



**REPUBLIQUE ALGERINNE DEMOCRATIQUE
ET POPULAIRE**



Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université Echahid Hamma Lakhdar El Oued
Faculté de la Technologie Département d'Hydraulique et de Génie Civil

Mémoire de fin d'étude

Etude Bâtiment R+07 avec Piscine dans une régions sismique

En vue d'obtention d'un diplôme Master
Option : Matériaux en génie civil

**Dirigé par : Encadreur
Dr. ILYESS SLIMAN**

**Présenté par :
KECHEHA BRAHIM
MEDEKHEL OMAR**

DEVANT LE JURY

**PRÉSIDENT : D_KHELAIFA.H
EXAMINATEURS : D_LABIODE.B**

Promotion 2024/2025

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Remerciements

Avant tout, nous tenons à remercier Dieu le tout puissant pour nous savoir donné la force et la patience pour mener à terme ce travail.

Nous remercions nos familles qui nous ont toujours encouragés et soutenus durant toutes nos études.

Nous adressons notre reconnaissance et nos remerciements à

Mr ILYESS SLIMAN et pour son encadrement et d'avoir accepté de nous guider dans ce travail

Nos remercions les membres de jury qui nous feront l'honneur de juger ce travail.

Notre sincère gratitude va vers tous ce qui a participé de près ou de loin à ce travail.

Notre collègue du travail

Dédicace

A MES TRÈS CHERS PARENTS, SOURCE DE VIE, D'AMOUR ET
D'AFFECTION

A MES CHERS FRÈRES ET CHÈRES SŒURS, SOURCE DE JOIE ET DE
BONHEUR

A TOUTE MA FAMILLE, SOURCE D'ESPOIR ET DE MOTIVATION

A TOUS MES AMIS, QUI ONT AIDÉ DANS CE MODESTE TRAVAIL

A VOUS CHER LECTEUR

Introduction générale

Le Génie civil représente l'ensemble des techniques concernant les constructions civiles. Les ingénieurs de génie civil s'occupent de la conception, la réalisation, l'exploitation et la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité du public et la protection de l'environnement. Très variées, leurs réalisations se répartissent

Principalement dans cinq grands domaines d'interventions : structure, géotechnique, hydraulique, transport et environnement.

Les bâtiments et ouvrages sont conçus et disposés en conformité avec les règles d'urbanisme applicables localement. En plus des charges statiques et climatiques, ils doivent résister aux charges dynamiques particulièrement les sollicitations sismiques. La réalisation d'un ouvrage de Génie civil est le fruit d'un travail de toute une équipe.

Notre objectif est d'arriver à concevoir une structure avec une bonne répartition des différents éléments afin d'assurer de manière efficace la transmission des charges vers l'infrastructure. Le présent projet porte sur la réalisation d'un bâtiment R+7 avec piscine, situé à l'est de la ville des TIZI OUZOU Il rejoint la série d'ENTREPRISE de réalisation complexes touristiques et habitation sera constitué un rez de chaussée, sept étages, avec une réception et différentes annexes. Une piscine sera intégrée à dernier étage et réservée à sa clientèle.

Ce travail proposé comportera, en premier lieu des généralités qui feront l'objet du premier chapitre. Le deuxième chapitre portera sur le pré-dimensionnement des éléments secondaires tels que les planchers, les escaliers, l'acrotère et des éléments principaux tels que les poteaux, les poutres, les voiles. Le troisième chapitre consistera à calculer les éléments non structuraux.

L'étude dynamique, la détermination des modes propres de la structure lors des vibrations et la détermination de l'action sismique feront l'objet du chapitre quatre et cela en utilisant le logiciel de calcul ROBOT. Le chapitre cinq portera sur l'étude des éléments structuraux ainsi que leur ferrailage. L'étude de l'infrastructure fera l'objet du chapitre six.

Le chapitre sept portera sur l'étude et l'analyse du comportement dynamique d'une piscine surélevée. Des éléments d'interaction fluide structure seront présentés, une conclusion générale clôturera le travail.

Résumé

L'objet de ce travail est l'étude de la réponse sismique d'une piscine surélevée sur un 8 -ème étage en béton armé de stockage rectangulaire, avec la prise en compte les effets de l'eau stockée de l'interaction fluide-structure ainsi que du ballotement du liquide stocké.

Les piscines représentent des ouvrages dont le calcul est assimilé à celui des réservoirs surélevés en raison des interactions fluide-structure, le comportement sismique des réservoirs surélevés présente un phénomène complexe. Le dimensionnement de telle structure nécessite une connaissance approfondie de leur comportement sismique ainsi que des facteurs qui l'affectent. Parmi ces facteurs on peut distinguer, l'effet des conditions de pose, l'effet de site, l'effet de l'interaction sol-structure et l'effet d'interaction fluide- structure.

Les mots Clés :

- Bâtiment .
- Piscine .
- Rehausser et sept étage (R+7) .
- sismique.

ملخص

ان الهدف من هذا العمل دراسة نفس الاستجابة (مرتفعة في الطابق الثامن في الخرسانة المسلحة للتخزين المستطيل مع الاخذ في الاعتبار تأثيرات المياه المخزنة للهيكل المشترك و كذلك انقاذ السائل المخزن) تمثل حمامات السباحة هياكل يمثل حسابها خطوة معقدة .

ان تحديد ابعاد الهيكل يتطلب معرفة متعمقة بسلوكها و كذلك العوامل التي تؤثر عليه و من بين هذه العوامل يمكننا القول ظروف التركيب تأثير الصمت وتأثير الهيكل والسوائل .

الكلمات المفتاحية :

- عمارة .
- مسبح مائي (حوض سباحة) .
- طابق ارضي مع سبع طوابق .
- زلزالية .

Table des matières

Remerciement	
Dedicas.....	
Résumé (FR).....	
Résumé (AR).....	

CHAPITRE 1

1.1. Introduction	2
1.2. Présentation de l'ouvrage	2
1.3. Caractéristiques géométriques.....	7
1.4. Système structural.....	7
1.5. Caractéristiques du sol d'assise.....	7
1.6. Conception de la structure.....	8
1.7. Règlements et normes utilisées.....	9
1.8. Hypothèses de calcul.....	9
1.9. Les Caractéristiques des matériaux.....	9
1.10. Etats limites.....	14
1.11. Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites.....	14

CHAPITRE 2

2.1. Introduction.....	17
Partie 1 : Pré dimensionnement des éléments	
2.1 Pré dimensionnement des éléments secondaires.....	17
2.1.1 : Les planchers.....	17
2.1.2 : Les escaliers.....	18
2.1.3 : Balcon :.....	18
2.1.4 :L'acrotère:.....	20
2_2 dimensionnements des éléments principaux	
2.2.1. Poutres.....	20

Partie 2 : La descente des charges

2.2.2 : Pré-dimensionnement des poteaux :	22
2.2.3 : Les voiles:	23
3.1. Introduction	24
3.1.1 Évaluations des charges et surcharges	24
3.1.2. Loi de dégression	28

CHAPITRE 3

3.1. Etude des planchers	31
3.1.1. Calcul des poutrelles	31
3.1.2 : Calcul des moments et les efforts tranchants des poutrelles	32
3.1.3: Calcul du ferrailage	32
3.1.4 : Présentation duferrailage	34
3.2 : Etude de l'acrotère	34
3.2.1.Mode de réalisation :	34
3.2.2. Evaluation des charges :	34
3.2.3. Sollicitations:	35
3.2.4. Combinaisons d'action :	35
3.2.5.Calcul du ferrailage	35
3.2.7 : Présentation du ferrailage	37
3.3 : Etude du balcon	38
3.3.1 : Calcul des sollicitations	38
3.3.2 :Calcul des moments :	38
3.3.3 : Calcul du ferrailage:	39
3.3.4 :Vérification :	39
3.3.5 : Dessin de ferrailage du balcon	40
3.4.Etude d'escalier	41
3.4.1 : Détermination des sollicitations	41
3.4.2 :Calcul du ferrailage :	42
3.4.3 : Vérification :	42
3.4.4 : Présentation du ferrailage	43
3.5. dalle mince (Table de compression)	47
3.5.1 : Présentation du ferrailage:	48
3.5.2 :ANEEX	48

CHAPITRE 4

4.1. Introduction	52
-------------------	----

4.2. Caractéristiques de la structure.....	52
4.3. Méthode de calcul.....	52
4.3.1 : Description de logiciel utilisé dans la modélisation	52
4.3.2 : Méthode statique équivalente.....	52
4.3.3 : Méthode d'analyse modale spectrale	53
4.4 : Analyse de la structure.....	54
4.5 : Vérifications spécifiques pour l'ensemble de la structure :	56
4.5.1 : Vérification du système de contreventement.....	56
4.5.2 : Vérification de la période de la structure.....	56
4.5.3: Vérifications spécifiques pour l'ensemble de la structure	58
4.6 : Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur.....	60
4.7 : Vérification des déplacements : [RPA99/Version2003 (Art. 5.10)].....	61
4.8 : Vérification vis-à-vis de l'effet P-Δ	63
4.9 : Vérification au renversement.....	63
4.10 : Conclusion :.....	64

CHAPITRE 5

Introduction.....	66
Ferraillage des poteaux.....	67
Armatures Longitudinales :.....	68
Vérifications nécessaires pour les poutres.....	70
Présentation du ferraillage des poutres.....	69
Présentation du ferraillage des poteaux.....	72
Ferraillage des voiles.....	73
Introduction.....	73
Types d'armatures.....	73
Calcul de la section d'armature (Ferraillage vertical).....	74
Choix de combinaisons d'actions pour les armatures verticales.....	76
Calcul de la section d'armature.....	76
Présentation du ferraillage des voiles.....	78

CHAPITRE 6.

Introduction.....	80
Différents types de fondations.....	80
Combinaison d'action :.....	81
6.4 Calcul des fondations :.....	81

6.4.1 : Présentation de rapport de sol :.....	81
6.4.2 : Calcul la section des semelles :.....	81
6.4.3 : Vérification du chevauchement :.....	81
6.5 : Radier général :.....	82
6.5.1 : Pré dimensionnement du radier :.....	82
6.5.2 Calcul de surface minimale du radier:.....	83
6.5.4 : Caractéristiques géométriques du radier:.....	84
6.5.5 : Vérification de la stabilité :.....	85
6.5.6 : Ferrailage du radier :.....	86
6.5.7 : Etude du débord du radier :.....	90
6.6. : Calcul du ferrailage :.....	91
6.7 : Présentation du ferrailage.....	92

CHAPITRE 7

Introduction.....	94
Interaction fluide structuré	95
Quelques méthodes de prise en compte de l'interaction fluide_structure.....	96
7.3.1: Méthode de Housner	96
7.3.2 Méthodes utilisant les recommandations.....	100
7.3.3: Méthode des éléments finis.....	100
7.3.4 :Modélisation.....	101
7.3.5 :Modèle à un degré de liberté (1 DDL).....	101
7.3.6 : Modèle à deux degrés de liberté (2 DDL).....	102
7.4 conclusion	106
Conclusion gnaral	107
Bibliographie.....	108

Table des figures

Chapitre 1

Figure 1. 1: lieu du projet.....	02
Figure 1.2 FACADE POSTERIEURE.....	03
Figure : 1.3 coupe A-A.....	04
Figure 1.4 Plan RDC.....	05
Figure 1.5 PLAN ETAGE COURANT.....	06
Figure 1.6 Evolution de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton.....	11
Figure 1.7 Evolution de la résistance à la traction f_{tj} en fonction de f_{cj}	11

Chapitre 2

Figure 2.1 : Coupe transversale sur un plancher à corps creux.....	17
Figure. 2.2 : Coupe transversale d'une poutrelle.....	18
Figure 2.3: Schéma statique des escaliers.....	18
Figure 2.4 : Schéma des escaliers.....	18
Figure 2.5: Schéma de l'acrotère.....	20
Figure 2.6: Pré dimensionnement des poutres principales.....	21
Figure 2.7: Pré dimensionnement des poutres secondaire.....	22
Figure 2.8: Coupe du voile en élévation.....	24
Figure 2.9: Schéma d'un plancher - terrasse inaccessible.....	25
Figure 2.10 : Schéma d'un plancher - étage courant.....	25
Figure 2.11 : Coupe verticale d'un mur extérieur.....	26
Figure 2.12 : Descente des charges.....	28
Figure 2.13 : Surface afférente du poteau C-3.....	29

Chapitre 3

Figure 3.1.2 :Section du ferrailage de la poutrelle.....	33
Figure 3.1.3 : Schéma du ferrailage des poutrelles.....	34
Figure 3.2.1 : Schéma statique des M, T,N.....	35
Figure 3.2.2 : Schéma du ferrailage de l'acrotère.....	37

Figure. 3.3.1: Schéma statique des charges du balcon.....	38
Figure 3.3.2 : Ferrailage du balcon.....	40
Figure 3.4.1 : Schéma statique des escaliers.....	41
Figure 3.4.2 : Schéma des escaliers.....	41
Figure 3.4.3 : Charges sur les escaliers.....	41
Figure 3.4.4 : Schéma du ferrailage des escaliers.....	44
Figure 3.4.5 : Schéma statique des M, T,N.....	44
Figure 3.5 : Représente ferrailage	48

Figure 4-1 Spectre de réponse.....	54
Figure. 4.4.1: Disposition des voiles.....	54

Chapitre 5

Figure 5.2.1 : Ferrailage des poutres principales.....	72
Figure 5.2.3 : Ferrailage des poutres secondaires.....	72
Figure 5.2.4 : Ferrailage des poteaux.....	73
Figure. 5.3.1 : Disposition des armatures verticales (vue en plan).....	74
Figure 5.3.2: Ferrailage du voile plein.....	78

Chapitre 6

Figure 6.5.1 : Schéma du Radier.....	82
Figure 6.5.7 : Schéma statique du débord du radier.....	90
Figure 6.7.1 : Ferrailage de la dalle du radier.....	92
Figure 6.7.2: Ferrailage de la nervure en travées et en appuis.....	92

Chapitre 7

Figure 7-1 Mécanisme de couplage fluide_structure.....	95
Figure 7-3.1 Modèle de Housner (1957).....	97
Figure 7-3.2 Modèle de masse passive M_i et de masse active M_c	97
Figure 7-3.3 Modèle mécanique de Housner pour un réservoir surélevé.....	98
Figure 7.3. 4 Réservoir avec une surface d'eau libre.....	98
Figure 7.3.5 Modèles de Housner simplifiés" a-b"	99
Figure 7.3.5 Modèle à 1DDL.....	101
Figure 7.3.6 Modèle à 2DDL.....	102

Liste des Tableaux

Chapitre 1

Tableau 1.1 Caractéristiques géométriques	07
Tableau 1.2 : Valeurs limites de la contrainte limite d'élasticité de l'acier fe.....	14

Chapitre 2

Tableau 2.1 : Charge permanente du plancher terrasse inaccessible.....	25
Tableau. 2.2 : Les charges permanentes sur le plancher corps creux - étage courant.....	25
Tableau. 2.3 : Évaluation des charges pour les murs extérieurs.....	26
Tableau 2.4 : Charge permanente du voile.....	26
Tableau. 2.5: Charges du Balcon - terrasse (Dalle pleine).....	27
Tableau 2.6 : Charge permanente du balcon – étage.....	27
Tableau 2.7 : Charge permanente de la paillasse.....	27
Tableau 2.8 : Charge permanente du palier.....	28
Tableau 2.9 : Charge permanente du palier.....	28

Chapitre 3

Tableau 3.1.2 : récapitulatif des résultants.....	32
Tableau 3.1.3 : récapitulatif des résultants.....	33
Tableau 3.1.4: Armatures longitudinales en travée E.L.U.....	33
Tableau 3.2.2 : Armatures longitudinales flexion E.L.U.....	36
Tableau 3.3.1 :Charges et surcharges au niveau du balcon.....	38
Tableau 3.3.2 : résultants calcul des sollicitations.....	39
Tableau 3.3.3:Armatures longitudinales E.L.U.....	39
Tableau 3.3.4 :Vérification de la contrainte.....	39
Tableau 3.3.5 :Ferraillage du balcon.....	40
Tableau 3.3.6 : résultants calcul des sollicitations.....	40
Tableau 3.4.1 : Evaluation des charges.....	41
Tableau 3.4.2: sollicitations.....	41
Tableau 3.4.3: Effort interne dans les escaliers.....	42
Tableau 3.4.4 :Armatures longitudinales E.L.U.....	42
Tableau 3.4.5 : Vérification de la contrainte.....	43
Tableau 3.4.6 : Ferraillage des escaliers.....	43
Tableau 3.5.1 : descente des charges sur poteau.....	50

Chapitre 4

Tableau 4.4.1 : Périodes et facteurs de participation massique du modèle.....	55
Tableau 4.5.1 : Efforts réduits sur les poteaux et les voiles.....	56
Tableau 4.5.2 : Période de calcul de VMSE.....	57

Tableau 4.5.3 :Coefficient d'accélération de zone A.....	58
Tableau 4.5.4 : Valeurs de T1 et T2.....	59
Tableau 4.5.6 : Poids total de la structure.....	60
Tableau 4.5.7 : les resultats.....	60
Tableau 4.6.1 :Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur x.....	61
Tableau 4.6.2 : Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur (sens Y).....	61
Tableau 4.7.1 :Déplacements dus aux forces sismiques (sens X).....	62
Tableau 4.7.2 : Les déplacements dus aux forces sismiques (sens Y).....	62
Tableau 4.9.1: Moment de renversement provoqué par l'effort sismique sens (X).....	63
Tableau 4.9.2 :Moment de renversement Provoqué par l'effort sismique sens (Y).....	63
Chapitre 5	
Tableau 5.2.1 : Tableau récapitulatif des résultats obtenus par le logiciel "Robot".....	68
Tableau 5.2.2: Tableau récapitulatif en travée à l'ELU.....	68
Tableau 5.2.3: Tableau récapitulatif en appuis.....	70
Tableau 5.2.4 : Les résultats des ferrillages des poutre.....	71
Chapitre 6	
Tableau 6.5.1 : Centre de masse.....	85
Tableau 6.5.2 : Résultats de calcul de la stabilité du radier.....	85
Tableau 6.5.3 : Résultats de vérification au non soulèvement des fondations.....	86
Tableau 6.5.4 : Résultats des méthodes de calcul.....	87
Tableau 6.5.6 :Moments fléchissants dans le radier.....	87
Tableau 6.5.7 :Ferrailage de radier à l'ELU.....	88
Tableau 6.5.8 Ferrailage de radier à l'ELS.....	89
Tableau 6.5.9 : Ferrailage du débord du radier.....	90
Tableau 6.6.1: Ferrailage de la nervure.....	92
Chapitre 7	
Tableau 7.3.1 Caractéristiques géométriques de piscine.....	99
Figure 7.3.2 Réservoir avec la masse convective et impulsive.....	99
Tableau 7.3.3 Fraction de la masse du liquide Me et la hauteur totale h.....	100
Tableau 7.3.4 Les caractéristiques du modèle à 2ddl.....	102
....	
Tableau 7.3.5 Caractéristiques du modèle de Housner en variant hauteur de remplissage.....	102
Tableau 7.3.6 Pourcentage de masse convective par rapport à la masse d'eau	102

A	Aire d'une section d'acier.
A'	Section d'aciers comprimés
Ar	Section d'un cours d'armature transversal ou d'âme
Aser	Section d'aciers pour l'ELS
Au	Section d'aciers pour l'ELU
B	Aire d'une section de béton
Br	Section réduite
CV	Condition vérifié
C N V	Condition non vérifié
D	Diamètre
E	Module d'élasticité longitudinale
ELS	Etat limite de service
ELU	Etat limite ultime
E_v	Module de déformation différé du béton
E_i	Module de déformation instantané du béton
E_h	Module de déformation longitudinal du béton
E_j	Module d'élasticité instantanée
E_s	Module de d'élasticité de l'acier
F	Force ou action générale
F	Flèche due à une charge considérée (g, j, p)
G	Action permanente
I	Moment d'inertie
L	Longueur ou portée
L_x	La plus petite dimension dans un panneau en dalle pleine
L_y	La plus grande dimension dans un panneau en dalle pleine
M	Moment en general
Ma	Moment sur appui
Mt	Moment en travée
Mu	Moment de calcul ultime
Mser	Moment de calcul de service
Mt	Moment en travée
N	Effort normal

Notations en majuscules romaines

Nu	Effort normal de service
Nser	Effort normal en service
P	Charge concentrée appliquée (ELS ou ELU)
PP	poutre principale
PS	Poutre secondaire
Q	Action ou charge variable

S	Section
T	Effort tranchant
A	Une dimension transversale
B	Une dimension longitudinale
b₀	Epaisseur brute de l'arme d'une section
D	Hauteur utile
E	Excentricité, épaisseur, Enrobage
Fe	Limite d'élasticité de l'acier
F_{cj}	Résistance caractéristique à la compression du béton âgé de j jours
F_{tj}	Résistance caractéristique de la traction du béton âgé de j jour
f_{c28}	Resistance à la compression du béton calculé à 28 jours
f_{t28}	Resistance de la traction du béton calculé à 28 jours.
h₀	Epaisseur d'une membrure de béton
H	Hauteur totale d'une section de béton armé.
I	Rayon de giration d'une section
J	Nombre de jours
K	Coefficient en général
L	Longueur ou porté
L_f	Longueur de flambement
L_s	Longueur de scellement
N	Coefficient d'équivalence acier-béton
δ_t	Espacement des armatures transversales

Notations Grecques

A	Angle en général, coefficient
E	Déformation relative

Θ	Coefficient
Λ	Elancement
M	Coefficient
V	Coefficient de poison
σ	Contrainte normale
σ_b	Contrainte de compression du béton.
σ_S	Contrainte de compression dans l'acier

Chapitre 1

généralités

1.1. Introduction

La structure étudiée dans ce mémoire est un bâtiment composé de 7 niveaux et piscine, étant un établissement accueillant du public, la mise en œuvre pour que la sécurité des personnes doit être assurée, la structure ne doit souffrir d'aucun défaut, que l'accessibilité aux personnes à mobilité réduite et l'évacuation en cas d'incendie soient Exigées.

Les constructions de génie civil sont soumises à un ensemble de charges, forces et couples (moments) statique et dynamique induisant des déformations.

Le calcul de telles structures passe par une conception adéquate et un dimensionnement optimal assurant à la fois la résistance en tenant compte du facteur économique.

Le calcul sera fait conformément au Règlement Parasismique Algérien (RPA99 version 2003) et aux règles de béton armé en vigueur (BAEL91 et CBA93).

1.2. Présentation de l'ouvrage

Il s'agit du projet d'extension de l'établissement « ABI YUCEF ». pour réalisation d'un Bâtiment à multi usage d'habitation et commercial , est un ouvrage classé dans le « groupe 2 », car il est dont la hauteur ne dépasse pas 48 m.

L'étude du projet comprend la partie conception des éléments tels que, fondations, poteaux, poutres, voiles, planchers et le calcul des éléments secondaires (escalier, acrotère,...) ainsi que l'étude dynamique de la structure, qui permet d'évaluer son comportement lors d'un séisme.

Il comporte en plus une piscine réalisée au dernier étage de l'ouvrage.

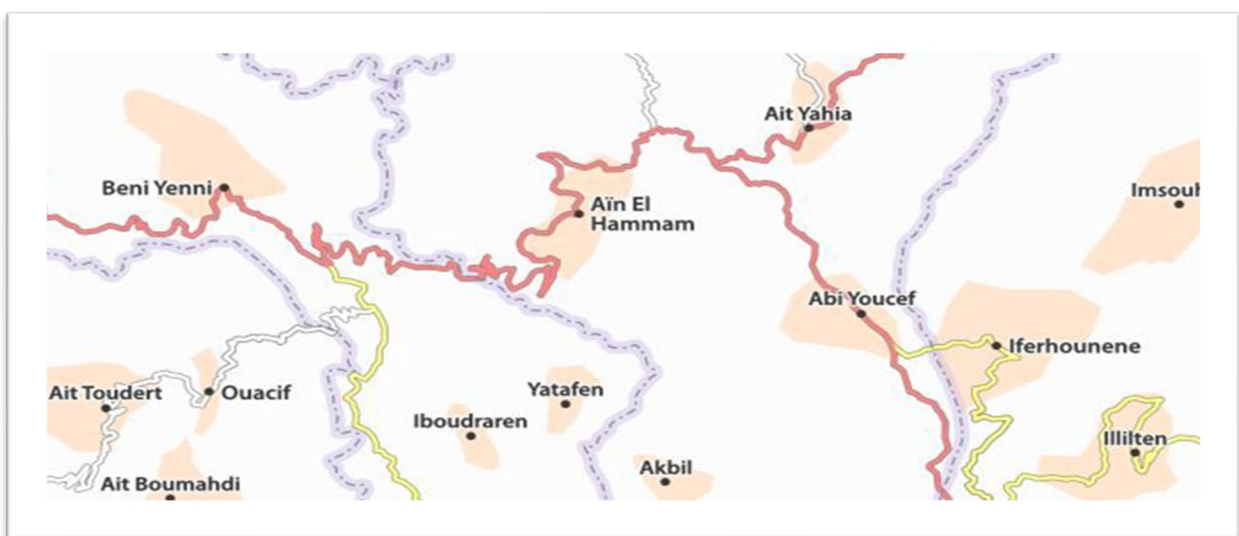
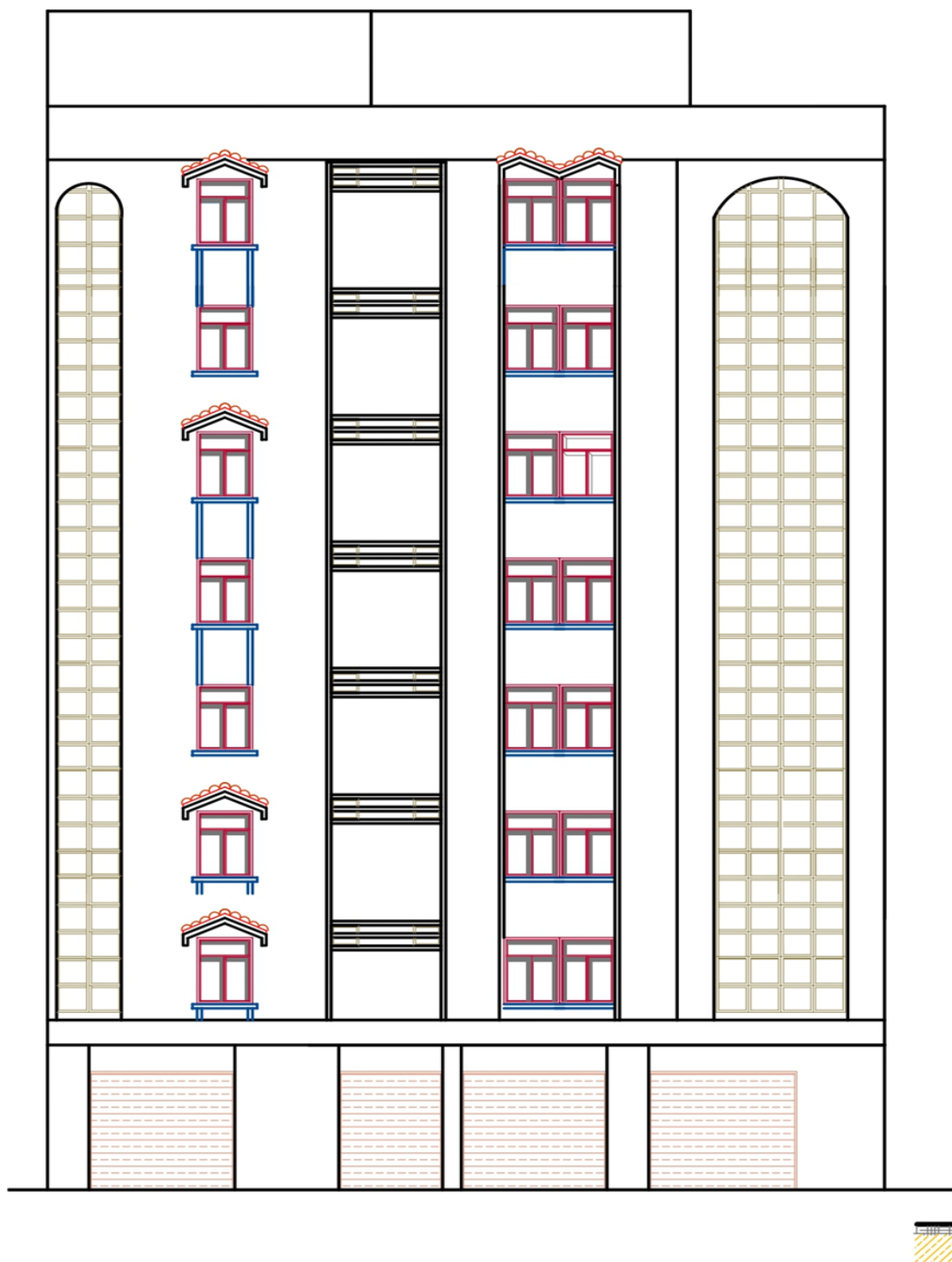


