

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique



Mémoire de Mastère II

Présenté à l'Université du 8 Mai 1945 Guelma

Faculté des Sciences et de la technologie

Département de : "Génie Civil et Hydraulique"

Spécialité : "Génie Civil ", Option : Structures "

Thème : Etude d'un bâtiment R+4 à usage d'habitation

Sous la direction de: Mr GUENFOUD MOHAMED

Présenté par : ZOUAIMIA HICHAM

KHALLA ABDELRAZAK

SAADAoui YASSINE

Juin 2013

Remerciements

Tout d'abord, Nous remercies Dieu tout puissant de Nos avoir donné la force de mener à bien ce modeste travail

Nous tiens à remercier nous directeur de mémoire M. GHANFOUD MOHAMED, Professeur en Génie Civil, pour le temps consacré à nos écouter, à nos orienter, nos suivre et nos corriger durant notre travaux.

Nos remercies tous ceux qui ont contribué de loin ou de près à la réalisation de ce travail.

SOMMAIRE

Liste Des Figures	
Liste Des Tableaux	
Introduction général	
CHAPITRE I : PRESENTATION DU PROJET	3
I.1 PRESENTATION DU PROJET DE FIN D'ETUDE	3
I.2 REGLEMENTS UTILISES	4
CHAPITRE II : CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX	8
II.1 CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX	8
II.2 CLASSIFICATION DES MATERIAUX DE CONSTRUCTION	8
II.3 PROPRIETES DES MATERIAUX DE CONSTRUCTION	9
II.3.1 Propriétés liées à la masse et au volume	10
II.3.2 Propriétés liées à l'eau	10
II.3.3 Propriétés thermiques	10
II.4 LES MATERIAUX DE CONSTRUCTION	10
II.4.1 Ciment	1Erreur ! Signet non défini.
II.5 LES GRANULATS	12
II.5.1 Sable	14
II.5.2 Gravier	14
II.5.3 Les Adjuvants	14
II.6 LE BÉTON	15
II.6.1 Dosage du béton	16
II.6.2 Résistances mécaniques du béton	16
II.6.3 Contrainte limite	17
II.7 ACIER	19
II.8 EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES	20
II.8.1 Charges permanentes	20
II.8.2 Charges d'exploitations	2Erreur ! Signet non défini.
CHAPITRE III : PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS	23
III.1 INTRODUCTION	23
III.2 PRE DIMENSIONNEMENT DES PLANCHERS	23
III.2.1 Résistance au feu	23
III.2.2 Résistance à la flexion	23
III.2.3 Condition de flèche	24
III.2.4 Isolation phonique	24
III.3 PRE DIMENSIONNEMENT DES VOILES	25
III.4 PRE DIMENSIONNEMENT DES ESCALIERS	27
III.5 DESCENTE DE CHARGE	30

III.5.1 Les planchers.....	30
III.5.2 Balcons.....	31
III.5.3 L'acrotère.....	3Erreur ! Signet non défini.
III.5.4 Mur extérieur.....	3Erreur ! Signet non défini.
III.5.5 L'escalier.....	33
III.6 PRE DIMENSIONNEMENT DES POUTRES:	34
III.6.1 Poutres principales (porteuses).....	34
III.6.2 poutres secondaires (non porteuses).....	34
III.6.3 Vérification de la flèche	35
III.7 PRE DIMENSIONNEMENT DES POTEAUX	36
III.7.1 Calcul des surfaces revenant à chaque poteau	38
III.7.2 Calcul des charges et surcharges revenant au poteau.....	39
III.7.3 Calcul des Efforts normaux.....	40
III.7.4 Calcul le poids de structure	4Erreur ! Signet non défini.
CHAPITRE IV : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES.....	45
IV.1 INTRODUCTION.....	45
IV.2 ACROTÈRE.....	45
IV.2.1 Vérification de l'effort due au séisme.....	46
IV.2.2 Évaluation et combinaison des charges	47
IV.2.3 Ferrailage de l'acrotère	47
IV.3 L'ESCALIER.....	49
IV.3.1 Définition.....	49
IV.3.2 Evaluation des sollicitations.....	49
IV.3.3 Ferrailage.....	54
IV.3.4 Etude de la poutre palière	56
IV.4 PLANCHER.....	58
IV.4.1 Dimensionnement des poutrelles	58
IV.4.2 Ferrailage des poutrelles	66
IV.4.3 Ferrailage de la dalle de compression.....	71
IV.5 BALCON.....	72
IV.5.1 Evaluation et combinaison des charges	72
IV.5.2 Le Ferrailage.....	7Erreur ! Signet non défini.
CHAPITRE V : ETUDE SISMIQUE.....	76
V.1 INTRODUCTION	76
V.1.1 Critères de classification selon les RPA99/Version 2003.....	76
V.2 METHODE STATIQUE EQUIVALENTE (M.S.E).....	76
V.2.1 Domaine d'application de la méthode statique équivalente.....	76

V.2.2	Calcul de la force sismique totale.....	77
V.2.3	Vérification au renversement.....	77
V.2.4	Calcul des déplacements de chaque niveau selon la Méthode Statique équivalente.....	78
V.3	METHODE DYNAMIQUE MODALE SPECTRALE.....	87
V.3.1	Principe.....	87
V.3.2	Spectre de réponse de calcul.....	87
V.3.3	Nombre de modes à considérer.....	88
V.3.4	Les réactions à la base.....	89
V.3.5	Vérifications réglementaires.....	91
CHAPITRE VI :	FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX.....	97
VI.1	COMBINAISON D' ACTIONS.....	97
VI.2	FERRAILLAGE.....	97
VI.2.1	Ferraillage des poteaux.....	97
VI.2.2	Combinaison de calcul.....	99
VI.2.3 :	Calcul du ferraillage des poteaux.....	101
VI.2.4	Calcul du ferraillage longitudinale.....	103
VI.2.5	Calcul du ferraillage transversale.....	107
VI.3	SECTIONS D' ARMATURE.....	110
VI.4	FERRAILLAGE DES POUTRES.....	111
VI.4.1	Combinaisons.....	111
VI.4.2	Exemple de calcul.....	111
VI.5	FERRAILLAGE DES POUTRES SECONDAIRE.....	114
VI.6	FERRAILLAGE DES VOILES.....	11 Erreur ! Signet non défini.
VI.6.1	Stabilité des constructions vis-à-vis les charges latérales	11 Erreur ! Signet non défini.
VI.6.2	Rôle de contreventement.....	11 Erreur ! Signet non défini.
VI.6.3	Ferraillage des voiles.....	11 Erreur ! Signet non défini.
VI.6.4	Prescriptions imposées par RPA 99/03.....	116
VI.7	FERRAILLAGE VERTICAL.....	117
VI.8	FERRAILLAGE HORIZONTAL A L' EFFORT TRANCHANT.....	120
CHAPITRE VII :	ETUDES DES FONDATIONS.....	124
VII.1	INTRODUCTION.....	124
VII.2	CHOIX DE FONDATION.....	124
VII.3	PRE DIMENSIONNEMENTS DES SEMELLES ISOLEES.....	126
VII.3.1	Exemple de calcul de la semelle isolée SA.....	12 Erreur ! Signet non défini.
VII .3.2	Dimensionnement de la semelle isolée.....	12 Erreur ! Signet non défini.
VII .3.3	La hauteur de la semelle.....	127
VII .4	VERIFICATION DE LA SEMELLE ISOLEE SA.....	127

VII.5 VERIFICATION DES CONTRAINTES A L'ELS : G+Q	127
VII.5.1 Vérification de la stabilité au renversement par la combinaison accidentelle 0.8G+E...	128
VII.6 FERRAILLAGE DES SEMELLES ISOLEES	129
VII.7 PREDIMENSIONNEMENT DES SEMELLES FILANTES.....	131
VII.7.1 Exemple de calcul.....	131
VII .7.2 Dimensionnement de la semelle	131
VII .7.3 Hauteur de la paillasse de la semelle filante h	132
VII.7.4 Exemple de calcul de la semelle filante SF1	132
VII.8 LA LONGRINE	133
VII.8.1 Définition.....	133
VII.8.2 Dimensionnement de la longrine.....	133
VII.8.3 Ferrailage de la longrine.....	134

Conclusion
bibliographie

Liste Des Figures

- Figure (I.1):** Vue en Plan Etage Courant.
Figure (I.2) : Vue De La Structure En 3D.
Figure (I.3) : Vue étage tirasse en 2D.
Figure (III.1) : Dalle à corps creux.
Figure (III.2) : Coupée voile en élévation.
Figure (III.3) : Coupes de voiles en plan pour différents cas.
Figure (III.4) : schéma des escaliers.

Figure (III.5) : Vue en plan.
Figure (III.6) : coupe plancher terrasse.
Figure (III.7) : coupe plancher étage courant.
Figure. (III.8) : coupe d'acrotère.
Figure (III.9) : remplissage en double paroi.
Figure (IV.1) : Schéma de l'acrotère.
Figure(IV.2) : Schéma de ferrailage d'acrotère.
Figure (IV.3) : Vue en plan d'escalier.
Figure (IV.4) : Schéma statique de la poutre palière.
Figure (IV.5) : Schéma Ferrailage d'escalier.
Figure (IV.6) : Schéma statique de la coupe de plancher.
Figure (IV.7) : Coupe verticale du corps creux.
Figure (IV.8) : Section de la poutrelle.
Figure (IV.9) : Ferrailages des poutrelles.
Figure (IV.10) : Disposition constructive des armatures de la dalle de compression.
Figure (IV.11) : Schéma de balcon.
Figure (IV.12) : Schéma de ferrailage du balcon.
Figure (V.1) : Distribution des poids de chaque étage.
Figure (V.2) : Schéma représentant la distribution de la force sismique et l'effort tranchant selon la hauteur.
Figure (V.3) : Mode 1 « Translation sens Y » $T = 0.43 \text{ sec.}$
Figure (V.4) : Mode 2 « Translation sens X » $T = 0.39 \text{ sec.}$
Figure (V.5) : Mode 3 « Torsion » $T = 0.37 \text{ sec.}$

Liste Des Tableaux

Tableau (II.1): Caractéristiques Physico - Mécaniques du Ciment.
Tableau (II.2): les caractéristiques et les classifications des granulats.
Tableau (II.3): Caractéristiques mécaniques des aciers.
Tableau (II.4): Quelques valeurs des poids volumiques des matériaux de construction d'après D.T.R.B.C.2.2. Annexe VI. B-Poids volumiques de quelques matériaux de construction.
Tableau (II.5) : Poids de quelques éléments des planchers d'après D.T.R.B.C.2.2 Annexe VI.C.3-Planchers et C.5-Toitures.

Tableau (II.6): Poids volumiques des éléments des maçonneries d'après D.T.R.B.C.2.2 Annexe VI.C.1-Maçonnerie.

Tableau (II.7): Charges d'exploitation des quelques locaux d'après D.T.R.B.C.2.2 Article 7-Valeurs des charges d'exploitation fixées de façon générale.

Tableau (III.1) : Evaluation des charges permanentes du plancher terrasse.

Tableau (III.2) : Evaluation des charges permanentes du plancher courant.

Tableau (III.3) : Evaluation des charges permanentes de dalle de balcon.

Tableau (III.4) : Evaluation des charges permanentes de mur extérieur.

Tableau (III.5) : Evaluation des charges permanentes de palier.

Tableau (III.6) : Evaluation des charges permanentes de volée.

Tableau (III.7) : Masse de la terrasse.

Tableau (III.8) : Masse de l'étage courant.

Tableau (III.9) : Masse revenant à chaque étage.

Tableau (IV.1): combinaison des charges de l'escalier.

Tableau (IV.2) : Ferrailage de la poutre palière.

Tableau (IV.3) : Evaluation des charges et surcharge.

Tableau (IV.4) : combinaison des charges.

Tableau (IV.5): moment en travée de la poutrelle à 9 travées.

Tableau (IV.6) : Efforts maximaux en appuis et en travées.

Tableau (IV.7) : récapitulatifs pour la vérification à L'E.L.S.

Tableau (IV.8) : les efforts internes à l'ELU et à l'ELS.

Tableau (IV.9) : Ferrailage du balcon.

Tableau (IV.10) : Le choix des barres dans les sens (xx) et (yy).

Tableau (V.1) : Valeurs des pénalités P_q .

Tableau (V.2) : Distribution de la résultante des forces sismiques à chaque étage.

Tableau (V.3) : Distribution de l'effort tranchant à chaque étage.

Tableau (V.4): Distribution du moment de renversement à chaque étage.

Tableau (V.5): Vérification au renversement dans le Sens longitudinal.

Tableau (V.6): Vérification au renversement dans le Sens transversal.

Tableau (V.7) : Vérification du déplacement à chaque étage.

Tableau (V.8) : Période et facteur de participation massique.

Tableau (V.9) : Réactions à la base.

Tableau (V.10) : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul.

Tableau (V.11) : Calcul du moment de renversement dans le sens longitudinal.

Tableau (V.12) : Vérification de la stabilité au renversement dans le sens longitudinal.

Tableau (V.13) : Calcul du moment de renversement dans le sens transversal.

Tableau (V.14): Vérification de la stabilité au renversement dans le sens transversal.

Tableau (V.15) : Vérification des déplacements inter-étages.

Tableau (V.16) : Vérification de l'effet P- dans le Sens longitudinal.

Tableau (V.17) : Vérification de l'effet P- dans le Sens transversal

INTRODUCTION

Depuis des siècles, l'homme a toujours voulu trouver un abri où règne sécurité et confort.

L'histoire qui retrace le vécu des hommes est riche d'exemples aussi édifiants les uns que les autres, car tout cela a débuté par le fameux homme des cavernes, en passant par les célèbres pyramides d'Egypte, et de nos jours les extraordinaires buildings à l'image des deux tours de Malaisie.

Le développement des techniques et du savoir-faire dans les différents domaines, et notamment dans le secteur de la construction a donné une avancée

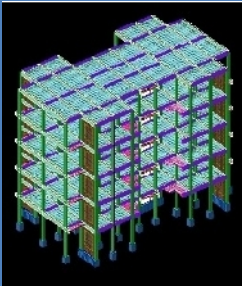
importante dans le secteur de la construction, surtout avec la venue des nouveaux matériaux de construction tels que (béton armé, béton précontraint, CM).

Les études techniques ou d'engineering, ainsi que les observations faites sur le comportement des structures ont montrées en général que :

- *Les constructions métalliques présentent un meilleur comportement vis-à-vis d'une excitation sismique vu son poids léger et la grande ductilité quelle possède.*
- *Les constructions en béton armé ont un comportement dynamique dépendant du type de structure (portique auto stable, structure à voiles ou mixte).*

Les avantages importants que présentent les voiles de contreventement par rapport aux portiques sont :

- *Leurs grandes rigidités vis-à-vis des forces horizontales, ils permettent de réduire considérablement les dommages sismiques des éléments non structuraux.*
- *Lors de nombreux séismes modérés, les structures à voiles ont de faibles déplacements latéraux qui permettaient de réduire les effets psychologiques sur les habitants des immeubles de ce type de structure.*
- *La masse élevée du voile permet un bon isolement acoustique et la bonne capacité calorifique du béton armé donne au bâtiment une inertie thermique appréciable.*
- *Dans un bâtiment, les efforts horizontaux sont transmis au voiles habituellement par les planchers qui jouent le rôle de diaphragme, entre chaque voile les sollicitations sont réparties proportionnellement avec sa rigidité dans la direction de sollicitation. Le voile transmet ces efforts à la base du bâtiment et finalement au sol.*



CHAPITRE 1



PRESENTATION DU PROJET

CHAPITRE I : PRESENTATION DU PROJET

I.1 PRESENTATION DU PROJET DE FIN D'ETUDE:

Notre projet de fin d'études consiste en l'étude d'un bâtiment en béton armé à usage d'habitation (R+4). Le bâtiment sera implanté à la périphérie de la wilaya de Guelma « ».Selon le RPA 99/2003, Alger est une zone de sismicité élevée (zone IIa).

Selon le rapport de sol, La construction sera fondée sur un sol ferme d'une contrainte admissible de 2 bars.

L'architecture retenue du bâtiment présente une irrégularité en plan et en élévation, l'ossature est faite en voiles portiques (système de contreventement mixte).

Les planchers sont constitués par des dalles en corps creux en assurant une rigidité du diaphragme horizontal et une sécurité contre les incendies.

Les dimensions en plan du bâtiment sont répertoriées comme suit :

- ❖ *Longueur totale du bâtiment en plan $L = 29.80 \text{ m}$*
- ❖ *Largeur totale du bâtiment en plan $l = 17.90 \text{ m}$*
- ❖ *La hauteur totale est $H_t = 15.75$*
- ❖ *La hauteur d'étage $h_e = 3.15$*
- ❖ *La hauteur de RDC $H = 3.15$*

Le Choix du système de contreventement rentre dans le cadre de l'application du RPA 99 (version 2003), vu qu'il dépasse deux niveaux (8m), Pour ce genre de contreventement il y a lieu également de vérifier un certain nombre de conditions :

- *Les voiles de contreventement reprennent au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales et la totalité des sollicitations dues aux charges horizontales.*
- *Les portiques ne reprennent que les charges verticales, mais dans notre cas, zone sismique d'ordre IIa il y a lieu de vérifier les portiques sous un effort horizontal représentant 20% de l'effort horizontal global.*

En ce qui concerne le type de plancher, Les planchers sont constitués par des dalles en corps creux (corps creux, poutrelles et dalle de compression) en assurant une rigidité du diaphragme horizontal et une sécurité contre les incendies, ce type de planchers a été choisi en raison aussi des portées qui ne sont pas importantes.

Ce type de planchers présente :

- *une facilité de réalisation.*
- *une réduction du poids du plancher et par conséquent l'effet sismique.*
- *une économie du coût de coffrage (coffrage perdu constitué par les poutrelles et les corps creux).*

Néanmoins pour certaines zones, j'ai opté pour des dalles pleines à cause de leurs formes irrégulières (des triangles ou des trapèzes) et ceci dans le but de minimiser le temps et le coût nécessaire pour la réalisation des poutrelles spéciales à ces zones.

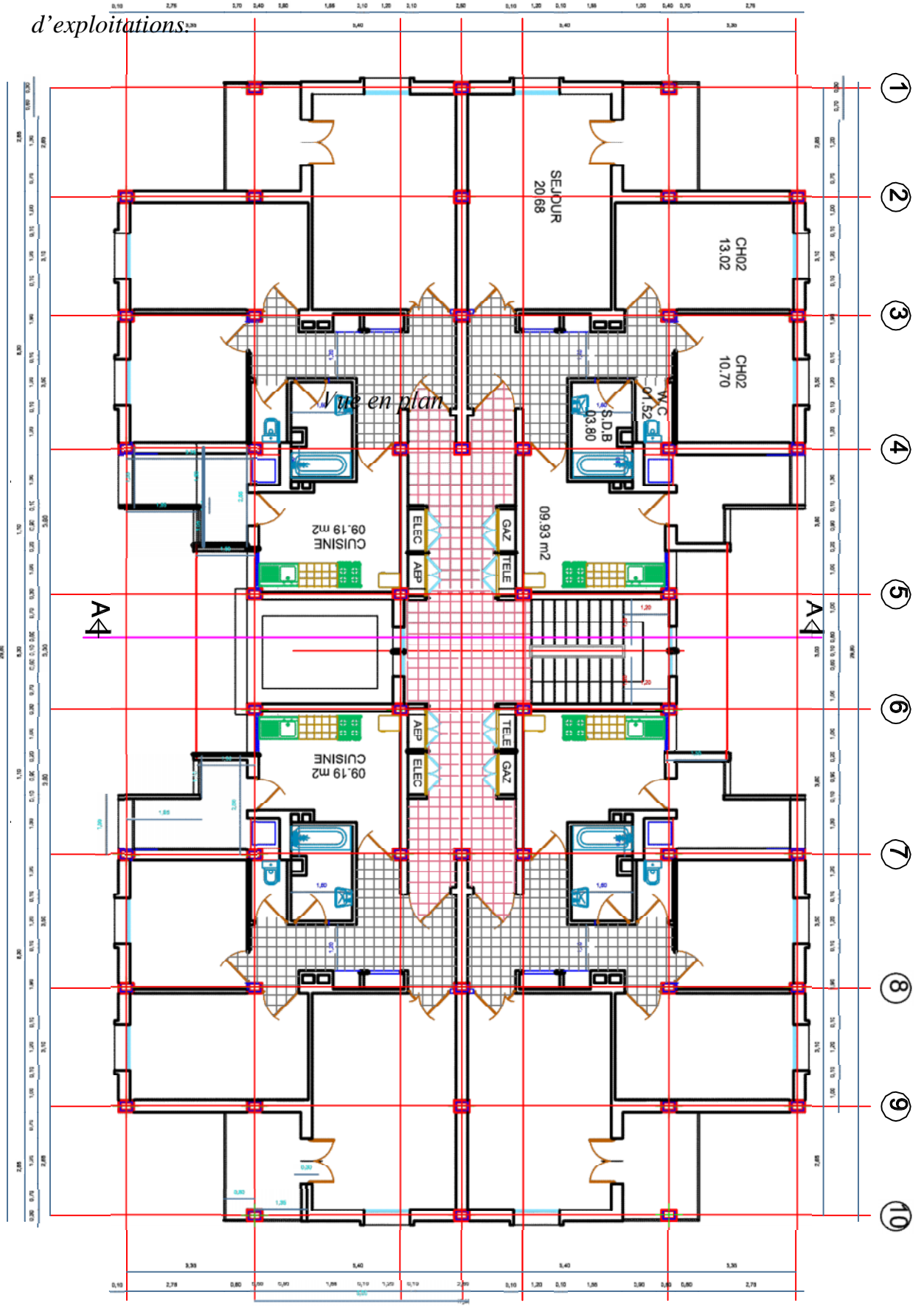
I.2 REGLEMENTS UTILISES:

L'étude du bâtiment qu'on va présenter ultérieurement sera menée en utilisant les codes de calcul suivants :

- ✚ **Règles parasismiques algériennes RPA99/ modifications 2003.**

➤ Règles de conception et de calcul aux états limites des structures en béton armé **BAEL 91**.

➤ Document technique réglementaire **DTU B21-22**: charges permanentes **A** d'exploitations.



PLAN DE L'ETAGE COURANT

Ech: 1/100

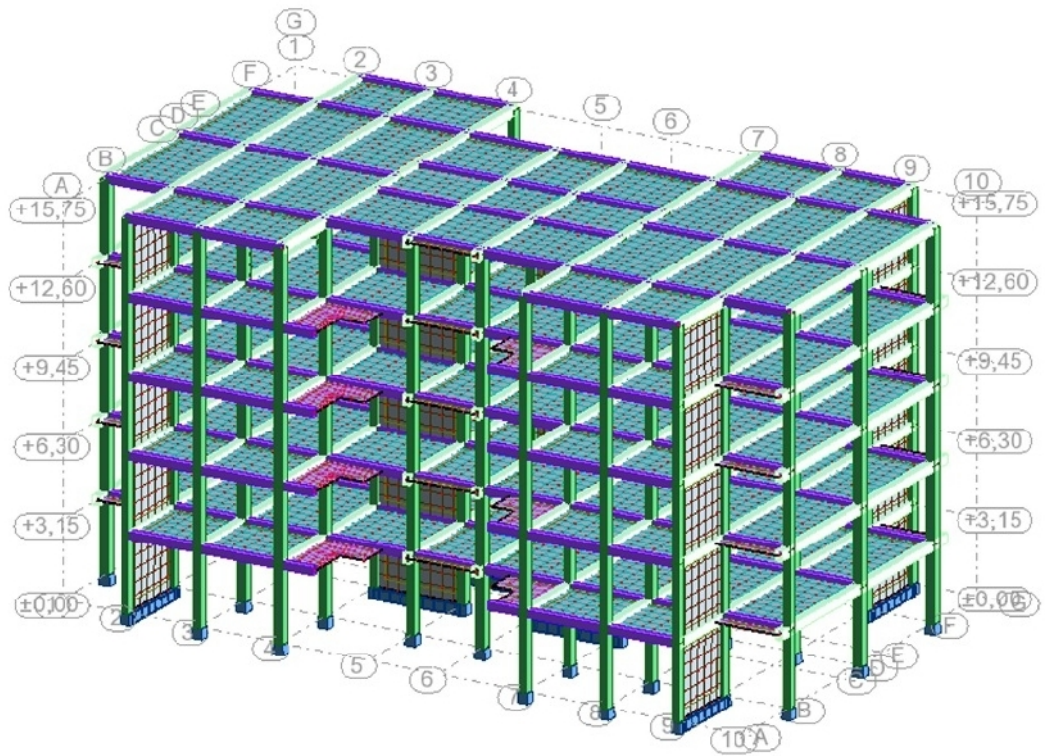


Figure (I.2) : Vue De La Structure En 3D

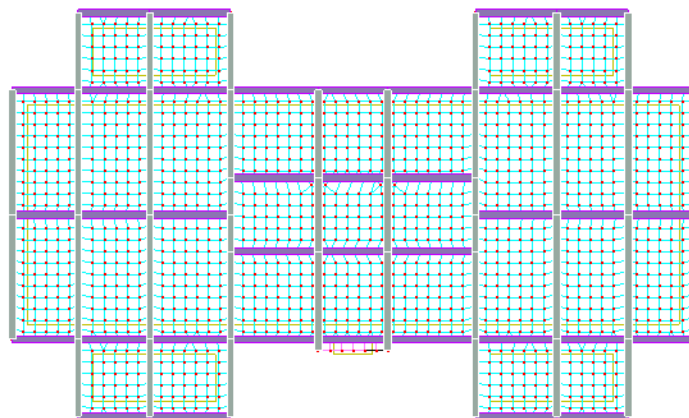
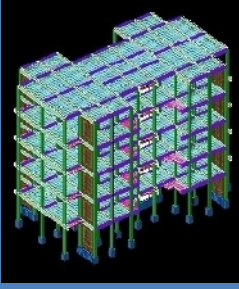


Figure (I.3) : Vue étage tirasse en 2D



CHAPITRE 2



CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

CHAPITRE II : CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

II.1 CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX:

Dans ce chapitre, nous présenterons tout d'abord l'importance des matériaux dans le métier d'ingénieur.

Les deux sections suivantes traiterons de la classification et des propriétés principales des matériaux.

En sciences des matériaux, il est possible de classer les matériaux de base en trois catégories, mais dans la construction, il est devenu courant de distinguer les matériaux selon les domaines d'emploi et les caractéristiques principales.

Les propriétés principales des matériaux de construction peuvent être généralement divisées en plusieurs groupes telles que:

- *Propriétés physiques.*
- *Propriétés mécaniques.*
- *Propriétés chimiques.*
- *Propriétés physico-chimiques.*
- *Propriétés thermiques.*

II.2 CLASSIFICATION DES MATERIAUX DE CONSTRUCTION:

En sciences des matériaux, il est possible de classer les matériaux de base en trois catégories:

- *Les métaux*
- *Les polymères*
- *Les céramiques*

Mais dans la construction, il est devenu courant de distinguer les matériaux selon des domaines d'emploi et des caractéristiques principales:

Les matériaux de construction et les matériaux de protection.

*Les **matériaux de construction** sont les matériaux qui ont la propriété de résister contre des forces importantes:*

- *Pierres*
- *Terres cuites*
- *Bois*
- *Béton*
- *Métaux, etc.*

*Les **matériaux de protection** sont les matériaux qui ont la propriété d'enrober et protéger les matériaux de construction principaux:*

- *Enduits*
- *Peintures*
- *Bitumes, etc.*

II.3 PROPRIETES DES MATERIAUX DE CONSTRUCTION:

Les propriétés principales des matériaux peuvent être divisées en plusieurs groupes tels que:

1. *Propriétés physiques: (la dimension; la densité; la masse volumique de différentes conditions; la porosité; l'humidité etc..),*
2. *Propriétés mécaniques: (la résistance en compression, en traction, en torsion etc..)*
3. *Propriétés chimiques: (l'alcalinité, l'acide etc..)*
4. *Propriétés physico-chimiques: (l'absorption, la perméabilité, le retrait et le gonflement etc..)*
5. *Propriétés thermiques: (la dilatation, la résistance et comportement au feu, etc..)*
6. *Quelques caractéristiques et propriétés physiques courantes des matériaux de construction sont:*

II.3.1 Propriétés liées à la masse et au volume :

- *Masse spécifique*
- *Masse volumique*
- *Porosité, densité*

II.3.2 Propriétés liées à l'eau:

- *Humidité*
- *Perméabilité*
- *Degré d'absorption d'eau*
- *Variation de dimension en fonction de la teneur en eau*

II.3.3 Propriétés thermiques :

- *Résistance et comportement au feu*
- *Chaleur spécifique*
- *Coefficient d'expansion thermique*

Les caractéristiques et propriétés mécaniques principales d'un matériau sont: la résistance à la compression, la résistance à la traction, le module de formation, le module d'électricité, etc.

II.4 LES MATERIAUX DE CONSTRUCTION DOIVENT:

1. *posséder certaines propriétés techniques*
2. *pouvoir facilement être travaillés*
3. *être économiques.*

La science des matériaux s'efforce de relier les propriétés macroscopiques des matériaux à leur structure microscopique. La technologie des matériaux s'occupe des domaines d'application de la science des matériaux à l'art de construire (à savoir: choix des matériaux, détermination de leurs caractéristiques, connaissance de leurs propriétés, techniques de mise en œuvre, méthodes d'essais, développement de nouveaux matériaux ou systèmes de matériaux).

II.4.1 Ciment :

Le ciment est un produit moulu du refroidissement du clinker qui contient un mélange de silicates et d'aluminates de calcium porté à 1450 – 1550 °C, température de fusion.

Le ciment usuel est aussi appelé liant hydraulique, car il a la propriété de s'hydrater et de durcir en présence d'eau et par ce que cette hydratation transforme la pâte liante, qui a une consistance de départ plus ou moins fluide, en un solide pratiquement insoluble dans l'eau. Ce durcissement est dû à l'hydratation de certains composés minéraux, notamment des silicates et des aluminates de calcium.

L'expression de «pâte de ciment durcissant» sera utilisée pour désigner la pâte de ciment dans la transformation d'un état plus ou moins fluide en un état solide.

a- Principe de fabrication ciment portland

La fabrication de ciment se réduit schématiquement aux trois opérations suivantes:

- préparation du cru*
- cuisson*
- broyage et conditionnement*

Il existe 4 méthodes de fabrication du ciment qui dépendent essentiellement du matériau:

- Fabrication du ciment par voie humide (la plus ancienne).*
- Fabrication du ciment par voie semi-humide (en partant de la voie humide).*
- Fabrication du ciment par voie sèche (la plus utilisée).*
- Fabrication du ciment par voie semi-sèche (en partant de la voie sèche).*

b- Les principales catégories de ciment

Les ciments peuvent être classés en fonction de leur composition et de leur résistance normale.

c- Classification des ciments en fonction de leur composition

Les ciments constitués de clinker et des constituants secondaires sont classés en fonction de leur composition, en cinq types principaux par les normes NF P15-301 et ENV 197-1. Ils sont notés CEM et numérotés de 1 à 5 en chiffres romains dans leur notation européenne (la notation française est indiquée entre parenthèse):

- CEM I: Ciment portland (CPA - dans la notation française),
- CEM II: Ciment portland composé (CPJ),
- CEM III: Ciment de haut fourneau (CHF),
- CEM IV: Ciment pouzzolanique (CPZ),
- CEM V: Ciment au laitier et aux cendres (CLC).

Tableus (II.1):Caractéristiques Physico - Mécaniques du Ciment

<i>M_v,apparente (kg/m³)</i>		1088
<i>M_v absolue (Densitomètre le Chatelier) (kg/m³)</i>		2980
<i>M_v absolue (pycnomètre) (kg/m³)</i>		2986
<i>Consistance (%)</i>		W=26.6 %soit 133 g
<i>Début de prise</i>		2h52
<i>Résistance à la compression (MPa)</i>	<i>2 jours</i>	17.80
	<i>7 jours</i>	33.80
	<i>28 jours</i>	48.70
<i>Résistance en flexion (MPa)</i>	<i>2 jours</i>	3.49
	<i>7 jours</i>	5.72
	<i>28 jours</i>	6.80

II.5 LES GRANULATS:

Définition :

On donnera le nom de granulats à un ensemble de grains inertes destinés être agglomérés par un liant et à former un agrégat

Le terme agrégats, utilisé pour désigner les granulats, est donc impropre. En effet, un agrégat est un assemblage hétérogène de substances ou éléments qui adhèrent solidement entre eux (le mortier ou le béton par exemple).

