



République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



Université Amar Thelidji- Laghouat

FACULTÉ : Génie Civil et D'architecture
DÉPARTEMENT : Génie Civil

MÉMOIRE DE MASTER

Présenté par : BOUCETTA ABDERRAHMANE
BAHI SID-AHMED

DOMAINE : Sciences et Technologies

FILIERE : Génie Civil

OPTION : STRUCTURES

Thème

Etude d'un bâtiment en béton armé (R+7+s/sol) contreventé par des voiles

Jury de soutenance :

Nom et Prénom	Grade	qualité
Mme. Bellakehal Hizia	MCA	Présidente
Mme. Z Kouidri zohra	MAA	Examinatrice
Mr. Merah ahmed	MCA	Rapporteur

Promotion : Juin-2019

Remerciements

Au premier lieu, nous tenons à remercier Dieu qui nous a donné le courage et la volonté pour terminer ce travail.

Nous tenons à remercier vivement tous ceux qui nous ont aidés à élaborer cet ouvrage et en particulier notre promoteur M^r MERAH AHMED pour sa disponibilité permanente, pour son aide et ces orientations précieuses, tout le long de ce projet.

Nous tenons également à remercier les honorables membres du jury, pour l'honneur qu'ils nous ont accordés en acceptant d'évaluer notre travail.

Que tous ceux ou celles qui nous ont apportés leur soutien et qui nous ont aidé de loin ou de près pour l'achèvement de ce projet trouvent ici l'expression de notre vive et sincère reconnaissance, en particulier nos parents, nos familles et nos amis.

Sidahmed

abderahmane

Dédicace

Tout d'abord, louange à « ALLAH » qui m'a guidé sur le droit chemin tout au long du travail et m'a inspiré les bons pas et les justes reflexes. Sans sa miséricorde, ce travail n'aura pas abouti.

Au terme de ce travail, je tiens à exprimer toute ma reconnaissance et remerciements à :

A mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes côtés et ma soutenu durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci mes parents, Mes frères, Belaid, Mouhamed et Riyad Ma sœur Ainsi qu'a toutes la famille Boucetta .

Je ne saurai terminer sans citer mes amis :

Ainsi que toute la promotion de Structure 2019/2018

Dédicace

Tout d'abord, louange à « ALLAH » qui m'a guidé sur le droit chemin tout au long du travail et m'a inspiré les bons pas et les justes reflexes. Sans sa miséricorde, ce travail n'aura pas abouti.

Au terme de ce travail, je tiens à exprimer toute ma reconnaissance et remerciements à :

*A mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes côtés et ma soutenu durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci mes parents, Mon frère, Karim, Mes sœurs
Ainsi qu'à toutes la famille Bahi.*

*Je ne saurai terminer sans citer mes amis : redouan bilal
youssef abdou et hamada amine sidali*

Ainsi que toute la promotion de Structure 2019/2018

ملخص:

تعد نمذجة الهياكل الخرسانية المسلحة عملية مهمة للغاية في تصميم وحساب مباني الهندسة المدنية. يؤدي النموذج الذي يعكس السلوك الفعلي للهيكل إلى توفير الأمن والاستقرار الكافي للهيكل. مرت نمذجة الهياكل الخرسانية المسلحة بعدة مراحل، من نموذج ثنائي الأبعاد (حساب يدوي) إلى نموذج ثلاثي الأبعاد يأخذ في الاعتبار جميع عناصر الهيكل، حتى العناصر الثانوية (الحساب عن طريق برنامج العناصر المنتهية) مثل برنامج الروبو بات توفر المباني التي المدعمة بجدران من الخرسانة المسلحة حلاً زلزالياً يقلل من التأثيرات الزلزالية على الهياكل وينقذ حياة البشر نتيجة لذلك، يتكون عملنا من دراسة مبنى مؤلف من طابق تحت الأرض وطابق أرضي وسبعة طوابق ومدعوم تماماً بجدران اسمنتية معززة في كلا الاتجاهين باستخدام برنامج الروبو بات. أخيراً، تم تقديم نتائج الجدران الخرسانية الأكثر تأثراً مع تسليحها وأبعادها.