Figure (1-1): lieu du projet



FACADE POSTERIEURE

figure1.2 FACADE POSTERIEURE



COUPE A-A

Figure : 1.3 coupe A-A

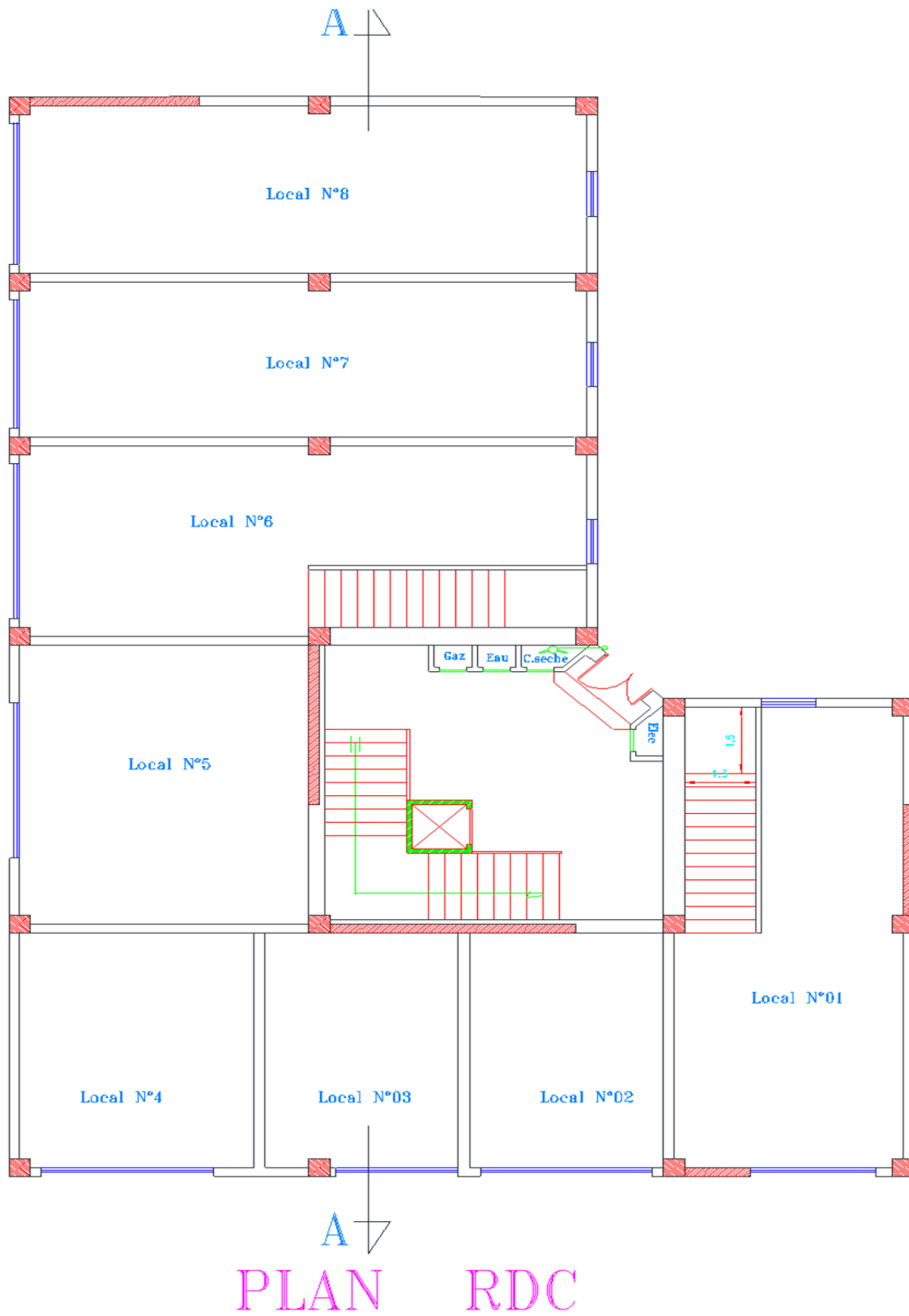
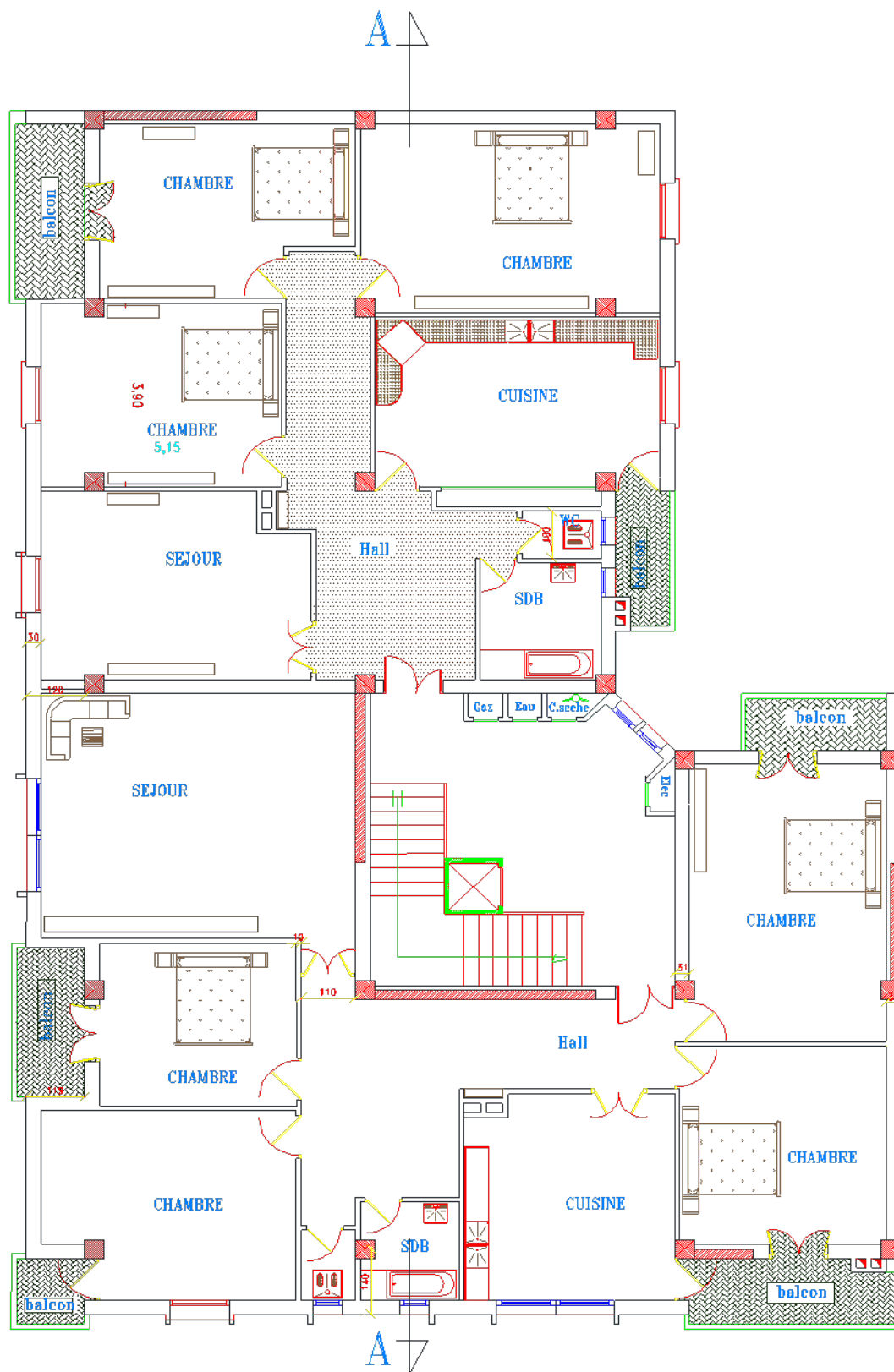


Figure 1.4 Plan RDC



PLAN ETAGE COURANT

Figure 1.5 PLAN ETAGE COURANT

1.3. Caractéristiques géométriques

Partie 1 : Le bâtiment se caractérise par sa forme régulière en plan. Ce dernier est un bloc R+7+ piscine de dimensions :

Dimensions	(m)
Hauteur totale (avec l'acrotère)	27.54
Hauteur du RDC	3,06
Hauteur des étages courants	3,06
Longueur du bâtiment	L = 24.55
largeur totale	l = 19.95
Hauteur acrotère	0.6
Longueur du piscine	10.5
Largeur du piscine	9
Hauteur du piscine	1.8

Tableau 1.1 Caractéristiques géométriques

1.4. Système structural

La structure résistante de bâtiment est constituée par des portiques et des voiles en béton armé. Afin d'assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et des actions horizontales pour ce genre de contreventement, il y a lieu également de vérifier les conditions suivantes :

Les voiles de contreventement ne doivent pas reprendre plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

- Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi qu'aux sollicitations résultantes de leurs interactions à tous les niveaux.
- Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

1.5. Caractéristiques du sol d'assise

D'après la base de données géologiques et les résultats du laboratoire, la capacité portante admissible du sol d'assise, retenue est $\sigma_{sol} = 2$ bars, pour un ancrage à partir de 2 m de profondeur. Il est de nature homogène, constitué des sables de mer avec trace de grave et de cailloux. Le niveau de la nappe d'eau a été constatée à 1.5 m, pour cela il y a lieu de prendre en considération le phénomène de liquéfaction du sol.

Phénomène de liquéfactions des sols

La liquéfaction des sols concerne surtout des sites en milieu côtier et des sols sableux qui constituent des dépôts récents. Elle représente un phénomène géologique généralement brutal et temporaire par lequel un sol saturé en eau perd une partie ou la

totalité de sa portance, permettant ainsi l'enfoncement des objets lourds situés en surface. Ce phénomène se produit en présence d'eau souterraine remontant en surface au point de faire perdre la cohésion des particules du sol qui se comportent alors comme un liquide. A cet instant, si de nombreuses particules perdent le contact entre elles, le sol perd toute résistance et se comporte alors plus comme un liquide que comme un solide, le sol est dit liquéfié.

Les problèmes de liquéfaction des sols doivent être pris en compte pour éviter l'inclinaison ou l'enfoncement des structures. Il est donc important de connaître les principes de comportement des sols fins, mous et compressibles, afin de trouver des solutions adaptées pour mener à bien les ouvrages concernés.

Lorsque les sols posent des problèmes de tassements, de portance ou de liquéfaction pour un ouvrage, le potentiel de liquéfaction des sols peut être atténué avec des procédés d'amélioration et de renforcement de sol soit en les densifiant, soit en les drainant.

Dans notre travail on considère que la structure est stabilisée vis-à-vis d'un tel phénomène.

1.6: Conception de la structure

a) Ossature de l'ouvrage :

Le bâtiment est constitué par des portiques auto stables en béton armé et des voiles de contreventement suivant les deux sens; donc d'après (RPA 99/ Version 2003) le système de contreventement du bâtiment est un système de « contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques ».

b) Plancher

Nous avons opté pour des dalles en corps creux, pour les raisons suivantes :

Facilité de réalisation.

Réduire le poids du plancher.

Raison économique.

c) Poteaux :

Les poteaux sont des éléments porteurs verticaux, leur rôle est de reprendre les efforts dus aux surcharges et charges ramenées par les poutres, et ensuite les transmettre aux fondations.

d) Poutres :

- Les poutres principales (porteuses): ce sont disposées perpendiculairement aux poutrelles.

- Les poutres secondaires (non porteuses): ce sont disposées parallèlement aux poutrelles.

e) Escaliers :

Le bâtiment comporte un seul type d'escalier à deux volées et un palier de repos. Les escaliers sont coulés sur place.

f) Ascenseur :

L'ascenseur est un appareil élévateur, permettant de faciliter le déplacement vertical aux différents niveaux du bâtiment.

g) Acrotères :

Comme la terrasse est inaccessible, le dernier niveau du bâtiment est entouré d'un acrotère en béton armé de 60 cm de hauteur et de 10 cm d'épaisseur. L'acrotère a pour buts d'assurer la sécurité et d'empêcher l'écoulement des eaux pluviales stagnées dans la terrasse sur la façade.

h) Terrasse :

Il existe un seul type de terrasses Terrasse inaccessible .

i) Maçonneries : La maçonnerie du bâtiment est réalisée en briques creuses :

Murs extérieurs :

Sont constitués d'une double paroi :

Une paroi en briques creuses de 15 cm d'épaisseur

Une paroi en briques creuses de 10 cm d'épaisseur

Une lame d'air de 5 cm d'épaisseur sépare les deux parois.

Murs intérieurs :

Sont réalisés par une seule cloison en briques creuses de 10 cm d'épaisseur

1.7 : Règlements et normes utilisées

Pour le calcul et la vérification on utilise :

Les Règles Parasismiques Algériennes (RPA 2003).

Les règles B.A.E.L91.

Les charges permanentes et charges d'exploitation (DTR-BC-2.1).

1.8 : Hypothèses de calcul

Dans cette étude les hypothèses de calcul adoptées sont :

La résistance à la compression du béton à 28 jours : $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$.

La résistance à la traction du béton : $f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa}$.

Module d'élasticité longitudinal différé : $E_{vj} = 10818.865 \text{ Mpa}$.

Module d'élasticité longitudinal instantané : $E_{ij} = 32164,195 \text{ Mpa}$.

Limite élastique de l'acier : $f_e = 400 \text{ Mpa}$

1.9 : Les Caractéristiques des matériaux

a- Béton :

Le béton est un mélange d'agréats (gravillons, sable), de liants (ciment) et d'eau dans des proportions bien définies. En l'absence d'une étude détaillée de la composition du béton on propose la composition moyenne suivante basée sur une estimation de la densité moyenne du gravier et du sable et en utilisant un dosage en ciment permettant d'obtenir dans les conditions courantes, une résistance à la compression égale à (25MPa).

Les composants du béton :

La composition courante d'un mètre cube de béton est la suivante :

350 Kg/m³ de ciment de CPJ pour la superstructure et 370Kg/m³ de CRS pour l'infrastructure.

400 Kg/m³ de sable $D_S < 5 \text{ mm}$

800 Kg/m³ de gravillon $5 \text{ mm} < D_g < 25 \text{ mm}$

175 Kg/m³ d'eau de gâchage.

- Résistance du béton à la compression :

La résistance caractéristique à la compression du béton f_{cj} à j jours d'âge est déterminée à partir d'essais sur des éprouvettes 16cm x 32cm.

On utilise le plus souvent la valeur à 28 jours de maturité : f_{c28} . Pour des calculs en phase de réalisation, on adoptera les valeurs à j jours, définies à partir de f_{c28} , par :

Pour des résistances $f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$: BAEL91 (Article A.2.1.11)

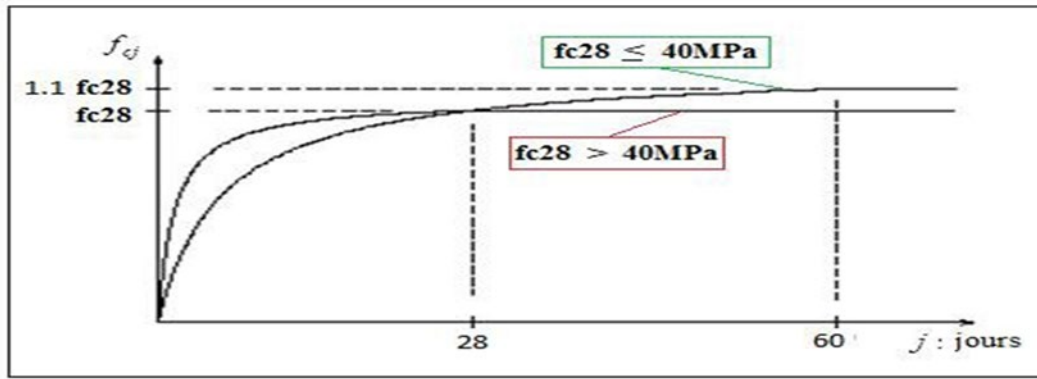


Figure 1.6 Evolution de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} & \text{si } j < 28 \text{ jours} \\ f_{cj} = 1.1 f_{c28} & \text{si } j > 60 \text{ jours} \end{cases}$$

Pour des résistances $f_{c28} > 40\text{MPa}$:BAEL91 (Article A.2.1.11)

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{1.40 + 0.95j} f_{c28} & \text{si } j < 28 \text{ jours} \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{si } j > 28 \text{ jours} \end{cases}$$

Pour l'étude de notre projet, on prendra : $f_{c28} = 25\text{Mpa}$.

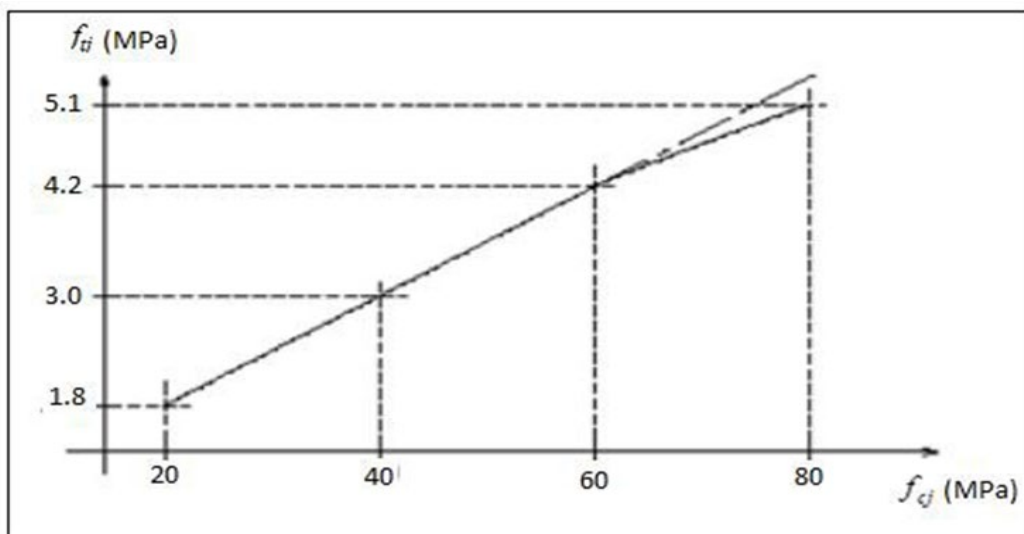


Figure1.7 Evolution de la résistance à la traction f_{tj} en fonction de f_{cj}

Résistance à la traction f_{tj} : BAEL91 (Article A.1.2.12)

La résistance caractéristique du béton à la traction à l'âge de j jours notée (f_{tj}) est conventionnellement définie par :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 \times f_{cj} \quad \text{Avec} \quad f_{cj} \leq 60 \text{ MPa}$$

Pour notre cas $f_{c28} = 25\text{Mpa}$ donc $f_{t28} = 2.1\text{Mpa}$

Modules de déformation longitudinale du béton : BAEL91 (A.2.1,2)

E_{ij} : Le module de déformation longitudinale instantanée de béton.

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{F_{cj}} \text{ (MPa)}$$

$$E_{i28} = 11000 \sqrt[3]{F_{c28}} = 11000 \sqrt[3]{25} = 31820,93 \text{ MPa}$$

E_{vj} : Le module de déformation longitudinale différée de béton.

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{F_{cj}} \text{ (MPa)}$$

$$E_{v28} = 3700 \sqrt[3]{F_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818,8 \text{ Mpa}$$

Coefficient de Poisson : BAEL91 (A.2.1.3)

On appelle coefficient de poisson le rapport : $\nu = \frac{\Delta t / t}{\Delta L / L}$

À l'ELU : $\nu=0 \Rightarrow$ calcul des sollicitations (pour le béton non fissuré)

À l'ELS : $\nu=0,2 \Rightarrow$ calcul des déformations (béton fissuré).

Contraintes limites :

C'est un état dont lequel une condition de sécurité pour l'ouvrage où un de ses éléments est strictement vérifiée. Au-delà de cet état la structure cesse de remplir les fonctions pour lesquelles elle a été conçue.

Il existe deux états limites différents l'ELU et l'ELS.

Etat limite ultime ELU :

C'est un état qui correspond à la capacité portante maximale de la structure, son dépassement va entraîner la ruine de l'ouvrage.

Il y'a 03 états limites :

1) Etat limite de l'équilibre statique.

2)Etat limite de résistance de l'un des matériaux.

3)Etat limite de stabilité de forme : flambement.

La valeur de calcul de la résistance en compression du béton f_{bu} est donnée par :

$$f_{bu} = \frac{0.85}{\gamma_b} f_{c28}$$

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.15: \text{cas des combinaisons accidentelles} \\ 1.5: \text{les autres cas} \end{cases}$$

$$f_{bu} = \begin{cases} 14.2 \text{ MPa: action courantes} \\ 18.5 \text{ MPa: action accidentelles} \end{cases}$$

0,85 = coefficient réducteur

Contrainte limite de cisaillement: elle dépend du type de fissuration (armatures transversales).

Fissuration peu nuisible: $\tau_u = \min(0.13f_{cj}, 4 \text{ MPa})$

Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable: $\tau_u = \min(0.1 f_{cj}, 3 \text{ MPa})$

Dans le cas où les armatures transversales sont inclinées de 45° alors

$$\tau_u \leq \min(0.18f_{cj}, 5.5 \text{ MPa})$$

Dans le cas où l'inclinaison est comprise entre 45° et 90°, la valeur maximale peut être déterminée par interpolation linéaire.

Pour la justification des poutres sous sollicitation d'effort tranchant, on doit vérifier la condition suivante: $\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} \leq \overline{\tau_u}$

Avec:

V_u = effort tranchant ultime de calcul

b_0 = largeur de la pièce

d = hauteur de la pièce

Etat limite de service ELS :

Il correspond à l'équilibre entre les sollicitations d'actions réelles (non majorées) et les sollicitations résultantes calculées sans dépassement des contraintes limites qui (tel qu'on peut l'admettre) ne dépassent pas les limites élastiques du matériau. La contrainte limite de service à ne pas dépasser en compression est :

$$\overline{\sigma_b} = 0.6 f_{c28}$$

$$\text{Pour } f_{c28}=25\text{MPa} \Rightarrow \overline{\sigma_b} = 15\text{MPa}$$

b- L'Acier: BAEL91 (Article A.2.1)

L'acier est alliage fer – carbone, il répond aux efforts de traction, de compression, de cisaillement, et de torsion. Il ne réagit pas chimiquement avec le béton, il a le même coefficient de dilatation thermique que celui du

béton, et il présente une bonne qualité d'adhérence avec le béton. On distingue deux types d'acier selon leur état de surface :

- Les barres à haute adhérence (HA) de nuance FeE400.
- Les barres à Ronds lisse FeE235

$$E_s = 2 \cdot 10^5 \text{ MPa}$$

Caractéristiques mécaniques :

On notera qu'un seul modèle est utilisé pour décrire les caractéristiques mécaniques des différents types d'aciers, ce modèle étant fonction de la limite d'élasticité garantie f_e .

type	Nuance	f_e (Mpa)	Emploi
Ronds lisses	FeE215	215	Emploi courant.
	FeE235	235	Epingles de levage des pièces préfabriquées
Barres HA Type 1 et 2	FeE400	400	Emploi courant.
	FeE500	500	
Fils tréfiles HA Type 3	FeTE400	400	Emploi sous forme de barres droites ou de treillis.
	FeTE500	500	
Fils tréfiles lisses Type 4	TL50 $\varnothing > 6\text{mm}$	500	Treillis soudés uniquement emploi courant
	TL50 $\varnothing'' \leq 6\text{mm}$	520	

Tableau 1.2 : Valeurs limites de la contrainte limite d'élasticité de l'acier f_e

Module d'élasticité des aciers :

Sa valeur est donnée expérimentalement : $E_s = 2 \cdot 10^5 \text{ MPa}$.

Contraintes limites dans l'acier : (BAEL91 A 2.1,2)

Etat limite ultime :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} ; \quad \varepsilon_s = \frac{\sigma_s}{E_s} \rightarrow \varepsilon_s = \frac{f_e}{\gamma_s \cdot E_s}$$

Coefficient de sécurité : γ_s

1 Pour les situations accidentelles.

1.15 Pour les autres cas.

Etat limite service :

La contrainte limite varie selon le type de fissuration :

$$\overline{\sigma}_s = f_e \text{ Fissuration peu préjudiciable}$$

$$\overline{\sigma}_s \leq \min \left(1/2 f_e ; 90 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right) \text{ Fissuration préjudiciable}$$

$$\overline{\sigma}_s \leq \min \left(2/3 f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right) \text{ Fissuration très préjudiciable}$$

Coefficient de fissuration :

$\eta = 1$ pour les aciers rond lisse (RL).

$\eta = 1,3$ pour les aciers à haute adhérence (HA) de $\varnothing < 6\text{mm}$.

$\eta = 1,6$ pour les aciers à haute adhérence (HA) de $\varnothing \geq 6\text{mm}$.

1.10 : Etats limites

Suivant les règles BAEL on distingue deux états limites de calcul :

1) Etats limite ultime de résistance E. L. U. R.

2) Etats limite de service E.L.S.

1.11 : Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites

a) Etat limite ultime :

Les sollicitations de calcul sont déterminées à partir de la combinaison d'action suivante : $1,35 G + 1,5 Q$.

b) Etat limite de service :

Combinaison d'action suivante : $G + Q$

S'il y a intervention des efforts horizontaux dus au séisme, les règles parasismiques algériennes ont prévu des combinaisons d'action suivantes :

$$\left. \begin{array}{l} G+Q+E \\ G+Q \pm 1,2 E \\ 0,8 G+E \end{array} \right\} \text{ avec } \begin{array}{l} G : \text{ charge permanente} \\ Q : \text{ charge d'exploitation} \\ E : \text{ effort de séisme} \end{array}$$

Chapitre 2

Pré- dimensionnement des éléments

Introduction

Partie 1 : Pré dimensionnement des éléments

L'objectif du pré-dimensionnement est de déterminer les sections des différents éléments de la structure afin qu'ils puissent reprendre les différentes actions et sollicitations auxquelles ils sont soumis. Le pré-dimensionnement est réalisé conformément aux règlements dictés par le RPA 99 / Version 2003, le BAEL 91.

Après la détermination des différentes épaisseurs, et surface revenant à chaque élément porteur, on pourra évaluer les charges (poids propres) et surcharges (application de la règle de dégression). Une fois les sollicitations dans les sections dangereuses déterminées, on obtiendra les calculs.

2.1. Pré dimensionnement des éléments secondaires

2.1.1 : Les planchers :

Planchers à Corps Creux :

Constitué des poutrelles (nervures) collé sur place en béton armé, des corps creux en béton expansé et une table de compression de faible épaisseur en béton armé par un treillis soudé.

L'épaisseur du plancher est déterminée à partir de la condition de flèche :

$$ht \geq \frac{L_{max}}{22.5}$$

Avec :

ht = hauteur totale du plancher.

Lmax= portée max entre nu d'appuis dans la direction de poutrelles.

$$ht \geq \frac{550}{22.5} = 22.66 \text{ cm}$$

Donc on adopte un plancher de hauteur ($ht = h_{cc} + h_{ddc} = 20 + 4$) = 24cm.

Avec :

hcc = 20cm : Hauteur du corps creux.

hddc = 4cm : Hauteur de la dalle de compression.

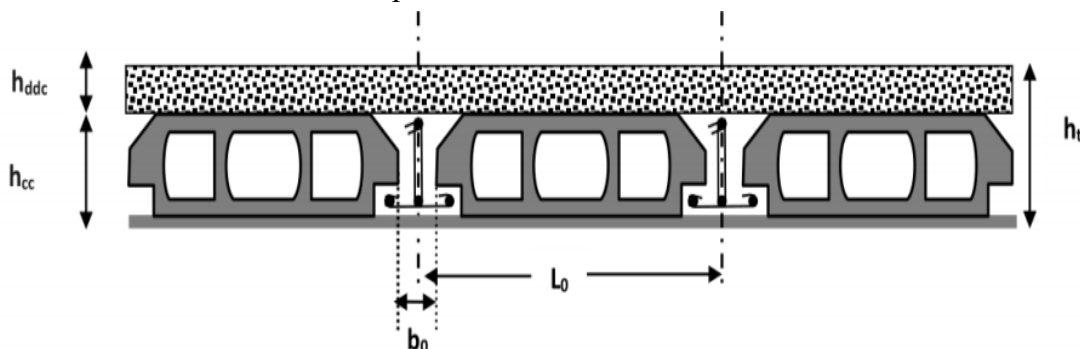


Figure 2.1 : Coupe transversale sur un plancher à corps creux.

L0 : distance entre axe des poutrelles.

b_0 : largeur de la nervure.

Les poutrelles :

Les poutrelles sont des sections en T en béton armé, servant à transmettre les charges réparties ou concentrées aux poutres principales.

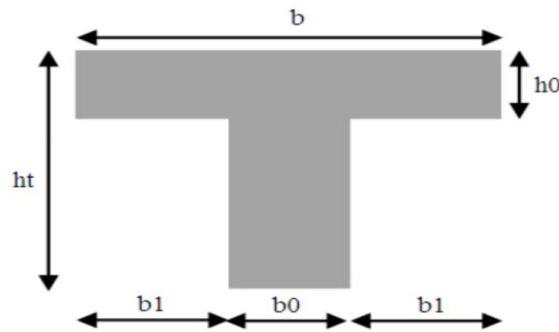


Figure. 2.2 : Coupe transversale d'une poutrelle

- Les caractéristiques géométriques des poutrelles : $ht = 24 \text{ cm}$ $b_0 = (0,3 \text{ à } 0,6) ht \Rightarrow b_0 = (7,2 \text{ à } 14,4) \text{ cm}$. Soit : $b_0 = 10 \text{ cm}$.

Le hourdis choisis est normalisé de hauteur 20 cm et de longueur 55 cm.

Tel que la largeur de la table est donnée par les conditions suivantes :

$$b_1 = \min \left\{ \frac{L_n}{2} ; \frac{L}{10} \right\}$$

$L_n = 55 \text{ cm}$: distance entre deux nervures successives.

$L = 510 \text{ cm}$: longueur de la nervure.

$$b_1 = \min \{ 27,5 ; 51 \}$$

Soit : $b_1 = 27,5 \text{ cm}$.

$$b \leq 2b_1 + b_0 = 65 \text{ cm}$$

Soit : $b = 65 \text{ cm}$.

2.1.2 : Les escaliers

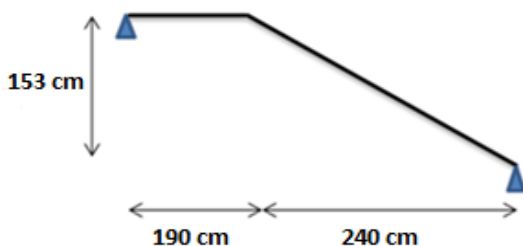


Figure 2.3: Schéma statique des escaliers

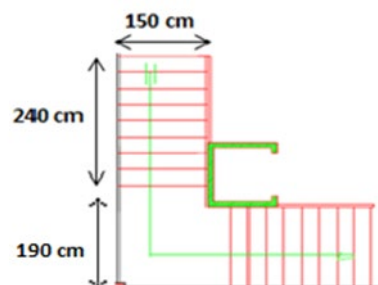


Figure 2.4 : Schéma des escaliers

Dimensionnement :

- La marche et la contre marche :

Pour le dimensionnement des marches (g) et des contremarches (h) on utilise généralement la formule de BLONDEL : $59 \leq g+2h \leq 66$

$$14 \leq h \leq 18 \text{ cm}$$

$$24 \leq g \leq 32 \text{ cm}$$

h : hauteur de la contremarche

g: largeur de marche.