Le terme granulats, au singulier, désigne un ensemble de grains d'un même type, quel que soit le critère de classification utilisé. Le terme granulats, au pluriel, sera utilisé pour désigner un mélange de grains de divers types.

Les granulats utilisés dans les travaux de génie civil doivent répondre à des impératifs de qualité et des caractéristiques propres à chaque usage. Les granulats constituent le squelette du béton et ils représentent, dans les cas usuels, environ 80 % du poids total du béton.

Les granulats sont nécessaires pour la fabrication des bétons; du point de vue économique, car ils permettent de diminuer la quantité de liant qui est plus cher; du point de vue technique, car ils augmentent la stabilité dimensionnelle (retrait, fluage) et ils sont plus résistants que la pâte de ciment. Il faut par conséquent, augmenter au maximum la quantité de granulats, en respectant toutefois les deux conditions suivantes:

- *Les granulats doivent satisfaire à certaines exigences de qualité;*
- *La qualité de pâte liante doit être suffisante pour lier tous les grains et remplir les vides.*

Les essais effectués en laboratoire portent nécessairement sur des quantités réduites de matériaux, ceux-ci devant permettre de mesurer des paramètres caractéristiques de l'ensemble du matériau dans lequel on a fait le prélèvement. Il faut que l'échantillon utilisé au laboratoire soit représentatif de l'ensemble. Cette opération est généralement difficile, prend du temps et, parfois, est coûteuse, mais elle est essentielle; souvent, les essais effectués sont sans valeur car ils ne sont pas représentatifs.

En général le prélèvement d'échantillons se fait en deux temps:

- a) Prélèvement sur le chantier, la carrière ou l'usine d'une quantité de matériaux nettement plus grande que celle qui sera utilisée pour l'essai.*
- b) Au laboratoire, prélèvement de la quantité nécessaire à l'essai et qui soit également représentative de l'échantillon de départ.*

II.5.1 Sable:

Le sable est le constituant du squelette granulaire qui a le plus d'impact sur les qualités du béton et du mortier [Lanchon R. 1989], [Baroghel-Bouny V. 1994].

Il joue un rôle primordial en réduisant les variations volumiques, les chaleurs dégagées et le prix de revient des bétons.

II.5.2 Graviers :

Les graviers utilisés sont de nature silico-calcaire concassés provenant de la carrière don le tableau suivant :

Tableau (II.2): les caractéristiques et les classifications des granulats

Caractéristiques des granulats	Classe du granulaire			
	0/3	3/8	8/16	16/25
Masse volumique apparente(kg/m ³)	1426	1355	1423	1374
Masse volumique absolue (kg/m ³)	2500	2587	2587	2565
Equivalent de sable (%)	63.2	-	-	-
Foisonnement de sable (%)	Wopt = 7 lui correspond app ⁻ 1130Kg/m ³			
Essai de propreté (impuretés) (%)	-	1.92	1.3	0.73
Coefficient d'aplatissement (%)	-	19	8	8
Module de finesse	2.95	-	-	-
Teneur en fines (%)	17	-	-	-
Essai Los Angeles (%)	-	4/6.3	6.3/10	10/14
		27	31	31
Essai Micro deval (%)	-	4/6.3	6.3/10	10/14
		15	11	8

II.5.3 Les Adjuvants:

Ce sont des produits chimiques organiques ou inorganiques, incorporés en faible quantité moins de 5% de la masse du ciment sous forme de poudre ou de solution, avant ou pendant le malaxage, dans le but de modifier certaines propriétés du béton, qu'il soit à l'état frais, pendant la prise et le durcissement ou à l'état durci. Les adjuvants sont classés par la norme NF EN 934-2. suivant leurs actions principales, même s'ils ont plusieurs actions secondaires en :

- Plastifiant/réducteur d'eau.
- Super plastifiant/haut réducteur d'eau.
- Réteneur d'eau.
- Entraîneur d'air.

- Eau de gâchage 175 L

Le béton obtenu aura une masse volumique qui varie entre 2200 Kg/m^3 et 2400 Kg/m^3 .

II.6.2 Résistances mécaniques du béton :

a- Résistance à la compression f_{cj} :

Dans les constructions courantes, le béton est défini, du point de vue mécanique, par sa résistance caractéristique à la compression (à 28 jours d'âge noté " f_{c28} ") déterminée par essai sur éprouvettes cylindriques de 16cm de diamètre et 32cm de hauteur.

Pour un dosage courant de 350 Kg/m^3 de ciment CPA325, la caractéristique en compression à 28 jours est estimée à 25 MPa ($f_{c28} = 25 \text{ MPa}$).

Selon le CBA 93 : Avant durcissement total à j jours tel que $j \geq 28$ jours, la résistance à la compression est :

$$f_{cj} = 0.685 f_{c28} \log^{10} (j+1)$$

et pour $j = 28$ jours

$$f_{cj} = 1.1 f_{c28}$$

b- Résistance à la traction f_{tj} :

La mesure directe de la résistance à la traction par un essai de traction axiale étant délicate on a recours à deux modes opératoires différents :

- Flexion d'éprouvettes prismatiques non armées.
- Fendage diamétral d'une éprouvette cylindrique (essai Brésilien).

La résistance caractéristique à « J » jours se déduit conventionnellement par la relation :

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} \text{ avec : } f_{cj} \leq 40 \text{ MPa}$$

$$\text{Pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

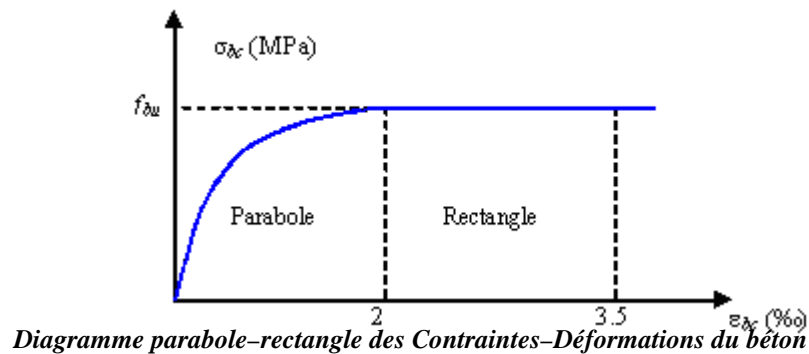
II.6.3 Contrainte limite:

État limite ultime (ELU)

Contrainte ultime du béton :

Pour le calcul à l'E.L.U, on adopte le diagramme dit "parabole-rectangle" (Fig. 2.1). En compression pure, le diagramme est constitué par la partie parabole du graphe ci-dessous, les déformations relatives étant limitées à 2‰.

En compression avec flexion (ou induite par la flexion), le diagramme qui peut être utilisé dans tous les cas et le diagramme de calcul dit parabole rectangle.



Avec :

- f_{bu} : Contrainte ultime du béton en compression $f_{bu} = \frac{0.85 f_{cj}}{\theta \gamma_b}$
- γ_b : Coefficient de sécurité du béton, il vaut 1.5 pour les combinaisons normales et 1.15 pour les combinaisons accidentelles.
- θ : coefficient qui dépend de la durée d'application du chargement. Il est fixé à 1 lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'actions considérée est supérieure à 24 h, 0.9 lorsque cette durée est comprise entre 1 h et 24 h, et à 0.85 lorsqu'elle est inférieure à 1 h.

Contrainte ultime de cisaillement :

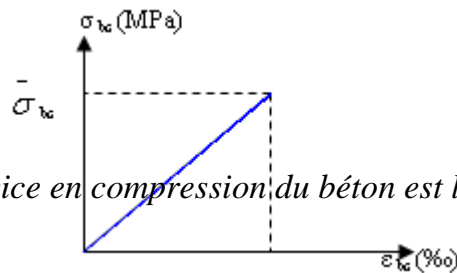
La contrainte ultime de cisaillement est limitée par : $\tau \leq \bar{\tau}$

$$\bar{\tau} = \min(0.13 f_{c28}, 4 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa} \quad \text{cas normal (fissuration peu nuisible).}$$

$$\bar{\tau} = \min(0.10 f_{c28}, 3 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa} \quad \text{cas où la fissuration est préjudiciable.}$$

État limite de service (ELS) :

Dans le cas de l'ELS on suppose que le diagramme parabole rectangle reste dans le domaine élastique linéaire, est défini par son module d'élasticité.



La contrainte limite de service en compression du béton est limitée par :

$$\sigma_{bc} \quad \bar{\sigma}_{bc}$$

Avec : $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$.

$$\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Le module de déformation longitudinale instantanée, pour un chargement de durée d'application inférieure à 24 heures, est donné par :

$$E_{ij} = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{cj}}$$

On a pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow E_{ij} = 32164.195 \text{ MPa}$

Le module de déformation longitudinal différée du béton E_{vj} est donné par la formule suivante :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}}$$

On a pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow E_{vj} = 10818.16 \text{ MPa}$

Coefficient de poisson ν :

On appelle coefficient de poisson le rapport de la déformation transversale relative à la déformation longitudinale relative.

$$\nu = 0.20 \quad \text{dans le cas des états limites de services.}$$

$$\nu = 0 \quad \text{dans le cas des états limites ultimes.}$$

II.7 Acier:

L'acier est un alliage fer carbone en faible pourcentage, son rôle est d'absorber les efforts de traction, de cisaillement et de torsion, On distingue deux types d'aciers :

- ♦ Aciers doux ou mi-durs pour 0.15 à 0.25 de carbone.

- ♦ Aciers durs pour 0.25 à 0.40 de carbone.

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à : $E_s = 200\ 000\ \text{MPa}$.

La caractéristique mécanique la plus importante des aciers est la limite élastique f_e . Le tableau suivant nous donne quelques exemples d'aciers.

Tableau (II.3): Caractéristiques mécaniques des aciers.

Type	Nuance	Limite élastique f_e (MPa)	$\epsilon_{es}/\text{‰}$	Emploi
Barre HA	FeE40	400	1.74	Emploi courant
Rond lisse	FeE22	215	0.935	Emploi courant
	FeE24	235	1.02	Epingles d'élevage des pièces préfabriquées
Treillis	$\phi \leq 6\text{mm}$	520	2.261	Treillis soudés uniquement emploi courant
	$\phi > 6\text{mm}$	441	1.917	

II.8 EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES:

II.8.1 Charges permanentes:

a- Matériaux de construction:

Tableau (II.4): Quelques valeurs des poids volumiques des matériaux de construction d'après D.T.R.B.C.2.2. Annexe VI. B-Poids volumiques de quelques matériaux de construction

TYPES	POIDS VOLUMIQUES (KN/m^3)
Béton	22
Béton armé	25
Acier	78.5
Plâtre	10
Mortier	20

b- Poids de quelques éléments constitutifs des plancher

Tableau (II.5) : Poids de quelques éléments des planchers d'après D.T.R.B.C.2.2 Annexe VI.C.3-Planchers et C.5-Toitures

ELEMENTS	POIDS
Dalle pleines En Béton armé de 15 cm d'épaisseur	$0.15 \times 25 = 3.75\ \text{KN}/\text{m}^2$
	$12+4 \rightarrow 2.50 \rightarrow 2.60\ \text{KN}/\text{m}^2$

Planchers à corps creux	16+4	2.75 → 2.85KN/m ²
	20+4	3.10 → 3.30KN/m ²
Carrelage		22KN/m ³
Lit de sable		18KN/m ³
Gravillon d'étanchéité		15KN/m ²
Etanchéité multicouche		0.10KN/m ²
Isolant thermique		0.50 → 1KN/m ³
Pare vapeur		0.08KN/m ²
Couverture	En ardoise	0.30KN/m ²
	En tuile	0.50 → 0.75KN/m ²

c- Poids des éléments constitutifs des maçonneries:

Tableau (II.6): Poids volumiques des éléments des maçonneries d'après

D.T.R.B.C.2.2 Annexe VI.C.1-Maçonnerie

TYPES	POIDS VOLUMIQUES (KN/m ³)
Brique pleine	18
Brique creuse	14
Parpaing plein	20 → 22
Parpaing creuse	12 → 15

d- Cloison de distribution:

Elles sont prises en compte comme une charge permanente uniformément répartie sur les planchers estimées à **0.75KN/m²**.

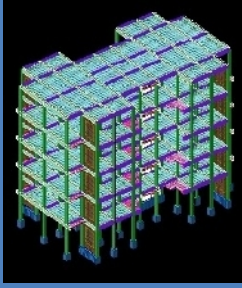
II.8.2 Charges d'exploitation:

Tableau (II.7): Charges d'exploitation des quelques locaux d'après D.T.R.B.C.2.2

Article 7-Valeurs des charges d'exploitation fixées de façon générale

NATURE DU LOCAL	Q (KN/M ²)	
Bâtiment à usage d'habitation	Pièces habitées	1.5
	Balcons	3.5
	Escaliers	2.5
Bâtiment de bureaux	Bureaux	2.5
	Halls de réception	2.5
	Escaliers et circulations	2.5
	Halls à guichets	4.0
Bâtiment, scolaires et universitaires	Salles, classes, dortoirs, sanitaires collectifs, laboratoires et ateliers	2.5
	Matériels lourds	2.5
	Escaliers et circulations	4.0
	Bibliothèques et salles de réunions	4.0

	<i>Cuisines collectives</i>	4.0
<i>Bâtiment hospitalier et dispensaires</i>	<i>Chambres</i>	1.5
	<i>Circulations internes</i>	2.5
	<i>Locaux médicotechniques (salles de soins et d'opérations)</i>	3.5
<i>Terrasses</i>	<i>Non accessibles</i>	1.0
	<i>Accessibles privées</i>	1.5
	<i>Accessibles aux publics</i>	5.0



CHAPITRE 3



PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

CHAPITRE III : PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

III.1 INTRODUCTION:

Le pré dimensionnement est très important, son but est de déterminer une épaisseur économique afin d'éviter un sur plus d'acier et béton.

III.2 PRE DIMENSIONNEMENT DES PLANCHERS:

Les planchers sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport à leurs dimensions en plan.

On a opté pour des planchers à corps creux et ceci pour les raisons suivantes :

- la facilité de réalisation.*
- diminuer le poids de la structure et par conséquent le résultant de la force sismique.*

L'épaisseur des dalles planes (balcon) dépend le plus souvent des conditions d'utilisation et de résistance.

III.2.1 Résistance au feu

D'après BEAL 91:

- $e = 7\text{cm}$ pour une heure de coupe-feu.
- $e = 11\text{cm}$ pour deux heures de coupe-feu.
- $e = 17,5$ pour un coupe-feu de quatre heures
- On admet que : **$e = 16\text{ cm}$**

III.2.2 Résistance à la flexion

- Dalles reposant sur deux côtés : $L_x / 35 \leq e \leq L_x / 30$.
- Dalles reposant sur trois ou quatre cotés : $L_x / 50 \leq e \leq L_x / 40$.

L_x : est la petite portée du panneau le plus sollicité (cas défavorable)

Dans notre cas la dalle reposant sur quatre cotés à une portée égale à : $L_x = 280$

Ceci engendre donc $280 / 35 \leq e \leq 280 / 30 \Rightarrow 8\text{ cm} \leq e \leq 9.5\text{cm}$

On prend **$e = 9\text{cm}$**

III.2.3 Condition de flèche

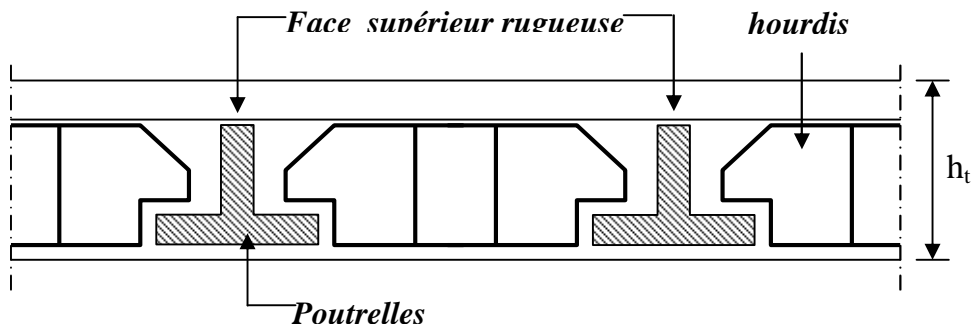


Figure (III.1) : Dalle à corps creux.

Les planchers sont constitués des poutrelles associées aux corps creux.

Pour le Pré dimensionnement de la hauteur des poutrelles en utilisera la formule empirique suivante :

$$\frac{L}{25} < h_t < \frac{L}{20}$$

L : la portée de la poutrelle mesurée à nu des appuis

On a: $L = 335\text{cm}$ \longrightarrow $13.4 < h_t < 16.75$

Donc on adopte une épaisseur de: $h_t = 20\text{ cm}$

$$\text{Tel que } h_t = d + e \begin{cases} d = 16\text{cm} \\ e = 4\text{cm} \end{cases}$$

III.2.4 Isolation phonique

Selon les règles techniques «CBA93» en vigueur en Algérie l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

On limite donc notre épaisseur à:

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

Remarque :

Concernant le pré dimensionnement des dalles des balcons on adopte une épaisseur:

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

III.3 PRE DIMENSIONNEMENT DES VOILES:

Pré dimensionnement des murs en béton armé justifié par l'article 7.7 de RPA 99 Version (2003).

Les voiles servent, d'une part, à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et/ou vent), et d'autre part, à reprendre les efforts verticaux (poids propre et autres) qu'ils transmettent aux fondations.

- *Les charges verticales : charges permanentes et surcharges.*
- *Les actions horizontales : effets de séisme et/ou du vent.*
- *Les voiles assurant le contreventement sont supposés pleins.*
- *Seuls les efforts de translation seront pris en compte ceux de la rotation ne sont pas connus de la cadre de ce pré dimensionnement.*

D'après le RPA 99 article (7.7.1) sont considérés comme voiles les éléments satisfaisants à la condition: ($L \geq 4e$).

Dans le cas contraire, les éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

Avec :

- *L : longueur de voile.*
- *e : épaisseur du voile.*

L'épaisseur minimale est de 15 cm.

De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités comme indiquées à la Figure (III.3).

- *Les voiles sont des murs en béton armé justifiant à l'article (7.7.1) de RPA99*

$e_{min} = 15cm$.

A partir de la hauteur d'étage $h_e = 3,15 m$ et de condition de rigidité aux extrémités suivantes :

$$e \geq h/25 \quad \Rightarrow \quad e \geq 12,6 \text{ cm}$$

$$e \geq h/22 \quad \Rightarrow \quad e \geq 14,32 \text{ cm}$$

$$e \geq h/20 \quad \Rightarrow \quad e \geq 15,75 \text{ cm}$$

$$e = \max(e_{\min}, h_e/25, h_e/22, h_e/20)$$

$$e = \max(12.6 ; 14.32 ; 15.75)$$

$$e = 15,75\text{cm}$$

on adopte que :

$$e = 16\text{cm}$$

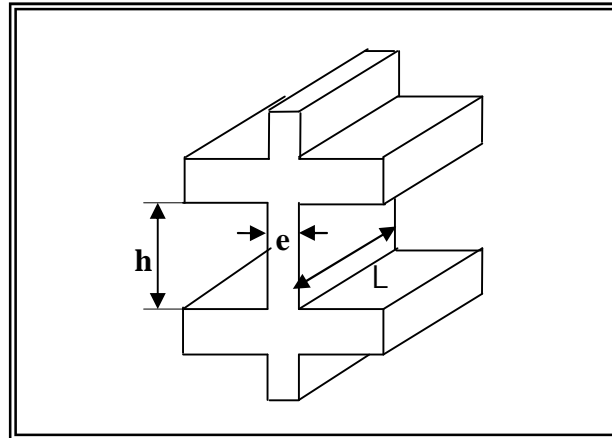


Figure (III.2) : Coupée voile en élévation.

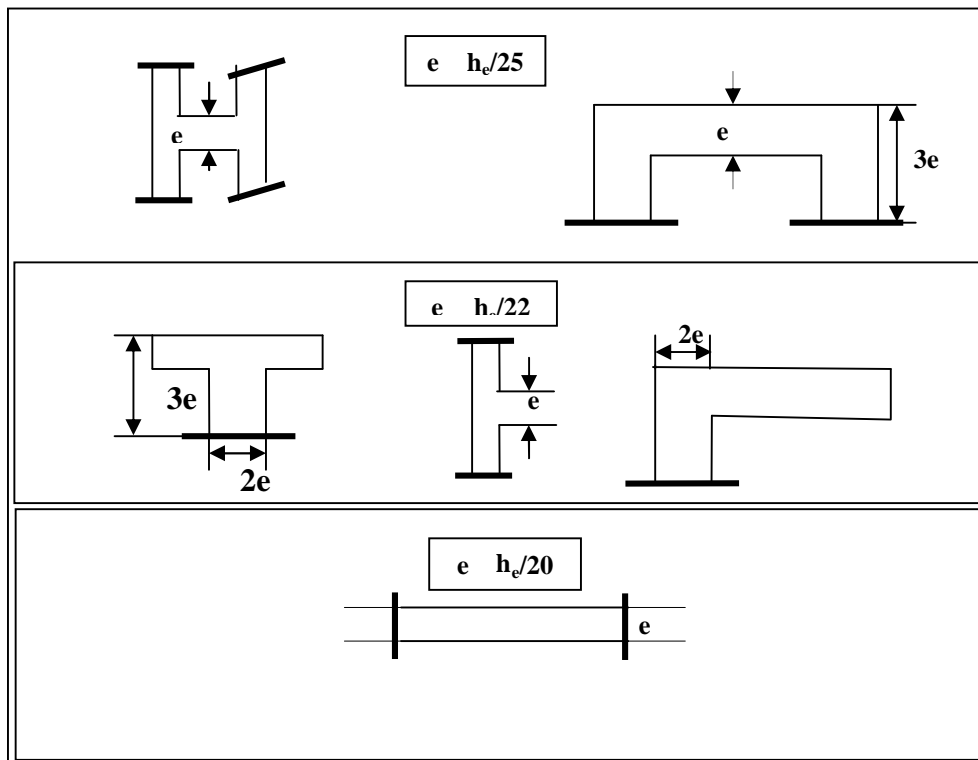


Figure (III.3) : Coupes de voiles en plan pour différents cas.

III.4 PRE DIMENSIONNEMENT DES ESCALIERS:

Dans une construction, la circulation entre les étages se fait par l'intermédiaire des escaliers ou par l'ascenseur. Les escaliers sont constitués par des volées préfabriquées en béton armé reposant sur des paliers coulés en place, la jonction palier – volée est assurée par des piques de scellement s'opposant à l'effort transmis par la paillasse au palier.

Le choix de ce type d'escalier a été retenu pour les avantages suivants :

- *Rapidité d'exécution.*
- *Utilisation immédiate de l'escalier.*

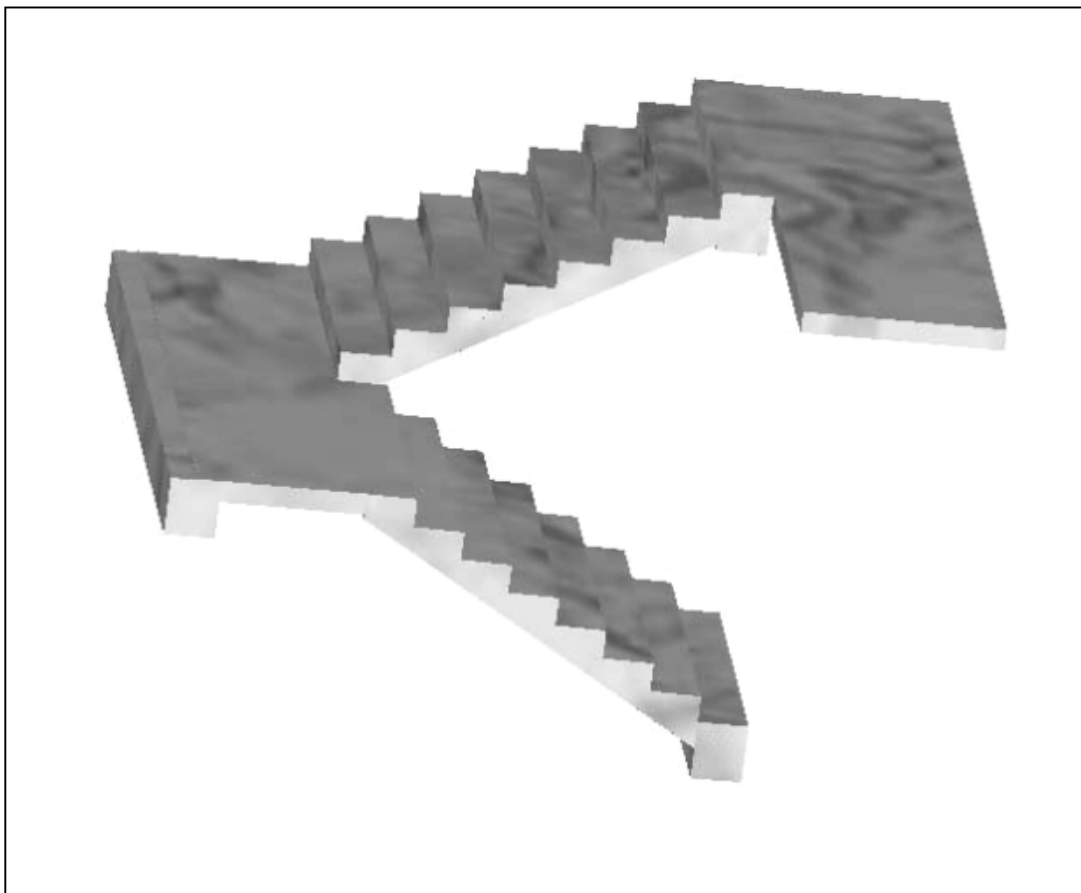


Figure (III.4) : schéma des escaliers

← 3.00m →

↑
1,20m
↓

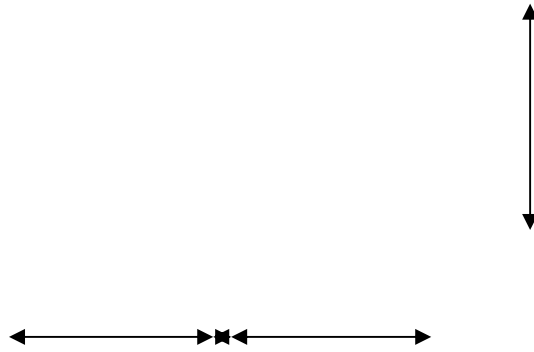


Figure (III.5) Vue en plan

- **Caractéristiques techniques:**

➤ **Pour étage courant et RDC:**

Avant le dimensionnement des escaliers, on détermine les différentes grandeurs de ces éléments.

À partir de la formule de **BLONDEL**

$$\text{On a: } 59 < 2h + g < 66$$

$$\Rightarrow 14,5 < h < 20$$

$$\Rightarrow 25 < h < 65$$

Avec :

h : la hauteur de la contre marche.

g : la longueur de la marche (giron)

On prend : ***h=17 cm***

H : la hauteur de volée d'escaliers

$$H = h_e / 2 = 3.15 / 2 = 1.575 \text{ m}$$

$$N_c \text{ (nombre de contre marche)} = H/h = 1.575 / 0.17 = \underline{\underline{9 \text{ contre marche}}}$$

$$N_m \text{ (nombre de marche)} = N_c - 1 = 9 - 1 = \underline{\underline{8 \text{ marche}}}$$

} Par volée

Le giron (*g*)

$$g = L / Nm$$

L : la longueur de volée

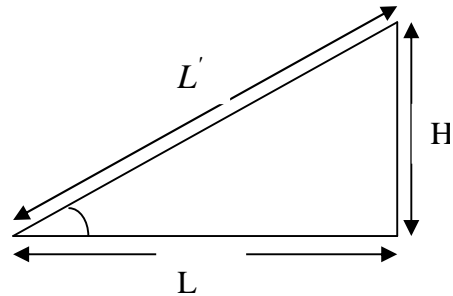
$$g = 240/8 = \underline{30cm} \quad \text{donc vérifier les résultats avec la formule de BLONDEL}$$

$$59 < 2h + g < 66 \quad \longrightarrow \quad 59 < 64 < 66 \quad \text{vérifier}$$

➤ **Inclinaison de la pailleasse:**

$$Tg = H / L$$

$$Tg = 1.575/2.4 \Rightarrow = 33.3^\circ$$



La longueur de volée est

$$L' = 1.575 / \sin \Rightarrow L = 2.87m$$

L'épaisseur de la pailleasse est : $L/30 < e < L/20$

$$\Rightarrow 2.87/30 < e < 2.87/20$$

$$\Rightarrow 9.57 < e < 14.35$$

$$\Rightarrow \underline{e = 12cm.}$$

L'épaisseur de palier est la même que celle de la pailleasse

III.5 DESCENTE DE CHARGE:

Introduction

L'évaluation des charges et surcharges consiste à calculer successivement pour chaque élément porteur de la structure, la charge qui lui revient à chaque plancher et ce jusqu'à la fondation.

Les différents charges et surcharges existantes sont :

- ♦ Les charges permanentes (G).
- ♦ Les surcharges d'exploitation (Q).

III.5.1 Les planchers

a- Plancher terrasse (inaccessible)

La terrasse est inaccessible et réalisée en plancher à corps creux surmonté de plusieurs couches de protection en forme de pente facilitant l'évacuation des eaux pluviales.

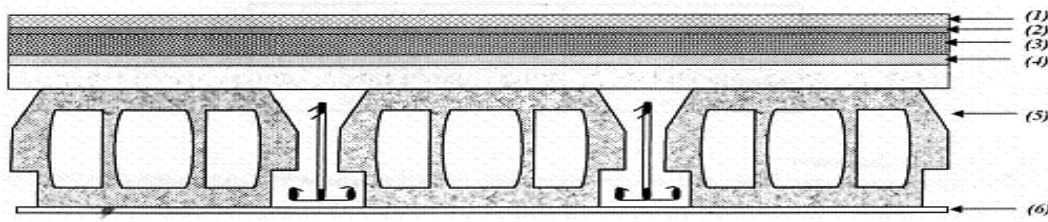


Figure. (III.6) : coupe plancher terrasse

Charge permanente

Tableau (III.1) : Evaluation des charges permanentes du plancher terrasse.

Matériaux	Epaisseur (cm)	d (kg/m^3)	G (kg/m^2)
1- Protection en gravillon	5	1700	85
2- Etanchéité multicouche	/	/	12
3- Forme de pente	10	2200	220
4- Isolation liège	4	400	16
5- Dalle en corps creux	16+4	1400	280
6- Enduit plâtre	2	1000	20

$$G = 633 \text{ kg/m}^2$$

$$Q = 100 \text{ kg/m}^2$$

b- Planchers étages courant +RDC

Les planchers des étages courant sont en corps creux.

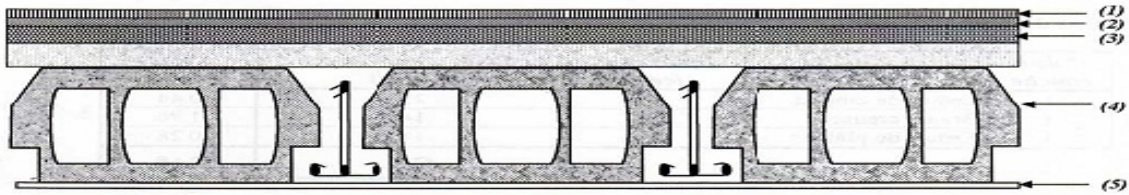


Figure. (III.7) : coupe plancher étage courant

Charge permanente :

Tableau (III.2) : Evaluation des charges permanentes du plancher courant.

