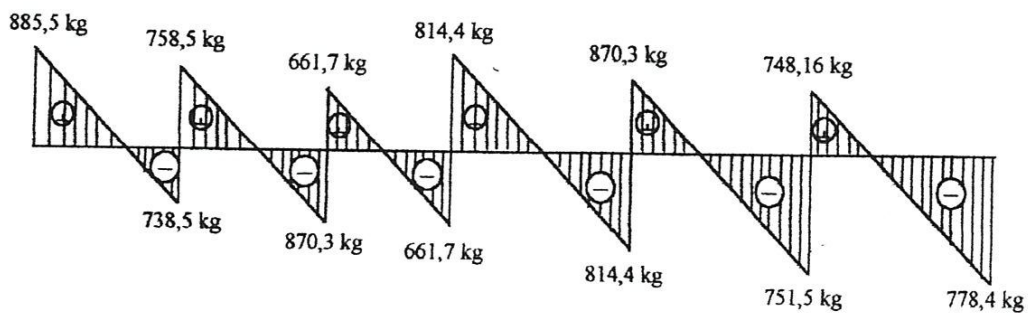


Diagramme des efforts tranchants

I-1 Poutrelle type 2:

1- armature en travées :

$$M_{tmax} = 592,2 \text{ kg.m} = 0,59 \text{ t.m}$$

$$f_{bc} = 0,85 \cdot f_{c28} / \gamma_b$$

$$A_{lim} = 0,668 \quad , \quad f_e \text{ E400 } \{ \mu_{lim} = 0,391$$

***Position de l'axe neutre:**

$$\alpha = h_0/d = 4/18 \Rightarrow \alpha < \alpha_{lim}$$

$$\mu_0 = 0,8 \alpha^2 (1 - 0,416 \alpha)$$

On déduit M_t :

$$M_t = \mu_0 b d^2 f_{bc}$$

$$M_t = 0,16 * 0,65 * (0,18)^2 * 14,17 = 4,774 \text{ t.m}$$

$M_t > M_u \rightarrow$ l'axe neutre est dans la table est la section s'étudié comme une section rectangulaire (t0,h).

$$\mu = M_u / b d^2 f_{bc} = 0,56 \cdot 10^5 / 65(18)^2 141,7 = 0,018$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \mu}) = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,018}) = 0,023$$

$$\mu < \mu_p \Leftrightarrow 0,018 < 0,391 \Rightarrow A's = 0 \Rightarrow \text{pas d'armature comprimée}$$

$$\sigma_s = f_c / \sigma_s = 400/1,15 = 347,8 \text{ MPa} \Rightarrow 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = 0,81 \cdot A_b \cdot d \cdot f_{bc} / \sigma_s$$

$$A_s = 0,81 \cdot 0,023 \cdot 65 \cdot 18 \cdot 141,4 / 3480$$

$$A_s = 0,88 \text{ cm}^2$$

***Condition de non fragilité :**

$$A_{min} \geq 0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{c28} / f_e = 141 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{min} \geq 0,23 \cdot (65)(18)2,1/400 = 1,41 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 1,41 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = A_s \text{ on adapte 3HA10} = 2,36 \text{ cm}^2$$

2- Armatures sur appuis :

$$M_{a_{max}} = 379,5 \text{ kg.m} = 0,38 \text{ T.m}$$

$$f_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$$

$$\alpha_{lim} = 0,668 \cdot \mu_{lim} = 0,391$$

$$\mu = M_{a_{max}} / b \cdot d^2 \cdot f_{bc} = 0,38 \cdot 10^5 / (65 \cdot 18)^2 \cdot 141,7 = 0,012$$

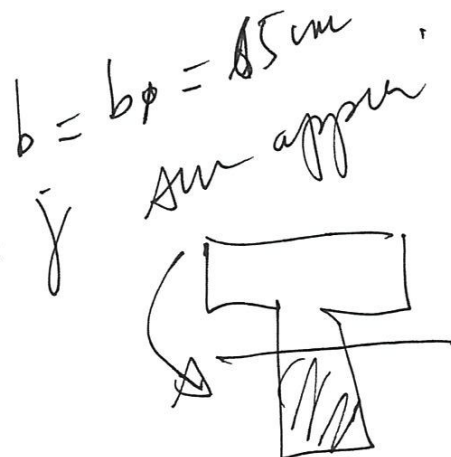
$$0,012 < 0,391 \Rightarrow A_s = 0$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \mu}) = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,012}) = 0,017$$

$$\sigma_s = f_e / \gamma_s = 400/1,15 = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = 0,8 \cdot b \cdot d \cdot f_{bc} / \sigma_s = 0,8 \cdot 0,017 \cdot 65 \cdot 18 \cdot 141,7 / 348$$

$$A_s = 0,64 \text{ cm}^2$$



Condition de non fragilité :

$$A_{min} \geq 0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{c28} / f_c \Rightarrow A_{min} \geq 0,23 \cdot 65 \cdot 18 \cdot 2,1 / 400$$

$$A_{min} = 1,41 \text{ cm}^2$$

On adapte : 1HA10 + 1 HA12 = 1,92 cm²

/	Mmax (kg.m)	b (cm)	D (cm)	μ (MPa)	σ_s MPa	As (cm ²)	Amin (cm ²)	Asadapte (cm ²)
Travées	592,2	65	18	0,18	348	0,88	1,41	2,36 3HA10
Appuis	379.5	15	18	0,12	348	0,76	1,41	1,92 1HA10 1HA12

Ferraillage du hourdis :

La table de compression sera armée par teillés soudés de diamètre $\emptyset = 6\text{mm}$ et avec un espacement St:

* ≤ 20 cm selon le sens de poutrelle

* ≤ 30 cm perpendiculaire au sens des poutrelles

L'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis des rives:

$$T_u \leq 0,267 \cdot a \cdot b \cdot f_{c28} \quad (a=0,9 \text{ et } d=0,162\text{m})$$

$$T_u \leq 0,15 \cdot 0,16 \cdot 0,267 \cdot 25 = 0,161\text{MN}$$

$$T_{max} = 0,0088\text{MN} \leq T_u = 0,162 \text{ MN} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

Les règles du BAEL imposent une section minimale d'armature A_n^\perp en fonction de la longueur entre axe de nervure :

si $50\text{cm} < L_n \leq 80 \text{ cm}$

$$A_n^\perp \geq 4 \cdot L_n / f_e = 4 \cdot 65 / 500 = 0,52$$

Soit $4 \emptyset 6 = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$$A_n^// = A_n^\perp / 2 = 0,52 / 2 = 0,26$$

Soit $3 \emptyset 6 = 0,85 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Vérification des armatures au niveau des appuis :

Appuis de rive : on doit vérifier

$$A_s > 1,15 T_{\max} / f_e = 1,15 \cdot 0,88 \cdot 10^2 / 400 = 0,25 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 1,92 \text{ cm}^2 < 0,25 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{vérifiée .}$$

Appuis intermédiaires:

$$A_s = 1,15 / f_e [M_w / 0,9 \cdot d + T_u]$$

$$A_s = 115 / 400 [0,81 / 0,9 \cdot 18 + 0,162] = 0,24 \text{ cm}^2$$

$$A_s \geq 0,24 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{vérifiée}$$

Vérification de contrainte tangentielle:

On a : $T_{\max} = 1,10 T$

$$b_0 = 15 \text{ cm}$$

$$d = 18 \text{ cm}$$

$$\tau_u = T_{\max} / b_0 \cdot d = 1,10 / 15 \cdot 18 = 0,004 T / \text{cm}^2 = 5 \text{ kg} / \text{cm}^2$$