On prend :

$$h = 17 \text{ cm} ; \quad g = 30 \text{ cm}$$

- Formule de BLONDEL : $59 \leq g+2h \leq 66$

$$2h+g = 2 \times 17 + 30 = 64 \Rightarrow 59 \leq 64 \leq 66 \quad (\text{Condition Vérifiée})$$

$$\frac{H}{h}$$

- Nombre de contremarches : $n =$

n : nombre de contremarches.

H : hauteur d'étage.

h : hauteur de la contremarche

$$n = \frac{306}{17} = 18$$

Pour deux volées $n = 18$

Pour une volée $n = 9$

- Longueur de la ligne de volée:

$$l = (n-1) g = (9-1) \times 30 = 8 \times 30 = 240 \text{ cm}$$

- Inclinaison de la paillasse:

$$\text{tg } \alpha = \frac{H/2}{L} = \frac{1,53}{2,40} = 0,6375 \Rightarrow \alpha = 32,5^\circ$$

- La longueur de volée :

$$l' = \frac{L}{\cos \alpha} = \frac{2,4}{\cos 32,52} = 2,84 \text{ m}$$

- Longueur du palier de repos :

$$d \geq 3g = 3 \times 30 = 90 \text{ cm}$$

$$d = 430 - 240 = 190 \text{ cm} \geq 90 \text{ cm} \dots\dots (\text{Condition Vérifiée})$$

- Épaisseur de la paillasse

Pour faciliter l'exécution on prend pour les deux éléments la même épaisseur :

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20}$$

$$L = L_p + l' = 2,84 + 1,9 = 4,74 \text{ m}$$

$$15,8 \text{ cm} \leq e \leq 23,7 \text{ cm} \rightarrow \text{On prend : } e = 16 \text{ cm.}$$

2.1.3 : Balcon :

Les balcons sont des dalles pleines qui sont supposées être des plaques horizontales minces en béton armé, dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions.

En général, l'épaisseur est définie par les conditions BAEL91 :

1) Résistance au feu :

- $e = 7$ cm pour une heure de coupe-feu.
- $e = 11$ cm pour deux heures de coupe-feu.
- $e = 17,5$ cm pour quatre heures de coupe-feu.

On adopte : $e = 15$ cm.

2) Isolation phonique :

Le confort et l'isolation phonique exigent une épaisseur minimale de $e = 12$ cm.

3) résistance à la flexion :(BAEL 91)

Dalles reposant sur deux côtés : $\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30}$

Dalles reposant sur trois ou quatre cotés : $\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$

Pour une dalle reposant sur deux appuis :

$$\frac{295}{35} \leq e \leq \frac{295}{30} \rightarrow 8.42\text{cm} \leq e \leq 9.83\text{cm}$$

On adopte : $e = 9$ cm.

Finalement l'épaisseur à retenir doit être : $e = \max (15 ; 12 ; 9)$

Donc : $e = 15$ cm.

2.1.4 : L'acrotère:

Les dimensions de l'acrotère sont données dans la figure suivante :

Surface:

$$S = (0.1 \times 0.6) + (0.07 \times 0.1) + (0.1 \times 0.03 \times 0.5)$$

$$S = 0.0685 \text{ m}^2.$$

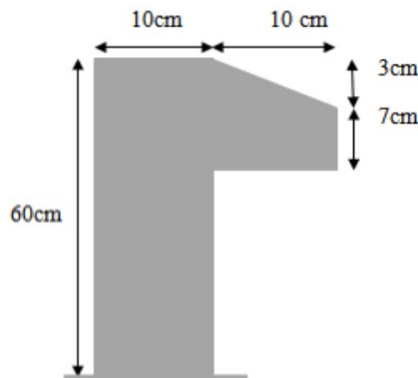


Figure 2.5: Schéma de l'acrotère.

2_2 dimensionnements des éléments principaux

2.2.1. Poutres

Les poutres sont des éléments structuraux chargés de la transmission des charges verticales appliquées sur le plancher aux éléments porteurs verticaux (poteaux et voiles) les formules empiriques données par le BAEL 91 révisée 99 et vérifiées par la suite selon

le RPA 99 / version 2003.. Il existe deux types : poutres principales et poutres secondaires.

· Les poutres principales : **(sens-Y)**

Les poutres principales soutiennent les poutres secondaires et elles servent comme appuis pour les poutrelles. Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles, leur hauteur est donnée selon la condition de la flèche suivante :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

L : Portée maximale entre nus d'appuis

h : Hauteur de la poutre principale.

$$L = 6.50\text{m}$$

$$43.33 \text{ cm} \leq h \leq 65 \text{ cm}$$

on prend : $h = 50\text{cm}$

$$0.3h \leq b \leq 0.6h \rightarrow 15 \text{ cm} \leq b \leq 30 \text{ cm} \rightarrow \text{on prend : } b = 30\text{cm}$$

Vérification aux conditions du RPA99/v2003

$$\begin{cases} b = 30\text{cm} > 20\text{cm} \rightarrow cv \\ h = 50\text{cm} > 30\text{cm} \rightarrow cv \\ \frac{h}{b} = 1.66 < 4 \rightarrow cv \end{cases}$$

Donc on adopte pour les poutres principales une section : **(30*50) cm²**

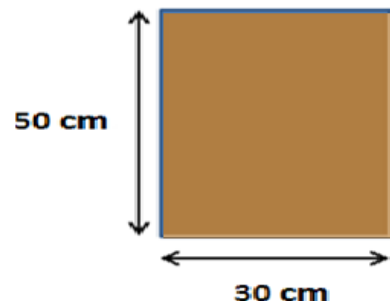


Figure 2.6: Pré dimensionnement des poutres principales.

Poutres secondaires (non porteuse) :(sens X) :

Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles.

Condition de portée : BAEL91

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

L : Portée maximale entre nus d'appuis

h : Hauteur de la poutre principale.

L= 5.50m

$36.66 \text{ cm} \leq h \leq 55 \text{ cm}$

on prend : h = 40cm

$0.3h \leq b \leq 0.6h \rightarrow 13.5 \text{ cm} \leq b \leq 27 \text{ cm} \rightarrow \text{on prend : } b = 30\text{cm}$

Vérification aux conditions du RPA99/version 2003

$$\begin{cases} b = 30\text{cm} > 20\text{cm} \rightarrow cv \\ h = 40\text{cm} > 30\text{cm} \rightarrow cv \\ h/b = 1.33 < 4 \rightarrow cv \end{cases}$$

Donc on adopte pour les poutres secondaires une section : **(30*40) cm²**

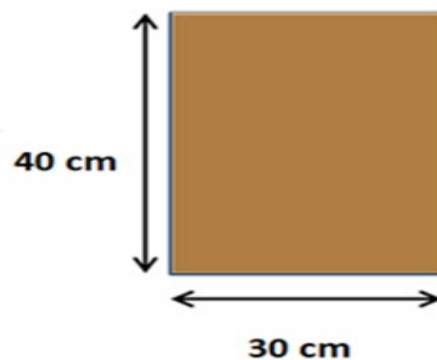


Figure 2.7: Pré dimensionnement des poutres secondaire.

2.2.2 : Pré-dimensionnement des poteaux :

Nous avons proposé une section rectangulaire des poteaux (45×60) Selon les règles (RPA99/version 2003) :

Les dimensions des poteaux doivent respecter les conditions suivantes :

Selon les règles RPA99/version 2003 :

$$\begin{cases} \min(b, h) \geq 25 \text{ cm} \\ \min(b, h) \geq 15.30 \text{ cm} \\ 1/4 < \left(\frac{b}{h}\right) < 4 \end{cases}$$

Avec:

b: Largeur de la section

h : Hauteur de la section

he: Hauteur d'étage

On prend : b=45 cm et h=60 cm et he=3.06- 0.4 = 2.66 m

$$\begin{cases} \min(b, h) = 45 \text{ cm} \geq 25 \text{ cm} & \rightarrow \text{Condition Vérifiée} \\ \min(b, h) = 45 \geq 13.3 \text{ cm} & \rightarrow \text{Condition Vérifiée} \\ 1/4 < 0.9 < 4 & \rightarrow \text{Condition Vérifiée} \end{cases}$$

Toutes les conditions sont vérifiées; alors on adopte pour des poteaux de dimensions **:(45×60) cm 2**

2.2.3 : Les voiles:

Pré dimensionnement des murs en béton armé se fera à la lumière de l'article 7.7 du RPA/99. Les voiles sont définis comme étant pleins. Les charges prises en compte dans le pré dimensionnement des voiles sont :

Les charges verticales : charges permanente et surcharges.

Les actions horizontales : effet du séisme et du vent.

D'après le RPA2003 (article 7.7.1), les voiles doivent satisfaire la condition :

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

Ou e : est l'épaisseur du voile.

Si on considère comme élément linéaire. L'épaisseur du voile est déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage he et la condition de rigidité aux extrémités comme suit :

$$e \geq \text{Max}\left(\frac{h_e}{20}; 15 \text{ cm}\right)$$

$e \geq \text{Max}(13.30 \text{ cm}; 15 \text{ cm})$ Soit : $e = 17 \text{ cm}$

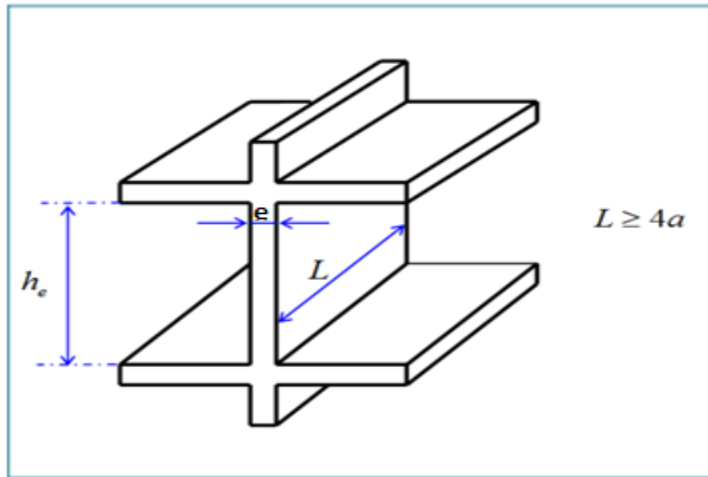


Figure 2.8: Coupe du voile en élévation.

Partie 2 : La descente des charges

3.1. Introduction

La descente de charge est l'opération qui consiste à calculer toutes les charges qui reviennent à un élément porteur depuis le dernier niveau jusqu'à la fondation. Les charges considérées concernent les charges permanentes et les charges d'exploitation.

Rôle de descente de charge :

- Evaluation des charges (G et Q) revenant aux fondations.
- Vérification de la section des éléments porteurs (poteaux).

3.1.1 Évaluations des charges et surcharges

Plancher terrasse inaccessible [(DTR .BC2-2)] :

Charge permanente [(DTR .BC2-2)]

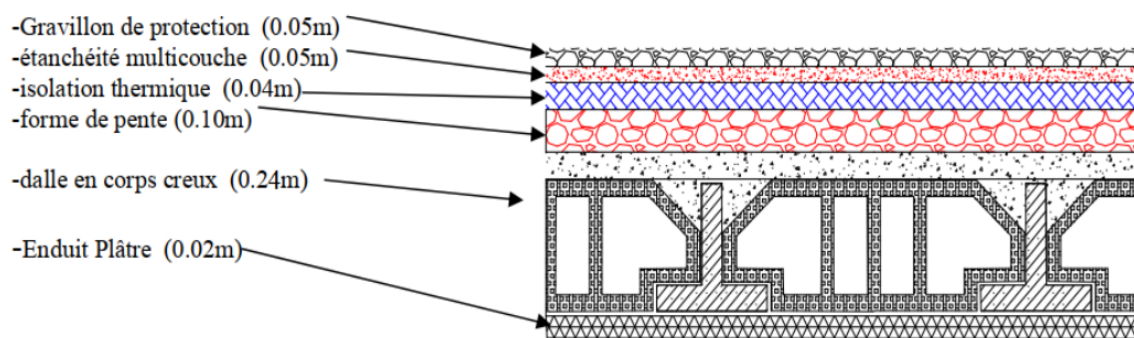


Figure 2.9: Schéma d'un plancher - terrasse inaccessible

Désignation de l'élément	γ (Kg/m ³)	Epaisseur (m)	G(Kg/m ²)
Protection en gravillons	1700	0.05	85
étanchéité multicouche	200	0.05	10
Forme de pente	2200	0.10	220
Isolation thermique (liège)	400	0.04	16
Plancher en corps creux	/	0.24	320
Enduit de plâtre	1000	0.02	20
Somme			G=671

Tableau 2.1 : Charge permanente du plancher terrasse inaccessible.

$G=671 \text{ Kg/m}^2$

Surcharge d'exploitation : [(DTR .BC2-2)]

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

1. Plancher étage courant :

a- Charge permanente [(DTR .BC2-2)] :

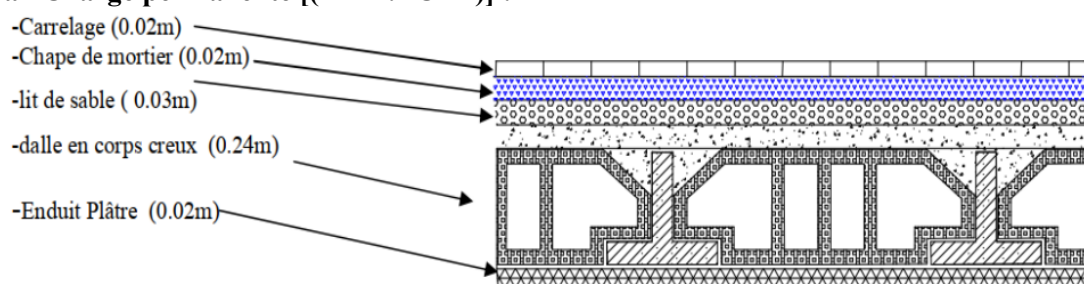


Figure 2.10 : Schéma d'un plancher - étage courant

Désignation de l'élément	γ (Kg/m ³)	Epaisseur (m)	G(Kg/m ²)
Revêtement en carrelage	2000	0.02	40
Mortier de pose	1800	0.02	36
Lit de sable	1800	0.03	54
Plancher en corps creux	/	0.20+0.04(0.24)	320
Enduit de plâtre	1000	0.02	20
Cloisons	/	/	100
Somme			G=572

Tableau. 2.2 : Les charges permanentes sur le plancher corps creux - étage courant

G=572 Kg/m²

b- **Surcharge d'exploitation** : [(DTR .BC2-2)]

Q=150 Kg/m²

2. Evaluation la charge des murs extérieurs en maçonnerie :

a- **Charge permanente**[(DTR .BC2-2)] :

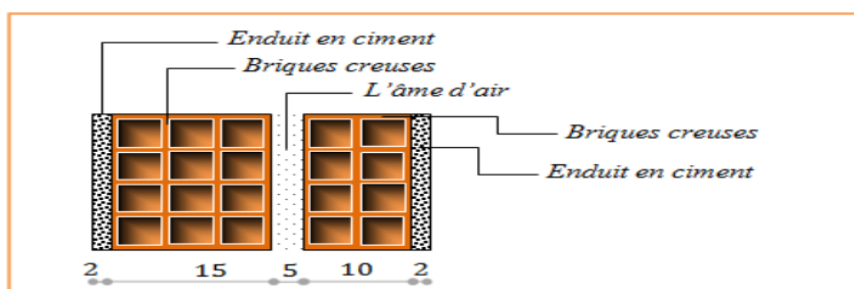


Figure 2.11 : Coupe verticale d'un mur extérieur

Désignations	γ (Kg/m ³)	Epaisseur (m)	Charges (Kg/m ²)
Enduit de ciment	1800	0.02	36
Brique creux	900	0.15	135
Ame d'air	-	0.05	0.00
Brique creux	900	0.10	90
Enduit en plâtre	1000	0.02	20
Somme			G=281

Tableau. 2.3 : Évaluation des charges pour les murs extérieurs

3. Evaluation charge du voile :

a- **Charge permanente**[(DTR .BC2-2)] :

Désignations	γ (kg/m ³)	Epaisseur (m)	Charges (Kg/m ²)
Enduit de ciment	1800	0.02	36
Murs en béton armé	2500	0.17	425
Enduit de plâtre	1000	0.02	20
Somme			G=481

Tableau 2.4 : Charge permanente du voile.

4. Evaluation charge du balcon terrasse inaccessible.

a- **Charge permanente** [(DTR .BC2-2)] :

Désignations	γ (kg/m ³)	Epaisseur (m)	Charges (Kg/m ²)
Gravillon de protection	1700	0.05	85
Etanchéité multicouche	200	0.05	10
Forme de pente	2200	0.10	220
Enduit en plâtre	1000	0.02	20
Dalle en béton armé	2500	0.15	375
Somme			G =704

Tableau. 2 .5: Charges du Balcon - terrasse (Dalle pleine).

$$G=704 \text{ kg/m}^2$$

b- Surcharge d'exploitation: (DTR B.C 2.1page 20.)

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

5. Evaluation charge du balcon étage courant :

a- Charge permanente [(DTR .BC2-2)] :

Désignations	γ (Kg/m ³)	Epaisseur (m)	Charges (Kg/m ²)
Carrelage	2000	0.02	40
Mortier de pose	1800	0.02	36
Couche de sable	1800	0.03	54
Dalle pleine	2500	0.15	375
Enduit en plâtre	1000	0.02	20
Somme			G=525

Tableau 2.6 : Charge permanente du balcon - étage.

$$G=525\text{Kg/m}^2$$

b- Surcharge d'exploitation: (DTR B.C 2.1 - page 20.)

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

2.7 : Pour la pailleasse

b- Charge permanente [(DTR .BC2-2)] :

Désignations	γ (Kg/m ³)	Epaisseur (m)	Charges (Kg/m ²)
Carrelage	2000	0.02	40
Mortier de pose	1800	0.02	36
Les marches	2200	0.17/2	187
Paillasse	2500	0.16/cos 32.5	474
Enduit en plâtre	1000	0.02	20
Somme			757

Tableau 2.7 : Charge permanente de la paillasse.

$$G=757\text{Kg/m}^2$$

c- Surcharge d'exploitation: (DTR B.C 2.1page 20.)

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

2.8 : Pour le palier de repos

a-Charge permanente[(DTR .BC2-2)]

Désignations	γ (Kg/m ³)	Epaisseur (m)	Charges (Kg/m ²)
Carrelage	2000	0.02	40
Mortier de pose	1800	0.02	36
Poids propre de palier	2500	0.16	400
Enduit en plâtre	1000	0.02	20
Somme			496

Tableau 2.8 : Charge permanente du palier.

$$G=496\text{Kg/m}^2$$

c- Surcharge d'exploitation: (DTR B.C 2.1.)

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

6. Evaluation charge d'Acrotère :

7. a-Charge permanente [(DTR .BC2-2)]

Désignations	γ (Kg/m ³)	surface (m ²)	Charges (Kg/m)
Béton arme	2500	0.0685	171.25
Enduit de ciment	1800	0.6*0.15	16.2
Somme			187.45

Tableau 2.9 : Charge permanente du palier.

3.1.3. Loi de dégression

Les charges d'exploitation de chaque étage sont réduites dans les proportions indiquées ci-dessous :

- ✓ Pour la toiture ou terrasse : Q_0
- ✓ Pour le dernier étage : Q
- ✓ Pour l'étage immédiatement inférieur : $0,9Q$
- ✓ Pour l'étage immédiatement inférieur : $0,8Q$

Et ainsi de suite réduisant de 10% par étage jusqu'à $0,5Q$ (valeur conservée pour les étages inférieurs suivants).

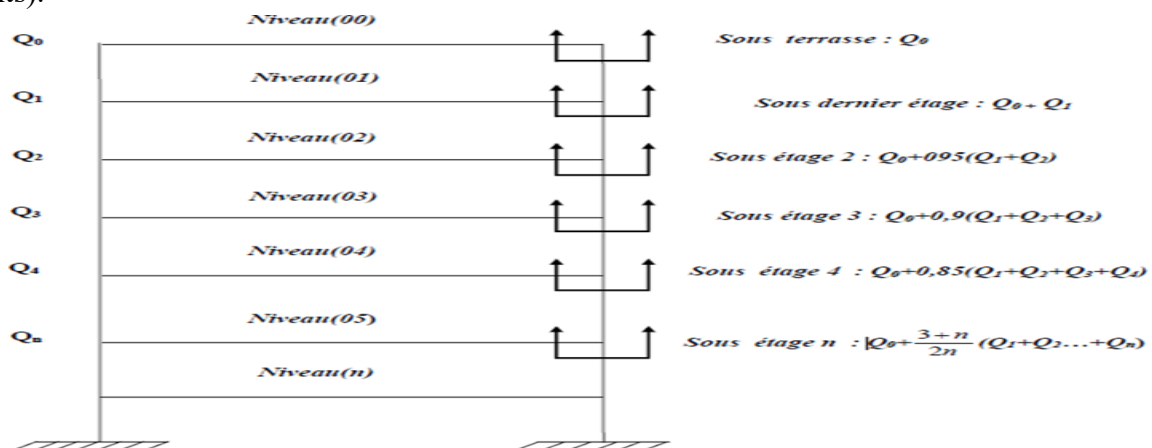


Figure 2.12 : Descente des charges.

- **Surface afférant**

La surface afférente pour la charge permanente G :

$$S_G = (2.55 + 2.15) \times (1.8 + 1.65) = 16.56 \text{ m}^2$$

La surface afférente pour la charge d'exploitation Q :

Terrasse :

$$S_{QT} = (2.55 + 2.15 + 0.3) \times (1.8 + 1.65 + 0.3)$$

$$S_{QT} = 19.125 \text{ m}^2$$

Etage courante :

$$S_{Q.EC} = 19.125 - (0.45 \times 0.60) = 18.855 \text{ m}^2$$

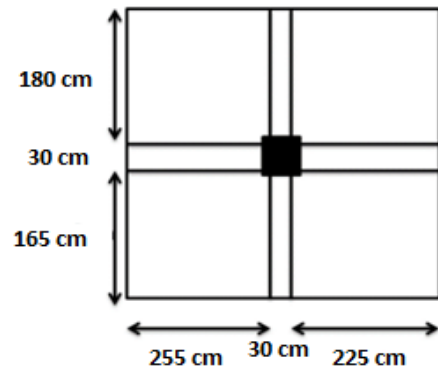


Figure 2.13 : Surface afférente du poteau C-3

Chapitre 3

Calcul des éléments non structuraux

3.1. Etude des planchers

3.1.1. Calcul des poutrelles

Les poutrelles sont calculées en flexion simple sous les charges permanentes (G) et la charge d'exploitation (Q), comme les poutres continues qui se trouvent sur plusieurs appuis. Pour le calcul des sollicitations, on a recours à 2 méthodes :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot.

a. Méthode forfaitaire

Elle est applicable pour les planchers à charge d'exploitation modérée, les conditions d'application de cette méthode sont :

1. Applicable aux constructions courantes où la charge d'exploitation modérés doit

$$\left\{ \begin{array}{l} Q \leq 2G \\ Q \leq 5000 \text{ N/m}^2 \end{array} \right\}$$

2. Le rapport des portées de travées successives compris entre : $0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$

3. Les moments d'inertie des sections transversales sont considérés constants dans les différentes travées en continuité.

4. La fissuration est peu nuisible.

Lorsque l'une de ces conditions n'est pas vérifiée, on applique la méthode de Caquot.

b. Méthode de Caquot

Cette méthode due à Albert Caquot, repose essentiellement sur la méthode des trois moments qu'il a corrigé et simplifié pour tenir compte de :

La variation du moment d'inertie des sections transversales tout au long de la ligne moyenne de la poutre.

Condition d'application :

- Les charges d'exploitation sont modérées $\left\{ \begin{array}{l} Q \leq 2G \\ Q \leq 5000 \text{ N/m}^2 \end{array} \right\}$
- Les charges permanentes et d'exploitation sont élevées.
- Les moments d'inertie de la section des poutres ne sont pas constants.

Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :

Etage courant

- 1- $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 \leq \{2G = 10.64 \text{ KN/m}^2 ; 5 \text{ KN/m}^2\} \dots\dots\dots$ Condition vérifiée

Terrasse

$$Q = 1 \text{ KN/m}^2 \leq \{2G = 12.62 \text{ KN/m}^2 ; 5 \text{ KN/m}^2\} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

2- Les moments d'inertie constante $I = \frac{b \cdot h^3}{12} = \text{Constante} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$

$$0.8 \leq \frac{550}{650} = 0.84 \leq 1.25 \text{Condition vérifiée}$$

$$0.8 \geq \frac{650}{420} = 1.51 \leq 1.25 \text{Condition non vérifiée}$$

3- La fissuration est peu nuisible Condition vérifiée

Cette méthode n'est pas applicable car la 3ème condition n'est pas vérifiée c'est à dire:

$$0.8 \geq \frac{650}{420} = 1.51 \leq 1.25 \dots \dots \dots \text{condition non vérifiée}$$

Donc on utilise la méthode de Caquot.

3.1.2 : Calcul des moments et les efforts tranchants des poutrelles

Moment en appui : $M_a = -\frac{q_g \cdot L'^3 + q_d \cdot L'^3}{8.5 \cdot (L'_g \cdot L'_d)}$

Moment en travée $M_t = M_0 + \frac{M_g + M_d}{2}$ $M_0 = q_l^2$

Effort tranchant : $V_g = \frac{M_g + M_d}{l} - \frac{q \cdot l}{2}$ $V_d = V_g + q \cdot l$

Terrasse :

ELU

Travée	L (m)	L' (m)	P _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M appui(KN.m)	M _{travée} (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	5.50	5.50	6.85	25.90	A= - 00	14.34	-23.04	14.63
					B= - 23.12			
B-C	6.50	5.20	6.85	36.17	B= - 23.12	15.15	-28.72	16.10
					C= - 18.91			
C-D	4.20	4.20	6.85	15.03	C= - 18.91	5.57	-18.88	9.88
					D= - 00			

ELS

Travée	L (m)	L' (m)	q _s (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M appui(KN.m)	M _{travée} (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	5.50	5.50	5.01	18.94	A= 00	10.48	- 16.85	10.70
					B= - 16.91			
B-C	6.50	5.20	5.01	26.45	B= - 16.91	12.08	- 20.70	11.86
					C= - 11.82			
C-D	4.20	4.20	5.01	13.17	C= - 11.82	7.26	- 13.33	7.71
					D= - 00			

Tableau 3.1.2 : récapitulatif des résultants

3.1.3: Calcul du ferrailage

On va calculer le ferrailage de la nervure la plus sollicitée, pour le plancher terrasse et plancher - étage courant.

- **Caractéristiques géométriques des poutrelles :**

$h_t = 24 \text{ cm}$; $b_0 = 10 \text{ cm}$
 $h_0 = 4 \text{ cm}$; $b = 65 \text{ cm}$

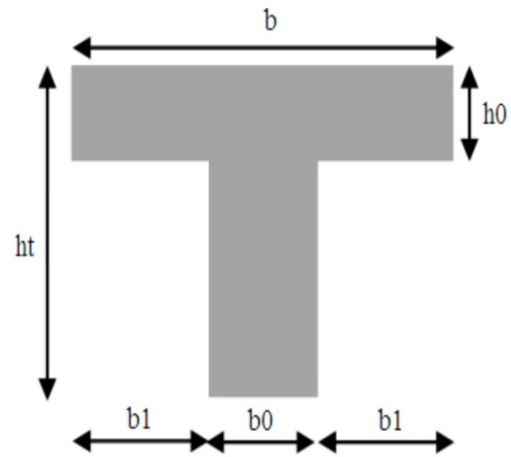


Figure 3.1.2 : Section du ferrailage de la poutrelle

	$M_{\max}^a (\text{KN.m})$	$M_{\max}^t (\text{KN.m})$	$V_{\max} (\text{KN})$
E.L.U	23.12	15.15	16.10
E.L.S	16.91	12.08	-

Tableau 3.1.3 : récapitulatif des résultants

- **L'enrobage:** $C \geq C_0 + \frac{\emptyset}{2}$

$C_0 = 1 \text{ cm}$ (fissuration peu préjudiciable).

$$\emptyset = \frac{h}{10} = \frac{24}{10} = 2.4 \text{ cm}$$

$$C \geq 1 + \frac{2.4}{2} = 2.1$$

Donc on adopte : $C = 3 \text{ cm} \longrightarrow d = h - c = 24 - 3 = 21 \text{ cm}$.

1- Calcul des armatures longitudinales

a- E.L.U :

En Travée :

Le moment fléchissant M_0 équilibré par la table est :

$$M_0 = f_{bu} * b * h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_0 = 14.2 * 65 * 4 \left(21 - \frac{4}{2} \right) = 70148 \text{ N.m}$$

$$M_{\max}^t = 15150 \text{ N.m} \leq M_0 = 70148 \text{ N.m}$$

Donc, seulement une partie de la table est comprimée et la section en T sera calculée comme une section rectangulaire de largeur $b = 65 \text{ cm}$.

$$f_{bu} = \frac{0.85 * f_{c28}}{1.5} = 14.2 \text{ MPa} ; \quad \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{Mu}{f_{bu} * b * d^2} ; \mu = 0.392$$

Si : $\mu < \mu_l \longrightarrow A^* = 0$: les armatures comprimées ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 [1 - \sqrt{1 - 2\mu}] ; \quad Z_u = d (1 - 0.4\alpha)$$

$$A_{scal} = \frac{Mu}{\bar{\sigma}_s * Z_u}$$

	$M_{\max}$	μ	μ_l	A^*	α	$Z_u (\text{cm})$	$A_{cal} (\text{cm}^2)$
Travée	15.15	0.037	0.392	0	0.047	20.60	2.11
Appui	23.12	0.056	0.392	0	0.072	20.39	3.25

Tableau 3.1.4: Armatures longitudinales en travée E.L.U

3.1.4 : Présentation du ferrailage

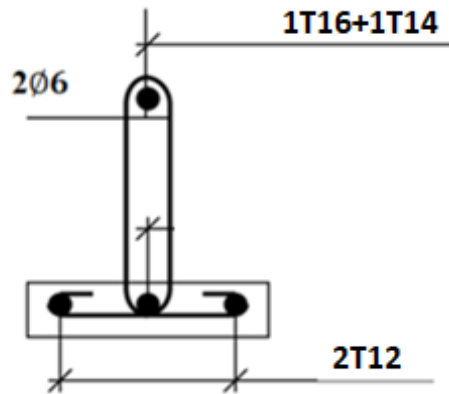


Figure 3.1.3 : Schéma du ferrailage des poutrelles

3.2 : Etude de l'acrotère

3.2.1. Mode de réalisation :

L'acrotère est calculé comme une console encastrée à sa base dans le plancher terrasse et travaillant à la flexion composée sous l'effet de :

L'effort normal dû à son poids propre G.

