

Republique Algerienne Democratique Et Populaire
Ministere De L'enseignement Superieur Et De La Recherche Scientifique
Universite D'adrar
Faculte Des Sciences Et De La Technologie
Departement Des Sciences De La Technologie



**MEMOIRE DE FIN D'ETUDE EN VUE DEL'OBTENTION
DU DIPLOME MASTER EN GÉNIE CIVIL**

OPTION : STRUCTURE

Présenté par :

Bachiri safia

Bouhamdi fatima

THEME

**Influence de la forme irrégulière d'une
structure sur leur comportement
dynamique.**

Soutenu Le 07/07/2019 Devant un membre de jury composé de :

Dr. BENNACER	Univ. d'ADRAR	Président
Dr. SEMCHA	Univ. d'ADRAR	Examineur
Mr. BADA Abdelmalek	Univ. d'ADRAR	Encadreur

Année Universitaire : 2018 / 2019

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Remerciements

Nous remercions DIEU qui nous a donné la force et la patience pour terminer ce travail.

Nous exprimons nos sincères remerciements :

A nos parents pour leur contribution pour chaque travail que nous avons effectué.

Nous voudrions aussi remercier tous les professeurs qui ont contribué à notre formation.



Dédicaces



je dédie ce modeste travail à :

Mes chers parents

*Mes frères et mes sœurs et à
toute ma famille*

Mes amis sans exception,

*Et à tous ceux qui connaissent
safia de près ou de loin*

À toute la promotion Juillet 2019.

Bachiri safia

Dédicaces



Je dédie ce modeste travail à :

Mes chers parents

*Mes frères et mes sœurs et à
toute ma famille*

Mes amis sans exception,

*Et à tous ceux qui
connaissent Fatima de près ou de
loin*

À toute la promotion Juillet 2019.

Bouhamdi Fatima

Résumé

Dans la plupart des cas, les constructeurs choisissent en général la forme la plus simple pour la facilité de réalisation et le répondant aux critères de sécurité mais l'architecture moderne aujourd'hui fait appel de plus en plus à des structures irrégulières, dans lesquelles le phénomène de torsion peut se développer lors d'un chargement sismique.

L'objectif de ce présent projet de fin d'étude consiste à évaluer les effets des irrégularités de forme en plan sur la réponse sismique d'une structure auto stable en béton armé multi-étagés (forme L). Une structure de bâtiment régulier équivalent sert de référence.

في معظم الحالات ، يختار البنائين بشكل عام أبسط شكل لسهولة الإدراك والمستجيبين لمعايير الأمن ولكن العمارة الحديثة تدعو اليوم أكثر وأكثر إلى الهياكل غير النظامية، والتي يمكن أن تتطور فيها ظاهرة الالتواء أثناء التحميل الزلزالي.

الهدف من هذا المشروع النهائي هو تقييم آثار المخالفات المستوية على الاستجابة الزلزالية لهيكل قائم بذاته من (شكل حرف L). هيكل البناء العادي المكافئ بمثابة مرجع L الخرسانة المسلحة متعدد الطوابق (شكل حرف

In most cases, the builders choose in general the simplest form for the ease of realization and the respondents to the criteria of security but the modern architecture today calls more and more to irregular structures, in which the phenomenon of torsion can develop during a seismic loading.

The aim of this final project is to evaluate the effects of planar irregularities on the seismic response of a multi-storey reinforced concrete freestanding structure (L-shape). An equivalent regular building structure serves as a reference.

Table des matières :

CHAPITRE I :Caractéristique des matériaux

I.1. PRESENTATION DU PROJET :	2
I.1.2. Dimensions :	2
I.2 CARACTERISTIQUE DES MATERIAUX :	2
I.2.1. Béton:	2
Composition du béton :	2
I.6 BETON :	8
I.8 LES CONTRAINTES LIMITES :	9
I.9 ACIER :	11
I.9.3 Contrainte limite :	12
I.10 HYPOTHESE DE CALCUL :	13
I.11 CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX UTILISE :14	

CHAPITRE II :Prédimensionnement des éléments

Surcharges d'exploitation:

BLOC 01 et BLOC 02.....	16
BLOC CENTRAL:	18
Poutres principales:.....	18
Poutres secondaires:	18
Poteau Central :	20
1/BLOC01:.....	23
Exemple de calcul :	23
Conclusion	28
a/dimension:	29
Exemple de calcul :	32

Chapitre III CALCUL DES ELEMENT SECONDAIRER:	51
III.1. Acrotère :	51
III.1.1. Evaluation des charges:.....	51
III.1.2. Ferrailage.....	53
III.2. Les escaliers :.....	54
Pré dimensionnement	54
Figure III. 3 Modèle« A » :	55
Calcul de ferrailage :	57
Modèle« B » :	59
Calcul de ferrailage :	61
Calcul de ferrailage :	67
CHAPITRE IV :Etude Dynamique	
Chapitre 4 :Etude Dynamique	70
choix de la méthode de calcul :	70
IV.4Calcul du centre de masse et le moment massique :	72
Etude sismique :	75
method dynamique modèlespectral :.....	75
période et facteur de participation massique:.....	76
La résultante des forces sismiques :	77
Calcul de la force sismique totale :	77
Estimation empirique de la période fondamentale :	77
Comparaissent entre régulier et la'irrégulière:.....	83
CHAPITRE V :Ferrailage des portiques et voiles	
V.1Ferrailage :	85
V.1.1Ferrailage des potaux :.....	85
V.2Calcul du ferrailage :.....	87

Exemple de calcul:	88
V.2.7 Ferrailage des poutres :	95
I.3 Calcul du ferrailage :	96
V.4 Ferrailage des voiles:	101
V.4.1 Ferrailages des trumeaux :	101
V.5 Exemple de calcul :	106

CHAPITRE VI :Etude d'infrastructure

Chapitre 6 :Etude d'infrastructure	111
Etude des fondations :	111
Prédimensionnement :	111
Etude de radier :	112
Ferrailage du radier :	116
Etude des panneaux :	116
Ferrailage des poutres apparentes :	117
Prédimensionnement des poutres :	117

LISSTE DES TABLEUX :

CHAPITRE I : Caractéristique des matériaux

Tableau I.1 : Caractéristiques des matériaux utilisés	14
---	----

CHAPITRE II :Prédimensionnement des éléments

Table II.1: tableau récapitulatifs des sections des poteaux.....	24
TableII.2 : tableau récapitulatifs des sections des poteaux.....	25
Table II.3 : tableau récapitulatifs des sections des poteaux.....	26
Table II.4 : évaluation des charges sur les poutrelles	30

CHAPITRE IV :Etude Dynamique

Tableau IV.1 : Tableau récapitulatif de centre de masse et moment d'inertie massique BLOC01.....	73
Tableau IV.2: Tableau récapitulatif de centre de masse et moment d'inertie massique BLOC 02	73
Tableau IV.3: Tableau récapitulatif de centre de masse et moment d'inertie massique BLOC 01	74
Tableau IV.4 : Tableau récapitulatif de centre de masse et moment d'inertie massique BLOC «L»	74
Tableau IV.5 : Les Périodes et facteurs de participation massique.....	76
Tableau IV.6 : les réactions à la base	77
Tableau IV.7 : Résumé des résultats	78
Tableau IV.8 : Les déplacements résultants de la combinaison des charges G+Q+E.....	78
Tableau IV.9 : Périodes et facteurs de participation massique.....	79
Tableau IV.10: l'effort tranchant à la base	80
Tableau IV.11 : Les déplacements résultants de la combinaison des charges G+Q+E.....	80
Tableau IV.12: Périodes et facteurs de participation massique.....	80
Tableau IV.13: les réactions à la base	81
Tableau IV.14: l'effort tranchant à la base	81
Tableau IV.15: Les déplacements résultants de la combinaison des charges G+Q+E.....	81
Tableau IV.16 : Périodes et facteurs de participation massique.....	82
Tableau IV.17: Les réactions à la base	82
Tableau IV.18 : L'effort tranchant à la base.....	82
Tableau IV.19 :Les déplacements résultants de la combinaison des charges G+Q+E.....	83
Tableau IV.22 : comparissent entre regulire et la' irreguliare.....	84

CHAPITRE V :Ferrailage des portiques et voiles

Tableau V.1 : tableau récapitulatif des moments fléchissant et les efforts normaux.	90
Tableau V.2 : Tableau récapitulatif u ferrailage des poteaux.....	97
Tableau V.3 : Sollicitations des poutres.....	99
Tableau V.4: Tableau récapitulatif du ferrailage des poutres	103
Tableau V.5 : Ferrailage des trumeaux	112

CHAPITRE VI :Etude d'infrastructure

Tableau VI.1 Valeur des moments M_{0x} et M_{0y}	118
Tableau VI.2 : Moment isostatique des panneaux en appuis et en travée[t.m].....	119

LISSTE DES FIGURES :

CHAPITRE I :Caractéristique des matériaux

Figure I.1 : Diagramme contrainte – déformation du béton.....	8
Figure I.2 : Diagramme contrainte – déformation du béton.....	9
Figure I.3 : Diagramme contrainte – déformation de l’acier.....	10
Figure I.4 : Règles des trois pivots.....	11

CHAPITRE II :Prédimensionnement des éléments

Figure .II 1:Plancher terrasse corps creux).....	15
Figure .II 2:Plancher étages courants (corps creux).....	15
Figure .II 3: des poutres principales.....	16
Figure .II 4:des poutres secondaires.....	17
Figure .II 5:hauteur libre de poteau.....	20
Figure .II 6: La surface afférente du poteau.....	21
Figure .II 7: coupe d’un plancher à corps creux.....	28
Figure .II 8:Section en T de la poutrelle.....	29
Section de calcul en travée Figure .II 10:.....	41
Section de calcul en appuis Figure .II 11:.....	42
Figure .II 12: Section de poutrelle.....	46
ferraillage d’un plancher à corps creux Figure .II 13:.....	50
schéma de l’ancrage Figure .II 14:.....	50

CHAPITRE III : Caractéristique des matériaux

Figure III. 1 : L’acrotère.....	2
Figure III. 2 : ferraillage.....	4
Figure III. 3 Modèle« A » :.....	6
Figure III. 4 : Modèle« B ».....	10
Figure III. 5 : Modèle « D ».....	16

CHAPITRE V :Ferraillage des portiques et voiles

Figure V. 1 : Zone nodale.....	88
--------------------------------	----

Figure V. 2 : Sollicitations sur les poteaux	91
Figure V.3 : Section réduite du béton	91
Figure V.4: disposition des armatures.....	96
Figure V.5 : Disposition de la zone nodale	96
Figure 6 : Section de calcul.....	100
Figure7 : Section de calcul.....	101
Figure V.8 : Position de l'effort de traction	104
Figure V.9 : Position de l'effort	106
Figure V.10 : Schéma montrant la disposition	108
Figure V.11 : Direction des efforts suivant	109
Figure V.12: Schéma de calcul	109
Figure V.13 : Schéma de calcul	110

CHAPITRE VI :Etude d'infrastructure

Figure VI.1 : Semelle isolée.....	113
Figure VI.2: Distribution des charges dans u	119
FigureVI.3: Dimension de la pouter.....	119
FigureVI.4 : Ferrailage de la poutre principale	120
FigureVI.5 : Ferrailage de la poutre secondaire.....	121

PRINCIPALES NOTATIONS UTILISEES :

A : coefficient d'accélération de zone

A_a : section d'armature en appui

A_l : section d'armature longitudinale

A_{min} : section d'armature minimale déterminée par les règlements

A_r : section d'armature de répartition

A_{ser} : section d'armature d'état limite de service

A_t : section d'armature de travée ou transversale

A_u : section d'armature d'état limite ultime de résistance

A_x : section d'armature du sens x-x

A_y : section d'armature du sens y-y

A' : section d'armature comprimée

A₁ : section de l'armature la plus tendue ou la moins comprimée

A₂ : section de l'armature la moins tendue ou la plus comprimée

Br : section réduite du béton

C_p : facteur de force horizontale

C_s : coefficient de sécurité

Cr : charge de rupture

Cr_n : charge de rupture minimale nécessaire

D : coefficient d'amplification dynamique

E : module de déformation longitudinale

E_{ij} : module de déformation longitudinale instantanée

E_{iv} : module de déformation longitudinale différée

G : action permanente

H : hauteur

HA : armature à haute adhérence

I : moment d'inertie

If : moment d'inertie fictif

J : action permanente avant mise en place des cloisons

L : longueur

Le : longueur en élévation

Ln : entre axe des nervures

Lp : longueur en plan

M : moment fléchissant

Ma : moment fléchissant en appui

Mc : moment fléchissant en centre ; masse de la cabine ; moment de la console

Md : moment fléchissant de la droite

Me : masse du câble ; moment au centre de la section

Mf : moment fléchissant totale

Mg : moment fléchissant sous charge permanente ; masse du treuil ; moment dû au garde corps

Mj : moment fléchissant sous charge permanente avant mise en place des cloisons

M_l : masse linéaire

M_{ser} : moment fléchissant d'état limite de service

Mt : moment fléchissant de travée

M_u : moment fléchissant d'état limite ultime de résistance

Mw : moment fléchissant de la gauche

Mx : moment fléchissant du sens x-x

My : moment fléchissant du sens y-y
M₀ : moment de flexion d'une poutre simplement appuyée

M₁ : moment par rapport aux armatures tendues ; coefficient de Pigeaud

M_2 : coefficient de Pigeaud
 M_{22} : moment suivant le sens 2-2
 M_{33} : moment suivant le sens 3-3

N : effort normal

N_e : effort normal au centre de la section

N_{pp} : effort normal dû au poids des poutres principales

N_{ps} : effort normal dû au poids des poutres secondaires

N_{ser} : effort normal d'état limite de service

N_u : effort normal d'état limite ultime de résistance

P : poids propre ; périmètre

P_r : poids propre du radier

Q : action variable quelconque ; facteur de qualité

R : rayon ; coefficient de comportement de la structure

S : surface

S_r : surface du radier

T : effort tranchant

T_x : période fondamentale dans le sens x-x

T_y : période fondamentale dans le sens y-y

U_c : périmètre du contour

V : action sismique ; effort horizontal

V_t : effort sismique à la base de la structure

W : poids total de la structure

W_p : poids de l'élément en considération.

a : longueur ; distance ; dimension

b : largeur

b_0 : largeur de la nervure

b_1 : largeur de poteau

c : enrobage

d : hauteur utile ;

e : excentricité ; espacement

e_a : excentricité additionnelle

f : flèche

f_c : contrainte caractéristique du béton à la compression

f_e : limite élastique d'acier

f_t : contrainte caractéristique du béton à la traction

g : giron de la marche

h : hauteur

h_c : hauteur du corps creux

h_d : hauteur de la dalle

h_e : hauteur libre

h_{moy} : hauteur moyenne

h_t : hauteur totale

h' : hauteur de la zone nodale

h₁ : hauteur du poteau

i : rayon de giration

j : nombre des jours

l : longueur ; distance

l_f : longueur de flambement

l_x : la petite dimension du panneau de la dalle

l_y : la grande dimension du panneau de la dalle

l' : longueur de la zone nodale

l₀ : longueur libre

q_b : charge linéaire induite par les marches

q_{eq} : charge linéaire équivalente

q₁ : charge linéaire

q_{ser} : charge linéaire d'état limite de service

q_u : charge linéaire d'état limite ultime de résistance

q_p : charge linéaire du palier

s : espacement

t : espacement ; période

x : abscisse

y : ordonnée

y_1 : ordonnée du centre de gravité de la section homogène

α : Angle, coefficient sans dimension

γ : Coefficient partiel de sécurité, rapport des moments

β : Coefficient sans dimension, coefficient de pondération

ε : Coefficient de réponse

η : Coefficient de fissuration relatif, facteur de correction d'amortissement

θ : Déviation angulaire, coefficient sans dimension, coefficient globale dépendant du type de construction

λ : Élancement mécanique d'un élément comprimé, coefficient sans dimension, rapport des dimensions

μ : Moment réduit

ν : Coefficient de poisson

ρ : Rapport de deux dimensions

σ : contrainte de béton ou d'acier

τ : Contrainte tangentielle ou de cisaillement

ψ : Coefficient de pondération

ξ : Pourcentage d'amortissement critique

δ : Coefficient de réduction, espacement des armatures transversales, déplacement

Σ : Sommation

ϕ : Diamètre d'armature transversale ou treillis soudés



INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GINIRALE:

L'étude des structures est une étape clé et un passage obligatoire dans l'acte de construction, cette étude est faire sur un ouvrage en béton armé. L'ouvrage en question est un bâtiment administratif en R+5 .

Après une descente des charges et un pré-dimensionnement des éléments de notre structure, une étude dynamique et sismique est effectuée pour évaluer les effets des irrégularités de forme en plan sur la réponse sismique d'un structure en béton armé multi-étagés (forme L). Une structure de bâtiment régulier équivalente sert de référence.

Dans le cadre de cette étude, on a utilisé le logiciel (SAP2000) pour faire le calcul statique et dynamique des éléments structuraux. Les efforts engendrés dans le bâtiment, sont utilisés pour ferrailer les éléments résistants suivant les combinaisons et les dispositions constructives exigées par le BAEL91, le CBA93 et le RPA99/version2003.

CHAPETRE I

Caractéristique des matériaux

1-Présentation du projet

2-Caractéristique des matériaux

Chapitre I :Caractéristique des matériaux

I.1. PRESENTATION DU PROJET :

Notre projet consiste à étudier un bâtiment (R+05). L'implantation est prévue à Oran, classé selon le RPA99/version2003 comme étant une zone de moyenne sismicité (ZONE IIa), et en groupe 2 (Ouvrages courants ou d'importance moyenne).

I.1.1. Les blocs étudiés sont :

- Bloc 01
- Bloc 02
- Bloc 03

I.1.2. Dimensions :

- Hauteur de RDS :.....3.06 m².
- Hauteur totale :.....18.36 m².
- Dimension en plan :..... 22 ,35 x 44.20 m².

I.2 CARACTERISTIQUE DES MATERIAUX :

I.2.1.Béton:

Béton, matériaux de construction reconstituant artificiellement la roche, composé de granulats, de sable, de ciment, d'eau et éventuellement d'adjuvants pour en modifier les propriétés c'est le matériau de construction le plus utilise au monde , qui ce soit en bâtiment ou en travaux public.

Composition du béton :

Le dosage des différents constituants du béton dépend du type de matériau recherche, détermine par ses utilisations .en effet, ses propriétés physiques et mécaniques dépendent de sa composition et de facteurs extérieurs, tels que la température.

I.2.2.Ciment:

Ce sont essentiellement des mélanges de silicates et d aluminates de calcium obtenues par cuisson a température(1450 C),et le broyage d'un mélange minéral (calcaire

argile), en ces constituants sont clinker, laitier (L), cendres (C), pouzzolanes (Z) et fillers qui sont mélangés en proportions diverses pour la constitution des différentes catégories de ciment, parmi les plus utilisés : le CIMENT PORTLAND, il constitue de :

Artificiel (CPA) / 97% clinker, 03% filler.

Composé (CPJ) / 65% clinker, 35% divers constituants.

Le ciment de haut fourneau (CHF) .. 65% à 75% de laitier, 35% à 25% clinker + filler.

Le ciment de laitier de clinker (CLK) / 80% laitier, 20% clinker + filler.

La teneur en ciment dépend de la résistance souhaitée, pour le béton de remplissage, peu sollicités, le dosage est de 150 Kg/m³. Pour toutes les pièces constituant la structure des bâtiments, en béton armé ou précontraints, le béton contient généralement 350 Kg/m³ de ciment. Pour les mortiers, mélanges de sable, de ciment et d'eau, la teneur atteint en moyenne 450 Kg/m³. Enfin, les coulis, utilisés en injection dans des forages, ne comprennent que du ciment et de l'eau. Ils servent à boucher les microfissures et les fractures d'un terrain.

I.2.3. Granulats:

Les granulats utilisés sont des graviers issus de carrières, blocs de roche concassés et broyés, ou des granulats roulés, extraits du lit des rivières. La taille des granulats varie en fonction de celle du coffrage, de la densité d'acier pour les éléments en béton armé, et du type de béton recherché, la taille des granulats est indiquée par deux chiffres, la plus grande dimension des éléments les plus petits et celle des éléments les plus grands. Par exemple, un gravier 5/15 est composé de particules dont le diamètre varie entre 5 et 15 mm, pour les bétons employés en bâtiment, les granulats les plus courants sont des graviers 5/15 et 15/25.

I.2.4. Sable:

Les grains de sable, de même origine que les granulats, ont un diamètre inférieur à 5 mm. Cette roche sédimentaire doit être propre et sans poussières argileuses.

I.2.5.Eau:

L'eau doit être propre ; c'est généralement de l'eau potable. si elle contient des chlorures , une réaction chimique a lieu et modifie la prise du ciment .le béton perd alors ses qualités de résistance .la consistance du béton , et donc sa facilité de mise en œuvre dans les coffrages , dépend de la quantité d'eau , plus un béton est liquide , plus il est facile à travailler , mais un tel matériau présente une plus faible résistance une fois sec .il est donc nécessaire de définir la teneur en eau selon l'usage du béton , et d'obtenir le juste équilibre pour que le matériau soit résistant et néanmoins maniable.

En générale, le béton mis en œuvre est plutôt sec, mais il est vibré au coulage pour lui permettre de remplir correctement le coffrage, et pour expulser l'air emprisonné lors du malaxage.

I.2.6.Adjuvants :

Lors du malaxage, on ajoute parfois des adjuvants au béton qui permettent de modifier les propriétés du matériau .il est ainsi possible de rendre des bétons étanches, pour construire des ouvrages souterrains ou des piscines ; on peut retarder ou accélérer le temps de prise du ciment dans le béton .des adjuvants sont également utilisés à des fins architecturales. Par exemple, au cours du malaxage, on peut ajouter des pigments aux bétons ou aux mortiers. Des durcisseurs de surfaces, des particules de quartz sont incorporés pour obtenir des dalles en béton supportant des charges roulantes importantes, en usine par exemple .le béton peut être rendu poreux et frottement perméable.

 **DOSAGE:**

Afin de réaliser un béton dont les qualités soient celles recherchées en fonction de la nature l'ouvrage, on dispose de plusieurs méthodes de calcul, on citera :

- Méthode de DREUX-GORISSE.
- Méthode de BOLOMEY.
- Méthode de d'ABRMS.
- Méthode de FAURY.

Un béton dit 350, contient :

- 350 Kg de ciment.
- 700 Kg de sable (0/5).
- 1000 Kg de graviers de grains (5/15 et 5/25)
- 200 L d'eau.

I.3 PREPARATION DU BETON: C.B.A 93

I.3.1 Malaxage :

On mélange les composants à la main, à la pelle, ou au moyen d'engins mécaniques, tels qu'une bétonnière, pour des grands travaux, le béton est fabriqué dans une centrale qui mélange automatiquement les constituants selon une composition programmée à l'avance, la Production peut atteindre plus de 300m³/h. l'objectif est mélanger suffisamment les composants pour obtenir une pâte homogène, au sein de laquelle les éléments les plus fins, sable et ciment, comblent les vides l'agglomération des granulats ; on doit également envelopper les graviers pour obtenir, une fois sec. Un matériau reconstitution d'une roche.

I.3.2 Coulage:

Le béton peut être transporté jusqu' au chantier par des toupies, bétonniers montées sur camion .un pompe à béton achemine le matériau en hauteur ou sur des sites difficilement accessibles aux camion , sur les gros chantiers , le pompage du béton permet des cadences beaucoup plus importantes que si l'on emploie des bennes amenées par grue sur le lieu du coulage , le béton peut également être projeté au moyen de compresseurs pneumatiques

I.3.3 Vibration:

Une fois coulé dans un coffrage, le béton est vibré à l'aide d'aiguilles ou par des vibreurs électriques montés directement sur le coffrage, l'air expulsé durant cette phase provient des cavités entre les graviers, qui se remplissent de la pâte fine de ciment et de sable .la vibration permet un mélange efficace et améliore le durcissement.

I.3.4 Durcissement:

La température ambiante a une grande influence sur le durcissement, ou prise, du béton. Par temps de gel, il peut être nécessaire de chauffer l'eau, parfois même les agrégats, avant de malaxer et de couvrir le matériau pour retenir la chaleur dégagée par la réaction exothermique lors de la prise du ciment. Par temps très chaud, au contraire, on doit arroser le béton et le garder à l'ombre, afin que l'eau nécessaire à la prise ne s'évapore pas et provoque un retrait, c'est à dire une diminution de volume de la pièce. Ce phénomène engendre des fissures dans le béton. Plus le béton est maintenu humide sur une longue période, plus sa résistance sera importante.

I.3.5 Décoffrage:

Pour les pièces préfabriquées et les éléments non porteurs, il est possible de décoffrer quelques heures seulement après le coulage. En général, par temps doux, on coule le béton le soir pour le décoffrer le lendemain matin. Les éléments porteurs, comme les poutres ou les planchers, doivent rester plusieurs jours dans leur coffrage ; le béton doit durcir suffisamment pour supporter leur propre poids, ainsi que les charges qui y seront appliquées.

I.4 BETON ARMEE :

Le béton présente une excellente résistance à la compression, environ 450 DaN/cm, mais dix fois moindre en traction ou en cisaillement. Dans une pièce en béton supportant une charge, une poutre par exemple, la partie haute travaille en compression et la partie basse exerce des efforts de

Traction. Des études sur la résistance des matériaux permettent de déterminer dans chaque cas les parties d'une pièce en béton travaillant en compression ou en traction, pour reprendre les efforts de traction du béton, des barres d'aciers sont noyées dans le béton. L'acier, qui possède une résistance égale en traction et en compression, est placé aux endroits où le béton est le plus fragile.

Jadis, les aciers employés étaient des barres rondes de surface lisse, mais ce type d'acier n'offre pas une adhérence suffisante sur le béton. En cas d'effort important, il glisse

dans le matériau et les contraintes ne se transmettent plus correctement, aujourd'hui, ces aciers sont surtout utilisés pour des attentes d'armatures.

En structure, les barres d'aciers mises en œuvre le plus souvent sont torsadées. Elles sont dites à haute adhérence, car leur surface rugueuse permet un lien intime avec le béton, et les contraintes peuvent se transmettre entre les deux composants. Les armatures du béton permettent une grande économie de béton mais nécessitent des précautions particulières de mise en œuvre. Il est ainsi indispensable que l'acier soit correctement enrobé de béton et ne soit pas au contact avec milieu extérieur.

L'idée d'associer le fer et le béton a trouvé sa première application en 1848, lorsque Lambton construit une barque en béton armé à Marseille. Puis, à partir de 1852, les premiers immeubles en béton armé sont construits à Paris. Monnier élabore des bacs à fleurs à Versailles, puis fabrique des escaliers, réservoirs et des poteaux. Coignet produit des poutres préfabriquées. En 1930, un ingénieur français, Freyssinet met au point la précontrainte des armatures.

I.5 PRESENTATION DE LA METHODE DE CALCUL AUX ETATS LIMITES:

I.5.1 Définition:

Un état limite est un état particulier d'une structure ou de l'un de ses éléments, dans lequel une condition requise est strictement satisfaite et cesserait de l'être dans le cas de modification défavorable d'une action.

Il existe deux états limites.

I.5.2 Etat limite ultime (ELU):

On s'intéresse à la résistance de la structure ; on doit y garantir :

- équilibre statique.
- Stabilité de forme.
- Résistance de tous les éléments.

Pour ce faire, on fait un calcul de type rupture à partir de la loi de comportement des matériaux réels ou idéals.

I.5.3 Etat limite de service(ELS):

On s'intéresse aux conditions d'exploitations de la structure en vérifiant :

- La contrainte de compression du béton.
- L'ouverture des fissures.
- Les déformations.

On y fait un calcul de types contraints admissibles en supposant un comportement linéaire élastique du matériau.

I.6 BETON :

I.6.1.Résistance à la compression : C.B.A 93 [A-2-1-1-1].

Dans le cas courant, le béton est caractériser du point de vue mécanique par sa résistance caractéristique a la compression a l'âge de 28 jours .notée : f_{c28} et choisies a priori compte

Tenu des possibilités locales et des règles de contrôle qui permettent de vérifier qu'elle est atteinte.

Pour le choix de la valeur de f_{c28} on peut considérer que :

On obtient facilement 25 MPa sur les chantiers faisant l'objet d'un contrôle régulier. Soit dans notre projet : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

La résistance à la compression a « j » jours est donnée par :

$$f_{cj} = \frac{j}{4.86 + 0.83j} \times f_{c28} \Rightarrow f_{c28} \leq 40 \text{ MPA}$$

Et

pour $j > 28$ jours.

$$f_{cj} = \frac{j}{1.4 + 0.95j} \times f_{c28} \Rightarrow f_{c28} > 40 \text{ MPA}$$

I.6.2.Résistance à la traction : C.B.A 93 [A-2-1-1-2].

La résistance caractéristique à la traction du béton à « j » jours notée « f_{tj} » est conventionnellement définie par la relation:

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 \times f_{tj} \Rightarrow f_{tj} \leq 60 \text{ MPA}$$

Pour notre cas : $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$

I.6.3. Déformation longitudinale du béton: C.B.A93 [A.2.1.2.1]

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures. On admet a défaut de mesure, qu'à l'âge de « j » jour le module de déformation longitudinale instantanée du béton (E_{ij}) est égale a :

$$E_{ij} = 11000\sqrt[3]{f_{cj}} = 32164,20MPa$$

[A.2.1.2.2] **CBA 93-** On admet que, Sous contraintes normales d'une longue durée d'application, le module de déformation différée et donnée par :

$$E_{\nu j} = 3700\sqrt[3]{f_{cj}} = 10818,86MPa$$

I.6.4. Module de déformation transversal:

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

\underline{E} : module de Young.

$$\begin{cases} 0 \dots \dots \hat{a} & L' E L S \\ 0,2 \dots \hat{a} & L' E L U \end{cases}$$

$\underline{\nu}$: Coefficients de poisson

I.8 LES CONTRAINTES LIMITES :**I.8.1 Compression :**

Le diagramme contrainte – déformation du béton utilisé dans ce cas est le diagramme de calcul dit « parabole-rectangle » ; il comporte arc de parabole qui s'étend de l'origine des coordonnées jusqu'à son sommet des coordonnées $\epsilon_{bc}=2\%$ et $\sigma_{bc}= f_{bu}$ suivi d'un segment droite parallèle à l'axe des déformations et tangent à la parabole à son sommet.

D'après **CBA 93**, on distingue deux états limites :

- ▲ Etat limite ultime (E L U).
- ▲ Etat limite de service (E L S).

1°-Etat limite Ultime : [A.3.3.2] CBA93

Les sollicitations de calcul à considérer résultent des combinaisons d'action dont on retient les plus défavorables.

$$f_{bu} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b}$$

-La contrainte limite du béton en compression est :

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.5 \text{ en situation durable ou transitoire [SDT]} \\ 1.15 \text{ en situation accidentelle [SA]} \end{cases} \left\{ \begin{array}{l} \text{[MPa]} \\ \text{[MPa]} \end{array} \right.$$

$$\theta = \begin{cases} 1 \text{ pour une durée } > 24 \text{ heures} \\ 0.9 \text{ pour une durée entre } 1h \text{ et } 24h \\ 0.85 \text{ pour une durée } < 1h \end{cases}$$

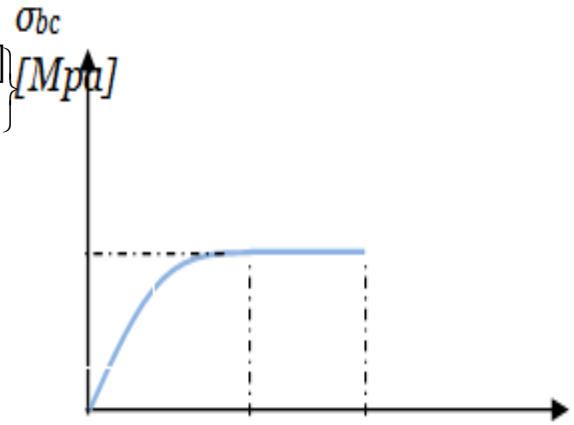


Figure I.1 : Diagramme contrainte – déformation du béton

$$f_{bu} = 14,2 \text{ MPa en SDT}$$

$$f_{bu} = 14,2 \text{ MPa en SA}$$

2°-Etat limite de service : [A.4.5] CBA 93

Les vérifications à effectuer portent généralement sur :

- *Un état limite de compression du béton [A.4.5.2].
- *Un état limite d'ouverture de fissure [A.4.5.3].