Comparaison avec τ_1 :

$$\tau_1 = \min \{ 0,2 \cdot f_c / \delta_b, 5 \text{ MPa} \}$$

$$\tau_1 = \min \{ 0,2 \cdot 25 / 1,2, 5 \text{ MPa} \}$$

$$\tau_1 = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,5 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa} \rightarrow \text{pas de fissuration par l'effort tranchant}$$

Armature transversale:

On a

$$h = 20 \text{ cm}$$

$$b_0 = 15 \text{ cm}$$

$$D = 18 \text{ cm}$$

$$\varnothing_t \leq \min \{ h/35, b_0/10, \varnothing_1 \}$$

$$\varnothing_t \leq \min \{ 0,57, \varnothing_1, 0,15 \}$$

$$\varnothing_t = 0,57 \text{ cm} = 6 \text{ mm}$$

Espacement des armatures:

$$S_t \leq \min \{ 0,9 d, 40 \text{ cm} \}$$

$$S_t \leq \min \{ 16,2, 40 \text{ cm} \}$$

On choisi $S_t = 13 \text{ cm}$

D'après la méthode de CAQUOT :

On a $S_t = 13 \text{ cm}$, le premier cadre est à 5 cm du l'appuis

Ensuite : $l/2 = 3,2/2 = 1,6$, $n = 2$ on utilisera 2 espacement de 13 cm 2 de 16 cm, 2 de 20 cm etc jusqu' au demi portée .

Vérification de la flèche

La flèche doit être calculé si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée.

$$1) h_t/l \geq M_t / 15 M_0 \Leftrightarrow 20/320 \geq 348,82/15.549,1$$

$$\Leftrightarrow 0,065 \geq 0,046 \rightarrow \text{vérifiée}$$

$$2) 1/B_0 \cdot d \leq 3,6 / f_e \Leftrightarrow 0,0037 \leq 0,009 \rightarrow \text{vérifiée}$$

$$3) h_t/l \geq 1/22,5 \Leftrightarrow 0,0625 \geq 0,044 \rightarrow \text{vérifiée}$$

Donc c'est inutile de calculer la flèche.

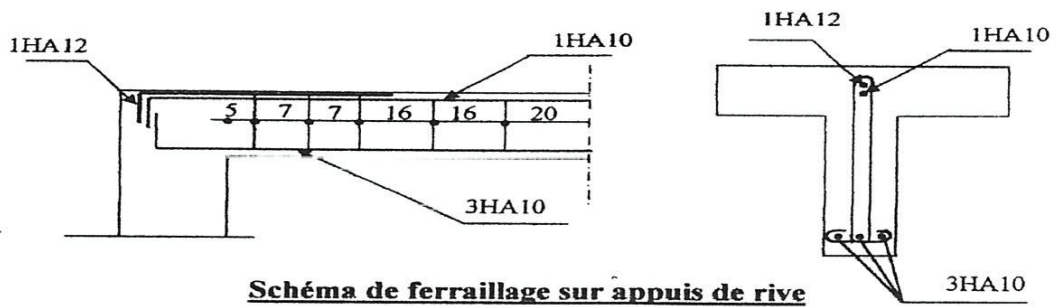


Schéma de ferrailage sur appuis de rive

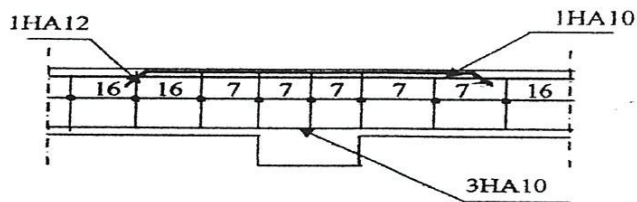
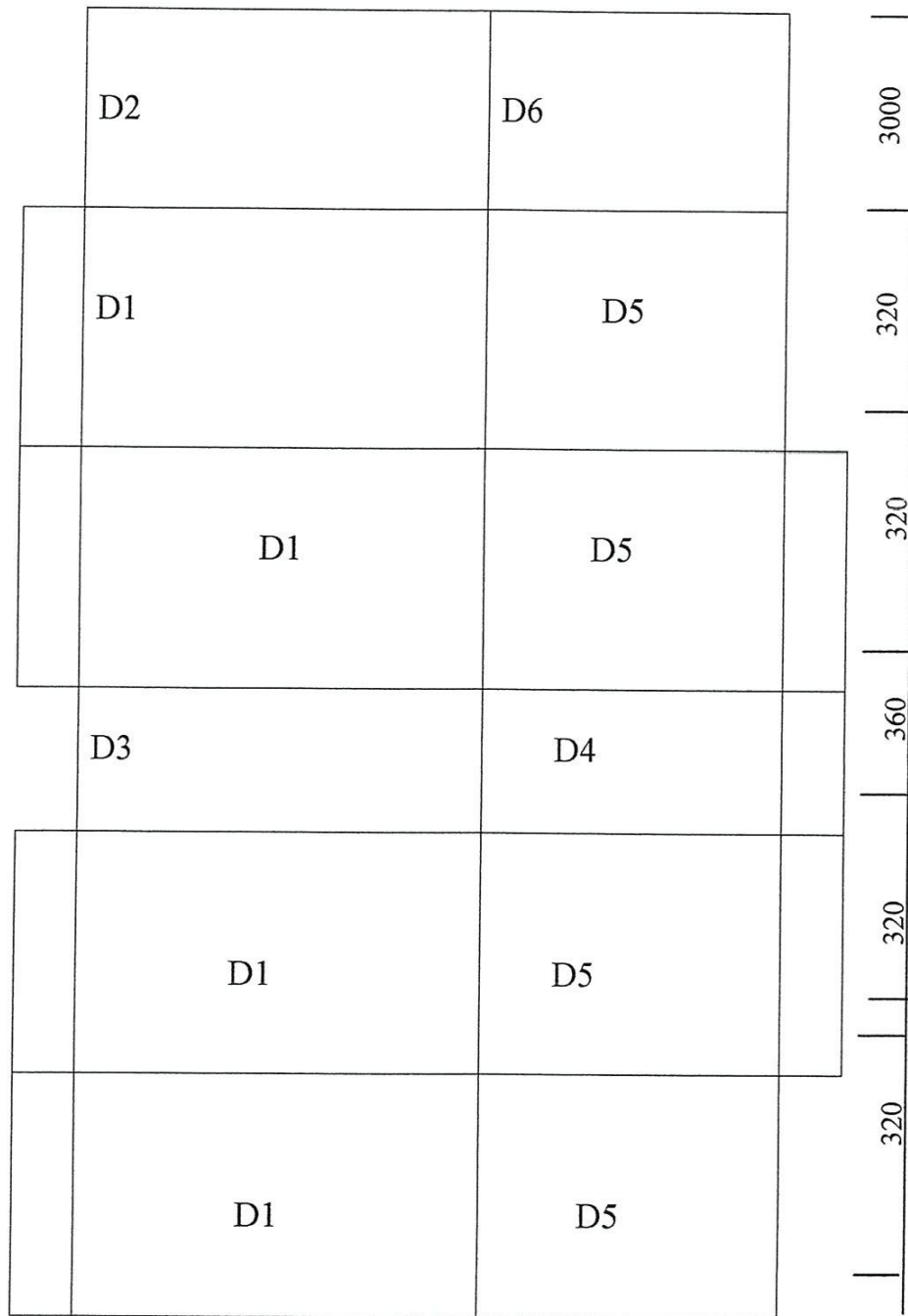


Schéma de ferrailage sur appuis intermédiaire

Chapitre VI:

Calcul Plancher à dalle pleine

20 | 450 | 320 | 120 |



1. Calcul du plancher dalle pleine :

VI.1.1. Calcul du panneau D1

On calcule le panneau D1 comme étant appuyé sur 4 appuis
 il s'agit d'un panneau rectangulaire de section (3,20 * 4,50) m² appuyé sur 4 cotés.
 Ly = 450 m et Lx = 320 m
 Lx / Ly = 0,71 > 0,40 la dalle porte dans les deux sens.

lente mes ??