كلمات مفتاحية: نمذجة - حساب يدوي - برنامج الروبو بات- الجدران الخرسانية

Abstract :

The modeling of reinforced concrete structures is a very important operation in the design and calculation of civil engineering buildings. A model that reflects the actual behavior of the structure leads to sufficient security and stability of the structure.

The modeling of reinforced concrete structures has gone through several stages, from a two-dimensional model (manual calculation) to a three-dimensional model that takes into account all the elements of the structure, even the secondary elements (calculation by means of finite element software) such as the Robot Bat.

Buildings braced by reinforced concrete wall provide a seismic solution that minimizes seismic effects on structures and saves human lives.

Therefore, our work consists of the study of a building R + 7 + subsal completely braced by reinforced concrete wall in both directions using the software of Robot Bat.

This study allowed us to familiarize ourselves with a very powerful software and also allowed us to see the ease of visualizing all the active efforts on the wall and the slabs (moments, shear forces, stresses).

Finally, the results of the most requested veil and the slab were presented with their reinforcement and formwork given by the software

Key words : The modeling - manual calculation - Robot Bat – the shell element

Résumé :

La modélisation des structures en béton armé est une opération très importante dans la conception et le calcul des bâtiments en génie civil. Un modèle qui reflète le comportement réel de la structure conduit à une sécurité et une stabilité suffisante de celle-ci.

La modélisation des structures en béton armé a passée par plusieurs étapes, d'un modèle en deux dimensions (calcul manuel) à un modèle en trois dimensions qui tient compte de tous les éléments de la structure, même les éléments secondaires (calcul au moyen des logiciels en éléments finis) tel que le Robot Bat.

Les bâtiments contreventés par des voiles en béton armé constituent une solution parasismique qui permet de minimiser les effets sismiques sur les structures et sauvegarder les vies humaines.

De ce fait, notre travail consiste en l'étude d'un bâtiment R+7+S/sol contreventé totalement par des voiles en béton armé dans les deux sens en utilisant le logiciel de Robot Bat.

Cette étude nous a permis de se familiariser avec un logiciel très performant et nous a permis aussi de voir de la facilité de visualiser tous les efforts agissants sur les voiles et les dalles (moments, efforts tranchants, contraintes).

Enfin, des résultats du voile et la dalle les plus sollicités ont été présentés avec leur ferrailage et coffrage donnée par le logiciel.

Mots clés : la modélisation – calcul manuel - Robot Bat - Contreventement des bâtiments – Voile en béton armé

Liste des matières

Résumé

Liste des tableaux

Liste des figures

Liste des symboles

Introduction générale

Chapitre I

Synthèse bibliographique sur la modélisation des structures en béton armé

I.1 INTRODUCTION	2
I.2 CLASSIFICATION DES STRUCTURES	2
I.2.1 Structures en portiques.....	2
I.2.2 Structures à murs porteurs.....	2
I.2.3 Structures (en portiques et à murs porteurs) :	2
I.3 CALCUL DES STRUCTURES	2
I.3.1 CALCUL MANUEL.....	2
I.3.2 Modélisation numérique	9
Conclusion.....	17

Chapitre II

Méthodes de calcul des bâtiments contreventés par des voiles

II.1 Introduction	19
II.2 Contreventements des structures en beton arme	19
II.3 Méthode manuelle d’Albert Fuentes	20
II.3.1 Types de contreventement des bâtiments	20
II.3.2 Modélisation des voiles en béton armé.....	20
II.4 Distribution des efforts horizontaux dans les refends.....	21