Les contraintes de compression du béton est limite à $0.6f_{cj}$ dans notre cas $\sigma_{bc \text{ lim}} = 15 \text{ MPa}$.

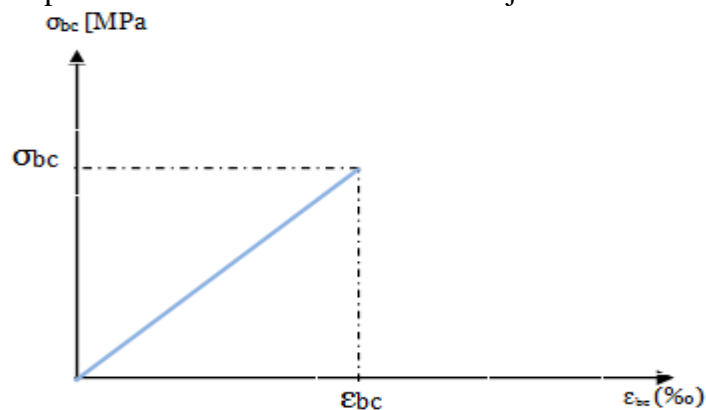


Figure I.2 : Diagramme contrainte – déformation du béton

3° Contrainte Limite de cisaillement :

La contrainte de cisaillement a E L U est définie par :

$$\tau_u = \frac{Vu}{b_o \cdot d}$$

La contrainte admissible de cisaillement est fixée par :

$$\tau_u = \min\left(0,2 \frac{fc28}{\gamma_b}, 5MPa\right) \quad \text{: Fissuration peu préjudiciable.}$$

$$\tau_u = \min\left(0,15 \frac{fc28}{\gamma_b}, 4MPa\right) \quad \text{: Fissuration préjudiciable \& fissuration}$$

Très Préjudiciable.

Dans notre cas : $\tau=3,33$ MPa Fissuration peu préjudiciable.

I.9 ACIER :

I.9.1 Le matériau acier :

Les différents aciers utilisés dans le béton armé se distinguent par leur forme, leur composition, leur mode d'élaboration, ainsi que par leurs propriétés mécaniques.

Du point de vue constructif, on distingue:

- Les ronds lisses de nuance FeE235, pour les armatures transversales.
- Les barres à haute adhérence de nuance FeE400, pour les armatures longitudinales.
- Les treillis soudés : Symbole TS

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier pour toutes les nuances.

$$E_s = 2.10^5 \text{ MPa [A.2.2.1].C.B.A 93.}$$

I.9.2 Diagramme contrainte déformation:

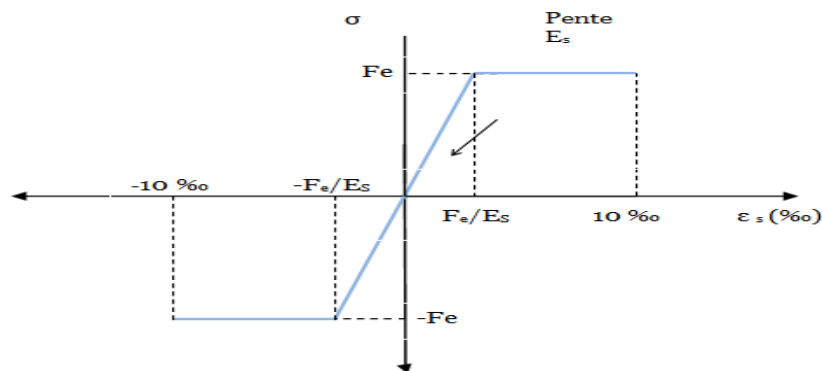


Figure I.3 : Diagramme contrainte – déformation de l'acier

I.9.3 Contrainte limite :

E.L.U : On adopte un diagramme contrainte déformation:

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \Rightarrow \begin{cases} 348\text{MPa en SDT} \\ 400\text{MPa en SA} \end{cases}$$

E.L.S : Dans le cas où la fissuration préjudiciable la contrainte limite de service.

Elle dépend de l'état de fissuration admis:

$$\left\{ \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \Rightarrow \begin{cases} 348\text{MPa en FPP} \\ \text{MIN}(1/2 f_e; 90\sqrt{\eta \times f_{t28}} = 16497\text{MPa en FTP} \\ \text{MIN}(2/3 f_e; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}} = 20163\text{MPa en FP} \end{cases}$$

$\eta = 1$ pour rondes lisses

$\eta = 1.6$ pour acier HA

Règles des trois pivots :

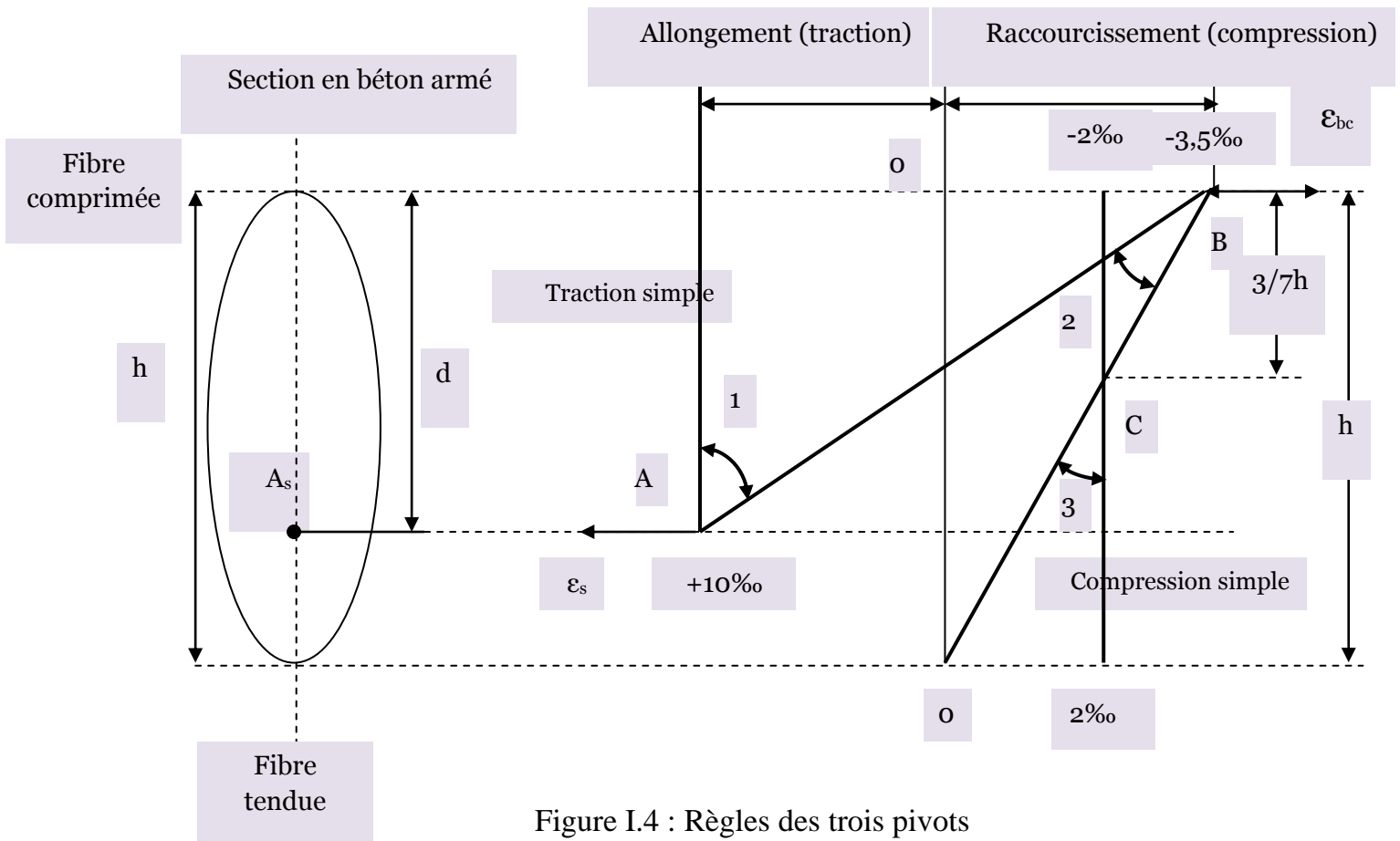


Figure I.4 : Règles des trois pivots

TROIS PIVOTS

- ✓ **Le domaine 1 (pivot A)** : conditionné par l'allongement de l'acier, est celui de la flexion (simple ou composée) sans épuisement de la résistance du béton ; lorsque toute la section est située du côté des allongements, on est évidemment dans le cas de la traction de faible excentricité. (Traction simple ou compression, flexion avec état limite ultime atteint)
- ✓ **Le domaine 2 (pivot B)** : conditionné par le raccourcissement du béton, est celui de la flexion (simple ou composée) avec épuisement de la résistance du béton sur la fibre la plus comprimée ; les armatures voisines de la fibre opposée peuvent alors être soit tendues, soit comprimées avec une petite partie de béton tendu (diagramme voisin de B0). (Flexion avec état ultime atteint dans le béton).
- ✓ **Le domaine 3 (pivot C)**:est celui de la section entièrement comprimée (Compression simple ou composé).

I.10 HYPOTHESE DE CALCUL :**a)E.L.U.**

- Conservation des sections planes avant et après déformation (Théorie de Navet Bernoulli).
- La résistance du béton à la traction est négligeable.
- Pas de glissement relatif entre l'acier et béton.
- Raccourcissement ultime du béton : $\epsilon_{bu}=3,5\%$ en flexion.
 $\epsilon_{bu}=2 \%$ en compression.
- Allongement ultime de l'acier est limité à 10 pour_mille,
- Les diagrammes linéaires de déformation passent obligatoirement par l'un des pivots A, B ou C.

b) E.L.S.

- Constriction des sections planes.
- Le béton a une résistance de traction supposée nulle.
- Pas de glissement relatif béton acier.

- Les contraintes de compression pour le béton et de traction pour l'acier sont supposées. Proportionnellement à leur déformation élastique (Loi de HOOK).

$$(\sigma_b = E_b \cdot \varepsilon_b \text{ et } \sigma_s = E_s \cdot \varepsilon_s).$$

- Par convention $\eta = E_s/E_b$ rapport d'équivalence a pour valeur ($n=15$).
- Il est fait abstraction du retrait et de fluage.

La contrainte limite ultime de résistance à la compression : $f_{bu} = 0.85 \frac{f_{c28}}{\theta \gamma_b}$

I.11 CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX UTILISE :

Béton	Acier
<ul style="list-style-type: none"> ➤ Dosage : 350kg/m3. ➤ $f_{c28} = 25$ MPa. ➤ $f_{t28} = 2,1$ MPa. ➤ $f_{cb} = \sigma_b = 14,2$ MPa. ➤ $\gamma_b = 1,5$. ➤ $E_{ij} = 32164,2$ MPa. ➤ $E_v = 10721,4$ MPa. 	<ul style="list-style-type: none"> ➤ Des barres HA FeE400. ➤ $f_e = 400$ MPa. ➤ $\sigma_s = 348$ MPa. ➤ $E_s = 2.10^5$ MPa. ➤ $\gamma_s = 1,15$. ➤ $\eta = 1,6$.

Tableau I.1 : Caractéristiques des matériaux utilisés

Chapter II

Prédimensionnement des éléments

- 1. descente de charge**
- 2. Pré dimensionnement de *poutres***
- 3. Pré dimensionnement de *poteaux***
- 4. Pré dimensionnement de *voiles***
- 5. Les plancher**

Prédimensionnement des éléments :

DESCENT DE CHARGE:

Charges et surcharges (Voir Document technique réglementaire (DTR B.C.2.2) Relatif aux Charges permanentes et charges d'exploitation)

➤ Charges permanentes:

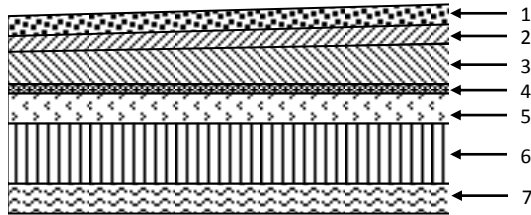


Figure .II 1:Plancher terrasse corps creux)

- 1- Protection lourde 17kn/m^2 ($e_p = 5\text{cm}$)... $0,85 \text{ KN /m}^2$
- 2- Etanchéité multicouche ($e_p = 2\text{cm}$)..... $0,12 \text{ KN /m}^2$
- 3- Forme de pente ($e_p = 7\text{cm}$)..... $1,54 \text{ KN /m}^2$
- 4- Pare vapeur (feutre bitumé)..... $(0,01 \text{ KN/m}^2$
- 5- Isolation thermique en liège 4kn/m^3 ($e_p = 5\text{cm}$) 2.0 KN /m^2
- 6- Plancher corps creux (20 + 4 cm)..... 3.20 KN /m^2
- 7- Enduit de plâtre (0.10kn/m^2 par Cm ($e_p = 2\text{cm}$) $0,20 \text{ KN /m}^2$

$$G = 7,92 \text{ KN /m}^2$$

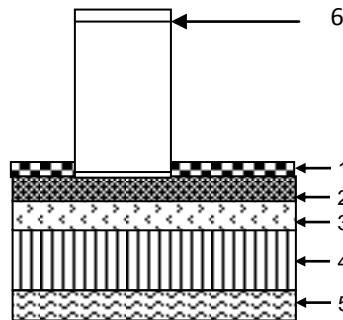


Figure .II 2:Plancher étages courants (corps creux)

1-Revêtement en carrelage	($e_p = 2\text{cm}$).....	0,40 KN /m ²
2-Mortier de pose	($e_p = 3\text{cm}$).....	0,60 KN /m ²
3-Couche de sable	($e_p = 3\text{cm}$).....	0,54 KN /m ²
4-Plancher corps creux	(20 +4cm).....	3,20KN /m ²
5-Enduit de plâtre	($e_p = 2\text{cm}$).....	0,20 KN /m ²
6-Maçonnerie en brique creuse	($e_p = 10\text{cm}$).....	0,90 KN /m ²
		$G = 5,84\text{KN/m}^2$

➤ **Surcharges d’exploitation:**

Plancher terrasse.....	1,00 KN /m ²
Plancher étages courants	2,50 KN /m ²
Escalier	2,50 KN /m ²

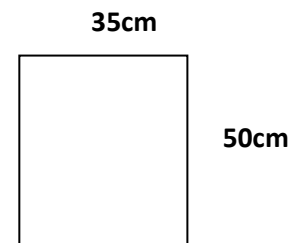
pré dimensionnement des poutres :

Les poutres sont des éléments en béton armé coulé sur place dont le rôle est l’acheminement des charges et surcharges émanant des planchers aux éléments verticaux (poteaux ; voiles).

On distingue les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles et les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

II.2 BLOC 01 et BLOC 02

II.2.1. Poutres principales :



a) La hauteur h_t :

Figure .II 3: des poutres principales

La hauteur h_t est donnée par :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

Avec : L_{\max} : longueur libre entre nus d’appuis

h_t : hauteur totale de la poutre

$$\frac{585}{15} \leq h_t \leq \frac{585}{10}$$

$$39 \leq h_t \leq 58.5 \text{ cm}$$

Nous prenons : $h_t = 50 \text{ cm}$

b) La largeur b :

$$0,4 h_t \leq b \leq 0,8 h_t$$

$$20 \leq b \leq 40$$

Nous prenons : $b = 35 \text{ cm}$

C) Vérification des exigences du RPA 99 Version 2003 (Art 7-4- 1):

$$b = 35 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$$

$$h_t = 50 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$$

$$\frac{h_t}{b} = \frac{50}{35} = 1.43 < 4$$

⇒ Conditions vérifiées

II.2.2. Poutres secondaires:

a) La hauteur h_t:

$$31.67 \leq h_t \leq 47.5 \text{ cm}$$

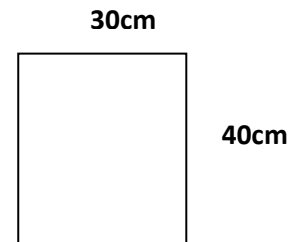


Figure .II 4:des poutres secondaires

Nous prenons: $h_t = 40 \text{ cm}$

b) La largeur b :

$$0,4 h_t \leq b \leq 0,8 h_t$$

$$16 \leq b \leq 32 \text{ cm}$$

Nous prenons : $b = 30 \text{ cm}$

c) Vérification des exigences du RPA 99 Version 2003 (Art 7-4-1):

$$b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$$

$$h_t = 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$$

$$\frac{h_t}{b} = \frac{40}{30} = 1.33 < 4$$

⇒ Conditions vérifiées

BLOC CENTRAL:**Poutres principales:****a) La hauteur h_t :**

$$\frac{840}{15} \leq h_t \leq \frac{840}{10}$$

$$56 \leq h_t \leq 84 \text{ cm}$$

Nous prenons : $h_t = 70 \text{ cm}$

b) La largeur b :

$$0,4 h_t \leq b \leq 0,8 h_t$$

$$28 \leq b \leq 56$$

Nous prenons : $b = 45 \text{ cm}$

c) Vérification des exigences du RPA 99 Version 2003 (Art 7-4- 1):

$$b = 45 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$$

$$h_t = 70 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$$

$$\frac{h_t}{b} = \frac{70}{45} = 1.55 < 4$$

\Rightarrow Conditions vérifiées

Poutres secondaires:**a) La hauteur h_t :**

$$\frac{680}{15} \leq h_t \leq \frac{680}{10}$$

$$45.33 \leq h_t \leq 68 \text{ cm}$$

Nous prenons: $h_t = 50 \text{ cm}$

b) La largeur b :

$$0,4 h_t \leq b \leq 0,8 h_t$$

$$22 \leq b \leq 44 \text{ cm}$$

Nous prenons : $b = 35 \text{ cm}$

c) Vérification des exigences du RPA 99 Version 2003 (Art 7-4-1):

$$b = 35 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$$

$$h_t = 50 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$$

$$\frac{h_t}{b} = \frac{50}{35} = 1.42 < 4$$

⇒ Conditions vérifiées

Pré dimensionnement des poteaux:

Les poteaux sont des éléments en béton armé dont la forme est généralement carrée, rectangulaire ou circulaire.

Le pré dimensionnement des poteaux se fait à l'ELS et en compression simple. En supposant

que le béton reprend lui seul l'effort normal, en calculant la descente de charge sur un ou plusieurs poteaux, en tenant compte de la dégression de charge.

La section du poteau est donnée par la formule suivante :

➤ *Method de calcul :*

Pour la prédimensionnement des poteaux on suppose que ces derniers sont soumis à une Compression Centrée.

La prédimensionnement se fait pour le poteau le plus sollicité et la section obtenue sera généralisée pour les autres poteaux du même niveau.

Comme le nombre d'étage de ce Bâtiment est (05) cinq étages, l'évaluation des charges d'exploitation sera effectuée à l'aide de la loi dégression.

Leur pré dimensionnement doit respecter les trois conditions suivantes :

- a. Conditions de résistance.
- b. Conditions de stabilité.
- c. Conditions imposée par le RPA 99.

a. Conditions de résistance :

On sait que :

$$Br \leq \frac{K \times B \times Nu}{\theta (\sigma_{bc}/0,9) + 0,85(A/Br) \sigma_s}$$

D'après BAEL 91. On prend $A/B_r = 1\% = 0,01$ avec

B_r : Section Net du béton ; ($B_r = (a-2)(b-2) m^2$).

θ : Facteur correcteur pour la durée d'application des charges $k = 1$, les charges étant appliquée généralement après 90 jours.

σ_{bc} = résistance de calcul du béton en compression à l'état ultime.

$$N_u = 1,35 N_g + 1,5 N_q .$$

N_g : Effort normal du aux charges permanentes .

N_q : Effort normal du aux charges d'exploitations .

IL se calcul en appliquant la loi de digression des charges d'exploitations.

β : Coefficient qui dépend de l'élancement du poteaux.

$$\beta = 1 + 0,2 (\lambda / 35)^2 \text{ avec } \lambda \leq 35.$$

Pour toute les armatures participe on Prend $\lambda = 35 \longrightarrow \beta = 1,2$

$\sigma_s = f_e / \gamma_s = 348 \text{ Mpa}$: résistance de calcul des aciers à L'ELU.

La formule (*) est simplifiée et devient :

$$Br \geq \frac{1,2 x Nu}{15,78 + 0,85 \frac{\sigma_s}{1000}}$$

Donc $B_r \geq 0,0064 x N_u$ (Unité (cm²) ; (MN))

$$N_u = \Sigma q_i = q_1 + q_2 + q_3 + q_4 + q_5$$

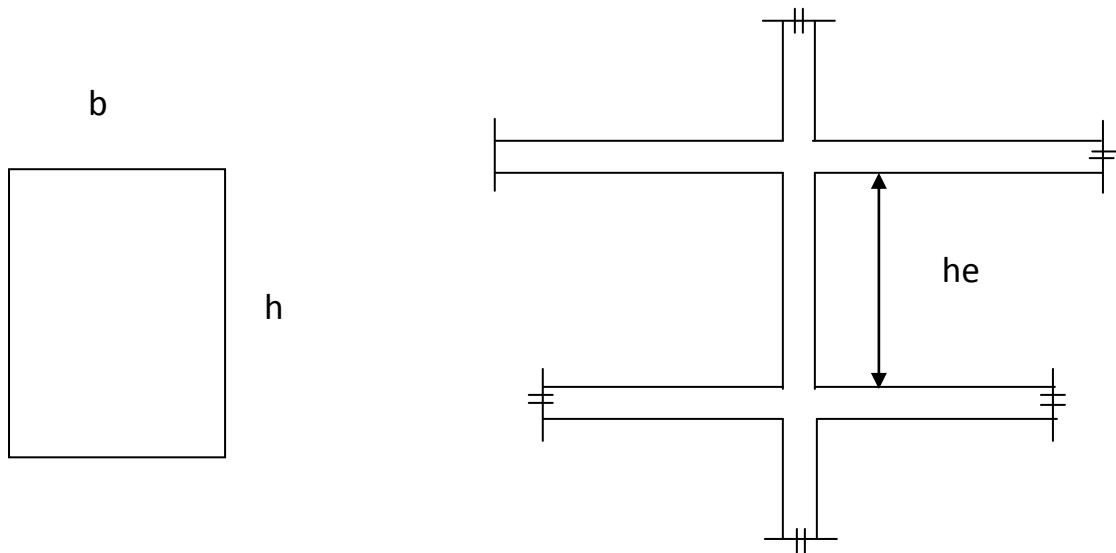


Figure .II 5:hauteur libre de poteau

Ou : q_1 : Poids de la poutre principale.

q_2 : Poids de la poutre secondaire

q_3 : Poids de la poutre du plancher

q_4 : Charge d'exploitation

q_5 : Poids du mur supporté par les deux poutres (de remplissage ou l'acrotère).

Poteau Central :

$$S = (5+4.73) x (4.75+4.75) * 1/4=23.11\text{m}^2$$

$$q = b \times h \times \rho_b \times \frac{l_0 + L_1}{2}$$

$$q_2 = b \times h \times \rho_b \times \frac{L_2 + L_3}{2}$$

$$q_3 : G_p \times S_p$$

$$S_p : \frac{1}{4} (L_0 + L_1) + (L_2 + L_3)$$

$$q_4 : G_p \times S_p$$

$$q_5 : 0$$

Ou :

b: Largeur de la poutre considérée.

h: Hauteur de la poutre considérée.

H : Hauteur du mur de remplissage.

ρ_b : masse volumique du béton.

S_p : surface du plancher.

L_1 ,

L_2 : L'entre axe de deux poteaux contigus.

b. Conditions de stabilité de forme :

On sait que

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \leq 35 \text{ Avec : } l_f = 0.7l_0 ; i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

I : moment d'inertie de la section du poteau

B : section du béton.

λ : l'élancement.

c. Conditions imposées par le RPA 99 :

Pour Zone II : On a.

$$1- \min (h_1, b_1) \geq 25 \text{ cm}$$

$$2- \min (h_1, b_1) = h_e / 20$$

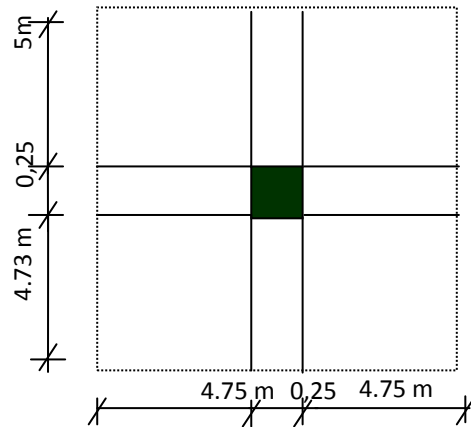


Figure .II 6: La surface afférente du poteau

3- $\frac{1}{4} \leq b_1 \leq 4$.

Avec

h_e : la hauteur libre d'étage.

✓ **Application de la méthode :**

➤ **Schéma de dégression :**

terrasse : $N_{q0} = Q_0 \dots\dots\dots = 100 \text{ Kg/m}^2$
 9^{ème} étage : $N_{q1} = Q_0 + Q_1 \dots\dots\dots = 350 \text{ Kg/m}^2$
 8^{ème} étage : $N_{q2} = Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2) \dots\dots\dots = 575 \text{ Kg/m}^2$
 7^{ème} étage : $N_{q3} = Q_0 + 0,9 (Q_1 + Q_2 + Q_3) \dots\dots\dots = 775 \text{ Kg/m}^2$
 6^{ème} étage : $N_{q4} = Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) \dots\dots\dots = 950 \text{ Kg/m}^2$
 RDC : $N_{q5} = Q_0 + 0,80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) \dots\dots\dots = 1100 \text{ Kg/m}^2$

Loi de dégression :

Soit Q_0 la charge d'exploitation sur le toit ou la terrasse couvrant le bâtiment,
 Q_1, Q_2, Q_3, Q_n les charges d'exploitation respectives des planchers des étages 1,2,3...n
 numérotés à partir du sommet du bâtiment.

On adoptera pour le calcul des points d'appui les charges d'exploitation suivantes :

Sous toit ou terrasse..... Q_0

Sous dernier étage (étage 1) $Q_0 + Q_1$

Sous étage

Immédiatement

Inférieur (étage 2) $Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2)$

(étage 3) $Q_0 + 0,9 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$

(étage 4) $Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$

.....

(étage n) $Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + Q_3 \dots Q_n)$

Le coefficient $\frac{3+n}{2n}$ étant valable pour $n \geq 5$

1/BLOC01:

Exemple de calcul :

Condition de résistance :

$$q_1 = 0,35 \times 0,50 \times 2500 \times 4.87 = 2128.44.$$

$$q_2 = 0,40 \times 0,3 \times 2500 \times 4.75 = 1425.$$

$$q_3 = 23.11 \times 792 = 18303.12$$

$$q_4 = 100 \times 23.11 = 2311.$$

$$q_u = 1,35 (q_1 + q_2 + q_3) + 1,5 q_4 = 32972.86$$

$$N_u = 1,15 \times \rho_u = 37918.78 \quad \text{Kg.}$$

$$B_r = 242.68 \text{ cm}^2.$$

Soit $b = h = 35 \text{ cm.}$

$$D'ou B_r = 35^2 = 1225 \text{ cm}^2.$$

Critère de flambement :

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \leq 35 \quad \text{Avec: } l_f = 0.7l_0; \quad i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

$$L_f = 0,7 \times L_0 = 0,7 \times 3,06 = 214,2 \text{ cm}$$

$$\lambda = 3 \cdot 16 \frac{l_f}{b} = \frac{214.2}{35} = 21.17 < 35 \dots \text{condition vérifiée}$$

Vérification des conditions imposée par le RPA 99 :

1- $\min (b, h) \geq 25 \text{ cm}$ condition vérifiée

2- $\min (b, h) = h_e / 20 = 306/20 = 15.3 \text{ cm}$ \therefore condition vérifiée

3- $\frac{3l}{4} = \frac{b}{h} = 4$ condition vérifiée

Donc, Un poteau de $(35 \times 35) \text{ cm}^2$ est bien convenable

N.B : les autres calculs sont effectués de la même façon et récapitulés dans les tableaux suivants:

Niveau	De haut en bas	Coefficient	Surface (m ²)	Nq étage (kg/m ²)	Nq xsurface (KN)	(1.5*Nq) cumuli (KN)	Ng (kg/m ²)	Ng*surface (KN)	Ng cumulé(KN)	P P (étage)(KN)	P P cumulé(KN)	PS étage(Kg)	PS cumulé(Kg)	1.35 (Ng+PS+PP) cumulé(KN)	Pu = 1.35 g + 1.5 Q(KN)	Nu = 1.15 Pu(KN)	Br ≥ 0.0064 Nu(cm ²)	A ² (cm ²)	a (cm)	A (cm)	B (cm)	S (cm ²)
Terrasse		-	23.11	100	23.11	34.67	792	183.03	183.03	21.28	21.28	1425	1425	295.06	329.73	379.19	242.68	243.36	15.6	35	35	1225
5	1	-	23.11	250	57.78	121.33	584	134.96	317.99	21.28	42.56	1425	2850	525.23	646.56	743.55	475.9	476.98	21.84	35	35	1225
4	2	0.95	23.11	250	57.78	207.99	584	134.96	452.95	21.28	63.85	1425	4275	755.40	963.39	1107.90	709.06	709.7	26.64	35	35	1225
3	3	0.90	23.11	250	57.78	294.65	584	134.96	587.91	21.28	85.14	1425	5700	985.58	1280.23	1472.26	942.25	943.47	30.72	40	40	1600
2	4	0.85	23.11	250	57.78	381.32	584	134.96	722.88	21.28	106.42	1425	7125	1215.75	1597.06	1836.62	1175.44	1176.81	34.30	40	40	1600
1	5	0.80	23.11	250	57.78	467.98	584	134.96	857.84	21.28	127.70	1425	8550	1445.92	1913.89	2200.98	1408.63	1410.13	37.55	40	40	1600

Tableau. II 1: tableau récapitulatifs des sections des poteaux

BLOC03:

$$S = (6.80+4.20) \times (5.85+3.88) \times 1/4 = 26.76 \text{ m}$$

Niveau	De haut en bas	Coefficient	Surface (m ²)	Nq étage(kg/m)	Nqx surface(kg)	(1.5*Nq)cumulé(kg)	Ng(kg/m ²)	Ng * surface(KN)	Ng cumulé(KN)	P P (étage)(KN)	P P cumulé(KN)	PS étage(KN)	PS cumulé(KN)	1.35 (Ng+PS+PP) cumulé(KN)	Pu = 1.35 g + 1.5 Q(KN)	Nu=1.15 Pu(KN)	Br ≥ 0.0064 Nu(cm ²)	a ² (cm ²)	a (cm)	A (cm)	B (cm)	S (cm ²)
Terrasse		-	26.76	100	2676	4014	792	211.94	211.94	38.31	38.31	24.06	24.06	370.32	410.46	542.84	347.42	348.19	18.66	35	35	1225
5	1	-	26.76	250	6690	14049	584	156.28	368.22	38.31	76.62	24.06	48.13	665.50	805.99	926.89	593.21	594.38	24.38	35	35	1225
4	2	0.95	26.76	250	6690	24084	584	156.28	524.49	38.31	114.94	24.06	72.19	960.69	1201.53	1381.75	884.32	885.66	29.76	35	35	1225
3	3	0.90	26.76	250	6690	34119	584	156.28	680.77	38.31	153.25	24.06	96.25	1255.87	1597.06	1836.62	1175.43	1176.49	34.30	40	40	1600
2	4	0.85	26.76	250	6690	44154	584	156.28	837.05	38.31	191.56	24.06	120.31	1551.05	1992.59	2291.48	1466.55	1468.42	38.32	40	40	1600
1	5	0.80	26.76	250	6690	54189	584	156.28	993.33	38.31	229.87	24.06	144.38	1846.23	2388.12	2746.34	1757.66	1758.96	41.94	40	40	1600

Tableau. II 2: tableau récapitulatifs des sections des poteaux

$$S = (6.80+4.20) \times (8.40+2.25) \times 1/4 = 29.29 \text{ m}^2$$

Niveau	De haut en bas		Surface (m ²)	Nq étage(Kg/m ²)	Nq x surface(KN)	(1.5 * Nq) cumulé(KN)	Ng(Kg/m ²)	Ng * surface(KN)	Ng cumulé(KN)	P P (étage)(KN)	P P cumulé(KN)	PS étage(KN)	PS cumulé(KN)	1.35 (Ng+PS+PP) cumulé(KN)	Pu = 1.35 g + 1.5 Q(KN)	Nu = 1.15 Pu(KN)	Br ≥ 0.0064 Nu (cm ²)	a ² (cm ²)	a (cm)	A (cm)	B (cm)	S (cm ²)
Terrasse	-	-	29.29	100	29.29	43.94	792	231.98	231.98	41.93	41.93	24.06	24.06	402.26	446.19	513.13	328.40	329.13	18.14	45	30	1350
5	1	-	29.29	250	73.23	153.77	584	171.05	403.03	41.93	83.87	24.06	48.13	722.28	876.06	1007.46	644.78	645.79	25.41	45	30	1350
4	2	0.95	29.29	250	73.23	263.61	584	171.05	574.08	41.93	125.80	24.06	72.19	1042.30	1305.91	1501.79	961.15	962.39	31.02	45	30	1350
3	3	0.90	29.29	250	73.23	373.45	584	171.05	745.14	41.93	167.74	24.06	96.25	1362.31	1735.77	1996.13	1277.52	1278.95	35.76	50	40	2000
2	4	0.85	29.29	250	73.23	483.29	584	171.05	916.19	41.93	209.67	24.06	120.31	1682.34	2165.62	2490.47	1593.89	1593.61	39.92	50	40	2000
1	5	0.80	29.29	250	73.23	593.12	584	171.05	1087.24	41.93	251.61	24.06	144.38	2002.36	2595.48	2984.79	1910.27	1912.02	43.73	50	40	2000

Tableau. II 3: tableau récapitulatifs des sections des poteaux

N.B: Ng: charge permanente du plancher. Pp: poids propre de la poutre principale S: surface afférente du plancher.