Matériaux	Epaisseur (cm)	d (kg/m ³)	G (kg/m ²)
1-Carrelage	2	2200	44
2-Mortier de pose	2	2000	40
3-Lit de sable	2	1800	36
4-Dalle en corps creux	16+4	1400	2
5-Enduit plâtre	2	1000	20
6-cloison de séparation	/	/	75

$$G = 499 \text{ kg/m}^2$$

$$Q = 150 \text{ kg/m}^2$$

III.5.2 Balcons :

Les balcons sont en dalle pleine

Tableau (III.3) : Evaluation des charges permanentes de dalle de balcon.

Matériaux	Epaisseur (cm)	d (kg/m ³)	G (kg/m ²)
Carrelage	2	2200	44
Mortier de pose	2	2000	40
Lit de sable	2	1800	36
Dalle en BA	12	2500	300
Enduit ciment	2	2000	40

$$G = 460 \text{ kg/m}^2$$

$$Q = 350 \text{ kg/m}^2$$

III.5.3 L'acrotère :

$$S = (0.1 \times 0.5) + (0.08 \times 0.25) + (0.02 \times 0.25) / 2 = 0.0725 \text{ m}^2$$

$$P = (0.0725 \times 2500) = 181.25 \text{ Kg/ml}$$

Charge permanente : $G = 181.25 \text{ kg/m}^2$

Charge d'exploitation : $Q = 100 \text{ kg/m}^2$

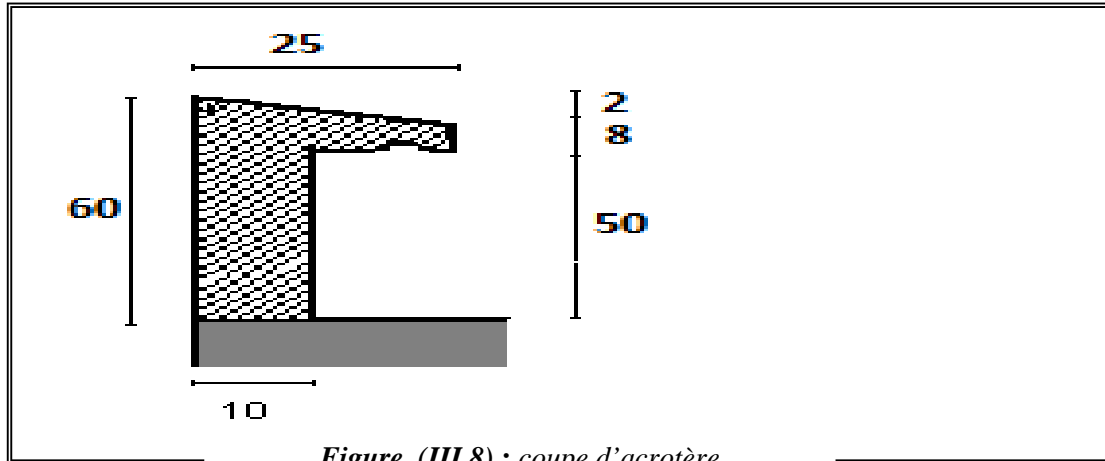


Figure. (III.8) : coupe d'acrotère

III.5.4 Mur extérieur :

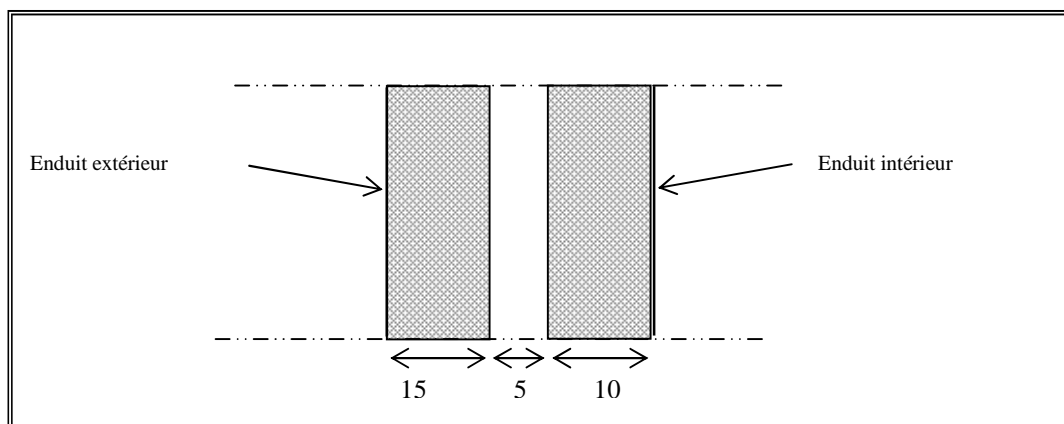


Figure. (III.9) remplissage en double

Tableau (III.4) : Evaluation des charges permanentes de mur extérieur.

Matériaux	Epaisseur (cm)	d (kg/m ³)	G (kg/m ²)
Brique creux	25	1400	350
Enduit plâtre	2	1200	24
Enduit ciment	2	2000	40
$G = 414 \text{ kg/m}^2$		30% d'ouverture	$G = 290 \text{ kg/m}^2$

III.5.5 L'escalier :

Palier

Tableau (III.5) : Evaluation des charges permanentes de palier

Matériaux	Epaisseur (cm)	d (kg/m³)	G (kg/m²)
Carrelage	2	2200	44
Mortier de pose	2	2000	40
Lit de sable	2	1800	36
Dalle en BA	16	2500	400
Enduit ciment	2	2000	40

$$G = 560 \text{ kg/m}^2$$

$$O = 250 \text{ kg/m}^2$$

Volée:

Tableau (III.6) : Evaluation des charges permanentes de volée

Matériaux	Epaisseur (cm)	d (kg/m³)	G (kg/m²)
Carrelage	2	2200	44
Mortier de pose	2	2000	40
Lit de sable	2	1800	36
Marche	17	2200	$2200 \times 0,17/2 = 187$
Paillasse	12	2500	$(2500 \times 0,12) / \cos 33,3 = 359$
Enduit ciment	2	2000	40
Gardes corps	/	/	90

$$G = 796 \text{ kg/m}^2$$

$$Q = 250 \text{ kg/m}^2$$

III.6 PRE DIMENSIONNEMENT DES POUTRES:

Les poutres de notre bâtiment sont des éléments en béton armé de section rectangulaire elles sont susceptibles de transmettre aux poteaux les efforts dus aux chargements vertical ramenés par les planchers.

Les poutres seront pré dimensionnées selon les formules empiriques données par **BAEL91** et vérifiées par la suite selon le **RPA99 (v2003)**

III.6.1 Poutres principales (porteuses) :

D'après le **BAEL91**:

$$\diamond L/15 \leq h_t \leq L/10 \quad h_t : \text{hauteur de la poutre.}$$

$$\diamond 0.3h_t \leq b \leq 0.7h_t \quad b : \text{largeur de la poutre.}$$

Avec : L : portée maximale de poutre.

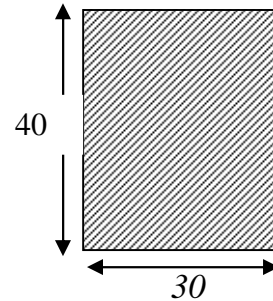
Nous avons : **$L = 5.40 \text{ m.}$**

$$L/15 \leq h_t \leq L/10 \quad \Rightarrow \quad 36 \text{ cm} \leq h_t \leq 54 \text{ cm.}$$

On prend **$h = 40 \text{ cm.}$**

$$0.3h_t \leq b \leq 0.7 h_t \quad \Rightarrow \quad 12 \text{ cm} \leq b \leq 28 \text{ cm.}$$

On prend **$b = 30 \text{ cm}$**



Les dimensions des poutres doivent respecter l'article : **7.5.1 de RPA 99** suivant :

$$\diamond b \geq 20 \text{ cm.} \quad \Rightarrow \quad b = 30 \text{ cm} \quad 20 \text{ cm} \quad \text{vérifie.}$$

$$\diamond h \geq 30 \text{ cm.} \quad \Rightarrow \quad h = 40 \text{ cm} \quad 30 \text{ cm} \quad \text{vérifie.}$$

$$\diamond h/b \leq 4 \quad \Rightarrow \quad h/b = 1.33 \quad 4 \quad \text{vérifie.}$$

III.6.2 poutres secondaires (non porteuses) :

D'après le **BAEL91**:

$$\diamond L/15 \leq h_t \leq L/10 \quad h_t : \text{hauteur de la poutre.}$$

$$\diamond 0.3h_t \leq b \leq 0.7h_t \quad b : \text{largeur de la poutre.}$$

Avec : L : portée maximale de poutre.

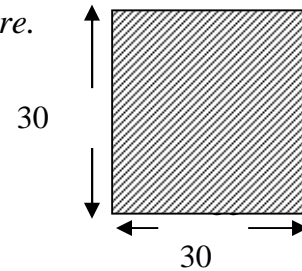
Nous avons : **$L = 3.80 \text{ m.}$**

$$L/15 \leq h_t \leq L/10 \quad \Rightarrow \quad 25.33 \text{ cm} \leq h_t \leq 38 \text{ cm.}$$

On prend **$h = 30 \text{ cm.}$**

$$0.3h_t \leq b \leq 0.7 h_t \quad \Rightarrow \quad 9 \text{ cm} \leq b \leq 9 \text{ cm.}$$

On prend **$b = 30 \text{ cm.}$**



Les dimensions des poutres doivent respecter l'article : 7.5.1 de RPA 99 suivant :

- ♦ $b \geq 20 \text{ cm.} \Rightarrow b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$ vérifie.
- ♦ $h \geq 30 \text{ cm.} \Rightarrow h = 30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$ vérifie.
- ♦ $h/b \leq 4 \Rightarrow h/b = 1.16 < 4$ vérifie.

Poutres principales : $(b \times h) = (30 \times 40) \text{ cm}^2$

Poutres secondaires : $(b \times h) = (30 \times 30) \text{ cm}^2$

III.6.3 Vérification de la flèche :

Nous devons vérifier que : $F_{max} \leq \bar{F}_{max}$

$$\bar{F}_{max} \leq L/500$$

Si la portée L est au plus égale à 5m.

$$\bar{F}_{max} \leq (L/1000) + 0.5$$

Si la portée L est supérieur à 5 m.

Dans le cas de poutre isostatique avec une charge uniformément répartie, la flèche maximale est donnée par :

$$F_{max} = (5 q L^4 / 384 E I)$$

$$E = 1100 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.2 \text{ MPa}$$

Avec :

F_{max} : Flèche maximale de la poutre.

L : portée de la poutre.

h : hauteur de la section de la poutre.

q : charge uniformément répartie déterminé à L ELS.

E : module d'élasticité différée du béton.

I : moment d'inertie de la section $I = b h^3 / 12$

a- Poutre principale :

$$L = 5.40 \text{ m}$$

$$\bar{F}_{max} \leq (L/1000) + 0.5 = \underline{1.04 \text{ cm.}} \quad E = \underline{321642 \text{ Kg/cm}^2} \quad I = \underline{160000 \text{ cm}^4}$$

$$\text{Charge permanent} \quad G = 633 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Charge d'exploitation} \quad Q = 100 \text{ kg/m}^2.$$

$$q = G + Q = (633 \times 5.4 + 2500 \times 0.30 \times 0.4) + (100 \times 5.4)$$

$$\underline{q = 4258.2 \text{ kg/ml}}$$

$$F_{max} = 0.91 \text{ cm.} \leq \bar{F}_{max} \text{ Donc la condition vérifie}$$

b- Poutre secondaire:

$$L=3.8m$$

$$\bar{F}_{max} = L/500 = \underline{0.70cm}. \quad E = \underline{321642kg/cm^2} \quad I = \underline{160000cm^4}.$$

$$q = G + Q = (633 \times 3.8 + 2500 \times 0.3 \times 0.30) + (100 \times 3.0) =$$

$$q = \underline{2930.4kg/ml}.$$

$$F_{max} = 0.16 \text{ cm.} \leq \bar{F}_{max} \text{ Donc la condition vérifie}$$

III.7 PRE DIMENSIONNEMENT DES POTEAUX:

Les poteaux sont Pré dimensionnés en compression simple, en choisissant les poteaux les plus sollicités de la structure ; c'est-à-dire un poteau central, un poteau de rive et un poteau d'angle. On utilise un calcul basé sur la descente de charge tout en appliquant la loi de dégression des charges d'exploitation

Pour cela on suit les étapes suivantes :

- ♦ Détermination des charges et surcharges qui reviennent à chaque type de poteau.
- ♦ Calcul de la surface reprise par chaque poteau
- ♦ Vérification de la section a l'ELS
- ♦ La section du poteau est calculée aux états limites ultimes vis-à-vis de la compression du béton selon le **BAEL 91**.

La section du poteau obtenu doit vérifier les conditions minimales imposées par le **RPA99** (Article : 7.4.1)

En zone **IIa** les dimensions doivent satisfaire les conditions suivantes :

- ♦ $\text{Min}(a, b) \geq 25cm$
- ♦ $\text{Min}(a, b) \geq h_e / 20$
- ♦ $1/4 < a / b < 4$

Avec (a, b) : dimension de la section.

h_e : hauteur d'étage.

a- Les charges permanentes :

On fait la descente des charges du plancher terrasse jusqu'au RDC, on majore de 10% la charge permanente pour tenir compte des poids propres des poteaux et des poutres

b- Les charges d'exploitation :

Comme il est rare que toutes les charges d'exploitations agissant simultanément, on applique la loi de dégression qui consiste à réduire les charges identiques à chaque étage de 10% jusqu'à 0,5 Q (Q : charge d'exploitation).

Le pré dimensionnement est déterminé en supposant que les poteaux sont soumis à la compression simple suivant la formule :

Avec
$$N_u \leq \alpha \left(\frac{B_r f_{c28}}{0.9 \gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right) \text{BAEL (article B.8.4.1)}$$

N_u : l'effort normal agissant ultime

B_r : section réduite du poteau (en cm^2).

A_s : section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul.

f_{c28} : résistance à la compression de béton.

f_e : limite d'élasticité de l'acier utilisé.

$\gamma_b = 1,5$ coefficient de sécurité du béton .

$\gamma_s = 1,15$ coefficient de sécurité de l'acier.

α : coefficient dépendant de l'élançement mécanique des poteaux qui prend les valeurs :

$$\begin{cases} \alpha = 0,60(50 / \lambda)^2 & \dots\dots\dots \text{si } 50 < \lambda < 70. \\ \alpha = \frac{0,85}{(1 + 0,2(\lambda / 35)^2)} & \dots\dots\dots \text{si } \lambda \leq 50. \end{cases} \quad \text{BAEL (article B.8.4.1)}$$

On se fixe l'élançement mécanique = 35 pour rester toujours dans les compressions centrées suivant l'article B.8.4.1 de CBA 93 d'où :

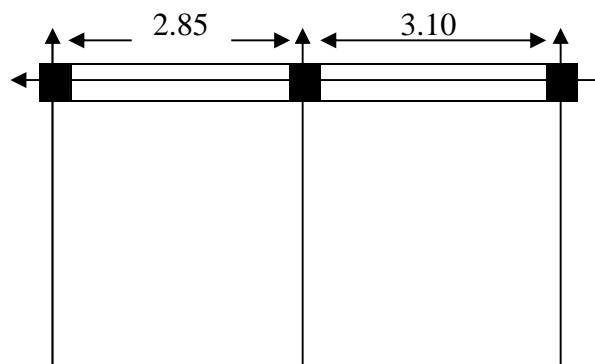
$$= 0,85 / (1 + 0,2 \times 1) = \underline{\underline{0,708}}$$

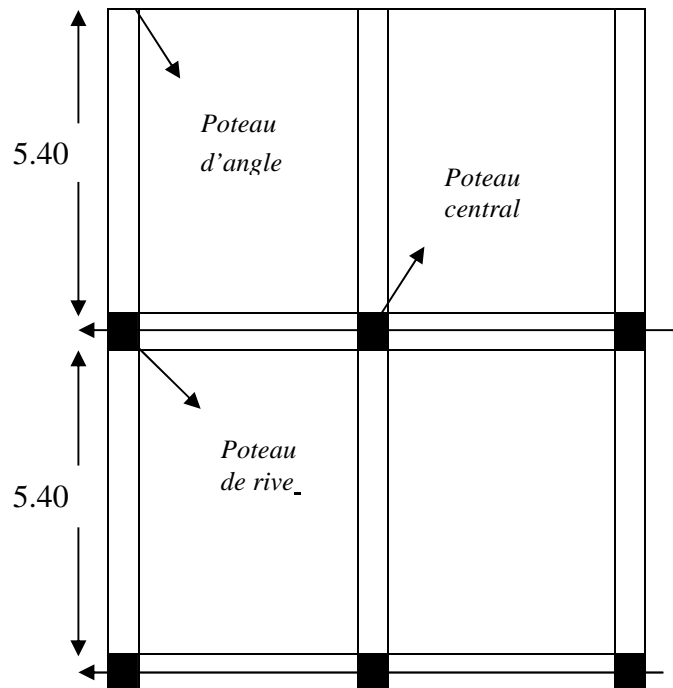
On suppose que $A_s = 0$ (cas le plus défavorable)

Donc:
$$N_u \leq \underline{\underline{\alpha}} \left(\frac{B_r f_{c28}}{0,9 \gamma_b} \right)$$

AN:
$$B_r \geq 13.10 N_u \quad (N_u \text{ en tonnes et } B_r \text{ en } cm^2)$$

III.7.1 Calcul des surfaces revenant à chaque poteau :





A. Poteau d'angle :

Le poteau le plus sollicité est à une surface offerte

$$S = (2.85/2 * 5.40/2) = \underline{3.85 \text{ m}^2}$$

B. Poteau de rive :

Le poteau le plus sollicité est à une surface offerte

$$S = (2.85/2) * (5.40) = \underline{7.70 \text{ m}^2}$$

C. Poteau central :

Le poteau le plus sollicité est à une surface offerte

$$S = 5.40(2.85/2 + 3.50/2) = \underline{17.15 \text{ m}^2}$$

III.7.2 Calcul des charges et surcharges revenant au poteau :

➤ **Poteau d'angle**

a- Niveau terrasse

Plancher :	$0.633 \times 3.85 = 2.44t$
Poutres principales	$(5.4/2 \times 0.30 \times 0.40 \times 2.5) = 0.81t$
Poutres secondaires	$(2.85/2 \times 0.30 \times 0.30 \times 2.5) = 0.320t$
Surcharges :	$0.1 \times 3.85 = 0.385t$
	<u>$N_G = 3.57t$</u>
	<u>$N_Q = 0.385t$</u>

b- Niveau étage courant +RDC

Plancher :	$0.499 \times 3.85 = 1.92t$
Poutres principales	$(5.4/2 \times 0.30 \times 0.40 \times 2.5) = 0.81t$
Poutres secondaires	$(2.85/2 \times 0.30 \times 0.30 \times 2.5) = 0.320t$
Surcharges :	$0.150 \times 0.499 = 0.578t$
	<u>$N_G = 3.05t$</u>
	<u>$N_Q = 0.578t$</u>

➤ **Poteau de rive :**

a- Niveau terrasse :

Plancher :	$0.633 \times 7.70 = 4.88t$
Poutres principales	$(5.4 \times 0.30 \times 0.40 \times 2.5) = 1.62t$
Poutres secondaires	$(2.85/2 \times 0.30 \times 0.30 \times 2.5) = 0.320t$
Surcharges :	$0.1 \times 7.70 = 0.770t$
	<u>$N_Q = 0.770t$</u>
	<u>$N_G = 6.82t$</u>

b- Niveau étage courant +RDC :

Plancher :	$0.499 \times 7.70 = 3.84t$
Poutres principales	$(5.4 \times 0.30 \times 0.40 \times 2.5) = 1.62t$
Poutres secondaires	$(2.85/2 \times 0.30 \times 0.30 \times 2.5) = 0.320t$
Surcharges :	$0.150 \times 7.70 = 1.155t$
	<u>$N_Q = 1.155t$</u>
	<u>$N_G = 5.78t$</u>

➤ **Poteau central :**

a- Niveau terrasse :

Plancher :	$0.633 \times 17.15 = 10.85t$
------------	-------------------------------

Poutres principales	$(5.4*0.30*0.40*2.5)=1.62t$
Poutres secondaires	$(3.175*0.30*0.30*2.5)=0.715t$
Surcharges :	$0.1*17.15=0.385t$
	<u>$N_G=13.18t$</u>
	<u>$N_Q=1.715t$</u>

b- Niveau étage courant +RDC :

Plancher :	$0.499*17.15= 8.56t$
Poutres principales	$(5.4*0.30*0.40*2.5)=1.62t$
Poutres secondaires	$(3.175*0.30*0.30*2.5)=0.715t$
Surcharges :	$0.150*17.15=2.57t$
	<u>$N_G=10.89t$</u>
	<u>$N_Q=2.57t$</u>

III.7.3 Calcul des Efforts normaux :

Les Charges permanentes due au poids propre : NG

Les charges d'exploitations :(lois de dégression)

- Charges différentes:

$$\sum_0 = Q_0 \rightarrow \sum_1 = Q_0 + Q_1 \rightarrow \sum_2 = Q_0 + 0.95(Q_1 + Q_2) \rightarrow$$

$$\sum_3 = Q_0 + 0.90(Q_1 + Q_2 + Q_3) \sum_4 = Q_0 + 0.85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) \quad Q_t = Q_0 + \frac{3+n}{2n} \sum_1^n Q_i$$

Pour $n \geq 5$

- Charges identiques:

$$\sum_0 = Q_0 \rightarrow \sum_1 = Q_0 + Q \rightarrow \sum_2 = Q_0 + 1.9Q \rightarrow \sum_3 = Q_0 + 2.7Q$$

$$\sum_4 = Q_0 + 3.4Q \quad Q_t = Q_0 + \left[\left(\frac{3+n}{2} \right) Q \right] \quad \text{Pour } n \geq 5$$

$$Nu = 1.35NG + 1.5NQ$$

Pour une section carrée $Br = (a-0,02)^2$ d'où : $a = (Br)^{1/2} + 0,02$ (en m)
D'après le **RPA 99** : On prend une majoration dynamique de 1,2

➤ Poteau d'angle

niveaux	G (t)	NG (t)	Q (t)	NQ (t)	1.1Nu(t)	B _r (cm ²)	a=((Br) ^{1/2} +2)*1.2)
4	3.57	3.57	0.385	0.385	5.94	77.81	12.98
3	3.05	6.62	0.578	0.963	11.41	149.47	17.07
2	3.05	9.67	0.578	1.541	16.90	221.39	20.25
1	3.05	12.72	0.578	2.119	22.39	293.31	22.95
RDC	3.05	15.77	0.578	2.697	26.39	345.70	24.71

➤ Poteau de rive :

niveaux	G (t)	NG (t)	Q (t)	NQ (t)	1.1Nu(t)	B _r (cm ²)	a=((Br) ^{1/2} +2)*1.2)
4	6.82	6.82	0.770	0.770	11.40	149.34	17.06
3	5.78	12.60	1.155	2.325	22.55	295.40	23.02
2	5.78	18.38	1.155	3.88	33.70	441.47	27.61
1	5.78	24.16	1.155	5.435	44.84	587.40	31.48
RDC	5.78	29.94	1.155	6.99	60.00	786.00	36.00

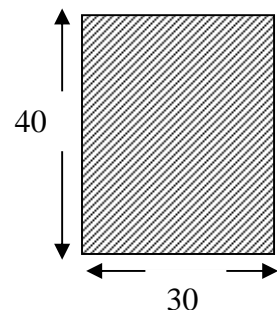
➤ Poteau central :

niveaux	G (t)	NG (t)	Q (t)	NQ (t)	1.1Nu(t)	B _r (cm ²)	a=((Br) ^{1/2} +2)*1.2)
4	13.18	13.18	1.715	1.715	22.40	293.44	22.96
3	10.89	24.07	2.57	4.285	42.81	560.81	30.81
2	10.89	34.96	2.57	6.855	63.22	828.18	36.93
1	10.89	45.85	2.57	9.425	83.64	1095.68	42.10
RDC	10.89	56.74	2.57	12.00	104.05	1363.05	46.70

Donc Les sections des poteaux diffèrent à chaque niveau.

Mes la solution obtenir la même section (40*30), et

Augmenter au déminer la section de l'acier à chaque niveau



II.7.4 Calcul le poids de structure :

On traite dans cette partie du calcul des masses de chaque étage, ainsi que du poids total de la structure.

On note « W » la somme des poids « W_i » calculés à chaque niveau « i »

$$W = \sum_{i=1}^n W_i$$

Avec $W = W_{Gi} + W_{Qi}$

W_{Gi} : poids dû à la charge permanente

W_{Qi} : la charge d'exploitation

γ : coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau 4.5 (RPA 99).

Dans notre cas $\gamma = 0.2$ (bâtiment d'habitation).

Les calculs sont résumés dans les tableaux qui suivent :

Tableau (III.7) : Masse de la terrasse

Élément	G (t)	Q (t)
Plancher terrasse : surface = 424.21 m ²	362.51	63.63
L'acrotère : longueur = 85.8 m	21	12.87
$\frac{1}{2}$ Des voiles: surface=23.94m ² (x.x) surface=21.105m ² (y.y)	20.50	/
$\frac{1}{2}$ Des poteaux (48*3.15*0.4*0.3*2.5)/2	22.68	/
Les poutres (principal=152.2m*0.4*0.3*2.5 +secondaire 120.4m*0.3*0.3*2.5)	72.75	/
$\frac{1}{2}$ Murs extérieures 270.27m ²	52.90	/
Total	552.34	76.50*

$$W=567.64t$$

Tableau (III.8) : Masse de l'étage courant

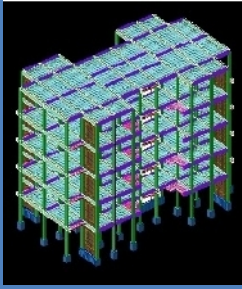
Élément	G (t)	Q (t)
Plancher courant : surface = 412.81 m ²	278.00	92.88

<i>L'escalier (Volée) surface=7.00m²</i>	10.25	3.98
<i>Pallier surface=3.6m²</i>		
<i>Des voiles</i>	41	/
<i>Des poteaux</i>	45.36	/
<i>Les poutres (principal+secondaire)</i>	72.75	/
<i>Murs extérieures</i>	105.81	/
<i>Balcon surface=36.51m²</i>	22.67	19.17
<i>Total</i>	575.84	116.03*

W=599.00t

Tableau (III.9) : Masse revenant à chaque étage

<i>W₅</i>	567.64t
<i>W₄</i>	599.00 t
<i>W₃</i>	599.00 t
<i>W₂</i>	599.00 t
<i>W₁</i>	599.00 t
<i>W_{total}</i>	2963.64t



CHAPITRE 4

CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

CHAPITRE IV : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

IV.1 INTRODUCTION

Dans une structure quelconque on distingue deux types d'éléments :

- *Les éléments porteurs principaux qui contribuent directement aux contreventements.*
- *Les éléments secondaires qui ne contribuent pas directement au contreventement.*

Dans le présent chapitre nous considérons l'étude des éléments que comporte notre bâtiment. Nous citons les escaliers, les planchers, l'acrotère et enfin le balcon dont l'étude est indépendante de l'action sismique, mais ils sont considérés comme dépendant de la géométrie interne de la structure.

*Le calcul de ses éléments s'effectue suivant le règlement **BAEL91** et **CBA 93** en respectant le règlement parasismique Algérien **RPA99 Version 2003**.*

IV.2 ACROTÈRE

Notre bâtiment comporte une terrasse inaccessible délimitée par un acrotère, assimilée à une console verticale encastrée au niveau du plancher terrasse. La section dangereuse est celle qui se trouve au niveau de l'encastrement. Un joint de dilatation est prévu chaque 6m.

Les charges qui sollicitent l'acrotère sont :

- *Son poids propres sous forme d'efforts normaux verticaux.*
- *Une charge d'exploitation horizontale égale à 1KN/ml due à la main courante.*
- *Actions climatiques (gradient thermique).*

L'acrotère sera étudié en flexion composée, et puisqu'elle est exposée aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable dans ce cas, le calcul se fait à l'ELU et l'ELS.

Le calcul de l'acrotère se fait pour une bande de 1m de largeur dont les dimensions sont les suivantes:

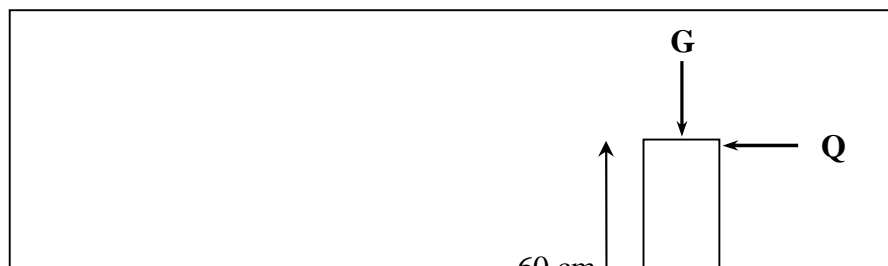


Figure (IV.1) : Schéma de l'acrotère.

IV.2.1 Vérification de l'effort due au séisme

Le **RPA** exige de vérifier les éléments de structure sous l'effet des forces horizontales suivant la formule (**Art 6.2.3**) :

$$F_p = 4AC_p W_p$$

C_p : Facteur de force horizontale pour les éléments secondaires donnés par le (tableau 6.1), pour le consol $C_p = 0.8$

W_p : Poids de l'élément. $W_p = 1,82 \text{ KN/ml}$

A : coefficient d'accélération (zone II, groupe d'usage B1) $\Rightarrow A = 0,20$

D'où :

$$F_p = 4 \times 0,20 \times 0,8 \times 1,82 = 1,17 \text{ KN/ml}$$

Soit $Q = 1 \text{ kN/m}$ (surcharge due a la main courante)

Donc : $Q < F_p$

F : la force due à la main courante majorée.

Remarque : les forces horizontales (telles que le vent) peuvent agir sur les deux face de l'acrotère donc on adopte la même section pour la zone comprimée (soit $A_s' = A_s$).

Surface de l'acrotère:

$S = 0.0725 \text{ m}^2$.