II.5 Stabilité des fondations sous les refends.....	33
Conclusion.....	38

CHAPITRE III ETUDE DE CAS

III.1 PRESENTATION DU PROJET	39
III.1.1 Introduction :	39
III.1.2 Dimensions en plan et élévation de l'ouvrage :	39
III.1.3Caracteristiques mecaniques des materiaux	40
III.1.3.1 Le beton.....	40
III-1-3-2 L'acier	43
III-1-3-3 Hypotheses de calcul	45
III-1-3-4 Descente des charges	46
III-1-3-5- Système structurel	48
III-1-3-6 Classification du bâtiment selon (rpa99 version2003)	48
III.2 Pré dimensionnement de l'ouvrage	49
III.2.1 l'Acrotère :	49
III.2.2 Les Dalles et Balcons	49
III.2.3 Les Voiles:.....	50
III.2.4 Les Escaliers.....	51
III.2.5 L'Ascenseur	52
III.3 Calcul des Élément secondaires.....	53
III.3.1 Introduction	53
III.3.2 Etude de l'acrotère.....	53
III.3.3 Les escaliers	63
III.3.3.1 Introduction	63
III.3.3.2 Définition des éléments d'un escalier	63
III.3.3.3 Evaluation des charges	64
III.3.3.4 Calcul de ferrailage	65

III.3.3.5	Verification	66
III.4	Etude dynamique et sismique	69
III.4.1	Introduction	69
III.4.2	Étude dynamique	69
II.4.2.1.	Introduction.....	69
II.4.2.2.	Caractéristiques dynamiques propres	69
III.4.2.3	Modélisation de la structure :	71
III.4.2.4	Modélisation de la rigidité :	71
III.4.2.5	Modélisation de la masse :	72
III.4.3	Etude sismique	72
III.4.3.1	Introduction	72
III.4.3.2	Choix de la méthode de calcul :	73
III.4.3.3	Spectre de réponse	73
III.4.3.4	Résultante des forces sismiques de calcul :	74
III.4.3.5	Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente	75
III.4.3.6	Resultats de calcul :	78
III.4.3.7	Déplacement inter étage	82
III.4.3.8	Effort tranchant a la base	83
III.5	Etudes des elements structuraux	84
III.5.1	LES VOILES.....	84
III.5.2	Aciers supplémentaires et dispositions constructives.....	87
III.5.3	Tableau des combinaisons.....	89
III.5.4	Ferraillage des voiles ou trumeaux :.....	90
III.5.5	Les contraintes.....	92
III.5.6	Calcul de voiles	94
III.5.7	Résultats théoriques:.....	95
III.5.8	Les dalles	104

III.6 Calcul des fondations.....	111
III.6.1 Introduction	111
III.6.2 Fonctions assurées par les fondations.....	111
III.6.3 Choix du type de fondation	112
III.6.4 Semelle filante.....	112
III.7 Conclusion.....	114
 Conclusion Générale	 115
Référence	116
Annexe	118

Liste des tableaux

Tableau III.1	Caractéristiques des Aciers.....	44
Tableau III-2	Evaluation des charges et surcharges.....	55
Tableau III-3	Sollicitations du calcul de l'acrotère.....	56
Tableau III.4.a	Charges surfaciques revenant aux escaliers.....	64
Tableau III.4.b	Combinaisons de charges à l'ELU et l'ELS d'escalier	64
Tableau III.4.c	Calcul des efforts internes	65
Tableau III.4.d	Ferraillage d'escalier	65
Tableau III.4.e	Ferraillage de la poutre palière	67
Tableau III.5	Valeurs de T_1 et T_2	74
Tableau III.6	Facteur de qualité.....	74
Tableau III.7	Période et pourcentage	78
Tableau III.8	Valeurs du coefficient C_T	79
Tableau III.9	Déplacements horizontaux E_x	82
Tableau III.10	Déplacements horizontaux E_y	82
Tableau III.11	Aciers supplémentaires.....	87
Tableau III.12	Combinaisons d'action	89
Tableau III.13	Contraintes (max et min) pour les différentes combinaisons	92
Tableau III.14	EFFORTS REDUITS DANS LES VOILES	92
Tableau III.15	EFFORTS REDUITS DANS LE VOILE N°17.....	93
Tableau III.16.a	Moments et contraintes dans les panneaux de dalle	104
Tableau III.16.b	Efforts réduits dans les panneaux de dalle	104
Tableau III.17	Section des semelles filantes	112
Tableau III.18	Calcul des moments à l'ELU	118
Tableau III.19	Ferraillage des panneaux du radier.....	119
Tableau III.20	Ferraillage du débord.....	120