Nq: charge d'exploitation du plancher.

Ps: poids propre de la poutre secondaire

Pré dimensionnement des voiles:

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place. Ils sont destinés d'une part à reprendre une partie des charges verticales et d'autre part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des chargements horizontaux.

Leur pré dimensionnement se fera conformément à (Art 7-7-1 du RPA99)

L'épaisseur (e)

Elle est déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage (h_e) et des conditions de rigidité aux extrémités.

$$h_{e \max} = 3.06 \text{ m}$$

$$e = \max \left(\frac{h_e}{25}, \frac{h_e}{22}, \frac{h_e}{20} \right) = \frac{h_e}{20}$$

$$e = \frac{306}{20} = 15.3 \text{ cm}$$

Avec :

$h_{e(\max)}$: Hauteur libre du RDC

Vérification des exigences du RPA99 (Art 7, 7, 1)

Ils sont considérés comme voiles de contreventement les voiles satisfaisants à la condition :

$$L_{\min} \geq 4.e$$

$$L_{\min} = 1,5 \text{ m} \geq 4 \times 0,15 = 0,6 \text{ m}$$

Condition vérifiée

L_{\min} : portée minimale des voiles

L'ouvrage de groupe d'usage (2) sera implanté à Tizi-ouzou, zone de moyenne sismicité (IIa). L'épaisseur minimale exigée est de 15 cm.

- $e = 15.3 \text{ cm} > e_{\min} = 15 \text{ cm}$

Condition vérifiée

Conclusion

On adoptera une épaisseur des voiles : $e = 20$ cm.

Les planchers :

Les planchers sont des éléments horizontaux plans qui permettent la séparation entre deux niveaux successifs et déterminent les différents niveaux d'un bâtiment.

On a types des planchers dans notre projet : Plancher en corps creux.

II.5.1. Plancher à corps creux :

du L'épaisseur planches corps creux doit être telle que sa déformation reste suffisamment faible On utilise la condition de flèche (rigidité) suivante:

$$h_t = (L/20 \div L/25) .$$

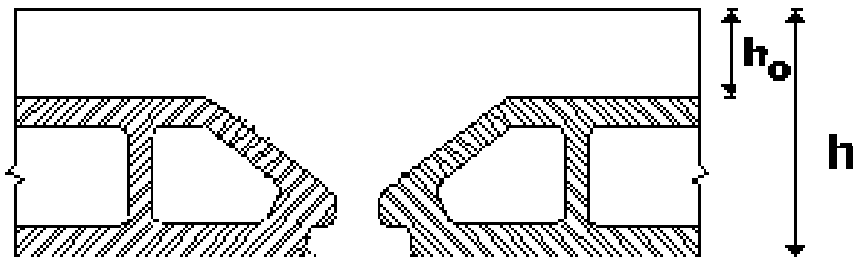


Figure .II 7: coupe d'un plancher à corps creux

h_t : l'épaisseur totale du plancher.

L : la plus grande portée entre nus d'appuis de la poutrelles.

Dans notre cas ; nous avons :

$$L/25 \leq h_t \leq L/20$$

$$23 \leq h_t \leq 28.75$$

On prend $h_t = (20+4)$ cm = 24cm

Avec : 4 cm = épaisseur de la table de compression

20 cm = épaisseur du corps creux.

pour ne pas nuire à L'aspect architecturale et à L'utilisation de la construction . pour la détermination de l'épaisseur du plancher.

II.5.2. études des poutrelles :

a/dimension:

$$h_t = 24 \text{ cm.}$$

$$h_0 = 4 \text{ cm.}$$

$$b_0 = 12 \text{ cm.}$$

$$h_t - h_0 = 20 \text{ cm.}$$

$$b = 60 \text{ cm.}$$

II.5.3. EVALUATION DES CHARGES:

Les charges sur poutrelles sont évaluées comme suite :

$$\text{Terrasse : } G = 792 \text{ kg/m}^2 \quad ; \quad P = 100 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Etage courant : } G = 584 \text{ kg/m}^2 \quad ; \quad P = 250 \text{ kg/m}^2$$

Les charges sont récapitulées dans le tableau suivant :

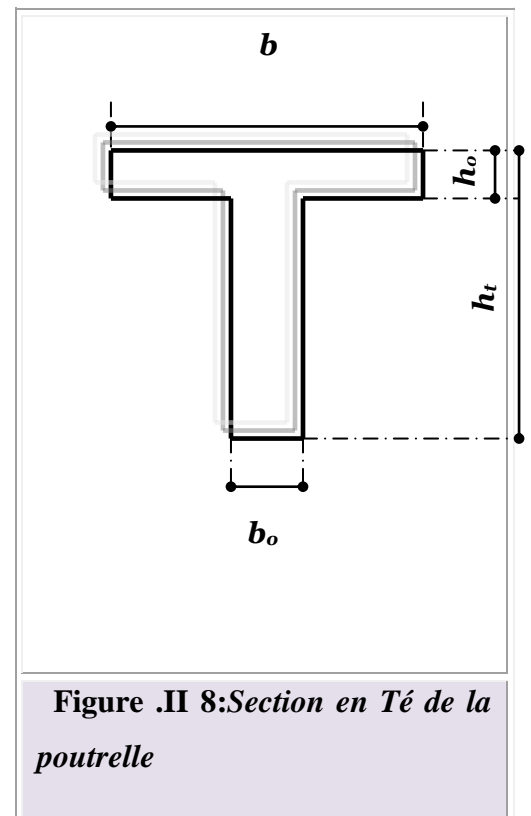


Figure .II 8:Section en Té de la poutrelle

	Terrasse [kg/ml]	Etage courant [kg/ml]
ELU	$(1.35 \times 792 + 1.5 \times 100) \times 0.6 = 731.52$	$(1.35 \times 584 + 1.5 \times 250) \times 0.6 = 698.04$
ELS	$(792 + 100) \times 0.6 = 535.2$	$(584 + 250) \times 0.6 = 500.4$

Tableau. II 4: évaluation des charges sur les poutrelles

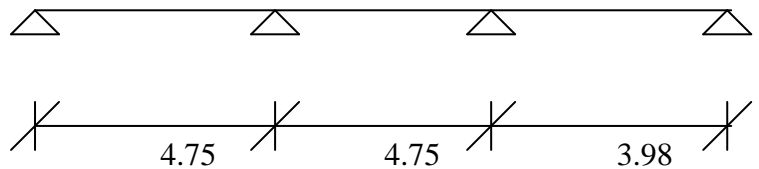
II.5.4. TYPE DES POUTRELLES :

A/plancher terrasse : (inaccessible)

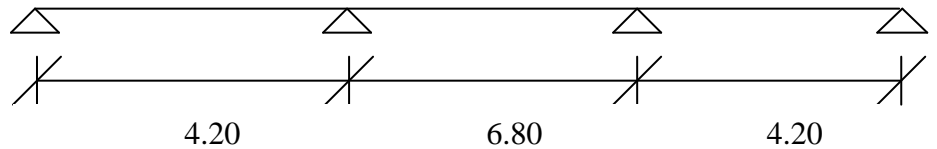
Le plancher terrasse à corps creux présente.

types de poutrelles

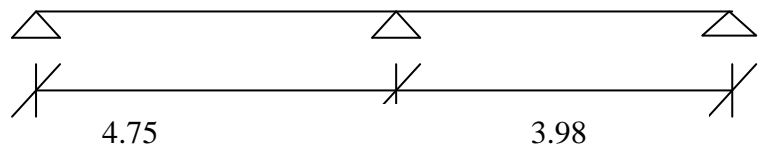
Type 1



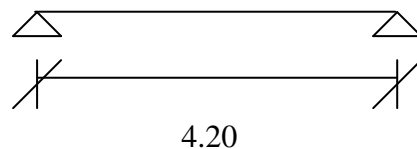
Type 2



Type 3



Type 4



BAEL 91(art 8.6.22.10)

Méthode de calcul (Méthode forfaitaire) :

La méthode forfaitaire est applicable au calcul des poutres, notamment aux nervures, des planchers à surcharges modérées à condition de vérifier ce qui suit :

- 1- La fissuration est considérée comme peu -préjudiciable.
- 2- L'absence de charge rapidement variable dans le temps et de position.
- 3- La surcharge d'exploitation est modérée c'est -à- dire: $Q \leq \max \{2G ; 5 \text{ KN/m}^2\}$.
- 4- Les éléments de poutre ont une section constante.
- 5- Les rapports d'une portée sur les portées voisines sont compris entre 0,8 et 1,25

La condition $0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25$.

Dans le cas où l'une de ces (05) conditions complémentaires n'est pas satisfaisante, on peut appliquer la méthode de calcul des planchers à charge d'exploitation relativement élevée (méthode de A. QAQUOT).

Principe de la méthode :

La méthode consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travée et sur appuis en des fonctions fixées forfaitairement de la valeur maximale du moment fléchissant M_0 dans la travée dite de comparaison, c'est - à - dire dans la travée isostatique indépendante de même portée soumise aux mêmes charges que la travée considérée.

- ✓ $\alpha = Q/G+Q$.
- ✓ M_0 : La valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de comparaison.
- ✓ M_w et M_e les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et droite dans la travée considérée.
- ✓ M_t : moment maximal en travée dans la travée considérée.

M_t , M_e et M_w doivent vérifier les conditions suivantes :

- 1) $M_t \geq \max (1,05M_0 ; (1+0,3\alpha) M_0) - (M_w + M_e)/2$
- 2) $M_t \geq (1 + 0,3\alpha) \frac{M_0}{2}$ Travée intermédiaire.
- 3) $M_t \geq (1,2 + 0,3\alpha) \frac{M_0}{2}$ Travée de rive.

4.75/4.75 = 1..... condition vérifiée

6.80/4.2 = 1,62..... condition non vérifiée

4.75/3.98 = 1.19..... condition vérifiée

4. La fissuration est considérée comme peu nuisible.

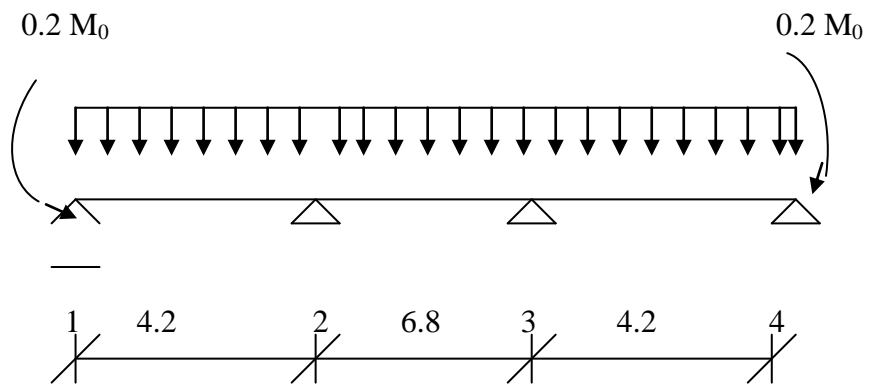
Remarque : La méthode forfaitaire applicable de la type 1 ; 3 et 4

Exemple de calcul :

1-méthode des trois moments : ..Type 2:

Type 2

Schéma statique



$$M_2L_2+2M_3(L_2+L_3)+M_4 L_3= - 6EI(\theta_3^g + \theta_4^d)$$

On soit que:

$$M_1=0.2M_0$$

$$M_4=0.2M_0$$

$$\theta_2^g = q \cdot L_1^3 / (24EI)$$

$$\theta_2^d = \theta_3^g = q \cdot L_2^3 / (24EI)$$

$$\theta_3^d = q \cdot L_3^3 / (24EI)$$

$$M_0=q \cdot L^2/8$$

$$L_1=4.2m.$$

$$L_2=6.8m.$$

$$L_3=4.2m.$$

$$0,2 \cdot q \cdot L_1^2/8 \cdot L_1+2M_2(L_1+L_2)+M_3 L_2= - 6EI([q \cdot L_1^3 / (24EI)] + [q \cdot L_2^3 / (24EI)])$$

$$M_2L_2+2M_3(L_2+L_3)+0,4 \cdot q \cdot L_1^2/8 \cdot L_3= - 6EI([q \cdot L_1^3 / (24EI)] + [q \cdot L_2^3 / (24EI)])$$

Tous calcul fait ;on obtient les systèmes d'équation suivant :

$$22M_2+6.8M_3 = - 98.98q$$

$$6.8M_2 + 22M_3 = -98.98q$$

$$M_2 = -3.43q$$

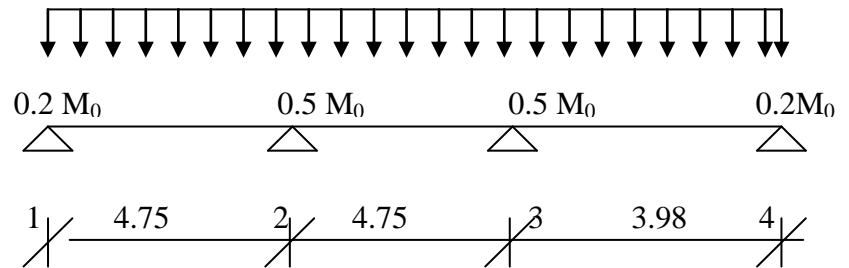
$$M_1 = 0.441q$$

$$M_3 = -3.44q$$

$$M_4 = 0.441q$$

2-méthode forfaitaire:

Type 1:



* travée de rive: (1--2)

$$M_t + (M_w + M_e) / 2 \geq \max [(1 + 0.3\alpha), 1.05] \cdot M_0$$

$$\Rightarrow M_t \geq \max [(1.2 + 0.3\alpha) / 2] M_0$$

$$\alpha = P / (P + G) = 100 / (100 + 792) = 0.112$$

$$\text{donc : } M_{t3} + [(0.2 + 0.5) / 2] \cdot M_0 \geq \max [1.03, 1.05] \cdot M_0$$

$$M_{t3} \geq 0.7 M_0 \Rightarrow M_{t3} = 0.7 M_0$$

ELU : $q_u = 731.52 \text{ kg/ml}$

$$M_{03} = q_u \cdot L_3^2 / 8 = [731.52(4.75)^2] / 8 = 2063.115 \text{ kg.m}$$

$$M_{t3U} = 0.7 M_0 = 0.7(2063.115) = 1444.181 \text{ kg.m}$$

ELS : $q_s = 535.2 \text{ kg/ml}$

$$M_{03} = q_s \cdot L_3^2 / 8 = [535.2(4.75)^2] / 8 = 1509.431 \text{ kg.m}$$

$$M_{t3Ser} = 0.7 M_0 = 0.7(1509.431) = 1056.602 \text{ kg.m}$$

* travée intermédiaire : (3--4 , 2--3)

$$M_{t2} + (0.5M_o + 0.5M_o)/2 \geq 1.05M_o$$

$$M_{t2} \geq [(1+0.3\alpha)/2] M_o \Rightarrow M_{t2} \geq 0.517 M_o$$

$$\text{Donc } M_{t2} = 0.6 M_o$$

$$M_{t1} + (0.5M_o + 0.2M_o)/2 \geq 1.05M_o \Rightarrow M_{t1} \geq 0.7M_o$$

$$M_{t1} \geq [(1+0.3\alpha)/2] M_o \Rightarrow M_{t1} \geq 0.517 M_o$$

$$\text{Donc } M_{t1} = 0.7 M_o$$

calcul de l'effort tranchant "T" :

$$T_e = (M_e - M_w)/L + q.L/2.$$

$$T_w = (M_e - M_w)/L - q.L/2.$$

Type 1

moments en appuis :

$$\text{ELU : } q_u = 731.52 \text{ kg/m}$$

$$\text{ELS : } q_{ser} = 535.2 \text{ kg/m}$$

$$M_1 = 412.6$$

$$M_1 = 301.9$$

$$M_2 = 1031.6$$

$$M_2 = 754.7 \quad (\text{kg.m})$$

$$M_3 = 1031.6$$

$$M_3 = 754.7$$

$$M_4 = 289.7$$

$$M_4 = 211.9$$

Moments en travées :

ELU :

ELS :

$$M_1 = 1444.181$$

$$M_1 = 1056.602$$

$$M_2 = 1237.92$$

$$M_2 = 905.64 \quad (\text{kg.m})$$

$$M_3 = 1013.95$$

$$M_3 = 741.65$$

Type 2

Moment en appuis :

ELU :

ELS :

$$M_1 = 322.6$$

$$M_1 = 236.02$$

$$M_2 = -2509.11$$

$$M_2 = -1835.74 \quad (\text{kg.m})$$

$$M_3 = -2516.43$$

$$M_3 = -1841.09$$

$$M_4 = 322.6$$

$$M_4 = 236.02$$

Moment en travée :

ELU :

ELS :

$$M_1 = 1613$$

$$M_1 = 1180.12$$

$$M_2 = 4228.19$$

$$M_2 = 3093.46 \quad (\text{kg.m})$$

$$M_3=1613 \quad M_3=1180.12$$

Type 3:**Moment en appuis :**

ELU : **ELS :**

$$\begin{aligned} M_1 &= 412.6 & M_1 &= 301.88 \\ M_2 &= 1237.7 & M_2 &= 905.65 & (\text{kg.m}) \\ M_3 &= 289.7 & M_3 &= 211.94 \end{aligned}$$

Moment en travée :

ELU : **ELS :**

$$\begin{aligned} M_1 &= 1237.86 & M_1 &= 905.65 \\ M_2 &= 869.06 & M_2 &= 635.83 & (\text{kg.m}) \end{aligned}$$

Type 4:**Moment en appuis :**

ELU : **ELS :**

$$\begin{aligned} M_1 &= 322.6 & M_1 &= 236.02 \\ M_2 &= 322.6 & M_2 &= 236.02 & (\text{kg.m}) \end{aligned}$$

Moment en travée :

ELU : **ELS :**

$$M_1=1371.05 \quad M_1=661.98$$

Plancher étage courante:**moments en appuis :****Type 1**

ELU : $q_u = 698.04 \text{ kg/m}$ **ELS :** $q_{\text{ser}} = 500.4 \text{ kg/m}$

$$\begin{aligned} M_1 &= 393.94 & M_1 &= 282.26 \\ M_2 &= 984.85 & M_2 &= 705.63 & (\text{kg.m}) \\ M_3 &= 984.85 & M_3 &= 705.63 \\ M_4 &= 276.43 & M_4 &= 198.16 \end{aligned}$$

Moments en travées :

ELU : **ELS :**

$$\begin{aligned} M_1 &= 1378.08 & M_1 &= 987.89 \\ M_2 &= 1181.21 & M_2 &= 846.77 & (\text{kg.m}) \\ M_3 &= 967.50 & M_3 &= 693.57 \end{aligned}$$

Type 2**Moment en appuis :**

ELU :	ELS :	
$M_1=307.84$	$M_1=220.68$	
$M_2=-2394.28$	$M_2=-1716.37$	(kg.m)
$M_3=-2401.26$	$M_3=-1721.38$	
$M_4=307.84$	$M_4=220.68$	

Moment en travée :

ELU :	ELS :	
$M_1=1539.18$	$M_1=1183.38$	
$M_2=4034.67$	$M_2=2892.31$	(kg.m)
$M_2=1539.18$	$M_2=1183.38$	

Type 3:**Moment en appuis :**

ELU :	ELS :	
$M_1= 393.74$	$M_1=282.26$	
$M_2=1181.21$	$M_2=846.77$	(kg.m)
$M_3=276.43$	$M_3=198.16$	

Moment en travée :

ELU :	ELS :	
$M_1=1181.21$	$M_1=846.77$	(kg.m)
$M_2=829.29$	$M_2=594.49$	

Type 4:**Moment en appuis :**

ELU :	ELS :	
$M_1=307.84$	$M_1=220.68$	
$M_2=307.84$	$M_2=220.68$	(kg.m)

Moment en travée :

ELU :	ELS :	
$M_1=1308.30$	$M_1=937.87$	(kg.m)

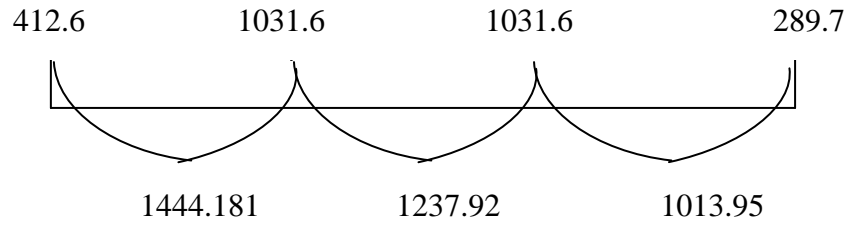
Diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchants:

Planches de terrassement :

Type 1

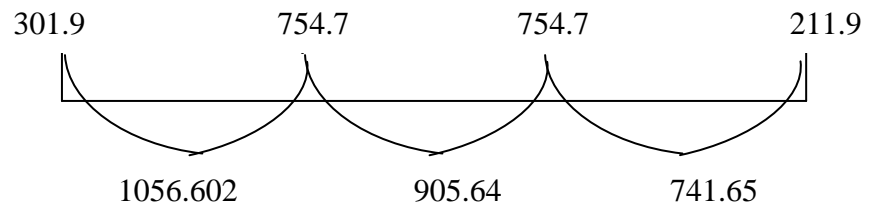
ELU

(M en Kg .m)

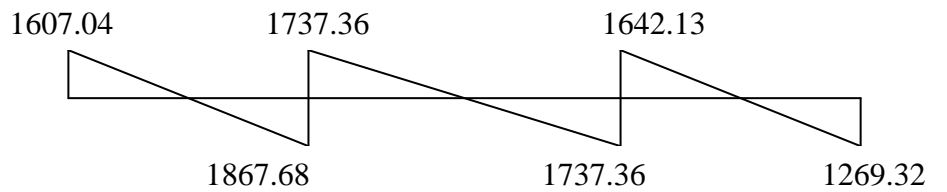


ELS

(M en Kg .m)

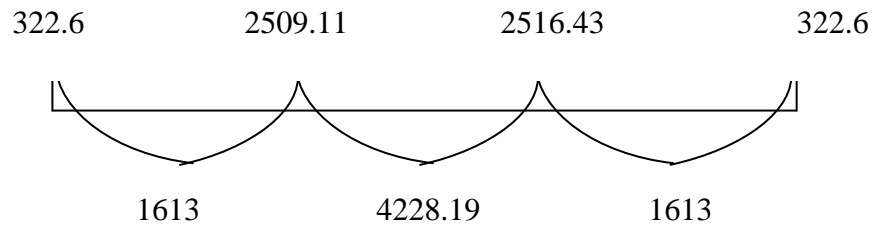


(T en Kg)

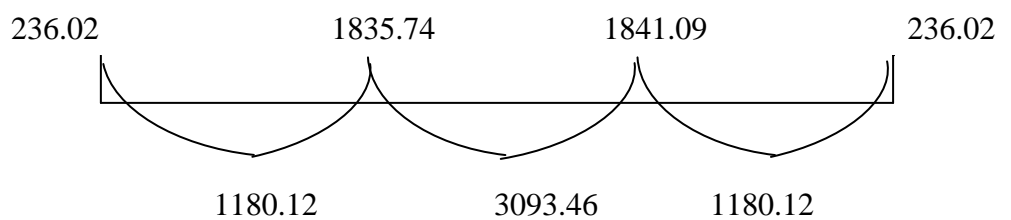


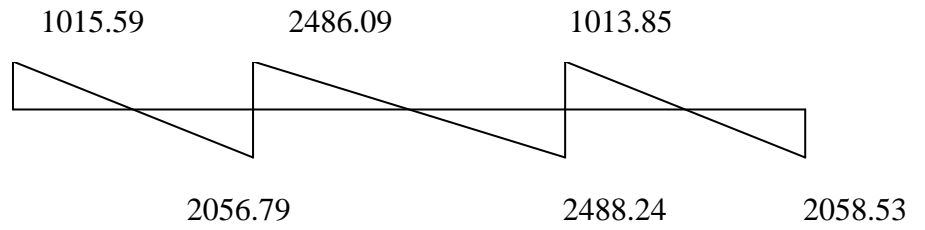
Type 2

ELU

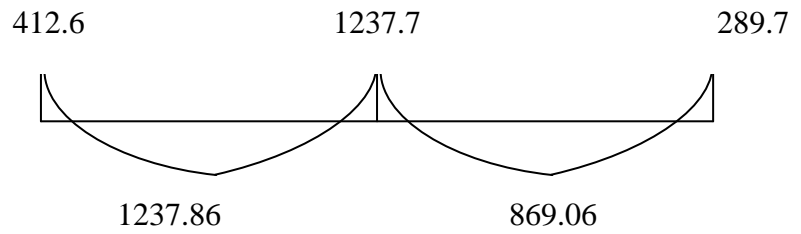


ELS

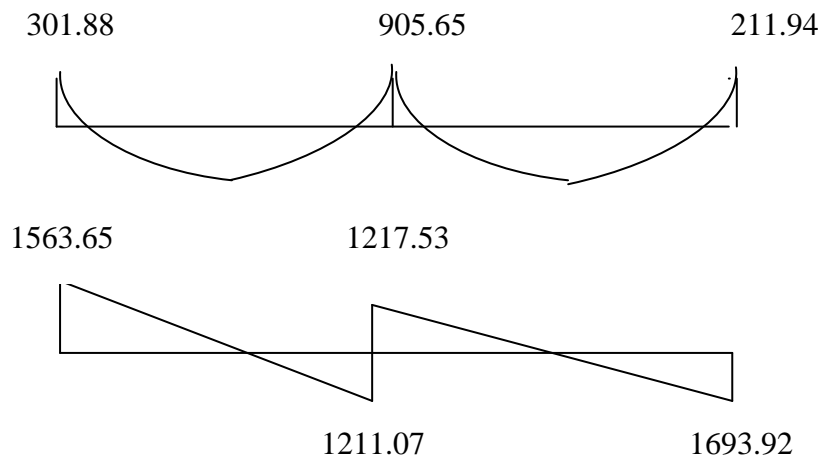




Type 3
ELU

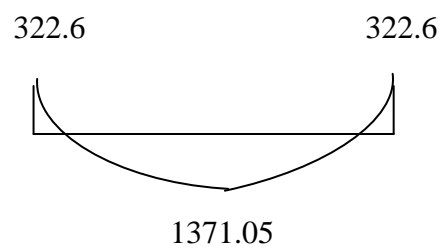


ELS



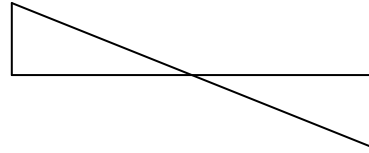
Type 4

ELU



ELS

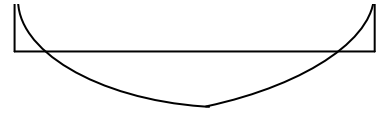
1536.19



1536.19

236.02

236.02



661.98

Plancher des étages courantes :

Type 1

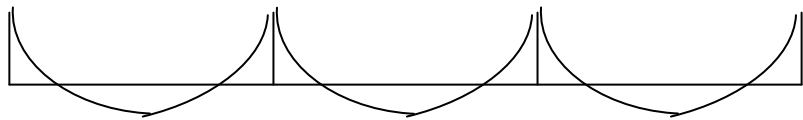
ELU

393.94

984.85

984.85

276.43



1378.08

1181.21

967.50

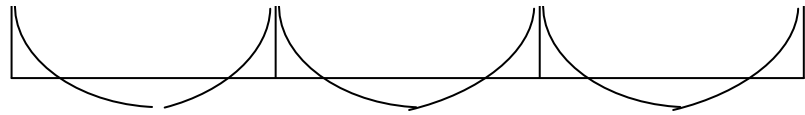
ELS

282.26

705.63

705.63

198.16



987.89

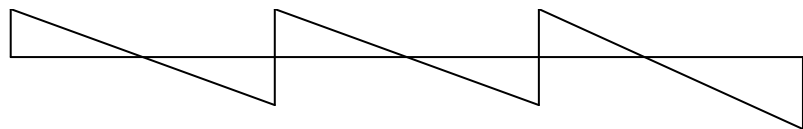
846.77

693.57

1533.44

1657.85

1385.12



Type 2

307.84

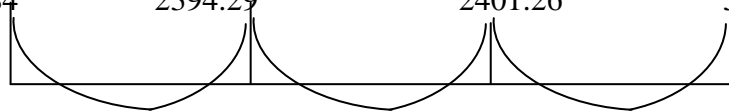
1782.25

2394.29

1657.85

2401.26

1567.09



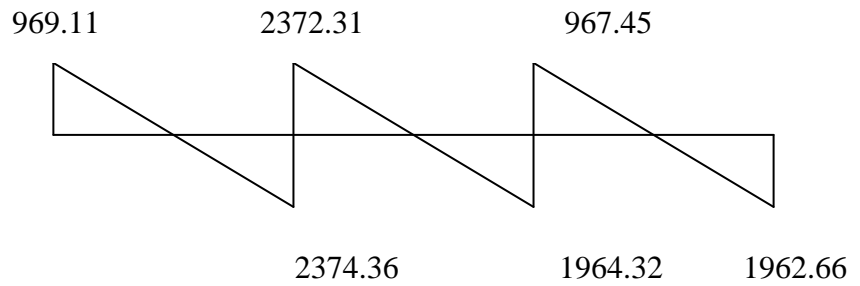
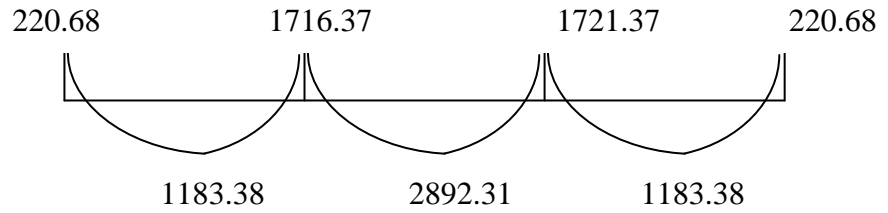
ELU