Le poids de l'acrotère est donne par mètre linéaire :

$$G = \gamma_b \times S \times 1 \text{ m} = 2500 \times 0.0725 = \underline{181.25 \text{ kg/m}^2}$$

Pour le ferrailage on prend une bande de 1m de longueur:

$$G = 181.25 \text{ kg/m}^2 \quad Q = 100 \text{ kg/m}^2$$

IV.2.2 Évaluation et combinaison des charges

$$N_u = 1,35 G = 2,45 \text{ KN.}$$

$$N_{ser} = G = 1,82 \text{ KN.}$$

$$M_u = 1,5 Q h = 1,35 \text{ KN.m.}$$

$$M_{ser} = Q h = 0,75 \text{ KN.m.}$$

$$T_u = 1,5 Q = 2,25 \text{ KN.}$$

$$T_{ser} = Q = 1,5 \text{ KN.}$$

La section du béton ($b \times h$) est $(100 \times 10) \text{ cm}^2$

IV.2.3 Ferrailage de l'acrotère

a- Calcul de l'excentricité:

Selon l'article (BEAL) et CBA

L'excentricité e : excentricité du première ordre de la résultante des contraintes normales.

$$e_0 = \frac{N_u}{N_u}$$

e_0 = excentricité de la résultante

$$e_0 = 1,35/2,45 = \underline{0,55m}$$

$$e_1 = ht/6 = \underline{0,017m}$$

e_0 e_1 la section partialement comprimé

b- calcul de moment fictif

$$M_f = N \cdot f + M$$

avec

N : effort normal

f : distance entre le point d'application (N) excentré au armatures tendeur

$$f = e + (d - h_t/2)$$

$$\text{avec } d = 0,10 - 0,02 = 0,08$$

$$f = 0,55 + (0,08 - 0,05) = \underline{0,58m}$$

Donc

$$M_f = 2,45 \cdot 0,58 + 1,35 = \underline{2,77 \text{ KN/m}}$$

c- Calcul des armatures

μ : Moment réduit

f_{bu} : Contrainte de calcul du béton

$$\mu = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}}$$

Avec

$$f_{bu} = 0,85 \cdot f_{c28} / (\theta \cdot \gamma_b)$$

$\theta = 1$ pour les charges appliquées plus de 24h (0,9 entre 1 et 24h et 0,85 si < 1h)

$\gamma_b = 1,5$ à l'ELU normal et 1,15 à l'ELU accidentel.

$$f_{bu} = 0,85 \cdot 25 / 1,5 =$$

$$\underline{14,2 \text{ Mpa}}$$

$$\text{et } d = 10,2 = 8 \text{ cm}$$

$$\text{et } b = 1 \text{ m}$$

$$\mu = 2,77 \cdot 10^{-3} / 1 \cdot (0,08)^2 \cdot 14,2 =$$

$$\underline{0,030 \text{ Mpa}}$$

$$= 1,25.[1 - (1-2 \mu)^{1/2}] \quad \text{avec} \quad : \text{Position de l'axe neutre}$$

$$= 1.25.[1 - (1-2 * 0.030)^{1/2}] = \quad \underline{0.0375}$$

$$y = *d = 0.0375 * 0.08 = \quad \underline{0.003m}$$

Calculer(Z) Bras de levier

$$Z = d - 0.4 * y = 0.08 - 0.4 * 0.003 = \quad \underline{0.079m}$$

Section d'armature

$$A_s = Mf / [z \cdot f_e / s] \quad \sigma_s \text{ (MPa)} = f_e / s$$

$$A_s = 2.77 * 10^{-3} / [0.079 * 400 / 1.15] = \quad \underline{1.00cm^2/m}$$

Condition de non fragilité

$$A_{s \min} = 0,23bd * f_{tj} / f_e = 0.23 * 0.08 * 1 / 400 = 0.96cm^2$$

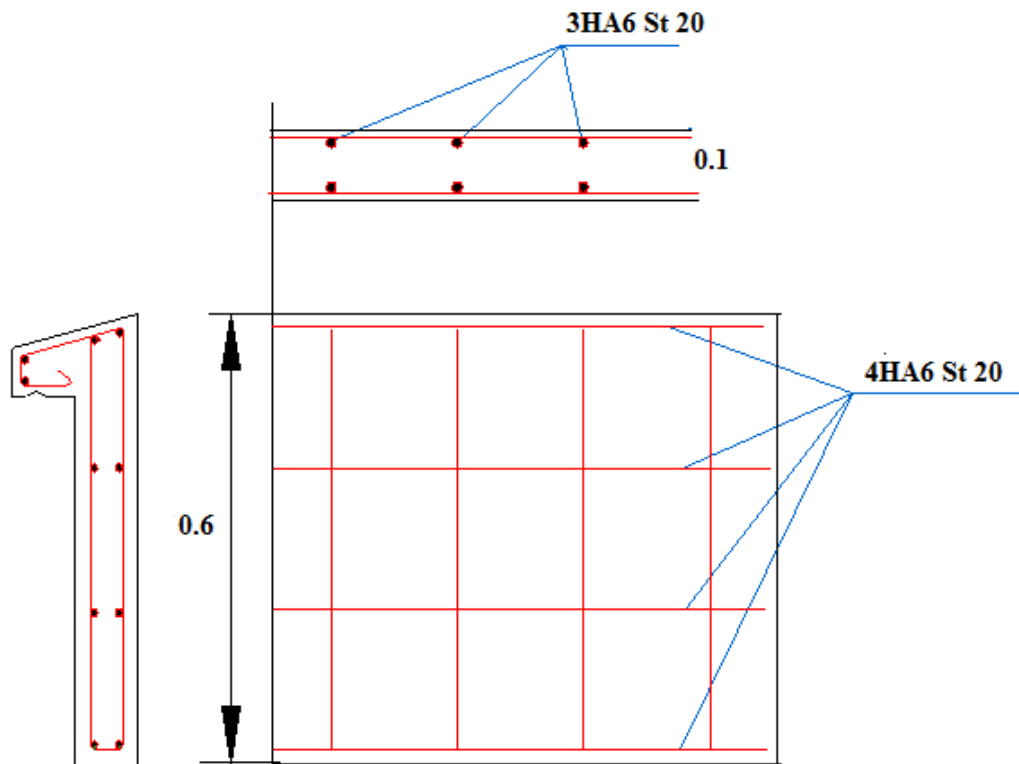
$$A_s \underline{\hspace{1cm}} A_{s \min} \longrightarrow \underline{1.00cm^2}$$

Donc on adopte finalement $A_s 1.00cm^2$

Le choix des barres est : **4HA6=1,13cm²**, avec un espacement $S_t = 100/5 = 20cm$.

Pour les armatures de répartition, nous avons :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = 0,35 ; \text{ on choisit } \mathbf{3HA6} = 0,85, \text{ avec un espacement } \quad S_t = 20 \text{ cm.}$$



Figure(IV.2) - Schéma de ferrailage d'acrotère

IV.3 L'ESCALIER

IV.3.1 Définition :

Dans une construction, la circulation entre les étages se fait par l'intermédiaire des escaliers ou par l'ascenseur. L'escalier se compose d'une volée ou plus comportant des marches, des paliers d'arrivée et de départ et même des paliers intermédiaires. Celui-ci comporte un seul type d'escalier droits, et qui se composent de deux volées et un palier chacun.

IV.3.2 Evaluation des sollicitations :

Charges et surcharges :

Palier:

- ✓ Charge permanente : $G=5,60 \text{ KN/m}^2$
- ✓ Charge d'exploitation : $Q = 2,50 \text{ KN/m}^2$

Volée:

- ✓ Charge permanente : $G=7,96 \text{ KN/m}^2$

✓ Charge d'exploitation : $Q = 2,50 \text{ KN/m}^2$

Combinaison des charges :

Le calcul se fera pour une bande de 1 ml.

A l'état limite ultime : $q_u = 1.35G + 1.5 Q$

A l'état limite service : $q_{ser} = G + Q$

Tableau (IV.1): combinaison des charges de l'escalier.

	$G \text{ (KN/M}^2\text{)}$	$Q \text{ (KN/M}^2\text{)}$	$Q_U \text{ (KN/M}^2\text{)}$	$Q_{SER} \text{ (KN/M}^2\text{)}$
Palier	5,6	2,5	11,31	8,1
Paillasse	7,96	2,5	14,50	10,46

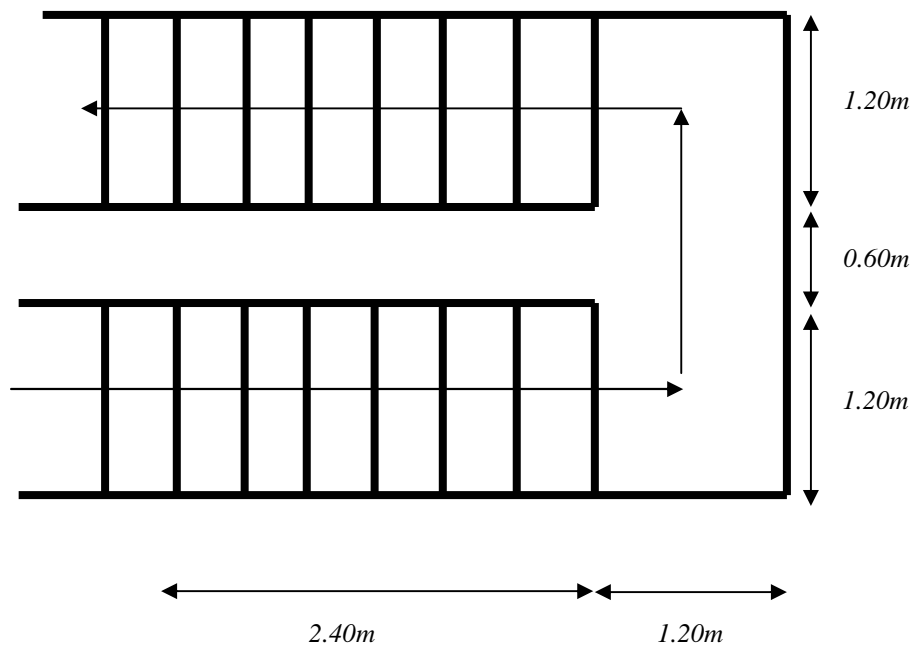


Figure (IV.3) : Vue en plan d'escalier

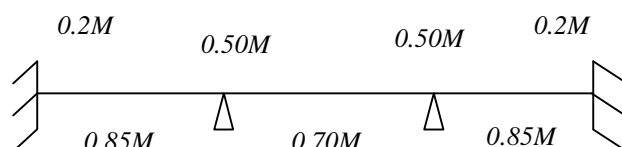
Sollicitations de calcul de la volée: pour le calcul on prend la charge

$$q_u \text{ max} = 1,450 \text{ t/m}^2$$

$$q_{ser} \text{ max} = 1,043 \text{ t/m}^2$$

ELU:

$$M_u = q_u L^2 / 8 = 2,35 \text{ t.ml.}$$



$$Vu = qu L/2 = 2,61 \text{ t.}$$

Pour calcul le moment sur appuis et en travée par la méthode forfaitaire.

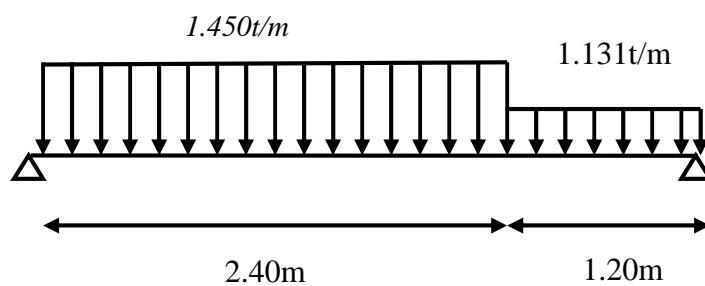
On travée :

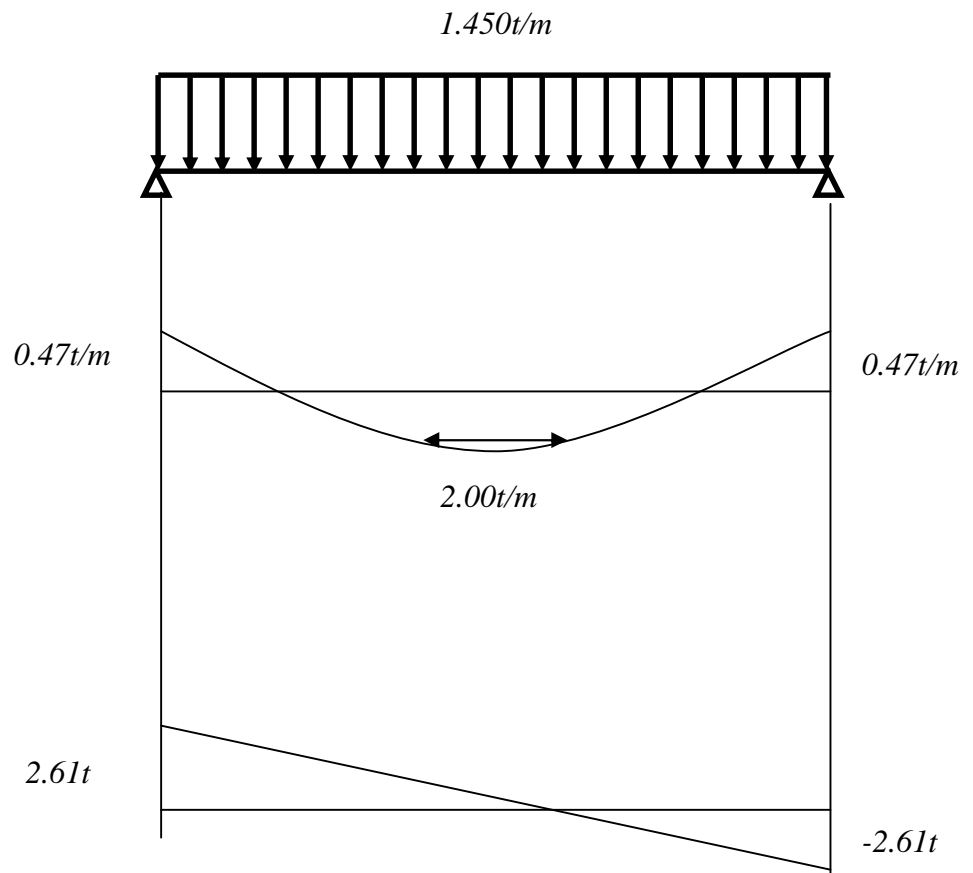
$$M_{\text{travée}} = 0,85M \longrightarrow M_{\text{travée}} = 0,85 \times 2,35 = 2,00 \text{ t.m}$$

On appui :

$$M_{\text{appui}} = 0,2M \longrightarrow M_{\text{appui}} = 0,2 \times 2,35 = 0,47 \text{ t.}$$

Schema statique:





ELS:

$$M_{ser} = q_{ser} L^2 / 8 = 1,70 \text{ t.m}$$

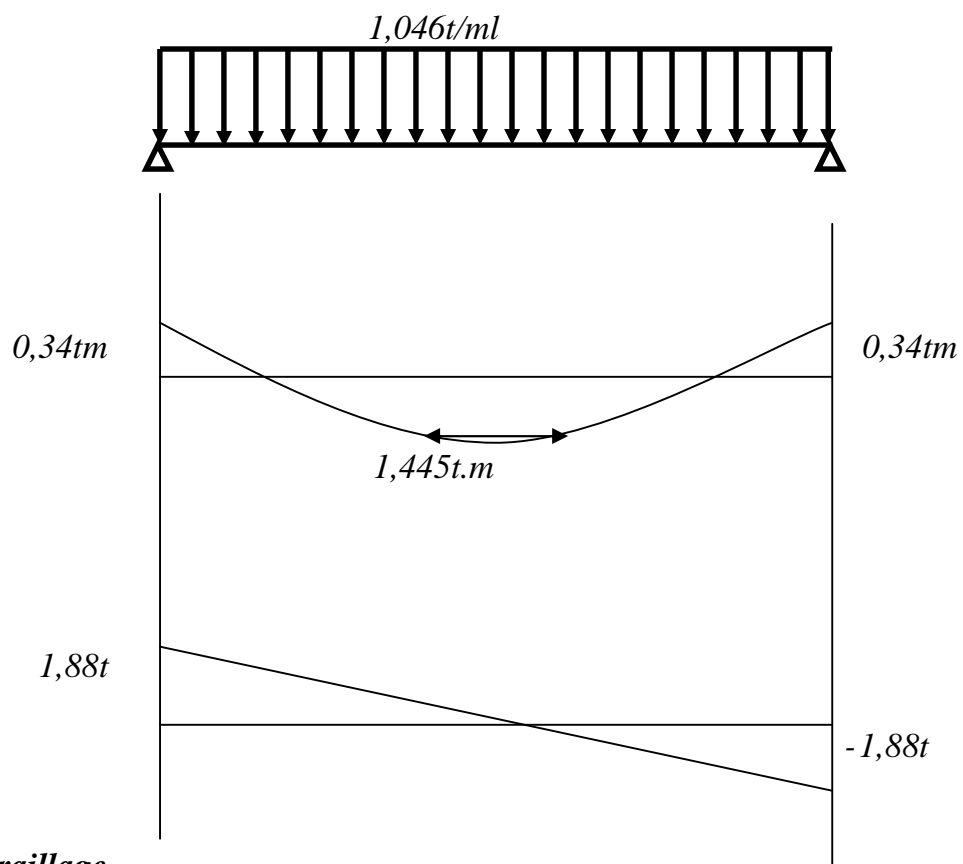
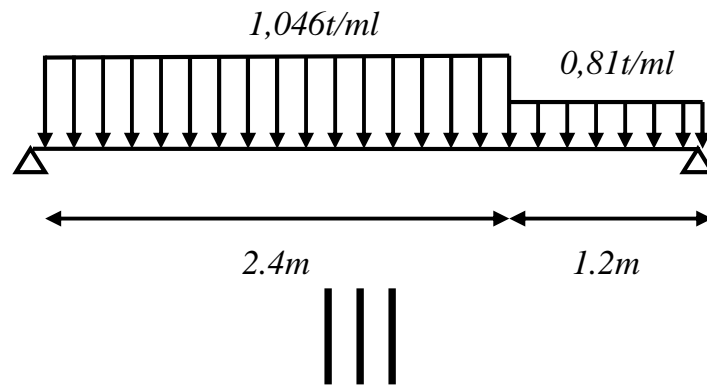
$$V_{ser} = q_{ser} L / 2 = 1,88 \text{ t}$$

On travée :

$$M_{travée} = 0,85M \longrightarrow M_{travée} = 0,85 * 1,70 = 1,445 \text{ t.m}$$

On appui :

$$M_{appui} = 0,2M \longrightarrow M_{appui} = 0,2 * 1,70 = 0,34 \text{ t.m}$$



IV.3.3 Ferrailage

a- En travée :

$$\mu = M_u / b d^2 f_{bu}$$

$$f_{bu} : \text{Contrainte de calcul du béton} = 0.85 * 25 / 1.5 = \underline{14.2 \text{ Mpa}}$$

$$d = 0.9 * E_p = 0.9 * 0.15$$

$$d = 0.135$$

m

$$b = 1 \text{ m}$$

$$\mu = 0.077 \text{ Mpa}$$

$$= 1.25 * [1 - (1 - 2 \mu)^{1/2}] = 0.1$$

$$Z = d - 0.4 * y \quad \text{avec } y = *d = 0.1 * 0.135 = \quad \quad \quad 0.0135m$$

$$Z = 0.135 - 0.4 * 0.0135 = \quad \quad \quad 0.130m$$

$$\sigma_s \text{ (MPa) } \text{ Contrainte de calcul de l'acier} = f_{e/s} = 400/1.15 = 348Mpa$$

Section d'armature

$$A_s = M_u / [z * f_{e/s}] = 20.00 * 10^{-3} / 0.13 * 348 = \quad \quad \quad 4.50cm^2/m$$

- Vérification

Condition de non fragilité :

$$\text{On a: } A_{min} = 0.23 * b * d * (f_{tj} / f_e) = (0.23 * 0.135 * 10^2 * 100 * 2.1) / 400 = \quad \quad \quad 1.63cm^2/m$$

$A_s > A_{min}$ Condition vérifiée

$$A_s = \max(A_{min}, A_{cal}) = \max(1.63, 4.50) \quad A_s = 5.34cm^2/ml$$

Le choix : **5HA12 = 5,65cm²/ml**

Avec un espacement $S_t > S_{tmax} = \min(0.9d, 40cm) = 12.15 \text{ cm}$ On prend $S_t = 20 \text{ cm}$

Armatures de répartition :

$$A_r = A_s / 4 = 1,125cm^2/ml$$

Donc en pondre **4HA8** avec un espacement S_t de 20cm

Vérification au cisaillement:

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}$, tel que :

$$\bar{\tau}_u = \min(0.13f_{c28}, 4MPa) \quad (\text{Fissuration préjudiciable})$$

$$\tau_u = \frac{V}{bd} = \frac{26.1 *}{1 * 0.135} = 0,193MPa < \bar{\tau}_u = 3,25MPa \quad \text{vérifiée.}$$

b- En appuis:

$$M_{appui} = 0,2 * 2.35 = 4.70KN/m$$

$$\mu = M_u / bd^2 f_{bu} = 4.7 * 10^{-3} / 1 * 0.135^2 * 14.2 = \quad \quad \quad 0.003Mpa$$

$$= 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = \quad \quad \quad 0.005$$

$$Z = d - (0.4 * d) = 0.135(0.4 * 0.005 * 0.135) = \quad \quad \quad 0135m$$

Section d'armature

$$A_s = M_u / [z * f_{e/s}] = 4.70 * 10^{-3} / 0.135 * 348 = \quad \quad \quad 0.90cm^2/m$$

- Vérification:

Condition non fragilité

$$A_{min} = 0.23.b.d.ftj/fe = 0.23 * 100 * 13.5 * 2.1 / 400 =$$

$$1.63 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_s = \max(A_{min}, A_{cal}) = \max(1.63, 0.90)$$

$$A_s = 1.63 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Le choix : **5HA8 (2.51 cm²/ml)**

Armatures de répartition :

$$A_r = A_s / 4 = 0.65 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Donc en pondre **2HA8** avec un espacement S_t de 20cm

Calcul de l'espacement:

$$S_t > S_{t \max} = \min(0.9d, 40 \text{ cm}) = 12.5 \text{ cm}$$

On prend $S_t = 20 \text{ cm}$

IV.3.4 Etude de la poutre palière

La poutre palière est prévue pour être un support d'escalier. Avec une longueur de **3.00m**, son schéma statique est le suivant :

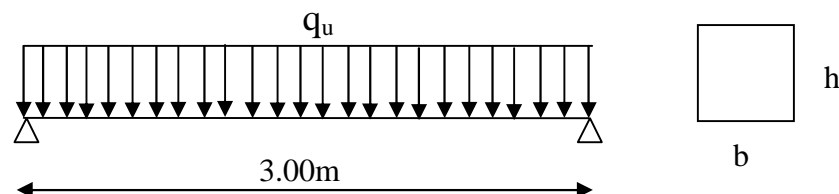


Figure (IV.4) : Schéma statique de la poutre palière.

La poutre palière se calcule à l'ELU puisque la fissuration est considérée peu nuisible.

Pré dimensionnement de la poutre palière :

Selon le **BAEL91** les dimensions de la poutre sont :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad \Rightarrow 20 \leq h \leq 30$$

$$0,2h \leq b \leq 0,7h \quad \Rightarrow 6 \leq b \leq 21$$

Le **RPA99** préconise :

$$\begin{cases} h=30\text{cm} \\ b=30\text{cm} \end{cases}$$

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

Charges qui agissent sur la poutre palière:

La poutre palière est soumise à :

Son poids propres :

$$G_{pp} = 25 \times 0,30 \times 0,30 = 2,25 \text{KN/ml}$$

Poids de palière :

$$G_{pali} = 13,57 \text{KN/m}$$

Combinaison de charge à l'ELU:

$$q_u = 13,75 + 4,53 =$$

$$18,30 \text{KN/ml}$$

$$M_0 = ql^2/8 = 14,40 \times (3)^2/8 =$$

$$20,58 \text{KN.M}$$

$$R_a = R_b = ql/2 =$$

$$27,45 \text{KN}$$

Ferraillage de la poutre palière :

$$M \text{ max (en travée)} = 0,85 * M_0 = 17,52 \text{KN.M}$$

$$M \text{ max (en appui)} = 0,5 * M_0 = 10,29 \text{KN.M}$$

$$h = 30\text{cm}, d = 27\text{cm}, b = 30\text{cm}, f_{bu} = 14,17 \text{MPa}$$

Tableau (IV.2) : Ferraillage de la poutre palière

	M_U (KN.M)	μ	α	Z (M)	σ_s (MPa)	A_s (CM ²)	$A_{s.ADOPT}$ (CM ²)	CHOIX
Travée	17,52	0,056	0,062	0,263	348	3,50	4,52	4HA12
Appui	10,29	0,033	0,037	0,260	348	1,91	4,26	2HA12

- **Vérification:**

Vérification de la condition de non fragilité

$$A_s \geq A_s^{\min} = \frac{0,23bdf_{t28}}{f_e}$$

$$A_s = 4,52 \text{ cm}^2 > A_s^{\min} = 0,97 \text{ cm}^2 \quad \text{vérifiée.}$$

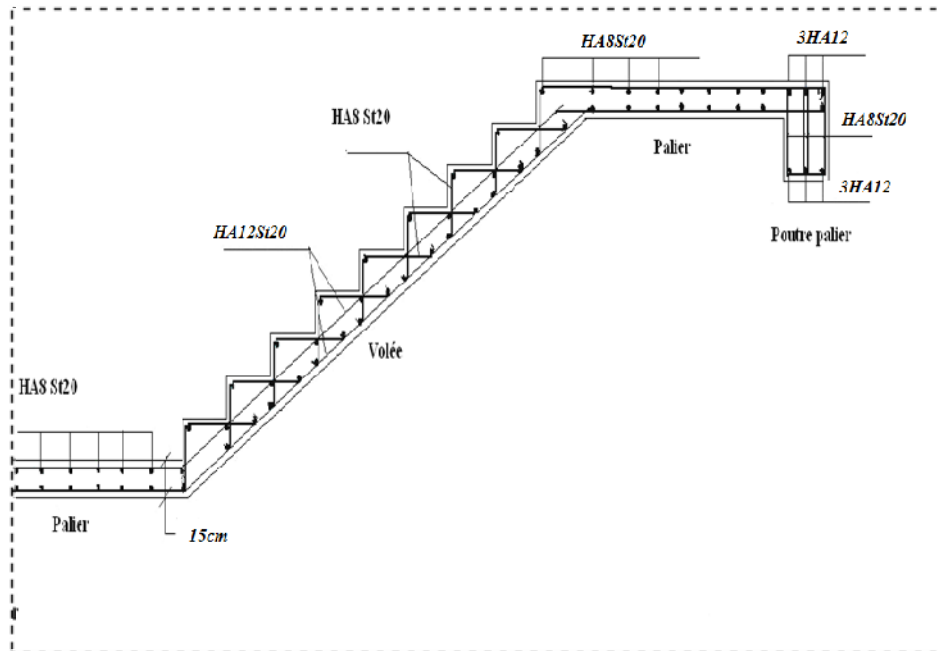


Figure (IV.5) : Schéma Ferrailage d'escalier

IV.4 Plancher

Les planchers sont des éléments plans horizontaux, supposés infiniment rigides dans leur plan. Ils ont pour rôle :

- Cheminement des charges aux éléments porteurs.
- Assurer l'isolation des différents étages du point de vue thermique et acoustique.

On adopté comme plancher pour notre bâtiment un plancher en corps creux qui a pour avantage:

- Il assure une bonne isolation phonique et thermique
- Il est plus léger que la dalle pleine.

Dalle de compression

Treillis soudé

Poutrelle (nervure)

Figure (IV.6) : Schéma statique de la coupe de plancher

IV.4.1 Dimensionnement des poutrelles

Ce type de plancher est composé d'éléments porteurs (poutrelles) et par des éléments de remplissage (corps creux) de dimension $(16 \times 20 \times 65) \text{ cm}^3$ et d'une dalle de compression de 4cm d'épaisseur.

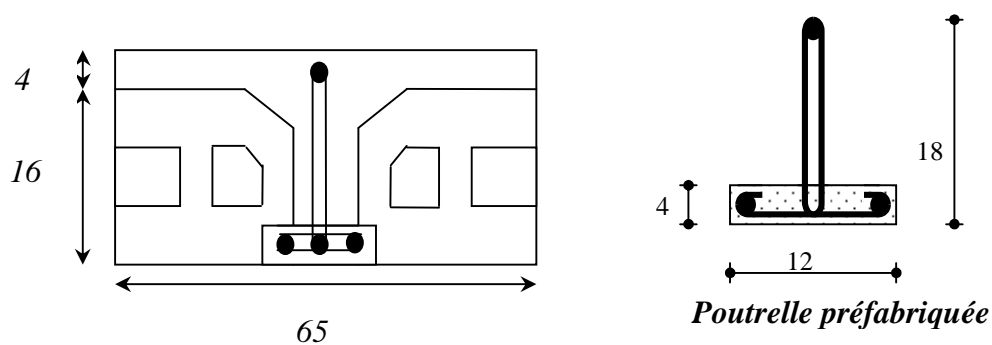


Figure (IV.7) : Coupe verticale du corps creux.

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués, elles sont assimilées à une poutre semi encastré.

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués. Leur calcul est associé à celui d'une poutre continue semi encastrée aux poutres de rives.

Les poutrelles sont calculées en deux phases :

1^{ère} Phases de calcul (avant le coulage):

Avant le coulage de la table de compression, la poutrelle est considérée comme une poutre simplement appuyée, elle supporte :

a- Les sollicitations :

Charge permanente :

-poids propre de la poutrelle : $0.12 \times 0.04 \times 2.5 = 0.012 \text{ t/m.}$

-poids propre du corps creux : $0.65 \times 0.0095 = 0.062 \text{ t/m}$

$G = 0.074 \text{ t/m.}$

Surcharge d'exploitation du chantier : $0.65 \times 0.1 = 0.065 \text{ t/m.}$

$Q = 0.065 \text{ t/m}$

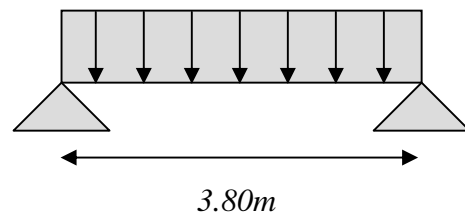
b- les combinaisons :

Le calcul se fera à l'état limite ultime et à l'état limite de service.

A L'ELU $qu = 1.35G + 1.5Q$
 $qu = 1.35 \times 0.074 + 1.5 \times 0.065 = 0.198 \text{ t/m.}$

A L'ELS: $qs = G + Q$
 $qser = 0.074 + 0.065 = 0.141 \text{ t/m.}$

L'expression du moment maximum dans une telle poutre isostatique est donnée par



$M_{max} = qu l^2 / 8$ Dans notre cas : $L_{max} = 3.80 \dots$

D'où on obtient : $M_u = 0.198 \times (3.6^2 / 8) = 0.358 \text{ t/m.}$

$M_S = 0.141 \times (3.6^2 / 8) = 0.254 \text{ t/m.}$

L'effort tranchant maximal est donné par :

$T_{u \max} = p_u L / 2 = 0.376 \text{ t}$

$T_{ser \max} = p_{ser} L / 2 = 0.268 \text{ t}$

c- Ferrailage :

La poutrelle travaille en flexion simple.

$b = 12 \text{ cm}$ $d = 0.9 * h = 3.60 \text{ cm}$ $h = 4 \text{ cm}$

$f_{bu} = 14.2 \text{ MPa.}$

$$\mu = M_U / b d^2 f_{bu} = 1.62$$

$$\rho = \frac{M_U}{M_{ser}} = 1.418$$

$$\mu_c = 0.306$$

Les aciers comprimés sont nécessaires, il faut soulager la poutrelle par des étaitements verticaux pour supporter les charges avant et lors du coulage sans qu'elle fléchisse.

Les étaitements seront disposés de telle façon à annuler les armatures comprimées telle que L_{max} est calculer comme suit :

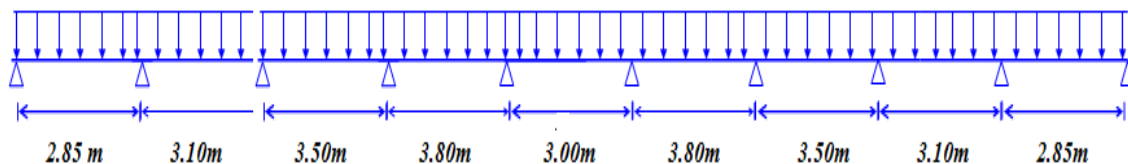
$$\frac{M_u}{0,12 \times (0,036)^2 \times 14.17} < \mu_c$$

$$Mu < 0,12 \times (0,036)^2 \times 14.12 \times 10^3 \cdot \mu_c$$

$$Mu = \frac{ql^2}{8} < 0.674$$

$$L < \sqrt{\frac{8 \times 0.674}{q}} \implies L < 1,654m \quad \text{Donc on prévoit des étais espacés de 1.4m}$$

2^{eme} phase de calcul (après le coulage) :



Choix de la méthode de calcul :

Les poutrelles à étudier sont assimilées à des poutres continues sur plusieurs appuis, leurs études se feront selon la méthode Forfaitaire.

principe de la méthode :

Elle consiste à déterminer des moments sur appuis (M_0, M_e) et des moments en travée (M_t).

Conditions requises :

1- les moments quadratiques des section transversales sont les même dans les différents travées en continuité :

2- les portées successives sont dans un rapport compris entre 0.8 à 1.25.

3- la fissuration est considérée non préjudiciable à la tenue de béton armé et celle de revêtement.

4- surcharge d' exploitation modérée $Q < (2G, 5 \text{ KN/m}^2)$.

Valeurs des coefficients :

M_0 : La valeur maximale du moment de flexion dans la travée de comparaison ou moment isostatique.