Liste des figures

Figure I.1 Les moments d'encastrement parfait	3
Figure I-2 Le point de moment nul	5
Figure I-3 poteau de rive	6
Figure I-4 Poteau intermédiaire.....	7
Figure I-5 Moments entravés des poutres	7
Figure I-6 Efforts tranchants dans les poutres.....	7
Figure. II-1 Refend répondant à ces conditions.	12
Figure. II-2 Cas de deux refends parallèles.....	21
Figure. II-3 Cas de trois refends en maçonnerie	22
Figure. II-4 Refends parallèles	23
Figure. II-5 Cas de rotation	24
Figure II-6 Cas de translation.....	26
Figure. II-7 Cas de rotation	26
Figure. II-8 Courbes des déplacements finals	27
Figure. II-9 Refend à une seule file d'ouvertures.....	29
Figure. II-10 Déplacements au niveau des linteaux	30
Figure. (II-11.a) (II-11.b) Rotation au niveau de l'encastrement.....	31
Figure. II-12 Mur de refend à plusieurs files d'ouvertures	33
Figure. II-13 Mur de refend à une seule file d'ouvertures	33
Figure. II-14 Refend plein.....	34
Figure. II-15 Moment fléchissant M sollicitant le refend	35
Figure. (II-16.a) (II-16.b) Refend avec ouvertures.....	36
Figure. II-17 Moment à la base des refends	36

Figure (II-18.a) (II-18.b) Répartition des contraintes si $\pi/2 l_e < l$	37
Figure .II -19 Répartition des contraintes si $l < \pi/2 l_e$	37
Figure III.1 Vue modèle	39
Figure III.2 Vue modèle plan	40
Figure III.3 Diagramme contrainte-déformation du Béton à l'ELU.....	43
Figure .III-4 Diagramme contraintes-déformations de l'acier à L'ELU	44
Figure III-5 Schéma représentatif de l'acrotère	49
Figure III.6 Coupe de voile en élévation.....	51
Figure III.7 Coupe des voiles en plan.....	51
Figure III-8 Schéma statique de l'acrotère.....	54
Figure III.9 Dimensions de l'acrotère.	55
Figure III.10 Section de l'acrotère a ferrailé	58
Figure III.11 Schéma de ferrailage de l'acrotère.....	62
Figure III.12 Schéma statique de l'escalier	64
Figure III.13 Ferrailage de l'escalier	68
Figure III.14 DISPOSITION DES VOILES	76
Figure III.15 VOILE DES EXTREMITES	77
Figure III.16 Flexion composée avec effort tranchant	84
Figure III.17 Section rectangulaire entièrement comprimé.....	84
Figure III.18 Voile partiellement tendue-découpage en bande	86
Figure III.19 Disposition des armatures verticales dans les voiles	88
Figure III.20 Contraintes S_{yy} a ELU	90
Figure III.21 Contraintes S_{yy} a G+Q+Ex (sismique)	91
Figure III.22 Contraintes S_{yy} a G+Q+Ey (sismique)	91
Figure III.23 Voile plus sollicité	95
Figure III.24 Ferrailage vertical	95
Figure III.25 Ferrailage horizontale	95