VI.1.1.1. Pré-dimensionnement :

$$H_0 = (1/40 \div 1/30) Lx$$

$$H_0 = (1/40 \div 1/30) \cdot 3,2$$

$$H_0 \geq 16 \text{ cm (isolation acoustique)}$$

$$H_0 \geq 11 \text{ cm (2 heures de coupe feu)}$$

$$H_0 / Lx \geq Mt / 20Mx \quad \text{avec : } Mt \geq 0,75 Mx$$

$$\alpha = Lx / Ly = 320 / 450 = 0,71$$

le panneau travaille dans les deux sens car: $0,4 < \alpha = 0,71$

VI.1.1.2. Calcul des moments isostatiques

Les moments par mètre de longueur on valeur (on supposant que la dalle repose librement sur son contour).

Avec : Q => Qu en ELU
 Qs en ELS

en

E.L.U:

Qu pour une dalle pleine

$$Qu = 1,35 G + 1,5 Q$$

$$Qu = (1,35 * 675) + (1,5 * 175)$$

$$Qu = 1174 \text{ kn/m}^2$$

détailler

$$\mu_x = 1/8(1 + 2,4 \alpha^3)$$

$$\mu_x = 1/14,871$$

$$\mu_x = 0,0672$$

$$M_x = \mu_x \cdot Qu \cdot L^2_x = 0,0672 * 1174 * (3,2)^2$$

$$M_x = 806,66 \text{ kg.m}$$

$$\mu_y = \alpha^2 [1 - 0,95(1 - \alpha)^2]$$

$$\mu_y = (0,71)^2 [1 - 0,95(1 - 0,71)^2]$$

$$\mu_y = 0,4471$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x = 0,4471 * 806,66 = 360 \text{ kg.m}$$

E.L.S:

inutile

Calcul des moments en travée:

$$\begin{aligned} M_{tx} &= 0,75 M_x \\ M_{tx} &= 0,75 * 806,66 \\ M_{tx} &= 605 \text{ kg.m} \\ M_{ty} &= 0,85 * 360 \\ M_{ty} &= 306 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

Calcul des moments en appuis :

$$\begin{aligned} M^a_x &= 0,3 M_x \\ M^a_x &= 0,3 * 806,66 \\ M^a_x &= 242 \text{ kg.m} \\ M^a_y &= 0,5 * M_y \\ M^a_y &= 0,5 * 360 \\ M^a_y &= 180 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

Calcul des armatures du panneau de dalle :

1- travée sens Lx:

(D=1m, b=1m, dx=16)

$$M_{ux} = 0,85 M_x$$

$$M_{ux} = 0,85 * 806,66$$

$$M_{ux} = 685,66 \text{ KN/m}$$

$$\mu_{bu} = M_{tx} / b \cdot dx^2 \cdot f_{bu}$$

$$\mu_{bu} = 605 / 10 \cdot (16)^2 \cdot 142$$

$$\mu_{bu} = 0,0166 < \mu_{lim} = 0,392 \quad \text{parce que (fe E400)}$$

=> A' = 0 pas d'armature comprimées

$$B_u = 1 - 0,4 \alpha = 0,99$$

$$A_u = M_{tx} / B_u \cdot dx \cdot \delta_s$$

$$\delta_s = f_e / \gamma_s = 400 / 1,15$$

$$\delta_s = 347,82$$

$$A_u = 605 \cdot 10^2 / 0,99 \cdot 16 \cdot 347,82$$

$$A_u = 1,098 \text{ cm}^2$$

M. Min

2- travée sens Y-Y:

$$M_{uy} = 0,85 M_y$$

$$\mu_{bu} = M_{ty} / b \cdot d_y^2 \cdot f_{bu}$$

$$\text{avec : } d_y = d_x - [(\Phi_x + \Phi_y) / 2] = d_x - 1 \text{ cm}$$

$$d_y = 16 - 1 = 15 \text{ cm}$$

$$\mu_{bu} = 306 \cdot 10^2 / 100 \cdot (15)^2 \cdot 142$$

$$\mu_{bu} = 0,095$$

$$0,095 < \mu_{lin} = 0,392$$

=> A' = 0 pas d'armature comprimées

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,11$$

$$B_u = 0,95$$

$$A^a_x = M_{ty} / B_u \cdot d_x \cdot \delta_s$$

$$A^a_x = 360 \cdot 10^2 / 0,95 \cdot 16 \cdot 347,82$$

$$A^a_x = 0,68 \text{ cm}^2$$

Sur appuis : sens Y-Y

$$\mu_y = M^a_y / b \cdot d^2 \cdot f_{bu}$$

$$\mu_y = 180 \cdot 10^2 / 142 \cdot 100 (16)^2$$

$$\mu_y = 0,00049$$

$$0,00049 < \mu_{lin} = 0,392$$

=> A' = 0 pas d'armature comprimées

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,025$$

$$B_u = 1 - 0,4 \alpha = 0,999$$

$$A^a_y = M^a_y / B_u \cdot d_x \cdot \Delta_s$$

$$A^a_y = 180 \cdot 10^2 / 0,99 \cdot 16 \cdot 347,82$$

$$A^a_y = 0,323 \text{ cm}^2$$

VI.1.2. Calcul du panneau D2

On calcule le panneau D2 comme étant appuyé sur 4 appuis

il s'agit d'un panneau rectangulaire de section (3,00 * 4,50) m² appuyé sur 4 cotés.

L_y = 450 m et L_x = 300 m

L_x / L_y = 0,66 > 0,40 la dalle porte dans les deux sens.

VI.1.2.1. Pré-dimensionnement :

$$H_0 = (1/40 \div 1/30) L_x$$

$$H_0 = (1/40 \div 1/30) \cdot 3,00$$

$$H_0 \geq 16 \text{ cm (isolation acoustique)}$$

$$H_0 \geq 11 \text{ cm (2 heures de coupe feu)}$$

$$H_0 / L_x \geq M_t / 20 M_x \quad \text{avec : } M_t \geq 0,75 M_x$$

$$\alpha = L_x / L_y = 300 / 450 = 0,66$$

le panneau travaille dans les deux sens car: $0, < \alpha = 0,66$

VI.1.2.2 Calcul des moments isostatique:

Les moments par mètre de longueur on valeur (on supposant que la dalle repose librement sur son contour).