M_e, M_w : respectivement les valeurs absolus des moments sur appuis de gauche et de droite qui sont pris en compte dans les calcul de la travée.

M_t : le moment maximale de la travée considérée.

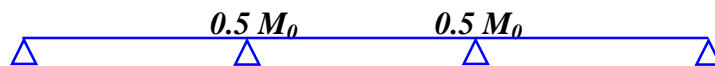
α : Est le rapport s charges d'exploitation à la somme des charge permanents l'exploitation

La valeur absolue de chaque moment sur appui intermédiaire n'est pas inférieure à :

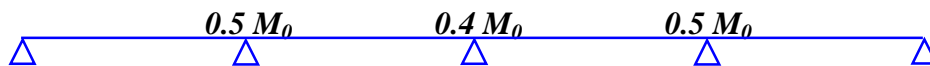
$0.6M_0$: Dans le cas d'une poutre à dues travées.



$0.5M_0$: Dans le cas des appuis voisines des appuis dérive d'une poutre à plus de deux travées.



$0.4M_0$: Dans le cas des autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travée.



Les moments en travées : doit satisfaire les inégalités suivantes :

➤ Pour les travées de rive :

$$M_t + \left(\frac{M_w + M_e}{2} \right) \geq \max \left[(1 + 0.3\alpha) M_0; 1.05 M_0 \right]$$

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0$$

➤ Pour les travées intermédiaires :

$$M_t + \left(\frac{M_w + M_e}{2} \right) \geq \max \left[(1 + 0.3\alpha) M_0; 1.05 M_0 \right]$$

$$M_t \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0$$

-Cette méthode est utilisée si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$Q \quad (2G ; 5000 \text{ N/m}^2)$$

-Inertie constante.

-Le rapport de longueur entre deux portées successives doit vérifier :

$$0.85 \quad (L_n / L_{n+1}) \quad 1,25.$$

Fissuration non préjudiciable.

-Cette méthode n'est pas applicable car la 3^{eme} condition n'est pas vérifiée, c.a.d :

$$(3.60 / 2.80) = 1.285$$

Donc on utilise la méthode de Caquot exposée ci-dessous :

La méthode de Caquot :

Moments en appui

$$M_a = 0,5M_0 \quad \text{appui de rive, avec } M_0 = \frac{ql^2}{8}$$

$$M_a = \frac{q_w l'_w{}^3 + q_e l'_e{}^3}{8,5(l'_w + l'_e)} \quad \text{Appui intermédiaire.}$$

Effort tranchant :

$$T_e = \frac{ql}{2} + \frac{M_w - M_e}{l} = T_w + ql$$

$$T_w = -\frac{ql}{2} + \frac{M_w - M_e}{l}$$

($T_w; T_e$) : Effort tranchant sur les appuis de gauche et droite respectivement dans la travée considérée.

Moment en travée:

$$M_t(x) = -q \frac{x^2}{2} - (T_w x + M_w) \quad \text{Avec : } x = \frac{-T_w}{q} = L \frac{-T_w}{T_e - T_w}$$

M_0 : valeur maximale du moment fléchissant dans chaque travée (moment isostatique).

(M_w, M_e): Valeurs des moments sur les appuis de gauche et droite respectivement dans la travée considérée.

q_w : Charge répartie à gauche de l'appui considéré.

q_e : Charge répartie à droite de l'appui considéré.

On calcule de chaque côté de l'appui, les longueurs de travées fictives l'_o à gauche et à droite avec :

$l' = 1$ Pour une travée de rive.

$l' = 0,81$ Pour une travée intermédiaire.

Où « l » représente la portée de la travée libre.

Après le coulage et le durcissement de la dalle de compression, la poutrelle travaille comme une poutre en « T ».

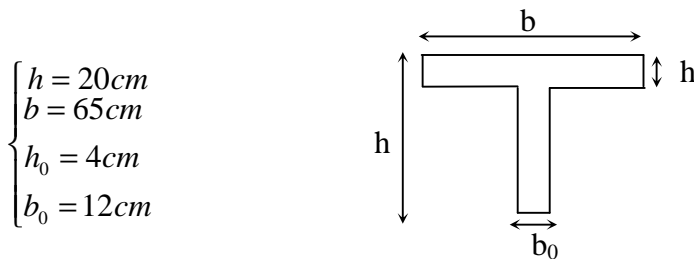


Figure (IV.8) : Section de la poutrelle

Evaluation des charges et surcharges :

Tableau (IV.3) : Evaluation des charges et surcharge.

Plancher terrasse	
Charges permanentes	$0,633 \times 0,65 = 0,411 \text{ t/ml.}$
Surcharge d'exploitation	$0,1 \times 0,65 = 0,065 \text{ t/ml.}$
Plancher étage courant + RDC	
Charges permanentes	$0,499 \times 0,65 = 0,324 \text{ t/ml.}$
Surcharge d'exploitation	$0,15 \times 0,65 = 0,098 \text{ t/ml.}$

Combinaison des charges :

Tableau (IV.4) : combinaison des charges.

Plancher terrasse	
ELU	$q_u = 1,35G + 1,5Q = 0,652 \text{ t/ml.}$
ELS	$q_{ser} = G + Q = 0,476 \text{ t/ml.}$
Plancher étage courant	
ELU	$q_u = 1,35G + 1,5Q = 0,584 \text{ t/ml.}$
ELS	$q_{ser} = G + Q = 1,128 \text{ t/ml.}$

Remarque : Les poutrelles de plancher terrasse sont les plus sollicitées.

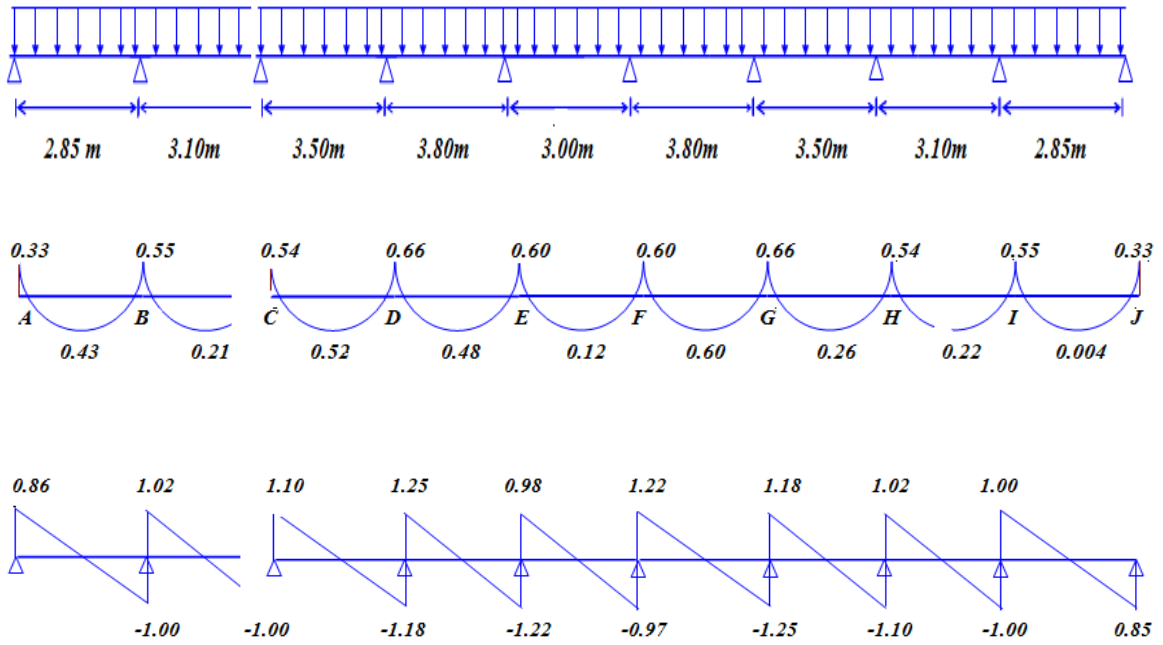
d- Efforts internes:

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

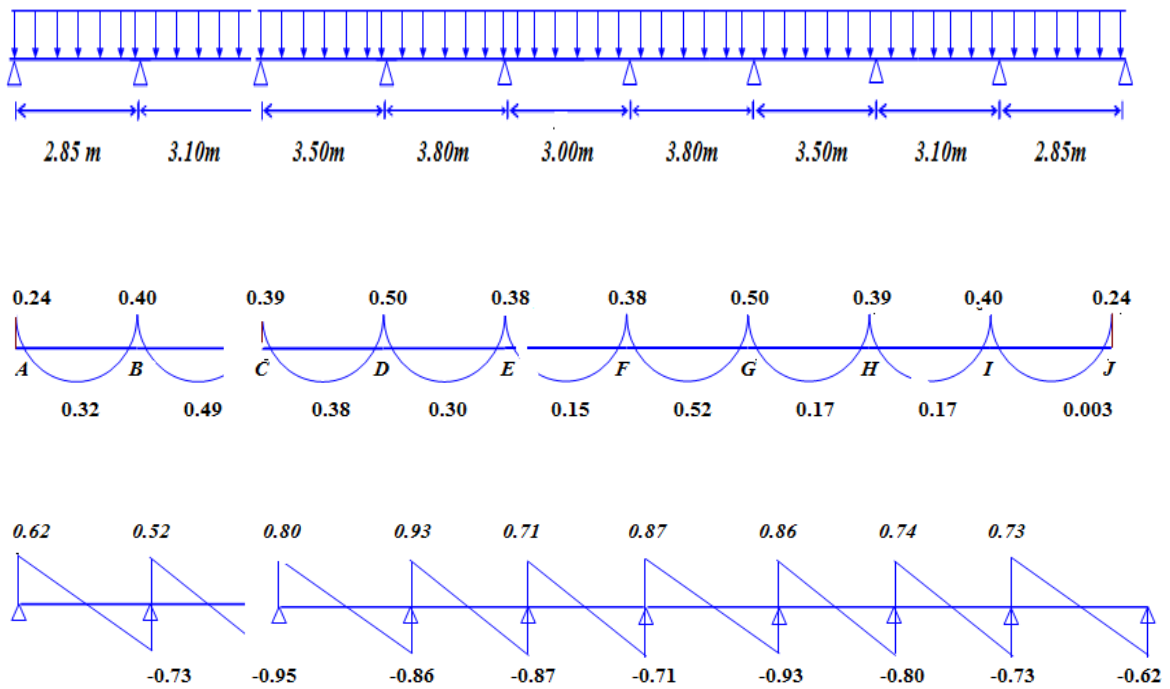
Tableau (IV.5): moment en travée de la poutrelle à 9 travées

Travées		A-B	B-C	C-D	D-E	E-F	F-G	G-H	H-I	I-J	
Longueur réelle (l)		2.85	3.10	3.50	3,80	3,00	3,80	3,50	3.10	2.85	/
Longueur réduit(l')		2.85	2.48	2.80	3.04	2,40	3.04	2.80	2.48	2.85	/
Appuis		A	B	C	D	E	F	G	H	I	J
l' _w (m)		0	2.85	2.48	2.80	3.04	2.40	3.04	2.80	2.48	2.85
l' _e (m)		2.85	2.48	2.80	3.04	2.40	3.04	2.80	2.48	2.85	0
Sur appuis	M _u (tm)	0,33	0,55	0,54	0,66	0,60	0,60	0,66	0,54	0,55	0,33
	M _{ser} (tm)	0,24	0,40	0,39	0,50	0,38	0,38	0,50	0,39	0,40	0,24
ELU	T _w (t)	-	-	-	-	-	-	-	-	-0.85	/
	T _e (t)	1.00	1.00	1.18	1.22	0.97	1.25	1.10	1.00	1.00	/
ELS	T _w (t)	-	-	-	-	-	-	-	-	-0.62	/
	T _e (t)	0.73	0.95	0.86	0.87	0.71	0.93	0.80	0.73	0.73	/
X (m)		1.53	1.53	1.80	1.87	1.48	1.92	1.69	1.53	1.30	/
En travée	M _u (tm)	0,43	0,21	0,52	0,48	0,12	0,60	0,26	0,22	0,004	/
	M _{ser} (tm)	0,32	0,49	0,38	0,30	0,15	0,52	0,17	0,17	0,003	/

e- Diagrammes des moments et des efforts tranchants : ELU:



ELS:



IV.4.2 Ferrailage des poutrelles :

Le calcul se fait à L'ELU en flexion simple, nous prenons la poutrelle la plus défavorable. Le tableau ci-dessous résume les efforts maximaux en appuis et en travées.

Tableau (IV.6) : Efforts maximaux en appuis et en travées.

$M_{a.u}^{\max} \text{ t.m}$	$M_{a.ser}^{\max} \text{ t.m}$	$M_{t.u}^{\max} \text{ t.m}$	$M_{t.ser}^{\max} \text{ t.m}$	$T_u^{\max} \text{ t.}$
0,66	0,40	0,60	0,52	1,25

On fait le calcul d'une section en « T » soumise à la flexion simple selon les règles du **BEAL 91** :

- Si $M_u < M_t$: l'axe neutre se trouve dans la table de compression.
- Si $M_u > M_t$: l'axe neutre se trouve dans la nervure.

Ferraillage en travée :

$$M_t = bh_0 f_{bu} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 0,058947 MN = 58,95 KNm = 5,895 \text{ t.m} \quad M_u$$

Nous avons $M_u \geq M_t$, donc, l'axe neutre se trouve dans la nervure et la section à étudier est une section rectangulaire ($b \times h$) en flexion simple:

En travée :

$$M_{ut} = 0.60 \text{ t.m}$$

Les données : $b = 65 \text{ cm}$.

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

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

$$d = 0,9 h = 18 \text{ cm.} \quad \text{et} \quad f_{bu} = 14,17 \text{ MPa.}$$

$$\begin{aligned} \mu &= M_U / b d^2 f_{bu} = \mathbf{0.020 \text{ Mpa}} &< \mu = 0,306 &\Rightarrow A'_0 = 0. \\ &= 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 * \mu}) = && \mathbf{0.025} \\ Z &= d (1 - 0,4 * \mu) = && \mathbf{0,180 \text{ m.}} \\ A_s &= M_{ut} / [z * f_e / s] = \mathbf{0.60 * 10^{-3} / 0.180 * 348 =} && \mathbf{0.86 \text{ cm}^2} \end{aligned}$$

- **Vérifications :**

Condition de non fragilité :

$$\text{On a : } A_{s \min} > 0,23 \times b \times d (f_{t28} / f_e) = \mathbf{1,41 \text{ cm}^2} \quad \text{D' où } A_{\min} > \mathbf{1,41 \text{ cm}^2}.$$

Choix des barres :

$$\text{Donc } A_s > \max (A_{ut} , A_{\min}) \quad \Rightarrow \quad A_s > \mathbf{1,41 \text{ cm}^2}$$

$$\text{Qui nous donne } \mathbf{3HA10} \quad S = \mathbf{2.36 \text{ cm}^2}$$

Ferraillage sur appuis :

Sur appuis : $M_{tabl} = 5,895 t.m$ $M_{ua} = 0.66 t.m$

l'axe neutre se trouve dans la nervure, donc calcul d'une section rectangulaire
($b_0 \times h$)(4cm, 20cm)

$$\mu = M_U / b d^2 f_{bu} = 0,022 \text{ Mpa}$$
$$= 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2x\mu}) = 0.28$$

$$z = d (1 - 0.4 \mu) = 0.176 m$$

$$A_s = M_u / [z \cdot f_e / s] = 6.6 \cdot 10^{-3} / 0.176 \cdot 348 = 1.07 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité:

$$\text{On a : } A_{s \min} > 0,23 \times b \times d (f_{t28} / f_e) = 0.23 \cdot 4 \cdot 58.5 = 0,28 \text{ cm}^2$$

$$D' \text{ où } A_{\min} > 0,28 \text{ cm}^2.$$

Choix des barres :

$$\text{Donc } A_s > \max (A_{ut}, A_{\min}) \Rightarrow A_s > 1.07 \text{ cm}^2$$

$$\text{Qui nous donne } 2HA10 \quad \text{soit} \quad s = 1.57 \text{ cm}^2$$

Vérification de l'effort tranchant :

Fissuration peu nuisible :

$$\tau_U = \frac{V_U}{b_0 \times d} \text{ avec } b_0 = 12 \text{ cm}, \quad d = 1 \text{ cm}, \quad V_U = 125 \text{ Kg}$$

$$\Rightarrow \tau_U = \frac{125}{(12 \times 18)} = 0.58 \text{ kg} \cdot 0.1 = 0.058 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min (0.13 f_{c28}, 4 \text{ Ma}) = \min (3.25, 4) \Rightarrow \bar{\tau} = 3.25 \text{ Mpa.}$$

$$\tau_U \ll \bar{\tau} \dots \dots \dots \text{ (Condition vérifiée).}$$

Calcul des armatures transversales:

Le diamètre des armatures transversales est de :

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}, \phi_l, \frac{b}{10} \right) \Rightarrow \phi_t \leq \min (5.70 \text{ mm}, 12 \text{ mm}, 65 \text{ mm}).$$

Pour l'espacement ainsi que la section d'acier on a :

$$\frac{A_t}{B_0 \times S_t} \geq \frac{\tau_U - 0.3 f_{ijk}}{0.8 \times f_e (\cos \alpha + \sin \alpha)}$$

Puisque on a des armatures droites $\Rightarrow \alpha = 90^\circ \Rightarrow (\cos \alpha + \sin \alpha) = 1$

Avec reprise du bétonnage $\Rightarrow K = 0$

$$\frac{A_t}{B_0 \times S_t} \geq \frac{\tau_U}{0.8 \times f_e} \text{ On choisit : } A_t = \phi 8 = 0.50 \text{ cm}^2 \text{ et on calcule } S_t.$$

f_e : limite d'élasticités grenetier des armatures d'attacher

235MPa.

$$\tau_u = 0.58 \text{ MPa}$$

$$S_t \leq \frac{0.8 \times A_t \times f_e}{\tau_U \times b_0} = \frac{0.8 \times 0.50 \times 235 \times 10^{-4}}{0.58 \times 0.12} = 0.135 \text{ m}$$

$$\Rightarrow S_t \leq 13 \text{ cm}$$

On a aussi, $S_t \leq \min(0.9d, 40 \text{ cm}) = 0.18 \text{ m}$

Suivent RPA 99 version 2003

Espacement Pour la zone sismique II, **15cm au 10 θ** dans la zone nodale et dans la zone courante 15 θ

Vérification de la contrainte du béton à L'ELS :

La fissuration étant peu nuisible, donc il n'y a pas de vérification à faire sur l'état de l'ouverture des fissures, les vérifications se limitent à l'état limite de compression du béton ; on doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\text{Avec : } \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y, \text{ et } \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

Moment d'inertie :

$$I = 1/3 b_0 y^3 + 15 A_s (d - y)^2$$

La hauteur de béton comprimé vaut $y = .d$

Les résultats obtenus sont dans le tableau suivant :

Tableau (IV.7) : récapitulatifs pour la vérification à L'E.L.S

Position	$M_{ser} (t.m)$	$A_s (cm^2)$	$Y (cm)$	$I (cm^4)$	(Mpa)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$.
Travée	0,52	2,70	3,94	8248,39	1,97	Vérifie
appui	0,50	2,26	2,13	8576,20	2,32	Vérifie

Vérification de la flèche :

$$f = M_{max} \cdot L^2 / 9.6 \cdot E \cdot I$$

Avec : $I = (b \cdot h_0^3 / 12) + b \cdot h \cdot \delta^2$ (Théorème de Hygens).

Calcul du moment d'inertie de la section totale :

$$I = (bh_0^3 / 12) + (bh_0) \times (G_1 G_0)^2 + (b_0 h^3 / 12) + (hb_0) \times (G_2 G)^2$$

$$I = (0.65 \times 0.04^3) / 12 + (0.65 \times 0.04 \times 0.039^2) + (0.12 \times 0.16^3 / 12) + (0.12 \times 0.16 \times 0.066^2)$$

$$I = 1.676 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$E = 1100 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.2 \text{ MPa}$$

$$M_{max} = q L^2 / 8 = (6,52 \times 3.80^2) / 8 = 11.761 \text{ KN.m}$$

Calcul de f :

$$f = 11.76 \times 3.80^2 / 9.6 \times 32164,2 \times 1.676 \cdot 10^{-4} = 3.28 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$f' = L / 500 = 3.80 / 500 = 8,05 \times 10^{-3}$$

$$f = 4.32 \times 10^{-3} < f' = 7.60 \times 10^{-3} \quad (\text{Condition vérifiée}).$$

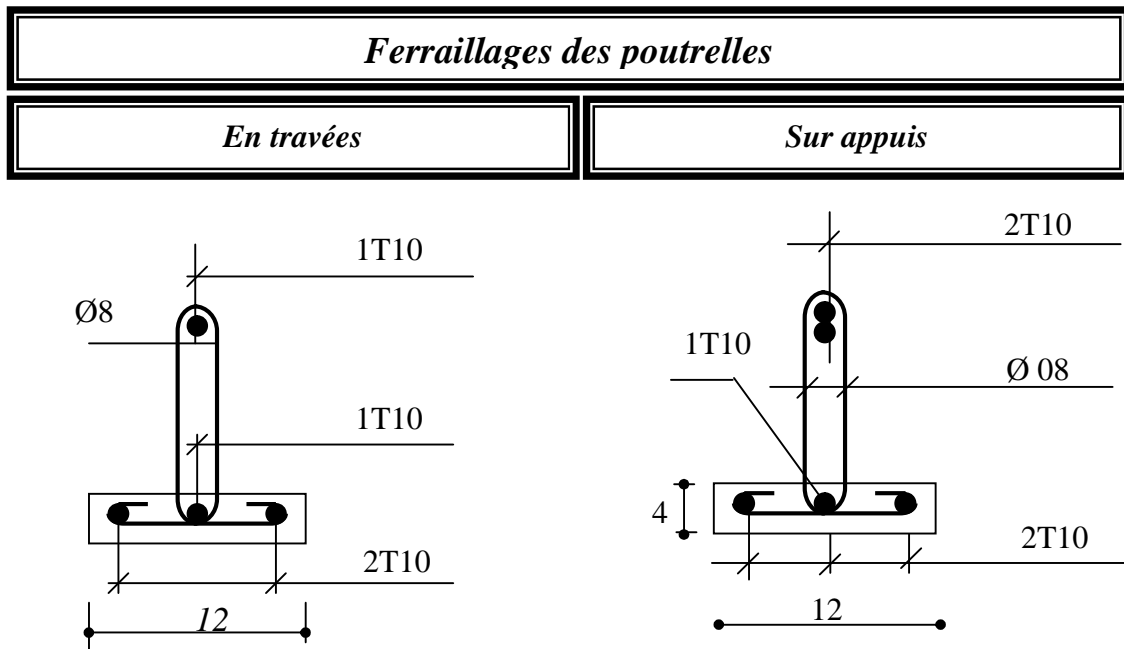


Figure (IV.9) : Ferrailages des poutrelles

IV.4.3 Ferrailage de la dalle de compression :

Le ferrailage de la dalle de compression sera ferrillé les deux sens afin d'éviter les fissurations, le ferrailage est en treille soudée (BEAL 91 B.6.8.4)

-Les conditions suivantes doivent être respectées :

-les dimensions des mailles sont normalisées (ART.B68.BAEL91) comme suit :

20 cm : pour les armatures perpendiculaires aux nervures.

30 cm : pour les armatures parallèles aux nervures.

Soit : A : la section des armatures perpendiculaires aux nervures.

(A en : cm^2 pour mètre de nervures).

Avec :

Avec : L_1 : distance entre l'axe des poutrelles ($L_1=65$ cm).

A_1 : diamètre perpendiculaire aux poutrelles (A.P).

A_2 : diamètre parallèle aux poutrelles (A.R).

$$A_2 = A_1 / 2$$

$F_e = 500$ MPa 'quadrillage de T.S.TIE 520.

$$A_1 = 4 \cdot \frac{65}{500} = 0,52 \text{ cm}^2 / m_1$$

$$5T6 \Rightarrow A_1 = 1,41 \text{ cm}^2$$

$$S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

$$A_2 = A_1 / 2 = 0,71 \text{ cm}^2$$

Soit $5T6 \Rightarrow A_2 = 1,41 \text{ cm}^2$

et $S_t = 20$ cm.

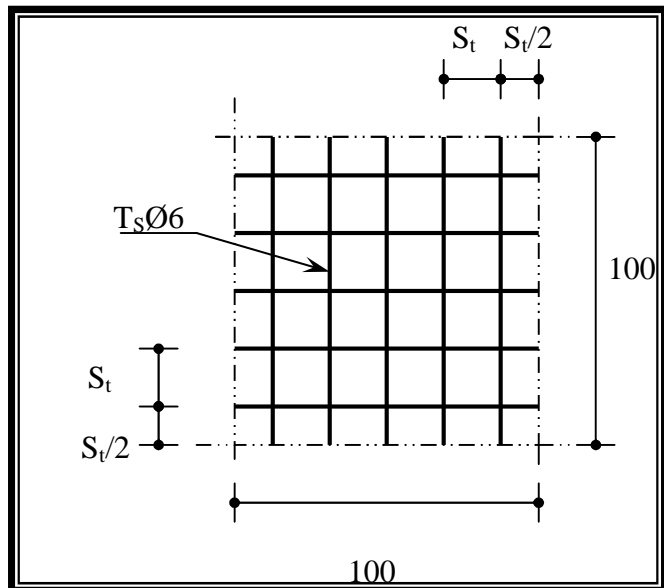


Figure (IV.10) : Disposition constructive des armatures de la dalle de compression

Pour le ferrailage de la dalle de compression, on adopte un treillis soudés dont la dimension des mailles est égale à 20 cm suivant les deux sens.

IV.5 BALCON :

Le balcon est constitué d'une dalle pleine encastree dans les poutres, l'épaisseur

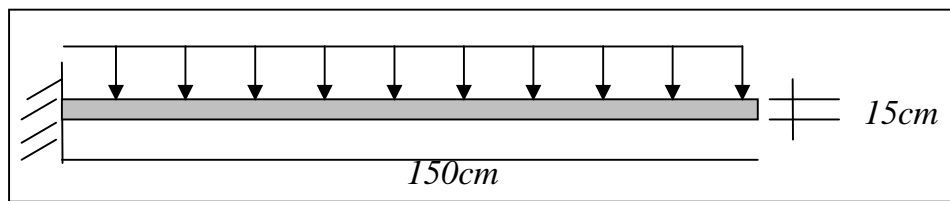


Figure (IV.11) : Schéma de balcon

est conditionnée par :

$$L/15 < e < L/20 + 7 \Rightarrow \text{on a : } L = 1,30\text{m}$$

$$10 \leq e \leq 14,5$$

On prend un épaisseur de : 15 cm.

Avec des considérations pratiques (expérience); on a vu que l'épaisseur ainsi obtenue n'est pas plus pratique alors on doit majorer à $e=16\text{ cm}$

IV.5.1 Evaluation et combinaison des charges :

$$G = 4,60\text{KN/m}^2 \quad ; \quad Q = 3,50\text{KN/m}^2$$

Le calcul se fera pour une bande de 1 ml.

$$\text{A l'état limite ultime : } q_u = 1.35G + 1.5 Q$$

$$\text{A l'état limite ultime : } q_{ser} = G + Q$$

$$M_u = q_u L^2 / 2$$

$$M_{SER} = q_{SER} L^2 / 2$$

$$V_U = q_u L$$

$$V_{SER} = q_{SER} L$$

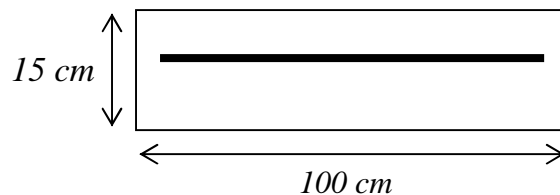


Diagramme de sollicitations:

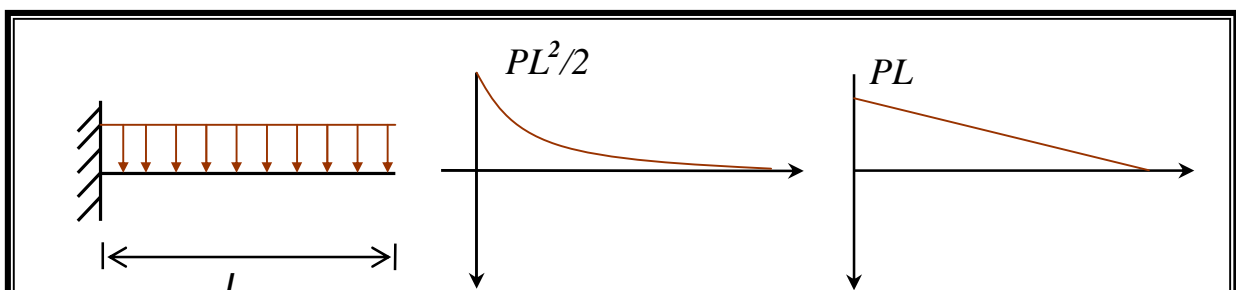


Tableau (IV.8) : les efforts internes à l'ELU et à l'ELS.

Le sens(x-x)2.55m

le sens (y-y) 1.50m

	Q_U (KN/M ²)	M_{MAX} (KN.M)	V_{MAX} (KN)
ELU	11,46	37.26	29.22
ELS	8,10	26.33	20.65

	Q_U (KN/M ²)	M_{MAX} (KN.M)	V_{MAX} (KN)
ELU	11,46	12.90	17.19
ELS	8,10	9.11	12.15

IV.5.2 Le Ferrailage :

Le balcon est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable dans ce cas, le calcul se fait à l'ELU et l'ELS.

Tableau (IV.9) : Ferrailage du balcon.