Figure III.26	Contrainte de compression simple ELU	96
Figure III.27	Contrainte de compression simple ACC sismique	96
Figure III.28	FERRAILLAGE DU VOILE N°17	103
Figure III.29	panneau 462	105
Figure III.30	ferraillage panneau 462	106
Figure III.31	fleches panneau 462	107
Figure III.32	Dimensions de l'ouvrage	113
Figure III.33	Schéma statique du débord	120
Figure III.34	Ferraillage de la dalle du radier	122
Figure III.35	Ferraillage des nervures	122

Liste des symboles

La signification des principaux symboles est la suivante :

En majuscules :

A	Coefficient d'accélération de zone, Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement.
A_s	Aire d'une section d'acier
A_t	Section d'armatures transversales
B	Aire D'une section de béton
D	Diamètre
E	Module d'élasticité longitudinale
E_b	Module de déformation longitudinale du béton
E_i	Module d'élasticité de l'acier
E_s	Module de déformation instantanée (E_{ij} à l'âge de j jours)
E_v	Module de déformation différé (E_{vj} à l'âge de j jours)
F	Force ou action en général
G	Action permanente, module d'élasticité transversale
Q	Charges d'exploitations
I	Moment d'inertie
K	Coefficient
L	Longueur ou portée
L_f	Longueur de flambement
M	Moment fléchissant développé par les charges permanentes
M_G	Moment en général, moment de flexion le plus souvent
M_Q	Moment fléchissant développé par les charges d'exploitations
M_u	Moment de calcul ultime
M_{ser}	Moment de calcul de service
M_t	Moment en travée
M_a	Moment sur appuis
N	Effort normal
S_t	Espacement des armatures transversales
T	Effort Tranchant, période
V_0	Effort tranchant a la base
K_t	Facteur de terrain
Z_0	Paramètre de rugosité
Z_{min}	Hauteur Minimale
C_r	Coefficient de rugosité
C_t	Cohésion
C_d	Coefficient dynamique
C_e	Coefficient d'exposition
C_{pe}	Coefficient de pression extérieure
C_{pi}	Coefficient de pression intérieure
C_p	Coefficient de pression nette
R	
F_{fr}	

C	Cohésion
C_c	Coefficient de compression
C_s	Coefficient de sur consolidation
D	Fiche d'ancrage
W	Teneur en eau, Poids total de la structure
W_{sat}	Teneur en eau saturé
W_L	Limite de liquidité
W_p	Limite de plasticité
N_q, N_γ, N_c	Facteurs de portance
S_r	Degré de saturation
I_p	Indice de plasticité
I_c	Indice de consistance
S_c	Tassement oedométrique
S_c^T	Tassement total
S_c^{adm}	Tassement admissible
E.L.U	Etat limite ultime
E.L.S	Etat limite service

En minuscules :

a	une dimension
b	une dimension transversale (largeur ou épaisseur d'une section)
d	distance du barycentre des armatures tendues à la fibre extrême la plus com
d'	distance du barycentre des armatures comprimée à la fibre extrême la plus co
e	épaisseur, Indice des vides
cg	grosueur des granulats
f	résistance d'un matériau (avec indice), flèche
f_e	limite d'élasticité de l'acier
f_{cj}	résistance caractéristique à la compression du béton âge de j jours
f_{tj}	résistance caractéristique à la traction du béton âge de j jours
f_{c28}, f_{t28}	grandeurs précédentes avec j =28 jours
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 portée (on utilise aussi L)
n	coefficient d'équivalence acier-béton
s	espacement des armatures en générales
s_t	espacement des armatures transversales
x	coordonnée en général, abscisse en particulier
y	coordonnée, parallèlement au plan moyen, à partir de l'axe central d'inertie Profondeur de l'axe neutre
z	coordonnée d'altitude
q_{dyn}	pression dynamique
$q_{réf}$	pression dynamique de référence
q_j	pression dû au vent

En minuscules :