1539.18

4034.67

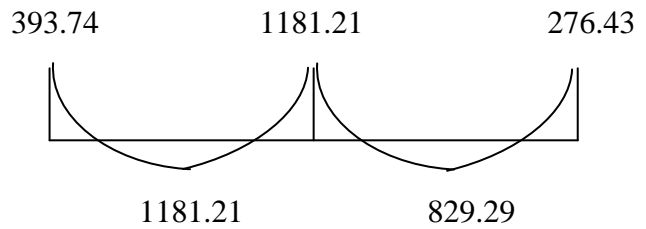
1539.18

ELS

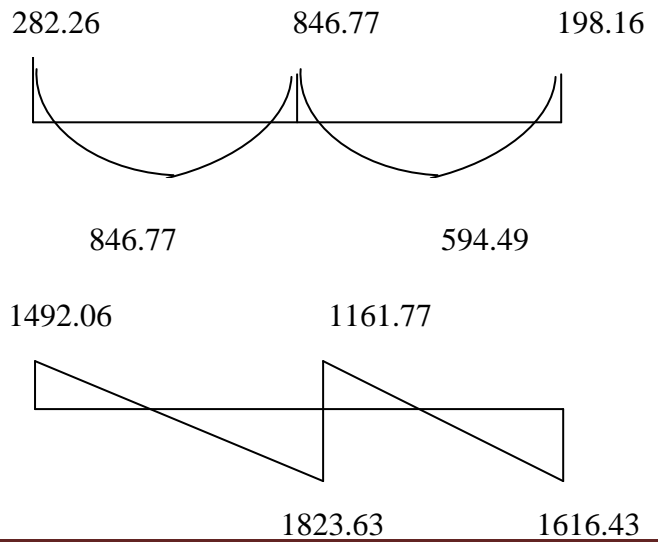


Type 3

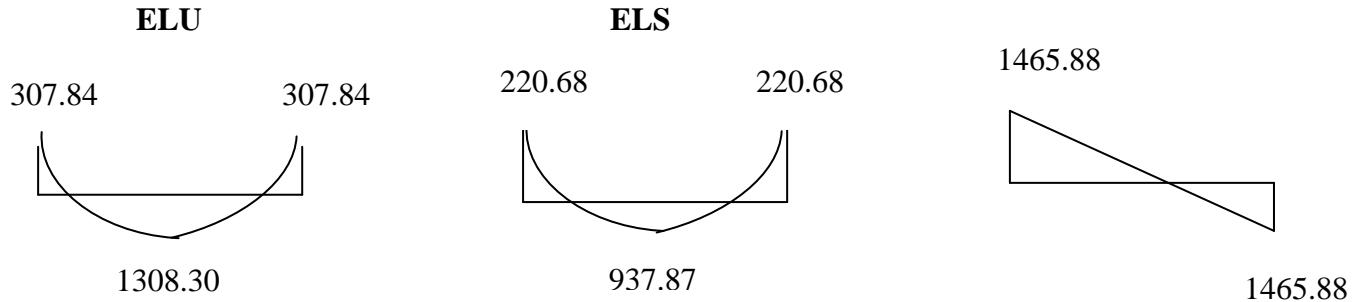
ELU



ELS



Type 4



Les sollicitations maximales seront donc :

$$M_{tU} = 4228.19 \text{ kg.m} \quad M_{tser} = 3093.46 \text{ kg.m}$$

$$M_{aU} = 2516.43 \text{ kg.m} \quad M_{aser} = 1841.09 \text{ kg.m}$$

$$T_u = 2488.24 \text{ kg}$$

II.5.5.détermination du ferrailage

En travée:

ELU : $M_{tU} = 4228.19 \text{ kg.m} = 42281.9 \text{ N.m}$

calcul des moments de la table:

$$M_o = \sigma_b \cdot b \cdot h_o \cdot (d - h_o/2) = 14.2 \times 60 \times 4 \times (21 - 4/2) = 64752 \text{ N.m}$$

$M < M_o \Rightarrow$ l'axe rentre se trouve dans la table et la section de calcul sera un rectangle de dimension $(bxh)=(60 \times 24) \text{ cm}^2$

$$\mu = \frac{M}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{42281.9}{14,2 \times 60 \times 21^2} = 0.113$$

$$\mu = 0.113 < \mu_1 = 0.392$$

$$\Rightarrow \mathbf{A'}$$
 n'existe pas et $1000\xi_s > 1000\xi_1$

$$\text{et } \sigma_s = f_e / \gamma_s = 400 / 1.15 = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 0.15$$

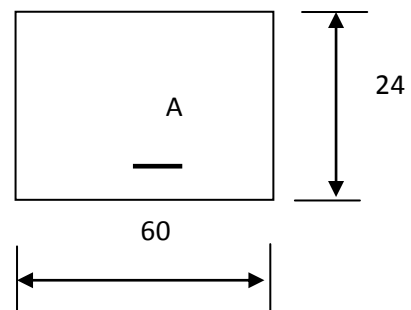


Figure .II 9: Section de calcul en travée

$$\beta = 0.94$$

$$A = \frac{M}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{42281.9}{348.0,94.21} = 6.16 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Choix : 4T16 / ml $\Rightarrow A = 8.04 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

ELS :

Fissuration peu nuisible ($\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$)

Flexion simple

Section rectangulaire } $\chi \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_c \cdot 28}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \sigma_{b0} = 0.6 f_{c28}$

FeE400

Les tout $\Rightarrow A_U$ conviennent

En appuis :

ELU : $M_{au} = -2516.43 \text{ kg.m}$

Comme la table se trouve dans la partie tendue \Rightarrow la section de calcul sera donc un rectangle de dimension (bxh)=(12x24)cm²

$$\mu = \frac{M}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{2516.3}{14,2 \times 12 \times 21^2} = 0.335$$

$$\mu = 0.335 < \mu_l = 0.392$$

$\Rightarrow A'$ n'existe pas et $1000\xi_s > 1000\xi_l$

$$\text{et } \sigma_s = f_e / \gamma_s = 400 / 1.15 = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 0.53$$

$$A = \frac{M}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = 4.36 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Choix : 3T14 / M $\Rightarrow A = 4.62 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

ELS :

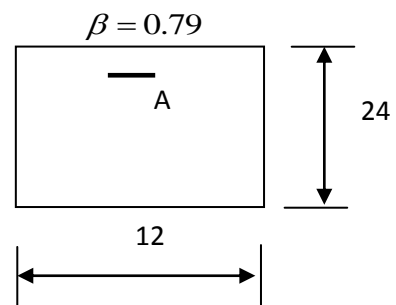


Figure .II 10: Section de calcul en appuis

Même chose qui en travée ,les armatures de ELU sont conviennent

Ferrailage transversal :

$$T_u = 2488.24 \text{ kg}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_o \cdot d} = 0.987 \text{ Mpa} \quad ; \quad \bar{\tau}_u = 0.05 f_c 28 = 1.25 \text{ Mpa}$$

$\tau_u = 0.987 < \bar{\tau}_u \Rightarrow$ les armatures tranches sol sont perpendiculaires à la ligne moyenne .

$$\phi_6 \geq \min\left(\phi_l^{\max}; \frac{h}{35}, \frac{b_o}{10}\right) = 6 \text{ mm}$$

$$A_t = 2 \phi_6 = 0.56 \text{ cm}^2$$

II.5.6. ECARTEMENT DES ARMATURES TRANSVERSALES :

$$\delta_{t1} \leq \frac{A_t \cdot f_e}{b_o (\tau_u - 0.3 f_c 28)} = -2.866 \text{ cm}$$

$$\delta_{t2} \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm}) = 18.9 \text{ cm}$$

$$\delta_{t3} \leq \left(\frac{A_t \cdot f_e}{0.4 x b_o}\right) = 46.66 \text{ cm}$$

$$\delta_t = \min(\delta_{t1}; \delta_{t2}; \delta_{t3}) \Rightarrow \delta_t = 18 \text{ cm.}$$

vérification des conditions d'appuis :

appuis de rive :

$$T_U^{\max} \leq 0.267 x a x b_o x f_c 28 = 155714.4 \text{ N}$$

$$\Rightarrow 24882.4 \text{ N} < 155714.4 \text{ N} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

appuis intermédiaire :

$$T_u = \frac{M_u}{0.9 x d} < 0 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

\Rightarrow l'effort tranchant n'influe pas sur les armatures longitudinales.

II.5.7. VERIFICATION DES FLECHES :

l'article (B-6-8-4-24) des règles BAEL 91 ; nous montre qu'il n'est pas nécessaire de calculer la flèche d'une poutre si cette dernière est associée à un hourdi et si toutes les inégalités suivantes sont vérifiées :

$$1. \frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5}$$

$$2. \frac{h}{L} \geq \frac{1}{15} \left(\frac{M_{tser}}{M_{aser}} \right)$$

$$3. \frac{A}{b_o \cdot d} \leq \frac{3.6}{f_e}$$

avec : L : portée entre nus d'appuis.

H : hauteur totale de la poutre.

D : hauteur utile de la section.

B : largeur de la nervure.

M_{tser} : moment maximale dans la travée supposée indépendante et reposant sur deux appuis simples.

A: section de armatures tendues.

f_e : limite élastique de l'acier utilisé (en Mpa).

$$1. \frac{h}{L} = \frac{24}{680} = 0.035 > \frac{1}{22.5} = 0.044 \dots \dots \dots \text{condition non vérifiée}$$

$$2. \frac{h}{L} = 0.035 > \frac{1}{15} \left(\frac{3093.46}{1841.09} \right) = 0.112 \dots \dots \dots \text{condition non vérifiée}$$

$$3. \frac{A}{b_o \cdot d} = \frac{8.04}{12 \times 21} = 0.031 > \frac{3.6}{400} = 0.009 \quad \text{condition vérifiée}$$

la condition (2), (1) n'est pas vérifiée, donc le calcul de la flèche est nécessaire (article B .6.5.2 BAEL91)

g : charge permanente après mise en place des cloisons.

P : charge totale (P=G+charge d'exploitation).

j : charge permanente avant mise en place des cloisons($j = g - 75 \text{ kg/m}^2$).

II.5.8. CALCULE DE LA FLÈCHE :

On a : $g = g' \cdot b$ avec: $b = 0.6 \text{ m}$.

$$g = 584 \times 0.6 = 350.4 \text{ kg/ml}$$

$$P = (584 + 250) \times 0.6 = 500.4 \text{ kg/ml}$$

$$j = (584 - 75) \times 0.6 = 305.4 \text{ kg/ml}$$

Calcul des moments fléchissant :

$$M_g = 0,75 \frac{gL^2}{8} = 0,75 \frac{350.4 \cdot (6.8)^2}{8} = 1518.98 \text{ N.m}$$

$$M_p = 0,75 \frac{PL^2}{8} = 0,75 \frac{500.4 \cdot (6.8)^2}{8} = 2169.234 \text{ N.m}$$

$$M_j = 0,75 \frac{jL^2}{8} = 0,75 \frac{305.4 \cdot (6.8)^2}{8} = 1323.909 \text{ N.m}$$

Module de déformation longitudinale:

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_c 28} = 32164.19 \text{ Mpa}$$

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_c 28} = 10818.86 \text{ Mpa}$$

E_i : le module de déformation instantanée du béton pour les charges d'une durée d'application inférieure à 24 heures.

E_v : le module de déformation différée du béton pour les charges de longue durée d'application .

Calcul du moment d'inertie I_0 :

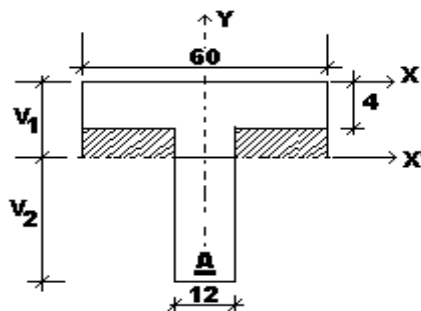


Figure .II 11: Section de poutrelle

I_o : moment d'inertie de la section homogène.

$$B = b_o x h + (b - b_o) h_o + 15 x A$$

$$B = 12 \times 24 + (60 - 12) \times 4 + 15 \times 8.04$$

$$B = 600.6 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{1}{B} \left[b_o \cdot \frac{h^2}{2} + (b - b_o) \frac{h_o^2}{2} + 15 x A x d \right]$$

$$V_1 = \frac{1}{600.6} \left[12 \cdot \frac{24^2}{2} + (60 - 12) \frac{4^2}{2} + 15 \times 8.04 \times 21 \right]$$

$$V_1 = 10.61 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 13.39 \text{ cm}$$

$$I_o = \frac{b_o}{3} (V_1^3 + V_2^3) + (b - b_o) h_o \left[\frac{h_o^2}{12} + (V_1 - \frac{h_o}{2})^2 \right] + 15 A (V_2 - C_1)^2$$

$$I_o = \frac{12}{3} (10.61^3 + 13.39^3) + (60 - 12) \times 4 \left[\frac{4^2}{12} + (10.61 - \frac{4}{2})^2 \right] + 15 \times 8.04 \times (13.39 - 2)^2$$

$$I_o = 81123.499 \text{ cm}^4$$

Ou bien :

$$V_1 = \frac{\sum S_i Y_i}{\sum S_i}$$

$$V_1 = \frac{60 \times 4 \times 2 + 20 \times 12 \times 12 + 15 \times 8.04 \times 21}{60 \times 4 + 20 \times 12 + 15 \times 8.04} = 9.811 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 10.189 \text{ cm}$$

$$I_o = I_b + I_a$$

$$I_b = I_1 - I_2 + I_3$$

$$I_1 = \frac{60 \times (9.811)^3}{3} = 18887.29 \text{ cm}^4$$

$$I_2 = \frac{(60 - 12) \times (9.811 - 4)^3}{3} = 3139.58 \text{ cm}^4$$

$$I_3 = \frac{12 \times (10.189)^3}{3} = 4231.11 \text{ cm}^4$$

$$I_a = 15 \times 8.04 (10.189 - 2)^2 = 8087.40 \text{ cm}^4$$

$$I_o = I_b + I_a = 18887.29 - 3139.58 + 4231.11 + 8087.401$$

$$I_o = 28066.22 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_s = \frac{M}{A \cdot \beta_1 \cdot d}$$

le pourcentage des armatures(ρ):

$$\rho = \frac{A}{b_o \cdot d} = \frac{8.04}{12 \times 21} = 0.032$$

$$\rho_1 = 100 \times 0.032 = 3.2 \quad \text{tablea} \quad \beta_1 = 0. \rightarrow B = 0.757$$

calcul des contraintes d'acier suivant les sollicitations :

$$\sigma_{sg} = \frac{Mg}{A \beta_1 d} = \frac{1518.98}{8.04 \times 0.757 \times 21} = 11.88 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sp} = \frac{Mp}{A \beta_1 d} = \frac{2169.234}{8.04 \times 0.757 \times 21} = 16.97 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sj} = \frac{Mj}{A \beta_1 d} = \frac{1323.909}{8.04 \times 0.757 \times 21} = 10.358 \text{ MPa}$$

Calcul μ_g , μ_p et μ_j :

$$\mu = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}}$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{sg} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.032 \times 11.88 + 2.1} = 1.015$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{sp} + f_{t28}} = \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.032 \times 16.97 + 2.1} = 0.860$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{sj} + f_{t28}} = \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,032 \times 10,358 + 2,1} = 1,073$$

Calcul des moments d'inerties fictifs (I_f) :

$$I_f = 1,1 I_0 / (1 + \lambda_v \mu)$$

$$\lambda_i = \frac{0,056 f_{t28}}{\left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right) \cdot \rho} = \frac{0,05 \times 2,1}{\left(2 + 3 \frac{12}{60}\right) \times 0,032}, \lambda_i = 1,262$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right) \cdot \rho} = \frac{2}{5} \lambda_i, \lambda_v = 0,504$$

$$I_{fv}^g = \frac{1,1 I_0}{(1 + \lambda_v \cdot \mu_g)} = \frac{1,1 \times 28066,22}{(1 + 0,504 \times 1,015)} = 20424,49 \text{ cm}^4$$

$$I_{fi}^g = \frac{1,1 I_0}{(1 + \lambda_i \cdot \mu_g)} = \frac{1,1 \times 28066,22}{(1 + 1,262 \times 1,015)} = 13535,2 \text{ cm}^4$$

$$I_{fi}^p = \frac{1,1 I_0}{(1 + \lambda_i \cdot \mu_p)} = \frac{1,1 \times 28066,22}{(1 + 1,262 \times 0,86)} = 14804,85 \text{ cm}^4$$

$$I_{fi}^j = \frac{1,1 I_0}{(1 + \lambda_i \cdot \mu_j)} = \frac{1,1 \times 28066,22}{(1 + 1,262 \times 1,073)} = 13114,35 \text{ cm}^4$$

Calcul des flèches :

$$f_{gv} = \frac{M_g \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}^g} = \frac{1518,98 \times (680)^2}{10 \times 10818,86 \times 20424,49} = 0,32 \text{ cm}$$

$$f_{gi} = \frac{M_g \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fi}^g} = \frac{1518,98 \times (680)^2}{10 \times 32164,19 \times 13535,2} = 0,16 \text{ cm}$$

$$f_{pi} = \frac{M_p \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fi}^p} = \frac{2169,234 \times (680)^2}{10 \times 32164,19 \times 14804,85} = 0,21 \text{ cm}$$

$$f_{ji} = \frac{M_j \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fi}^j} = \frac{1323,909 \times (680)^2}{10 \times 32164,19 \times 13114,35} = 0,145 \text{ cm}$$

$$\Delta f_t = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) = (0,32 - 0,145) + (0,21 - 0,16) = 0,225 \text{ cm}$$

- la flèche maximale admissible : (article B6.5.3 B.A.E.L91)

si la portée L est au plus égale à 5m

$$\Delta f_{\text{tmax}} = \frac{L}{500} = \frac{680}{500} = 1.36 \text{ cm}$$

$\Delta f_t = 0.225 \text{ cm} < \Delta f_{\text{tmax}} = 1.36 \text{ cm} \Rightarrow$ la flèche est vérifiée.

II.5.9. ANCRAGE DES ARMATURES :

Les longueur des scellements doit est celle nécessaire pour qu'une barre rectiligne de diamètre (Φ) soumise à une contrainte égale à sa limite élastique (f_e) soit convenablement ancrée.

$$L_s = \frac{\Phi}{4} = \frac{f_e}{\tau_s}$$

$\tau_s = 0.6 \Psi_s^2 \cdot f_{t28}$: contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures en bar, sa valeur limite est fixée par le règlement BAEL 83.

Ψ_s : coefficient de scellement

f_{t28} : résistance caractéristique du béton à la traction

$$\bar{\tau}_s = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1}{4} \frac{400}{2.835} = 35.27 \text{ cm} \text{ soit } L_s = 40 \text{ cm}$$

II.5.10. CONDITION POUR ASSURER L'ANCRAGE :

si la barre est munie d'un crochet normal, la longueur d'ancrage est égale à : 0.4 Ls pour les barres (HA) de classe feE400 et feE500

avec :

$$0.4 L_s \leq \frac{2 \times T_{\text{max}} \times \gamma_b}{0.8 \times b_0 \times f_{c28}} \quad 2 T_{\text{max}} \leq \frac{0.8 \times a \times b_0 \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$16 \text{ cm} \leq \frac{2 \times \times 1.5}{0.8 \times 120 \times 25}$$

donc on n'a pas besoin d'un ancrage courbe

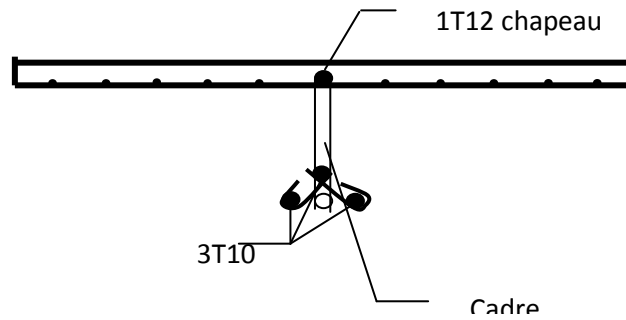


Figure .II 12: ferrailage d'un plancher à corps creux

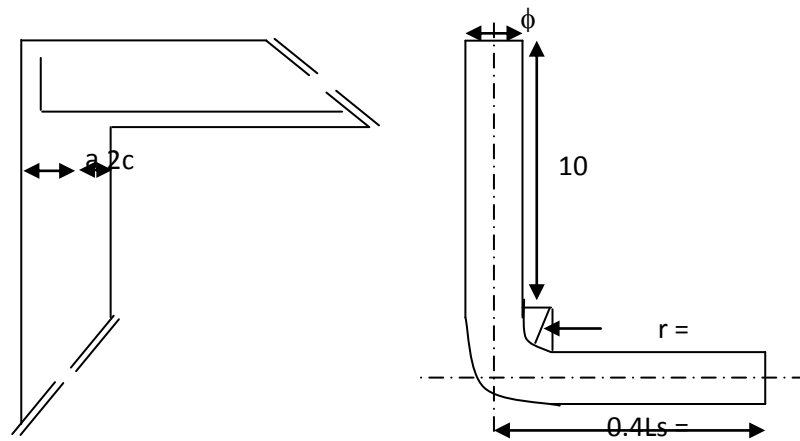


Figure .II 13: schéma de l'ancrage

CHAPETRE III

CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRERS

1. L'acrotère

2 .L'escaler

CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES:**Acrotère :**

L'acrotère est un élément de sécurité servant à protéger les personnes contre toute chute au niveau de la terrasse, et limite la pente de revêtement de celle-ci. Il se comporte comme une console soumise à son poids propre et à une charge horizontale qui est la poussée de la main courante $Q = 1 \text{ kN/ml}$ ou la force sismique F_p calculé conformément aux règles RPA99/ version 2003.

Le calcul des armatures se fait donc en la flexion composée.

Les dimensions de l'acrotère sont représentées dans la figure ci-après :

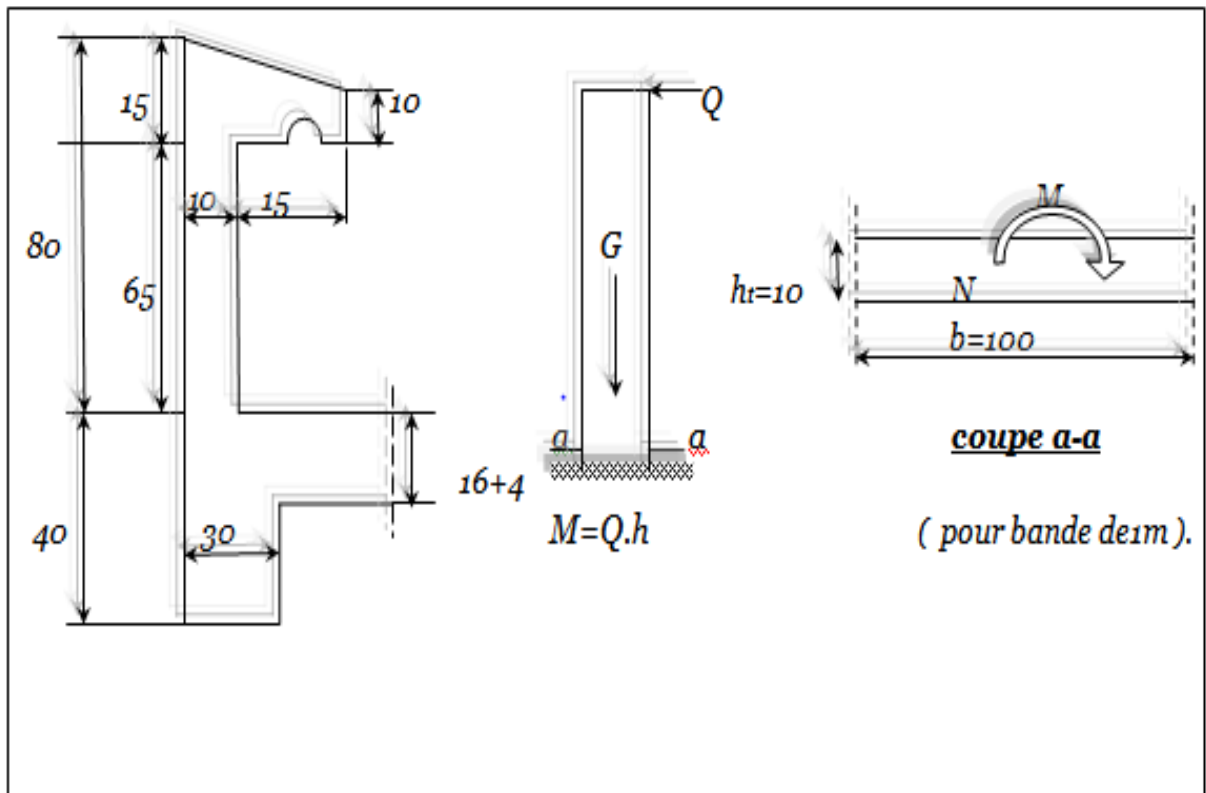


Figure III. 1 : L'acrotère

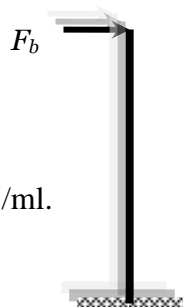
III.1.1. Evaluation des charges:

Charge permanent : (G)

$$G = 25[(0,6 \times 0,1) + (0,15 + 0,1)] - (0,02 \times 0,15 / 2)$$

$$G = 1,83 \text{ KN /ml.}$$

La charge d'exploitation : (Q)

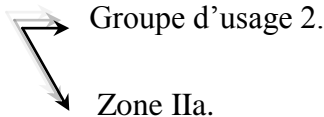


$$Q=1 \text{ kN/ml.}$$

Vérification sous l'effet de séisme :

La force horizontale F_p : (RPA 99 « version 2003 », Art 6-2-3 P43). $F_p = 4 A C_p W_p$

Avec : - A (Coefficient d'accélération de zone « Tab 4-1 ») = 0.15



- C_p : facteur de force horizontale variant entre 0,3 et 0,8

Tableau 6.1 page 43 (RPA99/V2003)

$C_p = 0,8$ pour un élément en console.

W_p : poids de l'élément considéré : $G=W_p = 1,83 \text{ kN/ml.}$

$$F_p = 4(0.15)(0.80)(1,83) = 0.878 \text{ kN/ml} < Q=1 \text{ kN/ml.}$$

⇒ Il est inutile de calculer l'acrotère au séisme

-Combinaisons de charges

$$M = Q \times H = 1 \times 0,6 = 0,6 \text{ KN.m}$$

a) E L U : La combinaison est $1,35 G + 1,50 Q$

Effort normal de compression dû à G : $N_u = 1,35 \times G = 1,35 \times 1,83 = 2,47 \text{ KN/ml}$

Moment de renversement dû à Q : $M_u = 1,50 \times M_Q = 1,50 \times 0,6 = 0,9 \text{ KN.m}$

b) E L S : La combinaison est $G + Q$

Effort normal de compression : $N_s = G = 1,83 \text{ KN/ml}$

Moment de renversement : $M_s = 0,6 \text{ KN.m}$

III.1.2. Ferrailage

Il consiste à l'étude d'une section rectangulaire soumise à la flexion composée.

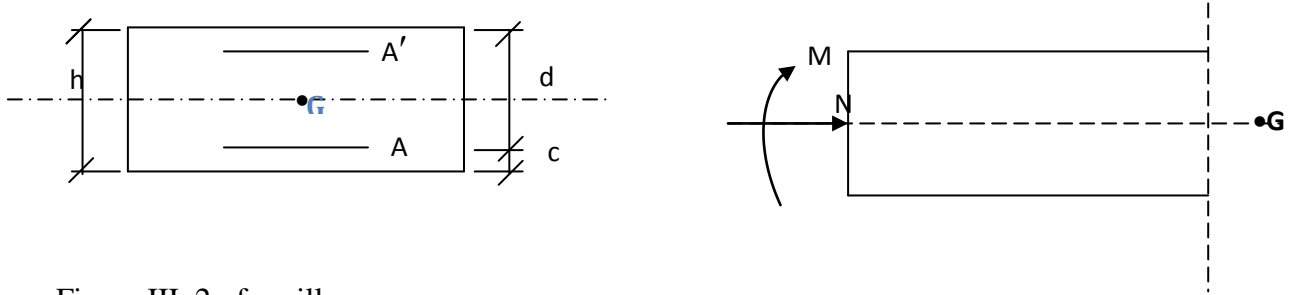


Figure III. 2 : ferrailage

C : Centre de poussée

e : Excentricité

M_f : Moment fictif calculé par rapport au C.D.G des armatures tendues.

Calcul de l'excentricité :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u}$$

$$e_u = \frac{0.9}{2.47} = 0.364 \text{ m}$$

$$e_u = 36.4 \text{ cm}$$

$$h/2 - c = 10/2 - 2 = 3 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow e_u = 36.4 > h/2 - c = 3$$

D'où Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures, et l'effort normal (N) est un effort de compression, donc la section est partiellement comprimée, elle sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif M_f puis on se ramène à la flexion composée.

b) Calcul en flexion simple

$$g = e_u + h/2 - c = 0,364 + 0,1/2 - 0,02 = 0.394$$

-Moment fictif :

$$M_f = N_u \times g = 2.47 \times 0.394 = 0.973 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{0.973 \times 1000}{100 \times 8^2 \times 14.2}$$

$$\mu_b = 0,0107 < \mu_R = 0,39 \Rightarrow \text{S. S. A}$$

$$\mu_b = 0,0107 \Rightarrow \beta = 0,99$$

- Les armatures fictives :

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{0.973 \times 10^3}{0.99 \times 8 \times 348}$$

$$A_f = 0,35 \text{ cm}^2$$

c) Calcul en flexion composée

$$\text{La section réelle des armatures : } A = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0.35 - \frac{24.7}{348}$$

$$A = 0,27 \text{ cm}^2$$

Les escaliers :

L'escalier est un ouvrage utilitaire dont la fonction est de permettre l'accès aux différents niveaux d'une construction par le biais des gradins successifs. L'assemblage de ces gradins donne un ensemble « escalier » dont chaque partie est définie par un terme précis.

II.5.3 Pré dimensionnement

Il comporte 01 volée identique et 01 palier intermédiaire.

Calcul du nombre de marches (n-1) pour chaque volée :

$$N \cdot h = H$$

Avec :

$$(n-1)G = L$$

$$H = 85 \text{ m}$$

$$2h + G = 64$$

$$L = 1.2 \text{ m}$$

$$-64 h^2 + (2h + L + 64) \cdot n + 2H = 0$$

Après résolution de l'équation du deuxième ordre, on obtient $n = 9$

D'où le nombre de marches (n-1) = 8 marches.