La surcharge horizontale due à la main courante Q.

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

- Largeur $b=100\text{cm}$
- Hauteur $H=60\text{cm}$
- Epaisseur $e=10\text{cm}$

3.2.2. Evaluation des charges :

Charges permanentes : $G = 187.45 \text{ daN/m}$.

Surcharges : D'après D.T.R.BC.2.1 :

Q : force horizontale qui sollicite l'acrotère due à la main courante est 1000 N/m

$Q \times 1\text{m} = 100 \text{ daN/ml}$

D'après RPA 99/ V2003 (art 6.2.3) :

Les forces horizontales de calcul F_p agissant sur les éléments non structuraux et des équipements ancrés à la structure sont calculées suivant la formule

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$$

F_p : charge sismique.

A : coefficient d'accélération de zone.

C_p : facteur de force horizontale.

Groupe 2, zone (I) donc :

$A = 0.1$ selon le tableau 4.1 (RPA 99/2003)

$C_p = 0.80$ élément en console tableau 6.1 (RPA 99/2003) donc :

$$F_p = 4 \times 0.1 \times 0.80 \times 1874.5 \quad \Rightarrow \quad F_p = 600 \text{ N/ml.}$$

$$F = \max(Q, F_p) \quad \Rightarrow \quad F = F_p = 1000 \text{ N/ml.}$$

$$G = 1874.50 \text{ N/ml} \quad Q = 1000 \text{ N/ml.}$$

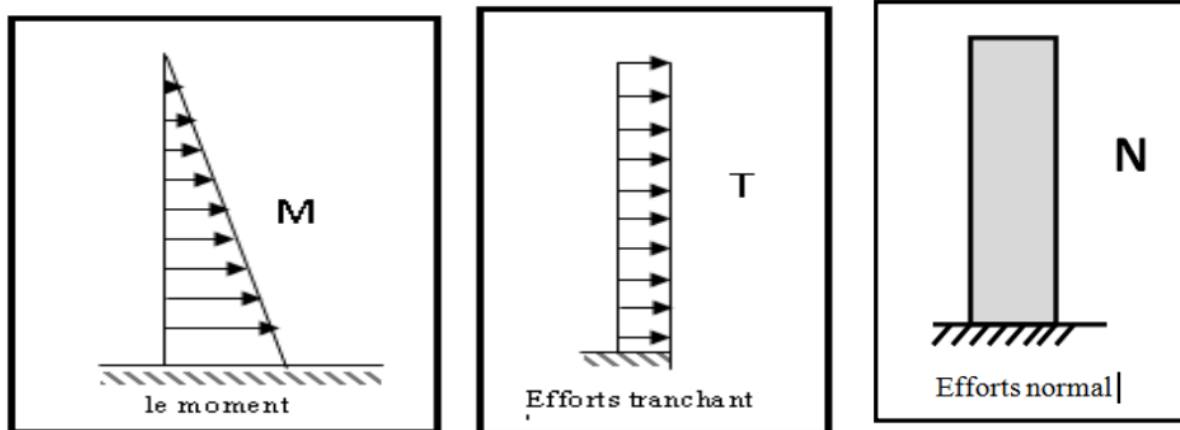


Figure 3.2.1 : Schéma statique des M, T, N

3.2.3. Sollicitations:

La section la plus dangereuse se trouve au niveau d'encastrement (à la base)

$$M = q \times h = 1000 \times 0.6 = 600 \text{ N.m}$$

$$N_u = g = 1874.50 \text{ N.}$$

$$T = F_p = 1000 \text{ N.}$$

3.2.4. Combinaisons d'action :

E.L.U :

$$N_u = 1 \times N_G = 1874.5 \text{ N/ml} ;$$

On ne le majore pas puisque le poids du béton travaille dans le sens favorable.

$$M_u = 1.5 M = 1.5 \times 600 = 900 \text{ N.m}$$

$$T_u = 1.5 T = 1.5 \times 1000 = 1500 \text{ N}$$

E.L.S :

$$N_{ser} = N_G = 1874.50 \text{ N/ml}$$

$$M_{ser} = M = 879.60 \text{ N.m}$$

- Résultats

3.2.5. Calcul du ferrailage

La section de calcul est rectangulaire de largeur $b = 100 \text{ cm}$ et de hauteur $h = 10 \text{ cm}$

On adopte l'enrobage des armatures exposé aux intempéries.

a- ELU

a.1 : Détermination de l'excentricité du centre de pression :

$$e = \max \left(e; \frac{h}{2} \right)$$

$$e = \frac{\frac{h}{2} - 0.1}{2} = 0.05 \text{ m}$$

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{900}{1874.5} = 0.48 \text{ m} < \frac{h}{2} = 0.05 \text{ m}$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section. Donc la section est partiellement comprimée, et par conséquent elle sera calculée en flexion simple soumise à un moment M_1 égale au moment par rapport aux armatures tendues.

a.2 : Détermination de la section des armatures à la flexion simple :

$$M_{cal} = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c \right) = 900 + 1874.5(0.05 - 0.03) = 937.49 \text{ N.m}$$

$$\mu = \frac{M_{cal}}{f_{bu} \times b \times d^2} \quad \text{avec : } f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{1.5} = 14.2 \text{ Mpa}$$

$$\mu = \frac{937.49}{14.2 \times 100 \times 7^2} = 0.0134 < 0.392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A' = 0$)

$$\alpha = 1.25 \left[1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right] = 0.01686$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 6.95 \text{ cm}$$

$$A_1^u = \frac{M_{cal}}{\sigma_s \times Z_u} = \frac{937.49}{348 \times 6.95} = 0.387 \text{ cm}^2$$

Avec : État limite ultime: la contrainte de l'acier est : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 384 \text{ Mpa}$

a.3 : Détermination de la section des armatures à la flexion composée :

$$N \text{ est un effort de compression } \rightarrow A^u = A_1^u - \frac{N}{100 \times \sigma_s} \quad A' = A'_1 = 0$$

$$A^u = 0.387 - \frac{1874.5}{100 \times 348} = 0.334 \text{ cm}^2$$

M_{cal}	μ	α	Z	$A_1^u (\text{cm}^2)$	$A^u \text{cm}^2$
937.49	0.01686	0.024	6.95	0.387	0.334

Tableau 3.2.2 : Armatures longitudinales flexion E.L.U

a.4 : Vérification :

- ELU :

Condition de non Fragilité : BAEL (A.4.2.1)

$$A_{min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times \frac{eG - 0.455d}{eG - 0.185d}$$

$$A_{min} \geq 0.23 \times 100 \times 7 \times \frac{2.1}{400} \times \frac{48 - 0.455 \times 7}{48 - 0.185 \times 7} = 0.845 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec : } f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ Mpa}$$

$$A_{min} = 0.845 \text{ cm}^2$$

b- E.L.S :

b-1 : La contrainte de traction d'armature : BAEL91 A.4.5,33)

$$\text{Fissurations Préjudiciables : } \overline{\sigma}_s \leq \min \left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right)$$

η : coeff. de fissuration = 1.6 pour les barres HA.

$$\overline{\sigma}_s \leq \min \left(\frac{2}{3} \times 400; 110 \times \sqrt{1.6 \times 2.1} \right) \Rightarrow \overline{\sigma}_s \leq \min(266.66; 201.63)$$

$$\Rightarrow \overline{\sigma_s} = 201.63 \text{ Mpa}$$

b-2 : Détermination de l'excentricité du centre de pression

$$e = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{600}{1847.5} = 0.32 \text{ m}$$

La section est partiellement comprimée.

b-3 : Détermination de la section des armatures à la flexion simple

$$M_{cal} = M_{ser} + N_{ser} \left(\frac{h}{2} - c \right) = 600 + 1874.5 (0.05 - 0.03) = 636.95 \text{ N.m}$$

$$\mu = \frac{M_{cal}}{\overline{\sigma_b} \times b \times d^2} \text{ avec : } \overline{\sigma_b} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\mu = \frac{636.95}{15 \times 100 \times 7^2} = 0.0086 < 0.392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A' = 0$)

$$\alpha = 1.25 [1 - \sqrt{1 - 2\mu}] = 0.0108$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 6.97 \text{ cm}$$

$$A^{ser} = \frac{M_{cal}}{\overline{\sigma_s} \times Z_u} = \frac{636.95}{201.63 \times 6.97} = 0.453 \text{ cm}^2$$

a-Conditions de non fragilité : BAEL91 (A.4.2, 1).

- Section minimale d'armatures :

$$A_{min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} \geq 0.23 \times 100 \times 7 \times \frac{2.1}{400} = 0.845 \text{ cm}^2$$

b-Pourcentage minimal d'armature longitudinale

$$A_L \geq 0.0025bh = 0.0025 \times 100 \times 10$$

$$A_L \geq 2.5 \text{ cm}^2$$

Donc : $A = \max (A_{cal} ; A_{min} ; A_L)$

$$A = A_L = 2.5 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A = 5\emptyset 8 = 2.51 \text{ cm}^2$

3.2.7 : Présentation du ferrailage

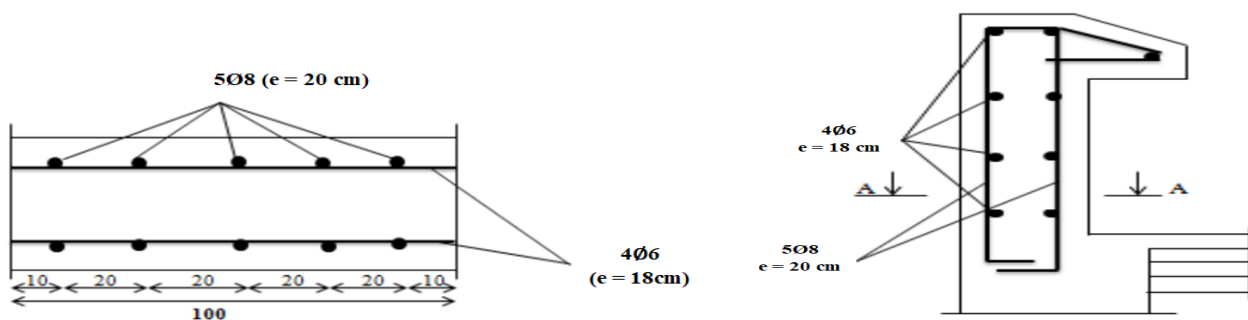


Figure 3.2.2 : Schéma du ferrailage de l'acrotère.

3.3 : Etude du balcon

Le balcon est une dalle pleine en béton armée, encastrée dans une poutre de rive.

Méthode de calcul :

Le calcul se fait sur une bande de 1 m de largeur d'une section rectangulaire travaillant à la Flexion simple dû à:

G : Poids propre de la console.

Q: Surcharge d'exploitation.

P : charge concentrée due aux poids des murs extérieurs et de l'acrotère.

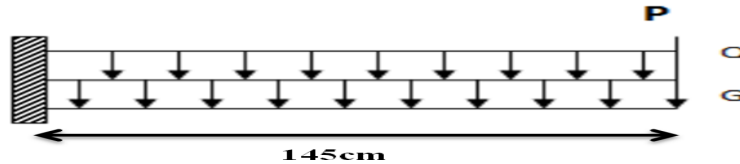


Figure. 3.3.1: Schéma statique des charges du balcon.

$L_x = 1.52 \text{ m.}$

$L_y = 3.60 \text{ m.}$

3.3.1 : Calcul des sollicitations

- Balcon étage courant :

$G = 5.25 \text{ KN/m}^2$ (charges permanentes).

$Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$ (surcharges d'exploitation).

$P = 1.752 \text{ KN/ml}$ (poids du mur extérieur 10 cm).

- Balcon terrasse :

$G = 7.04 \text{ KN/m}^2$ (charges permanentes).

$Q = 1.00 \text{ KN/m}^2$ (surcharges d'exploitation).

$P = 1.8745 \text{ KN/ml}$ (poids de l'acrotère)

$$Q_u = 1.35 G + 1.5 Q$$

$$Q_s = G + Q$$

$$P_u = 1.35 P$$

$$P_s = P$$

	$Q_u \text{ (KN/m)}$	$Q_s \text{ (KN/m)}$	$P_u \text{ (KN/m)}$	$P_s \text{ (KN/m)}$
Balcon étage courant	12.33	8.75	2.365	1.752
Balcon terrasse	11.00	8.04	2.530	1.874

Tableau 3.3.1 : Charges et surcharges au niveau du balcon

3.3.2 : Calcul des moments :

$$M_u = \frac{q_u \times l_x^2}{2} + p_u \times l_x \quad ; \quad M_{ser} = \frac{q_{ser} \times l_x^2}{2} + p_s \times l_x$$

$$V_u = q_u \times l + P_u$$

	$M_u(\text{KN.m})$	$M_s(\text{KN.m})$	$V_u(\text{KN})$
Etage courant	17.83	12.77	21.10
Terrasse	16.55	12.13	19.25

Tableau 3.3.2 : résultants calcul des sollicitations

3.3.3 : Calcul du ferrailage:

- ELU

- **L'enrobage:** $C \geq C_0 + \frac{\phi}{2}$

On prend: $C = 2 \text{ cm}$; $d = h - C = 15 - 2 = 13 \text{ cm}$.

- **Armatures longitudinales**

$$f_{bu} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{1.5} = 14.2 \text{ MPa} ; \quad \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_u}{f_{bu} \times b \times d^2} ; \mu_l = 0.392$$

Si : $\mu < \mu_l \rightarrow A^* = 0$: les armatures comprimées ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 [1 - \sqrt{1 - 2\mu}] ; \quad Z_u = d(1 - 0.4\alpha)$$

$$A_{scal} = \frac{M_u}{\bar{\sigma}_s \times Z_u}$$

	$M_u(\text{KN.m})$	μ	A^*	α	$Z_u(\text{cm})$	$A_{cal}(\text{cm}^2)$
Etage courant	17.83	0.074	0	0.096	12.50	4.09
Terrasse	16.55	0.068	0	0.088	12.54	3.79

Tableau 3.3.3: Armatures longitudinales E.L.U

3.3.4 : Vérification :

1- Vérification à l'E.L.S

D'après le (BAEL91) .Tant que la section est rectangulaire est soumise à la flexion simple et les armatures sont de classe FeE400.

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \left(\frac{\gamma-1}{2}\right) + \left(\frac{f_{c28}}{100}\right) \dots \dots \dots \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

	$M_u (\text{N.m})$	$M_{ser}(\text{N.m})$	γ	$f_{c28} (\text{MPa})$	$\bar{\alpha}$	α	Condition
Etage courant	17.83	12.77	1.39	25	0.445	0.0125	Vérifiée
Terrasse	16.55	12.13	1.36	25	0.43	0.0105	Vérifiée

Tableau 3.3.4 :Vérification de la contrainte.

2- Vérification à l'E.L.U

a-Conditions de non fragilité : BAEL91 (A.4.2, 1).

- Section minimale d'armatures :

$$A_{min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} \geq 0,23 \times 100 \times 14 \times \frac{2.1}{400} = 1.57 \text{ cm}^2$$

b-Pourcentage minimal :BAEL 91 (art B.6.4).

$$A_L \geq 0,001 \times b \times h$$

$$A_L \geq 0,001 \times 100 \times 15 = 1.50 \text{ cm}^2$$

Donc $A = \max(A_{\text{cal}} ; A_{\min} ; A_L)$

Élément	$A_{\text{cal}}(\text{cm}^2)$	$A_{\min}(\text{cm}^2)$	$A_L(\text{cm}^2)$	$A_{\max}(\text{cm}^2)$	$A_{\text{adp}}(\text{cm}^2)$
Etage courant	4.09	1.57	1.5	4.09	6HA10=4.71
Terrasse	3.79	1.57	1.5	3.79	5HA10=3.93

Tableau 3.3.5 :Ferraillage du balcon

c - Contrainte de cisaillement : BAEL 91

$$\overline{\tau}_u \leq \tau_u$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d}$$

$$\overline{\tau}_u = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = \min(3.3 ; 5 \text{ MPa}) \text{ Fissuration peu préjudiciable}$$

$$\overline{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa}$$

	T_u	B	D	τ_u	$\overline{\tau}_u$	$\tau_u \leq \overline{\tau}_u$
Etage courant	19.25	1000	130	0.148	2.5	Condition Vérifiée
Terrasse	21.10	1000	130	0.162	2.5	Condition Vérifiée

Tableau 3.3.6 : résultants calcul des sollicitations

1- Armature de reparation :

- Etage courant :

$$A_T = \frac{A_L}{4} = 1.17 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_T = 5T6 = 1.41 \text{ cm}^2$.

- Terrasse :

$$A_T = \frac{A_L}{4} = 0.98 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_T = 4T6 = 1.13 \text{ cm}^2$.

3.3.5 : Dessin de ferraillage du balcon

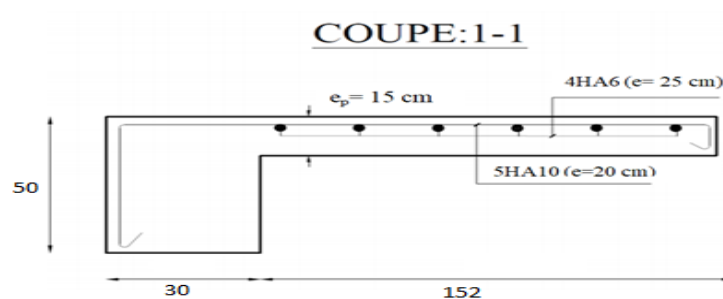


Figure 3.3.2 : Ferraillage du balcon.

3.4.Etude d'escalier

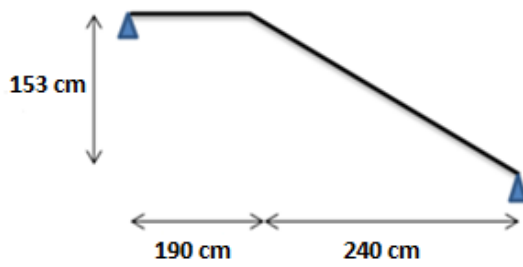


Figure 3.4.1 : Schéma statique des escaliers.

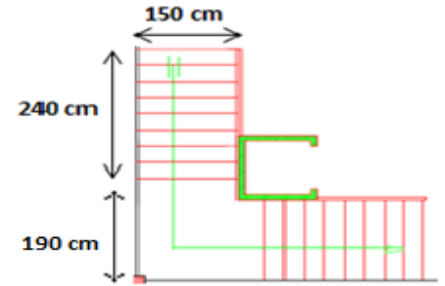


Figure 3.4.2 : Schéma des escaliers



Figure 3.4.3 :Charges sur les escaliers.

3.4.1 : Détermination des sollicitations

- La charge équivalente : $q_{eq} = \frac{\sum q_i \times l_i}{l_i}$
- Le moment isostatique : $M_o = P_{eq} \frac{L^2}{8}$
- L'effort tranchant : $T_u = P_{eq} \times \frac{L}{2}$

1 : Evaluation des charges

	G(KN/m ²)	Q (KN/m ²)
Volée	7.57	2.5
Palier	4.96	2.5

Tableau 3.4.1 : Evaluation des charges

2 : Combinaison des charges :

Le calcul se fera pour une bande de 1 ml.

Volée	ELU	P_u	13.97 KN/m
	ELS	P_s	10.07 KN/m
Palier	ELU	P_u	10.30 KN/m
	ELS	P_s	7.46 KN/m

Tableau 3.4.2: Calcul des sollicitations.

- La charge équivalente :

$$\text{ELU : } q_{\text{eq}} = \frac{\sum q_i \times l_i}{l_i} = \frac{13.97 \times 2.4 + 10.30 \times 1.9}{2.4 + 1.9} = 12.34 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_{\text{eq}} = \frac{\sum q_i \times l_i}{l_i} = \frac{10.07 \times 2.4 + 7.46 \times 1.9}{2.4 + 1.9} = 8.91 \text{ KN/ml}$$

3 : Moments et Effort Tranchants :

$$\text{Moment isostatique : } M_0 = \frac{q_{\text{eq}} \cdot l^2}{8}$$

$$\text{Moment en travée : } M_t = 0.85 M_0$$

$$\text{Moment sur appui : } M_a = 0.3 M_0$$

	q_{eq} kN/m	M_0 (KN.m)	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)	T_u (KN)
ELU	12.34	28.52	24.24	8.556	26.53
ELS	8.91	20.59	17.50	6.17	19.15

Tableau 3.4.3: Effort interne dans les escaliers.

3.4.2 : Calcul du ferrailage :

Le calcul du ferrailage se fera sur une section rectangulaire de largeur $b = 100$ cm de hauteur $h = 16$ cm.

$$\text{L'enrobage: } C \geq C_0 + \frac{\emptyset}{2}$$

$$C_0 = 1 \text{ cm (fissuration peu préjudiciable).}$$

$$\emptyset = \frac{h}{10} = \frac{16}{10} = 1.6 \text{ cm} \quad C \geq 1 + \frac{1.6}{2} = 1.8 \text{ cm}$$

$$\text{Donc on adopte : } C = 2 \text{ cm} \longrightarrow d = h - c = 16 - 2 = 14 \text{ cm.}$$

1- Armatures longitudinales (à l'ELU)

$$f_{bu} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{1.5} = 14.20 \text{ Mpa; } \bar{\sigma}_s = 348 \text{ Mpa}$$

$$\mu = \frac{M_u}{f_{bu} \times b \times d^2}; \mu_l = 0.392$$

$$\text{Si : } \mu < \mu_l \rightarrow A^* = 0 \quad : \text{ les armatures comprimées ne sont pas nécessaires}$$

$$\alpha = 1.25 [1 - \sqrt{1 - 2\mu}] \quad ; Z_u = d (1 - 0.4\alpha)$$

$$A_{su} = \frac{M_u}{\bar{\sigma}_s \times Z_u}$$

		M	μ	A^*	α	Z_u	A_{su}
Type01	Travée	24.24	0.087	0	0.113	13.367	5.21
	Appui	8.556	0.024	0	0.030	13.832	1.77

Tableau 3.4.4 : Armatures longitudinales E.L.U

3.4.3 : Vérification :

1- Vérification à l'E.L.S

D'après le BAEL99

- La fissuration est peut nuisible $\rightarrow$ Il n'y a aucune vérification concerne σ_s .

- La vérification de la contrainte maximale du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha \leq \bar{\alpha}$$

Avec :

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \dots \quad \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

	Mu (KN.m)	Mser(KN.m)	γ	f_{c28}	$\bar{\alpha}$	α	$\alpha \leq \bar{\alpha}$
Travée	24.24	17.50	1.39	25	0.445	0.113	Condition vérifiée
Appui	8.556	6.17	1.39	25	0.445	0.030	Condition vérifiée

Tableau 3.4.5 : Vérification de la contrainte.

2- Vérification à l'E.L.U

a- Conditions de non fragilité : BAEL91 (A.4.2, 1).

$$A_{\min}^1 \geq 0,23 \times b \times d \times (f_{t28}/f_e)$$

$$A_{\min}^1 \geq 0,23 \times 100 \times 14 \times 2.1/400 = 1.69 \text{ cm}^2$$

b- Pourcentage minimal : BAEL 91 (art B.6.4).

$$A_{\min}^2 \geq 0,001 \times b \times h$$

$$A_{\min}^2 \geq 0,001 \times 100 \times 16 = 1.60 \text{ cm}$$

		A _{su}	A _{min}	A _{min} ²	A _{max}	A _{odp} cm ²
Type01	Travée	5.21	1.69	1.6	5.21	5HA12=5.65
	Appui	1.77	1.69	1.6	1.77	4HA10=3.14

Tableau 3.4.6 : Ferrailage des escaliers.

c- Vérification au cisaillement:

$$\bar{\tau}_u \geq \tau_u$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} = \frac{27.32 \times 10^3}{1000 \times 140} = 0.170 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = \min(3.3; 5 \text{ MPa}) \quad \text{Fissuration peu préjudiciable}$$

$$\bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = 3.3 \text{ Mpa} \geq \tau_u = 0.195 \text{ Mpa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

3.4.4 : Présentation du ferrailage

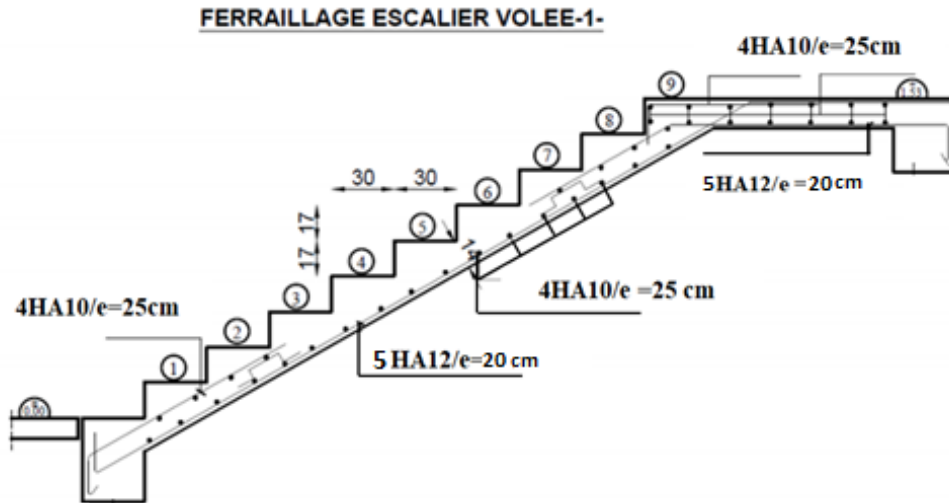


Figure 3.4.4 : Schéma du ferraillage des escaliers.

– L’amortissement des efforts de chargement des travées successives. .

Conditions d’application de la méthode forfaitaire :

$$1) Q \leq (2G ; 5\text{KN/m}^2) \Rightarrow Q (1 ; 2.5 ; 5) \leq 5\text{KN/m}^2) .$$

$$2) (L_i / L_{i+1}) \Rightarrow (3.55 / 3.45) = 1.02 \Rightarrow 0.8 < 1.02 < 1.25.$$

3) Le moment d’inertie est considéré constant dans toutes les travées. 4)

La fissuration est peu nuisible.

Toutes les conditions ont été vérifiées, ce qui fait que l’étude des poutrelles se fera en appliquant la méthode forfaitaire.

$$F = \max (Q, F_P) \quad \Rightarrow \quad F = F_P = 1000 \text{ N/ml.}$$

$$G = 1874.50 \text{ N/ml} \quad Q = 1000 \text{ N/ml.}$$

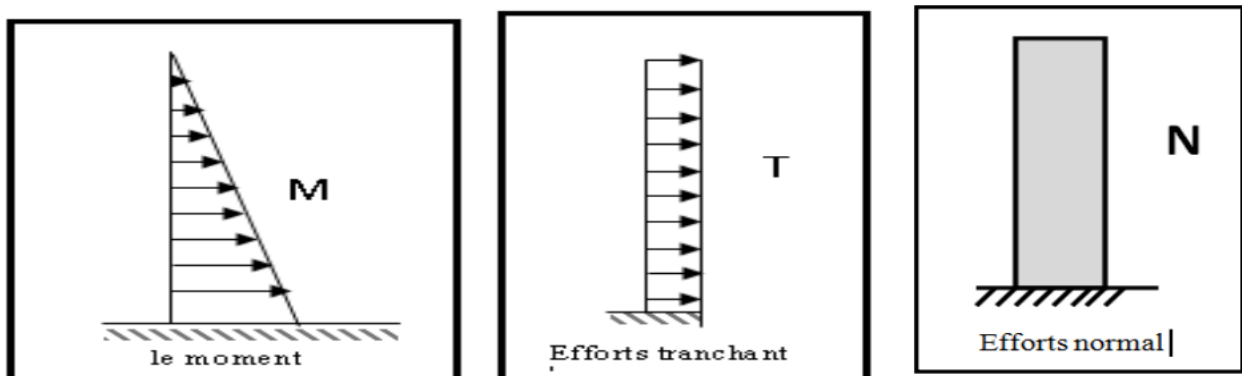


Figure 3.4.5 : Schéma statique des M, T,N

d- Armature de répartition : BAEL 99 (Article A.8.2.41)

$$A_T = \frac{A_L}{4}$$

En Travée: $A_T = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2$

Soit : $A_r = 4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2$.