$\emptyset$	diamètre des armatures, mode propre
γ_s	coefficient de sécurité dans l'acier
γ_b	coefficient de sécurité dans le béton
ε	déformation relative
ε_{bc}	raccourcissement relatif du béton comprimé
ε_s	allongement relatif de l'acier tendu
ε_s	raccourcissement relatif de l'acier comprimé
η	coefficient de fissuration relatif à une armature
ν	coefficient de poisson, coefficient sans dimension
ρ	rapport de deux dimensions en particulière l'aire d'acier à l'aire de béton
σ	contrainte normale en général
λ	Élancement
τ	contrainte tangente (de cisaillement)
σ_{bc}	contrainte de compression,
σ_{ts} et σ_{sc}	contrainte de traction, de compression dans l'acier, également notées σ_s, σ_s
φ	Angle de frottement
σ_c	Contrainte de consolidation
$\bar{\sigma}_s$	Contrainte de traction admissible de l'acier
$\bar{\sigma}_{bc}$	Contrainte de compression admissible du béton
β	Coefficient de pondération
σ_{sol}	Contrainte du sol
σ_m	Contrainte moyenne

Le béton armé a été de plus en plus utilisé pour la construction de structures complexes : bâtiments élevés, ponts de grande portée etc.

Ces structures, étant de formes complexes et soumises à des chargements -environnementaux et d'exploitation - qui peuvent entraîner le matériau à des conditions au-delà de sa limite élastique, ont suscité le besoin de mieux connaître le comportement du béton armé. Pour ces situations, les méthodes de calcul manuel ne suffisent pas pour dimensionner ces structures.

A cet effet, et pour concevoir et réaliser ces structures de façon sûre, économique et durable l'étude devra être faite au moyen de méthodes numériques, notamment la méthode des éléments finis

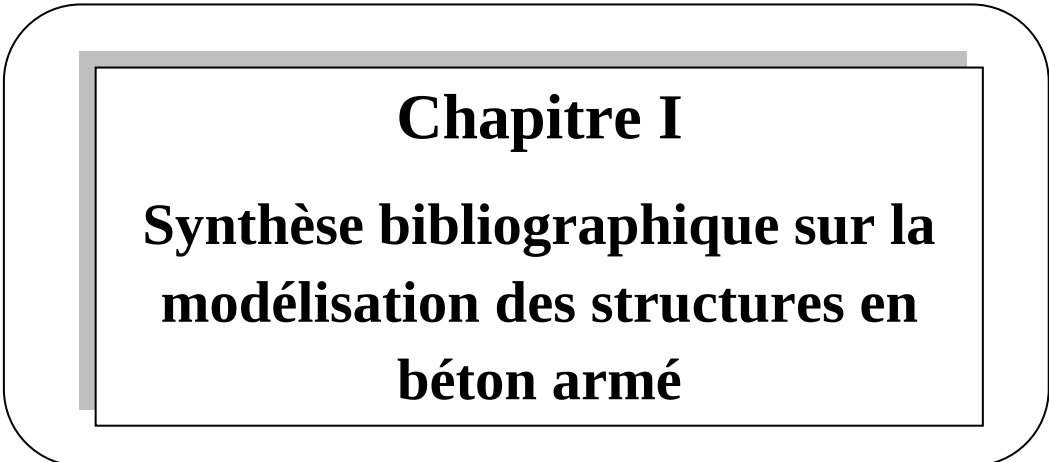
Ce projet consiste à l'étude d'une structure en voiles porteurs R+7+S/SOL à usage d'habitation. Elle sera implantée dans la Wilaya d'ALGER; zone de sismicité élevée (zone III) selon le classement figurant dans le règlement parasismique Algérien (RPA 99 révisé 2003) comme une région de forte sismicité (Zone III).

Le mémoire est constitué de 3 chapitres :

Le 1^{er} chapitre est consacré à une synthèse bibliographique sur la modélisation des structures en béton armé, du calcul manuel, au calcul numérique en utilisant les logiciels en éléments finis tel que le Robot Bat.