Avec : $Q \Rightarrow Q_u$ en ELU

Q_s en ELS

E.L.U:

Q_u pour une dalle pleine

$$Q_u = 1,35 G + 1,5 Q$$

$$Q_u = (1,35 \cdot 675) + (1,5 \cdot 175)$$

$$Q_u = 1174 \text{ kn/m}^2$$

$$\mu_x = 1/8(1 + 2,4 \alpha^3)$$

$$\mu_x = 0,074$$

$$M_x = \mu_x \cdot Q_u \cdot L^2_x = 0,074 \cdot 1174 \cdot (3)^2$$

$$M_x = 782,08 \text{ kg.m}$$

$$\mu_y = \alpha^2 [1 - 0,95 (1 - \alpha)^2]$$

$$\mu_y = (0,66)^2 [1 - 0,95 (1 - 0,66)^2]$$

$$\mu_y = 0,387$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x = 0,387 \cdot 782,08 = 303,12 \text{ kg.m}$$

E.L.S:

Calcul des moments en travée:

$$M_{tx} = 0,75 M_x$$

$$M_{tx} = 0,75 * 782,08$$

$$M_{tx} = 586,56 \text{ kg.m}$$

$$M_{ty} = 0,85 * 303,12$$

$$M_{ty} = 257,65 \text{ kg.m}$$

Calcul des moments en appuis :

$$M^a_x = 0,3 M_x$$

$$M^a_x = 0,3 * 782,08$$

$$M^a_x = 234,62 \text{ kg.m}$$

$$M^a_y = 0,5 * M_y$$

$$M^a_y = 0,5 * 303,12$$

$$M^a_y = 151,56 \text{ kg.m}$$

Calcul des armatures du panneau de dalle :

1- travée sens Lx:

$$(D=1\text{m}, b=1\text{m}, dx=16)$$

$$M_{ux} = 0,85 M_x$$

$$M_{ux} = 0,85 * 782,08$$

$$M_{ux} = 664,76 \text{ KN/m}$$

$$\mu_{bu} = M_{tx} / b \cdot dx^2 \cdot f_{bu}$$

$$\mu_{bu} = 586,56 / 10 \cdot (16)^2 \cdot 142$$

$$\mu_{bu} = 0,0016 < \mu_{lin} = 0,392 \quad \text{parce que (fe E400)}$$

=> A' = 0 pas d'armature comprimées

$$B_u = 1 - 0,4 \alpha = 0,99$$

$$A_u = M_{tx} / B_u \cdot dx \cdot \delta_s$$

$$\delta_s = f_e / \gamma_s = 400 / 1,15$$

$$\delta_s = 347,82$$

$$A_u = 586,56 \cdot 10^2 / 0,99 \cdot 16 \cdot 347,82$$

$$A_u = 1,064 \text{ cm}^2$$

2- travée sens Y-Y:

$$M_{uy} = 0,85 \text{ My}$$

$$\mu_{bu} = M_{ty} / b \cdot d_y^2 \cdot f_{bu}$$

$$\text{avec : } d_y = d_x - [(\Phi_x + \Phi_y) / 2] = d_x - 1 \text{ cm}$$

$$d_y = 16 - 1 = 15 \text{ cm}$$

$$\mu_{bu} = 257,65 \cdot 10^2 / 100 \cdot (15)^2 \cdot 142$$

$$\mu_{bu} = 0,008$$

$$0,008 < \mu_{lin} = 0,392$$

$$\Rightarrow A' = 0 \text{ pas d'armature comprimées}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,010$$

$$B_u = 0,996$$

$$A^a_x = M_{ty} / B_u \cdot d_x \cdot \delta_s$$

$$A^a_x = 257,65 \cdot 10^2 / 0,996 \cdot 16 \cdot 347,82$$

$$A^a_x = 0,46 \text{ cm}^2$$

Sur appuis : sens Y-Y

$$\mu_y = M^a_y / b \cdot d^2 \cdot f_{bu}$$

$$\mu_y = 151,56 \cdot 10^2 / 142 \cdot 100 (16)^2$$

$$\mu_y = 0,00041$$

$$0,00041 < \mu_{lin} = 0,392$$

$$\Rightarrow A' = 0 \text{ pas d'armature comprimées}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,025$$

$$B_u = 1 - 0,4 \alpha = 0,999$$

$$A^a_y = M^a_y / B_u \cdot d_x \cdot \Delta_s$$

$$A^a_y = 151,56 \cdot 10^2 / 0,99 \cdot 16 \cdot 347,82$$

$$A^a_y = 0,275 \text{ cm}^2$$

***Calcul du panneau D3:**

En calcul le panneau D3 de la dalle pleine sur 4 appuis

il s'agit d'un panneau rectangulaire de section (2,60 * 4,50) m² appuis sur 4 cotés.

$L_y = 450 \text{ m}$ et $L_x = 260 \text{ m}$

$L_x / L_y = 0,57 > 0,40$ la dalle porte dans les deux sens.

Pré- dimensionnement :

$$H_0 = (1/40 \div 1/30) L_x$$

$$H_0 = (1/40 \div 1/30) \cdot 2,60$$

$$H_0 \geq 16 \text{ cm (isolation acoustique)}$$

$$H_0 \geq 11 \text{ cm (2 heures de coupe feu)}$$

$$H_0 / L_x \geq M_t / 20 M_x \quad \text{avec : } M_t \geq 0,75 M_x$$

$$\alpha = L_x / L_y = 260 / 450 = 0,57$$

le panneau travaille dans les deux sens car: $0,4 < \alpha = 0,57$

Calcul des moments isostatique:

Les moments par mètre de longueur on valeur (on supposant que la dalle repos librement sur son contour).

Avec : $Q \Rightarrow Q_u$ en ELU

Q_s en ELS

E.L.U:

Q_u pour une dalle pleine

$$Q_u = 1,35 G + 1,5 Q$$

$$Q_u = (1,35 \cdot 675) + (1,5 \cdot 175)$$

$$Q_u = 1174 \text{ kn/m}^2$$

$$\mu_x = 1/8(1 + 2,4 \alpha^3)$$

$$\mu_x = 0,086$$

$$M_x = \mu_x \cdot Q_u \cdot L^2_x = 0,086 \cdot 1174 \cdot (2,60)^2$$

$$M_x = 682,51 \text{ kg.m}$$

$$\mu_y = \alpha^2 [1 - 0,95 (1 - \alpha)^2]$$

$$\mu_y = (0,57)^2 [1 - 0,95 (1 - 0,57)^2]$$

$$\mu_y = 0,268$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x = 0,268 \cdot 682,51 = 182,94 \text{ kg.m}$$

E.L.S:

Calcul des moments en travée:

$$M_{tx} = 0,75 M_x$$

$$M_{tx} = 0,75 * 682,51$$

$$M_{tx} = 511,88 \text{ kg.m}$$

$$M_{ty} = 0,85 * M_y$$

$$M_{ty} = 0,85 * 182,94$$

$$M_{ty} = 155,49 \text{ kg.m}$$

Calcul des moments en appuis :

$$M^a_x = 0,3 M_x$$

$$M^a_x = 0,3 * 682,51$$

$$M^a_x = 204,75 \text{ kg.m}$$

$$M^a_y = 0,5 * M_y$$

$$M^a_y = 0,5 * 182,94$$

$$M^a_y = 91,47 \text{ kg.m}$$

Calcul des armatures du panneau de dalle :

1- travée sens Lx:

2-

$$(D=1\text{m}, b=1\text{m}, dx=16)$$

$$M_{ux} = 0,85 M_x$$

$$M_{ux} = 0,85 * 682,51$$

$$M_{ux} = 580,13 \text{ KN/m}$$

$$\mu_{bu} = M_{tx} / b \cdot dx^2 \cdot f_{bu}$$

$$\mu_{bu} = 511,88 / 10 \cdot (16)^2 \cdot 142$$

$$\mu_{bu} = 0,0014 < \mu_{lin} = 0,392 \quad \text{parce que (fe E400)}$$

=> A' = 0 pas d'armature comprimées

$$B_u = 1 - 0,4 \alpha = 0,772$$

$$A_u = M_{tx} / B_u \cdot dx \cdot \delta_s$$

$$\delta_s = f_e / \gamma_s = 400 / 1,15$$

$$\delta_s = 347,82$$

$$A_u = 511,88 \cdot 10^2 / 0,772 \cdot 16 \cdot 347,82$$

$$A_u = 1,19 \text{ cm}^2$$

2- travée sens Y-Y:

$$\mu_y = 0,85 M_y$$

$$\mu_{bu} = M_{ty} / b \cdot d_y^2 \cdot f_{bu}$$

$$\text{avec : } d_y = d_x - [(\Phi_x + \Phi_y) / 2] = d_x - 1 \text{ cm}$$

$$d_y = 16 - 1 = 15 \text{ cm}$$

$$\mu_{bu} = 155,49 \cdot 10^2 / 100 \cdot (15)^2 \cdot 142$$

$$\mu_{bu} = 0,048$$

$$0,048 < \mu_{lin} = 0,392$$

=> A' = 0 pas d'armature comprimées

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,11$$

$$B_u = 0,772$$

$$A^a_x = M_{ty} / B_u \cdot d_x \cdot \delta_s$$

$$A^a_x = 155,49 \cdot 10^2 / 0,772 \cdot 16 \cdot 347,82$$

$$A^a_x = 0,361 \text{ cm}^2$$

Sur appuis : sens Y-Y

$$\mu_y = M^a_y / b \cdot d^2 \cdot f_{bu}$$

$$\mu_y = 91,47 \cdot 10^2 / 142 \cdot 100 (16)^2$$

$$\mu_y = 0,0025$$

$$0,0025 < \mu_{lin} = 0,392$$

=> A' = 0 pas d'armature comprimées

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,0037$$

$$B_u = 1 - 0,4 \alpha = 0,998$$

$$A^a_y = M^a_y / B_u \cdot d_x \cdot \Delta_s$$

$$A^a_y = 91,47 \cdot 10^2 / 0,998 \cdot 16 \cdot 347,82$$

$$A^a_y = 0,164 \text{ cm}^2$$

*** Calcul du panneau D4**

En calcul le panneau D4 de la dalle pleine sur 4 appuis

il s'agit d'un panneau rectangulaire de section (2.60 * 3.20) m² appuis sur 4 cotés.

L_y = 320 m et L_x = 260 m

L_x / L_y = 0,81 > 0,40 la dalle porte dans les deux sens.

Pré- dimensionnement :

$$H_0 = (1/40 \div 1/30) L_x$$

$$H_0 = (1/40 \div 1/30) 2,60$$

$$H_0 \geq 16 \text{ cm (isolation acoustique)}$$

$$H_0 \geq 11 \text{ cm (2 heures de coupe feu)}$$

$$H_0 / L_x \geq M_t / 20 M_x \quad \text{avec : } M_t \geq 0,75 M_x$$

$$\alpha = L_x / L_y = 260/320 = 0,81$$

le panneau travaille dans les deux sens car: $0,4 < \alpha = 0,81$

Calcul des moments isostatique:

Les moments par mètre de longueur on valeur (on supposant que la dalle repos librement sur son contour).

Avec : Q => Qu en ELU

Qs en ELS

E.L.U:

Qu pour une dalle pleine

$$Q_u = 1,35 G + 1,5 Q$$

$$Q_u = (1,35 * 675) + (1,5 * 175)$$

$$Q_u = 1174 \text{ kn/m}^2$$

$$\mu_x = 1/8(1+2,4 \alpha^3)$$

$$\mu_x = 0,054$$

$$M_x = \mu_x . Q_u . L_x^2 = 0,054 * 1174 * (2,6)^2$$

$$M_x = 428.55 \text{ kg.m}$$

$$\mu_y = \alpha^2 [1 - 0,95 (1 - \alpha)^2]$$

$$\mu_y = (0,81)^2 [1 - 0,95(1 - 0,81)^2]$$

$$\mu_y = 0.633$$

$$M_y = \mu_y . M_x = 0,633 * 428.55 = 271.33 \text{ kg .m}$$

E.L.S:

Calcul des moments en travée:

$$M_{tx} = 0,75 M_x$$

$$M_{tx} = 0,75 * 428.55$$

$$M_{tx} = 321.41 \text{ kg.m}$$

$$M_{ty} = 0,85 * 271.33$$

$$M_{ty} = 230.63 \text{ kg.m}$$

Calcul des moments en appuis :

$$M^a_x = 0,3 M_x$$

$$M^a_x = 0,3 * 428.55$$

$$M^a_x = 128.55 \text{ kg.m}$$

$$M^a_y = 0,5 * M_y$$

$$M^a_y = 0,5 * 271.33$$

$$M^a_y = 135.66 \text{ kg.m}$$

Calcul des armatures du panneau de dalle :

1- travée sens Lx:

$$(D=1\text{m}, b=1\text{m}, dx=16)$$

$$M_{ux} = 0,85 M_x$$

$$M_{ux} = 0,85 * 428.55$$

$$M_{ux} = 364.26 \text{ KN/m}$$

$$\mu_{bu} = M_{tx} / b \cdot dx^2 \cdot f_{bu}$$

$$\mu_{bu} = 321.41 / 10 \cdot (16)^2 \cdot 142$$

$$\mu_{bu} = 0,0088 < \mu_{lin} = 0,392 \quad \text{parce que (fe E400)}$$

$$\Rightarrow A' = 0 \text{ pas d'armature comprimées}$$

$$B_u = 1 - 0,4 \alpha = 0,996$$

$$A_u = M_{tx} / B_u \cdot dx \cdot \delta_s$$

$$\delta_s = f_e / \gamma_s = 400 / 1,15$$

$$\delta_s = 347,82$$

$$A_u = 321.41 \cdot 10^2 / 0,99 \cdot 16 \cdot 347,82$$

$$A_u = 0.579 \text{ cm}^2$$

2- travée sens Y-Y:

$$M_{uy} = 0,85 \text{ My}$$

$$\mu_{bu} = M_{ty} / b \cdot d^2 \cdot f_{bu}$$

$$\text{avec : } d_y = d_x - [(\Phi_x + \Phi_y) / 2] = d_x - 1 \text{ cm}$$

$$d_y = 16 - 1 = 15 \text{ cm}$$

$$\mu_{bu} = 230.63.10^2 / 100.(15)^2.142$$

$$\mu_{bu} = 0,072$$

$$0,072 < \mu_{lin} = 0,392$$

=> A' = 0 pas d'armature comprimées

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,098$$

$$B_u = 0,96$$

$$A^a_x = M_{ty} / B_u \cdot d_x \cdot \delta_s$$

$$A^a_x = 230.63.10^2 / 0,95 \cdot 16.347,82$$

$$A^a_x = 0,431 \text{ cm}^2$$

Sur appuis : sens Y-Y

$$\mu_y = M^a_y / b \cdot d^2 \cdot f_{bu}$$

$$\mu_y = 135,66 \cdot 10^2 / 142.100(16)^2$$

$$\mu_y = 0,0037$$

$$0,0037 < \mu_{lin} = 0,392$$

=> A' = 0 pas d'armature comprimées

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,0125$$

$$B_u = 1 - 0,4 \alpha = 0,995$$

$$A^a_y = M^a_y / B_u \cdot d_x \cdot \Delta_s$$

$$A^a_y = 135,66 \cdot 10^2 / 0,995 \cdot 16.347,82$$

$$A^a_y = 0,244 \text{ cm}^2$$

***Calcul du panneau D5 :**

En calcul le panneau D5 de la dalle pleine sur 4 appuis

il s'agit d'un panneau rectangulaire de section (3,20 * 3,20) m² appuis sur 4 cotés.