-Calcul de la hauteur de la contre marche et le giron

$$h = H/n = 86/9 = 17 \text{ cm}$$

$$G = L / (n-1) = 1.2 / 8 = 30 \text{ cm}$$

-Vérification de la relation de BLONDEL

$$59 \text{ cm} \leq G + 2h \leq 66 \text{ cm}$$

$$59 \text{ cm} \leq G + 2h = 64 \leq 66 \text{ cm}$$

⇒ La relation est vérifiée.

Pré dimensionnement de la paillasse et du palier

L'épaisseur du palier et de la paillasse (ep) est donnée par :

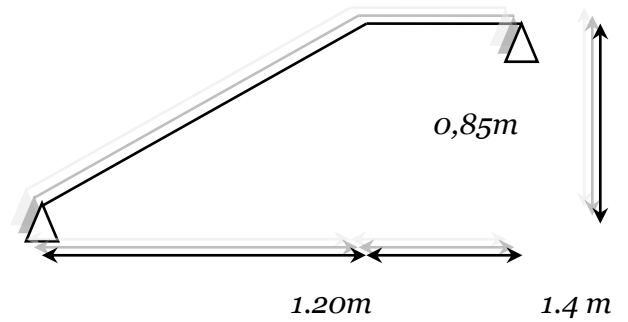
$$\frac{L_0}{30} \leq e_p \leq \frac{L_0}{20}$$

$$L_0 = 2.60m$$

$$\Rightarrow 8.67cm \leq e_p \leq 13cm$$

Nous prenons:

$$e_p = 10 \text{ cm}$$



III.5.3 Figure III. 3 Modèle « A » :

Evaluation des charges :

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{85}{120} = 0.708 \Rightarrow \alpha = 35.69$$

$$\cos \alpha = 0.8122.$$

$$\sin \alpha = 0.63863$$

Charge permanente :

✓ Poids propre de volée :

$$g_1 = \gamma_{BA} \left(\frac{e}{\cos \alpha} + \frac{h}{2} \right) \Rightarrow g_1 = 25 \left(\frac{0.10}{0.8122} + \frac{0.17}{2} \right) = 5.20 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}.$$

✓ Poids propre de revêtement :

- sur la marche (carrelage + mortier de pose) :

$$P_1 = 0.5 + 0.5 = 1 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} / \text{m}^2 \text{ horizontale.}$$

- Sur contre marche (carrelage + mortier de pose) :

$$P_2 = 0.5 + 0.5 = 1 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} / \text{m}^2 \text{ verticale.}$$

- Enduit de plâtre :

$$P_3 = 0.2 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \Rightarrow g_2 = P_1 + P_2 \left(\frac{h}{g} \right) + \frac{P_3}{\cos \alpha} = 1 + 1 \times \frac{0.17}{0.3} + \frac{0.2}{0.8122} = 1.57 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}.$$

$$\text{Pour une bande de 1 m de largeur : } g_1 = 5.20 \frac{\text{KN}}{\text{ml}} \text{ et } g_2 = 1.57 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$$

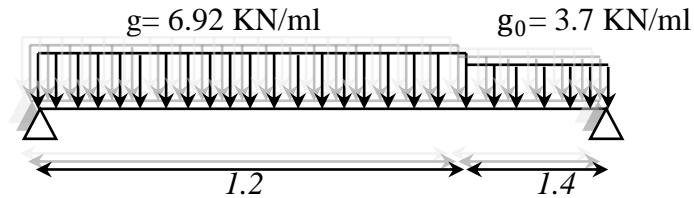
✓ Garde corps (ramps) :

$$g_3 = 0.15 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}.$$

$$\text{Donc : } g = g_1 + g_2 + g_3 = 6.92 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}.$$

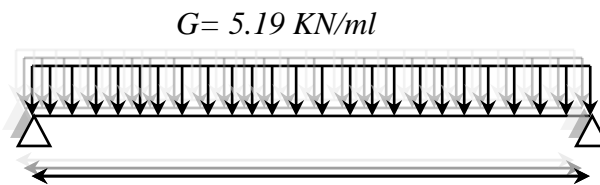
✓ Palier :

$$g_0 = 25(0.1) + 1 + 0.2 = 3.7 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \Rightarrow g_0 = 3.7 \frac{\text{KN}}{\text{ml}} \text{ (bande de 1m).}$$



❖ Calculi de charge equivalent :

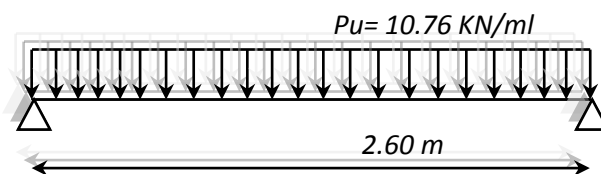
$$G_e = \frac{\sum g_i L_i}{\sum L_i} = \frac{6.92(1.2) + 3.7(1.4)}{1.2 + 1.4} = 5.19 \text{ KN/ml.}$$



2.60 m

❖ Calculi des sollicitations :

ELU : $P_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 (5.19) + 1.5 (2.5) = 10.76 \text{ KN/ml.}$



$$M_0 = \frac{P_u L^2}{8} = \frac{10.76(2.6)^2}{8} = 9.0922 \text{ KNm.}$$

↙ **Moment sur appuis :** $M_a = 0.4M_0 = 3.637 \text{ KNm.}$

↘ **Moment sur travée :**

$$\alpha = \frac{Q}{G + Q} = \frac{2.5}{5.19 + 2.5} = 0.325$$

$$M_t \geq \max\{1.05M_0, (1 + 0.3\alpha)M_0\} - \frac{M_w + M_e}{2}$$

$$M_t \geq \max\{9.55 ; 9.979\} - 3.637 \Rightarrow M_t = 9.979 - 3.637 = 6.342 \text{ KNm.}$$

Vérification : $M_t \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0 \Rightarrow M_t = 6.342 \text{ KNm} > 5.899 \text{ KNm (C.V.)}$

IV.5.3 Calcul de ferrailage :

o Pour travée : $M_t = 6.342 \text{ KNm}$.

$$\mu = \frac{M}{b d^2 \sigma_b} = \frac{6,342 \cdot 10^3}{100 \cdot 9^2 \cdot 14.2} = 0.055 \Rightarrow \begin{cases} \alpha = 0.071 \\ \beta = 0.972 \end{cases} \text{ (tableau).}$$

$$A'_s = 0$$

$$A_s = \frac{M}{\beta d \sigma_s} = \frac{6,342 \cdot 10^3}{0.972 (9) 348} = 2.083 \text{ cm}^2.$$

On adopte : $A_s = 2\text{HA}12 = 2.26 \text{ cm}^2$

Les armatures de répartition :

$$A_t = \frac{A_s}{4} = 0.565 \text{ cm}^2 \Rightarrow 1\text{HA}10 = 0.78 \text{ cm}^2.$$

o Pour appuis : $M_a = 3.637 \text{ KNm}$

$$\mu = \frac{M}{b d^2 \sigma_b} = \frac{3.637 \cdot 10^3}{100 \cdot 9^2 \cdot 14.2} = 0.032 \Rightarrow \begin{cases} \alpha = 0.041 \\ \beta = 0.984 \end{cases} \text{ (tableau).}$$

$$A'_s = 0$$

$$A_s = \frac{M}{\beta d \sigma_s} = \frac{3.637 \cdot 10^3}{0.984 (9) 348} = 1.180 \text{ cm}^2.$$

On adopte : $A_s = 2\text{HA}10 = 1.57 \text{ cm}^2$

Les armatures de répartition :

$$A_t = \frac{A_s}{4} = 0.393 \text{ cm}^2 \Rightarrow 1\text{HA}10 = 0.78 \text{ cm}^2.$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \max\left\{\frac{bh}{1000}, \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e}\right\} = \{1 \text{ cm}^2, 1.29 \text{ cm}^2\} = 1.29 \text{ cm}^2.$$


Travée : $A_s = 2\text{HA}12 = 2.26 \text{ cm}^2 \text{ (C.V)}$

Appuis : $A_s = 2\text{HA}10 = 1.57 \text{ cm}^2 \text{ (C.V)}$

Vérification à ELS :

$P = 5.19 + 2.50 = 7.69 \text{ KN/ml}$.

$$M_0 = 6.498 \text{ KNm.}$$

 Moment sur appuis : $M_a = 0.4M_0 = 2.599 \text{ KNm.}$

Moment sur travée :

$$\alpha = \frac{Q}{G + Q} = \frac{2.5}{5.19 + 2.5} = 0.325$$

$$M_t \geq \max\{1.05M_0, (1 + 0.3\alpha)M_0\} - \frac{M_w + M_e}{2}.$$

$$M_t \geq \max\{6.823, 7.132\} - 2.599 \Rightarrow M_t = 7.132 - 2.599 = 4.533 \text{ KNm.}$$

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 \Rightarrow M_t = 4.533 \text{ KNm} > 4.216 \text{ KNm} \quad (\text{C.V.})$$

Vérification des contraintes :

o Pour travée :

Position de l'axe neutre :

$$\frac{b y^2}{2} - 15 A_s (d - y) = 0 \Rightarrow \frac{100 y^2}{2} - 15 (2.26)(9 - y) = 0. \Rightarrow y = 2.154 \text{ cm.}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{b y^3}{3} + 15 A_s (d - y)^2 = 1921.94 \text{ cm}^4.$$

$$\sigma_b = \frac{M}{I} y = \frac{6.342 \cdot 10^3}{1921.94} (2.154) = 7.108 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = 15 \frac{M}{I} (d - y) = 15 \frac{6.342 \cdot 10^3}{1921.94} (9 - 2.154) = 338.85 \text{ MPa.}$$

$$\begin{cases} \sigma_b = 7.108 \text{ MPa} < \sigma_b \overline{=} 15 \text{ MPa.} \\ \sigma_s = 338.85 \text{ MPa} < \sigma_s \overline{=} 348 \text{ MPa.} \end{cases} (\text{C.V.})$$

o Pour appuis :

Position de l'axe neutre :

$$\frac{b y^2}{2} - 15 A_s (d - y) = 0 \Rightarrow \frac{100 y^2}{2} - 15 (1.57)(9 - y) = 0. \Rightarrow y = 1.837 \text{ cm.}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{b y^3}{3} + 15 A_s (d - y)^2 = 1414.95 \text{ cm}^4.$$

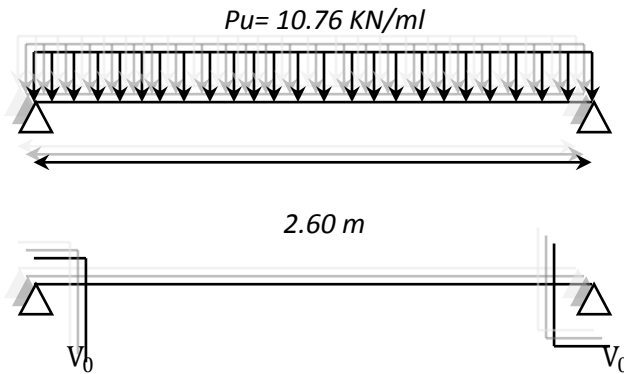
$$\sigma_b = \frac{M}{I} y = \frac{3.637 \cdot 10^3}{1414.95} (1.837) = 4.722 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = 15 \frac{M}{I} (d - y) = 15 \frac{3.637 \cdot 10^3}{1414.95} (9 - 1.837) = 276.178 \text{ MPa.}$$

$$\begin{cases} \sigma_b = 4.722 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa.} \\ \sigma_s = 276.178 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa.} \end{cases} \text{ (C. V).}$$

Vérification de l'effort tranchant :

$$V_0 = \frac{P L}{2} = \frac{10.76 (2.6)}{2} = 13.988 \text{ KN.}$$



$$\tau_u = \frac{V}{b d} = \frac{13.988 \cdot 10^3}{1000 \cdot 90} = 0.155 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28}, 5 \text{ MPa} \right\} = 3.33 \text{ MPa; Fissuration peu préjudiciable.}$$

On a : $\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow$ pas de nécessité des armatures transversales.

V.5.3 Modèle « B » :

❖ Détermination de l'épaisseur de la paillasse :

$$L = 4.9 \text{ m} \Rightarrow e_p = 20 \text{ cm.}$$

❖ Evaluation des charges :

$$\text{tg } \alpha = \frac{1.36}{2.1} = 0.648 \Rightarrow \alpha = 32.94$$

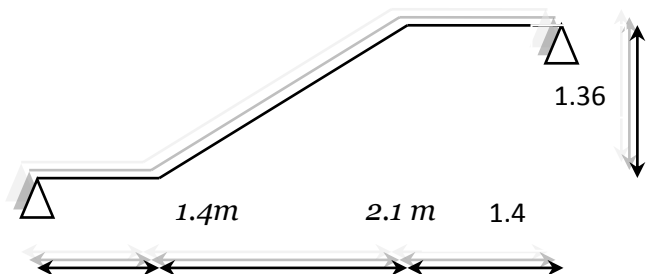


Figure III. 4 : Modèle « B »

VI.5.3 $\cos \alpha = 0.8392.$

$$\sin \alpha = 0.5438.$$

Charge permanente :

- ✓
- Poids propre de volée :

$$g_1 = \gamma_{BA} \left(\frac{e}{\cos \alpha} + \frac{h}{2} \right) \Rightarrow g_1 = 25 \left(\frac{0.20}{0.8392} + \frac{0.17}{2} \right) = 8.083 \frac{KN}{m^2}$$

- ✓
- Poids propre de revêtement :

- sur la marche (carrelage + mortier de pose) :

$$P_1 = 0.5 + 0.5 = 1 \frac{KN}{m^2} \text{ horizontale.}$$

- Sur contre marche (carrelage + mortier de pose) :

$$P_2 = 0.5 + 0.5 = 1 \frac{KN}{m^2} \text{ verticale.}$$

- Enduit de plâtre :

$$P_3 = 0.2 \frac{KN}{m^2}$$

$$\Rightarrow g_2 = P_1 + P_2 \left(\frac{h}{g} \right) + \frac{P_3}{\cos \alpha} = 1 + 1 \times \frac{0.17}{0.3} + \frac{0.2}{0.8392} = 1.80 \frac{KN}{m^2}$$

$$\text{Pour une bande de 1 m de largeur : } g_1 = 8.083 \frac{KN}{ml} \text{ et } g_2 = 1.80 \frac{KN}{ml}$$

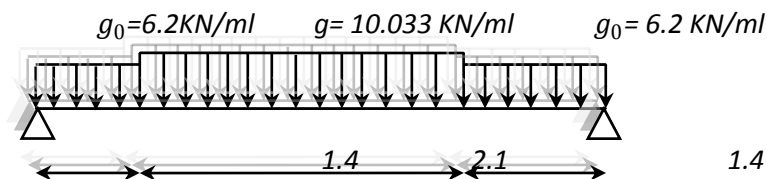
- ✓
- Garde corps (ramps) :

$$g_3 = 0.15 \frac{KN}{ml}$$

$$\text{Donc : } g = g_1 + g_2 + g_3 = 10.033 \frac{KN}{ml}$$

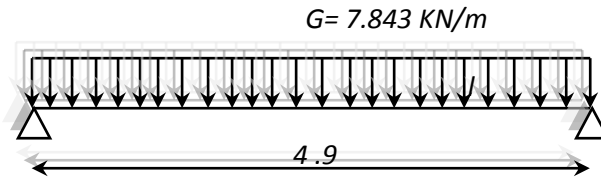
- ✓
- Palier :

$$g_0 = 25(0.20) + 1 + 0.2 = 6.2 \frac{KN}{m^2} \Rightarrow g_0 = 6.2 \frac{KN}{ml} \text{ (bande de 1m).}$$



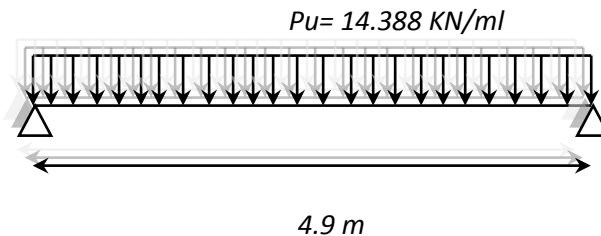
Calculi de charge equivalent:

$$G_e = \frac{\sum g_i L_i}{\sum L_i} = \frac{10.033(2.1) + 6.2(2 * 1.4)}{2.1 + 2 * 1.4} = 7.843 \text{ KN/ml.}$$



❖ Calculi des sollicitations :

ELU : $P_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 (7.843) + 1.5 (2.5) = 14.338 \text{ KN/ml.}$



$$M_0 = \frac{P_u L^2}{8} = \frac{14.388(4.9)^2}{8} = 43.182 \text{ KNm.}$$

→ Moment sur appuis : $M_a = 0.4M_0 = 17.273 \text{ KNm.}$

↘ Moment sur travée :

$$\alpha = \frac{Q}{G + Q} = \frac{2.5}{7.843 + 2.5} = 0.243.$$

$$M_t \geq \max\{1.05M_0, (1 + 0.3\alpha)M_0\} - \frac{M_w + M_e}{2}.$$

$$M_t \geq \max\{45.341, 46.329\} - 17.273 \Rightarrow M_t = 46.329 - 17.273 = 29.056 \text{ KNm.}$$

Vérification : $M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 \Rightarrow M_t = 29.056 \text{ KNm} > 27.483 \text{ KNm} \text{ (C.V.)}$

II.10 Calcul de ferrailage :

○ Pour travée : $M_t = 29.056 \text{ KNm.}$

$$\begin{aligned} \mu &= \frac{M}{b d^2 \sigma_b} = \frac{29.056 \cdot 10^3}{100 \cdot 18^2 \cdot 14.2} \\ &= 0.063 \Rightarrow \begin{cases} \alpha = 0.081 \\ \beta = 0.970 \end{cases} \text{ (tableau).} \end{aligned}$$

$$A'_s = 0$$

$$A_s = \frac{M}{\beta d \sigma_s} = \frac{29.056 \cdot 10^3}{0.970 (18) 348} = 4.78 \text{ cm}^2.$$

On adopte : $A_s = 6HA12 = 4.78 \text{ cm}^2$,

Les armatures de répartition :

$$A_t = \frac{A_s}{4} = 1.19 \text{ cm}^2 \Rightarrow 2HA10 = 1.57 \text{ cm}^2.$$

o **Pour appuis :** $M_a = 17.273 \text{ KNm}$

$$\begin{aligned} \mu &= \frac{M}{b d^2 \sigma_b} = \frac{17.273 \cdot 10^3}{100 \cdot 18^2 \cdot 14.2} \\ &= 0.038 \Rightarrow \begin{cases} \alpha = 0.048 \\ \beta = 0.980 \end{cases} \text{ (tableau)}. \end{aligned}$$

$$A'_s = 0$$

$$A_s = \frac{M}{\beta d \sigma_s} = \frac{17.273 \cdot 10^3}{0.980 (18) 348} = 2.81 \text{ cm}^2.$$

On adopte : $A_s = 4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2$,

Les armatures de répartition :

$$A_t = \frac{A_s}{4} = 0.785 \text{ cm}^2 \Rightarrow 2HA8 = 1.00 \text{ cm}^2.$$

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \max \left\{ \frac{bh}{1000}, \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} \right\} = \{2 \text{ cm}^2, 2.58 \text{ cm}^2\} = 2.58 \text{ cm}^2.$$


Travée : $A_s = 6HA12 = 4.78 \text{ cm}^2 (C.V)$,

Appuis : $A_s = 4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2, (C.V)$

❖ **Verification à ELS :**

$$P = 7.843 + 2.50 = 10.343 \text{ KN/ml.}$$

$$M_0 = 31.04 \text{ KNm}$$

 *Moment sur appuis : $M_a = 0.4M_0 = 12.42 \text{ KNm}$.*

Moment sur travée :

$$\alpha = \frac{Q}{G + Q} = \frac{2.5}{7.843 + 2.5} = 0.242$$

$$M_t \geq \max\{1.05M_0, (1 + 0.3\alpha)M_0\} - \frac{M_w + M_e}{2}$$

$$M_t \geq \max\{32.59, 33.294\} - 12.42 \Rightarrow M_t = 33.294 - 12.42 = 20.874 \text{ KNm}$$

Vérification :

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 \Rightarrow M_t = 20.874 \text{ KNm} > 19.75 \text{ KNm} \quad (C.V)$$

Vérification des contraintes :

o Pour travée :

• Position de l'axe neutre :

$$\frac{b y^2}{2} - 15 A_s (d - y) = 0 \Rightarrow \frac{100 y^2}{2} - 15(4.78)(18 - y) = 0 \Rightarrow y = 4.414 \text{ cm}$$

• Moment d'inertie :

$$I = \frac{b y^3}{3} + 15 A_s (d - y)^2 = 16100.99 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_b = \frac{M}{I} y = \frac{29.056 \cdot 10^3}{16100.99} (4.414) = 7.965 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \frac{M}{I} (d - y) = 15 \frac{29.056 \cdot 10^3}{16100.99} (18 - 4.414) = 367.76 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \sigma_b = 7.965 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s = 367.76 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \end{cases} \quad (C.V)$$

o Pour appuis :

• Position de l'axe neutre :

$$\frac{b y^2}{2} - 15 A_s (d - y) = 0 \Rightarrow \frac{100 y^2}{2} - 15(3.14)(18 - y) = 0. \Rightarrow y = 3.674 \text{ cm.}$$

- Moment d'inertie :

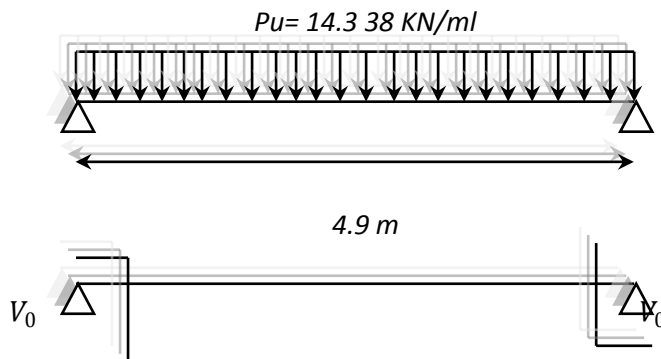
$$I = \frac{b y^3}{3} + 15 A_s (d - y)^2 = 11319.62 \text{ cm}^4.$$

$$\sigma_b = \frac{M}{I} y = \frac{17.273 \cdot 10^3}{11319.62} (3.674) = 5.61 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = 15 \frac{M}{I} (d - y) = 15 \frac{17.273 \cdot 10^3}{11319.62} (18 - 3.674) = 327.91 \text{ MPa.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_b = 4.40 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa.} \\ \sigma_s = 327.91 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa.} \end{array} \right. (C.V).$$

❖ Vérification de l'effort tranchant :



$$\frac{P L}{2} = \frac{14.338 (4.9)}{2} = 35.13 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V}{b d} = \frac{35.13 \cdot 10^3}{1000 \cdot 180} = 0.195 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28}, 5 \text{ MPa} \right\} = 3.33 \text{ MPa; Fissuration peu préjudiciable.}$$

On a : $\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow$ pas de nécessité des armatures transversales.

Modèle « D » :❖ Détermination de l'épaisseur de la paillasse :

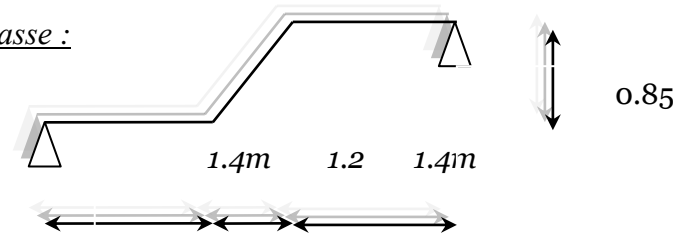
$$L = 4.00 \text{ m} \Rightarrow e_p = 20 \text{ cm.}$$

❖ Evaluation des charges :

$$\text{tg } \alpha = \frac{85}{120} = 0.708 \Rightarrow \alpha = 32.94$$

$$\cos \alpha = 0.8122.$$

$$\sin \alpha = 0.63863$$

**Figure III. 5 :** Modèle « D »**Charge permanente :**✓ Poids propre de volée :

$$g_1 = \gamma_{BA} \left(\frac{e}{\cos \alpha} + \frac{h}{2} \right) \Rightarrow g_1 = 25 \left(\frac{0.20}{0.8122} + \frac{0.17}{2} \right) = 8.275 \frac{KN}{m^2}.$$

✓ Poids propre de revêtement :

- sur la marche (carrelage + mortier de pose) :

$$P_1 = 0.5 + 0.5 = 1 \frac{KN}{m^2} / m^2 \text{ horizontale.}$$

- Sur contre marche (carrelage + mortier de pose) :

$$P_2 = 0.5 + 0.5 = 1 \frac{KN}{m^2} / m^2 \text{ verticale.}$$

- Enduit de plâtre :

$$P_3 = 0.2 \frac{KN}{m^2}$$

$$\Rightarrow g_2 = P_1 + P_2 \left(\frac{h}{g} \right) + \frac{P_3}{\cos \alpha} = 1 + 1 \times \frac{0.17}{0.3} + \frac{0.2}{0.8122} = 1.80 \frac{KN}{m^2}.$$

$$\text{Pour une bande de 1 m de largeur : } g_1 = 8.275 \frac{KN}{ml} \text{ et } g_2 = 1.80 \frac{KN}{ml}$$

✓ Grade corps (rampe) :

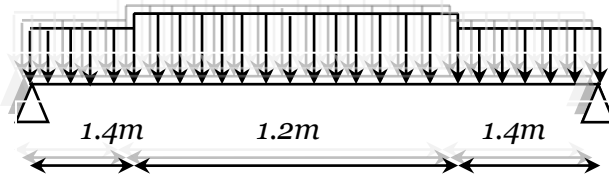
$$g_3 = 0.15 \frac{KN}{ml}.$$

$$\text{Donc : } g = g_1 + g_2 + g_3 = 10.10 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$$

✓ Palier :

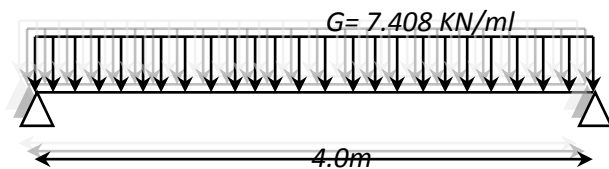
$$g_0 = 25(0.20) + 1 + 0.2 = 6.2 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \Rightarrow g_0 = 6.2 \frac{\text{KN}}{\text{ml}} \text{ (bande de 1m).}$$

$$g_0 = 6.2 \text{ KN/ml} \quad g = 10.225 \text{ KN/ml} \quad g_0 = 6.2 \text{ KN/ml}$$



Calculi de charge equivalent:

$$G_e = \frac{\sum g_i L_i}{\sum L_i} = \frac{10.225(1.2) + 6.2(2 \times 1.4)}{1.2 + 2 \times 1.4} = 7.408 \text{ KN/ml.}$$



❖ Calculi des sollicitations :

$$\text{ELU : } P_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 (7.408) + 1.5 (2.5) = 13.751 \text{ KN/ml.}$$

$$M_0 = \frac{P_u L^2}{8} = \frac{13.751(4)^2}{8} = 27.502 \text{ KNm.}$$

$$\text{Moment sur appuis : } M_a = 0.4M_0 = 11.0008 \text{ KNm.}$$

↙
Moment sur travée :

$$\alpha = \frac{Q}{G + Q} = \frac{2.5}{7.408 + 2.5} = 0.252.$$

$$M_t \geq \max\{1.05M_0, (1 + 0.3\alpha)M_0\} - \frac{M_w + M_e}{2}.$$

$$M_t \geq \max\{28.877, 29.581\} - 11.0008 \Rightarrow M_t = 29.581 - 11.581 = 18 \text{ KNm.}$$

Vérification : $M_t \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0 \Rightarrow M_t = 18 \text{ KNm} > 17.541 \text{ KNm}$ (C.V).

VII.5.3 Calcul de ferrailage :

o Pour travée : $M_t = 18 \text{ KNm}$.

$$\mu = \frac{M}{b d^2 \sigma_b} = \frac{18 \cdot 10^3}{100 \cdot 18^2 \cdot 14.2}$$

$$= 0.039 \Rightarrow \begin{cases} \alpha = 0.049 \\ \beta = 0.980 \end{cases} \text{ (tableau).}$$

$$A'_s = 0$$

$$A_s = \frac{M}{\beta d \sigma_s} = \frac{18 \cdot 10^3}{0.98 (18) 348} = 2.93 \text{ cm}^2.$$

On adopte : $A_s = 4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2$,

Les armatures de répartition :

$$A_t = \frac{A_s}{4} = 0.785 \text{ cm}^2 \Rightarrow 2HA8 = 1.00 \text{ cm}^2.$$

o Pour appuis : $M_a = 11.0008 \text{ KNm}$

$$\mu = \frac{M}{b d^2 \sigma_b} = \frac{11.0008 \cdot 10^3}{100 \cdot 18^2 \cdot 14.2}$$

$$= 0.024 \Rightarrow \begin{cases} \alpha = 0.030 \\ \beta = 0.988 \end{cases} \text{ (tableau).}$$

$$A'_s = 0$$

$$A_s = \frac{M}{\beta d \sigma_s} = \frac{11.0008 \cdot 10^3}{0.988 (18) 348} = 1.77 \text{ cm}^2.$$

On adopte : $A_s = 4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2$,

Les armatures de répartition :

$$A_t = \frac{A_s}{4} = 0.78 \text{ cm}^2 \Rightarrow 2HA8 = 1.00 \text{ cm}^2.$$

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \max \left\{ \frac{bh}{1000}, \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} \right\} = \{2cm^2, 2.58cm^2\} = 2.58cm^2.$$


Travée : $A_s = 4HA10 = 3.14cm^2, (C.V)$

Appuis : $A_s = 4HA10 = 3.14cm^2, (C.V)$

❖ Verification à ELS :

$P = 7.408 + 2.50 = 9.908 \text{ KN/ml.}$

$M_0 = 19.81 \text{ KNm.}$

 *Moment sur appuis* : $M_a = 0.4M_0 = 7.924 \text{ KNm.}$

Moment sur travée :

$$\alpha = \frac{Q}{G + Q} = \frac{2.5}{7.408 + 2.5} = 0.252$$

$$M_t \geq \max\{1.05M_0, (1 + 0.3\alpha)M_0\} - \frac{M_w + M_e}{2}.$$

$$M_t \geq \max\{20.8005, 21.31\} - 7.924 \Rightarrow M_t = 21.31 - 7.924 = 13.386 \text{ KNm.}$$

Vérification :

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 \Rightarrow M_t = 13.386 \text{ KNm} > 12.63 \text{ KNm} \quad (C.V).$$

Vérification des contraintes :

○ Pour travée :

- Position de l'axe neuter :

$$\frac{b y^2}{2} - 15 A_s (d - y) = 0 \Rightarrow \frac{100 y^2}{2} - 15(3.14)(18 - y) = 0. \Rightarrow y = 3.674 \text{ cm.}$$

- Moment d'inertie :

$$I = \frac{b y^3}{3} + 15 A_s (d - y)^2 = 11319.62 \text{ cm}^4.$$

$$\sigma_b = \frac{M}{I} y = \frac{1810^3}{11319.62} (3.674) = 5.84 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = 15 \frac{M}{I} (d - y) = 15 \frac{18 \cdot 10^3}{11319.62} (18 - 3.674) = 341.71 \text{ MPa.}$$

$$\begin{cases} \sigma_b = 5.84 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa.} \\ \sigma_s = 341.71 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa.} \end{cases} \text{ (C.V).}$$

o **Pour appuis :**

- Position de l'axe neutre :

$$\begin{aligned} \frac{b y^2}{2} - 15 A_s (d - y) &= 0 \Rightarrow \frac{100 y^2}{2} - 15(3.14)(18 - y) = 0. \Rightarrow y \\ &= 3.674 \text{ cm.} \end{aligned}$$

- Moment d'inertie :

$$I = \frac{b y^3}{3} + 15 A_s (d - y)^2 = 11319.62 \text{ cm}^4.$$

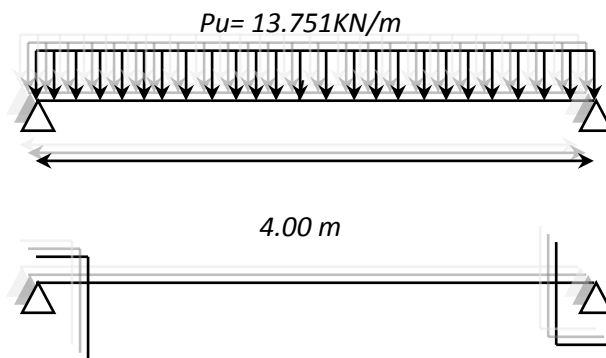
$$\sigma_b = \frac{M}{I} y = \frac{11.0008 \cdot 10^3}{11319.62} (3.674) = 3.57 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = 15 \frac{M}{I} (d - y) = 15 \frac{11.0008 \cdot 10^3}{11319.62} (18 - 3.674) = 208.84 \text{ MPa.}$$

$$\begin{cases} \sigma_b = 3.57 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa.} \\ \sigma_s = 208.84 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa.} \end{cases} \text{ (C.V).}$$

Vérification de l'effort tranchant :

$$V_0 = \frac{P L}{2} = \frac{13.751 (4)}{2} = 27.502 \text{ KN.}$$



$$\tau_u = \frac{V}{b d} = \frac{27.502 \cdot 10^3}{1000 \cdot 180} = 0.152 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28}, 5 \text{ MPa} \right\} = 3.33 \text{ MPa; Fissuration peu préjudiciable.}$$

On a : $\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow$ pas de nécessité des armatures transversales.