	Dans le sens (xx)	Dans le sens (yy)
M_u (MN.m)	0.03726	0.01290
μ	0.144	0.050
Domaine	1	1
f_{cs} (MPa)	348	348
	0.195	0.064
z (m)	0.1335	0.1340
A_S (cm ² /ml)	8.10	2.76
$A_{S\ min}$ (cm ² /ml)	1.61	1.61
choix	10HA12	5HA10
$A_{S\ CHOIX}$ (cm ² /ml)	11.30	3.93
St (cm)	20	20

La contrainte du béton a L'ELS est : $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15$ MPa

La contrainte de l'acier a L'ELS est : $\bar{\sigma}_{st} = \min \left[\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta \cdot f_{ij}} \right] \Rightarrow \bar{\sigma}_{st} = 201,63$ MPa

La position de l'axe neutre : $x = \frac{15\bar{\sigma}_{bc}}{15\bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_{st}} \times d =$

$Z = d(1 - \frac{x}{3}) \Rightarrow Z =$ Moment de service limite : $\bar{M}_1 = \frac{1}{2} b \bar{\sigma}_{bc} \left(d - \frac{x}{3} \right) \Rightarrow M_1 =$

$M_{ser} < M_1 \Rightarrow$ La section est sans aciers comprimés D'ou $A_{s.ser} = \frac{M_{ser}}{Z \cdot \bar{\sigma}_s} =$

Tableau (IV.10) : Le choix des barres dans les sens (xx) et (yy)

	Dans le sens (xx)	Dans le sens (yy)
M_{ser} (MN.m)	0.02633	0.00911
$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	15	15
$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	201.63	201.63
x	0.071	0.071
Z	0.132	0.132
MI	0.800	0.800
A_s (cm ² /ml)	5.36	1.98

Le choix des barres est :

10HA12 suivent le sens(x-x)double nappe et **5HA10** suivent le sens (y-y)

Avec un espacement de **St 20cm**

IV.5.3 Vérification :

Vérification de l'effort tranchant

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}$, tel que :

$$\bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c28}, 4MPa) \quad (\text{Fissuration préjudiciable})$$

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{bd} = \frac{29,22 \times 10^{-3}}{0,135 * 1,00} = 0,216MPa < \bar{\tau}_u = 3,25MPa \quad \text{vérifiée.}$$

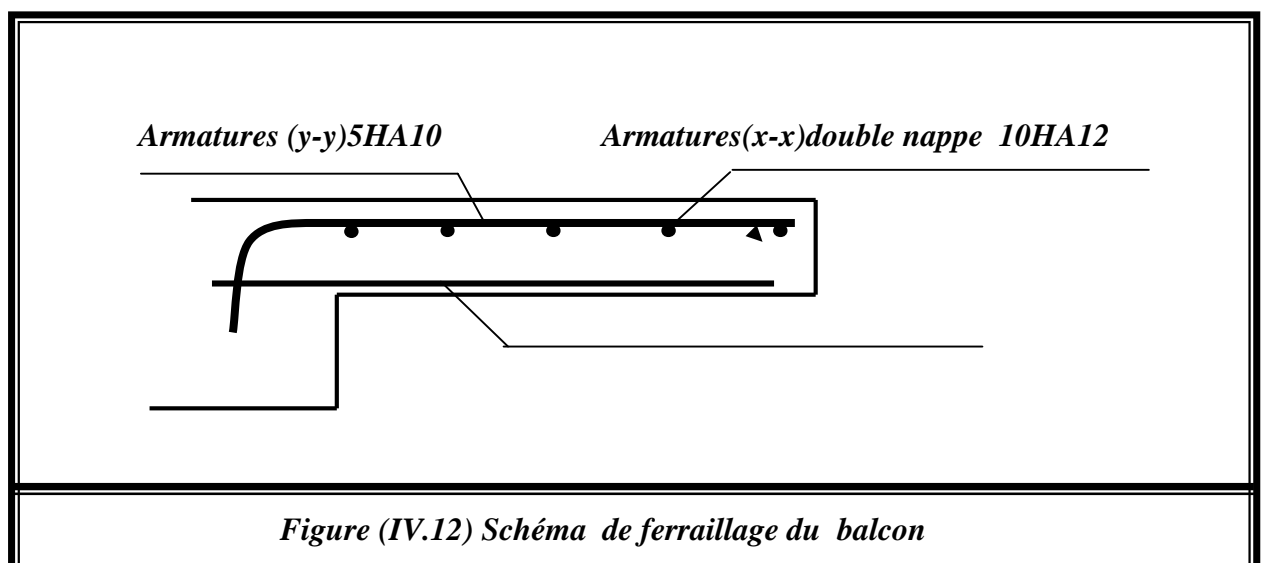
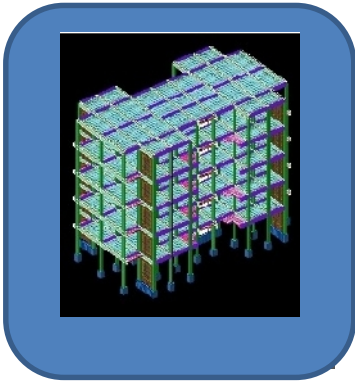


Figure (IV.12) Schéma de ferrailage du balcon



CHAPITRE 5

ETUDE SISMIQUE

CHAPITRE V : ETUDE SISMIQUE

V.1 INTRODUCTION:

L'étude sismique consiste à évaluer les efforts de l'action séismique sur notre structure. Pour cela, plusieurs méthodes approchées ont été proposées à fin d'évaluer les efforts internes engendrés à l'intérieur de la structure sollicitée ; le calcul de ces efforts sismiques peut être mène par trois manières :

- 1. Méthode statique équivalente.*
- 2. La méthode de l'analyse modale spectrale.*
- 3. La méthode de l'analyse dynamique par accélérogramme.*

La méthode de calcul utilisé dans notre étude c'est la méthode statique équivalente.

V.1.1 Critères de classification selon les RPA99/Version 2003

a- Type de contreventement

Notre structure est une structure en portiques contreventées par des voiles, et par conséquent le coefficient de comportement $R = 4$ (tableau. 4.3 des RPA99/Version 2003)

b- Régularité en plan et en élévation

Notre structure est classée régulière en plan et en élévation car elle vérifie toutes les conditions imposées par l'article 3.5 des RPA99/Version2003.

V.2 METHODE STATIQUE EQUIVALENTE (M.S.E):

V.2.1 Domaine d'application de la méthode statique équivalente :

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- Le bâtiment ou bloc étudié, satisfait la régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus égale à 65m en zones (IIa) (Vérifiée)*
- Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration régulière tout en respectant la condition de hauteur suivante :*

Dans le cas d'un bâtiment implanté en zone (IIa) et le groupe d'usage 1B il faut que la hauteur ne dépasse pas 5 niveaux ou 17m (Vérifiée)

V.2.2 Calcul de la force sismique totale :

La force sismique totale V , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule 4.1 des RPA99/Version 2003.

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

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau (4.1) des RPA99/Version 2003 suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

D : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

R : coefficient de comportement global de la structure, sa valeur unique est donnée par le tableau (4.3) des RPA99/Version 2003 en fonction du système de contreventement.

Q : facteur de qualité de la structure, est fonction de la redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent, de la régularité en plan et en élévation et de la qualité du contrôle de la construction.

V.2.2.1 Coefficient d'accélération de zone (A) :

Le coefficient d'accélération de zone A est donné par le tableau (4.1) du RPA en fonction de la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment. Dans notre cas nous avons d'après les RPA :

Pour une structure située en Zone (IIa) avec un groupe d'usage 1B on a $A = 0.20$.

V.2.2.2 Facteur d'amplification dynamique moyen (D) :

Le Facteur d'amplification dynamique moyen D est fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T) selon formule suivante :

$$D = \begin{cases} 2,5 \eta & ; & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta (T_2/T)^{2/3} & ; & T_2 \leq T \leq 3 \text{ s} \\ 2,5 \eta (T_2/3)^{2/3} \times (3/T)^{5/3} & ; & T \geq 3 \text{ s} \end{cases}$$

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7$$

(%) : est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Nous avons un contreventement par voiles donc on prend $\xi = 10 \%$.

$$\Rightarrow \eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} = 0.7638 \geq 0.7$$

V.2.2.3 Calcul de la période T :

a. Par la formule 4-6 des RPA99/Version 2003 :

$$T = C_T \cdot h_n^{3/4}$$

Avec :

h_n : hauteur mesurée en m à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

$$h_n = 15.75m$$

C_T : coefficient, fonction du système de contreventement et du type de remplissage. Il est donné par le Tableau (4.6) des RPA99/Version2003.

$$\text{Donc : } T = 0.05 \times (15.75)^{3/4} = 0.39s \quad \Rightarrow \quad T = 0.39s$$

b. Par la formule 4-7 des RPA99/Version2003 :

$$T = (h_n \times 0.09) / \sqrt{D}$$

Où

D : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

Sens X:

$$DX = 29.80m \quad T_x = (h_N \times 0,09) / \sqrt{DX} = (15.75 \times 0.09) / \sqrt{29.80} = 0.25s$$

Sens Y:

$$DY = 17.90m \quad T_y = (h_N \times 0,09) / \sqrt{DY} = (15.75 \times 0.09) / \sqrt{17.90} = 0.33s$$

La valeur de la période T retenue dans chaque direction est la plus petite des deux valeurs données par les deux formules citées au-dessus :

$$\text{Sens X } T_X = \text{Min} (0,25s ; 0,39s) \quad \Rightarrow \quad T_X = 0,25s$$

$$\text{Sens Y } T_Y = \text{Min} (0,33s ; 0,39s) \quad \Rightarrow \quad T_Y = 0,33s$$

V.2.2.4 Calcul de la période caractéristique T2 du site :

La période caractéristique T2 est associée à la catégorie du site donnée par le tableau (4.7) des RPA99/Version2003

$$\text{Catégorie de site S3} \quad \Rightarrow \quad T2 = 0.50$$

On aura alors :

$$\text{Sens X} \quad T = 0.25s \text{ donc } 0 < T < T2 \quad \Rightarrow \quad D_x = 2.5 \times T ; D_x = 1.9095$$

$$\text{Sens Y} \quad T = 0.33s \text{ donc } 0 < T < T2 \quad \Rightarrow \quad D_y = 2.5 \times T ; D_y = 1.9095$$

V.2.2.5 Coefficient de comportement (R) :

Le coefficient de comportement de la structure **R** est donné par le tableau (4.3) des RPA99/Version 2003 en fonction du système de contreventement.

On a pour le système portiques contreventés par des voiles $R = 4$

V.2.2.6 Facteur de qualité (Q) :

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_{1}^{5} Pq$$

Pq : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non.

Sa valeur est donnée au tableau (4.4) des RPA99/Version 2003.

Le tableau suivant résume les pénalités appliquées à la structure.

Tableau (V.1) Valeurs des pénalités Pq

Critère q	Pqx	Pqy
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	/	0.05
2. Redondance en plan	0.05	0
3. Régularité en plan	0	0
4. Régularité en élévation	0	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0.05	0.05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0.10	0.10
Pq	0.2	0.2

On a alors pour les deux sens $Q = 1 + 0.2$ d'où $Q = 1.2$

V.2.2.7 Poids total de la structure (W) :

W est égal à la somme des poids W_i , calculés à chaque niveau (i).

$$W = \sum W_i$$

Avec :

$$W_i = WGi + WQi$$

WGi : poids des charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

WQi : charge d'exploitation.

α : Coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation, donné par le tableau (4.5) des RPA99/Version 2003.

Pour un bâtiment à usage d'habitation :

$\alpha = 0.20$ (Tab. 4.5 des RPA99/Version 2003) Donc à chaque niveau on a :

$$W_i = WGi + 0.20 WQi.$$

Niveau terrasse $WT = 567.64t$

Niveau 3	$WT = 599.00 t$
Niveau 2	$WT = 599.00 t$
Niveau 1	$WT = 599.00 t$
Niveau RDC	$WT = 599.00 t$

- **Evaluation du poids total**

$$W_{TOTAL} = W_{Terasse} + W_3 + W_2 + W_1 + W_{RDC} = 2963.64t$$

Donc le poids total de la structure $W_{TOTAL} = 2963.64t$

- **Modélisation par brochette**

Le poids de chaque étage est concentré au niveau du centre de gravité de celui-ci, ainsi on obtient un système de 2 poids avec un seul degré de liberté (le déplacement horizontal). Les planchers sont considérés rigides, et le déplacement vertical est supposé négligeable. En conséquence, le bâtiment sera représenté comme il est représenté dans la figure suivante :

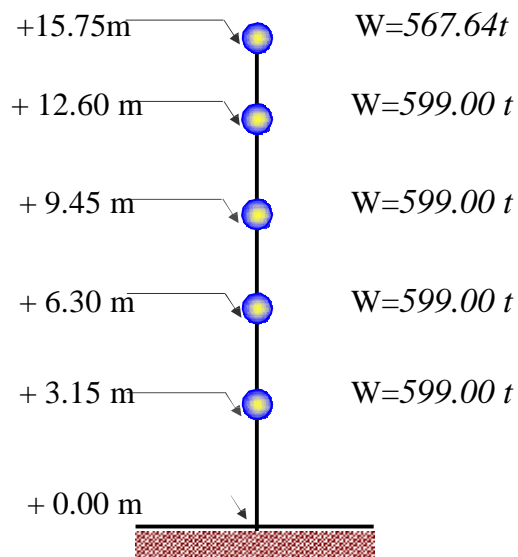


Figure (V.1) : Distribution des poids de chaque étage

Donc La force sismique totale V , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V_x = V_y = ((0.20 \times 1.9095 \times 1.2) / 4) \times 2963.64t$$

$$V_x = V_y = 339,54t$$

V.2.2.8 Distribution de la force sismique :

a. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :

La résultante des forces sismiques à la base doit être distribuée selon la hauteur de la structure par les formules suivantes :

$$V = F_t + \sum F_i$$

Avec :

$$\begin{cases} F_t = 0.07 T \cdot V & \text{Si } T > 0.7s \\ F_t = 0 & \text{Si } T < 0.7s \end{cases}$$

Où T est la période fondamentale de la structure (en secondes).

La force $(V - F_t)$ doit être distribuée sur la hauteur suivant la formule :

$$F_i = \frac{(V - F_t) \times W_i \times h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j}$$

Avec :

F_i : force horizontale au niveau i .

h_i : niveau du plancher.

F_t : force concentrée au sommet de la structure.

W_i, W_j : poids revenant aux planchers i, j

On a : $T = 0.39s < 0.7 s$, et donc $F_t = 0$;

Alors la formule de distribution des forces F_i devient :

$$F_i = \frac{V \times W_i \times h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j}$$

Les résultats obtenus sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau (V.2) : Distribution de la résultante des forces sismiques à chaque étage.

Niveau	W_i (t)	h_i (m)	$w_i \times h_i$	$\sum w_j \times h_j$	V (t)	$V / \sum w_j$	F_i (t)
--------	-----------	-----------	------------------	-----------------------	---------	----------------	-----------

Terrasse	567.64t	15.75	8940,33	27808,83	339,54t	0.0122	116.68
3	599.00 t	12.60	7547,4	27808,83	339,54t	0.0122	98.50
2	599.00 t	9.45	5660,55	27808,83	339,54t	0.0122	73.88
1	599.00 t	6.30	3773,7	27808,83	339,54t	0.0122	49.25
	599.00 t	3.15	1886,85	27808,83	339,54t	0.0122	24.62

b. Distribution de l'effort tranchant à chaque étage :

L'effort tranchant au niveau de l'étage k : $V_k = F_t + F_i$

On a : $T = 0.39s < 0.7s$, et donc $F_t = 0$;

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau (V.3) : Distribution de l'effort tranchant à chaque étage.

Niveau	h_i (m)	F_i (t)	V_i (t)
Terrasse	15.75	116.68	116.68
3	12.60	98.50	215.18
2	9.45	73.88	289.06
1	6.30	49.25	338.31
RDC	3.15	24.62	362.93

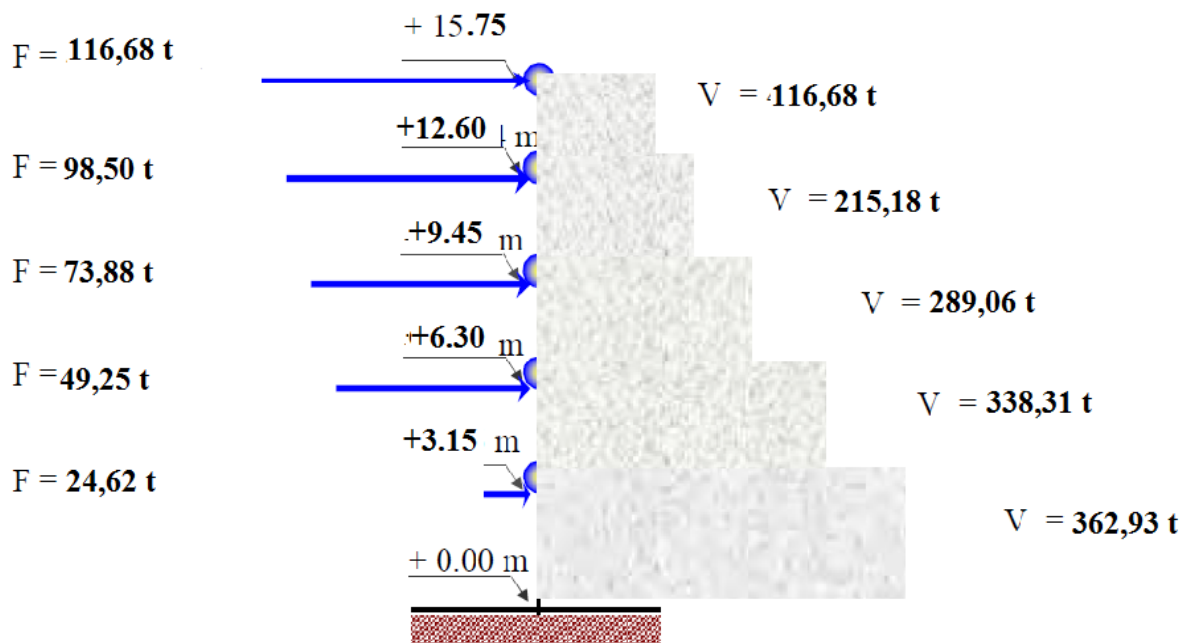


Figure (V.2) : Schéma représentant la distribution de la force sismique et l'effort tranchant selon la hauteur

V.2.3 Vérification au renversement :

Pour que le bâtiment soit stable au renversement il doit vérifier la relation suivante:

$$\frac{M_s}{M_r} \geq 1.5$$

Avec :

M_s : Moment stabilisant, $M_s = W \times (L/2)$

M_r : Moment renversant, $r = \sum F_i \times h_i$

W : Poids du bâtiment.

Le calcul des moments de renversement causés par la force sismique à chaque étage est donné dans le tableau (3.4).

Tableau (V.4): Distribution du moment de renversement à chaque étage.

Niveau	hi (m)	V (t)	M (KN.m)
4	15.75	116.68	1837,71
3	12.60	98.50	1241,1
2	9.45	73.88	698,166
1	6.30	49.25	310,275
RD	3.15	24.62	77,553
Total			8329,608

Tableau (V.5): Vérification au renversement dans le Sens longitudinal.

W (t)	Lx (m)	Lx/2 (m)	Ms (KN.m)	Mr (KN.m)	Ms/Mr	Vérification
2963.64t	29.80	14.90	44158,236	8329,608	5.30	Oui

Tableau (V.6): Vérification au renversement dans le Sens transversal.

W (t)	Ly (m)	Ly/2 (m)	Ms (KN.m)	Mr (KN.m)	Ms/Mr	Vérification
2963.64t	17.90	8.95	26524,578	8329,608	3.18	Oui

En conclusion: La stabilité de la structure au renversement est vérifiée dans les deux sens.

V.2.4 Calcul des déplacements de chaque niveau selon la Méthode Statique équivalente

$$\text{On a : } F_k \times g = W_k \times a_k \Rightarrow a_k = (F_k \times g) / W_k$$

$$\text{D'autres part on a : } \delta_{ek} = a_k / \omega^2$$

$$\text{D'où : } \delta_{ek} = [(F_k \times g) / W_k] \times T^2 / (2\pi)^2$$

$$g = 9.81 \text{ m/s}^2$$

$$\delta_k = R \times [(F_k \times g) / W_k] \times T^2 / (2\pi)^2$$

R : coefficient de comportement = 4 pour notre cas.

F_k : force sismique au niveau « k ».

W_k : masse du niveau « k ».

Δ_k : déplacement d'un niveau « k » par rapport au sol.

$$T = 0.39s.$$

$$\Delta_x^k = x^k - x^{k-1}$$

$$\bar{\Delta} = 0,01 h_e$$

Δ_x^k : correspond au déplacement relatif au niveau k par rapport au niveau k-1 dans le sens x

(Le même dans le sens y, Δ_y^k)

Tableau (V.7) : Vérification du déplacement à chaque étage.

Niveau	F_{xi}	W_i	δ_{ek} (m)	δ_k (m)	Δ_x (m)	$\bar{\Delta}$ (m)	Observation
terrasse	116.68	567.64t	0.0076	0.031	0.007	0.315	Vérifiée
4	98.50	599.00 t	0.00611	0.024	0.006	0.315	Vérifiée
3	73.88	599.00 t	0.00458	0.018	0.006	0.315	Vérifiée
2	49.25	599.00 t	0.00305	0.012	0.0059	0.315	Vérifiée
RDC	24.62	599.00 t	0.00152	0.0061	0.0061	0.315	Vérifiée

Conclusion : Les déplacements relatifs Δ_k sont vérifiés.

V.3 METHODE DYNAMIQUE MODALE SPECTRALE:

L'étude dynamique consiste à déterminer les caractéristiques de vibration, qui peuvent se développer dans une construction donnée, en vue de l'estimation de la charge sismique de calcul la plus défavorable.

V.3.1 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.

V.3.2 Spectre de réponse de calcul :

Le spectre de réponse de calcul est donné par la formule (4.13) des RPA99/Version 2003

$$\frac{S\alpha}{g} = \begin{cases} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T1} \left(\frac{2,5\eta Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T1 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right)^{\frac{2}{3}} & T1 \leq T \leq T2 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} & T2 \leq T \leq 3 s \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{T2}{3} \right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T} \right)^{\frac{5}{3}} \left(\frac{Q}{R} \right) & T \geq 3 s \end{cases}$$

Avec :

$A = 0.20$: coefficient d'accélération de zone (TAB 4.1 Article 4.2.3 des RPA99/Version2003).

$= 0.7638$: facteur de correction d'amortissement (Article 4.2.3 des RPA99/Version2003).

$Q = 1.2$: facteur de qualité (Tab. 4.4 Article 4.2.3 des RPA99/Version2003). $R = 4$: coefficient de comportement de la structure (Tab. 4.3 Article 4.2.3 des RPA99/Version2003).

$T1 = 0.15 s$; $T2 = 0.5S$: périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (Tab. 4.7 Article 4.3.3 des RPA99/Version2003).

V.3.3 Nombre de modes à considérer :

Pour une structure modélisée en tridimensionnel et ne présentant pas des problèmes de torsion, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions doit être tel que (Article 4.3.4 des RPA99/Version 2003):

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

Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction

considérée.

Tableau (V.8) : Période et facteur de participation massique.

Mode	Période(Sec)	Facteur de participation massique			
		UX (%)	UY (%)	UX cumulé (%)	UY cumulé (%)
1	0.43	0.01	66.58	0.01	66.58
2	0.39	11.69	0.00	11.70	66.58
3	0.37	55.08	0.01	66.78	66.59
4	0.12	0.00	14.44	66.78	81.03
5	0.10	15.31	0.00	82.10	81.03
6	0.10	0.05	0.00	82.14	81.03

Dans notre cas on retient les six (06) premiers modes.

Les figures suivantes montrent les 03 premiers modes de vibration :

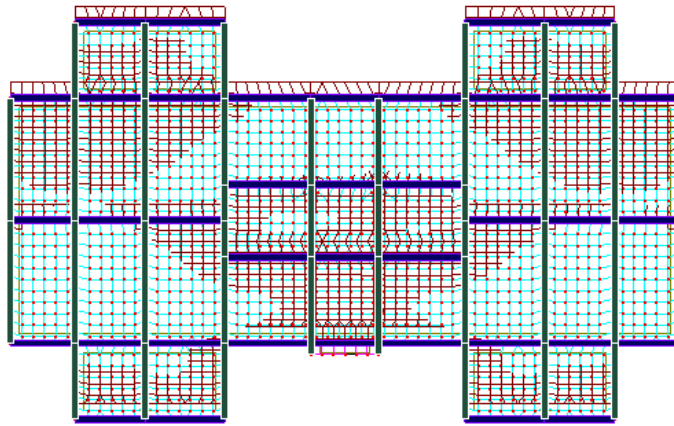


Figure (V.3) : Mode 1 « Translation sens Y » $T = 0.43 \text{ sec}$

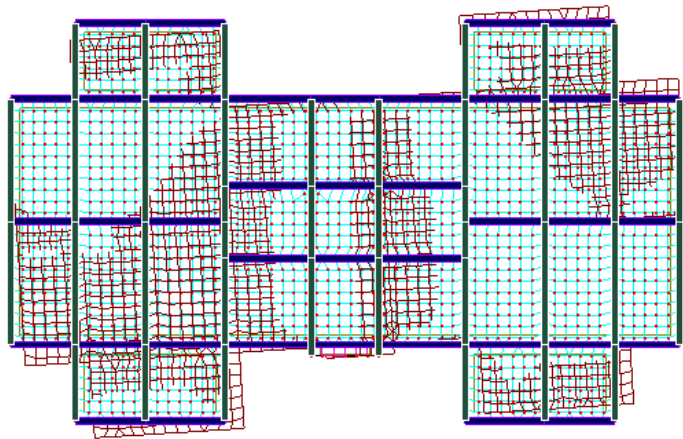


Figure (V.4) : Mode 2 « Translation sens X » $T = 0.39 \text{ sec}$

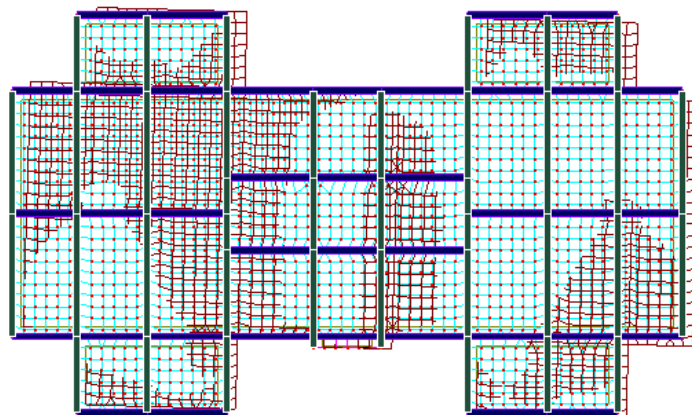


Figure (V.5) : Mode 3 « Torsion » $T = 0.37$ sec

V.3.4 Les réactions à la base

Tableau (V.9) : Réactions à la base.

Spectre	F_x (KN)	F_y (KN)	M(KN.m)	M_y(KN.m)
EX	3695.1	4.80	55.575	18384.232
EY	4.80	3638.3	17812.021	54.399

V.3.5 Vérifications réglementaires

V.3.5.1 Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul

Selon l'article 4.3.6 des RPA99/Version 2003 la résultante des forces sismiques à la base V_{Dyn} 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_{Stat} .

Si $V_{Dyn} < 0.8 V_{Stat}$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport suivant :

$$r = \frac{0,8 V_{Stat}}{V_{Dyn}}$$

La vérification de la résultante des forces sismiques de calcul est présentée dans le tableau (V.10).

Tableau (V.10) : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul.

	$V_{Stat} (t)$	$V_{Dyn} (t)$	$80\%V_{Sta}$	$0.8V_{Stat} < V_{Dyn}$
Sens X	339,54	369,51	271,632	Oui
Sens Y	339,54	363,83	271,632	Oui

V.35.2 Vérification de la stabilité au renversement

a- Sens longitudinal

Tableau (V.11) : Calcul du moment de renversement dans le sens longitudinal.

Niveau	$W_i (t)$	$h_i (m)$	$w_i \times h_i$	$\sum w_j \times h$	$V (t)$	$V/\sum w_j \cdot h_j$	$F_i (t)$
Terrass	567.64t	15.75	8940,33	27808,83	369,51	0.0132	118.8
3	599.00 t	12.60	7547,4	27808,83	369,51t	0.0132	100.28
2	599.00 t	9.45	5660,55	27808,83	369,51t	0.0132	75.21
1	599.00 t	6.30	3773,7	27808,83	369,51t	0.0132	50.14
RDC	599.00 t	3.15	1886,85	27808,83	369,51	0.0132	25.07

Tableau (V.12) : Vérification de la stabilité au renversement dans le sens longitudinal.

W (t)	$L_y (m)$	$L_y/2(m)$	$M_s (KN.m)$	$M_r (KN.m)$	M_s/M_r	Vérification
2963.64t	29.80	14.90	44158,236	17459,3475	2.53	Oui

b- Sens transversal :

Tableau (V.13) : Calcul du moment de renversement dans le sens transversal.

Niveau	$W_i (t)$	$h_i (m)$	$w_i h_i$	$w_j h_j$	$V (t)$	$V/ w_j h_j$	$F_i (t)$
--------	-----------	-----------	-----------	-----------	---------	--------------	-----------

terrasse	567.64	15.75	8940,33	27808,83	363.83	0.0130	116.96
3	599.00	12.60	7547,4	27808,83	363.83	0.0130	98.74
2	599.00	9.45	5660,55	27808,83	363.83	0.0130	74.05
1	599.00	6.30	3773,7	27808,83	363.83	0.0130	49.37
RDC	599.00	3.15	1886,85	27808,83	363.83	0.0130	24.68

Tableau (V.14): Vérification de la stabilité au renversement dans le sens transversal.

W (KN)	Ly (m)	Ly/2(m)	Ms (KN)	Mr (KN)	Ms/Mr	Vérificati
2963.64t	17.90	8.95	26524,578	17190,967 5	1.54	Oui

Nous pouvons conclure que la stabilité de la structure au renversement est vérifiée dans les deux directions.

V.3.5.3 Justification vis à vis de l'effet P- Δ

Les effets du deuxième ordre (ou l'effet de P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux (Article 5.9 des RPA99/Version 2003):

$$\Delta_X^K \leq \bar{\Delta} \quad \text{et} \quad \Delta_Y^K \leq \bar{\Delta}$$

Avec :

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

$$\text{Avec : } \Delta_X^K = R. \Delta_{eX}^K \quad \text{et} \quad \Delta_Y^K = R. \Delta_{eY}^K$$

$$\text{Ou} \quad \Delta_{eX}^K = \delta_{eX}^K - \delta_{eX}^{K-1} \quad \text{et} \quad \Delta_{eY}^K = \delta_{eY}^K - \delta_{eY}^{K-1}$$

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).

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 inter-étages sont vérifiés sous combinaison des charges G+Q+E avec un coefficient de comportement R = 4.

Les résultats de la vérification sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau (V.15) : Vérification des déplacements inter-étages.

Z (m)	δ_{ex} (m)	δ_{ey} (m)	Δ_{ex} (m)	Δ_{ey} (m)	Δ_x (m)	Δ_y (m)	$\bar{\Delta}$ (m)	Observation
15.75	0.0031	0.0037	0.0006	0.0009	0.00210	0.00315	0.315	Vérifiée
12.60	0.0025	0.0028	0.0006	0.0009	0.00210	0.00315	0.315	Vérifiée
9.45	0.0019	0.0019	0.0007	0.0009	0.00245	0.00315	0.315	Vérifiée
6.30	0.0012	0.0010	0.0007	0.0009	0.00245	0.00315	0.315	Vérifiée
3.15	0.0005	0.0004	0.0005	0.0004	0.00140	0.00140	0.315	Vérifiée

En conclusion, les déplacements relatifs Δ_k sont vérifiés.

V.3.5.4 Justification vis à vis de l'effet P- Δ

Les effets du deuxième ordre (ou l'effet de P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux (Article 5.9 des RPA99/Version 2003):

$$\theta = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0.10$$

Avec :

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k » calculés suivant le formule $P_k = \sum_{i=k}^n (WGi + \beta Wqi)$

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau « k » ;

D_k : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » en considérant la combinaison (G+Q+E) ;

h_k : Hauteur de l'étage « k ».

Les résultats obtenus sont inscrits dans le tableau ci-après :

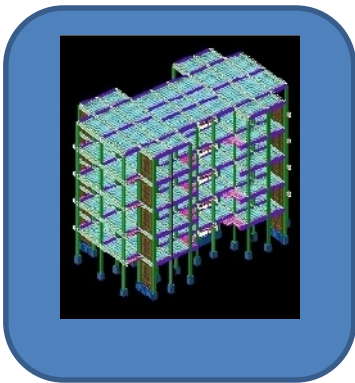
Tableau (V.16) : Vérification de l'effet P- Δ dans le Sens longitudinal.

Niveau	W_i (KN)	P_k	Δ_{xk} (m)	V_{xk} (KN)	h_i (m)	θ	Observation
Terrasse	5676.4	5676.4	0.00210	622.1869	3.15	0.0060	Vérifiée
4	5990	11657,4	0.00212	1033.287	3.15	0.0075	Vérifiée
3	5990	17647.4	0.00245	1342.572	3.15	0.0102	Vérifiée
2	5990	23637.4	0.00247	1566.693	3.15	0.0118	Vérifiée
RDC	5990	29627.4	0.00140	1680.509	3.15	0.0078	Vérifiée

Tableau (V.17) : Vérification de l'effet P- Δ dans le Sens transversal

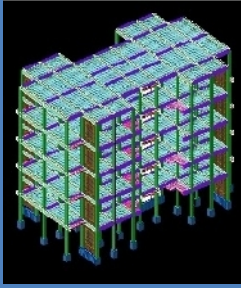
Niveau	W_i (KN)	P_k	Δ_{yk} (m)	V_{yk} (KN)	h_i (m)	θ	Observation
Terrasse	5676.4	5676.4	0.00315	639.8083	3.15	0.0088	Vérifiée
4	5990	11657.4	0.00315	1032.632	3.15	0.0112	Vérifiée
3	5990	17647.4	0.00315	1305.612	3.15	0.0135	Vérifiée
2	5990	23637.4	0.00315	1511.002	3.15	0.0156	Vérifiée
RDC	5990	29627.4	0.00140	1635.834	3.15	0.0080	Vérifiée

On a $\theta_k < 0.1$ pour chaque niveau « k » et dans les deux sens, on peut donc négliger l'effet P- Δ dans le calcul des éléments structuraux.