Sur appui : $A_T = \frac{3.14}{4} = 0.782 \text{ cm}^2$ **Soit :** $A_r = 4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2$.

e- Espacement entre les armatures : BAEL99 (Article A.8.2, 42)

Espacement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

- **Armatures longitudinales:** $St \leq \text{Min} (3h ; 33 \text{ cm}) = \text{Min} (48 ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$

Sur appui $St = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm}$ **condition vérifiée**

En travée $St = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm}$ **condition vérifiée**

- **Armature de répartition:** $St \leq \text{Min} (4h ; 45 \text{ cm}) = \text{Min} (72 ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$

Sur appui $St = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} \leq 45 \text{ cm}$ **condition vérifiée**

En travée $St = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} \leq 45 \text{ cm}$ **condition vérifiée**

f- Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les inégalités suivantes sont satisfaites :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{16}{430} = 0.037 \leq \frac{1}{16} = 0.06 \text{ Condition non vérifiée}$$

$$\frac{A}{d \cdot b} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{565}{1000 \cdot 140} = 0.004 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \text{ Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \Rightarrow \frac{16}{430} = 0.037 \leq \frac{1 \times 24.24}{10 \times 28.52} = 0.084 \text{ Condition non vérifiée}$$

Deux conditions ne sont pas vérifiées, donc il est nécessaire de calculer la flèche

Flèche totale :

$$Y_G = \frac{\sum A_i Y_i}{\sum A_i} = \frac{b \frac{h^3}{2} + \eta A_s d}{b h + \eta A_s} ; \text{ Avec : } \eta \text{ coefficient d'équivalence } (\eta = 15)$$

$$Y_G = \frac{100 \cdot 16 \cdot \frac{16^3}{2} + 15 \cdot 5.65 \cdot 14}{100 \cdot 16 + 15 \cdot 5.65} = 8.30$$

$$Y'_G = h - Y_G = 7.70 \text{ cm}$$

$$\delta = d - Y_G = 14 - 8.30 = 6.70 \text{ cm}$$

- **Moment d'inertie de la section homogène :**

$$I_0 = \frac{b \cdot h^3}{12} + b \cdot h \cdot \left[\left(\frac{h}{2} - Y_g \right) \right]^2 + \eta \cdot A \cdot (d - Y_G)^2$$

$$I_0 = \frac{100 \cdot 16^3}{12} + 100 \cdot 16 \cdot \left[\left(\frac{16}{2} - 8.30 \right) \right]^2 + 15 \cdot 5.65 \cdot (14 - 8.30)^2 = 38081.760 \text{ cm}^2$$

- **Déformations instantanées :**

$$\lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{\left(2 + 3 \times \frac{b_0}{b} \right) \rho}$$

$$\rho = \frac{A}{d \times b_0} = \frac{5.65}{14 \times 100} = 0.0040$$

Pour les déformations instantanées : $b_0 = b$; $f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa}$

$$\lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{\left(2 + 3 \times \frac{b_0}{b} \right) \rho} = \frac{0.05 \times 2.1}{\left(2 + 3 \times \frac{100}{100} \right) \times 0.0040} = 5.25$$

- **Déformation de longue durée :**

$$\lambda_v = \frac{0.02 f_{t28}}{\left(2+3 \times \frac{b_0}{b}\right) \rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{\left(2+3 \times \frac{100}{100}\right) \times 0.0040} = 2.1$$

- **Calcul du moment fléchissant d'ELS :**

$$g = \frac{(\text{palier} \times L_{\text{palier}}) + (\text{paillasse} \times L_{\text{paillasse}})}{(L_{\text{palier}} + L_{\text{paillasse}})}$$

g : c'est l'ensemble de la charge permanent
J : charge permanente sans revêtement.
ρ : C'est l'ensemble des charges permanentes et d'exploitation supporté par l'élément considéré.

$$g = \frac{(4960 \times 1.9) + (7570 \times 2.4)}{(1.9 + 2.4)} = 6416.74 \text{ N/ml}$$

$$j = \frac{(4000 \times 1.9) + (6610 \times 2.40)}{(1.9 + 2.40)} = 5456.74 \text{ N/ml}$$

$$\rho = g + Q = 6416.74 + 2500 = 8916.74 \text{ N/ml}$$

$$M_g = \frac{0.85 \times g \times l^2}{8} = \frac{0.85 \times 6416.74 \times 4.3^2}{8} = 12606.08 \text{ N.m}$$

$$M_j = \frac{0.85 \times j \times l^2}{8} = \frac{0.85 \times 5456.74 \times 4.3^2}{8} = 10720.10 \text{ N.m}$$

$$M_{\rho} = \frac{0.85 \times \rho \times l^2}{8} = \frac{0.85 \times 8916.74 \times 4.3^2}{8} = 17517.49 \text{ N.m}$$

- **Calcul des contraintes des tractions effectives de l'armature**

Pour une section rectangulaire à la flexion simple, on applique la formule (61)

(P. Charon) pour déterminer les contraintes en a :

$$\rho_1 = 100 \times \rho = 0.40 \Rightarrow \beta_1 = 0.908$$

$$\sigma_s^g = \frac{M_g}{A \times \beta \times d} = \frac{12606.08}{5.65 \times 0.908 \times 14} = 175.516$$

$$\sigma_s^j = \frac{M_j}{A \times \beta \times d} = \frac{10720.10}{5.65 \times 0.908 \times 14} = 149.25$$

$$\sigma_s^{\rho} = \frac{M_{\rho}}{A \times \beta \times d} = \frac{17517.49}{5.65 \times 0.908 \times 14} = 243.89$$

- **Calcul du coefficient μ :**

$$\mu_g = 1 - \left[\frac{1.75 f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s^g + f_{t28}} \right] = 1 - \left[\frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0040 \times 175.516 + 2.1} \right] = 0.251 \text{ N/ml}$$

$$\mu_j = 1 - \left[\frac{1.75 f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s^j + f_{t28}} \right] = 1 - \left[\frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0040 \times 149.25 + 2.1} \right] = 0.181 \text{ N/ml}$$

$$\mu_{\rho} = 1 - \left[\frac{1.75 f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s^{\rho} + f_{t28}} \right] = 1 - \left[\frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0040 \times 243.89 + 2.1} \right] = 0.387 \text{ N/ml}$$

Donc :

$$I_v^g = \frac{(1.1 I_0)}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = \frac{(1.1 \times 38\,081.760)}{1 + 2.1 \times 0.251} = 27431.036 \text{ cm}^4$$

$$I_i^g = \frac{(1.1 I_0)}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = \frac{(1.1 \times 38\,081.760)}{1 + 5.25 \times 0.251} = 18073.53 \text{ cm}^4$$

$$I_i^j = \frac{(1.1 I_0)}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = \frac{(1.1 \times 38\,081.760)}{1 + 5.25 \times 0.181} = 21479.264 \text{ cm}^4$$

$$I_i^{\rho} = \frac{(1.1 I_0)}{1 + \lambda_i \times \mu_{\rho}} = \frac{(1.1 \times 38\,081.760)}{1 + 5.25 \times 0.387} = 13817.081 \text{ cm}^4$$

- **Calcul de la flèche :**

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \sqrt[3]{25} = 32164.2 \text{ MPa} \quad (\text{BAEL 91.art A.2.1.21})$$

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.87 \text{ MPa} \quad (\text{BAEL 91.art A.2.1.22})$$

$$f_v^g = \frac{M_g \times l^2}{10E_v \times I_{fv}^g} = \frac{[12606.08 \times (430^2)]}{[10 \times 10818.87 \times 27431.036]} = 0.78 \text{ cm}$$

$$f_i^g = \frac{M_g \times l^2}{10E_i \times I_{fi}^g} = \frac{[12606.08 \times (430^2)]}{[10 \times 32164.2 \times 18073.53]} = 0.26 \text{ cm}$$

$$f_v^j = \frac{M_j \times l^2}{10E_v \times I_{fv}^j} = \frac{[10720.10 \times (430^2)]}{[10 \times 10818.87 \times 21479.264]} = 0.85 \text{ cm}$$

$$f_i^p = \frac{M_p \times l^2}{10E_i \times I_{fi}^p} = \frac{[17517.49 \times (430^2)]}{[10 \times 32164.2 \times 13817.081]} = 0.72 \text{ cm}$$

$$\Delta f_t = f_v^g - f_v^j + f_i^p - f_i^g = 0.78 - 0.26 + 0.85 - 0.72 = 0.65 \text{ cm}$$

$$\Delta f_t = 0.65 \text{ cm} < f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{430}{500} = 0.86 \text{ cm}$$

Alors la condition de flèche est vérifiée.

3.5 : La dalle mince (Table de compression) : BAEL91 (B.6.8, 423)

Le hourdis doit avoir un quadrillage de barres dont les dimensions de mailles sont définies comme suit :

20 cm (5 p.m.) pour les armatures perpendiculaires aux nervures.

33 cm (3 p.m.) pour les armatures parallèles aux nervures.

L'écartement L entre axes des nervures égale à 65 cm donc :

1- Les armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$A_{\perp} = \frac{4 \times L_n}{f_e} = \frac{4 \times 65}{400} = 0.65 \text{ cm}^2$$

On adapte 5Ø5 = 0.98 cm²

- Espacement :

n : nombres des barres.

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

2- Les armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2} = 0.49 \text{ cm}^2$$

On adapte 3Ø5 = 0.98 cm²

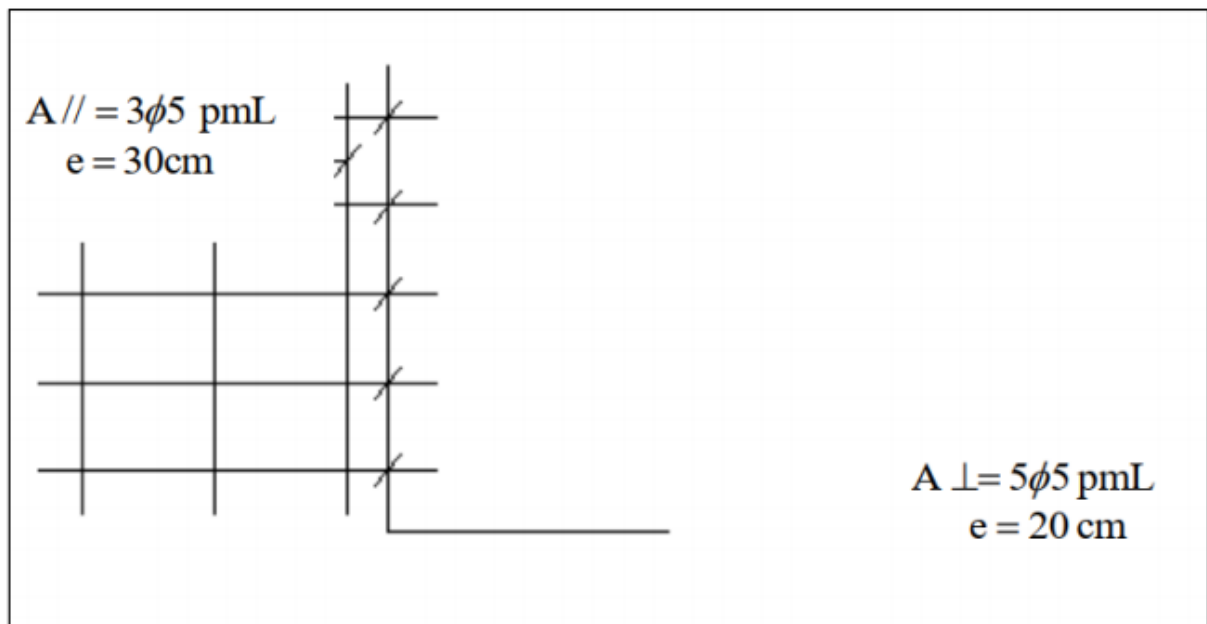
- Espacement :

$$S_t \leq \frac{100}{n} = \frac{100}{3} = 33.33 \text{ cm}$$

St = 30 cm

Donc: on choisit un quadrillage dont la maille est de dimension (20×30) cm².

3.5.1 : Présentation du ferrailage



3.6.1 : ANNEXE DE CHARGE POUR POTEAUX

Niveau	Eléments	G(daN)	Q(daN)
1-1	Plancher terrasse inaccessible : 671×16.56	11111.76	19.125 ×100= 1912.5
	P outre principale : 0,3×0,50×3.150×2500	1181.25	
	Poutre secondaire : 0,3×0,40×4.650×2500	1395	
	Poteau : 0,45×0,60×3,06×2500	2065.5	
2-2	Venant 2-2 :	15753.51	1912.5
3-3	Plancher étage courant : 572×16.56	9472.32	150×18.855×1= 2828.25
	Poutre principale : 0,3×0,50×3.150×2500	1181.25	
	Poutre secondaire : 0,3×0,40×4.650×2500	1395	
	Poteau : 0,45×0,60×3,06×2500	2065.5	
4-4	Venant 4-4	29867.58	4740.75
5-5	Plancher étage courant : 572×16.56	9472.32	150×18.855×0.9 = 2545.425
	Poutre principale : 0,3×0,50×3.150×2500	1181.25	
	Poutre secondaire : 0,3×0,40×4.650×2500	1395	
	Poteau : 0,45×0,60×3,06×2500	2065.5	
6-6	Venant 6-6	43981.65	7286.175
7-7	Plancher étage courant : 572×16.56	9472.32	150×18.855×0.8 = 2262.6
	Poutre principale : 0,3×0,50×3.150×2500	1181.25	
	Poutre secondaire : 0,3×0,40×4.650×2500	1395	
	Poteau : 0,45×0,60×3,06×2500	2065.5	
8-8	Venant 8-8	58095.72	9548.775
9-9	Plancher étage courant : 572×16.56	9472.32	150×18.855×0.7 = 1979.775
	Poutre principale : 0,3×0,50×3.150×2500	1181.25	
	Poutre secondaire : 0,3×0,40×4.650×2500	1395	
	Poteau : 0,45×0,60×3,06×2500	2065.5	
10-10	Venant 10-10	72209,79	11528.55
11-11	Plancher étage courant : 572×16.56	9472.32	150×18.855×0.6 = 1696.95
	Poutre principale : 0,3×0,50×3.150×2500	1181.25	
	Poutre secondaire : 0,3×0,40×4.650×2500	1395	
	Poteau : 0,45×0,60×3,06×2500	2065.5	
12-12	Venant 12-12	86323,86	13225.5
13-13	Plancher étage courant : 572×16.56	9472.32	150×18.855×0.5 = 1414.125
	Poutre principale : 0,3×0,50×3.150×2500	1181.25	
	Poutre secondaire : 0,3×0,40×4.650×2500	1395	
	Poteau : 0,45×0,60×3,06×2500	2065.5	
14-14	Venant 14-14	100437,93	14639.625
15-15	Plancher étage courant : 572×16.56	9472.32	150×18.855×0.5 =
	Poutre principale : 0,3×0,50×3.150×2500	1181.25	

	Poutre secondaire : 0,3×0,40×4.650×2500	1395	1414.125
	Poteau : 0,45×0,60×3,06×2500	2065.5	
16-16	Venant 16-16	114552	16053.75
17-17	Plancher étage courant : 572×16.56	9472.32	150×18.855×0.5
	Poutre principale : 0,3×0,50×3.150×2500	1181.25	=
	Poutre secondaire : 0,3×0,40×4.650×2500	1395	1414.125
	Poteau : 0,45×0,60×3,06×2500	2065.5	
18-18	Venant 18-18	128666,07	17467.875
19-19	Plancher étage courant : 572×16.56	9472.32	150×18.855×0.5
	Poutre principale : 0,3×0,50×3.150×2500	1181.25	=
	Poutre secondaire : 0,3×0,40×4.650×2500	1395	1414.125
	Poteau : 0,45×0,60×3,06×2500	2065.5	
20-20	Venant 20-20	142780.14	18882
21-21	Plancher étage courant : 572×16.56	9472.32	250×18.855×0.5
	Poutre principale : 0,3×0,50×3.150×2500	1181.25	=
	Poutre secondaire : 0,3×0,40×4.650×2500	1395	2356.875
	Poteau : 0,45×0,60×3,06×2500	2065.5	
22-22	Venant 22-22	156894,21	21238.875
23-23	Plancher étage courant : 572×16.56	9472.32	500×18.855×0.5
	Poutre principale : 0,3×0,50×3.150×2500	1181.25	=
	Poutre secondaire : 0,3×0,40×4.650×2500	1395	4713.75
	Poteau : 0,45×0,60×3,06×2500	2065.5	
24-24	Totale :	171008.28	25952.625

Tableau3.5 : Descente de charges pour poteau (C- 3).

ELU : $N_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 171008.28 + 1.5 \times 25952.625 = 269790,115 \text{ daN}$

ELS : $N_{ser} = G + Q = 171008.28 + 25952.625 = 196960,905 \text{ daN}$

Chapitre 4

Etude dynamique

4.1. Introduction

- Le séisme est un phénomène naturel qui peut se produire à tout moment, provoquant d'importants dégâts (ruine de constructions et perte de vies humaines). Il est très important de concevoir avec précaution les structures pour résister au maximum aux effets engendrés par les sollicitations auxquelles elles sont soumises. Pour cela elles doivent être conçues et construites de manière adéquate pour résister aux secousses sismiques, tout en respectant les recommandations du règlement parasismique algérien (RPA99/version2003)

4.2. Caractéristiques de la structure

- La structure est classée en groupe d'usage 2B ouvrage de moyenne importance (la structure ne dépasse pas les 48 m) suivant la classification du RPA 99 version 2003.
- Le sol est de catégorie S3 (sol meuble), selon les résultats donnés par le laboratoire de géotechnique.
- La structure se trouve dans une zone de sismicité 2.
- La structure étudiée est un (R+7+Piscine), le système structurel est constitué d'un système mixte (portiques et de voiles en béton armé).

4.3. Méthode de calcul

L'analyse d'une structure selon le (RPA99 Art 4.1.1), peut se faire à l'aide de deux principales méthodes :

- Méthode statique équivalente.
- Méthode dynamique qui regroupe :
 - La méthode modale spectrale.
 - La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

Les deux méthodes de calcul utilisées dans notre étude sont la méthode statique équivalente et la méthode dynamique modale spectrale

4.3.1 : Description de logiciel utilisé dans la modélisation

Le système « **Robot Structural Analyses 2014** » est un logiciel destiné à modéliser, analyser et dimensionner les différents types de structures. Robot Structural analyses permet de modéliser les structures, les calculer, vérifier les résultats obtenus, dimensionner les éléments spécifiques de la structure, la saisie graphique 2D et 3D, le calcul de la structure en (RDM), en Neige et vent, les combinaisons automatiques et la dernière étape gérée par Robot est la création de la documentation pour la structure calculée et dimensionnée.

4.3.2 : Méthode statique équivalente:

- Principe:

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés à ceux de l'action sismique.

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions des axes principales du plan horizontal de la structure.

- Domaine d'application :

Les conditions d'application de la méthode statique équivalente sont citées dans l'article 4.1.2 du **RPA 2003**.

4.3.3 : Méthode d'analyse modale spectrale

- 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.

- Domaine d'application:

La méthode analyse modale spectrale est appliquée pour tous les cas de bâtiments et en particulier dans les cas où la méthode statique équivalente est inapplicable.

- Spectre de Réponse de calcul :RPA 2003 (Article 4.3.3) :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases}$$

Avec :

$\frac{S_a}{g}$: Accélération spectrale

g : Accélération de la pesanteur.

A : Coefficient d'accélération de zone. (**Tableau 4.1**).

η : Facteur de correction d'amortissement.

R : Coefficient de comportement de la structure donnée, en fonction de système de contreventement .(**Tableau 4.3**)

T_1, T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site. (**Tableau 4.7**)

Q : Facteur de qualité. (**Tableau 4.5**).

- Nombre de modes à considérer:

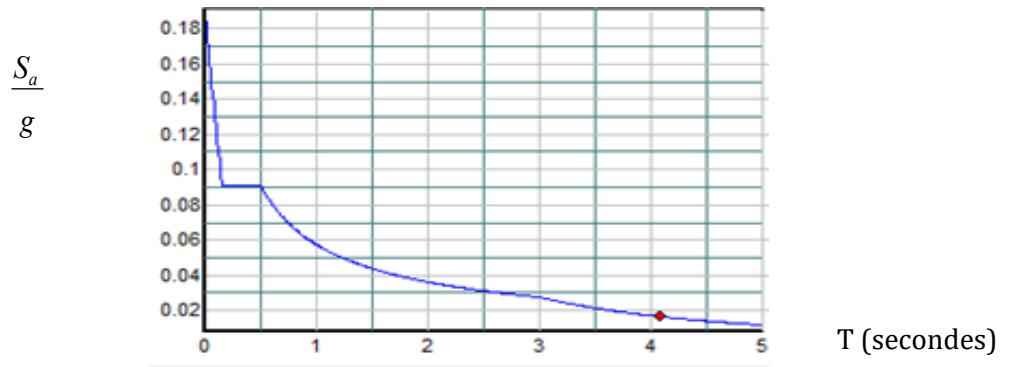


Figure 4-1 Spectre de réponse

D'après RPA99-v2003 (Art:4.3.4-a) :

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

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à **90%** au moins de la masse totale de la structure.
- Les modes ayant un modèle de masse effective supérieure à **05%** de la masse totale de la structure, soient retenus pour les déterminations de la réponse totale de la structure.
- Le minimum de modes à retenir est de trois dans chaque direction considérée.
- Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes K à retenir doit être tel que : $K \geq 3\sqrt{N}$ et $T_K \leq 0.20$ sec.

4.4 : Analyse de la structure

4.4.1 : Première variante :

- La structure est présentée dans la figure suivante :

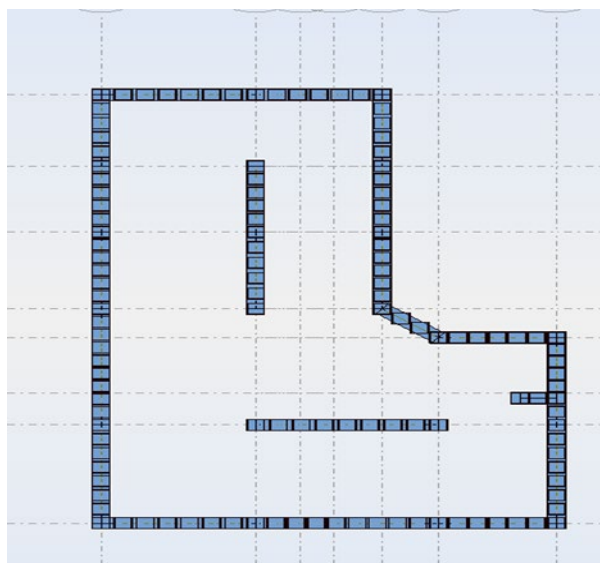


Figure. 4.4.1: Disposition des voiles

- **Périodes et facteurs de participation massique modale :**

Après l'analyse automatique par le logiciel ROBOT, on a tiré les résultats qui sont illustrés dans le tableau ci-dessous :

Cas/Mode	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
3/ 1	0.79	49.91	12.94	49.91	12.94
3/ 2	0.69	56.95	55.16	7.04	42.22
3/ 3	0.56	64.19	64.57	7.24	9.41
3/ 4	0.18	76.32	70.02	12.14	5.45
3/ 5	0.16	76.33	70.02	0.01	0.01
3/ 6	0.16	80.38	80.26	4.05	10.24
3/ 7	0.13	82.70	81.87	2.32	1.61
3/ 8	0.10	82.70	81.87	0.00	0.00
3/ 9	0.10	82.71	81.90	0.01	0.03

Tableau 4.4.1 : Périodes et facteurs de participation massique du modèle

- **Interprétation des résultats :**

- La période fondamentale de la structure est $T_x=0.79$ sec.
- Le 1^{er} mode est un mode de translation pure selon l'axe X avec 49.61% de participation de masse modale.
- La période fondamentale de la structure est $T_y=0.69$ sec.
- Le 2^{ème} mode est un mode de translation pure selon l'axe Y avec 42.12% de participation de masse modale.
- Le 3^{ème} mode est un mode de torsion.
- Il faut jusqu'au 10^{ème} mode pour assurer les 90% de participation de masses modale .(pas vérifié = 82%).

Solution :

Vous pouvez augmenter le nombre de modes jusqu'à atteindre les 90% . si cela s'avère difficile. Vous pouvez néanmoins poursuivre les calculs étant donné que la période du dernier mode est inférieure à **0.2s** . (RPA99 5.2003 Art 4.3.4).

Dans notre cas la période du dernier mode **$T=0.1s < 0.2 s$** .

Conclusion :

La structure présente un bon comportement vis-à-vis du séisme, néanmoins la condition concernant la vérification de l'effort normal revenant aux voiles, montre que la structure est rigide et le facteur de comportement $R=3.5$ (condition l'article 3.4.4bdu RPA2003)

$$\frac{F_z \text{Voile}}{F_z \text{Totale}} = \frac{-291855.34}{-579883.9} = 50\% > 20\%$$

et le système porteur de la structure est en voiles.

Pour cette raison, on change la disposition des voiles pour rendre le comportement de la structure un peu flexible, et le système porteur sera mixte.

Parmi les propositions précédentes nous estimons que la variante aura plus de comportement favorable vis à vis du séisme et elle sera retenue pour le reste des calculs.

4.5 : Vérifications spécifiques pour l'ensemble de la structure :

4.5.1 : Vérification du système de contreventement :

Selon RPA 99 version 2003 :

Le système de contreventement mixte est assuré par des voiles et des portiques, dans ce système de contreventement :

- Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales. Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux. Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

F_X [KN]	F_X sur les poteaux [KN]	F_Y [KN]	F_Y sur les poteaux [KN]	F_Z [KN]	F_Z sur les voiles [KN]
29082.43	6705.98	13164.06	3571.75	-285377,52	-143647,35

Tableau 4.5.1 : Efforts réduits sur les poteaux et les voiles.

$$\frac{F_{z\text{Voile}}}{F_{z\text{Totale}}} = \frac{-143647,35}{-285377,52} = 50 \% > 20\% \Rightarrow (\text{Condition Vérifiée})$$

$$\frac{F_{x\text{Poteau}}}{F_{x\text{Totale}}} = \frac{6705,98}{29082,43} = 23 \% > 25 \% \Rightarrow (\text{Condition Vérifiée})$$

$$\frac{F_{y\text{Poteau}}}{F_{y\text{Totale}}} = \frac{3571,75}{13164,06} = 24 \% > 25\% \Rightarrow (\text{Condition Vérifiée})$$

Donc : Les conditions de classification entre systèmes de contreventement avec voiles est vérifié, donc le facteur de comportement R est égal à 3,5 .

4.5.2 : Vérification de la période de la structure

a) Estimation de la période fondamentale de la structure [RPA99/5.2003 (Art.4.2.4)]:

Dans notre cas (structure mixte) la période fondamentale correspond à la plus petite valeur obtenue par les formules 4-6 et 4-7 du RPA99/Version2003.

$$T = \min \left\{ C_T h_N^{3/4} ; \frac{0,09 \times h_N}{\sqrt{D}} \right\}$$

Avec :

h_N : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'aux derniers niveaux (N).

$h_N = 37.06$ m

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement et du type de remplissage, est donnée par le **tableau (4,6) du RPA99/Version2003. $C_T = 0,050$**

D: Les dimensions du bâtiment mesurées à sa base dans la direction de calcul considérée.

Sens X $\rightarrow D_X = 16.20$ m ; Sens Y $\rightarrow D_Y = 24$ m

Donc :- $T = C_T h_N^{3/4} \rightarrow T = 0,05 \times 37.06^{3/4} = 0,69$ sec

$$- T = \frac{0,09 \times h_N}{\sqrt{D}} \rightarrow \text{Sens X : } T = \frac{0,09 \times 37.06}{\sqrt{16.20}} = 0,75 \text{ sec}$$

$$\text{Sens Y : } T = \frac{0,09 \times 24.48}{\sqrt{24}} = 0,61 \text{ sec}$$

Alors :

$T_X = \min (0,69 ; 0,75) \rightarrow T_X = 0,69$ sec ; $T_Y = \min (0,69 ; 0,61) \rightarrow T_Y = 0,61$ sec

b) Périodes dynamiques de la structure :

Selon le tableau 6.1 :

$$T_{dyn}^x = 0,79 \text{ sec} ; T_{dyn}^y = 0,69 \text{ sec}$$

Condition liée au choix de la période approprié pour le calcul de l'effort tranchant à la base.
Le tableau ci-dessous montre comment choisir la période de calcul de V_{MSE} .

Si :	La période choisie pour le calcul du facteur D est :
$T_{analytique} < T_{empirique}$	$T = T_{empirique}$
$T_{empirique} < T_{analytique} < 1,3 T_{empirique}$	$T = T_{analytique}$
$1,3 T_{empirique} < T_{analytique}$	$T = 1,3 T_{empirique}$

Tableau 4.5.2 : Période de calcul de V_{MSE}

La direction X :

$$T_{emp} = 0.69 \text{ sec}$$

$$T_{dyn} = 0.79 \text{ sec}$$

$$1.3 T_{emp} = 0.89 \text{ sec}$$

Donc : $T_{empirique} < T_{analytique} < 1,3 T_{empirique}$

On prend la valeur de la période : $T_X = T_{dyn}^x = 0,79$ sec

La direction Y :

$$T_{emp} = 0.61 \text{ sec}$$

$$T_{dyn} = 0.69 \text{ sec}$$

$$1.3 T_{emp} = 0.79 \text{ sec}$$

Donc : $T_{\text{empirique}} < T_{\text{analytique}} < 1,3 T_{\text{empirique}}$

On prend la valeur de la période : $T_y = T_{\text{dyn}}^y = 0,69 \text{ sec}$

4.5.3: Vérifications spécifiques pour l'ensemble de la structure

a) Résultante des forces sismiques à la base V_t

Cette dernière est obtenue par la combinaison des valeurs modales et elle ne doit pas être Inférieure à **80 %** de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V , soit : $V_t > 0.8 V$.

Suite à l'application du spectre de calcul dans les deux sens de la structure, les résultats sont comme suit :

Effort sismique dans le sens X..... $V_x = 1272.81 \text{ KN}$

Effort sismique dans le sens Y..... $V_y = 1359.10 \text{ KN}$

b) Calcul des actions sismiques selon la Méthode Statique Equivalente :

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

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

Notation :

V : Effort tranchant à la base.

A : Coefficient d'accélération de zone. (Tableau 4.1).

Groupe	Zone			
	I	2	2b	2I
1A	0.15	0.25	0.30	0.40
1B	0.12	0.20	0.25	0.30
2	0.10	0.15	0.20	0.25
3	0.07	0.1	0.14	0.18

Tableau 4.5.3 : Coefficient d'accélération de zone A.

Zone 2, groupe 2 $\rightarrow A = 0.15$

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

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} T_2 \leq T \leq 3 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & T > 3 \end{cases}$$

T2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site. (**Tableau 4.7**)

T2 = 0.50 s

Site	S ₁	S ₂	S ₃	S ₄
T ₁ (sec)	0.15	0.15	0.15	0.15
T ₂ (sec)	0.30	0.40	0.50	0.70

Tableau 4.5.4 : Valeurs de T₁ et T₂

η: Facteur de correction d'amortissement.

$$\xi = 7 \% \quad \eta = \sqrt{\frac{7}{2 + 7}} = 0.88 \geq 0.7$$

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

Alors le facteur d'amplification dynamique moyen **D** :

$$\text{Sens X : } 2.5\eta\left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3}T_2 \leq T \leq 3$$

$$\text{Sens-Y : } 2.5\eta\left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3}T_2 \leq T \leq 3$$

$$- D_x = 2.5 \times 0.882\left(\frac{0.50}{0.79}\right)^{2/3} \rightarrow D_x = 1.62$$

$$- D_y = 2.5 \times 0.882\left(\frac{0.50}{0.69}\right)^{2/3} \rightarrow D_y = 1.78$$

R: Coefficient de comportement global de la structure **R = 3.5**

Sa valeur est déterminée par la formule : **Q = 1 + ΣP_q**

Sens x : **Q = 1.15**

Sens y : **Q = 1.15**

W : Poids de la structure qui est égale à la somme des poids **W_i** calculés à chaque niveau (i) par la formule :

$$W = W_i \quad \text{avec} \quad W_i = W_{G_i} + \beta W_{Q_i}$$

W_{G_i}: Poids dû aux charges permanentes.