L_y = 320 m et L_x = 320 m

L_x / L_y = 1 > 0,40 la dalle porte dans les deux sens.

Pré- dimensionnement :

$$H_0 = (1/40 \div 1/30) L_x$$

$$H_0 = (1/40 \div 1/30) 3,20$$

$$H_0 \geq 16 \text{ cm (isolation acoustique)}$$

$$H_0 \geq 11 \text{ cm (2 heures de coupe feu)}$$

$$H_0 / L_x \geq M_t / 20 M_x \quad \text{avec : } M_t \geq 0,75 M_x$$

$$\alpha = L_x / L_y = 320/320 = 1$$

le panneau travaille dans les deux sens car: $0,4 < \alpha = 1$

Calcul des moments isostatique:

Les moments par mètre de longueur on valeur (on supposant que la dalle repos librement sur son contour).

Avec : Q => Qu en ELU

Qs en ELS

E.L.U:

Qu pour une dalle pleine

$$Q_u = 1,35 G + 1,5 Q$$

$$Q_u = (1,35 * 675) + (1,5 * 175)$$

$$Q_u = 1174 \text{ kn/m}^2$$

$$\mu_x = 1/8(1+2,4 \alpha^3)$$

$$\mu_x = 0,0367$$

$$M_x = \mu_x . Q_u . L_x^2 = 0,0367 * 1174 * (3,2)^2$$

$$M_x = 441,19 \text{ kg.m}$$

$$\mu_y = \alpha^2 [1 - 0,95 (1 - \alpha)^2]$$

$$\mu_y = (1)^2 [1 - 0,95(1-1)^2]$$

$$\mu_y = 1$$

$$M_y = \mu_y . M_x = 0,0367 * 441,19$$

$$M_y = 16,19 \text{ kg .m}$$

E.L.S:

Calcul des moments en travée:

$$\begin{aligned} M_{tx} &= 0,75 M_x \\ M_{tx} &= 0,75 * 441,19 \\ M_{tx} &= 308,39 \text{ kg.m} \\ M_{ty} &= 0,85 * 16,19 \\ M_{ty} &= 13,76 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

Calcul des moments sur appuis :

$$\begin{aligned} M^a_x &= 0,3 M_x \\ M^a_x &= 0,3 * 441,19 \\ M^a_x &= 132,35 \text{ kg.m} \\ M^a_y &= 0,5 * M_y \\ M^a_y &= 0,5 * 16,19 \\ M^a_y &= 8,09 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

Calcul des armatures du panneau de dalle :

1-travée sens Lx:

$$\begin{aligned} (D=1\text{m}, b=1\text{m}, dx=16) \\ M_{ux} &= 0,85 M_x \\ M_{ux} &= 0,85 * 441,19 \\ M_{ux} &= 375,01 \text{ KN/m} \\ \mu_{bu} &= M_{tx} / b \cdot dx^2 \cdot f_{bu} \\ \mu_{bu} &= 605 / 10 \cdot (16)^2 \cdot 142 \\ \mu_{bu} &= 0,0166 < \mu_{lin} = 0,392 \quad \text{parce que (fe E400)} \\ \Rightarrow A' &= 0 \text{ pas d'armature comprimées} \\ B_u &= 1 - 0,4 \alpha = 0,6 \\ A_u &= M_{tx} / B_u \cdot dx \cdot \delta_s \\ \delta_s &= f_e / \gamma_s = 400 / 1,15 \\ \delta_s &= 347,82 \\ A_u &= 308,39 \cdot 10^2 / 0,6 \cdot 16 \cdot 347,82 \\ A_u &= 0,923 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

2- travée sens Y-Y:

$$M_{uy} = 0,85 M_y$$

$$\mu_{bu} = M_{ty} / b \cdot d_y^2 \cdot f_{bu}$$

$$\text{avec : } d_y = d_x - [(\Phi_x + \Phi_y) / 2] = d_x - 1 \text{ cm}$$

$$d_y = 16 - 1 = 15 \text{ cm}$$

$$\mu_{bu} = 13,76 \cdot 10^2 / 100 \cdot (15)^2 \cdot 142$$

$$\mu_{bu} = 0,0043$$

$$0,0043 < \mu_{lin} = 0,392$$

$\Rightarrow A' = 0$ pas d'armature comprimées

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,0625$$

$$B_u = 0,97$$

$$A^a_x = M_{ty} / B_u \cdot d_x \cdot \delta_s$$

$$A^a_x = 13,76 \cdot 10^2 / 0,97 \cdot 16 \cdot 347,82$$

$$A^a_x = 0,254 \text{ cm}^2$$

Sur appuis : sens Y-Y

$$\mu_y = M^a_y / b \cdot d^2 f_{bu}$$

$$\mu_y = 8,09 \cdot 10^2 / 142 \cdot 100 (16)^2$$

$$\mu_y = 0,00022$$

$$0,00022 < \mu_{lin} = 0,392$$

$\Rightarrow A' = 0$ pas d'armature comprimées

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,00125$$

$$B_u = 1 - 0,4 \alpha = 0,999$$

$$A^a_y = M^a_y / B_u \cdot d_x \cdot \Delta_s$$

$$A^a_y = 8,09 \cdot 10^2 / 0,99 \cdot 16 \cdot 347,82$$

$$A^a_y = 0,145 \text{ cm}^2$$

***Calcul du panneau D6 :**

En calcul le panneau D6 de la dalle pleine sur 4 appuis

il s'agit d'un panneau rectangulaire de section (3,00 * 3,20) m² appuis sur 4 cotés.

$L_y = 320 \text{ m}$ et $L_x = 300 \text{ m}$

$L_x / L_y = 0,93 > 0,40$ la dalle porte dans les deux sens.

Pré- dimensionnement :

$$H_0 = (1/40 \div 1/30) L_x$$

$$H_0 = (1/40 \div 1/30) 3,00$$

$$H_0 \geq 16 \text{ cm (isolation acoustique)}$$

$$H_0 \geq 11 \text{ cm (2 heures de coupe feu)}$$

$$H_0 / L_x \geq M_t / 20 M_x \quad \text{avec : } M_t \geq 0,75 M_x$$

$$\alpha = L_x / L_y = 300/320 = 0.93$$

le panneau travaille dans les deux sens car: $0,4 < \alpha = 0.93$

Calcul des moments isostatique:

Les moments par mètre de longueur on valeur (on supposant que la dalle repos librement sur son contour).