Chapitre IV

Etude dynamique

1-Choix de la méthode de calcul

2-Masse Sismique de chaque niveau

3- La Méthode d'analyse modale spectrale

4- Vérifications des résultats de calcul

5-Comparaison entre la forme régulière et la forme irrégulière

:Etude Dynamique

choix de la méthode de calcul :

L'étude sismique a pour but de calculer les forces sismiques ; calcul peut être mené par les trois méthodes qui sont :

- La méthode statique équivalente.
- la méthode d'analyse modale spectrale.
- la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes .

Conditions d'application de la méthode statique équivalente

1. Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrites au chapitre III, paragraphe 3.5 avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III.
2. Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncées en a), les conditions complémentaires suivantes :

➤ **Zone I** : tous groupes

➤ **Zone IIa** :

- groupe d'usage 3.
- groupes d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23 m.
- 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 IIb et 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.

Conditions d'application de la méthode d'analyse modale spectrale.

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

Conditions d'application de la méthode d'analyse dynamique.

La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

Masse sismique de chaque niveau:

Calcul des masses des éléments :

BLOC 01:

Acrotères :

Terrasse non accessible $S = 0,0735$

$m^2 \quad G = 2500 \text{ Kg/m}^3$

$\Rightarrow P = G \times S = 183,75 \text{ Kg/ml}$

Plancher :

Plancher à corps creux (20+ 4) cm

Etage courant : $G = 584 \text{ Kg/m}^2 \quad P = 250 \text{ Kg/m}^2$

Etage terrasse : $G = 792 \text{ Kg/m}^2 \quad P = 100 \text{ Kg/m}^2$

Poutres principales : $0,35 \times 0,50 \times 2500 = 437.5 \text{ Kg/ml}$

Poutres secondaires : $0,3 \times 0,40 \times 2500 = 300 \text{ Kg/ml}$

Poteaux :

$6^{\text{ème}} + 5^{\text{ème}} + 4^{\text{ème}} \text{ étage} = 0,35 \times 0,35 \times 2500 = 306.25 \text{ Kg/ml}$

$3^{\text{ème}} + 2^{\text{ème}} + 1^{\text{er}} \text{ étage} = 0,40 \times 0,40 \times 2500 = 400 \text{ Kg/ml}$

Plancher terrasse (6^{ème} étage) : niveau + 18.36m

$St = 137.025 \text{ m}^2 \quad S_{\text{corps creux}} = 92.6 \text{ m}^2$

Plancher à corps creux (20 + 4) : $92.6 \times 792 \dots\dots\dots 73339.2 \text{ Kg}$

Poutres principales : $437.5 \times 38.92 \dots\dots\dots 17027.5 \text{ Kg}$

Poutres secondaires : $300 \times 40.44 \dots\dots\dots 12132 \text{ Kg}$

½ voiles : $0,5 \times 0,2 \times 3,06 \times 2500 \times 28 \dots\dots\dots 21420 \text{ Kg}$

½ poteau : $0,5 \times 3,06 \times 306,25 \times 13 \dots\dots\dots 6091.31 \text{ Kg}$

½ mur de façade : $0,5 \times 0,3 \times 3,06 \times 1300 \times 80 \% \times 47.46 \dots\dots\dots 22655.51 \text{ Kg}$

Acrotère : $183,75 \times 47.46 \dots\dots\dots 8720.775 \text{ Kg}$

20 % surcharge d'exploitation : $100 \times 0,2 \times 137.025 \dots\dots\dots 2740.5 \text{ Kg}$

$W_0 = 164126.795 \text{ Kg}$

Plancher 5^{ème} et 4^{ème} étage :

$S_{\text{corps creux}} = 92.6 \text{ m}^2$

Plancher à corps creux (20 + 4)..... 54078.4 Kg

Poutres principales: 17027.5 Kg

Poutres secondaires 12132Kg

Voiles 42840Kg

Poteaux 12182.62Kg

Mur de façade..... 45311.02Kg

20 % surcharge : $250 \times 0,2 \times 137.025$ 6851.25 Kg
 $W_{1-2} = 190422.79$ Kg

Plancher 3^{ème} étage :

$S_{\text{corps creux}} = 92.6 \text{ m}^2$

Plancher à corps creux (20 + 4) 54078.4 Kg

Poutres principales 17027.5 Kg

Poutres secondaires 12132 Kg

Voiles 42840Kg

Poteaux $0,5 \times 3,06 \times 400 \times 13 + 6091.31$ 14047.31Kg

Mur de façade 45311.02Kg

20 % surcharge d'exploitation..... 6851.25 Kg

$W_3 = 192287.48$ Kg

Plancher 1 et 2^{ème} étage :

$S_{\text{corps creux}} = 92.6 \text{ m}^2$

Plancher à corps creux (20 + 4) 54078.4 Kg

Poutres principales 17027.5 Kg

Poutres secondaires 12132Kg

Voiles 42840Kg

Poteaux $3.06 \times 400 \times 13$ 15912 Kg

Mur de façade 45311.02Kg

20 % surcharge d'exploitation..... 6851.25 Kg

$W_{4-5} = 194152.17$ Kg

Calcul du centre de masse et le moment massique :

On détermine le centre de masse à partir d'un repère global, la formule de calcul est :

$$X = \frac{\sum M_i X_i}{\sum M_i} \qquad y = \frac{\sum M_i y_i}{\sum M_i}$$

Dans le logiciel « SAP 2000 » les masses qu'on introduit ne comprennent pas les masses des poteaux, poutres et voiles car il les calculent automatiques tout seul.

La formule est la suivante : $M_{xy} = \frac{M}{A} (I_{xx} + I_{yy})$

M : masse du plancher considéré

A : Section du plancher

I_{xx} : Moment d'inertie du plancher / x_m

I_{yy} : Moment d'inertie du plancher / y_m

M_{xy} : Moment d'inertie massique

BLOC01:

Tableau récapitulatif de centre de masse et moment d'inertie massique :

Niveau	A (m ²)	Masse (Kg)	X _G (m)	Y _G (m)	I _{xx} (m ⁴)	I _{yy} (m ⁴)	M _{xy} (t.m)
6 ^{ème} étage	137.025	164126.795	6.86	4.99	1137.32	2152.59	3940.618
5 ^{ème} étage	137.025	190422.79	6.86	4.99	1137.32	2152.59	4571.956
4 ^{ème} étage	137.025	190422.79	6.86	4.99	1137.32	2152.59	4571.956
3 ^{ème} étage	137.025	192287.48	6.86	4.99	1137.32	2152.59	4616.734
2 ^{ème} étage	137.025	194152.17	6.86	4.99	1137.32	2152.59	4661.512
1 ^{er} étage	137.025	194152.17	6.86	4.99	1137.32	2152.59	4661.512

Tableau IV.2 : Tableau récapitulatif de centre de masse et moment d'inertie massique

BLOC 02:

Tableau récapitulatif de centre de masse et moment d'inertie massique :

Niveau	A (m ²)	Masse (Kg)	X _G (m)	Y _G (m)	I _{xx} (m ⁴)	I _{yy} (m ⁴)	M _{xy} (t.m)
6 ^{ème} étage	153.31	179501.075	6.87	5.57	1588.35	2415.46	4687.810
5 ^{ème} étage	153.31	193573.825	6.87	5.57	1588.35	2415.46	5055.331
4 ^{ème} étage	153.31	193573.825	6.87	5.57	1588.35	2415.46	5055.331
3 ^{ème} étage	153.31	207994.325	6.87	5.57	1588.35	2415.46	5431.933
2 ^{ème} étage	153.31	210212.825	6.87	5.57	1588.35	2415.46	5489.871
1 ^{er} étage	153.31	210212.825	6.87	5.57	1588.35	2415.46	5489.871

Tableau IV.3: Tableau récapitulatif de centre de masse et moment d'inertie massique

BLOC 03:

Tableau récapitulatif de centre de masse et moment d'inertie massique :

Niveau	A (m ²)	Masse (Kg)	X _G (m)	Y _G (m)	I _{xx} (m ⁴)	I _{yy} (m ⁴)	M _{xy} (t.m)
6 ^{ème} étage	327.82	354061,677	7.75	10.57	12220.27	6563.30	20286.987
5 ^{ème} étage	327.82	255121,98Kg	7.75	10.57	12220.27	6563.30	14618.0317
4 ^{ème} étage	327.82	255121,98Kg	7.75	10.57	12220.27	6563.30	14618.0317
3 ^{ème} étage	327.82	282732,23Kg	7.75	10.57	12220.27	6563.30	16200.0986
2 ^{ème} étage	327.82	286442,48	7.75	10.57	12220.27	2415.46	16412.675
1 ^{er} étage	327.82	286442,48	7.75	10.57	12220.27	2415.46	16412.675

Tableau IV.4: Tableau récapitulatif de centre de masse et moment d'inertie massique

BLOC 01

BLOC de la forme 'L' :

Niveau	A (m ²)	Masse (t)	X _G (m)	Y _G (m)	I _{xx} (m ⁴)	I _{yy} (m ⁴)	M _{xy} (t.m)
6 ^{ème} étage	484,51	213,381	12,73	12,31	12884,46	36009,05	21532,984
5 ^{ème} étage	484,51	479,354	12,73	12,31	12884,46	36009,05	48373,201
4 ^{ème} étage	484,51	479,354	12,73	12,31	12884,46	36009,05	48373,201
3 ^{ème} étage	484,51	484,728	12,73	12,31	12884,46	36009,05	48915,5091
2 ^{ème} étage	484,51	490,102	12,73	12,31	12884,46	36009,05	49457,8173
1 ^{er} étage	484,51	490,102	12,73	12,31	12884,46	36009,05	49457,8173

Tableau IV.5 : Tableau récapitulatif de centre de masse et moment d'inertie massique

Etude sismique :

Notre structure ne répond pas aux conditions exigées par RPA99version2003 pour pouvoir utiliser la méthode statique équivalente; Alors que le calcul sismique se fera par **la méthode dynamique spectrale**.

method dynamique modèlespectral :

a. Principe :

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

b. Spectre de réponse de calcul :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1} (2,5\eta \frac{Q}{R} - 1)\right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta (1,25A) \left(\frac{Q}{R}\right)^{2/3} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta (1,25A) \left(\frac{Q}{R}\right) \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta (1,25A) \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R}\right) & T \geq 3,0s \end{cases}$$

A : Coefficient d'accélération de zone.

η : Coefficient de correction d'amortissement.

Q : Facteur de qualité.

T_1, T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

R : Coefficient de comportement.

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \zeta}} \geq 0.7$$

ζ : Pourcentage d'amortissement critique donnée par le tableau 4.2 (RPA99/version2003)

Dans notre cas $\zeta = 7\%$.

$$\Rightarrow \eta = 0.8819$$

A = 0.25 (tableau 4.1 RPA99/version2003).

R = 4 (structure mixte avec interaction - tableau 4.3 RPA99/version2003).

$T_1 = 0.15$ sec (tableau 4.7 RPA99/version 2003).

$T_2 = 0.50$ sec

$$Q = 1.25$$

c. Nombre de modes à considérer :

D'après le RPA99/version 2003 (article 4.3.4 -a) :

Pour les structures représentées, par des modèles plans dans deux directions orthogonale, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions de l'excitation doit être tel que :

- la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.
- Où que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois dans chacune des directions considérées.

IV.5.2 Vérifications résultats de calcul:

BLOC 01:

a. Périodes et facteurs de participation massique :

Mode	Période	facteur de participation massique		facteur de participation cumulé	
		UX	UY	$\sum UX$	$\sum UY$
1	0,314271	0,69379	0,00033	0,69379	0,00033
2	0,262194	0,00034	0,72657	0,69413	0,7269
3	0,157279	0,00016	0,00011	0,69428	0,72701
4	0,075082	0,20776	0,0002	0,90205	0,72721
5	0,071267	0,00024	0,17761	0,90229	0,90483

Tableau IV.6 : Les Périodes et facteurs de participation massique

période et facteur de participation massique:

Interprétation :

La période fondamentale $T=0,314271$ sec est inférieure à celle calculée par les formules empiriques donnée par le RPA 99/version 2003 (formeule 4-6 de l'article 4-2-4)

b. Les réactions à la base :

Spectre	F _x kN	F _y Kn	F _z kN	M _x kN. M	M _y kN. m	M _z kN. m
EX	1513,166	36,073	1,457	482,3809	19635,3655	7464,8781
EY	36,073	1552,734	1,149	20198,5713	482,8776	10604,942

Tableau IV.7 : les réactions à la base

Vérifications réglementaires

La résultante des forces sismiques :

L'une des vérifications préconisées par le RPA99/version 2003 est relative à la résultante des forces sismiques. En effet la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V .

Si $V_t < 0.8 V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport $r = \frac{0.8V}{V_t}$.

On doit donc évaluer l'effort tranchant à la base de structure par la méthode statique équivalente.

Calcul de la force sismique totale :

Dans cette méthode l'intensité effective de l'action sismique est donnée sous la forme d'effort tranchant maximum à la base de la structure,

$$\text{Soit : } V = \frac{A.D.Q}{R}.W \quad \text{RPA99/version 2003 (art 4,2,3)}$$

Nous avons un contreventement mixte voiles –portiques, donc on prendra : $\xi = 7\%$.

$$\text{D'où } \eta = 0,8819 > 0,7.$$

Estimation empirique de la période fondamentale :

Dans notre cas (structure mixte), la période fondamentale correspond à la plus petite valeur obtenue par les formules 4-6 et 4-7 du RPA99.

$$H_N = 18,36m.$$

$$d = 22,35m$$

$$\text{Alors : } T = \min (0,443 \text{ sec} , 0,314\text{sec})$$

$$\text{Donc } T = 0,314\text{sec}$$

Le coefficient dynamique moyen : **D=2,20**

Poids total: $W_T = 1125.561t$

Paramètres	Résultats
A	0,15
D	2,20
Q	1,25
R	4
W	1125.56
T_T	0,314
η	0,8819

$$V = \frac{A \times D \times Q \times W}{R}$$

$$\Rightarrow V_T =$$

$$\frac{(0,15 \times 2,20 \times 1,25 \times 1125,56)}{4} = 116,073t$$

Tableau IV.8 : Résumé des résultats

L'effort tranchant à la base :

Spectre	F _x (t)	F _y (t)	V (t)	80%V	0.8V < F
E _x	151.316	3.607	116.073	92.859	vérifiée
E _y	3.607	155.273	116.073	92.859	vérifiée

Tableau IV.9 : l'effort tranchant à la base

La résultante des forces à la base 'F' obtenue par la combinaison des valeurs Modales est supérieur à **80%** de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente 'V' **(RPA99/version 2003 Article. 4.3.6)**

Donc la condition est vérifiée.

Les déplacements latéraux inter-étages :

L'une des vérifications préconisées par le RPA99/version 2003, concerne les déplacements latéraux inter-étages. En effet, selon l'article 5.10 du RPA99/version 2003, l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée :

$$\Delta_x^k \leq \bar{\Delta} \quad \text{Et} \quad \Delta_y^k \leq \bar{\Delta}$$

Avec:

$$\bar{\Delta} = 0.01h_e \quad \text{où} \quad h_e : \text{Hauteur de l'étage.}$$

$$\text{Avec : } \Delta_x^k = R \Delta_{ex}^k \quad \text{et} \quad \Delta_y^k = R \Delta_{ey}^k$$

$$\text{Où ; } \Delta_{ex}^k = \delta_{ex}^k - \delta_{ex}^{k-1} \quad \text{et} \quad \Delta_{ey}^k = \delta_{ey}^k - \delta_{ey}^{k-1}$$

Δ_{ex}^k : Correspond au déplacement relatif au niveau k par rapport au niveau k-1 dans le sens x (idem dans le sens y, Δ_{ey}^k).

Avec :

δ_{ex}^k : Est le déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau k dans le sens x (idem dans le sens y, δ_{ey}^k).

Les déplacements résultants de la combinaison des charges G+Q+E:

On a : $R = 4$

Les principaux résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Z(m)	δ_{ex} (mm)	δ_{ey} (mm)	Δ_{ex} (mm)	Δ_{ey} (mm)	Δ_x (mm)	Δ_y (mm)	Δ (mm)	observation
18.36	5.199	2.994	1.10	0.525	4.4	2.1	30.6	vérifiée
15.3	4.098	2.469	1.08	0.574	4.32	2.29	30.6	vérifiée
12.24	3.015	1.895	1.04	0.593	4.16	2.37	30.6	vérifiée
9.18	1.971	1.302	0.91	0.562	3.64	2.25	30.6	vérifiée
6.12	1.057	0.740	0.69	0.46	2.76	1.84	30.6	vérifiée
3.06	0.367	0.285	0.36	0.29	1.44	1.16	30.6	vérifiée

Tableau IV.10 : Les déplacements résultants de la combinaison des charges G+Q+E

BLOC 02:

a. Périodes et facteurs de participation massique :

Mode	Période	facteur de participation massique		facteur de participation cumulé	
		UX	UY	ΣUX	ΣUY
1	0,326409	0,69003	0,00264	0,69003	0,00264
2	0,289739	0,0026	0,71235	0,69263	0,71498
3	0,171119	0,00008008	0,00464	0,69271	0,71962
4	0,08018	0,20477	0,00219	0,89749	0,72181
5	0,077666	0,00238	0,18062	0,89986	0,90243
6	0,05566	0,00154	0,000004055	0,9014	0,90243

Tableau IV.11 : Périodes et facteurs de participation massique

Période et facteur de participation massique:

b. Les réactions à la base :

Spectre	F _x (kN)	F _y (kN)	F _z (KN)	M _x kN. m	M _y kN. m	M _z kN. m
EX	1710,642	93,163	1,533	1243,0466	22102,7507	9222,2581
EY	93,163	1738,979	0,6	22461,7687	1253,3897	11720,3243

Tableau IV.12 : les réactions à la base

L'effort tranchant à la base :

Spectre	F _x (t)	F _y (t)	V (t)	80%V	0.8V < F
E _x	171.06	9.316	123.241	98.59	vérifiée
E _y	9.316	173.897	123.241	98.59	vérifiée

Tableau IV.13: l'effort tranchant à la base

Les déplacements résultants de la combinaison des charges G+Q+E:

On a : $R = 4$

Les principaux résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Z(m)	δ_{ex} (mm)	δ_{ey} (mm)	Δ_{ex} (mm)	Δ_{ey} (mm)	Δ_x (mm)	Δ_y (mm)	Δ (mm)	observation
18.36	4.917	4.059	0.963	0.737	3.852	2.948	30.6	vérifiée
15.3	3.954	3.322	1.027	0.789	4.108	3.156	30.6	vérifiée
12.24	2.927	2.533	0.992	0.809	3.968	3.236	30.6	vérifiée
9.18	1.935	1.724	0.887	0.762	3.548	3.048	30.6	vérifiée
6.12	1.048	0.962	0.685	0.611	2.74	2.444	30.6	vérifiée
3.06	0.363	0.351	0.363	0.351	1.452	1.404	30.6	vérifiée

Tableau IV.14 : Les déplacements résultants de la combinaison des charges G+Q+E

BLOC 03:

a. Périodes et facteurs de participation massique :

	Period	UX	UY	UZ	SumUX
	Sec	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)
1	0,58637	4,811E-07	0,79978	0,00001475	4,811E-07
2	0,466312	0,75977	7,004E-07	3,199E-11	0,75977
3	0,273904	0,00076	0,00001624	5,535E-09	0,76053
4	0,117875	1,616E-09	0,14083	0,00000664	0,76053
5	0,106004	0,18334	1,595E-09	8,924E-14	0,94387

Tableau IV.15: Périodes et facteurs de participation massique

b. Les réactions à la base :

	GlobalFX	IFY	IFZ	IMX	MY	MZ
	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
EX,	2366,086	2,383	0,009012	31,2759	31028,8215	25248,0546
EY,	2,383	2214,381	5,689	28674,7699	41,7378	17128,7183

Tableau IV.16: les réactions à la base

L'effort tranchant à la base :

Spectre	F _x (t)	F _y (t)	V (t)	80%V	0.8V < F
E _x	236,608	0,238	125,768	100,614	vérifiée
E _y	0,238	221,438	125,768	100,614	vérifiée

Tableau IV.17: l'effort tranchant à la base

Les déplacements résultants de la combinaison des charges G+Q+E:

On a : $R = 4$

Les principaux résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Z(m)	δ_{ex} (mm)	δ_{ey} (mm)	Δ_{ex} (mm)	Δ_{ey} (mm)	Δ_x (mm)	Δ_y (mm)	Δ (mm)	observation
18,36	9,28	14,3	1,672	2,177	6,688	8,708	30,6	vérifiée
15,3	7,608	12,123	1,708	2,35	6,832	9,4	30,6	vérifiée
12,24	5,9	9,773	1,679	2,435	6,716	9,74	30,6	vérifiée
9,18	4,221	7,338	1,56	2,452	6,24	9,808	30,6	vérifiée
6,12	2,661	4,886	1,405	2,483	5,62	9,932	30,6	vérifiée
3,06	1,256	2,403	1,256	2,403	5,024	9,612	30,6	vérifiée

Tableau IV.18 : Périodes et facteurs de participation massique

BLOC L:

a. Périodes et facteurs de participation massique :

	Period	UX	UY	SumUX	SumUY
	Sec	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)
1	0,527421	0,00187	0,77757	0,00187	0,77757
2	0,460363	0,7711	0,00146	0,77297	0,77904
3	0,337981	0,00234	0,0068	0,77532	0,78584
4	0,124353	0,00032	0,15439	0,77564	0,94023
5	0,106951	0,16889	0,00022	0,94453	0,94045

Tableau IV.19: Les déplacements résultants de la combinaison des charges G+Q+E

Les déplacements résultants de la combinaison des charges G+Q+E:

Z(m)	δ_{ex} (mm)	δ_{ey} (mm)	Δ_{ex} (mm)	Δ_{ey} (mm)	Δ_x (mm)	Δ_y (mm)	Δ (mm)	observation
18,36	7,855	12,309	1,316	1,921	5,264	7,684	30,6	vérifiée
15,3	6,539	10,388	1,404	2,056	5,616	8,224	30,6	vérifiée
12,24	5,135	8,332	1,45	2,152	5,8	8,608	30,6	vérifiée
9,18	3,685	6,18	1,398	2,175	5,592	8,7	30,6	vérifiée
6,12	2,287	4,005	1,272	2,016	5,088	8,064	30,6	vérifiée
3,06	1,015	1,989	1,015	1,989	4,06	7,956	30,6	vérifiée

Tableau IV.20 : Les déplacements résultants de la combinaison des charges G+Q+E

b. Les réactions à la base :

OutputCase	GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ	GlobalMX	GlobalMY	GlobalMZ
Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
EX	3483,018	158,038	20,808	1894,7826	42254,1306	43309,0365
EY:	158,038	3370,34	11,899	41044,2768	2059,4932	40997,7483

Tableau IV.21: Les réactions à la base

Les déplacements résultants de la combinaison des charges G+Q+E:

L'effort tranchant à la base :

Spectre	F _x (t)	F _y (t)	V (t)	80%V	0.8V < F
E _x	348,3018	15,8038	271,942	217,5536	vérifiée
E _y	15,8038	337,034	271,942	217,5536	vérifiée

Tableau IV.22 : L'effort tranchant à la base

Comparaissent entre régulier et la' irrégulière:

	période	facteur de participation massique		type de mode	PECENTAGE	DEPLACEMENT
		U _x	U _y			
FOURME REGULIRE	0,466491	0,7583	0,000012	Translation	MODE 05	0,009399
					94,387	
FOURME IRREGULIARE	0,460363	0,7711	0,00146	Translation	MODE 05	0,011154
					94,453	

Tableau IV.23 : Comparaissent entre régulier et la' irrégulière**Remarque :**

- Le déplacement de la forme irrégulier est plus grand que la forme régulière. Ont citez a ce point l'importance de la forme en plan sur la stabilité de la structure.
- Les pourcentages de la masse modale pour les deux formes sont convergents

Chapitre V

Ferraillage des portiques et voiles

- 1. Ferraillage des poteaux**
- 2. Ferraillage des poutres**
- 3. Ferraillage des voiles**

V.1 Ferrailage :

Pour le calcul du ferrailage des éléments résistants de notre structure, on doit tenir compte de combinaisons suivantes :

- Combinaisons fondamentals :
$$\left\{ \begin{array}{l} 1,35 G + 1,5 P \\ G + P \end{array} \right.$$
- Combinaison accidentelle :
$$\left\{ \begin{array}{l} G + P \pm E \\ 0,8 G \pm E \\ G + P \pm 1,2 E \end{array} \right.$$

Les sollicitations M, N et T dans les poteaux et les poutres sont donnés par le logiciel « SAP 2000 ».

V.1.1 Ferrailage des poteaux :

On à 2 types de poteaux à étudier :

Type 1	(40 × 40) cm ²
Type 2	(35 × 35) cm ²
Type 3	(50 × 40) cm ²
Type 4	(45 × 30) cm ²

a. Armatures longitudinales proposés par le RPA99

Les armatures doivent être à haute adhérence droite et sans crochets.

Selon le paragraphe 7.4.2.1.

- Le pourcentage minimum imposé est :
 $A_{\min} = 0,8 \% \times b \times h \rightarrow$ zone II
- Le pourcentage maximum imposé est :
 $A_{\max} = 4 \% \times b \times h \rightarrow$ zone courante
 $A_{\max} = 6 \% b \times h \rightarrow$ zone recouvrement
- Le diamètre minimum de l'acier est : $\varnothing_{\min} = 12$ m
- La longueur de recouvrement minimale est : $40 \varnothing \rightarrow$ zone II
- La distance entre les barres verticales doit être ≤ 25 cm \rightarrow zone II

b. Armatures minimales imposés par BAEL :

$$A_{\min} = \max (0,2 \times b \times h/100 ; 4 \text{ cm}^2)$$

c. Détermination de la zone nodale :

- La zone nodale est constituée par le nœud poutre – poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent.
- Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure 8.1.

$$h' = \max (h_e/6 ; b_1 ; h_1 ; 60 \text{ cm})$$

$$h' = \max (306/6 ; 40 ; 40 ; 60 \text{ cm})$$

$$h' = 60 \text{ cm}$$

$$L' = 2 h \text{ poutre} = 80 \text{ cm}$$

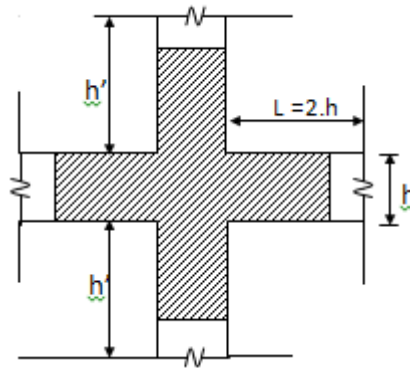


Figure V. 1 : Zone nodale

d. armatures transversals :

les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{Ak}{t} = \frac{\delta_a V_u}{ht \times f_a}$$

V_u : Effort tranchant de calcul

ht : Hauteur totale de la section brute

f_a : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale

δ_a : est un coefficient correcteur qui tient compte de l'élançement géométrique du poteau dans la direction considérée

t : est l'élançement des armatures transversales et les valeurs maximums de ce dernier sont fixées comme suit :

Zone nodale (pour zone II)

$$t \leq \min (10 \varnothing_{L \min} ; 15 \text{ cm}) = (10 \times 1,2 ; 15 \text{ cm}) = 12 \text{ cm} \text{ soit } t_1 = 10 \text{ cm}$$

Zone courante (pour zone II)

$$t' \leq 15 \varnothing_{L \min} \rightarrow t' = 15 \times 1,2 = 18 \text{ cm} \text{ soit } t' = 15 \text{ cm}$$

$\varnothing_{L \min}$ = Diamètre minimale des armatures longitudinale du poteau

e. La quantité d'armatures transversales minimale :

At/t . b₁ en % est donnée comme suit :

Si $\lambda_g \geq 5$: 0,3 %

$\lambda_g \leq 3$: 0,8 %

$3 < \lambda_g < 5$: Interpole entre les valeurs limitées précédentes

λ_g : est élancement géométrique du poteau

Avec $\lambda_g = (L_f / a \text{ ou } L_f / b)$

a et b : dimensions de la section droite de poteau dans la direction de déformation considéré

L_f : Longueur de flambement

V.2 Calcul du ferrailage :

A l'aide du fichier des résultats donné par le SAP2000 portant le nom Ah-mus ; on aura les résultats suivants en [KN] et [KN.m]

Type de Poteau		1 ^{er} , 2, 3 ^{ème} étage	4 ^{er} , 5, 6 ^{ème} étage	1 ^{ème} , 2, 3 ^{ème} étage	4 ^{ème} , 5, 6 ^{ème} étage
		01 (40 x 40)	02 (35 x 35)	03 (50 x 40)	04 (45 x 30)
Combinaisons 1,35G + 1,5 P 1^{er} cas	N _{max}	1722.32	982.72	722.54	289.04
	M _{22 corr}	7.22	14.14	2.14	3.40
	M _{33 corr}	0.51	8.51	0.84	1.27
Combinaisons G + P 2^{ème} cas	M _{33 max}	97.59	98.87	11.23	8.54
	N _{corr}	263.35	102.17	167.43	62.33
	M _{22 max}	83.63	61.52	13.78	7.37
	N _{corr}	413.52	123.48	733.78	49.19
Combinaisons G + P ± 1,2^{er} 0,8 G ± E 3^{ème} cas	N _{min}	72.24	13.99	84.42	16.12
	M _{33 corr}	7.42	1.64	0.30	0.94
	M _{22 corr}	7.38	3.81	1.41	1.56
	V _{22 max}	61,56	61.20	5.89	7.37
	V _{33 max}	53.08	39.25	6.54	8.54

Tableau V.24 : tableau récapitulatif des moments fléchissant et les efforts normaux.

Exemple de calcul:

Poteau: 1^{er}, 2, 3^{ème} étage

S = (40 × 40) cm²

On calcule le ferrailage par rapport à l'axe 2 – 2 et l'axe 3 – 3 car il existe deux moments M_{22} et M_{33} . ou ferrailage totale symétrique par rapport à ces deux axes.