W_{Q_i}: Charge d'exploitation

β : Coefficient de pondération donné par (**le tableau 4.5 (RPA99-v2003)**)

Pour un bâtiment à usage administratif (β= 0.20).

Le poids de chaque niveau du bâtiment est donné par le Logiciel ROBT

Etage	W étage (KN)
RDC	4494.32
1	3876.43
2	3875.67
3	3875.73
4	3875.66
5	3845.73
6	3875.72
7	3875.45
8	3876
Total	31594.28

Tableau 4.5.6 : Poids total de la structure.

Donc :W = 3223.90 t

Sens	A	R	D	Q	W (KN)	V Statique(KN)
X-X	0.15	3.5	1.62	1.15	31594.28	3779.8
Y-Y	0.15	3.5	1.78	1.15	31594.28	4153.2

Sens	V _{st} (KN)	V _{dyn} (KN)	0.8V _{st}	0.8V _{st} < V _{dyn}
X-X	3779.8	3365.77	3023	Condition Vérifiée
Y-Y	4153.2	4306.64	3322.5	Condition Vérifiée

Tableau 4.5.7 : résultats

4.6 : Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur

[RPA99/Version2003 (Art. 4.2.5)]

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

$$V = F_t + \sum F_i$$

F_t : Force concentrée au sommet de la structure donnée par la formule suivante :

- **F_t = 0,07×T×V** **si : T > 0,7 sec**
- **F_t = 0** **si : T ≤ 0,7 sec**

La force restante de V, soit (V-F_t), doit être distribuée sur la hauteur de la structure suivant la formule :

$$F_i = \frac{(V - F_t)W_i h_i}{\sum W_j h_j}$$

Avec :

F_i : Effort horizontal revenant au niveau i .

h_i : Niveau du plancher où s'exerce la force F_i .

h_j : Niveau du plancher quelconque j .

$W_i ; W_j$: Poids revenant au niveau i, j

- **Sens X-X :**

Niveau	W_i (KN)	h_i (m)	V_x (KN)	$W_i \times h_i$	F_i (KN)
RDC	4494.32	3.06	3350.66	13752.16	85.46
1	3876.43	6.12	3286.9	23723.75	147.45
2	3875.67	9.18	3165.44	35578.65	221.07
3	3875.73	12.24	2992.54	47438.93	295.06
4	3875.66	15.3	2781.52	59297.59	368.45
5	3845.73	18.36	2544.11	70607.60	348.95
6	3875.72	21.42	2281.15	83045.52	516.33
7	3875.45	27.88	1978.55	108047.54	671.31
8	3876	30.94	1610.82	119923.44	745.67
			$\Sigma W_i \times h_i$	541460.18	3489.75

Tableau 4.6.1 : Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur (sens X)

- **Sens Y-Y :**

Niveau	W_i (KN)	h_i (m)	V_y (KN)	$W_i \times h_i$	F_i (KN)
RDC	4494.32	3.06	4295.77	13752.16	69.77
1	3876.43	6.12	4223.35	23723.75	120.31
2	3875.67	9.18	4075.84	35578.65	180.47
3	3875.73	12.24	3859.86	47483.93	240.93
4	3875.66	15.3	3591.06	59297.59	300.90
5	3845.73	18.36	3283.63	70607.60	358.25
6	3875.72	21.42	2939.04	83045.52	421.43
7	3875.45	27.88	2541.11	108047.54	547.93
8	3876	30.94	2060.25	119923.44	608.35
			$\Sigma W_i \times h_i$	541460.18	2748.34

Tableau 4.6.2 : Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur (sens Y).

4.7 : Vérification des déplacements : [RPA99/Version2003 (Art. 5.10)]

Le déplacement horizontal à chaque niveau « k » de la structure est calculé comme suit:

$$\delta_k = R \times \delta_{ek}$$

δ_k : Déplacement horizontal à chaque niveau « k » de la structure.

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismique F_i (y compris l'effet de torsion).

R : Coefficient de comportement ($R= 3.5$).

Le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « $k-1$ » est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1,0% de la hauteur de l'étage considéré, il faut vérifier alors que :

$$\Delta_k \leq \Delta_{adm}$$

Avec :

Δ_{adm} : Déplacement admissible ($\Delta_{adm} = 0,01 \times h_e$).

h_e : Hauteur de l'étage considéré.

- **Sens X-X :**

Niveau	h_e (m)	δ_k (cm)	Δ_k (cm)	Δ_{adm} (cm)	Observation $\Delta_k \leq \Delta_{adm}$
RDC	3.06	0.44	0.35	3.06	Condition vérifiée
1	3.06	0.95	0.52	3.06	Condition vérifiée
2	3.06	1.59	0.64	3.06	Condition vérifiée
3	3.06	2.33	0.74	3.06	Condition vérifiée
4	3.06	3.14	0.81	3.06	Condition vérifiée
5	3.06	3.99	0.87	3.06	Condition vérifiée
6	3.06	4.88	0.88	3.06	Condition vérifiée
7	3.06	5.77	0.89	3.06	Condition vérifiée
8	3.06	6.65	0.88	3.06	Condition vérifiée

Tableau 4.7.1 :Déplacements dus aux forces sismiques (sens X).

- **Sens Y-Y :**

Niveau	h_e (m)	δ_k (cm)	Δ_k (cm)	Δ_{adm} (cm)	Observation $\Delta_k \leq \Delta_{adm}$
RDC	3.06	0.44	0.38	3.06	Condition vérifiée
1	3.06	0.99	0.56	3.06	Condition vérifiée
2	3.06	1.69	0.69	3.06	Condition vérifiée
3	3.06	2.48	0.79	3.06	Condition vérifiée
4	3.06	3.33	0.85	3.06	Condition vérifiée
5	3.06	4.22	0.89	3.06	Condition vérifiée
6	3.06	5.13	0.91	3.06	Condition vérifiée
7	3.06	6.03	0.90	3.06	Condition vérifiée
8	3.06	6.92	0.89	3.06	Condition vérifiée

Tableau 4.7.2 : Les déplacements dus aux forces sismiques (sens Y).

4.8 : Vérification vis-à-vis de l'effet P-Δ :

Les effets du 2^{ème} ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,10 \text{ Avec :}$$

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associée au-dessus de niveau » k »

Δ_k : Déplacement relatif du niveau » k » par rapport au niveau « k-1 ».

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau » k ».

h_k : Hauteur de l'étage » k ».

Alors : $\theta_k \leq 0,1$

Donc : L'effet (P-Δ) est négligeable pour les deux directions.

4.9 : Vérification au renversement

La vérification se fera pour les deux sens (transversal et longitudinal) avec la relation suivante :

$$\frac{M_s}{M_r} \geq 1,5$$

Avec: M_s : Moment stabilisateur provoqué par les charges verticales. $M_s = W \times L/2$

W : Poids total de la structure.

L : Dimension de la structure (largeur ou longueur).

M_r : Moment de renversement provoqué par les charges horizontales.

$$M_r = \sum F_i \times h_i$$

✓ Sens X-X :

$$M_s = W \times L/2 = 47341.20 \times 16.2 / 2 = 383463.72 \text{ KN.m.}$$

Niveau	F_i (KN)	h_i (m)	$F_i \times h_i$ (KN.m)
RDC	63.76	3.06	195.10
1	121.46	6.12	1115.01
2	172.9	9.18	3147.14
3	211.02	12.24	6452.41
4	237.41	15.3	10897.12
5	262.96	18.36	16886.41
6	302.6	21.42	25962.77
7	367.73	27.88	71779.56
8	460.68	30.94	66546.06
$M_r = \sum F_i \times h_i$			171972.58

Tableau 4.9.1: Moment de renversement provoqué par l'effort sismique sens (X).

Vérifications :

$$\frac{M_s}{M_r} = \frac{383463.72}{171972.58} = 2.23 \geq 1,5. \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Sens Y-Y :**

$$M_s = W \times L / 2 = 47341.20 \times 24 / 2 = 568094.4 \text{ KN.m}$$

Niveau	F_i (KN)	h_i (m)	$F_i \times h_i$ (KN.m)
RDC	11.05	3.06	33.81
1	147.51	6.12	902.76
2	215.98	9.18	1982.69
3	268.8	12.24	3510.43
4	307.43	15.3	4703.67
5	344.59	18.36	6326.67
6	397.93	21.42	8523.66
7	480.86	24.06	11569.49
8	595.93	30.94	16161.66
$M_r = \sum F_i \times h_i$			53714.84

Tableau 4.9.2 : Moment de renversement
Provoqué par l'effort sismique sens (Y).

Vérifications :

$$\frac{M_s}{M_r} = \frac{568094.40}{53714.84} = 10.57 \geq 1,5. \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc la stabilité au renversement est vérifiée pour les deux sens

4.10 : Conclusion :

Après toutes ces vérifications on peut dire que notre structure est une structure parasismique. Les résultats obtenus pour le logiciel ROBOT 2014 (différentes sollicitation des éléments principaux) seront utilisés pour calculer les armatures de ces éléments ce qui va venir dans notre prochain chapitre (calcul des éléments principaux)

Chapitre 5

**Calcules éléments
principaux**

5.1. Introduction

On désigne sous le nom des éléments principaux les éléments qui interviennent dans la résistance aux actions sismiques d'ensemble ou dans la distribution de ces actions au sein de l'ouvrage.

Les règles R.P.A.99/version 2003 « Règles Parasismiques Algériennes » ont pour but de fixer les normes de conception et de calcul des constructions en zone sismique, pour des ouvrages courants. Les objectifs ainsi visés sont d'assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions vis à vis de l'effet des actions sismiques par une conception et un dimensionnement appropriés.

- Les poteaux sont soumis à des efforts normaux, des efforts tranchants et à des moments fléchissant et seront donc calculés en flexion composée.
- Les poutres sont soumises aux moments fléchissant et des efforts tranchants donc elles sont calculées à la flexion simple.

Hypothèses.

Pour faciliter le calcul des quantités d'armatures longitudinales nécessaires dans les éléments structuraux, nous allons introduire les simplifications suivantes :

La section d'armatures

- ✓ dans les poteaux sera calculée pour chaque poteau, ce qui n'est pas le cas pour une étude destinée à l'exécution (où l'on adopte généralement le même ferrailage pour les poteaux du même niveau) ;
- ✓ Les poutres seront ferrillées avec la quantité maximale nécessaire sur chaque travée ;
- ✓ La section minimale à prévoir pour chaque élément est celle donnée par le règlement parasismique

Seule la variation de la quantité d'armatures longitudinales est à considérer, car pour la majorité des cas, la quantité d'armatures transversales minimales imposées par le RPA dépasse de loin la quantité nécessaire.

Le calcul du ferrailage des éléments résistants doit se faire sous l'action des sollicitations déterminées par les combinaisons données par les réglementations en vigueur.

a. Etats limites de service (Combinaison 1).

Ces états servent pour une vérification en termes de durabilité de la structure. Ces états correspondent au mode d'exploitation de la structure dans des conditions normales. La combinaison de charges est donnée par cette relation : $G + Q \dots\dots\dots(1)$

b. Etats limites durables (Combinaison 2).

Le dépassement de ces états limites risque d'entraîner des désordres graves jusqu'à la ruine de l'ouvrage. La combinaison des états limites ultimes est donnée par :

$$1,35G + 1,5 Q \dots\dots\dots (2)$$

G : Charges permanentes ;

Q: Charges d'exploitation ;

c. Etats limites accidentels (Combinaisons 3, 4,5).

Les combinaisons d'actions aux états limites accidentels données par le règlement parasismique en vigueur pour une structure en béton armé avec un contreventement mixte par cadres/voiles sont :

$$G + Q + E \dots\dots\dots (3)$$

$$0,8G \pm E \dots\dots\dots (4 \text{ et } 5)$$

E : est l'action sismique calculée par la méthode statique équivalente ou par la méthode dynamique spectrale.

5.2. Ferrailage des poteaux.

Les poteaux sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les sollicitations (efforts normaux et moments fléchissant) à la base de la structure.

Leurs ferrailages se fait à la flexion composée selon les combinaisons de sollicitations les plus défavorables introduites dans le logiciel **robot**

En considérant les sollicitations suivantes :

N_{max} → M correspondant

N_{min} → M correspondant

M_{max} → M correspondant

Recommandations du RPA 99/Version 2003

➤ Armatures longitudinal

D'après le RPA99/version 2003 (article 7.4.2.1), les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets. Leur pourcentage en zone sismique 2 est limité par :

Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants

	ELU	ELS		Situation accidentelle
Moment (KN. m)	En travée	En travée	Sur appui	Sur appui
Poutre principale	86.69	62.87	123.09	239.27
Poutre secondaire	47.13	34.38	53.20	145.04

Tableau 5.2.1 : Tableau récapitulatif des résultats obtenus par le logiciel "Robot"

- L'enrobage: $C \geq C_0 + \frac{\phi}{2}$

$C_0 = 1\text{cm}$ (fissuration peu préjudiciable).

$\phi = \frac{h}{10} = \quad C \geq 1 + \frac{2}{2} = 2$

Pour les poutres principales (30×50) :

$C \geq 1 + \frac{5}{2} = 3.5\text{cm}$

Pour les poutres secondaires (30×40) :

$C \geq 1 + \frac{4}{2} = 3\text{ cm}$

Alors on prend :

$C = 4\text{ cm}$ pour poutres principales.

$C = 3\text{ cm}$ pour poutres secondaires.

5.2.1 : Armatures Longitudinales :

Pour poutres principales : $b = 30\text{cm}$, $h = 50\text{ cm}$, $d = 46\text{ cm}$

pour poutres secondaires : $b=30\text{ cm}$, $h=40\text{cm}$, $d=37\text{cm}$

$\mu = \frac{M_{\max}}{f_{bu} \times b \times d^2}$

$\alpha = 1.25[1 - \sqrt{1 - 2\mu}]$; $Z_u = d(1 - 0.4\alpha)$

$A = \frac{M_{\max}}{\sigma_s \times Z_u}$

- En Travée (ELU) :

		M (kN.m)	μ	μl	α	Z_u (mm)	A (cm ²)
Travée	Poutre Principale	86.69	0.096	0,392	0.126	436.81	5.70
	Poutre secondaire	47.13	0.080	0,392	0.104	354.60	3.81

Tableau 5.2.2: Tableau récapitulatif en travée à l'ELU

- Sur Appuis (Accidentelle) :

		M (kN.m)	μ	μl	A	Z_u (mm)	A (cm ²)
Appui	Poutre Principale	239.27	0.203	0,392	0.286	407.37	14.68
	Poutre secondaire	145.04	0.190	0,392	0.265	330.78	10.96

Tableau 5.2.3: Tableau récapitulatif en appuis

5.2.2 : Vérifications nécessaires pour les poutres

- Conditions de non fragilité : BAEL91 (A.4.2, 1).

$$A^{BAEL} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

- Pourcentage minimal : BAEL 91 (art B.6.4).

$$A_{min}^{BAEL} \geq 0,001 \times b \times h$$

- Pourcentage d'acier exigé par le RPA99/version 2003 :

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la section de la poutre : d'après le RPA est 0,5% en tout section :

$$A_{min}^{RPA} = 0,005 \times h \times b - \text{ Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est :}$$

4% $\times b \times h$ en zone courante

6% $\times b \times h$ en zone de recouvrement

		$A_{cal}(cm^2)$	A^{BAEL}	A_{min}^{BAEL}	A_{min}^{RPA}	A_{max}	$A_{adopt}(cm^2)$
Poutre - P	Travée	5.70	1.66	1.5	7.5	7.5	3HA12+3HA14=8.01
	Appuis	14.68	1.66	1.5	7.5	14.68	3HA20+3HA16=15.45
Poutre -S	Travée	3.81	1.34	1.2	6	6	6HA12= 6.79
	Appuis	10.96	1.34	1.2	6	10.96	3HA14+3HA16=10.65

Tableau 5.2.4 : Les résultats des ferrillages des poutres

5.2.3 Présentation du ferrailage des poutres :

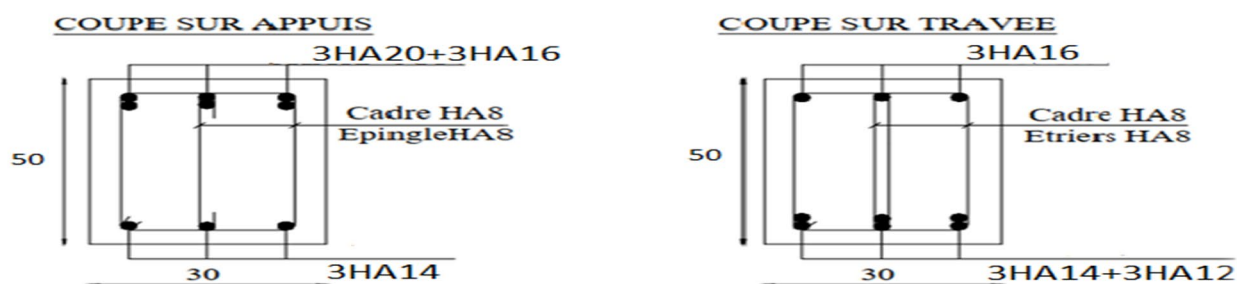


Figure 5.2.1 :Ferrailage des poutres principales.

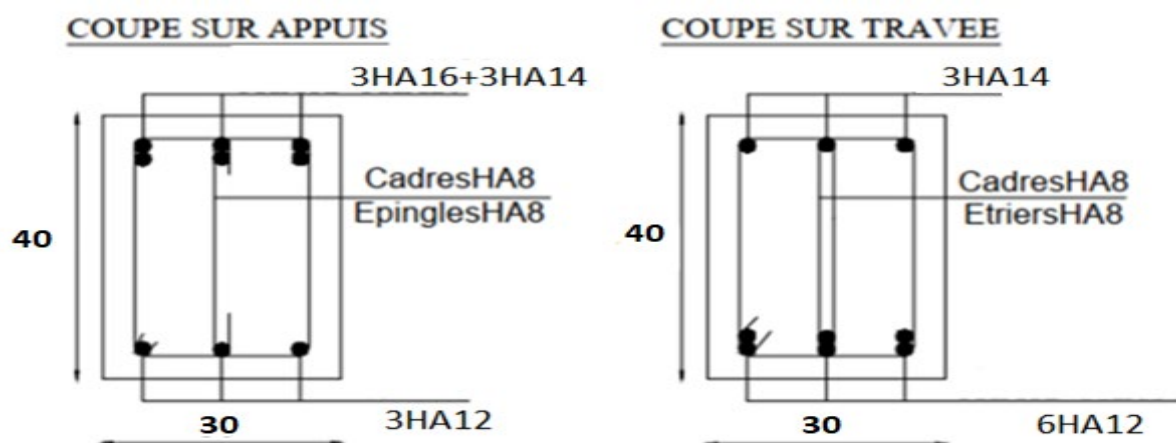


Figure 5.2.3 : Ferrailage des poutres secondaires.

5.2.4 : Présentation du ferrailage des poteaux

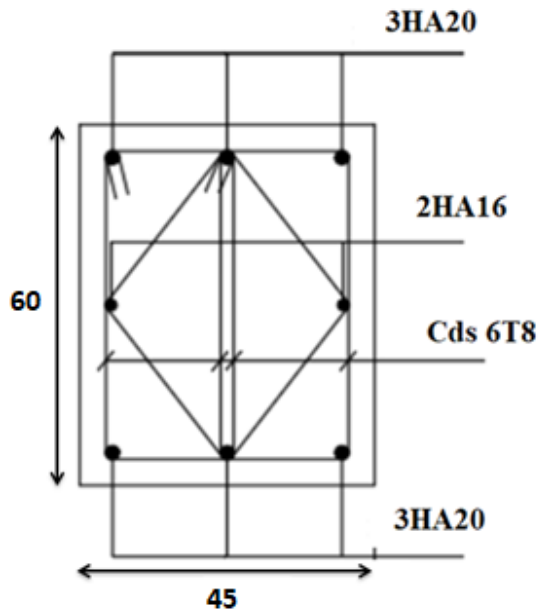


Figure 5.2.4 : Ferrailage des poteaux.

5.3 : Ferrailage des voiles :

5.3.1 : Introduction

Le ferrailage des voiles s'effectuera selon le règlement BAEL91 et les vérifications selon le Règlement Parasismique Algérien RPA 99/version 2003.

Sous l'action des forces horizontales (séisme, vents) ainsi que la force due aux charges verticales, le voile est sollicité à la flexion composée avec l'effort tranchant.

Les sollicitations engendrées dans le voile sont :

Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action du séisme.

Effort normal dû à la combinaison des charges permanentes, d'exploitations et la charge sismique.

Voiles pleins :

Dans le plan vertical : des aciers verticaux.

Dans le plan horizontal : des aciers ho

rizontaux

Des aciers transversaux.

5.3.2 : Types d'armatures :

1- Armatures verticales :

Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'ac

tion des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures, le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0.20%.

Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau, la section totale d'armatures verticales de la zone tendue devant rester au moins égale à 0,20% de la section horizontale du béton tendu.

Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées par des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

Si des efforts importants de compression agissant sur l'extrémité du voile, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.

Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochet à la partie supérieure.

Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

A chaque extrémité du voile (trumeau) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $L/10$ de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

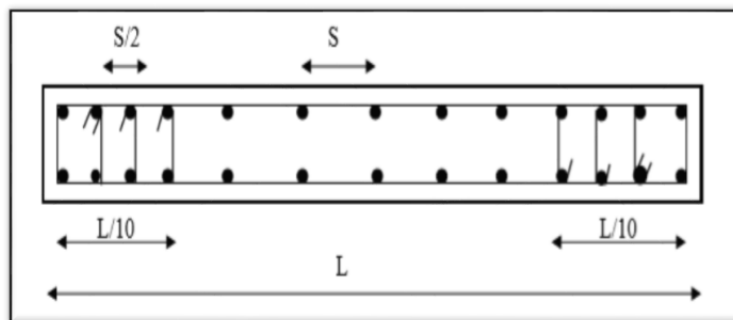


Figure. 5.3.1 : Disposition des armatures verticales (vue en plan)

2- Armatures horizontales :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ .

Dans le cas où il existerait des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochet si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

- Règles communes :

- Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontale

des trumeaux, est donné comme suit :

Globalement dans la section du voile 0,15 %

En zone courante 0,10 %

- L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux (2) valeurs suivantes :

$$S_t \leq 1,5 a$$

$$S_t \leq 30\text{cm} \quad S_t \leq \text{Min} (30\text{cm} ; 1,5a) ; \text{ avec } a: \text{ épaisseur du voile.}$$

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones des abouts) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

- Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

✓ 40Φ : pour les barres situées dans les zones où le renversement est possible ;

✓ 20Φ : pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.

- Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris pour les aciers de coutures dont la section doit être calculée avec la formule suivante :

$$V_{vj} = 1.1 \frac{V}{F_e}; \quad \text{Avec } V = 1.4V_{\text{calculé}}$$

- Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

3- Armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées entre elles avec au moins quatre (4) épingles au mètre carré leur rôle principal est de relier les deux nappes d'armatures de manière à assurer leur stabilité, lors du coulage du béton.

5.3.3 : Calcul de la section d'armature (Ferrailage vertical) :

1: Ferrailage vertical :

Type de section qu'on peut avoir :

Une section soumise à la flexion composée peut être :

- Entièrement tendu (S. E. T).

- Entièrement comprimée (S. E.C).

- Partiellement comprimée (S. P. C).

2: Etapes de calcul :

- Détermination de la nature de la section :

- Calcul des dimensions du noyau central (pour les sections rectangulaires c' est : $\frac{h}{6}$)

- Calcul de l'excentricité « e » qui est égale au rapport du moment à l'effort normal

$$(e = \frac{M}{N}).$$

- **Calcul des sections suivant leurs natures :**

Section entièrement tendue : on peut dire qu'une section est entièrement tendue si :

- N : L'effort normal appliqué est un effort de traction.

- C : Le centre de pression se trouve entre les deux nappes d'armatures :

$$a_1 = \left(\frac{h}{2}\right) - c' + e$$

Les équations d'équilibres s'écrivent alors :

$$N_U = A\sigma_s + A\sigma_{s10^0/00}$$

$$M_a = A\sigma_s(d - c)$$

Donc les sections d'armatures seront :

$$A' = \frac{N_U a_2}{(a_1 + a_2)\sigma_{s10^0/00}}; A = \frac{N_U a_1}{(a_1 + a_2)\sigma_{s10^0/00}}$$

Remarque : Vu que l'effort sismique est réversible ; la section d'armature à prendre pour les deux nappes est le maximum entre A et A'.

5.3.4 : Choix de combinaisons d'actions pour les armatures verticales

Le ferrailage sera calculé en flexion composée sous « N et M » le calcul se fera avec les combinaisons suivantes:

• **N = 0,8 NG ± NE**

• **M = 0,8 MG ± ME**

Puis on va vérifier la contrainte de compression à la base par les combinaisons.

• **N = NG + N Q ± NE**

• **M = MG + MQ ± ME**

5.3.5 : Calcul de la section d'armature : selon les règles BAEL .91

1- Armatures verticales :

$$G+Q \pm E: M_{\max} \longrightarrow N_{\text{corr}}$$

$$H=3.60\text{m}; c=5\text{cm}$$

$$d = h - c = 3.6 - 0.05 = 3,570 \text{ m} ; a = 0.17\text{m}$$

- **Détermination de l'excentricité (e)**

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{1874.85}{2914.74} = 0.643m$$

$$A = (0.337h - 0.81c')b \times h \times \sigma_{bc}$$

$$A = (0.337 \times 360 - 0.81 \times 3)17 \times 360 \times 18.5$$

$$A = 13460.72 \text{ KN.m}$$

$$B = N_u (d - c') - M_{ua}$$

$$M_{ua} = M_u + N_u \times (d - h/2) = 1874.85 + 2914.74 \times (3.57 - 1.8) = 7033.93 \text{ Kn. m}$$

$$B = 2914.74 (3.57 - 0.03) - 2767 = 3284.24 \text{ KN.m}$$

$A > B$: donc la section est partiellement comprimée.

a- Calcul de ferrailage :

a.1 : Calcul des armatures à la flexion simple :

$$\mu = \frac{M_{ua}}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{7033930}{18.5 \times 17 \times 380^2} = 0.154 < \mu_l = 0.392$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.02}) = 0.21$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha_u) = (1 - 0.4 \times 0.21) = 0.986$$

$$A^f = \frac{M_{ua}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{7033930}{400 \times 0.91 \times 380} = 54.12 \text{ cm}^2$$

a.2 : Calcul des armatures à la flexion composée

$$A = A^f - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 54.12 - \frac{2914.74}{100 \times 400} = 33.70 \text{ cm}^2$$

b - L'armature verticale minimale

- Le pourcentage minimum d'armatures verticales est donné comme suit :

Globalement dans la section du voile : 0,15 % (RPA99/V 2003 Art.7.7.4.1)

$$A_{min}^g = 0.0015 \times a \times h = 0.0015 \times 17 \times 360 = 9.18 \text{ cm}^2$$

Donc on prend :

- **Dans la zone tendue** : $A = \max(A_{cal} ; A_{min}^{RPA}) = 33.70 \text{ cm}^2$

Alors on prend $A = 33.70 \text{ cm}^2$

- **En zone courante**

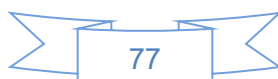
$$h' = h - 2L_t = 3.60 - 2 \times 0.8 = 2m > 0$$

$$A_{min}^2 = 0.001 \times h' \times a = 0.001 \times 2 \times 17 = 3.4 \text{ cm}^2$$

$$A_{tot} = 2A_{tendu} + A_{min}^2 = 70.80 \text{ cm}^2 > A_{min}^g = 9.81 \text{ cm}^2 \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

c- Choix d'armature

$$A_{nap1} = A_{nap2} = \frac{33.70 + 3.4}{2} = 18.55 \text{ cm}^2$$



⇒ Soit : $A_{nap} = 18HA12 = 20.36 \text{ cm}^2$

d- L'espacement

D'après (RPA99 version 2003)

$$S < \min(1,5 \times a; 30 \text{ cm}) = \min(1,5 \times 17; 30 \text{ cm}) = 25.5 \text{ cm}$$

On prendre: $S = 20 \text{ cm}$

- Dans la zone $h/10$:

$$D \leq \frac{S}{2} = \frac{20}{2} = \min\left\{\frac{1.5a}{2}; \frac{30}{2}\right\} = \min\{12.75; 15\} \Rightarrow D = 10 \text{ cm}$$

On prendre : $D = 10 \text{ cm}$

Les espacements suivant le (BAEL) sont négligés par rapport au RPA99.

2- Armatures horizontales

Le pourcentage minimum de l'armature horizontale pour une bande de 1 m de largeur.