CHAPITRE 7

ETUDES DES FONDATIONS



CHAPITRE 6

FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

CHAPITRE VI : FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

VI.1 COMBINAISON D' ACTIONS:

► Les combinaisons du RPA 99/version 2003 :

L'action sismique est considérée comme une action accidentelle au sens de la philosophie du calcul aux états limite.

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations de calcul sont :

$$G + Q + E$$

$$0,8 G \pm E$$

Avec :

G : Charges permanentes.

Q : Charges d'exploitation non pondérées.

E : Action du séisme représentée par des composantes horizontales

► Les combinaisons de BAEL 91 :

Les combinaisons données par le BAEL 91 sont :

1/ à l'ELU : $1,35G + 1,5 Q$

2/ à l'ELS : $G + Q$

VI.2 FERRAILLAGE:

VI.2.1 Ferrailage des poteaux :

Les poteaux sont soumis aux efforts suivants :

- *Effort normal.*
- *Effort tranchant.*
- *Moment fléchissant.*

Donc ils doivent être ferrailés en flexion composée à l' E.L.U.

► Recommandation du RPA 99/version 2003 :

a) Armatures longitudinales :

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochets :

- Le pourcentage minimum est de **0,8%**(zone IIa).
- Le pourcentage maximum est de **4%** en zone courante et de **6%** en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimal est de 12mm.
- La longueur minimale de recouvrement est de 40 (zone IIa)
- La distance entre les barres verticales sur une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm (zone IIa).
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

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

$$h' = \text{Max}(h_e/6, b_1, h_1, 60\text{cm})$$

b) Armatures transversales :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a v_u}{h_1 f_e}$$

v_u : Effort tranchant de calcul

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier des armatures transversales.

ρ_a : Coefficient correcteur (tient compte de la rupture).

$\rho_a = 2,5$ Si l'élançement géométrique > 5 .

$\rho_a = 3,75$ Si l'élançement géométrique < 5 .

$f_e = 400$ Mpa.

t : Espacement des armatures transversales :

Dent la zone nodale

$t \text{ Min } (10 \Theta, 15\text{cm}) \text{ en zone II}$

Dent la zone courant

$t' \quad 15 \Theta$ avec Θ diamètre minimal des armatures longitudinales

La quantité d'armatures minimale ($A_t/b_t t$ %) est donnée par :

0,3% si $\lambda_g \geq 5$

0,8 % si $\lambda_g \leq 3$

Par interpolation si $3 < \lambda_g < 5$

Avec :

$\lambda_g = l_f/a$ ou l_f/b avec

Avec a et b , dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée, et l_f longueur de flambement du poteau.

VI.2.2 Combinaison de calcul :

Les combinaisons d'actions sismiques et les actions dues aux charges verticales sont données d'après le RPA 99/version 2003 et BAEL 91 comme suit :

- **RPA 99/version 2003 :**

1/ $G + Q + E$ (art. 5-1)

2/ $0,8 G \pm E$ (art. 5-2)

Pour Les poteaux dans les ossatures auto stables, la combinaison (5-1) est remplacée par la combinaison suivante

$$G + Q + 1.2 E$$

- **BAEL 91 :**

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

c) Vérifications spécifiques :

Sollicitations normales :

Outre les vérifications prescrites par le **BAEL** et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression calculé est limité par la condition suivante

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.30 \quad (\text{art 3-4-7 RPA99})$$

d) Sollicitations tangentés :

La contrainte de cisaillement conventionnelle calculé dans le béton $\bar{\tau}_{bu}$ sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante:

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d f_{c28} \quad (\text{art 3-4-7 RPA99})$$

Où ρ_d est égal à 0,075 si l'élançement géométrique, dans la direction considérée, est supérieur ou égal à 5, et à 0,04 dans le cas contraire

e) Etat Limite De Stabilité De Forme :

Les sections soumises à un effort normal de compression doivent être justifiées vis à vis de l'état limite de stabilité de forme conformément à l'article A.4.4 du **BAEL91** en adoptant une excentricité totale de calcul : $e = e_1 + e_a + e_2$.

Avec :

e_1 : excentricité du premier ordre.

e_a : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.

e_2 : excentricité due aux efforts du second ordre.

$$\begin{cases} e_1 = \frac{M_u}{N_u} \\ e_a = \max\left(2\text{cm}, \frac{L}{250}\right) \\ e_2 = \frac{3l_f^2}{10000h}(2 + \alpha\phi) \end{cases}$$

Avec :

L : longueur du poteau.

l_f : longueur de flambement du poteau.

h : hauteur totale de la section du poteau dans la direction du flambement.

α : Rapport du moment du premier ordre, dû aux charges permanentes et quasi-permanentes, au moment total du premier ordre.

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} \quad \text{Où} \quad \alpha = 10 \left(1 - \frac{M_u}{1,5M_{\text{ser}}} \right)$$

ϕ : Rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée, ce rapport est généralement pris égal à 2.

Les sollicitations de calcul deviennent ainsi : N_u inchangé , $M_u = N_u (e_1 + e_a + e_2)$.

VI.2.3 : Calcul du ferrailage des poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux, ils transmettent les efforts (G , Q et E) aux fondations. Leurs sections sont soumises à la flexion composée sous un moment et un effort normale. Aussi, nous pouvons avoir l'un des trois cas suivants :

- Section partiellement comprimée **SPC**.
- Section entièrement tendue **SET**.
- Section entièrement comprimée **SEC**.

Les poteaux sont calculés en flexion composée. Chaque poteau est soumis à un effort (N) et à un moment fléchissant (M_{x-x} ou M_{y-y}).

Les armatures sont obtenues à l'état limite ultime (E.L.U) sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens pour les cas suivants :

Tableau (VI.1) : Coefficient de sécurité et Caractéristiques mécaniques

	γ_b	γ_s	f_{c28} (MPa)	f_{bu} (MPa)	f_e (MPa)	σ_s (MPa)
Situation durable	1.5	1.5	25	14.17	400	348
Situation accidentelle	1.15	1	25	18.48	400	400

Les armatures seront calculées suivants les combinaisons de charges citées au paragraphe précédent, dans les deux sens longitudinal et transversal. Il est à noter que nous prévoyons un calcul pour les cas ci-après :

- ✓ $N^{\max} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$
- ✓ $N^{\min} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$
- ✓ $M^{\max} \rightarrow N_{\text{correspondant}}$

Les résultats de l'auto desk robot structural analysés Professional 2010

Les résultats des efforts internes et le ferrailage des poteaux pour toutes les combinaisons, donnés par le logiciel **robot** sont résumés dans les tableaux qui suivent.

Le poteau plus chargé

Poteaux 40x30 : (RDC, 1^{ere}, étage)

Poteaux 40x30 : (2^{eme}, 3^{eme} étage)

Poteau 40x30 : (, 4^{eme} étage)

Tableau (VI.2) : Efforts internes à l'ELU (Situation durable)

Niveau	Section	ELU 1,35 G+1,5Q					
		N^{max}	M^{corr}	M^{max}	N^{corr}	N^{min}	M^{corr}
	[cm ²]	[kN]	[kN.m]	[kN.m]	[kN]	[kN]	[kN.m]
4 ^{eme}	40x30	211.45	4.16	49.05	178.41	10.44	0.46
2 ^{eme} , 3 ^{eme}	40x30	476.62	2.58	26.06	176.68	52.84	8.12
RDC, 1 ^{ere}	40x30	780.98	0.05	23.02	407.98	138.52	1.02

Tableau (VI.3) : Efforts internes sous G+Q+1.2E

Niveau	Section	RPA ELA G+Q+1.2E					
		N^{max}	M^{corr}	M^{max}	N^{corr}	N^{min}	M^{corr}
	[cm ²]	[kN]	[kN.m]	[kN.m]	[kN]	[kN]	[kN.m]
4 ^{eme}	40x30	216.36	45.58	45.58	216.36	13.19	28.52
2 ^{eme} , 3 ^{eme}	40x30	510.32	9.52	51.50	198.40	48.39	16.60
RDC, 1 ^{ere}	40x30	1264.22	33.53	45.75	342.91	149.79	9.23

Tableau (VI.3) : Efforts internes sous 0.8G+E

Niveau	Section	RPA ELA 0.8 G+E					
		N^{max}	M^{corr}	M^{max}	N^{corr}	N^{min}	M^{corr}
	[cm ²]	[kN]	[kN.m]	[kN.m]	[kN]	[kN]	[kN.m]
4 ^{eme}	40x30	171.92	37.64	37.67	171.92	10.52	16.34
2 ^{eme} , 3 ^{eme}	40x30	415.83	7.97	41.47	153.16	37.24	13.19
RDC, 1 ^{ere}	40x30	1039.22	27.61	36.71	270.70	149.79	9.23

VI.2.4 Calcul du ferrailage longitudinale :

❖ Exemple de ferrailage :

Soit un poteau du RDC (dimensions : 40x30)

$c = c' = 3 \text{ cm}$; acier Fe E400.

1^{ere} cas) $N_{max} = 1264.22 \text{ KN}$

2^{eme} cas) $N_{max} = 1039.22 \text{ KN}$

3^{eme} cas) $M_{max} = 23.02 \text{ KN.m}$

$M_{corres} = 33.53 \text{ KN.m}$

$M_{corres} = 27.61 \text{ KN.m}$

$N_{corres} = 407.98 \text{ KN}$

1^{er} cas :

$N_{max} = 1264.22 \text{ KN}$

$M_{corres} = 33.53 \text{ KN.m}$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{33.53}{1264.22} = 0.027 \text{ m}$$

$$e_a = \max\left(2 \text{ cm}; \frac{l}{250}\right) = \max\left(2 \text{ cm}; \frac{315}{250} = 1.26 \text{ cm}\right) = 0,02 \text{ m}$$

$$e_1 = e_0 + e_a = 0.027 + 0.02 = \mathbf{0.047m}$$

$$L_{f^*} = 0.7 * 3.15 = 2,205 \dots\dots\dots \text{« } l_f: \text{ Longauer de flembement »}$$

$$\max(15; 20 \times \frac{0,047}{0.4}) = 2.35 m$$

$\frac{l_f}{h} = 2,205 < 2.35 \Rightarrow$ on peut considérer les effets du seconde ordre d'une manière forfaitier

$$\alpha = \frac{MG}{MG + MQ} = \frac{7.45}{7.45 + 3.57} = 0,665$$

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{10^4 \times h} (2 + \alpha \times \varphi) = \frac{3 \times 2.205^2}{10^4 \times 0.4} (2 + 0,665 \times 2) = 0,0012m$$

Sollicitations corrigées pour le calcul sont :

$$N = 1264.22 \text{ KN}$$

$$M^{corriger} = 1264.22 \times (e_1 + e_2) = 1264.22 \times (0.0482) = \mathbf{60.93KN.m.}$$

$$f_{bu} = 18.48 \text{ MPa}$$

Vérifie la condition suivante :

$$A = (0,337h - 0,81c') b \cdot h \cdot f_{bu} \\ = (0,337 \times 0.4 - 0,81 \times 0,03) \times 0,3 \times 0.4 \times 18.48 = \mathbf{254.04 \text{ KN.m}}$$

$$B = N(d - c') - M_{ua}$$

$$\alpha = (d - h/2) = 0.36 - 0.4/2 = \mathbf{0.16 \text{ m}}$$

$$M_{ua} = M^{corriger} + N_a \times \alpha = 60.93 + 1264.22 \times 0,4 = \mathbf{566.62 \text{ KN.m}}$$

$$B = 1264.22 \times (0.36 - 0,03) - 566.62 = \mathbf{149.42KN.m}$$

A B Domain , SEC.

$$\mu = M_u / b d^2 f_{bu} = 1,25 \cdot [1 - (1 - 2 \mu)^{1/2}] \quad Z = d - 0.4 \cdot y \quad \text{avec } y = *d$$

$$\mu = 0.788 = 0.30 \quad Z = 0.316$$

$$y = 0.108$$

$$\sigma = 400 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{1}{\sigma_s} \left[\frac{M_{ua}}{Z} - N_u \right] = \mathbf{13.22 \text{ cm}^2}$$

2^{ème} cas :

$$N_{max} = 1039.22 \text{ KN}$$

$$M_{max} = 27.61 \text{ KN.m}$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{27.61}{1039.22} = 0.0265 \text{ m}$$

$$e_a = \max(2 \text{ cm}; \frac{l}{250}) = \max(2 \text{ cm}; \frac{315}{250} = 1,26 \text{ cm}) = \mathbf{0,02m}$$

$$e_1 = e_0 + e_a = 0.027 + 0.02 = 0.0465m$$

$$L_{f_1} = 0.7 * 3.15 = 2,205 \dots\dots\dots \text{« } l_f: \text{ Longauer de flembement »}$$

$$\max(15; 20 \times \frac{0,047}{0.4}) = 2.35m$$

$\frac{l_f}{h} = 2,205 < 2.35 \Rightarrow$ on peut considérer les effets du seconde ordre d'une manière forfaitier

$$\alpha = \frac{MG}{MG + MQ} = \frac{7.45}{7.45 + 3.57} = 0,665$$

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{10^4 \times h} (2 + \alpha \times \varphi) = \frac{3 \times 2.205^2}{10^4 \times 0.4} (2 + 0,665 \times 2) = 0,0012m$$

Sollicitations corrigées pour le calcul sont :

$$N = 1039.22 KN$$

$$M^{corriger} = 1039.22 \times (e_1 + e_2) = 1264.22 \times (0.0482) = 50.09KN.m.$$

$$f_{bu} = 18.48MPa$$

Vérifie la condition suivante :

$$A = (0,337h - 0,81c') b \cdot h \cdot f_{bu} \\ = (0,337 \times 0.4 - 0,81 \times 0,03) \times 0,3 \times 0.4 \times 18.48 = 254.04 KN.m$$

$$B = N(d - c') - M_{ua}$$

$$\alpha = (d - h/2) = 0.36 - 0.4/2 = 0.16 m$$

$$M_{ua} = M^{corriger} + N_a \times \alpha = 50.09 + 1039.22 \times 0,4 = 465.77 KN.m$$

$$B = 1039.22 \times (0.36 - 0,03) - 465.77 = 122.82KN.m$$

A B Domain , SEC.

$$\mu = M_u / b d^2 f_{bu} = 1,25 \cdot [1 - (1 - 2 \mu)^{1/2}] \quad Z = d - 0.4 \cdot y \quad \text{avec}$$

$$y = *d$$

$$\mu = 0.648 = 0.57 \quad Z = 0.277$$

$$y = 0.205$$

$$\sigma = 400MPa$$

$$A_s = \frac{1}{\sigma_s} \left[\frac{M_{ua}}{Z} - N_u \right] = 16.05cm^2$$

3^{ème} cas :

$$N_{max} = 407.98KN$$

$$M_{max} = 23.02KN.m$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{23.02}{407.98} = 0.0564m$$

$$e_a = \max(2cm; \frac{l}{250}) = \max(2cm; \frac{315}{250} = 1,26cm) = 0,02m$$

$$e_1 = e_0 + e_a = 0.0564 + 0.02 = \mathbf{0.0764m}$$

$$L_f = 0.7 * 3.15 = 2,205 \dots\dots\dots \text{« } l_f: \text{ Longuer de flembement »}$$

$$\max(15; 20 \times \frac{0,047}{0.4}) = 2.35 m$$

$\frac{l_f}{h} = 2,205 < 2.35 \Rightarrow$ on peut considérer les effets du seconde ordre d'une manière forfaitier

$$\alpha = \frac{MG}{MG + MQ} = \frac{7.45}{7.45 + 3.57} = 0,665$$

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{10^4 \times h} (2 + \alpha \times \varphi) = \frac{3 \times 2.205^2}{10^4 \times 0.4} (2 + 0,665 \times 2) = 0,0012m$$

Sollicitations corrigées pour le calcul sont :

$$N = 1039.22 \text{ KN}$$

$$M^{corriger} = 407.98 \times (e_1 + e_2) = 407.98 \times (0.0776) = \mathbf{31.66KN.m.}$$

$$f_{bu} = 14.17 \text{ MPa}$$

Vérifie la condition suivante :

$$A = (0,337h - 0,81c') b \cdot h \cdot f_{bu} \\ = (0,337 \times 0.4 - 0,81 \times 0,03) \times 0,3 \times 0.4 \times 14.17 = \mathbf{187.90 \text{ KN.m}}$$

$$B = N(d - c') - M_{ua}$$

$$\alpha = (d - h/2) = 0.36 - 0.4/2 = \mathbf{0.16 m}$$

$$M_{ua} = M^{corriger} + N_a \times \alpha = 31.66 + 407.98 \times 0,4 = \mathbf{194.85 \text{ KN.m}}$$

$$B = 407.98 \times (0.36 - 0,03) - 194.85 = \mathbf{60.21KN.m}$$

A B Domain , SEC.

$$\mu = M_{ua} / b d^2 f_{bu} = 1,25 \cdot [1 - (1 - 2 \mu)^{1/2}] \quad Z = d - 0.4 * y \quad \text{avec}$$

$$y = *d$$

$$\mu = 0.353 = 0.57 \quad Z = 0.277 \quad y = 0.205$$

$$\sigma = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{1}{\sigma_s} \left[\frac{M_{ua}}{Z} - N_u \right] = \mathbf{9.64cm^2}$$

VI.2.5 Calcul du ferrailage transversale :

Vérification du poteau à l'effort tranchant.

On prend l'effort tranchant max et on généralise les nervures d'armatures pour tous les poteaux.

$$Vu_{max} = 75.62 \text{ KN}$$

Les armatures transversales sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \cdot Vu}{h_1 \cdot f_e}$$

Vu : est l'effort tranchant de calcul.

h_1 : hauteur totale de la section brute.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

t : espacement des armatures transversales.

Espacement :

La valeur maximale est fixée comme suit :

En zone nodale (zone IIa)

t Min (10 Θ , 15cm)

Dent la zone courant

$t' = 15 \Theta$ avec Θ diamètre minimal des armatures longitudinales : diamètre minimal longitudinal.

On prend la valeur de $t = 10$.

Et la distance de la zone nodale $\rightarrow h' = \text{Max}(h_e/6, b_1, h_1, 60\text{cm})$

$h' = \text{max}(52.5, 30, 40, 60\text{cm})$ donc $h' = 60\text{cm}$

Détermination de ρ_a :

Calcul de l'élançement géométrique du poteau g :

$$g = \frac{l_f}{a} = \frac{0,7 \times 3,15}{0,4} = 5.54 \quad \text{5 alor} \Rightarrow \rho_a = 2,5 \quad \text{et le contraire} \quad g \leq 5 \quad \rho_a = 3.75$$

$$\text{Pour } \rho_a = 2, 5: \quad A_t = \frac{\rho_a \cdot Vu}{h_1 \cdot f_e} \cdot t = \frac{2,5 * 75.62 * 10^{-3} * 0,10}{0.4 * 400} = 1.18\text{cm}^2$$

$A_t = 1.18\text{cm}^2$ soit 2 cadres de $8 A_t = 1.01 \text{cm}^2$

f) Vérification des cadres des armatures minimales :

$$\frac{A_t}{t b_1} () = 0.3 \Rightarrow \text{si } g \leq 5.$$

$$\text{Dans notre cas } g = 6.615 \Rightarrow \frac{A_t}{t b_1} = 0.295 < 0.3 \quad \text{vérifiée}$$

g) Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$Vu_{max} = 75.62 \text{ KN}$$

$$\tau = \frac{V}{bd} = \frac{75.62}{0,3 \times 0,36} = 0,700 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \rho_d f_{c28} = 0,075 \times 25 = 1.875 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau} = \min(0,13f_{c28}, 4\text{Mpa}) = 3,25 \text{ Mpa}$$

$$\left. \begin{array}{l} \tau < \bar{\tau}_{bu} \\ \tau < \bar{\tau} \end{array} \right\} \text{ Conditions vérifiées.}$$

Les cadres doivent être fermés par des crochets à 135°, ayant une longueur de $10\phi_t$ = 8 cm. Et la zone courant 15cm

VI.3 SECTIONS D'ARMATURE:

Exige par auto desk robot structural analysés Professional 2010 et les combinaisons suivent :

$$G+Q+1.2Ex$$

$$G+Q+1.2-Ex$$

$$G+Q+1.2Ey$$

$$G+Q-1.2Ey$$

RPA99/version2003 et **BEL**

Poteaux 40x30 : (RDC, 1^{ère} étage)

$$A_s =$$

16.05 cm²

Poteaux 40x30 : (2^{ème}, 3^{ème} étage)

$$A_s = 13.46 \text{ cm}^2$$

Poteaux 40x30 : (4^{ème} étage)

$$A_s = 9.30 \text{ cm}^2$$

Schéma du ferrailage du poteau :

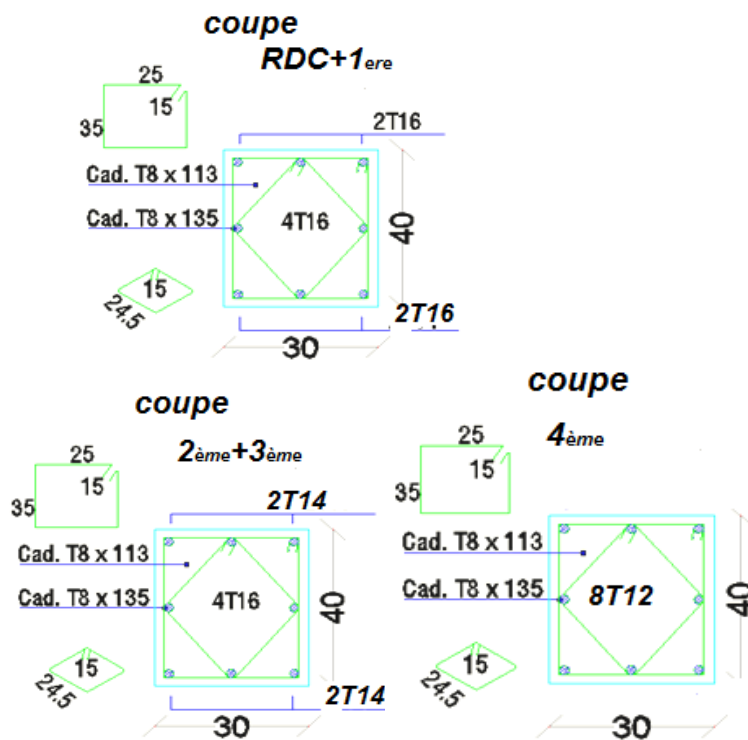


Figure (VI.1) : Schéma de ferrailage

VI.4 FERRAILLAGE DES POUTRES:

Les poutres sont soumises aux efforts suivants :

- *Moment fléchissant.*
- *Effort tranchant.*
- *Effort normal.*

Et vu que l'influence de

*l'effort normal sur les poutres est souvent insignifiante devant celle du moment fléchissant ou de l'effort tranchant, l'effort normal est négligé; Donc le ferrailage se fera en **flexion simple** (cas le plus défavorable).*

Le ferrailage se fera à l'ELU, car la fissuration est jugée peu nuisible.

VI.4.1 Combinaisons :

Les poutres sont calculées sous les deux situations suivantes :

- Situation durable selon **BAEL (1.35G+1.5Q)** : pour déterminer le moment Max en travée.
- Situation accidentelle selon le **RPA99V2003 (G+Q±Ey)** : Pour déterminer respectivement le moment maximum négatif et positif, sur les appuis et permettra de déterminer le ferrailage supérieur au niveau des appuis.

VI.4.2 Exemple de calcul:

On prend comme un exemple de calcul des poutres (poutre principal) $b \times h = 30 \times 40$.

a) Ferrailage longitudinal:

➤ en travée :

Le moment du poutre en travée soumises aux les combinaison suivent.

BAEL (1.35G+1.5Q)

le résultats de moment à partir de l'auto desk robot structural analysés Professional 2010

$$M_{tmax} = 73,54 \text{ KN.m}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ Mpa}, \quad \gamma_b = 1.5, \quad \gamma_s = 1.5, \quad f_e = 400 \text{ Mpa}, \quad b_u = 14.17 \text{ Mpa}$$

$$u = \frac{Mu}{bd^2 f_{bu}} = \frac{73.54 \times 10^{-3}}{0.3 \times (0.36)^2 \times 14.17} = 0.133$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.133}) = 0.180$$

$$Z = d - 0.4 * y \quad \text{avec} \quad y = *d$$

$$Z = 0.334m \quad y = 0.0648m$$

$$A_s = \frac{Mu}{Z \sigma_s} = \frac{73.54 \times 10^{-3}}{0.334 \times (348)} = 6.32 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_s = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.30 \text{ cm}^2$$

Pourcentage exigé par RPA99 :

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre 0.5% en toute section : $A_{min} > 0.5\% . b.h.$

$$A_s = 0.5 \% bh = 6.00cm^2$$

On prend $A_s = A_{max} = 6.32cm^2$

Choix des barres $A_s = 8.01cm^2$ (3T12+3T14)

➤ en Appui :

Le moment du poutre sur appui soumises aux les combinaison suivent.

BAEL (1.35G+1.5Q) + RPA99V2003 (G+Q ± Ey)

$$Mu = 115.63KN.m \quad b = 0.30m \quad h = 0.40m$$

$$u = \frac{Mu}{bd^2 f_{bu}} = \frac{115.63 \times 10^{-3}}{0.30 \times (0.36)^2 \times 14.17} = 0.210$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.210}) = 0.298$$

$$Z = d - 0.4 * y \quad \text{avec} \quad y = *d$$

$$Z = 0.317m \quad y = 0.107m$$

$$A_s = \frac{Mu}{Z \sigma_s} = \frac{115.63 \times 10^{-3}}{0.317 \times (348)} = 10.50cm^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_s = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.30cm^2$$

On prend $A_s = A_{max} = 10.50cm^2$

Choix des barres $A_s = 11.40cm^2$ (3T14+6T12)

b) Vérifications :

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.23.b.d. \left(\frac{f_{t28}}{F_e} \right) \quad A_s \quad \text{Vérifié}$$

Conditions RPA99 :

$$A = 0.5\%bh \quad A_s \quad \text{Vérifié}$$

Armatures transversales :

Disposition constructive :

Espacement : $S_t \leq \min(0.9d ; 40 \text{ cm})$.

Donc : $S_t \leq 40 \text{ cm}$.

Soit : $S_t = 15 \text{ cm}$.

Calcul de la section minimale : CBA93 l'art (A.5.1.2.2)

$$\frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \leq 0.4 \text{ Mpa}$$

$$A_t \geq 0.4 \times b \times S_t / f_e \qquad A_t = 0,4 \times 0,3 \times 0,2 / 400 = \qquad \qquad \qquad \mathbf{0,8 \text{ cm}^2}$$

Donc on adopte $A_t = 1.01 \text{ cm}^2 \Rightarrow \mathbf{2HA8}$

D'après RPA99/03 :

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

Dans la zone nodale et en travée en prend le : minimum de $(h/4, 12\phi_t)$

En dehors de la zone nodale: $s \leq h/2$: La valeur du diamètre ϕ des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une

$S_t = 10 \text{ cm}$ sur l'appui $S_t = 15 \text{ cm}$ en travée

VI.5 FERRAILLAGE DES POUTRES SECONDAIRE:

Le ferrailage des poutre secondaire c'est le même condition et le même ferrailage .

En travée

sur appui

3HA12

6HA12

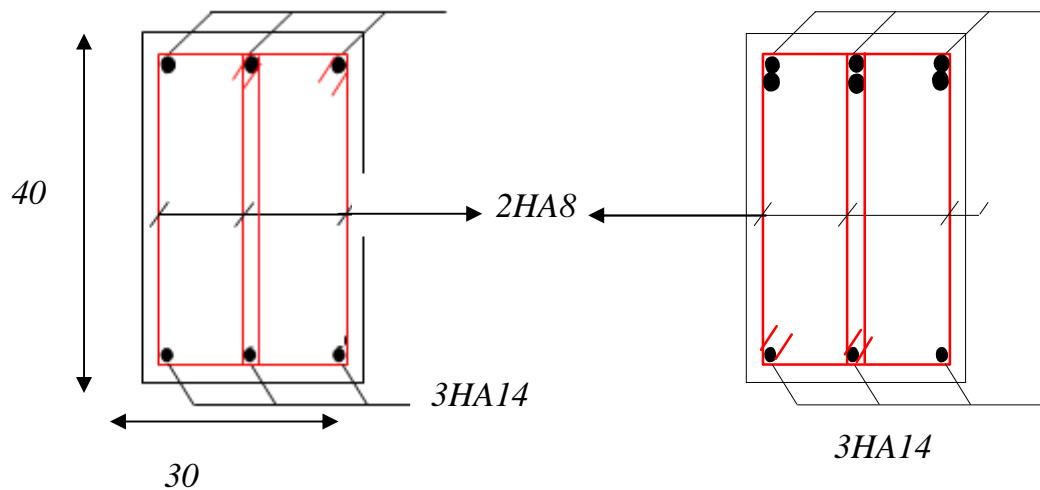


Figure (VI.2) : Schéma de ferrailage des poutres

VI.6 FERRAILLAGE DES VOILES:

VI.6.1 Stabilité des constructions vis-à-vis les charges latérales :

Du point de vue de la stabilité sous charges horizontales (vent, séisme), on distingue différents types des structures en béton armé :

- * Structures auto stables
- * Structure contreventée par voiles.

Dans notre projet, la structure est contreventée par des voiles et portiques appelés contreventement, dont le but est d'assurer la stabilité (et la rigidité) de l'ouvrage vis à vis des charges horizontales.

VI.6.2 Rôle de contreventement :

Le contreventement a donc principalement pour objet :

- ✓ Assurer la stabilité des constructions non auto stable vis à vis des charges horizontales et de les transmettre jusqu'au sol.
- ✓ De raidir les constructions, car les déformations excessives de la structure sont source de dommages aux éléments non structuraux et à l'équipement.

VI.6.3 Ferrailage des voiles :

Les voiles seront calculés en flexion composée sous l'effet des sollicitations qui les engendrent, le moment fléchissant et l'effort normal sont déterminés selon les combinaisons comprenant la charge permanente, d'exploitation ainsi que les charges sismiques.

Combinaison :

Selon le règlement parasismique Algérienne (RPA 99 version 2003) les combinaisons à

$$G + Q \pm E \qquad 0.8G \pm E$$

VI.6.4 Prescriptions imposées par RPA 99/03 :

a) Aciers verticaux

*Le ferrailage vertical sera disposé de telle sorte qu'il puisse reprendre les contraintes induites par la flexion composée, en tenant compte des prescriptions composées par le **RPA 99 /03** et décrites ci-dessous :*

**L'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0.20%, de section horizontale du béton tendu.*

**Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur des voiles.*

**A chaque extrémité de voile, l'espacement des barres doit être réduit du dixième de la longueur de voile ($L/10$), cet espacement doit être inférieur ou égal à 15 cm ($s_t \leq 15\text{cm}$).*

Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux. Les barres du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

b) Aciers horizontaux

Comme dans le cas des aciers verticaux, les aciers horizontaux doivent respecter certaines prescriptions présentées ci-après :

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur doivent être disposées sur chacune des faces entre les armatures verticales et la paroi du coffrage et doivent être munie de crochets à (135°) ayant une longueur de 10 .

c) Règles générales

Les armateurs transversaux doivent respectes la disposition suivent :

** L'espacement des barres verticales et horizontales doit être inférieur à la plus petite valeur de deux valeurs suivantes.*

$$\begin{aligned} S &\leq 1.5.e && \text{Article 7.7.4.3 RPA99/03} \\ S &\leq 30\text{cm} \end{aligned}$$

e : épaisseur du voile

** Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles au mètre carrée. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieure.*

** Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zone d'about) ne devrait pas dépasser $\frac{1}{10}$ de la l'épaisseur du voile.*

** La longueur de recouvrement doivent être égales à :*

✓40 pour les barres situées dans les zones ou le renversement du signe des efforts sont possibles.

✓20 pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons des charges possibles.