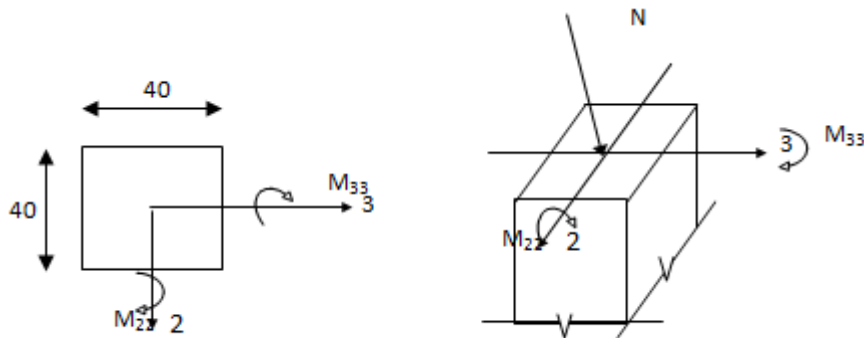


Figure V. 2: Sollicitations sur les poteaux

1^{er} cas :

ELUR

(1,35 G + 1,5P)

Les sollicitations prises en compte

$$N_{\max} = 1722.324 \text{ KN}$$

$$M_{33} = 0.5145 \text{ KN.m}$$

$$M_{22} = 7.2221 \text{ KN.m}$$

$$e_{G33} = \frac{M_{33}}{N} = \frac{51.45}{1722.324} = 0.029 \text{ cm}$$

$$e_{G22} = \frac{M_{22}}{N} = \frac{722.21}{1722.324} = 0,42 \text{ cm}$$

Etant donnée que les deux excentricités sont inférieures à la moitié de la hauteur du noyau

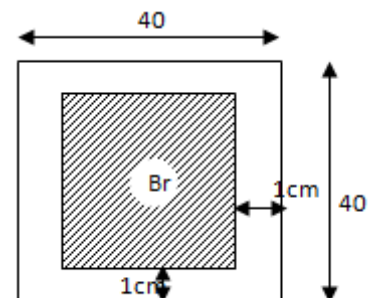
centrale ($\frac{k}{12} = 3,33 \text{ cm}$) on a donc, un compression centrée ce qui indique que la section

sera calculée à la compression simple.

$$F_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_{bc} = 0,85 \times \frac{25}{1,5} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$A_1' = \frac{N' - 100 \sigma_b \times B'}{\sigma_s \times 100} = \frac{1722.324 \times 10^3 - 100 \times 14,2 \times 40^2}{348 \times 100}$$

$$A_1' = -15.795 < 0 \Rightarrow A_1' = 0 \text{ cm}^2$$



ELSF :

$$\lambda = 3,46 \times \frac{Lf}{b} = 3,46 \times \frac{0,7 \times 306}{40} = 18,53$$

$$\lambda < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,25 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = \frac{0,85}{1 + 0,25 \left(\frac{18,53}{35} \right)^2}$$

Figure V.3: Section réduite du béton

$$\alpha = 0,79$$

$$A_2' = \frac{\gamma_s}{f_e} \left[\frac{Nu}{\alpha} - \frac{Br \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} \right]$$

$$Br = (h - 2)(b - 2) = (40 - 2)(40 - 2) = 1444 \text{ cm}^2$$

$$A_2' = \frac{1,15}{400} \left[\frac{1722,324 \times 10^3}{0,79} - \frac{1444 \times 25 \times 100}{0,9 \times 1,5} \right] \frac{1}{100}$$

$$A_2' = -14,20 \text{ cm}^2 < 0 \Rightarrow A_2' = 0 \text{ cm}^2$$

2^{ème} cas : combinaison accidentelle (G + P ± 1,2 E ; 0,8G ± E)

A :

$$\begin{cases} M_{33 \text{ max}} = 97.587 \text{ KN.m} \\ N_{\text{corr}} = 263.345 \text{ KN} \end{cases}$$

$$e_{G33} = M_{33}/N = 37,057 \text{ cm} > \frac{h}{2} = 20 \text{ cm}$$

$(0,337h - 0,81C) \sigma_b \times b \times h \leq N(d - c) - M_1 \Rightarrow$ section entièrement comprimée

①

②

$$M_1 = N \left(\frac{h}{2} - c \right) + M = 263,345 \times 10^3 \left(\frac{40}{2} - 5 \right) \times 10^{-2} + 97,587 \times 10^3 = 137088,75 \text{ N.m}$$

On a: ① > ② \Rightarrow SPC

Vérification de l'existence des armatures comprimées (A')

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{137088.75}{14,2 \times 40 \times 40^2} = 0,151 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow A' \exists$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \mu}) = 0.206$$

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha = 0.92$$

$$A_{FS} = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{137088.75}{348 \times 0,92 \times 40} = 10.70 \text{ cm}^2$$

$$\begin{aligned} A_{Fc} &= A_{FS} - N / 100 \times \sigma_s \\ &= 10.70 - 263.345 \times 10^3 / 100 \times 348 \\ &= 3.13 \text{ cm}^2 \rightarrow 3\text{HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

B:

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{22 \max} = 83.629 \text{ KN.m} \\ N_{\text{cor}} = 413.518 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$e_{G22} = M_{22} / N = 83.629 / 413.518 = 20.22 \text{ cm} > \frac{h}{2} = 20 \text{ cm}$$

$$M_1 = 413.518 \times 10^3 \left(\frac{40}{2} - 5 \right) \times 10^{-2} + 83.629 \times 10^3 = 145656.7 \text{ N.m}$$

On a: ① > ② \Rightarrow SPC

Vérification de l'existence des armatures comprimées (A')

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{145656.7}{14,2 \times 40 \times 40^2} = 0,16 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow A' \exists$$

$$\alpha = 0,219 ; \beta = 0,91$$

$$A_{FS} = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{145656.7}{348 \times 0,91 \times 40} = 11.499 \text{ cm}^2$$

$$A_{Fc} = A_{FS} - N / 100 \times \sigma_s = 11.499 - 413.518 \times 10^3 / 100 \times 348 = - 0.384 \text{ cm}^2$$

$$\rightarrow A_{Fc} = 0 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = \max (a,b) = 3.13 \text{ cm}^2$$

A :

$$\begin{cases} N_{\min} = 72.237 \text{ KN} \\ M_{33 \text{ cor}} = 7.4151 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$e_{G33} = M_{33}/N_{\min} = 10.3 \text{ cm} < \frac{h}{2} = 20 \text{ cm}$$

$$M_1 = 72.237 \times 10^3 \left(\frac{40}{2} - 5 \right) \times 10^{-2} + 7.4151 \times 10^3 = 18250.65 \text{ N.m}$$

On a: ① > ② \Rightarrow SPC

Vérification de l'existence des armatures comprimées (A')

$$\mu = \frac{18250.65}{14,2 \times 40 \times 40^2} = 0,020 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow A' \exists$$

$$\alpha = 0,025 ; \beta = 0,99$$

$$A_{FS} = \frac{18250.65}{400 \times 0,99 \times 40} = 1.15 \text{ cm}^2$$

$$A_{Fc} = 1,15 - 72.237 \times 10^3 / 100 \times 400 = - 0.656 \text{ cm}^2$$

$$\rightarrow A_{Fc} = 0 \text{ cm}^2$$

$$\mathbf{b :} \begin{cases} N_{\min} = 72.237 \text{ KN} \\ M_{22 \text{ cor}} = 7.3807 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$e_{G22} = M_{22}/N_{\min} = 7.381/72.237 = 10.22 \text{ cm} < \frac{h}{2} = 20 \text{ cm}$$

$$M_1 = 72.237 \times 10^3 \left(\frac{40}{2} - 5 \right) \times 10^{-2} + 7.381 \times 10^3 = 18216.55 \text{ N.m}$$

$$\mu = \frac{18216.55}{14,2 \times 40 \times 40^2} = 0,020 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow A' \exists$$

$$\alpha = 0,025 ; \beta = 0,99$$

$$A_{FS} = \frac{18216.55}{400 \times 0,99 \times 40} = 1.15 \text{ cm}^2$$

$$A_{Fc} = 1.15 - 72.237 \times 10^3 / 100 \times 400 = - 0.656 \text{ cm}^2$$

$$\rightarrow A_{Fc} = 0 \text{ cm}^2$$

$$A_3 = \max (a , b) = 0 \text{ cm}^2$$

V.2.1 Armatures minimales :

1. Suivant les règles BAEL 91 :

$$A_{1 \min} = \max (0,2 \times b \times h / 100 ; 4 \text{ cm}^2) = \max (3.2 ; 4) \text{ cm}^2$$

$$A_{1 \min} = 4 \text{ cm}^2$$

2. Suivant RPA :

$$A_{2 \min} = 0,80 \% \times b \times h \Rightarrow A_{2 \min} = 0,80 \% \times 40 \times 40 = 12.8 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{\max} = \max (A_1 ; A_2 ; A_3 ; A_{1 \min} ; A_{2 \min}) \text{ cm}^2$$

$$A_{\max} = \max (0 ; 3.13 ; 0 ; 4 ; 12.8)$$

$$A_{\max} = 12.8 \text{ cm}^2$$

Donc la section des armatures adoptée pour les poteaux $(40 \times 40) \text{ cm}^2$ du 1^{er} ét 2^{ème} ét 3^{ème} étage :

$$A = 12.8 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix : } 4T20 + 4T6 \rightarrow A = 13.7 \text{ cm}^2$$

V.2.3 Vérification de l'effet tranchant :

$$T_u \max = 61.56 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b \times d} = \frac{61.56 \times 10^3}{40 \times 40 \times 100}, \quad \tau_u = 0.385 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration peu nuisible : } \tau_u < \min (0,13 f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

Donc $\tau_u < \overline{\tau_u} \Rightarrow$ d'après le calcul de l'effort tranchant la condition de cisaillement est vérifiée

V.2.4 Détermination des armatures transversales :

$$\varnothing_t \geq \varnothing_{\max} \Rightarrow \varnothing_t \geq \frac{1}{3} \times 20 = 6,67 \text{ mm on prend } \varnothing_t = 8 \text{ mm}$$

V.2.5 Escapement des armatures transversales :

1. Suivant les règles BAEL 91 :

$$St = \min (15 \varnothing_{\min} ; 40 \text{ cm} ; b + 10 \text{ cm}) = \min (15 \times 0,6 ; 40 ; 50 \text{ cm})$$

$$St = 10 \text{ cm}$$

Dans la zone courante : $St \leq 15 \varnothing_{L\min} = 15 \times 0,6 = 9 \text{ cm}$

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

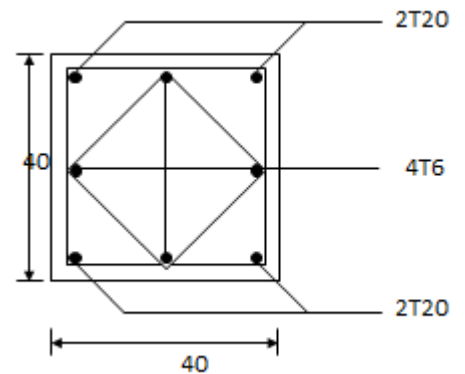


Figure V.4: disposition des armatures

I.2.6 Détermination de la zone nodale :

Selon RPA99 article 7.5.22. RPA 99

$$L' = 2 \times h = 2 \times 40 = 80 \text{ cm}$$

$$h' = \max \left(\frac{he}{6} ; b_1 ; h_1 ; 60 \text{ cm} \right)$$

$$h' = \max \left(\frac{306}{6} ; 40 ; 40 ; 60 \right) \text{ cm} = 60 \text{ cm}$$

Donc :

$$\begin{cases} h' = 60 \text{ cm} \\ L' = 80 \text{ cm} \end{cases}$$

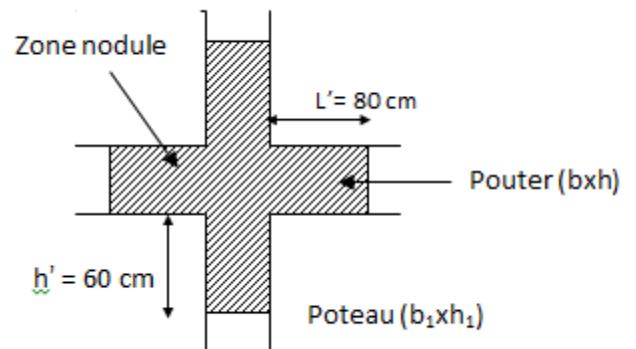


Figure V.5: Disposition de la zone nodale

Recouvrement les barres longitudinales :

$$L_R = 40 \varnothing_{\max} = 40 \times 2 = 80 \text{ cm}$$

On prend $L_R = 80 \text{ cm}$

Remarque :

Le calcul des armatures des autres types de poteaux s'effectuera de la même façon que précédemment.

Type	Niveau	Sections des poteaux	A_{adop}	Les barres choisie	Section corresp. (cm ²)	Longueur de recouvrement (cm)
			(cm ²)			
1	1 ^{er} étage	(40 × 40)	12.8	4T20 + 4T6	13.7	80
	2 ^{ème} étage					
	3 ^{ème} étage					
2	4 ^{er} étage	(35 × 35)	9.8	4T20	12.56	80
	5 ^{ème} étage					
	6 ^{ème} étage					
3	1 ^{ère} étage	(50 × 40)	16	4T20 + 4T12	17.08	80
	2 ^{ème} étage					
	3 ^{ème} étage					
4	4 ^{ème} étage	(45 × 30)	10.8	4T20	12.56	80
	5 ^{ème} étage					
	6 ^{ème} étage					

Tableau V.25 : Tableau récapitulatif u ferrailage des poteaux

V.2.7 Ferrailage des poutres :

On a 4 types de poutres à étudier :

- Poutre principale (45 × 70)
- Poutre principale (35 × 50)
- Poutre secondaire (35 × 50)
- Poutre courbe (35 × 40)

Pour le ferrailage des poutres, on doit respecter les pourcentages extrêmes d'acier donné par le RPA99 en zone II.

1. Le pourcentage minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5 % en section.
2. Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux de :
 - 4 % en zone courante
 - 6 % en zone de recouvrement

La longueur de recouvrement minimale est de :

- $40 \varnothing$ en zone II

Vue que les efforts normaux sont nuls, les poutres seront calculées en flexion simple.

I.3 Calcul du ferrailage :

Détermination des efforts :

Les combinaisons prises en compte :

Situation durable et transaction :

ELUR : $1,35 G + 1,5 P$

ELS : $G + P$

Situation accidentelle :

$$\left\{ \begin{array}{l} 0,8 G \pm E \\ G + P \pm E \end{array} \right.$$

A l'aide du fichier des résultants donnée par le SAP 2000 on aura les résultants suivants :

Type	ELU		ELS		Accidentel
	Mt (KN.m)	Ma (KN.m)	Mt (KN.m)	Ma (KN.m)	G + P ± E
					08 ± E
					M _{a acc} (KN.m)
Poutre principale 45X70	1004,9721	837,8633	729,0681	608,254	741,5801
Poutre principale 35X50	378,0886	481,3307	274,155	349,0042	279,2602
Poutre secondaire 35X50	167,9764	391,3154	124,1723	286,2616	238,8106

Tableau V.26 : Sollicitations des poutres

Exemple de calcul : poutre (35 × 50) cm²

En travée :

ELUR : M_{tu} = 167,976KN.m

Vérification de l'existence des armatures comprimées (A') :

$$\mu = \frac{167976,4}{14,2 \times 35 \times 45^2} = 0,166 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow A' \exists \text{ n'existe pas}$$

$$\alpha = 0,228 ; \beta = 0,909$$

$$A = \frac{167976}{348 \times 0,909 \times 45} = 11,80 \text{ cm}^2$$

ELS : M_{t ser} = 124,1723 KN.m

Fissuration peu nuisible ⇒ il n'est pas nécessaire

De vérifier le contrainte de l'acier (σ_s)

$$\gamma = \frac{M_{tu}}{M_{t ser}} = \frac{167,976}{124,1723} = 1,35$$

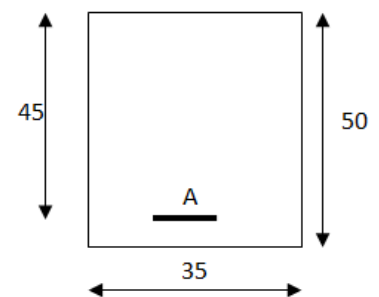


Figure 6: Section de calcul

Vérification de σ_b

$$\alpha = 0,077 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,196 \Rightarrow \text{CV}$$

Donc les armatures calculées à l'ELU sont retenues

Condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 35 \times 45 \times \frac{2,1}{400} = 1,90 \text{ cm}^2 \text{ (BAEL 91)}$$

$$A_{\min} = 0,5 \% \times b \times d = 0,005 \times 35 \times 45 = 7,87 \text{ cm}^2 \text{ (RPA 99)}$$

$$A_{\text{adop}} = \max(11,8 ; 1,90 ; 7,87) = 11,8 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix : } 6\text{T16} + 3\text{T14} \rightarrow A = 16,72 \text{ cm}^2$$

En appuis :

ELUR : $M_{au} = 391,3154 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{391315,4}{14,2 \times 35 \times 45^2} = 0,388 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow A' \exists \text{ n'existe pas}$$

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 0,658 \quad \beta = 0,737$$

$$A_{Fs} = \frac{391315,4}{348 \times 0,737 \times 45} = 33,91 \text{ cm}^2$$

****ELS : $M_{a \text{ ser}} = 31,35 \text{ KN.m}$**

Fissuration peu nuisible \Rightarrow il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte de l'acier σ_s .

$$\gamma = \frac{M_{au}}{M_{a \text{ ser}}} = \frac{391,3154}{286,26} = 3,37$$

$$\text{Vérification de } \sigma_b : \alpha = 0,170 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,435 \Rightarrow \text{CV}$$

\Rightarrow il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte de béton σ_b

Donc les armatures calculées à l'ELU sont retenues

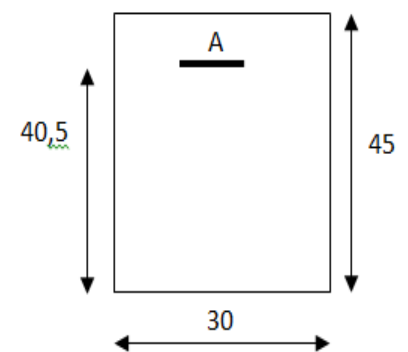


Figure7: Section de calcul

Cas accidentel : $M_{a\text{acc}} = 238,810 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{238810}{14,2 \times 35 \times 45^2} = 0,237 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow A' \exists \text{ n'existe pas}$$

$$\sigma_s = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 0,343 \quad \beta = 0,863$$

$$A_a = \frac{238810}{400 \times 0,863 \times 45} = 15,37 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,23 \times 35 \times 45 \times \frac{2,1}{400} = 7,87 \text{ cm}^2 \text{ (BAEL 91)}$$

$$A_{\min} = 0,005 \times 35 \times 45 = 1,90 \text{ cm}^2 \text{ (RPA 99)}$$

$$A_{\text{adop}} = \max(15,37 ; 7,87 ; 1,90 ; 33,91) = 33,91 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix : } 3\text{T}20 + 8\text{T}20 \rightarrow A = 34,52 \text{ cm}^2$$

V.3.1 Vérification de l'effort tranchant :

$$T_{\alpha \text{ max}} = 207,442 \text{ KN}$$

$$\tau = \frac{T_{u \text{ max}}}{b \times d} = \frac{207442}{35 \times 45 \times 100} = 1,32 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible :

$$\tau_u \leq \min(0,13 f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

Donc les armatures sont perpendiculaires à la ligne moyenne de la poutre.

V.3.1.1 Détermination des armatures transversales :

$$\varnothing_t \leq \min(\varnothing_L ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10}) = \min(12 ; \frac{500}{35} ; \frac{350}{10})$$

$$\varnothing_t \leq \min(12 ; 14,28 ; 35) \text{ mm}$$

$$\varnothing_t \leq 12 \text{ mm} \quad \text{on prend } \varnothing_t = 8 \text{ mm} \quad A_t = 4\varnothing_8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

Calcul de l'espacement des armatures transversales :

$$S_{t1} \leq \frac{0,8 \times A_t \times f_e}{0,4 \times b} = \frac{0,8 \times 2,01 \times 400}{35 (1,32 - 0,3 \times 2,1)} = 932,17 \text{ cm}$$

$$S_{t2} \leq \min(0,9 d ; 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$$

$$S_{t3} \leq \frac{At \times fe}{0,4 \times b} = \frac{2,01 \times 400}{0,4 \times 35} = 57,43 \text{ cm}$$

$$S_t = \min (S_{t1} ; S_{t2} ; S_{t3}) \Rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$$

D'après le RPA 99 :

1. En zone nodale : $S_t \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 12 \varnothing \right) = \left(\frac{50}{4} ; 12 \times 08 \right) \Rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$
2. En zone courante : $S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{50}{2} = 25 \text{ cm} \rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$

V.3.1.2 Vérification des armatures selon le RPA99 :

$$At = 0,003 S_t \times b$$

1. En zone nodale : $At = 0,003 \times 10 \times 35 = 1,05 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$
2. en zone courante : $At = 0,003 \times 15 \times 35 = 1,57 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$

Longueur de recouvrement : $L_R = 40 \varnothing_{\max} = 40 \times 2 = 80 \text{ cm}$

On prend $L_R = 80 \text{ cm}$

Remarque : De la même façon on obtient le ferrailage pour les autres types de poutres, le ferrailage sera résumé dans le tableau suivant :

Type		A_{cal} (cm^2)	A_{min} (cm^2)	A_{adop} (cm^2)	Barres choisis	$A_{corresP}$	Longueur de recouvrement
Poutre principale 45X70	Travée	58,61	14,47	58,61	12T16+12T20	61,8	80
	Appuis	48,25	35,7	48,25	8T20 + 12T16	49,2	80
Poutre principale 35X50	Travée	32,19	20,33	32,19	3T20 + 8T20	34,52	80
	Appuis	41,035	20,33	41,035	6T20 + 8T20	43,9	80
Poutre secondaire 35X50	Travée	11,8	15,37	15,37	6T16 + 3T14	16,72	70
	Appuis	33,91	15,37	33,91	3T20 + 8T20	34,52	80
Poutre secondaire 35X40	Travée	20,09	12,18	20,09	6T16 + 3T20	21,52	80
	Appuis	34,5	12,18	34,5	3T20 + 8T20	34,52	80

Tableau V.27: Tableau récapitulatif du ferrailage des poutres

V.4 Ferrailage des voiles:

V.4.1 Ferrailages des trumeaux :

. Introduction :

Le ferrailage des voiles se fera avec une fissuration peu nuisible calculées à partir des combinaisons d'action dues aux charges verticales et horizontales.

Exposé de la méthode :

Pour les sections d'armatures des voiles en flexion composés, on procédera de la manière suivantes :

1. Détermination des sollicitations suivant le sens considéré
2. Détermination de la nature en flexion composée, trois cas peuvent se présentés suivant la position de l'axe neutre qui peut passer soit entre les armatures, soit en dehors des armatures.
 - Section entièrement tendu (SET)
 - Section partiellement comprimée (SPC)
 - Section entièrement comprimée (SEC)

Tout en admettant que :

- $N > 0$ est un effort de compression
 - $N < 0$ est un effort de traction
3. Lorsque l'effort normal est un effort de compression, il est nécessaire de vérifier l'état limite ultime de stabilité de forme de la pièce (voile) à laquelle appartient la section étudiée, c'est-à-dire, les sections soumise à la flexion composée avec un effort normal de compression doivent être justifiées au flambement quand l'élanement est limité, on peut effectué le calcul en flexion à condition de prendre certaines précautions.

$$\bar{\lambda} = \max \left[50, \min \left(\frac{6720}{n}; 100 \right) \right] \text{ et } \lambda = \frac{Lf}{i}$$

$$\text{Avec } i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

i : Rayon de giration

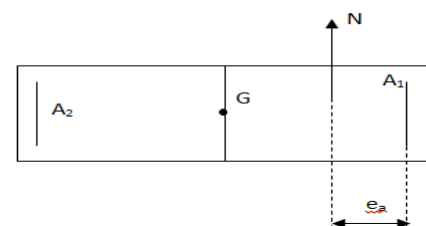


Figure V.8: Position de l'effort de traction

B : L'aire totale de la section de béton

I : Moment d'inertie de la section

Pour le cas des voiles : $\lambda = L_f \sqrt{\frac{12}{b}}$

Avec :

$$A_{\min} = \frac{b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{e_0 - 0,45 d}{4,5 e_0 - 0,83 d} \text{ si } N < 0$$

$$A_{\min} = \frac{b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{e_0 - 0,45 d}{4,5 e_0 - 0,83 d} \text{ si } N > 0$$

b. Section entièrement tendu (SET)

Une section sera entièrement tendu si :

N : est un effort de traction

Le centre de pression C se trouve entre les armatures dans ce cas on aura deux nappes d'armatures dont la section seront déterminées comme suit :

$$A_1 = \frac{N \times e_a}{(d - C_1) \sigma_p}$$

Avec :

e_a : La distance entre le centre de pression de gravité des armatures les moins comprimées.

$$A_2 = \frac{N}{\sigma_2} - A_1$$

Avec $(d - C_1)$: la distance entre le centre de gravité des armatures A_1 et A_2 et

$$\sigma_1 = \sigma_2 = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

c. Section entièrement comprimée (SEC) :

La section est entièrement comprimée si :

L'effort normal « N » est un effort de compression, le centre de pression « C » se trouve à l'intérieur de la section et la condition suivante est vérifiée.

$$N (d - C_1) - M_1 \geq (0,337 h - 0,81 C_1) b - h - \sigma_b$$

Les sections d'armatures seront calculées par les formules suivantes :

1^{er} cas : $N(d - C_1) - M_1 \geq (0,5h - C_1)b \times h \times \overline{\sigma_b}$

$$\begin{cases} A_1 = \frac{M_1 - (d - 0,5h) \times b \times h \times \overline{\sigma_b}}{(d - C_1) \sigma_2} \\ A_2 = \frac{N - b \times h \times \overline{\sigma_b}}{\sigma_2} - A_1 \end{cases}$$

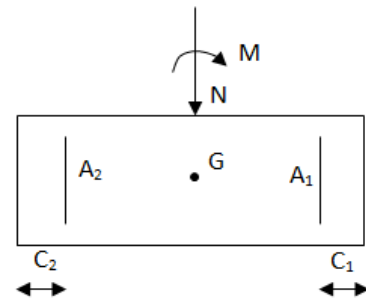


Figure V.9: Position de l'effort

2^{ème} cas :

$$\begin{cases} N(d - C_1) - M_1 \leq (0,5h - C_1) b \times h \times \overline{\sigma_b} \\ A_1 = \frac{N - \Psi \times b \times h \times \overline{\sigma_{bc}}}{\sigma_s} \end{cases}$$

Avec :

$$\Psi = \frac{0,3571 + \frac{N(d - C_1) - M_1}{b \times h^2 \times \overline{\sigma_{bc}}}}{0,8571 - \frac{C_1}{h}}$$

d. Ferrailage minimal :

Lorsque le calcul des sections d'acier est nul ou trop faibles les différents règlements imposent des sections minimales d'acier.

Ferrailage minimal préconisé par le RPA 99

Globalement dans la section du voile

$$A_{\min} = 0,15 \% b \times ht$$

ht : Etant la hauteur de la zone tendue

e. Disposition constructives des armatures :

On devra disposer le ferrailage suivant :

- Les aciers verticaux
- Les aciers horizontaux

V.4.2 Les armatures verticales :

Le règlement recommande de prendre un pourcentage minimum d'armature verticale de la zone tendue au moins égale à 0,5 % de la section horizontale du béton tendu lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales des zones extrêmes devraient

Les armatures de traction seront concentrés au extrémités de trumeaux. Ces barres verticales des zones extrêmes devraient ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

Les barres verticales du dernier niveau doivent être mesurés de crochets à la partie supérieur par contre les barres des autres niveaux n'auront pas de crochets et la jonction se fera par recouvrement.

A chaque extrémités du voile ou trumeaux l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur du voile, cet espacement doit être au plus à 15 cm.

Le pourcentage minimum d'armature longitudinales des trumeaux dans chaque direction est donnée comme suit :

Globalement dans la section du voile 0,15 %

En zone courante 0,10 %

V.4.3 Armatures horizontales

Les barres horizontales doivent être munie de crochets à 25° dans le cas ou il existe des barres de rigidité, les barres horizontales permettent la réalisation d'un ancrage droit.

Règles communes :

L'espacement des barres verticales et horizontales doit être inférieur à la plus petites des deux valeurs $e \leq \min(1,5 e ; 30 \text{ cm})$ avec a : épaisseur de voile.

Les deux nappes doivent être reliées avec moins 4 épingles dans chaque nappes, les barres horizontales des voiles ne devrait pas dépassées le 1/10 de l'épaisseur du voile.

Le long des joints de reprise de coulage l'effort tranchant doit être pris par les aciers dont la section doit être calculée par la formule suivante :

$$A_{vj} = \frac{1,1 \bar{T}}{\sigma_{en}}$$

Avec : $\bar{T} = 1,4 \times T$

Cette quantité doit être ajoutée à la section tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dues moment de renversement.