Avec : Q → Qu en ELU

Qs en ELS

E.L.U:

Qu pour une dalle pleine

$$Q_u = 1,35 G + 1,5 Q$$

$$Q_u = (1,35 * 675) + (1,5 * 175)$$

$$Q_u = 1174 \text{ kn/m}^2$$

$$\mu_x = 1/8(1+2,4 \alpha^3)$$

$$\mu_x = 0,042$$

$$M_x = \mu_x \cdot Q_u \cdot L_x^2 = 0,042 * 1174 * (3)^2$$

$$M_x = 433.56 \text{ kg.m}$$

$$\mu_y = \alpha^2 [1 - 0,95 (1 - \alpha)^2]$$

$$\mu_y = (0.93)^2 [1 - 0,95(1 - 0.93)^2]$$

$$\mu_y = 0.860$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x = 0,860 * 433.56$$

$$M_y = 372.86 \text{ kg .m}$$

E.L.S:

Calcul des moments en travée:

$$M_{tx} = 0,75 M_x$$

$$M_{tx} = 0,75 * 433,56$$

$$M_{tx} = 325,17 \text{ kg.m}$$

$$M_{ty} = 0,85 * 372,86$$

$$M_{ty} = 316,93 \text{ kg.m}$$

Calcul des moments en appuis :

$$M^a_x = 0,3 M_x$$

$$M^a_x = 0,3 * 441,19$$

$$M^a_x = 375,01 \text{ kg.m}$$

$$M^a_y = 0,5 * M_y$$

$$M^a_y = 0,5 * 372,86$$

$$M^a_y = 186,43 \text{ kg.m}$$

Calcul des armatures du panneau de dalle :

1-travée sens Lx:

$$(D=1\text{m}, b=1\text{m}, dx=16)$$

$$M_{ux} = 0,85 M_x$$

$$M_{ux} = 0,85 * 441,19$$

$$M_{ux} = 375,01 \text{ KN/m}$$

$$\mu_{bu} = M_{tx} / b \cdot dx^2 \cdot f_{bu}$$

$$\mu_{bu} = 325,17 / 10 \cdot (16)^2 \cdot 142$$

$$\mu_{bu} = 0,0008 < \mu_{lin} = 0,392 \quad \text{parce que (fe E400)}$$

$$\Rightarrow A' = 0 \text{ pas d'armature comprimées}$$

$$B_u = 1 - 0,4 \alpha = 0,999$$

$$A_u = M_{tx} / B_u \cdot dx \cdot \delta_s$$

$$\delta_s = f_e / \gamma_s = 400 / 1,15$$

$$\delta_s = 347,82$$

$$A_u = 308,39 \cdot 10^2 / 0,99 \cdot 16 \cdot 347,82$$

$$A_u = 0,559 \text{ cm}^2$$

2-travée sens Y-Y:

$$M_{uy} = 0,85 \text{ My}$$

$$\mu_{bu} = M_{ty} / b \cdot d_y^2 \cdot f_{bu}$$

$$\text{avec : } d_y = d_x - [(\Phi_x + \Phi_y) / 2] = d_x - 1 \text{ cm}$$

$$d_y = 16 - 1 = 15 \text{ cm}$$

$$\mu_{bu} = 316,93 \cdot 10^2 / 100 \cdot (15)^2 \cdot 142$$

$$\mu_{bu} = 0,099$$

$$0,099 < \mu_{lin} = 0,392$$

=> A' = 0 pas d'armature comprimées

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,025$$

$$B_u = 0,99$$

$$A^a_x = M_{ty} / B_u \cdot d_x \cdot \delta_s$$

$$A^a_x = 316,93 \cdot 10^2 / 0,99 \cdot 16 \cdot 347,82$$

$$A^a_x = 0,575 \text{ cm}^2$$

Sur appuis : sens Y-Y

$$\mu_y = M^a_y / b \cdot d^2 \cdot f_{bu}$$

$$\mu_y = 186,43 \cdot 10^2 / 142 \cdot 100 (16)^2$$

$$\mu_y = 0,0051$$

$$0,0051 < \mu_{lin} = 0,392$$

=> A' = 0 pas d'armature comprimées

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,0125$$

$$B_u = 1 - 0,4 \alpha = 0,995$$

$$A^a_y = M^a_y / B_u \cdot d_x \cdot \Delta_s$$

$$A^a_y = 186,43 \cdot 10^2 / 0,99 \cdot 16 \cdot 347,82$$

$$A^a_y = 0,338 \text{ cm}^2$$

***Calcul des balcons :**

Calcul balcon B1:

En calcul B1 dalle pleine sur 4 appuis \rightarrow 7.)

il s'agit d'un panneau rectangulaire de section (320*120) m²

L_y = 120 m et L_x = 320 m

L_x / L_y = 0,375 < 0,40 Balcon porte dans les deux sens.

Pré- dimensionnement :

$$H_0 = (1/40 \div 1/30) L_x$$

$$H_0 = (1/40 \div 1/30) 3,20$$

$$H_0 \geq 16 \text{ cm (isolation acoustique)}$$

$$H_0 \geq 11 \text{ cm (2 heures de coupe feu)}$$

$$H_0 / L_x \geq M_t / 20 M_x \quad \text{avec : } M_t \geq 0,75 M_x$$

$$\alpha = L_x / L_y = 300/450 = 0,66$$

le panneau travaille dans les deux sens car: $0, < \alpha = 0,66$

Calcul des moments isostatique:

Les moments par mètre de longueur on valeur (on supposant que la dalle repos librement sur son contour).

Avec : Q => Qu en ELU

Qs en ELS

E.L.U:

Qu pour une dalle pleine

$$Q_u = 1,35 G + 1,5 Q$$

$$Q_u = (1,35 * 675) + (1,5 * 175)$$

$$Q_u = 1174 \text{ kn/m}^2$$

$$\mu_x = 1/8(1+2,4 \alpha^3)$$

$$\mu_x = 0,074$$

$$M_x = \mu_x . Q_u . L^2_x = 0,074 * 1174 * (3)^2$$

$$M_x = 782,08 \text{ kg.m}$$

$$\mu_y = \alpha^2 [1 - 0,95 (1 - \alpha)^2]$$

$$\mu_y = (0,66)^2 [1 - 0,95 (1 - 0,66)^2]$$

$$\mu_y = 0,387$$

$$M_y = \mu_y . M_x = 0,387 * 782,08 = 303,12 \text{ kg .m}$$

E.L.S:

Calcul des moments en travée:

$$M_{tx} = 0,75 M_x$$

$$M_{tx} = 0,75 * 782,08$$

$$M_{tx} = 586,56 \text{ kg.m}$$

$$M_{ty} = 0,85 * 303,12$$

$$M_{ty} = 257,65 \text{ kg.m}$$

Calcul des moments en appuis :

$$M^a_x = 0,3 M_x$$

$$M^a_x = 0,3 * 782,08$$

$$M^a_x = 234,62 \text{ kg.m}$$

$$M^a_y = 0,5 * M_y$$

$$M^a_y = 0,5 * 303,12$$

$$M^a_y = 151,56 \text{ kg.m}$$

Calcul des armatures du panneau de dalle :

1- travée sens Lx:

$$(D=1\text{m}, b=1\text{m}, dx=16)$$

$$M_{ux} = 0,85 M_x$$

$$M_{ux} = 0,85 * 782,08$$

$$M_{ux} = 664,76 \text{ KN/m}$$

$$\mu_{bu} = M_{tx} / b \cdot dx^2 \cdot f_{bu}$$

$$\mu_{bu} = 586,56 / 10 \cdot (16)^2 \cdot 142$$

$$\mu_{bu} = 0,0016 < \mu_{lin} = 0,392 \quad \text{parce que (fe E400)}$$

$$\Rightarrow A' = 0 \text{ pas d'armature comprimées}$$

$$B_u = 1 - 0,4 \alpha = 0,99$$

$$A_u = M_{tx} / B_u \cdot dx \cdot \delta_s$$

$$\delta_s = f_e / \gamma_s = 400 / 1,15$$

$$\delta_s = 347,82$$

$$A_u = 586,56 \cdot 10^2 / 0,99 \cdot 16 \cdot 347,82$$

$$A_u = 1,064 \text{ cm}^2$$

2- travée sens Y-Y:

$$M_{uy} = 0,85 M_y$$

$$\mu_{bu} = M_{ty} / b \cdot dy^2 \cdot f_{bu}$$

$$\text{avec : } dy = dx - [(\Phi_x + \Phi_y) / 2] = dx - 1 \text{ cm}$$

$$dy = 16 - 1 = 15 \text{ cm}$$

$$\mu_{bu} = 257,65 \cdot 10^2 / 100 \cdot (15)^2 \cdot 142$$

$$\mu_{bu} = 0,008$$

$$0,008 < \mu_{lin} = 0,392$$

$$\Rightarrow A' = 0 \text{ pas d'armature comprimées}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,010$$

$$B_u = 0,996$$

$$A^a_x = M_{ty} / B_u \cdot dx \cdot \delta_s$$

$$A^a_x = 257,65 \cdot 10^2 / 0,996 \cdot 16 \cdot 347,82$$

$$A^a_x = 0,46 \text{ cm}^2$$

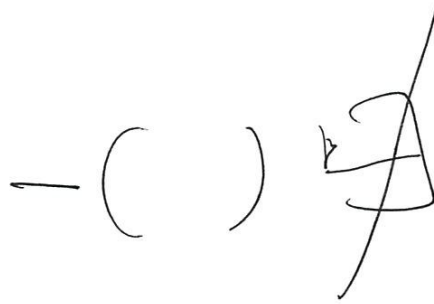
Calcul des armatures du panneau de dalle :

1- travée sens Lx:

$$\begin{aligned} (D=1\text{m}, b=1\text{m}, dx=16) \\ M_{ux} &= 0,85 M_x \\ M_{ux} &= 0,85 * 24919,7 \\ M_{ux} &= 21181,7 \text{KN/m} \\ \mu_{bu} &= M_{tx} / b \cdot dx^2 \cdot f_{bu} \\ \mu_{bu} &= 18689,7 / 10 \cdot (16)^2 \cdot 142 \\ \mu_{bu} &= 0,051 < \mu_{lin} = 0,392 \quad \text{parce que (fe E400)} \\ \Rightarrow A' &= 0 \text{ pas d'armature comprimées} \\ B_u &= 1 - 0,4 \alpha = 0,14 \\ A_u &= M_{tx} / B_u \cdot dx \cdot \delta_s \\ \delta_s &= f_e / \gamma_s = 400 / 1,15 \\ \delta_s &= 347,82 \\ A_u &= 18689,7 \cdot 10^2 / 0,14 \cdot 16 \cdot 347,82 \\ A_u &= 2398,8 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

2- travée sens Y-Y:

$$\begin{aligned} M_{uy} &= 0,85 M_y \\ \mu_{bu} &= M_{ty} / b \cdot dy^2 \cdot f_{bu} \\ \text{avec : } dy &= dx - [(\Phi_x + \Phi_y) / 2] = dx - 1 \text{cm} \\ dy &= 16 - 1 = 15 \text{ cm} \\ \mu_{bu} &= -26650,8 \cdot 10^2 / 100 \cdot (15)^2 \cdot 142 \\ \mu_{bu} &= -0,83 \\ -0,83 &< \mu_{lin} = 0,392 \\ \Rightarrow A' &= 0 \text{ pas d'armature comprimées} \\ \alpha &= 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = -0,78 \\ B_u &= 1 - 0,4 \alpha = 0,69 \\ A^a_x &= M_{ty} / B_u \cdot dx \cdot \delta_s \\ A^a_x &= -26650,8 \cdot 10^2 / 0,69 \cdot 16 \cdot 347,82 \\ A^a_x &= 0,46 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$



Sur appuis : sens Y-Y

$$\mu_y = M^a_y / b \cdot d^2 \cdot f_{bu}$$

$$\mu_y = 151,56 \cdot 10^2 / 142 \cdot 100(16)^2$$

$$\mu_y = 0,00041$$

$$0,00041 < \mu_{lin} = 0,392$$

=> A' = 0 pas d'armature comprimées

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,025$$

$$B_u = 1 - 0,4 \alpha = 0,999$$

$$A^a_y = M^a_y / B_u \cdot d \cdot \Delta s$$

$$A^a_y = 151,56 \cdot 10^2 / 0,99 \cdot 16 \cdot 347,82$$

$$A^a_y = 0,275 \text{ cm}^2$$

Conclusion

La comparaison réelle :

V.1. Plancher dalle pleine:

Etage RDC:

$$\begin{aligned} \text{Volume / étage} &= L_x \cdot L_y \cdot 0,15 \\ &= 18,40 \times 10,10 \times 0,15 \\ &= 27,876 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

h₀ = 16 cm

Volume total de tous les étages:

$$\begin{aligned} V_t &= 27,876 \times 6 \\ &= 167,256 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

Le coût de réalisation :

$$\begin{aligned} \text{Montant} &= V_t \cdot P_{\text{unitaire}} \\ \text{Montant} &= 167,256 \times 30.000,00 \\ \text{Montant} &= 5.017.680,00 \text{ DA} \end{aligned}$$

V.2. Plancher corps creux :

Le cout de réalisation :

Surface totale du plancher :

$$\begin{aligned} S_t &= S_{\text{RDC}} + S_{1\text{er}} + S_{2\text{eme}} + S_{3\text{eme}} + S_{4\text{eme}} + S_{\text{terr}} \\ S_t &= 6 \times (18,40 \times 10,10) \\ S_t &= 1115,04 \\ \text{Montant} &= S_t \times P_{\text{unitaire}} \\ &= 1115,04 \times 2.500,00 \\ &= 2.787.600,00 \text{ DA} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Pourcentage} &= (2.787.600,00 / 5.017.680,00) \times 100 \\ &= 55,55 \% \end{aligned}$$

On remarque que le prix de revient du plancher à corps creux est moins cher par rapport au plancher dalle pleine de 55,55 %

Conclusion:

L'étude des deux planchers nous a permis de tirer les conclusions suivantes:

1- résistance:

La résistance des deux planchers est assurée vu que toutes les conditions de résistance ont été respectées:

- condition de la flèche
- condition de non fragilité

2- matériaux utilisés :

2-1- coffrage :

Car il se limite uniquement pour les poutrelles tandis que pour la dalle pleine il prend toute la surface de ce dernier.

2-2- volume des matériaux :

Les études de comparaison menées sur les planchers dalles pleine et les planchers à corps creux ont prouvé le volume de utilisés pour une dalle pleine de 12 cm d'épaisseur est le même que pour le cas d'un plancher à corps creux type 16+4 .

En conclusion le plancher à corps creux et autant résistance que le plancher dalle pleine, mais il est plus économique par rapport à ce dernier.

3- Isolation acoustique et thermique :

Les planchers à corps creux représentent une très bonne isolation Isolation acoustique et thermique par rapport aux planchers dalle pleine.

REFERENCES

Titres	Auteur	Edition
Calcul des ouvrages en béton armé	Y . CHERAIT	O.P.U
Cours de bétons armés	BELAZOUGUI	O.P.U
Résistance des matériaux (cours et exercices corrigés)	PIERRE AGATI	
Calcul des ouvrages en béton armé suivant les règles BAEL 83	PIERRE CHARON	EYROLLES
Conception et calcul des structures de bâtiments T4	HENRY THONIER	DUNOD
Construire sa Maison plancher – toiture – poutre	-JEAN DELEFASSE - JAQUES REVIEN	P.P.C
Formulaire du béton armé	VICTOR DTYIDOVICI	MONITEUR
Mémoire fin d'étude sur les planchers Encadré par : Mme Beb Messouada juin 2004	Kechiti hichem Djama salah Aouamri amina	P.D.G.