- Globalement dans la section du voile :(RPA99 version 2003) 7.7.4.3

$$A_{min}^g = 0.0015 \times a \times 1 \text{ m} = 0.0015 \times 17 \times 100 = 2.55 \text{ cm}^2$$

En zone courante :

$$A_{min}^c = 0.001 \times b \times h = 0.001 \times 17 \times 100 = 1.70 \text{ cm}^2$$

Donc on prend : $A_c = 6\emptyset 8 = 3.02 \text{ cm}^2/\text{ml}$

5.3.6 : Présentation du ferrailage des voiles

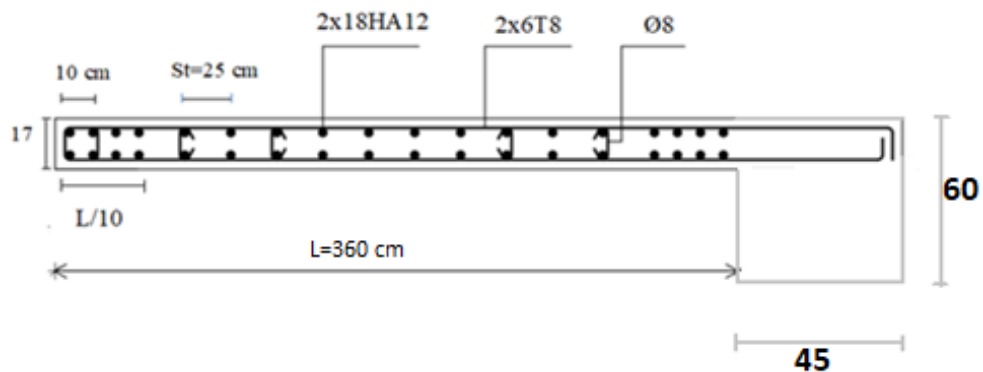


Figure 5.3.2: Ferrailage du voile plein

Chapitre 6

Etude de l'infrastructure

6.1. Introduction

La fondation est une partie essentielle de l'ouvrage en général et de l'infrastructure en particulier, car comme elle est en contact avec le sol d'assise, elle assure la transmission des charges apportées par la superstructure vers le sol ; la fondation a aussi comme rôles :

- Assurer l'encastrement de la structure dans le sol.
- Limiter les tassements différentiels éventuels.
- ❖ $\sigma_{sol} = 2$ bars.
- ❖ La profondeur d'ancrage = 2 m.

a. Combinaison de calcul à considérer :

Dans le cas particulier de point d'appui soumis à une charge dite centrée, les combinaisons d'action de calcul à considérer d'après le RPA99 sont : $G + Q + E$; $0.8 G \pm E$

b. Choix de type de fondations :

Plusieurs types de fondations existent, et le choix du type à adopter se fait en tenant compte des conditions suivantes :

- Capacité portante du sol d'assise.
- Charges transmises de la superstructure au sol.
- Distances entre les différents points d'appuis.
- Système structural adopté

6.2 Différents types de fondations :

- Fondation superficielle (Semelles isolées, filantes, radiers)
- Semi profondes (les puits)
- Profondes (les pieux)
- Fondations spéciales (les parois moulées et les cuvelages...)

D'après le rapport de sol et compte tenu des résultats obtenus dans les différents essais, l'ouvrage en question sera implanté dans un sol ayant un taux de travail de 2 bars.

La structure reposera sur un radier
général.

c. Choix de type de fondations

:Fondations superficielles de type:

1 Semelle isolée.

2 Semelle filante.

3 Radier général.

6.3 : Combinaison d'action :

- ELS (G + Q) pour le dimensionnement.
- ELU (1.35G + 1.5Q) pour le ferrailage.
- Accidentelle (0.8G ± E) pour la vérification.

6.4 : Calcul des fondations :

6.4.1 : Présentation de rapport de sol :

Le bâtiment est à usage administratif dans la wilaya : **TIZI OUZOU**

Les données géotechniques préliminaires de l'étude de sol du projet sont :

- Contrainte admissible : Q=1.5 bars pour l'ensemble du site.
- Types de sol : classé dans la catégorie S3 (**sol meuble**)
- Ancrage des fondations : D = 2 m

Remarque :

Nous proposons en premier lieu des semelles isolées sous poteaux et filantes sous murs. pour cela , nous allons procéder à une petite vérification telle que :

La surface des semelles doit être inférieure à **50%** de la surface totale du bâtiment :

$$\left(\frac{S_{\text{semelle}}}{S_{\text{bâtiment}}} < 50 \% \right)$$

6.4.2 : Calcul la section des semelles :

La surface de la semelle est donnée par :

$$S_{\text{semelle}} \geq \frac{N}{\sigma_{\text{sol}}}$$

S_{semelle} : La surface totale de la semelle.

$$\sigma_{\text{sol}} = 2 \text{ bars} = 200 \text{ KN / m}^2 \quad (\text{selon le rapport de sol})$$

La somme des réactions des poteaux et voiles sont :

- **A L'ELS**

$$N_{\text{ser}} = N_G + N_Q$$

$$N_{\text{ser}} = 52069.54 \text{ KN} \quad \text{Selon Robot (E.L.S)}$$

$$S_{\text{semelle}} \geq \frac{52069.54}{200} = 260.34 \text{ m}^2$$

6.4.3 : Vérification du chevauchement :

$$\frac{S_{\text{semelle}}}{S_{\text{bâtiment}}} < 50 \%$$

$S_{\text{bâtiment}}$ = la surface totale du bâtiment

$$\frac{S_{\text{semelle}}}{S_{\text{bâtiment}}} = \frac{260.34}{326.88} = 0,796$$

$$79,64\% > 50 \%$$

La surface totale de la semelle dépasse 50% de la surface d'emprise du bâtiment, ce qui induit le chevauchement de ces semelles. Pour cela on a opté pour un radier général comme type de fondation, ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- Augmentation de la surface de la semelle qui minimise la forte pression apportée par la structure.
- Réduction des tassements différentiels.
- Facilité d'exécution.

6.5 : Radier général :

Les radiers sont des semelles de très grandes dimensions supportant toute la construction. Un radier est calculé comme un plancher renversé mais fortement sollicité

(Réaction de sol $\cong$ poids total de la structure).

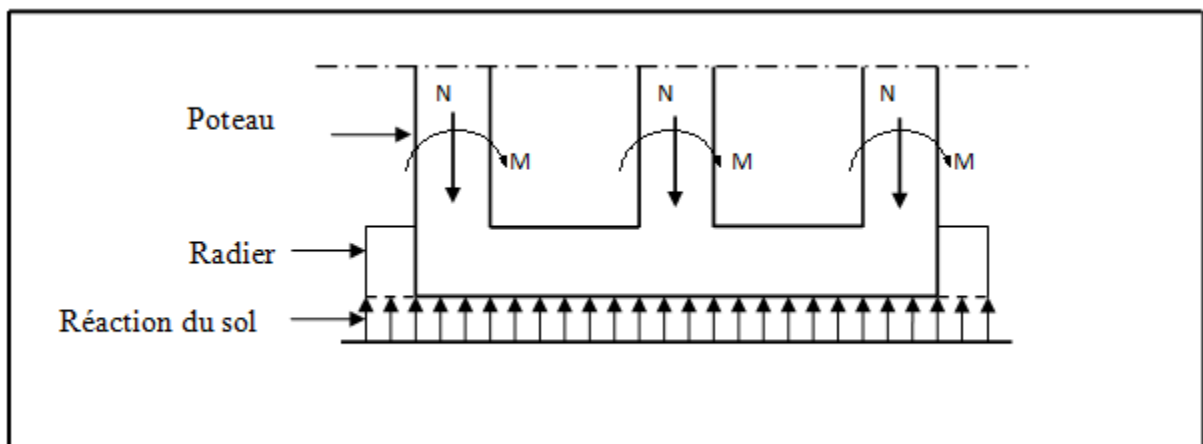


Figure 6.5.1 : Schéma du Radier

6.5.1 : Pré dimensionnement du radier :

a) Selon la condition d'épaisseur minimale :

-La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ($h_{\min} \geq 25$ cm)

b) Selon la condition forfaitaire :

- Sous voiles :

La dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes : $\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5}$

$L_{\max}$: Longueur maximale entre deux voiles successifs.

h : Epaisseur du radier.

$$L_{\max} = 6.50 \text{ m}$$

$$0.81 \text{ m} \leq h \leq 1.3 \text{ m} \text{ On prend : } h = 100 \text{ cm}$$

- Sous poteaux :

La dalle :

La dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes : $h \geq \frac{L_{\max}}{20}$

$L_{\max}$: Longueur maximale entre nus des poteaux.

h : Epaisseur du radier.

Avec une hauteur minimale de 25 cm

$$h \geq \frac{6.5}{20} = 32.5 \text{ cm} \quad \text{on prend : } h = 35 \text{ cm}$$

La nervure :

La nervure du radier doit avoir une hauteur h_t égale à : $h \geq \frac{L_{\max}}{10}$

$$h \geq \frac{L_{\max}}{10} = 65 \text{ cm} \quad \text{on prend : } h = 65 \text{ cm}$$

c) Condition de la rigidité : $L_e \geq \frac{2 L_{\max}}{\pi}$

$L_{\max}$: Plus grande distance entre deux poteaux :

L_e : Longueur élastique.

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 E \times I}{K \times b}}$$

E : Module d'élasticité du béton $E = 3216420 \text{ t/m}^2$

I : Inertie d'une bande d'1 m de radier. $I = \frac{b h^3}{12}$

K : Coefficient de raideur du sol ($5 \text{ MPa} \leq K \leq 120 \text{ MPa}$)

Nous optons pour $K = 4000 \text{ t/m}$ pour un sol de densité moyenne

b : Largeur du radier (bande de 1 m).

$L_{\max} = 6.50 \text{ m}$

De la condition précédente, nous tirons h :

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{48 K L_{\max}^4}{E \pi^4}}$$

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 4000 \times 6.5^4}{3216420 \times 3.14^4}} = 1.03 \text{ m}$$

$$L_e \geq \sqrt[4]{\frac{4 \times 3216420 \times 0.144}{4000 \times 1}} = 4.62 \text{ m} > \frac{2}{\pi} \times 6.5 = 4.14 \text{ m} \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Conclusion:

On adoptera une épaisseur constante sur toute l'étendue du radier :

$h_t = 100 \text{ cm}$ Nervure

$h_r = 65 \text{ cm}$ Dalle

$b = 50 \text{ cm}$ Largeur de la nervure

6.5.2 Calcul de surface minimale du radier:

ELU: $N_u = 71352,08 \text{ KN}$

ELS: $N_s = 52069.54 \text{ KN}$

$$\text{ELU: } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_u}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{71352,08}{150} = 475.68 \text{ m}^2$$

$$\text{ELS: } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_{\text{ser}}}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{52069.54}{150} = 347.12 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{bâtiment}} = 326.88 \text{ m}^2 > \text{Max}(S_1; S_2) = 475.68 \text{ m}^2$$

Alors : La surface de radier est supérieure à la surface du bâtiment

La surface de radier est supérieure à la surface du bâtiment On ajoute un débordement (D).

L'emprise totale avec un débordement (D) sera:

$$S' = S + D \times 2 \times (L_x + L_y)$$

S' : Surface final du radier .

S : Surface totale du bâtiment

D : Débordement

L_x : Longueur en plan (23.80 m)

L_y : Largeur en plan (17.60 m)

- Calcul du débordement D:

$D \geq \text{Max}(h_r / 2 ; 30 \text{ cm})$. Où: $h_r = 65 \text{ cm} \Rightarrow D \geq \text{Max}(32.5 ; 30 \text{ cm})$.

On prend : $D = 0.5 \text{ m}$; alors l'emprise totale avec D est:

$$S' = 326.88 + 0.5 ((24.40 + 16.60) \times 2) = 367.88 \text{ m}^2$$

Remarque:

Pour des raisons d'économie on va choisir :

$$h_{\text{radier}} = 65 \text{ cm} ; \quad h_{\text{Nervure}} = 100 \text{ cm}.$$

- Poids du radier :

$$G = (367.88 \times 0.65 \times 25) = 5978.05 \text{ KN}$$

- Combinaisons d'actions :

$$N_u = 71352,08 + 1.35 (5978.05) = 79422.44 \text{ KN}$$

$$N_s = 52069.54 + 5978.05 = 60139.90 \text{ KN}$$

6.5.4 : Caractéristiques géométriques du radier:

- Centre de gravité des masses du radier (infrastructure) d'après logiciel ROBOT :

$$X = \sum S_i \times X_i / \sum S_i = 7.44 \text{ m}$$

$$Y = \sum S_i \times Y_i / \sum S_i = 10,46 \text{ m}$$

- Moment d'inertie d'un radier :

$$I_{x-x} = \frac{b.h^3}{12} = 20095.38m^4$$

$$I_{y-y} = \frac{h.b^3}{12} = 9301.06m^4$$

	Centre de gravité du radier	Centre de gravité du bâtiment	ex	ey
x_g	7.44	6, 74	0.7	
y_g	10,46	10,25		0.21

Tableau 6.5.1 : Centre de masse.

6.5.5 : Vérification de la stabilité :

- Vérification de la stabilité du radier :

Sous les charges horizontales (forces sismiques) il y'a naissance d'un moment de renversement.

Les extrémités du radier doivent être vérifiées dans les deux sens : transversal et longitudinal sous les combinaisons suivantes :

- (G+Q+E) pour les contraintes maximales de compression.
- (0,8G-E) pour vérifier le non soulèvement des fondations.

a) Vérification de la stabilité du radier sous (0.8G± E) :

-Moment de renversement dû au séisme pour chaque sens (x, y)

e : Excentricité de la résultante des charges verticales.

M : Moment dû au séisme.

N : Charge verticale.

D'après le RPA99/version2003(art. 10.1.5), le radier reste stable si :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{L}{4}$$

	Sens (X-X)	Sens (Y-Y)
N_{tot} (KN)	36034.90	36034.90
M (KN.m)	938.96	1288.54
e (m)	0.026	0.035
L / 4 (m)	4.15	6.10
Condition	Vérifiée	Vérifiée

Tableau 6.5.2 : Résultats de calcul de la stabilité du radier

b) Vérification au non soulèvement des fondations (G+Q+E)

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \leq 1.5 \times \overline{\sigma_{sol}}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{A} + \frac{M}{I} X_G ; \sigma_{\min} = \frac{N}{A} - \frac{M}{I} Y_G$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} + \frac{M \times X}{I} ; \sigma_{\min} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} - \frac{M \times Y}{I}$$

$$N_T = 47341,20 \text{ KN}$$

$$M_{x-x} = 993,44 \text{ KN.m}$$

$$M_{y-y} = 985,14 \text{ KN.m}$$

$$S_r = 367.88 \text{ m}^2$$

$$I_{x-x} = 20095.38 \text{ m}^4$$

$$I_{y-y} = 9301.06 \text{ m}^4$$

$$X_G = 7.44 \text{ m}$$

$$Y_G = 10,46 \text{ m}$$

	G+Q+E			$\overline{\sigma_{sol}}$ (KN/m ²)	Observation
	$\sigma_{\max}$	$\sigma_{\min}$	σ_{moy}		Condition
	(KN/m ²)	(KN/m ²)	(KN/m ²)		
Sens (X-X)	129.47	127.89	129.07	225	Vérifiée
Sens (Y-Y)	129.17	128.20	128.92	225	Vérifiée

Tableau 6.5.3 : Résultats de vérification au non soulèvement des fondations.

6.5.6 : Ferrailage du radier :

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux et les poutres qui sont soumis à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des surcharges.

Les panneaux constituant le radier sont uniformément chargés et seront calculés comme des dalles appuyées sur quatre cotés et chargées par la contrainte du sol, pour cela on utilise la méthode du BAEL91 annexe E-3 pour déterminer les moments unitaires μ_x, μ_y qui dépendent du coefficient de POISSON et du rapport $\rho =$

$$\frac{L_x}{L_y}.$$

a) Méthodes de calcul:

- Dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2$

- Dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y \cdot M_x$

Tel que :

$\mu_x ; \mu_y$: Coefficients en fonction de $\alpha = \frac{L_x}{L_y}$ et ν (On prend: 0.2 à l'ELS, 0 à l'ELU).

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont partiellement encastres aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

En tenant compte des modes de fixation on effectue les ventilations des moments comme suit :

	Panneau de rive	Panneau Intermédiaire
Sur travail	$M_{tx} = 0.85M_x$ $M_{ty} = 0.85 M_y$	$M_{tx} = 0.75M_x$ $M_{ty} = 0.75 M_y$
Sur appui	$M_{ax} = M_{ay} = 0.30 M_x$	$M_{ax} = M_{ay} = 0.50 M_x$

Tableau 6.5.4 : Résultats des méthodes de calcul

Nous avons utilisé pour le ferrailage des panneaux, la méthode proposée par le règlement BAEL91. La fissuration est considérée comme étant préjudiciable.

b) Calcul des moments fléchissant :

ELU	ELS
$q_u = (1.35G + 1.5Q)/S_{rad}$ $q_u = 71352,08 / 368.09$	$q_{ser} = (+Q)/S_{rad}$ $q_{ser} = 52069.54 / 368.09$
$q_u = 193.95 \text{ KN/m}$	$q_s = 141.53 \text{ KN/m}$

Tableau 6.5.6 : Moments fléchissants dans le radier.

c) Ferrailage de la dalle de radier :

Le plus grand panneau est le panneau de : 6.5×5.5 : panneau de rive

1 : l'ELU : $v = 0$ $q_u = 193.95 \text{ KN/m}$

$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0.846 \rightarrow$ alors le panneau travaille dans les deux sens.

$$\mu_x = 0,052$$

$$\mu_y = 0.640$$

- donc les moments sont:

	M	M_t	M_a
Sens X-X	305.08	259.31	91.52
Sens Y-Y	195.25	165.96	91.52

- **Calcul des armatures:**

$$\mu = \frac{Mu}{b \times d^2 \times \sigma_b} \quad \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \quad , \quad Z = d(1 - 0.4\alpha)$$

$$A_s = \frac{Mu}{Z \times \sigma_s} \quad A_{s \min} = \frac{0.23 \ b \ d \ f_{t28}}{f_e}$$

$$b = 100\text{cm}; \quad C = 5\text{cm} \quad ; dx = h - c - \frac{\varphi_x}{2} = 65 - 5 - 6.5/2 = 56.75\text{cm}$$

$$dy = dx - \frac{(\varphi_x + \varphi_y)}{2} = 50.25\text{ cm}$$

- Condition de non fragilité : BAEL91 (art. A.4.2)

$$A_{\min} > 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

- Sens- X :

$$A_{\min} = 0.23 \times 100 \times 56.75 \times 2.1/400 = 6.85\text{cm}^2$$

- Sens- y :

$$A_{\min} = 0.23 \times 100 \times 33.25 \times 2.1/400 = 3.50\text{cm}^2$$

	Dans le sens (x x')		Dans le sens (y y')	
	Sur appui	En travée	Sur appui	En travée
M (N.m)	91524	259318	91524	165964
M	0.02	0.056	0.025	0.046
$\mu < \mu_l$	Condition Vérifiée	Condition Vérifiée	Condition Vérifiée	Condition Vérifiée
A*	00	00	00	00
A	0.025	0.072	0.031	0.058
Z	56.182	55.115	49.626	49.084
As (cm²/ml)	4.68	13.52	5.29	9.71
As min (cm²/ml)	6.85	6.85	6.06	6.06
Choix des barres	7HA12	7HA16	6HA12	7HA14
As Choix (cm²/ml)	7.92	14.07	6.79	10.78
Espacement (cm)	15	15	15	15

Tableau 6.5.7 : Ferrailage de radier à l'ELU.

2 : l'ELS : $v = 0.2$; $q_s = 141.53\text{KN/m}$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0.846 \rightarrow \text{alors le panneau travaille dans les deux sens.}$$

- **A partir du tableau:**

$$\mu_x = 0.0618$$

$$\mu_y = 0.763$$

- **donc les moments sont:**

-

	M	M _t	M _a
Sens X-X	264.58	224.89	60.56
Sens Y-Y	201.87	171.58	60.56

- **Calcul des armatures :**

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{BAEL91(Art.4.5.2)}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ (2/3) f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right\} \text{ FeE400} \Rightarrow \eta = 1.6$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ 0.666 \times 400 , 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right\} \Rightarrow \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$$

	Dans le sens (x x')		Dans le sens (y y')	
	Sur appui	En travée	Sur appui	En travée
M (N.m)	60560	224890	60560	171580
M	0.013	0.049	0.016	0.047
μ<μ_l	Condition Vérifiée	Condition Vérifiée	Condition Vérifiée	Condition Vérifiée
A*	0	0	0	0
A	0.016	0.062	0.020	0.060
Z	56.386	55.342	49.848	49.044
As (cm²/ml)	5.32	20.15	6.02	17.35
As min (cm²/ml)	6.85	6.85	6.06	6.06
Choix des barres	7HA12	7HA20	6HA12	6HA20
As Choix (cm²/ml)	7.92	21.99	6.79	18.85
Espacement (cm)	15	15	17	17

Tableau 6.5.8 Ferrailage de radier à l'ELS.

d) Vérification au cisaillement : BAEL 91 (A.5.1 ,21)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d}$$

$$V_u = \frac{q_u \cdot l_x \cdot l_y}{2l_y + l_x} = \frac{193.95 \times 6.5 \times 5.5}{2 \times 5.5 + 6.5} = 396.21 \text{ KN/m}$$

$$\tau_u = \frac{198.72 \times 10^3}{1000 \times 585} = 0,339 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.2 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = \min(3.3; 4 \text{ MPa})$$

$$\tau_u = 0,339 \text{ MPa} < \tau = 3.3 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

6.5.7 : Etude du débord du radier :

Le débord du radier est assimilé à une console d'une longueur de 50 cm. Le calcul de ferrailage se fera pour une bande de largeur de un mètre.

b (cm)	h (cm)	d (cm)	L(cm)	q _u KN/m	q _s KN/m
100	65	58.5	50	193.95	141.53

Présentation schématique :

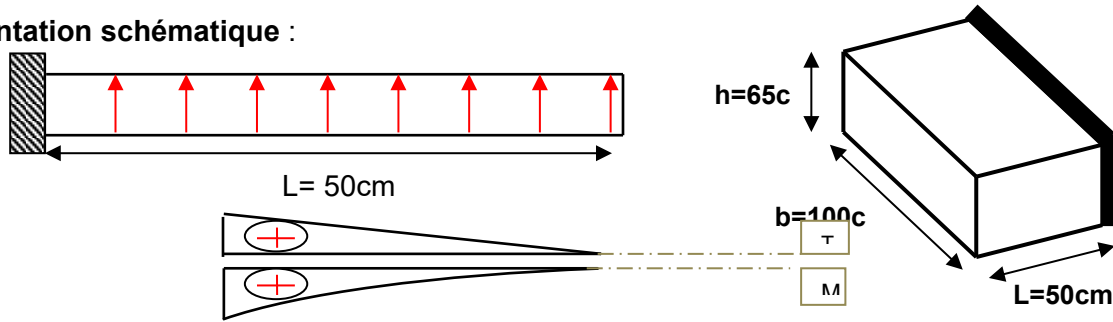


Figure 6.5.7 :Schéma statique du débord du radier

$$T_{\max} = q \times L$$

$$M_{\max} = q \times \frac{L^2}{2}$$

a) Calcul des armatures:

$$M_{\max} = q \times \frac{L^2}{2}$$

$$A_{\max}^{\text{BAEL}} = 0.0025 \times b \times h = 0.0025 \times 100 \times 65 = 16.25 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times h \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 65 \times 100 \times \frac{2.1}{400} = 7.84 \text{ cm}^2$$

	M _{max} (N)	α	Z	A _s (cm ²)	A _{BAEL} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{Adop} (cm ²)
ELU	24.24	0.441	48.180	1.44	16.25	7.84	6HA20=18.8 5
ELS	17.69	0.212	51.456	1.70	16.25	7.84	6HA20 = 18.85

Tableau 6.5.9 : Ferrailage du débord du radier.

$$A_s = \max (A_{\text{BAEL}}, A_s, A_{s \min}).$$

$$\text{Donc : } A_s = 16.25 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

Donc on choisit A=18.85= 6HA20cm² /ml avec un espacement 15 cm

Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{18.85}{4} = 4.71 \text{ cm}^2$$

Donc on choisit $A=4.71\text{cm}^2=6\text{HA}10$ avec un espacement 15 cm

Remarque :

Nous allons calculer l'armature dans les deux cas : ELU et ELS ; et en prenant le plus grand moment dans les deux sens et le généraliser sur les nervure.

6.6. : Calcul du ferrailage :

a) Enrobage :

$$c \geq c_0 + \frac{\phi}{2}, \quad \phi \geq \frac{h}{10} \Rightarrow \frac{100}{10} = 10$$

$$c_0 \geq 1 \text{ cm} \Rightarrow c_0 = 1 \text{ cm}. \Rightarrow c \geq 1 + \frac{10}{2} = 6$$

- Alors on adopte $c = 6 \text{ cm}$.

b) Calcul des armatures longitudinales section (50X100) :

Le calcul des sollicitations agissant sur le radier sera effectué par le logiciel **ROBOT 2014**

ELU :

- En travée : $M_{\max} = 573.00\text{KN.m}$

- En appuis : $M_{\max} = 786.30\text{KN.m}$

ELS :

- En travée : $M_{\max} = 418.38\text{KN.m}$

- En appuis : $M_{\max} = 572.80\text{KN.m}$

c) Calcul des armatures longitudinales :

$$\mu = \frac{Ms}{b \times d^2 \times \sigma_b} \quad \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \quad , \quad \beta = (1 - 0.4\alpha)$$

$$A_s = \frac{Ms}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

ELU : $\sigma_b = 14.2 \text{ MPa}$; $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$

ELS : $\sigma_b = 15 \text{ MPa}$; $\sigma_s = 201.63 \text{ MPa}$

d) Condition de non fragilité : B.A.E.L (1.4.2.1)

$$A_{\min} \geq 0.23 b.d \frac{f_{t28}}{f_t}$$

- **Pourcentage minimale : B.A.E.L 91 (art B.6.4)**

$$A'_m \geq 0.001 b h$$

- **section minimale selon le RPA :**

$$A_{\text{RPA}} = 0.5\% b.h$$

Cas		M [KN.m]	μ	A	B	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{BAEL} (cm ²)	A^{RPA} (cm ²)	Section adoptée (cm ²)
ELU	Appuis	786.30	0.125	0.167	87.720	25.75	5.67	5	25	6HA25+2HA16 =33.47
	Travée	573.00	0.091	0.119	89.525	18,39	5.67	5	25	8HA20=25.13
ELS	Appuis	572.80	0.091	0.119	89.525	31.73	5.67	5	25	6HA25+2HA16 =33.47
	travée	418.38	0.066	0.085	90.804	22.85	5.67	5	25	8HA20=25.13

Tableau 6.6.1: Ferrailage de la nervure

6.7 : Présentation du ferrailage :

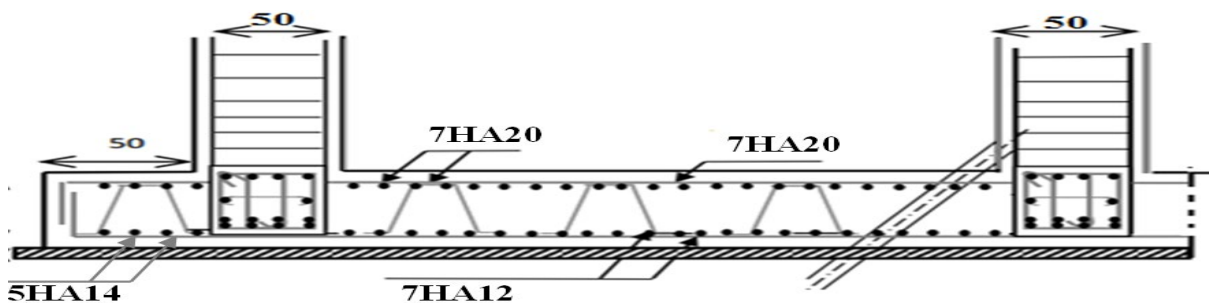


Figure 6.7.1 : Ferrailage de la dalle du radier

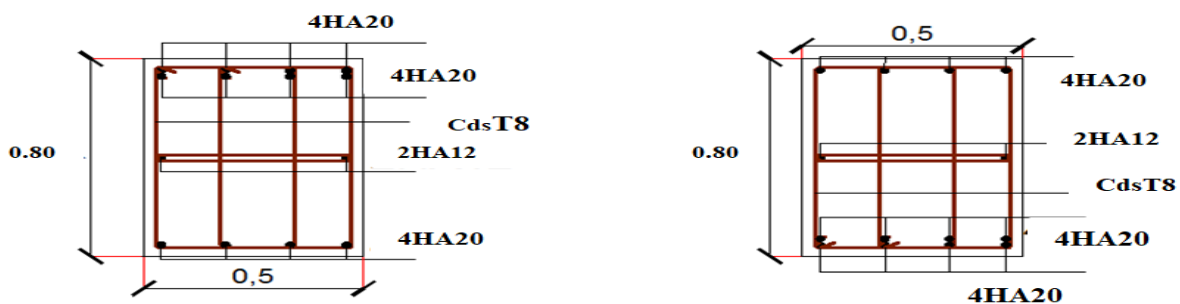


Figure 6.7.2: Ferrailage de la nervure en travées et en appuis

Chapitre 7

Etude dynamique de la piscine

7.1. Introduction

Dans cette deuxième partie du projet, notre travail consiste à étudier une piscine surélevée sur un dernier étage. Les piscines représentent des ouvrages dont le calcul est assimilé à celui des réservoirs, La paroi constituant le fond du bassin peut être directement posée sur le sol ou être supportée par des éléments porteurs.

L'objet de cette étude est de présenter un modèle de calcul dynamique où on fait une assimilation à un calcul d'un réservoir surélevé. En raison des interactions fluide structure, le comportement sismique des réservoirs surélevés présente un phénomène complexe. Le dimensionnement de telle structure nécessite une connaissance approfondie de leur comportement sismique ainsi que des facteurs qui l'affectent. Parmi ces facteurs on peut distinguer, l'effet des conditions de pose, l'effet de site, l'effet de l'interaction sol-structure et l'effet d'interaction fluide structure

Au cours des différents séismes passés plusieurs réservoirs surélevés ont été endommagés ou se sont effondrés, malgré le fait que des solutions approchées pour les cas les plus simples de la réponse sismique des réservoirs soient actuellement connues depuis les années soixante-dix, le traitement des cas les plus complexes est toujours incomplet même si beaucoup de chercheurs continuent à mener des études sur le comportement dynamique des réservoirs. Des investigations ont été conduites pour chercher des améliorations possibles de leurs conceptions afin de bien résister à des séismes de fortes intensités.

Une analyse de la réponse sismique de structures telles que des réservoirs de stockage, nécessite la considération des effets d'interaction fluide structure. Cet effet peut introduire des modifications des caractéristiques modales de la structure, telles que les modes propres de vibration. La nature d'un ouvrage telle qu'une piscine surélevée nécessite de faire une étude ayant pour but de déterminer les caractéristiques de son comportement lorsqu'elle est sollicitée par un séisme

Dans notre projet, il est question d'étudier une piscine surélevée en béton armé d'une capacité de **170,1 m³** et de **9m** de largeur, **10,5** de longueur avec une structure de support composée de **8 poteaux** connectés entre eux avec des poutres. Pour ce faire, trois modèles ont été réalisés, un degré de liberté, deux degrés de liberté et un modèle en éléments finis en trois dimensions. Notre objectif est d'étudier l'effet de l'eau sur le comportement de la structure.