VI.7 FERRAILLAGE VERTICAL:

Le calcul se fera pour des bandes verticales dont la largeur d est déterminée à partir de :

$$d \leq \min\left(h_e; \frac{2L}{3}\right) \quad \text{Article 7.7.4 RPA 99 (version 2003)}$$

L : est la longueur de la zone comprimée.

Exemple d'application :

Nous proposons le calcul détaillé en prenant les voiles

-Détermination des sollicitations :

$M = 2351.71 \text{ KN.m}$	$I = (0.15 \times 3.80^3) / 12 =$	0.686 m^4
$N = 509.80 \text{ KN}$	$= L * e =$	0.570 m^2
	$v = h/2 = 3.15/2 =$	1.90 m

Armatures verticales:

$\sigma_1 = \frac{N}{\Omega} + \frac{M.v}{I} = \frac{509.80}{0.570} + \frac{2351.71 \times 1.90}{0.686}$	$\sigma_1 = 7407.87 \text{ KN/m}^2$
$\sigma_2 = \frac{N}{\Omega} - \frac{M.v}{I} = \frac{509.80}{0.570} - \frac{2351.71 \times 1.90}{0.686}$	$\sigma_2 = -5619.09 \text{ KN/m}^2$

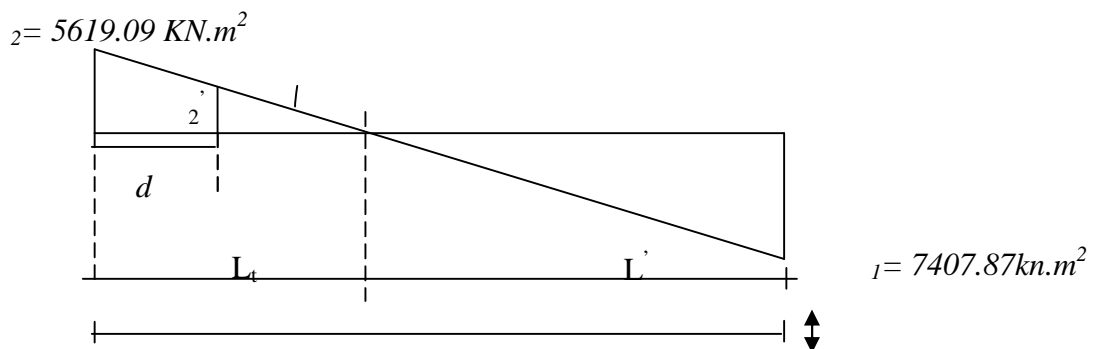


Figure (VI.3) : Schéma de distribution des contraintes

Calcul de L' :

$L_t = L \left(\frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} \right) = 3.80 \times \left(\frac{5619.09}{7407.87 + 5619.09} \right) =$	1.640 m
$L' = L - L_t = 3.80 - 1.640 =$	2.160 m

$$d = \min(3.80/2, (2/3) \times 2.160) = 1.440m$$

$$I' = (0.15 \times 1.640^3) / 12 = 0.055m^4$$

$$v' = 1.640/2 = 0.820m$$

$$v' = 0.15 \times 1.640 = 0.246m^2$$

$$tg = 2/L_t = 5619.09/1.640 = -3426.27kN$$

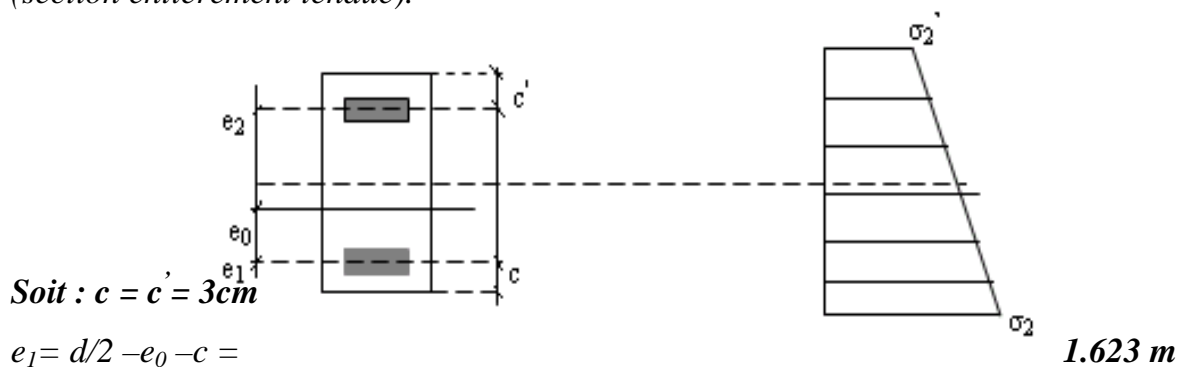
$$tg = 2'/(L_t - d) \quad 2' = tg (L_t - d) = -685.25kN$$

$$N_1 = (v'/2) \times (e_2 + e_2') \Rightarrow N_1 = -775.43kN$$

$$M_1 = (I'/2v') \times (e_2' - e_2) \Rightarrow M_1 = 165.46kN.m$$

$$e_0 = \frac{M_1}{N_1} = \frac{165.46}{-775.43} = -0.213m < d/6 \quad \text{et } N \text{ est un effort de traction} \Rightarrow \text{S.E.T}$$

(section entièrement tendue).



Soit : $c = c' = 3cm$

$$e_1 = d/2 - e_0 - c =$$

$$e_2 = h/2 + e_0 - c' =$$

$$A_s = N_1 \times e_2 / (e_1 + e_2) \times f_e = (775.43 \times 10^{-3} \times 0.477) / ((1.623 + 0.477) \times 400) = 4.45cm^2$$

$$A_s' = N_1 \times e_1 / (e_1 + e_2) \times f_e = (775.43 \times 10^{-3} \times 1.623) / ((1.623 + 0.477) \times 400) = 14.98cm^2$$

$$A_s = A_s + A_s' = N_1 / f_e = 775.43 / 400 = 19.38cm^2$$

$$A_s / ml / face = 19.48 / (2 \times 1.640) = 5.94cm^2 / ml / face$$

-Armatures minimales de RPA 99/03:

D'après le RPA 99/03 (Art 7.7.4.1):

$$A_{RPA} = 0.20\% b L_t$$

b : épaisseur du voile

L_t : longueur de la section tendue

$$A_{RPA} = 0.20\% \times 0.15 \times 1.640 = 4.92cm^2$$

$$A_{RPA} / ml / face = 4.92 / (2 \times 1.640) = 1.5cm^2 / ml / face.$$

Le pourcentage minimal :

$$A_{min}=0.15\% \times b \times l = 0.15\% \times 0.15 \times 3.8 = 8.55 \text{ cm}^2$$

$$A_{min}/\text{ml}/\text{face} = 8.55 / (2 \times 3.8) = 1.125 \text{ cm}^2/\text{ml}/\text{face}.$$

$$\text{Donc : } A_{SV} = \max(A_s, A_{min}, A_{RPA}) = 19.48 \text{ cm}^2.$$

Le ferrailage sera fait pour la moitié de voile à cause de la symétrie :

$$A_s = 2 \times 5.94 \times (3.8/2) = 22.57 \text{ cm}^2.$$

Choix des barres \longrightarrow **22HA12** chaque face = 24.88 cm²

-espacement :

$$\text{En zone courante : } S_t = \min(1.5e, 30) = 22.5 \text{ cm.}$$

$$\text{soit : } S_t = 20 \text{ cm.}$$

$$\text{En zone d'about : } S_{ta} = S_t/2 = 10 \text{ cm.}$$

VI.8 FERRAILLAGE HORIZONTAL A L'EFFORT TRANCHANT:

Vérification des voiles à l'effort tranchant :

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile majoré de 40% (Art 7.2.2 RP99/V2003).

-La contrainte de cisaillement est : $\sigma_u = 1.4 T_{cal}/b_0 d$

Avec ;

T : l'effort tranchant à la base du voile.

b_0 : épaisseur de voile.

d : hauteur utile.

h : hauteur totale de la section brute.

-la contrainte limite est : $\bar{\sigma} = 0.2 f_{c28}$.

Il faut vérifier la condition suivante : $\sigma_u \leq \bar{\sigma}$

Calcul des armatures horizontales résistants à l'effort tranchant :

La section A_t des armatures d'âmes est donnée par la relation suivante :

$$\frac{A_T}{b_0 \cdot S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3 f_{ij} \cdot k}{0.8 \cdot f_e}$$

$k=0$ en cas de fissuration jugé très préjudiciable ; en cas de reprise de bétonnage non munie d'indentation dans la surface de reprise.

K=1 en flexion simple, sans reprise de bétonnage.

K=1+3 c_m/f_{c28} en flexion composée avec N, effort de compression.

K=1-10 t_m/f_{c28} en flexion composée avec N, effort de traction.

t_m, c_m ; étant la contrainte moyenne de traction et de compression obtenus en divisant l'effort normal de calcul par la section du béton.

Dans notre cas, on n'a pas de reprise de bétonnage ; donc on prend $k=0$.

D' autre part le RPA 99/03 prévoit un pourcentage minimum de ferrailage qui est de l'ordre de :

0,15% de la section du voile considérée si : $b \leq 0.025 f_{c28}$.

0,25% de la section du voile considérée si : $b > 0.025 f_{c28}$

Exemple d'application :

Voiles : V_9 :

$$\tau_u = 1.4 T_{cal} / b_0 d$$

$$\tau_u = (1.4 \times (809.70 \times 10^{-3})) / (0.15 \times 3.80) =$$

1.98MPa

-

$$\tau = 0.2 f_{c28} = 5MPa > \tau_u = 1.98MPa \Rightarrow$$

vérifiée.

-Pas de reprise de bétonnage.

- $\alpha = 90^\circ$

$$\frac{A_T}{b_0 \cdot S_t} \geq \frac{\tau_u}{0.8 \cdot f_e}$$

S_t min (1.5a, 30cm) (Art7.7.4.3 RPA99/V2003).

Soit : $S_t = 20cm$.

$$A_T = (0.2 \times 0.15 \times 1.98) / (0.8 \times 400) =$$

1.2cm²

Soit: $5HA8/ml/face =$

$2.51cm^2$

Voir le schéma

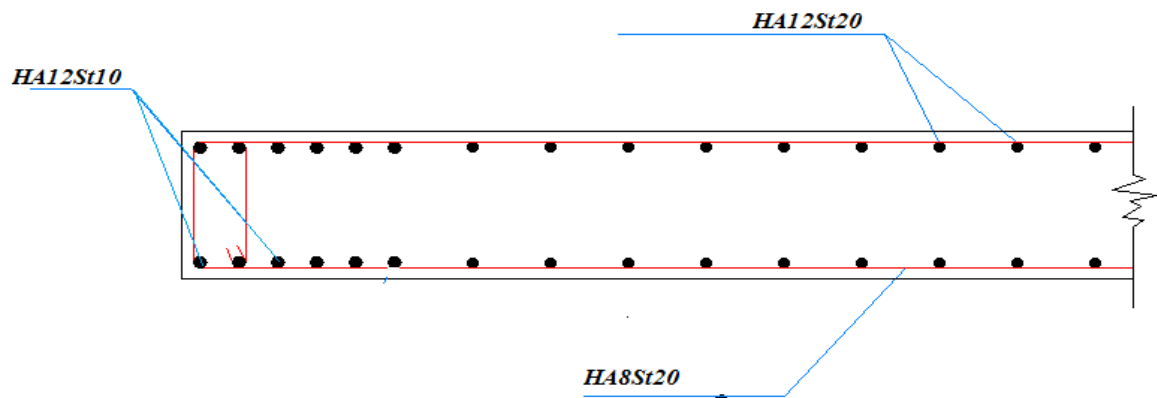
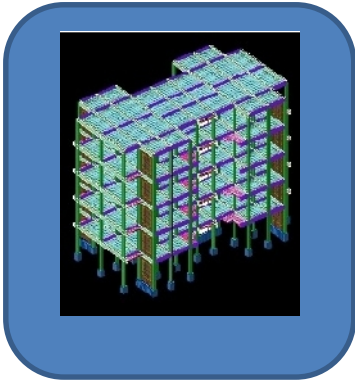


Figure (VI.4) : Schéma de ferrailage des voiles



CHAPITRE 7

ETUDES DES FONDATIONS

CHAPITRE VII : ETUDES DES FONDATIONS

VII.1 INTRODUCTION:

Les fondations sont des ouvrages qui servent à transmettre au sol les charges provenant de la superstructure à savoir : Le poids propre ou charges permanentes, les surcharges

D'exploitations, les surcharges climatiques et sismiques.

Le choix du type de fondation dépend de :

- Type d'ouvrage à construire.
- La nature et l'homogénéité du bon sol.
- La capacité portante du terrain de fondation.
- La raison économique.
- La facilité de réalisation.

VII.2 CHOIX DE FONDATION:

Avec une capacité portante du terrain égale à **2bars**, Il y a lieu de projeter à priori, des fondations superficielles de type :

- Semelles isolés
- Semelles filantes.
- Radier général

Nous proposons en premier lieu de vérifier la condition suivante qui nous permet de choisir soit un radier général soit des semelles filantes.

La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment ($S_s / S_b < 50\%$)

La surface de la semelle est donnée par :

La surface de la semelle est donnée par :

$$S_s \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

$$\text{Avec : } N = NG + NQ$$

$$N_{Total} = NG + NQ = 2963t$$

$$\bar{\sigma}_{sol} = 2 \text{ bars} = 20 t/m^2$$

$$S_{Totale} = 148.15m^2$$

Surface totale du bâtiment:

$$S_{\text{bâtiment}} = 424.21 \text{ m}^2$$

$$0.5 S_b = 0.5 \times 424.21 = 212.10 \text{ m}^2$$

$$S_s = 148.15 \text{ m}^2 < 0.5 S_b = 212.10 \text{ m}^2$$

Alors on déduit que le radier général n'est pas nécessaire dans notre cas, car la surface totale des semelles ne dépasse pas 50 % de la surface d'emprise du bâtiment. Ceci nous amène à envisager deux types de semelles :

- semelles isolées sous poteaux.
- semelles filantes sous voile.

La figure suivante montre la disposition des semelles filantes et des semelles isolées à la base de notre bâtiment.

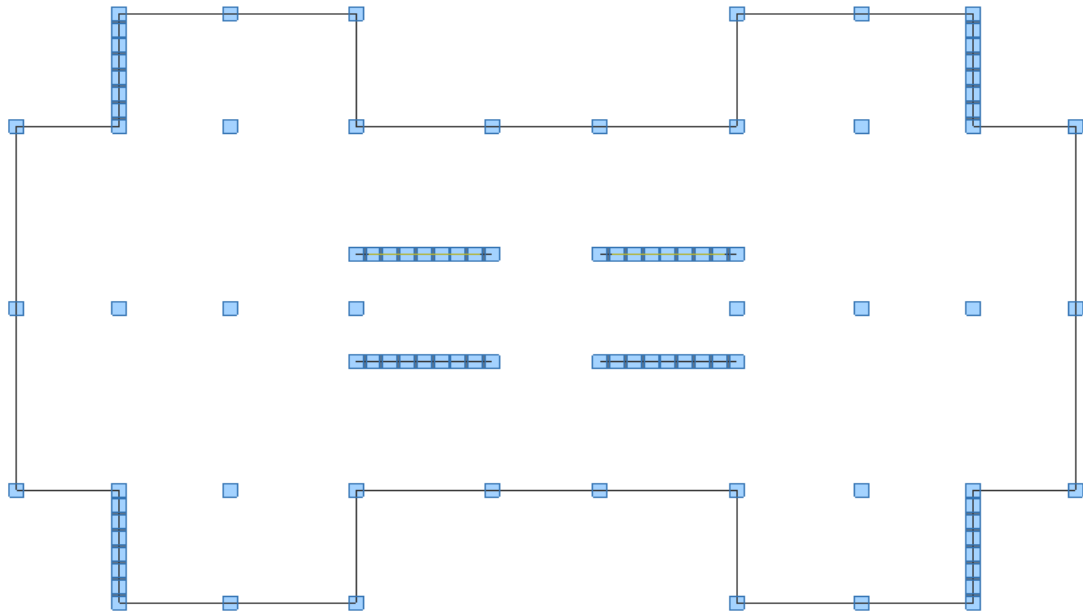


Figure (VIII) : Schéma des fondations de bâtiment

VII.3 PRE DIMENSIONNEMENTS DES SEMELLES ISOLEES:

En appelant A et B les cotés de la semelle aux cotés a et b du poteau deux conditions à satisfaire pour dimensionner une semelle rigide sous chargement centré.



Figure. VII.2- Schéma de principe d'une semelle isolée

VII.3.1 Exemple de calcul de la semelle isolée SA :

Nous donnons dans ce qui suit le détail de calcul de la semelle isolée SA.

Longueur entre les deux poteaux **2.85m**

VII .3.2 Dimensionnement de la semelle isolée :

La surface de la semelle S_s devra satisfaire la relation suivante :

$$S_s \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

S_s : surface de la semelle en $cm^2 = A \times B$

N : effort amené par l'ouvrage sur la semelle obtenu à partir de la combinaison **ELS**,

$N = 27.00t$

σ_{sol} : Taux de travail du sol en bars $= 2 \text{ bars} = 20t/m^2$

$S_s = 27.00 / 20 = 1.35m^2$

Nous supposons les semelles carrées, donc on a

Donc $A = B = \sqrt{S_s} = \sqrt{1.35} = 1.16 m$

On choisi $A = B = 1.20m$

VII .3.3 La hauteur de la semelle :

$ht \geq d + 0.05 m$ avec $d \geq \max(A-a/4 ; B-b/4)$ condition de rigidité

On $A-a/4 = B-b/4 = 0.4m$

On aura alors :

$h_t \geq 0.4 + 0.05$ $ht = 0.45m$ on choisit $ht = 45 cm$

$h_1 = h_t/2$ au $h_t/3$ avec $h_1 \geq 6\Theta + 6cm$

Θ : Diamètre de la plus grosse barre utilisée sans la semelle on choisi $\Theta = 14 mm$

$h_1 = 15 cm$ à $22.5 cm$ et $h_1 > 14.4 cm$ on adopte $h_1 = 25cm.$

VII.4 VERIFICATION DE LA SEMELLE ISOLEE SA:

Selon l'article 10.1.4.1 des RPA99/Version 2003 Les fondations superficielles seront vérifiées selon les combinaisons accidentelles suivantes :

G+Q+E : Pour la vérification des contraintes dans le sol.

0.8G+E : Pour la vérification de la stabilité des semelles.

On ajoute à ces deux combinaisons qui sont données par les RPA99/Version 2003

La Combinaison de l'ELU qui nous permet de vérifier la contrainte à ELU :

1.35G+1.5Q

VII.5 VERIFICATION DES CONTRAINTES A L'ELS : G+Q

La contrainte moyenne du sol σ_{moy} doit vérifier la condition suivante

$$\sigma_{moy} = \frac{N}{S_s} + \frac{M}{I} \leq \frac{1}{4} \sigma_{sol} \quad \text{avec} \quad \sigma_{1,2} = \frac{N}{S} (1 \pm 6 \cdot e/A) \quad \text{et} \quad e = M/N$$

N_s : l'effort normal total revenant à la semelle sous combinaison de l'ELS

$$N_s = 270.00 \text{ KN}$$

$$M_s = 3.26 \text{ KN}$$

On obtient pour la semelle SA les résultats suivants:

Tableau (VII.1) : Vérification de la semelle SA à l'ELS

Semelle Ax B	N KN	M KN	e m	S_s m^2	1 barre	2 barre	moy barre	sol barre	vèri
1.2*1.2	270	3.26	0.012	1.44	1.98	1.76	1.92	2	oui

Tableau (VII.2) : Vérification de la semelle SA à l'ELU

Semelle Ax B	N KN	M KN	e m	S_s m^2	1 barre	2 barre	moy barre	sol*1.5 barre	vèri
1.2*1.2	354.10	4.35	0.0123	1.44	2.61	2.30	2.53	3	oui

Tableau (VII.3) : Vérification de la semelle SA à G+Q±E

Semelle Ax B	N KN	M KN	e m	S_s m^2	1 barre	2 barre	moy barre	sol*2 barre	vèri
1.2*1.2	338.31	22.66	0.061	1.44	3.06	1.61	2.70	4	oui

VII.5.1 Vérification de la stabilité au renversement par la combinaison accidentelle $0.8G\pm E$:

Pour que les semelles isolées soient stables, il suffit de vérifier la condition suivante

A $4.e$ avec $e=M/N$

Tableau (VII.4) : Vérification de la semelle SA à $0.8G\pm E$

Semelle	AxB	N (KN)	M(KN)	e(m)	4*e(m)	vérification
1.2*1.2		271.14	20.26	0.080	0.32	<i>oui</i>

VII.6 FERRAILLAGE DES SEMELLES ISOLEES:

Pour le ferrailage des semelles isolées, nous utilisons la méthode des bielles la quantité d'acier est déterminée à l'aide de la formule suivante.

$$A_x=A_y=\frac{N \times (A - a)}{8 \times (h - c) \times \sigma_s} \quad \text{avec :}$$

N : effort normal à l'ELU revenant à la semelle

A : cote de la semelle (en cm)

a : cote du poteau (en cm)

h : hauteur de la semelle

c : l'enrobage des aciers (en cm)

fe : limite élastique de l'acier

Ys : coefficient de sécurité = 1.15

Nu = 354.10 KN

Poids de la semelle = $1.2 \times 1.2 \times 0.45 \times 25 = 16.2 \text{KN}$

Poids de l'amorce poteau = $0.4 \times 0.3 \times 1.55 \times 25 = 4.65 \text{KN}$

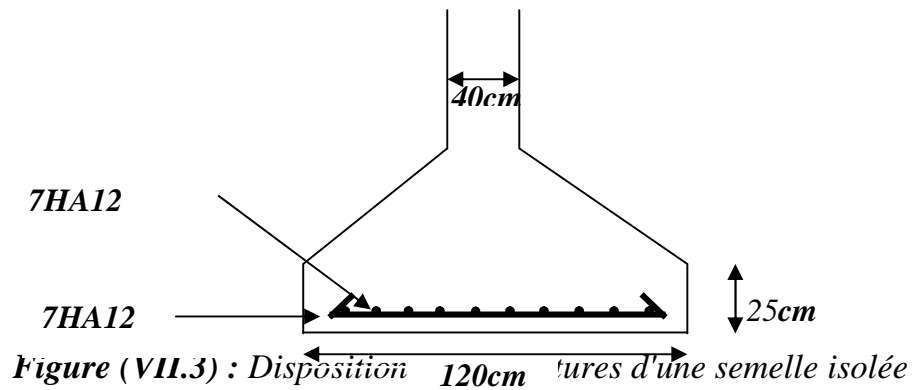
Poids des terres au dessus de la semelle = $(1.2 \times 1.2 \times 1.55 \times 18) = 40.18 \text{KN}$

N=964.40KN

Donc $A_s=6.93 \text{cm}^2$

Choix d'armature 7HA12=7.92cm² selon (x.x) (y.y)

Avec espacement St de 15cm



VII.7 PREDIMENSIONNEMENT DES SEMELLES FILANTES:

Les semelles filantes doivent reprendre les charges supportées par la structure et les transmettre au sol dans de bonnes conditions de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

La méthode de calcul d'une semelle filante est la même que pour une semelle isolée sauf que le calcul se fait dans un sens : Le sens transversal.

Les armatures principales sont les aciers transversaux, les armatures secondaires servent de chaînages et d'aciers de répartition.

Le calcul du ferrailage est obtenu pour un mètre de longueur de la semelle, la hauteur est calculée de la même manière que pour une semelle isolée.

Longueur entre les deux poteaux **3.80m**

VII.7.1 Exemple de calcul :

Nous donnons dans ce qui suit le détail de calcul de la semelle Sf

VII .7.2 Dimensionnement de la semelle.

La surface de la semelle S_s devra satisfaire la relation suivante :

$$S_s \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

S_s : surface de la semelle en $cm^2 = A \times B$

N : effort amené par l'ouvrage sur la semelle obtenu à partir de la combinaison

ELS,

$$N = 69.00t$$

σ_{sol} : Taux de travail du sol en bars

$$= 2 \text{ bars} = 20t/m^2$$

$$S_s = 69.00 / 20 =$$

$$3.45m^2$$

Nous supposons les semelles carrées, donc on a

$$\text{Donc } A = \sqrt{S_s} = \sqrt{3.45} =$$

$$1.85m$$

Alor on choisi une semelle filante de longueur :

$$L=3.80+ 0.4+ (\text{débord de } 0.5 \text{ m} \times 2)=5.20m$$

$$\text{Et } B=1.20m$$

VII .7.3 Hauteur de la paillasse de la semelle filante h :

La hauteur de la paillasse est donnée par la relation suivante

$$h = d + 0.05 \quad \text{avec } d = B - b/4$$

d : hauteur utile (en m)

b : Cotés du poteau (en m)

$$h = 22.5 + 0.05$$

en prendre **h=40cm**

VII.7.4 Exemple de calcul de la semelle filante SF1

Calcul des armatures principales :

Le ferrailage se calcul par la méthode des bielles à l'ELU

$$A_s = \frac{pu \times (B - b)}{8 \times (h - c) \times \sigma_s} \text{ avec } pu = p_{u1} + p_{u2}$$

$$p_{u1} = \sum Nu / L$$

p_{u2} = Poids des terres + Poids des semelles + Poids des amorces poteaux + Poids des amorces voiles

L : longueur totale de la semelle

Calcul du poids revenant à la semelle

$$\text{Poids des semelles : } 1.2 * 5.1 * 0.4 * 25 = \mathbf{61.2KN}$$

$$\text{Poids des amorces poteaux : } 0.4 * 0.3 * 1.60 * 25 = \mathbf{4.8KN}$$

$$\text{Poids des amorces voiles : } 0.15 * 3.80 * 1.6 * 25 = \mathbf{22.8KN}$$

$$\text{Poids des terres} = 1.2 * 5.1 * 1.6 * 18 = \mathbf{176.25KN}$$

$$p_{u2} = \mathbf{265.05KN}$$

$$N_U = \mathbf{1693 KN}$$

$$p_{u1} = \mathbf{331.96KN}$$

$$Pu = 331.96 + 265.05 = \mathbf{597.01KN}$$

Alors

$$A_s = \mathbf{5.51cm^2}$$

Choix du barre

$$\mathbf{6HA12 = 6.79cm^2} \text{ avec } St = \mathbf{15cm}$$

Calcul des armatures de répartition:

$$A_r = (B * A_s) / 4 = \mathbf{1.65cm^2}$$

D'après le **BAEL91** pour $f_e 400$ $A_{s \text{ min}} = 2 \text{ cm}^2$

On choisit **4 HA 10 = 3.14cm²** avec un espacement $e \text{ Max } (6\phi + 6 ; 15\text{cm}) = \mathbf{15cm}$.

On prend $St = \mathbf{20cm}$.

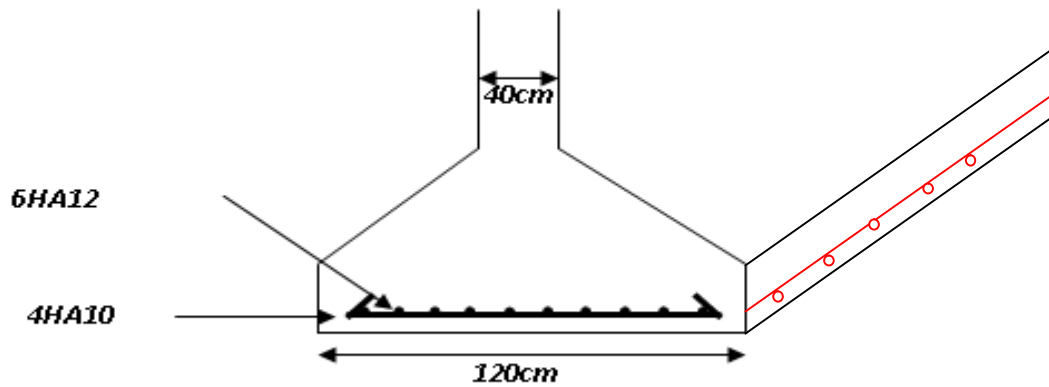


Figure (VII.4) : Disposition des armatures d'une semelle filante

VII.8 LA LONGRINE:

VII.8.1 Définition :

Les longrines sont des poutres relient les poteaux au niveau de l'infrastructure, leur calcul se fait comme étant une pièce soumise à un moment provenant de la base du poteau et un effort de traction <F>.

VII.8.2 Dimensionnement de la longrine:

Selon l'RPA 99 (art.10-1-1), les dimension minimales de la section transversale des l'origines sont:

- (25x30) cm².....sites de catégorie S2, S3
- (30x30) cm².....site de catégorie S4

Pour notre cas (site ferme S3) on prend une section de (30x25) cm²

VII.8.3 Ferrailage de la longrine :

La section d'armature est donnée par les armatures minimales :

$$A=0,6\% \times b \times h$$

$$A=0,006 \times 30 \times 30 = 5.4 \text{ cm}^2$$

Le choix : 6HA12 (A=6,79cm²)

Armatures transversales :

Disposition constructive :

$$\text{Espacement} : S_t \leq \min (0.9d ; 40 \text{ cm}).$$

$$\text{Donc} : S_t \leq 40 \text{ cm}.$$

$$\text{Soit} : S_t = 15 \text{ cm}.$$

Calcul de la section minimale : CBA93 l'art (A.5.1.2.2)

$$\frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \leq 0.4 \text{ Mpa}$$

$$A_t \geq 0.4 \times b \times S_t / f_e$$

Donc on adopte

$$A_t = 1.01 \text{ cm}^2 \Rightarrow \mathbf{2HA8}$$

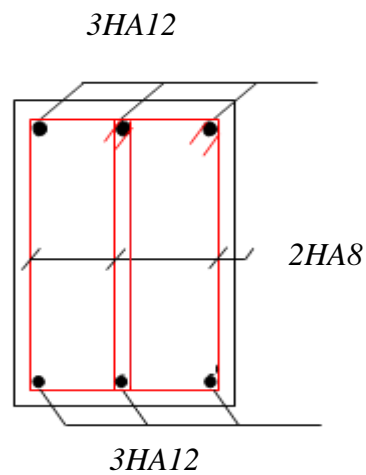


Figure (VII.5) : Disposition des armatures de longrine.

CONCLUSION

CONCLUSION

Ce projet de fin d'étude, nous a beaucoup aidé à mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation d'ingénieur, d'approfondir nos connaissances en basant sur les documents techniques et même d'application des règlements et de certaines méthodes, de mettre en évidence quelques principes de base qui doivent être pris en considération dans la conception des structures.





D'après l'étude qu'on a faite, il convient de souligner que pour la conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début du projet pour éviter toutes les conceptions insuffisantes et pour arriver à une sécurité parasismique réalisée sans surcoût important.

Et pour la réalisation d'une construction dans une zone sismique, on établit d'abord la partie architecturale, en tenant compte de la fonction d'exploitation propre de cette construction, on recherche aussitôt après, la disposition convenable des éléments de contreventement.

Notons qu'à la fin de ce projet qui constitue pour nous une première expérience, que l'utilisation de l'outil informatique pour l'analyse et le calcul des structures est très bénéfique en temps et en effort à condition de maîtriser les notions de bases des sciences de l'ingénieur, ainsi que le logiciel lui-même.

BIBLIOGRAPHIE



REGLEMENT :

-  *Règles Parasismiques Algériennes RPA99/version2003.*
-  *Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé CBA 93.*
-  *Règles de Calcul de Béton Armé Aux Etats Limites BAEL91.*
-  *Charge permanente et charge d'exploitation (DTR B.C. 2.2)*

LOGICIELS :

-  *WORD 2010*
-  *AUTO CAD 2012*
-  *ROBOT 2010*
-  *EXPERT 2010*

AIDE MEMOIRES :

-  *Etude d'un bâtiment (R+4) à usage d'habitation contreventement mixte (voiles-portiques).*
-  *Calcul Selon les RPA99/Version 2003 et Etude de Vulnérabilité d'un bâtiment en R+4 a structure en portiques, contreventée par des Voiles en béton armé*