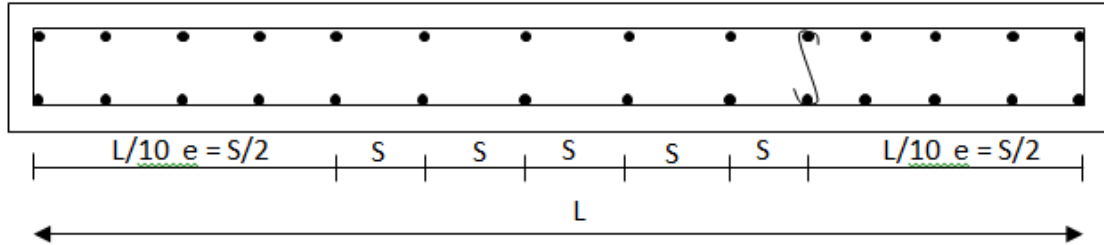


Figure V.5 : Schéma montrant la disposition

Vérification à l'effort tranchant et ferrailage horizontal contrainte limite de cisaillement :

$$\bar{\tau} = \min \left(\frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa} , \text{ il faut que :}$$

$$\tau_{\text{umax}} = \frac{V_u \text{ max}}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

V.4.4 Espacement minimaux des armatures horizontal :

Selon RPA 99 $\delta t \leq \min (30 \text{ cm} ; 1,5 a) = 30 \text{ cm}$ (paragraphe 7 selon BAEL 91)

$$\delta t \leq \min (0,9 d ; 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$$

On adoptera, donc $\delta t = 30 \text{ cm}$

Calcul des armatures horizontales :

$$\frac{A_t}{b_0 \times \delta t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{t28} \times K}{0,9 \times \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

Avec $K = 0$ pas de reprise de bétonnage.

$$f_{t28} = \min \left(\frac{\tau_u}{2} ; 3,3 \right) \text{ MPa}$$

Pourcentage minimal :

$$\left(\frac{A_t}{b_0 \times \delta t} \right)_{\text{min}} \geq \frac{1}{f_e} \min \left\{ \frac{\tau_u}{2} ; 0,4 \right\} \text{ Mpa}$$

V.5 Exemple de calcul :

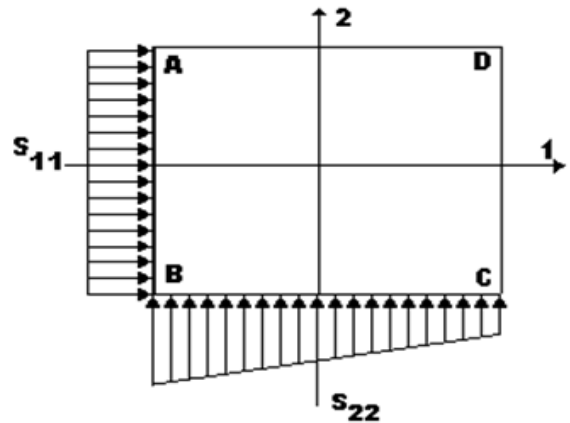
V.5.1 Détermination des N et M dans les trumeaux :

Pour calculer N et M dans les trumeaux, on procède par les formules suivantes :

$$\sigma = \frac{N}{S} \pm M \frac{V}{I}$$

$$\frac{\sigma_1}{b} = \frac{Ne}{bL} + \frac{M_E \times L}{2I}$$

$$\frac{\sigma_2}{b} = \frac{Ne}{bL} + \frac{M_E \times L}{2I}$$



FigureV.11: Direction des efforts suivant

a. Trumeaux n° 01 (voile n° 01) :

a.1. Suivant l'axe 1 – 1 :

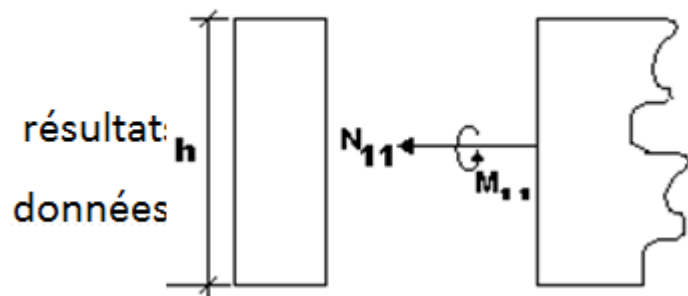
$$\sigma_1 = \frac{S_{11}}{b} \text{ (nœud B)}$$

$$\sigma_2 = \frac{S_{11}}{b} \text{ (nœud A)}$$

$$1 = \sigma_2 \Rightarrow M_E = 0$$

$$S_{11} = - 181.78 \text{ KN/ml}$$

$$M_{11} = 2.57 \text{ KN.m/ml}$$



FigureV.12: Schéma de calcul

$$S_{11} \times 1 \text{ m} = N_{11} = - 181.78 \text{ KN}$$

$$M_{11} \times 1 \text{ m} = M'_{11} = 2.57 \text{ KN.m}$$

V.5.2 Détermination de l'excentricité :

$$e = \frac{M'_{11}}{N_{11}} = \frac{2.57}{181.78} = 1.41 \text{ cm} < \frac{h}{2} = 50 \text{ cm} \Rightarrow \text{SET}$$

$$A_1 = \frac{N_{11} \times e_a}{(d - C_1) \sigma_s} = \frac{181.78 \times 10^3 \left(\frac{100}{2} - 10 - 1.41 \right) 10^{-2}}{(90 - 10) \times 348} = 2.52 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_2 = \frac{N_{11}}{100 \sigma_s} - A_1 = \frac{181.78 \times 10^3}{100 \times 348} - 2.52 = 2.70 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Armatures minimales :

$$A_{\min} = 0,15 \% \times b \times ht = 0,0015 \times 20 \times 100 = 3 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A = \max(A_1; A_2; A_{\min}) = \max(2.52; 2.70; 3) = 3 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix : 4T10 $\rightarrow A = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml}$

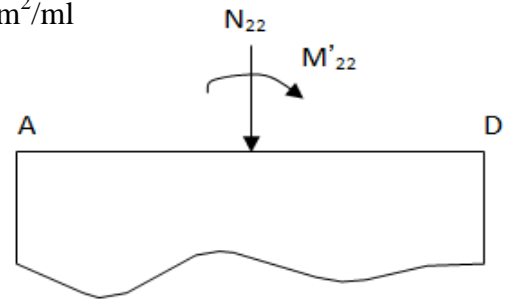


Figure V.13 : Schéma de calcul

a.2. suivant l'axe 2 - 2 :

$$\begin{cases} \frac{S_{22}}{b} = \frac{N_{22}}{b \times L} + \frac{M_E \times L}{2 I} & (\text{nœud A}) \\ \frac{S_{22}}{b} = \frac{N_{22}}{b \times L} - \frac{M_E \times L}{2 I} & (\text{nœud D}) \end{cases}$$

avec: $L=1\text{m}$

$$I = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{0.20 \times 1^3}{12} = 0.017 \text{ m}^4$$

$$\begin{cases} \frac{908.88}{0.20} = \frac{N_{22}}{0.20 \times 1} + \frac{M_E \times 1}{2 \times 0.017} & (\text{nœud A}) \\ \frac{908.88}{0.20} = \frac{N_{22}}{0.20 \times 1} - \frac{M_E \times 1}{2 \times 0.017} & (\text{nœud D}) \end{cases}$$

$$\Rightarrow N_{22} = 908.911 \text{ KN} \text{ et } M_E = -5.2 \times 10^{-3} \text{ KN.m}$$

$$\text{Donc : } M'_{22} = M_{22} + M_E = 19.31 \text{ KN.m}$$

Détermination de l'excentricité :

$$e = \frac{N'_{22}}{N_{22}} = \frac{19.31}{908.911} = 0,021 \text{ m} < \frac{h}{2} = 50 \text{ cm} \Rightarrow \text{SET}$$

Vérification si la section est entièrement comprimée :

$$\underbrace{N(d - C_1) - M_1}_{A} \geq \underbrace{(0,337 h - 0,81 C_1) \times b \times h \times \sigma_b}_{B}$$

$$A = 908.911 \times 10^3 \times (90 - 10) - 19.31 \times 10^5 = 707.82 \text{ KN.m}$$

$$B = (0,337 \times 100 - 0,81 \times 10) \times 20 \times 100 \times 14,2 \times 100 = 727,04 \text{ KN.m}$$

$A < B \Rightarrow \text{SEC}$: Donc la section sera calculé à la flexion simple avec un moment M_1 par rapport aux armatures tendu.

Vérification de l'existence des armatures comprimées (A') :

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{193100}{14,2 \times 20 \times 90^2} = 0,084 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow \text{pas d'armatures}$$

comprimées.

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \quad \beta = 1 - 0,4 \alpha$$

$$\alpha = 0,11 \quad \beta = 0,96$$

$$A_{FS} = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{193100}{348 \times 0,96 \times 90} = 6.42 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{FS} = A_{FS} - \frac{N_1}{\sigma_s} = 6.42 - \frac{908.911 \times 10^3}{348} \times 10^{-1} \Rightarrow A_{FS} < 0 \Rightarrow A_{FS} = 0 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Armatures minimales :

$$A_{\min} = 0,15 \% \times b \times h$$

$$A_{\min} = 0,0015 \times 20 \times 100$$

$$A_{\min} = 3 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A = \max (A_1 ; A_2 ; A_{\min}) = \max (0 ; 0 ; 3) = 3 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

L'espace minimal des barres verticales et horizontales :

$$S \leq \min (1,5 a ; 30 \text{ cm}) \quad (\text{RPA 99 paragraphe 7.7.4.3.})$$

a : épaisseur du voile

$$S \leq \min (30 ; 30) \text{ cm} \Rightarrow S_e = 10 \text{ cm} , \quad e = 15 \text{ cm}$$

$$\text{Choix : 4T10} \rightarrow A = 3.14 \text{ cm}^2$$

Vérification à l'effort tranchant :

$$\overline{\tau}_u = \min \left(\frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) \Rightarrow \overline{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

On a : $T_u^{\max} = 10.43 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{10.43 \times 10^3}{20 \times 90 \times 100} = 0,06 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Calcul des armatures horizontales :

Sens	S (KN.m)		M (KN.m)	Acal (cm ²)		Amin (cm ²)	Aadopter	choix	Acorresp
	Max	Min		A ₁	A ₂				
1 - 1	181.78	31.55	2.57	2.52	2.70	3,00	3,00	4T10	3.14
2 - 2	908.88	74.05	19.32	0	0	3,00	3,00	4T10	3.14

Tableau V.28 : Ferrailage des trumeaux

$$\frac{At}{b_0 \times St} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{t28}^* \times K}{0,9 \frac{fe}{\gamma_s}}$$

K = 0 pas de reprise de bétonnage

$$f_{t28}^* = \min (f_{t28} ; 3,3 \text{ MPa}) = 2,1 \text{ MPa}$$

$$At \geq \frac{\tau_u \times b_0 \times St}{0,9 \frac{fe}{\gamma_s}} \Rightarrow At \geq \frac{0,06 \times 20 \times 15}{0,9 \frac{400}{1,15}} = 0,058 \text{ cm}^2$$

Pourcentage minimal :

$$\frac{At}{b_0 \times St} \geq \frac{1}{fe} \min \left(\frac{\tau_u}{2} ; 0,4 \text{ MPa} \right)$$

$$\text{Donc : } At \geq \frac{0,4 \times 20 \times 15}{400} = 0,3 \text{ cm}^2$$

Chapitre VI

Etude de l'infrastructure

- 1. Etude des fondations**
- 2 . Calcul des semelles**
- 3. Ferrailage des fondations**

:Etude d'infrastructure

I.1 Etude des fondations :

Les fondations sont des éléments situés en dessous du niveau de base. Elles devront être suffisamment rigides pour réaliser l'encastrement de la structure dans le terrain et transmettre les charges de la superstructure

L'étude des fondations se fait sous la combinaison suivante :

- La vérification des semelles se fera sous la combinaison $G + P \pm E$
- La vérification de la stabilité se fera sous la combinaison $0,8G \pm E$
- Le dimensionnement et le ferrailage se fera sous la combinaison $1,35G \pm 1,5P$

III.2 Calcul des semelles isolées :

Prédimensionnement :

Semelle S_1 (semelle d'angle) :

$$N = 2130,008 \text{ KN} \Rightarrow \begin{cases} M_{y\text{corr}} = 4,4852 \text{ KN.m} \\ M_{x\text{corr}} = 8,944 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Avec $\sigma_{sol} = 2 \text{ bars}$

$$\sigma = \frac{N}{A \times B} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow \begin{cases} A \times B \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \\ \frac{A}{B} = \frac{a}{b} \end{cases}$$

On a : $a = b = 40 \text{ cm}$ donc $A = B$

$$B \geq \sqrt{\frac{N}{\sigma_{sol}}} = \sqrt{\frac{2130,008 \times 10^{-2}}{2}} = 3,26 \text{ m}$$

$\Rightarrow B \geq 326 \text{ cm}$

On prend $B = 330 \text{ cm}$

Semelle S_2 : (semelle de rive)

$$N = 2887,48 \text{ KN} \rightarrow \begin{cases} M_{y\text{corr}} = 7,7636 \text{ KN.m} \\ M_{x\text{corr}} = 30,008 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\Rightarrow A = B \geq 379 \text{ cm}$$

On rend $A = B = 380 \text{ cm}$

Semelle S_3 : (semelle de centre)

$$\begin{cases} M_{y\text{corr}} = 11,6108 \text{ KN.m} \\ M_{x\text{corr}} = 1,5616 \text{ KN.m} \end{cases}$$

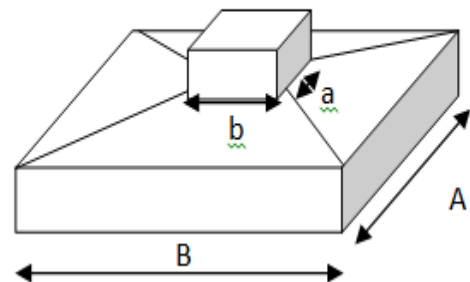


Figure VI.1 : Semelle isolée

$$N = 2479,062 \text{ KN} \rightarrow$$

$$\Rightarrow A = B \geq 352 \text{ cm}$$

On prend $A = B = 355 \text{ cm}$

Conclusion :

Les semelles isolées se chevauchent suivant les deux directions, et pour cela, le choix d'un radier général sous notre construction s'impose.

I.2.1 Etude de radier :

Pour des raisons pratiques « coffrage » le radier va déborder de 50 cm de chaque côté.

La surface totale d'un radier est : $909,45 \text{ m}^2$

Prédimensionnement du radier :

Il consiste à déterminer la hauteur du radier pour résister aux efforts apportés par la superstructure et l'effort de sous-pression.

Cette hauteur doit satisfaire les quatre conditions suivantes :

- Condition forfaitaire
- Condition de rigidité
- Condition de non cisaillement
- Condition de non poinçonnement

Condition forfaitaire :

$$\frac{L}{8} \leq h \leq \frac{L}{5}$$

Où : L : est la plus grande portée entre deux poteaux

$$1,05 \text{ m} \leq h \leq 1,68 \text{ m} \qquad L = 8,4 \text{ m}$$

I.2.1.1 Condition de rigidité :

On utilise un radier rigide $\Rightarrow L \leq \frac{\pi}{2} L_e$

Le : Longueur élastique donnée par $L_e = 4 \sqrt{\frac{4 EI}{K \times b}}$

K : coefficient de rigidité du sol

I : Inertie du radier $I = \frac{b \times h^3}{12}$

b : largeur du radier

$$h \geq \sqrt{\frac{3 \times K}{E} \left(\frac{2L}{\pi} \right)^4}$$

$E = 3,2 \times 10^4 \text{ MPa}$

Donc: $h \geq 1,518 \Rightarrow h \geq 151,8 \text{ cm}$

Condition de non cisaillement :

Pour le panneau le plus défavorable on a :

$L_x = 6,8 \text{ m} \qquad L_y = 8,4 \text{ m}$

On sait que :

$$\tau_u^{\max} = \frac{T}{d \times b} \leq \bar{\tau}_u = \min(1,33 f_{ej} ; 5 \text{ MPa}) = 3,3 \text{ MPa}$$

$$\tau_u^{\max} = \frac{Tu}{0,9 \times h \times b} \leq \bar{\tau}_u \Rightarrow h \geq \frac{Tu}{0,9 \times \bar{\tau}_u \times b}$$

Avec : $T = \max(T(x) ; T(y)) = 0,0336 \text{ KN}$

$\Rightarrow h \geq 0,028 \text{ m}$

Condition de non poinçonnement :

$Nu \leq 0,045 \times Uc \times h \times f_{c28} \dots\dots\dots \textcircled{2}$

$Uc = \text{périmètre du contour}$

$$Uc = 2(a_1 + b_1) \quad \left\{ \begin{array}{l} a_1 = a + h \\ \cdot \\ \cdot \end{array} \right.$$

$\textcircled{2} \Rightarrow 0,045 \times (a + b + 2h) 2 \times h \times f_{c28} - Nu \geq 0$

$4,5 h^2 + 180h - 2887,48 = 0$

On aura : $h \geq 12,27 \text{ cm}$

Pour satisfaire les (04) quatre conditions cité précédemment soit donc $h = 155 \text{ cm}$

Détermination des sollicitations :

Effort normal sollicitant le radier :

$h = 155 \text{ cm} \qquad d = 139,5 \text{ cm}$

- Surface afférente $St = 909,45$
- Poids du radier $Pr = 0,9 \times 25 \times 909,45 = 20462,625 \text{ KN}$

I.3. Combinaison d'action :

En situation durable et transitaire :

ELU

Combinaison 1,35G + 1,5P

N = 2887,48 KN

M_{ux} = 7,7636 KN.m

M_{uy} = 30,008 KN.m

ELS

Combinaison G+ P

N = 226,34 KN

M_{sx} = 5,3753 KN.m

M_{sy} = 22,1575 KN.m

En situation accidentelle :

Combinaison : G + P + E 0,8 + E

N = 2845,329 KN

M_x = 3,6571 KN.m

M_y = 31,5285 KN.m

Caractéristique du radier:

Le centre de gravité de niveau RDC et sous-sol coïncide avec le centre de gravité du radier.

II.3.1 Calcul des inerties du radier :

$$I_x = 160828,528 \text{ m}^4$$

$$I_y = 41121,941 \text{ m}^4$$

II.3 Vérification des contraintes :

Situation durable et transitaire :

ELU :

$$\sigma_{1,2} = \frac{Nu}{S} \pm \frac{M}{I} D \quad ; \quad D = \frac{H}{2} \quad ; \quad I = \frac{bh^3}{12}$$

Sens x - x :

$$\sigma_{1,2} = \frac{2887,48}{909,45} \pm \frac{0,77636}{160828,528} \times 45 \Rightarrow$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_1 = 0,318 \text{ bars} < 2 \text{ bars} \\ \sigma_2 = 0,317 \text{ bars} > 0 \text{ bars} \end{array} \right.$$

La contrainte moyenne :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 0,318 \text{ bars}$$

Sens y - y :

$$\sigma_{1,2} = \frac{2887,48}{909,45} \pm \frac{3,0008}{41121,941} \times 45 \Rightarrow$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_1 = 0,323 \text{ bars} < 4 \text{ bars} \\ \sigma_2 = 0,312 \text{ bars} > 0 \text{ bars} \end{array} \right.$$

La contrainte moyenne :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 0,32 \text{ bars}$$

Situation accidentelle :

Avec : $\overline{\sigma}_{solu} = \overline{\sigma}_{sol} \times 2 = 4 \text{ bars}$ (selon RPA 99)

Sens x - x :

$\sigma_1 = 0,313 \text{ bars}$

$\sigma_2 = 0,312 \text{ bars}$

$\sigma_m = 0,313 \text{ bars}$

Sens y - y :

$\sigma_1 = 0,319 \text{ bars}$

$\sigma_2 = 0,306 \text{ bars}$

$\sigma_m = 0,315 \text{ bars}$

Vérification de l'effort de sous pression :

On doit vérifier que sous l'effort de sous-pression hydrostatique le bâtiment ne se soulève pas.

$$P \geq 1,5 \times S \times \gamma \times Z$$

P : poids du bâtiment

S : surface du radier

γ : masse volumique de l'eau

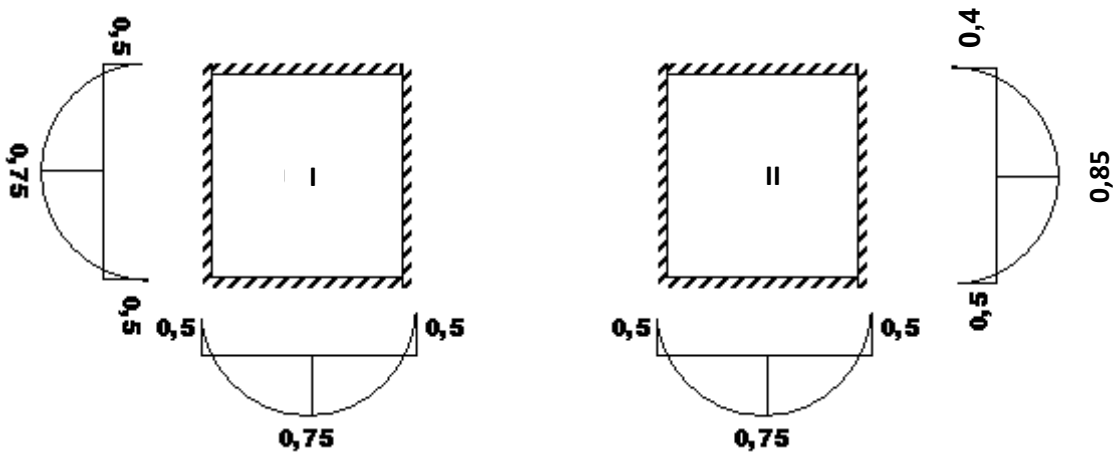
Z : l'ancrage du bâtiment

$$1,5 \times S \times \gamma \times Z = 1,5 \times 909,45 \times 1 \times 1,835 = 8344,42 \text{ t}$$

$$\Rightarrow P = 1719922,827 \text{ KN} > 18273,3 \text{ KN}$$

Donc le bâtiment ne se soulève pas

II.3.2 Mode d'encastrement des différents panneaux :



II.3.3 Ferrailage du radier :

Les panneaux qui les constituent seront calculée comme des dalles appuis simplement sur les côtés, on ventilerà les moments isostatiques trouvées et en appuis pour un panneau de rive :

$$M_t = 0,85 M_0$$

$$M_a = 0,4 M_0$$

Pour un panneau d'intermédiaire :

$$M_t = 0,75 M_0$$

$$M_a = 0,5 M_0$$

II.3.4 Etude des panneaux :

Panneau	Lx	Ly	$\frac{Lx}{Ly}$	Mx _{us}	My _{us}	ELU		ELS	
						Sens x - x	Sens y - y	Sens x - x	Sens y - y
1	6,8	8,4	0,810	0,055 0,0617	0,6135 0,7246	36,729	22,533	39,257	28,446
2	4,2	8,4	0,5	0,0966 0,1	0,25 0,3671	24,610	6,152	24,273	8,910

Tableau VI.1 Valeur des moments M_{0x} et M_{0y}

$$M_{0x} = \mu_x P L_x^2$$

$$M_{0y} = \mu_y - M_x$$

Panneaux	ELU				ELS				
	En appui		En travée		En appui		En travée		
	Sens x - x	x	y	x	y	x	y	X	y
1		18,364	11,267	27,547	16,900	19,629	14,223	29,443	21,334
2		12,305	3,076	18,457	4,614	12,136	4,455	18,204	6,683

Tableau VI.29: Moment isostatique des panneaux en appuis et en travée [t.m]

II.3.5 Ferrailage :

En appui:

$$M_{max} = 18,364t.m = 183,64KN/m$$

$\Rightarrow A = 9,19\text{cm}^2$

Choix : 7T14 $\rightarrow A = 10,8 \text{ cm}^2$

En travée:

$M_{\max} = 27,547\text{t.m} = 275,47\text{KN/m}$

$\Rightarrow A = 13,94\text{cm}^2$

Choix : 7T16 $\rightarrow A = 14,1 \text{ cm}^2$

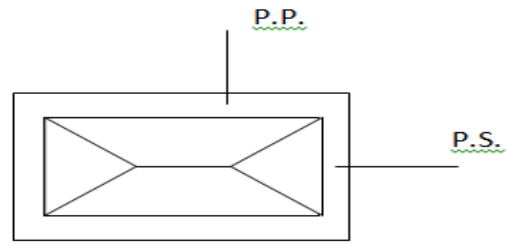


Figure VI.6: Distribution des charges dans u

II.4 Ferrailage des poutres apparentes

On distingue deux types des poutres apparentes :

- Poutres principales supportant des charges trapézoïdales
- Poutres secondaires supportant des charges triangulaires

a.1. Poutres principales :

$M_{t \max} = 92,318 \text{ KN.m}$

$M_{a \max} = 167,8046 \text{ KN.m}$

a.2. Poutres secondaires :

$M_{t \max} = 202,638 \text{ KN.m}$

$M_{a \max} = 324,619 \text{ KN.m}$

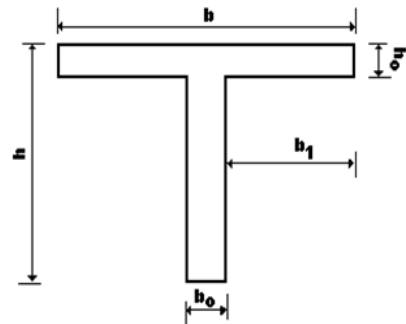


Figure VI.3: Dimension de la poutre

II.5 Prédimensionnement des poutres :

$b = 2b_1 + b_0$

$$b_1 = \frac{b - b_0}{2} = \min \left(\frac{L}{2}, \frac{Lt}{10} \right)$$

Hauteur des nervures :

$$h \geq \frac{L}{10} = \frac{8,4}{10} = 84 \text{ cm}$$

$h = 85 \text{ cm}$

On prend les nervures de dimensions $(b_0, h) = (40, 60) \text{ cm}^2$

$e = 65 \text{ cm}$

b.1. Poutres principales :

$h_0 = 65 \text{ cm}, ht = 155 \text{ cm}$

$b_1 = 85\text{cm}, b = 210 \text{ cm}$

$b_0 = 40 \text{ cm}$

b.2. Poutres secondaires :

$h_0 = 65\text{cm}, ht = 155\text{cm}$

$b_1 = 70\text{cm}$, $b = 180\text{cm}$

$b_0 = 40\text{ cm}$

c.1. Poutres principales :

En travée :

$M_t = 92,318\text{ KN.m}$

$A = 1,91\text{ cm}^2$

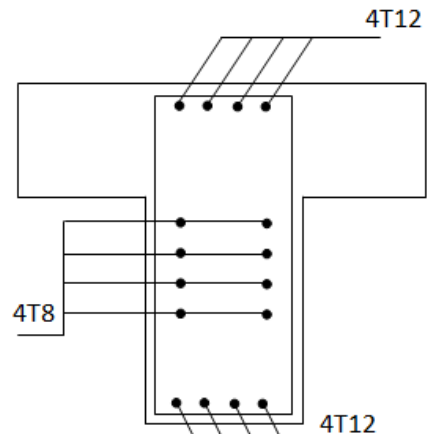
Choix : 4T8 $\rightarrow A = 2,01\text{ cm}^2/\text{ml}$

En appuis :

$M_t = 167,805\text{ KN.m}$

$A = 3,48\text{ cm}^2$

Choix : 4T12 $\rightarrow A = 4,52\text{ cm}^2/\text{ml}$



FigureVI.4 : Ferrailage de la poutre principale

II.5.1 Ferrailage des poutres apparentes :

Armatures de peau (Ac) :

$A_c \geq 0,002 \times b \times c = 0,002 \times 40 \times 155$

$A_c \geq 4\text{ cm}^2$

Choix : 4T12 $\rightarrow A = 4,52\text{ cm}^2/\text{ml}$

Ac.2. Poutres secondaires :

En travée :

$M_t = 202,639\text{ KN.m}$

$A = 4,22\text{ cm}^2$

Choix : 4T12 $\rightarrow A = 4,52\text{ cm}^2/\text{ml}$

En appuis :

$M_a = 324,619\text{ KN.m}$

$A = 6,75\text{ cm}^2$

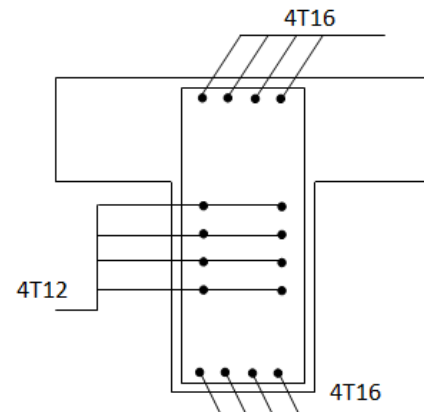
Choix : 4T16 $\rightarrow A = 8,04\text{ cm}^2$

Armatures de peau (Ac) :

$A_c \geq 0,002 \times b \times c = 0,002 \times 40 \times 155$

$A_c \geq 4\text{cm}^2$

Choix : 4T12 $\rightarrow A = 9,05\text{ cm}^2/\text{ml}$



FigureVI.5 : Ferrailage de la poutre secondaire



Conclusion Generale

Conclusion Generale

Ce projet de fine d'étude qui consiste a l'étude d'un bâtiment administrative à R+5etage modélisé par le SAP2000, cette étude est basée sur l'utilisation du logiciel SAP 2000 pour l'interprétation des résultats et logiciel AUTOCAD2004 pour les plans de coffrage et ferrailage de différents éléments de notre ouvrage.

D'âpre les résultats qui ont trouvé, on conseille les architectes pour prendre, on considération la forme de structure (forme régulière) car ce dernier ils sont de grand effet sur la stabilité de la structure.

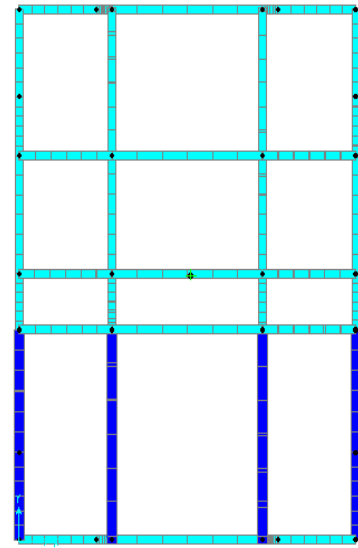
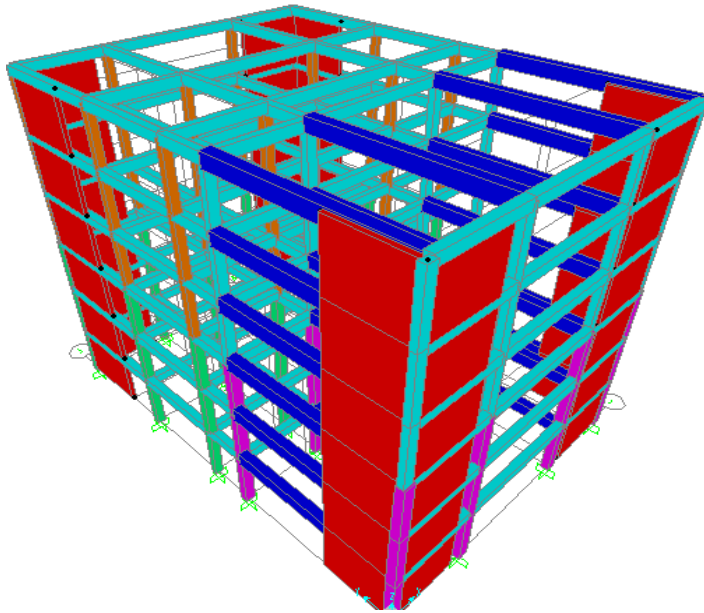
Enfin, on souhaite que le modeste travail représente pour nous une bonne base dans cette domaine et que cela nous permettre de l'aborder dans notre vie professionnelle future avec moins de difficultés.



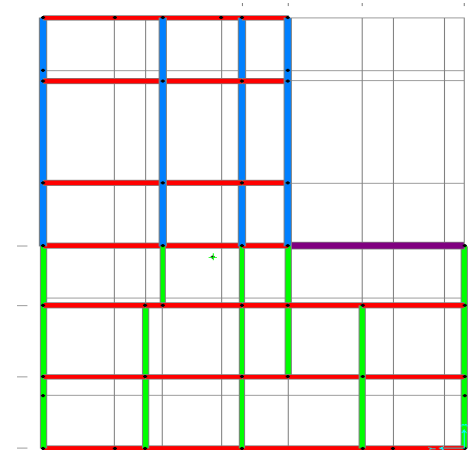
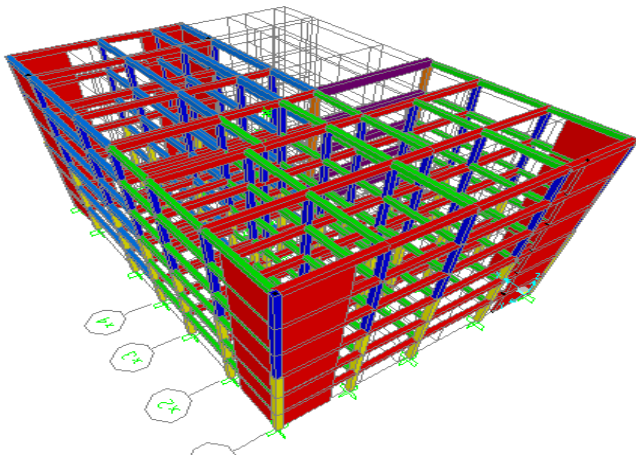
BIBLIOGRAPHIE

BIBLIOGRAPHIE

- 📖 R.P.A , « Règles Parasismiques Algériennes »,
RPA99V2003
- 📖 Règles B.A.E.L. 91
- 📖 DTR B.C.2.2 charges permanentes et charges
d'exploitation
- 📖 Guide de logiciel « SAP 2000 »
- 📖 Notes de cours de béton armé



Modalisation de la forme régulière par
sap2000



Modalisation de la forme irrégulière par
sap2000