7.2. Interaction fluide_structure

L'étude des problèmes d'interaction fluide structure est un sujet de recherche croissant depuis quelques années. Divers domaines de la recherche sont confrontés à ces problématiques. En pratique, un grand nombre de situations font intervenir des phénomènes d'interaction fluide-structure à titre d'exemple [10] dans les cas suivants:

- Réservoirs partiellement remplis de liquide subissant l'effet de ballonnement de la surface libre du liquide.
- Ponts suspendus, gratte-ciel et câbles vibrants sous l'effet de vent
- Le flutement des Ailes d'avion
- En biomécanique, la déformation des vaisseaux sanguins sous l'effet du rythme cardiaque ...

Les phénomènes d'interaction fluide-structure font partie des problèmes multi- physiques. Les deux matériaux en présence n'obéissent pas aux mêmes lois de comportement, mais ils interagissent dans un système fortement couplé

L'interaction est définie comme un couplage mécanique entre les deux milieux qui s'opère dans les deux sens au niveau de leur surface de contact ; les déformations de la structure sous l'effet des efforts imposés par l'écoulement du fluide, modifient la configuration de l'interface fluide_structure, les conditions d'écoulement du fluide en sont affectées ce qui induit une modification de l'effort exercé sur la structure au niveau de l'interface, bouclant le cycle de l'interaction tel que le montre la (Figure1).

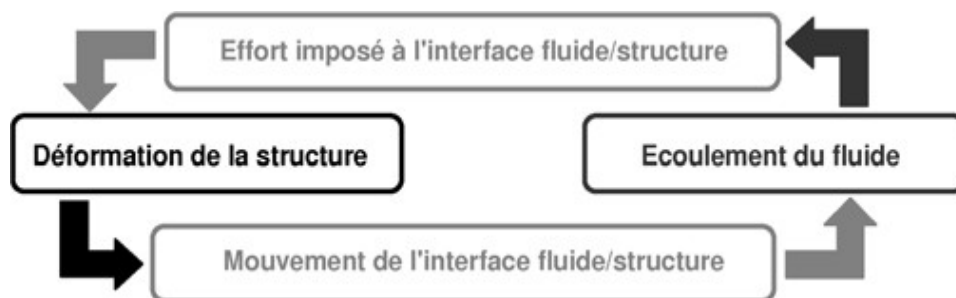


Figure 7-1 Mécanisme de couplage fluide_structure

Il existe deux types de couplage, le couplage faible dans lequel seule l'action du fluide qui s'exerce sur le solide est considérée, et le couplage fort dans lequel chaque perturbation de la boucle de rétroaction (Figure1), déstabilise le cycle entier qui converge vers une nouvelle position d'équilibre. Dans certains cas, les hypothèses choisies permettent de linéariser les équations et d'exprimer simplement le comportement du fluide et du solide à l'aide de formules analytiques, en revanche dans d'autres cas, la nature physique fortement non-linéaire des problèmes nécessite des modèles numériques poussés.

Des études théoriques utilisaient des modèles simplifiés en faisant des suppositions soit du chargement dû au fluide sur le solide, soit sur le mouvement de la structure. Avec l'évolution des moyens informatiques et l'accroissement des capacités de calcul ces dernières années, d'autres approches avec une plus grande rigueur ont vu le jour. Ces dernières reposent sur des modèles mathématiques plus complexes en particulier la méthode des éléments finis.

7.3. Quelques méthodes de prise en compte de l'interaction fluide structure

Les méthodes proposées pour la prise en compte de l'interaction fluide-structure sont diverses. Parmi elles :

- La méthode de **Housner**
- Les recommandations de l'**Eurocode8**
- Méthode des éléments finis

7.3.1: Méthode de Housner

Le modèle de Housner (1963) a été adopté pour l'analyse dynamique des réservoirs contenant des liquides avec la prise en compte du ballonnement de la surface libre.

Les pressions hydrodynamiques induites par excitation sismique à la base sont séparées en deux parties : impulsives et convectives. Ces dernières sont représentées sous forme de masses ajoutées localisées.

La masse impulsive est supposée reliée rigidement à la paroi du réservoir et la masse ajoutée convective quant à elle est supposée reliée à la paroi du réservoir à l'aide de ressorts flexibles pour simuler l'effet du ballonnement

Le modèle mécanique de **HOUSNER** est illustré par la figure suivante :

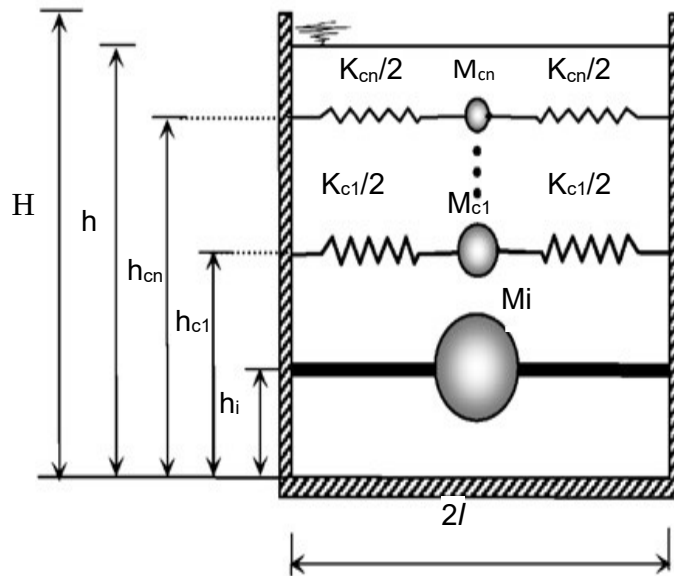


Figure 7-3.1 Modèle de Housner (1957)

Housner (1963) ne conserve que le premier mode de ballottement dans son modèle, ceci est justifié par le fait que c'est le mode qui a le plus d'importance dans la réponse à une excitation sismique.

Les figures (3 et 4) représentent la modélisation simplifiée à l'aide de masses et ressorts pour un mode de ballottement.

- Réservoir posé au sol :

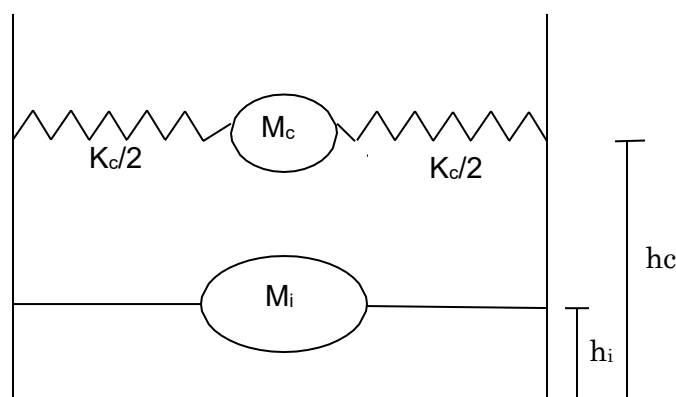


Figure 7-3.2 Modèle de masse passive M_i et de masse active M_c

Réservoir surélevé :

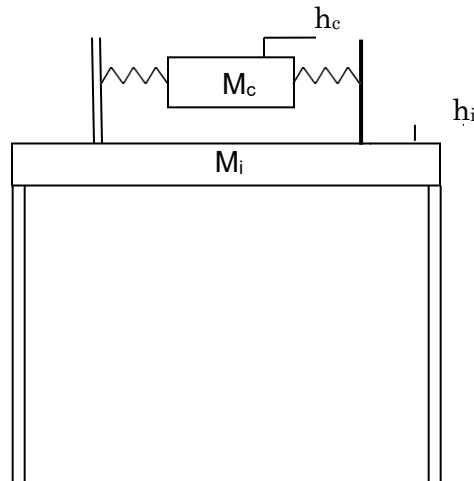


Figure 7-3.3 Modèle mécanique de Housner pour un réservoir surélevé

Premièrement, lorsque les parois du réservoir accélèrent en va-et-vient, une certaine fraction de l'eau est forcée de participer à ce mouvement, qui exerce un effet réactif.

La force exercée sur le réservoir est la même que celle qui serait exercée par une masse M_0 (M_i) fixée rigidement au réservoir à la hauteur appropriée. La masse M_0 (M_i) est fixée à une hauteur h_0 (h_i) de sorte que la force horizontale exercée par le réservoir est colinéaire avec la force résultante exercée par l'eau équivalente.

Deuxièmement, le mouvement des parois du réservoir entraîne l'eau dans des oscillations qui exercent une force oscillante sur le réservoir. Cette force oscillante est la même que celle qui serait exercée par une masse M_1 (M_c) pouvant osciller horizontalement contre un ressort de retenue. La masse M_1 (M_c) correspond au mode fondamental d'oscillation de l'eau qui est le mode d'importance pour la plupart des problèmes de tremblement de terre. Si le système équivalent illustré à la (Figure 7.3.5) est soumis aux accélérations sismiques du sol, les forces exercées sur le réservoir par M_0 et M_1 seront les mêmes que ceux qui seraient exercés par l'eau dans le réservoir de la (Figure 7.3.4).

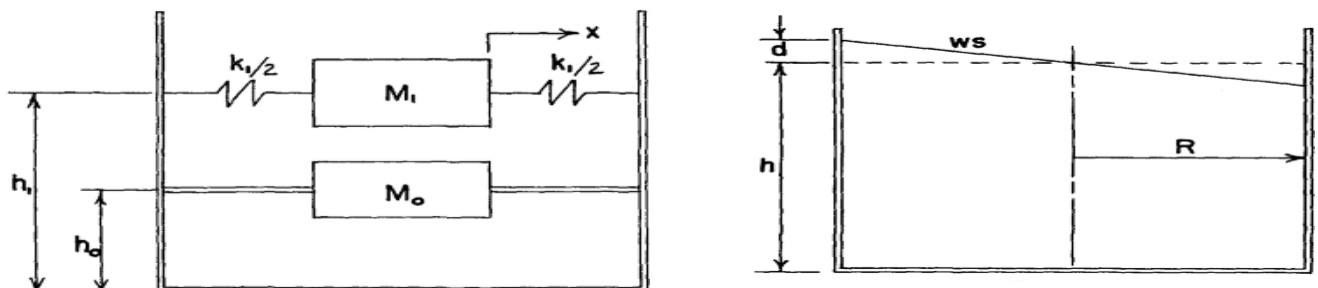


Figure 7.3. 4 Réservoir avec une surface d'eau libre

Les expressions de la masse équivalente et rigidité ainsi que les hauteurs h_i et h_c sont données

par housner[11].

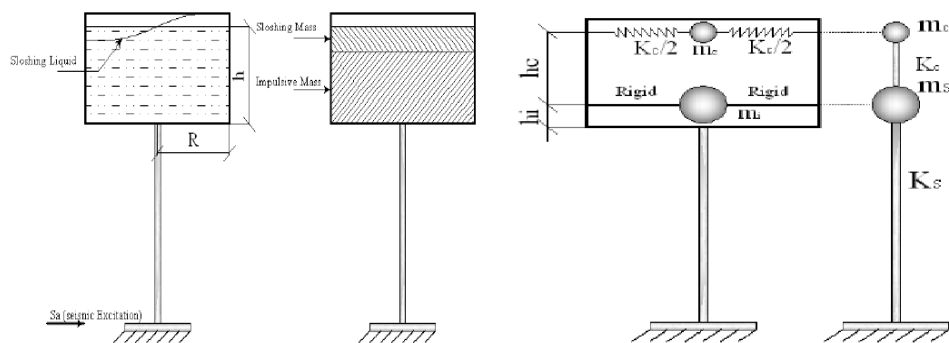


Figure 7.3.5 Modèles de Housner simplifiés" a-b"

Mise à jour complète des calculs et tableaux – Piscine 10,5 m

1. Paramètres géométriques de la piscine

Longueur : 10.5 m

Largeur : 9 m

Hauteur d'eau : 1.8 m

Volume : 170.10 m³

Masse totale de l'eau : 170100.00 kg

2. Calculs selon la méthode de Housner

Masse impulsive $M_i = M_e \times \tanh(1,7 \times L/h)$

$M_i = 170100.00 \times \tanh(9.92) = 170100.00 \text{ kg}$

Masse convective $M_c = M_e \times 0,83 \times \tanh(1,6 \times h/L)$

$M_c = 170100.00 \times 0,83 \times \tanh(0.27) = 37781.73 \text{ kg}$

Hauteur impulsive $h_i = (3/8) \times h = 0.675 \text{ m}$

Hauteur convective $h_c \approx 0.92 \text{ m}$ (valeur estimée)

Raideur $K_c = (3 \times M_c^2 \times g \times h) / (M_e \times L^2)$

$K_c = 4032.21 \text{ kN/m}$

Paramètre	Me (kg)	Mi (kg)	Mc (kg)	hi (m)	hc (m)
Valeurs	170100.00	170100.00	37781.73	0.675	0.92

Raideur $K_c = 4032.21 \text{ kN/m}$

Tableau 7.3.1 Caractéristiques géométriques de piscine

Caractéristiques géométriques de piscine		
Géométrie		
Piscine	Hauteur 'h' (m)	1,8
	Largeur (m)	9
	Longueur (m)	10.5
Liquide	masse volumique (pr) (Kg/m3)	1×10^3
	Hauteur (h) variable	(0,5h;0,6h ;0,65h;0,7h ;0,75h;0,95h)

Figure 7.3.2 Réservoir avec la masse convective et impulsive

Pour un réservoir rectangulaire de longueur $2L$ et d'une profondeur d'eau h

M_e :masse totale du fluide ;

R :rayon du récipient;

M_i : masse impulsive

M_c : masse convective

g :accélération gravitationnelle;

h_i :localisation de la masse impulsive ;

h_c :localisation de la masse convective.

7.3.2 Méthodes utilisant les recommandations

Selon le, la masse impulsive M_i et la masse convective M_c , la hauteur h_i et la hauteur h_c sont représentées dans le tableau sous forme de fraction de la masse du liquide M_e et la hauteur totale h

h/L	M_i/M_e	M_c/M_e	H_i/h	H_c/h
0.3	0.176	0.824	0.400	0.521
0.5	0.300	0.700	0.400	0.543
0.7	0.414	0.586	0.401	0.571
1	0.548	0.452	0.419	0.616
1.5	0.686	0.314	0.439	0.690
2	0.763	0.237	0.448	0.751
2.5	0.810	0.190	0.452	0.794
3	0.842	0.158	0.453	0.825

Tableau 7.3.3 Fraction de la masse du liquide M_e et la hauteur totale h

7.3.3 : Méthode des éléments finis

La méthode des éléments finis est une méthode numérique de résolution des équations différentielles décrivant les phénomènes physiques de l'ingénierie.

Cette méthode a été employée pour étudier la réponse sismique des réservoirs de stockage dans l'année 1969 par **N.W Edwards**, jusqu'à présent, elle est encore la méthode la plus utilisée. Les avantages indiscutables de cette méthode, par rapport aux autres méthodes numériques, résident dans la capacité de modéliser efficacement des domaines complexes comme : la géométrie complexe, l'hétérogénéité, l'inélasticité et la non linéarité des sols constituant le réservoir.

Elle combine à la fois les avantages de la modélisation en masses concentrées et celle de la modélisation à l'aide de déplacements généralisés.

Cette méthode est applicable à tout type de structure. La structure est subdivisée en un nombre arbitraire d'éléments, de dimensions quelconques. Les nœuds du système représentent le système de

coordonnées généralisées. Le déplacement de la structure est exprimé en fonction de ces coordonnées généralisées à l'aide de fonctions de déplacement. Ces fonctions sont appelées fonctions d'interpolation car elles définissent le déplacement entre les nœuds considérés.

L'emploi de la méthode des éléments finis pour la résolution de tel problème est un outil essentiel, le calcul dynamique de la réponse linéaire des réservoirs par éléments finis est généralement effectué selon les étapes suivantes :

- Maillage du réservoir et de sa fondation.
- Evaluation des matrices élémentaires de rigidité, d'amortissement et de masse.
- Assemblage et construction des matrices globales du système.
- Calcul des modes et des fréquences propres du réservoir.
- Calcul de la réponse sismique du réservoir.
-

7.3.4 :Modélisation

Les modèles utilisés pour déterminer les effets sismiques sur les réservoirs doivent reproduire avec une précision satisfaisante la raideur, la masse et les propriétés géométriques de la structure et tenir compte de la réponse hydrodynamique du liquide contenu. Les modèles mécaniques simplifiés équivalents (masse-ressort) à un degré de liberté et à deux degrés de libertés sont montres dans les **figures 7 et 8** respectivement.

7.3.5 :Modèle à un degré de liberté (1 DDL)

Le concept qui permet d'analyser des réservoirs surélevés comme un modèle à 1ddl a été suggéré dans les années **1950**. Pour traiter ce concept, le réservoir est considéré complètement rempli ou totalement vide.



Figure 7.3.5 Modèle à 1DDL

Dans le cas du **modèle 1ddl** montré sur la (**figure 7.3.5**), le réservoir (piscine) est supposé avoir un comportement comme une console de rigidité k_s donnée par :

$$k_s = \frac{3EI_3}{l^3}$$

Où l_{cg} est la distance entre la base de l'ouvrage et le centre de gravité de l'eau stockée, E est le module de Young du matériau et I_5 est le moment d'inertie de la structure de support.

Pour ce modèle, la masse m_1 se compose du poids propre du bassin m_v , la masse totale de l'eau m_e et 66% du poids propre de la structure de support m_{ss} .

$$m_1 = m_A + 0.66 \times m_{00} + m_B$$

Le calcul des caractéristiques du modèle à un degré de liberté a donné :

$$K_s = 272,96 \text{ KN/m et } m_1 = 352834,68 \text{ Kg}$$

7.3.6 : Modèle à deux degrés de liberté (2DDL)

Dans le modèle mécanique à 2ddl montré sur la (figure 8), la masse du fluide est constituée d'une partie inerte M_i ou impulsive liée rigidement à la structure et d'une partie mobile M_c (convective) dont le mouvement est maintenu par des ressorts de rappel de rigidité K_c . Ces deux masses sont données par les expressions de Housner.

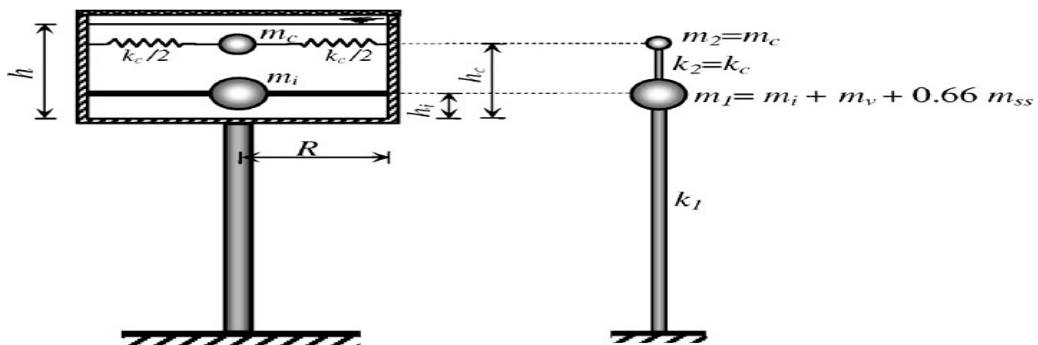


Figure 7.3.6 Modèle à 2DDL

a). Exemple de calcul des caractéristiques du modèle à 2DDL

Dans notre cas (piscine) rectangulaire de longueur $2L$ et d'une profondeur d'eau h :

a).1. D'après la méthode de housner

Pour un rectangle $L=10,5$ m et d'une hauteur $h=1,8$ m,

$$M_e = (L \times D \times h) = 1000 \times 21 \times 9 \times 1,8 = 340200 \text{ Kg}$$

$$M_e = 340200 \text{ Kg}$$

- Masse impulsive m_i

$$M_i = M e^{\frac{\tanh 1,7 L / h}{1,7 L / h}}$$

- Masse convective m_c

$$M_c = M e^{\frac{0,83 \tanh 1,6 h / L}{1,6 h / L}}$$

- Hauteur de la masse convective h_c

- $h_1 = h \times [(\cosh (1.84 \times h / l) - 1) / ((1.84 \times h / l) \times \sinh (1.84))]$
→ Calcule l'amplitude de la houle ou une variation de pression en fonction de h et l.
- $M_0 / M = \tanh(1.7 \times L / h) / (1.7 \times L / h)$
→ Rapport entre deux moments dépendant du rapport L / h.
- $M_1 = M \times 0.83 \times \tanh (1.6 \times h / L)$
→ Moment modifié en fonction du rapport h / L.
- $K = 3 \times M_1^2 \times (g \times h) / (M \times L^2)$
→ Calcule la raideur ou un autre paramètre lié aux forces internes.

Définitions des symboles :

- h : Profondeur totale (mètres)
- h₀ : Profondeur partielle (mètres)
- h₁ : Amplitude de la houle ou hauteur ajustée (mètres)
- l : Longueur de l'onde ou du bassin (mètres)
- L : Longueur du bassin ou du panneau (mètres)
- M : Moment de référence (kN·m)
- M₀ : Moment initial ou de base (kN·m)
- M₁ : Moment modifié (kN·m)
- K : Raideur ou constante liée à la structure (kN/m)
- g : Accélération gravitationnelle (≈ 9.81 m/s²)

a).2. D'après les recommandations de [3]

de [3] sont reportées dans le tableau qui suit:

caractéristiqueq	Housner	DDL
Mi (Kg)	33672,05	59875,2
Mc(Kg)	276707,83	280324,8
hi(m)	0.675	0.72
hc(m)	0.92	0.93
Kc (KN/m)	135,53	186,422

7. 3 .4 Les caractéristiques du modèle à 2ddl

Constatation

Ces résultats montrent que la rigidité K_c et la masse Mc obtenues par le [3] sont supérieures à celles trouvées par les expressions de Housner.

Modélisation de la piscine

b). Influence de la hauteur de remplissage

	Hauteur de Remplissage					
	0,95h	0,75 h	0,7 h	0,6h	0,5 h	0,25 h
Mi(Kg)	30389,02	18940,53	16499,30	12121,96	8418,01	2104,5
Mc (Kg)	263480,83	209707,27	196068,37	168586,68	140863,88	44793,92
hi(m)	0,64	0,5	0,47	0,405	0,337	0,168
hc(m)	0,9	0,75	0,63	0,54	0,45	0,23
Kc (KN/m)	122,59	77, 035	67,223	50,42	34,49	8,66

Tableau 7.3.5 Caractéristiques du modèle de Housner en variant hauteur de remplissage

Remarque

Dans ce qui suit le pourcentage suivant represent le rapport de la masse d'eau par rapport à la masse convective

Remplissages	0,25h	0,5h	0,6h	0,7h	0,75h	0,95h
La masse d'eau(Kg)	85050	170100	204120	238140	255150	323190
Les valeurs de Mc(Kg)	44793,92	140863,88	168586,68	196068,37	209707,27	263480,83
pourcentages(%)	47,33	17,18	17,40	17,66	17,81	18,47

Tableau 7.3.6 Pourcentage de masse convective par rapport à la masse d'eau en fonction du rempli

Constatation

On constate que la masse convective augmente avec l'augmentation de la masse d'eau avec l'accroissement du remplissage d'eau

Interprétation

D'après les résultats qu'on a opté, la masse convective augmente avec l'augmentation de la masse d'eau et le remplissage d'eau, ceci du que la masse convective a une relation proportionnelle avec la masse d'eau

La comparaison entre les résultats de l'influence de la hauteur de remplissage par l'accélérogramme et le spectre de réponse

Pour l'étude de l'influence du taux de remplissage de la piscine sur le déplacement de la masse convective, les niveaux de la structure, le moment fléchissant et l'effort tranchant des poutres plus sollicitées qui ont sûr le bassin de la piscine (**8^{eme} étage**) par l'accélérogramme et le spectre de réponse. On détermine cette dernière pour la piscine vide et pleine puis pour des taux de remplissage de **0.5h**, **0.6h**, **0.65h**, **0.7h**, **0.75h**, et enfin pour une hauteur de remplissage de **0.95h**.

Remarque

Dans ce qui suit le pourcentage des tableaux sont calculés sur la valeur de référence qui est le cas de la piscine complètement rempli à **100%**

On remarque que le déplacement augmente progressivement dans l'intervalle **{0,5h jusqu'à 0,75h}** et il atteint la valeur maximal dans le remplissage **0,75h**, après ce dernier le déplacement diminue rapidement jusqu'à **0,95h** et continue a diminué peu à peu jusqu'à le remplissage totale de la piscine.

Constatation

On remarque que la variation du moment fléchissant des poutres principale et secondaire en fonction du remplissage d'eau de la piscine a augmenté petit a petit et le pourcentage de ces dernières dans le cas où la piscine vide est de (**20,03%** pour la poutre secondaire et de **70,16%** pour la poutre principale) et commence a diminué avec le remplissage d'eau

6.4 Conclusion :

Le travail réalisé durant ce mémoire nous a permis d'étudier l'effet d'interaction fluide-structure sur le comportement dynamique de piscine. Plusieurs paramètres ont été examinés à savoir l'influence de l'interaction fluide-structure, de la hauteur de remplissage.

A cet effet, nous avons réalisés un modèle avec logiciel **ROBOT** et les résultats montrent que :

- L'effet du taux de remplissage par l'accélérogramme pour le déplacement de la masse convective, les niveaux d'étage, l'effort tranchant et le moment fléchissant est considérable par rapport à celle de spectre de réponse.
- La hauteur de la piscine h joue un rôle important dans l'influence d'eau sur le comportement de la structure.
- La prise en compte de l'interaction fluide structure allonge considérablement l'effort tranchant et le moment fléchissant des poutres principale et secondaire, la présence de l'eau augmente la réponse sismique.
- Le modèle **2DDL** est le modèle le plus approprié pour montrer le comportement de la partie active de l'eau.
- Le modèle **2DDL** étudié en utilisant les expressions de **Housner** et les recommandations de
- sont très proches en termes de masses.

Les résultats obtenus avec la petite hauteur de la piscine sont petits par rapport à celle de grandes hauteurs des réservoirs surélevés.

Problématique des fuites d'eau dans les piscines en toiture

Les piscines placées sur les derniers étages présentent un risque élevé d'infiltration d'eau, pouvant endommager la structure, affecter les étages inférieurs et causer des désordres importants.

Solutions techniques recommandées :

Utilisation de membranes d'étanchéité bitumineuses ou PVC armé à haute résistance.

Pose de systèmes de drainage périphérique pour évacuation des eaux stagnantes.

Réalisation d'une couche de pente pour faciliter l'écoulement vers les points de collecte.

Application d'un contrôle d'étanchéité (test d'eau) avant la mise en service.

Entretien périodique avec inspection visuelle et réparation immédiate des fissures éventuelles.

Conclusion générale

Dans ce projet de fin d'études, nous avons mis en évidence les connaissances théoriques acquises tout au long de notre parcours académique à travers l'analyse et l'étude d'un projet réel de bâtiment. Nous avons compris combien il est crucial de bien analyser une structure avant de procéder à son dimensionnement. L'analyse structurelle est une étape primordiale permettant une conception parasismique optimale, tout en maîtrisant les coûts.

L'objectif principal reste bien entendu la protection des vies humaines en cas de séisme majeur. Il est à noter que dans cette étude, nous ne nous sommes pas beaucoup penchés sur l'utilisation des voiles contreventements, mais avons plutôt focalisé notre attention sur d'autres solutions structurelles permettant de garantir la stabilité globale de l'ouvrage sous diverses sollicitations. Une partie essentielle de notre étude a porté sur l'intégration d'une piscine surélevée au dernier étage (8^e étage) du bâtiment. Ce bassin, aux dimensions de $10,5\text{ m} \times 9\text{ m} \times 1,8\text{ m}$, représente un volume de plus de 170 m^3 , soit un poids équivalent à 170 tonnes lorsqu'il est entièrement rempli. Ce poids important, concentré au niveau le plus élevé de l'édifice, constitue une surcharge significative qui influence fortement le comportement structurel du bâtiment, en particulier lors d'un séisme. Sa prise en compte dans l'analyse nous a poussés à approfondir la modélisation dynamique, à évaluer les effets des charges concentrées en hauteur, et à adapter les sections et les armatures pour assurer la stabilité et la sécurité globale de la structure.

La modélisation d'une piscine dans une structure élevée nous a donné la chance de nous rapprocher du domaine de l'hydraulique.

Finalement, cette étude nous a permis de concrétiser l'apprentissage théorique du cycle de formation en génie civil, tout en nous initiant à diverses techniques de calcul, concepts avancés et réglementations en vigueur. Ce projet, notre première véritable expérience professionnelle, s'est avéré très enrichissant. L'utilisation de logiciels comme ROBOT nous a permis de gagner un temps précieux, tout en soulignant l'importance d'une bonne maîtrise des outils numériques et des bases scientifiques de l'ingénierie.

Bibliographie

Règlements :

- RPA99/Version2003 : Règles Parasismiques Algériennes.
- BAEL91 : Béton Armé aux Etats Limites.
- DTR B.C. 2.2 : Charge Permanentes et Charges d'Exploitation.
- CBA93 : Règles de Conception et de Calcul des structures en béton armé.

Livres et cours :

- Cours Techniques de Construction (3LGC, Master1 et Master2 - Structures) Université de Biskra.
- Mémoires Master 2. Des promotions passées, Diverses universités algériennes.

1° (2019/2020). Mémoire de fin d'étude. Tiaret : Université IBN Khaldoun Tiaret

2° (2020/2021) Etude d'un bâtiment en à usage multiple (R+7) implanté à Mascara

3° (2012/2013) HOTEL AVEC PISCINE Conception de la structure du bâtiment R+8+sous-sol

4° (2022/2024) memoire fin d'etude batiment r+10 +ss avec convertement setif

George W.Housner, Bulletin of the Seismological Society of America. Vol. 53, No. 2, pp. 381-387. California Institute of Technology February, 1963.

- **G W HOUSNER**. The dynamic behavior of water tank. N° 1, 1963, PP.381-387., 1963, Bulletin of the seismological society of America, vol.53.

-

Logiciels et programmes :

- Logiciel d'analyse des structures ROBOT version 2014. (Analyse des structures)
- AUTOCAD 2024. (Dessin).
- Word 2016. (Traitement de tex