Le 2^{ème} chapitre est dédié à une présentation des méthodes de calcul des bâtiments contreventés par des voiles, ou on donne un aperçu sur les méthodes et moyens de calcul des bâtiments contreventés par des voiles, notamment la méthode manuelle d'Albert Fuentes et les méthodes numériques basées sur la théorie des éléments finis matérialisées par les logiciels de calcul de structures tel que « Le ROBOT, SAP2000, L'ETABS ou le STAAD.PRO ».

Le 3^{ème} chapitre est consacré à une étude de cas, il consiste à la réalisation de la note de calcul sur tous les éléments structuraux et non structuraux, sur la base du plan architectural. La méthodologie utilisée est celle d'un calcul NUMÉRIQUE avec ROBOT appuyé de quelques formules manuelles et quelques programmes tel que SOCOTEC. Ainsi, nous terminons ce mémoire par une conclusion générale et des recommandations.



Chapitre I

Synthèse bibliographique sur la modélisation des structures en béton armé

I.1 INTRODUCTION

La modélisation des structures en béton armé constitue une étape importante et décisive pour le dimensionnement des éléments porteurs des bâtiments. Ce chapitre est consacré à une revue bibliographique sur la modélisation, du calcul manuel, au calcul numérique en utilisant les logiciels en éléments finis tel que le Robot Bat.

Plusieurs méthodes ont été développées par plusieurs auteurs que ce soit pour le calcul manuel ou numériques.

I.2 CLASSIFICATION DES STRUCTURES

Suivant le type du système structurel utilisé, une classification des structures peut être effectuée comme suit :

I.2.1 Structures en portiques

Ce sont des structures à ossature constituée uniquement de poutres et poteaux capables de reprendre la totalité des sollicitations dues aux charges verticales et horizontales. Ils existent des structures auto- stables en béton armé et d'autres en charpente métalliques [5].

I.2.2 Structures à murs porteurs

Pour ce type de structures, la totalité des sollicitations dues aux charges verticales et horizontales sont reprises uniquement par les voiles.

I.2.3 Structures mixtes (en portiques et à murs porteurs) :

Pour ce type de structures plusieurs cas peuvent être envisagés :

- Les sollicitations horizontales sont reprises par les voiles, les charges verticales sont reprises par les portiques et en partie par les voiles,
- Les sollicitations horizontales sont reprises par les portiques et les voiles,
- Les sollicitations horizontales sont reprises dans une direction par des portiques et dans la direction orthogonale par des voiles.

I.3 CALCUL DES STRUCTURES

I.3.1 CALCUL MANUEL

Avant le développement du calcul numérique les ingénieurs ont développé des méthodes de calcul manuel permettant de déterminer les sollicitations maximales qui nous permettent de pouvoir dimensionner les éléments résistants d'une structure.

I.3.1.1 STRUCTURES EN PORTIQUES

1. SOUS CHARGES VERTICALES (METHODE DE CROSS)

a) Définition

La méthode de résolution de cross peut être appliquée au calcul de toute ossature plane à nœuds rigides, Mais elle est simplifiée lorsque les nœuds ne peuvent subir qu'une rotation, Donc le cas de calculs de poutre continue, il n'aura qu'un seul tableau de cross c'est une méthode itérative, et l'on notera les successifs dans un tableau appelé tableau de cross.

b) Les étapes du calcul

Pour les poutres, les dalles et les portiques continus sur plusieurs travées on utilise cette méthode pour les calculs manuels. La charge permanente agit sur toutes les travées, tandis que la surcharge agit sur n'importe quelle travée. Il faut donc disposer les surcharges de façon à provoquer les moments maximaux et minimaux à chaque section et ainsi déterminer la courbe enveloppe des moments

Du départ, chaque travée est considérée séparément, avec les nœuds situés sur les appuis intermédiaires bloqués, cela revient donc à prendre :

La travée AB appuyée et encastrée

La travée BC encastrée et encastrée

La travée CD encastrée et appuyée

Dès lors, à ce stade, il est simple de calculer les moment existant sur chaque appui (trois systèmes indépendants. Ce sont les moments d'encastrement parfait

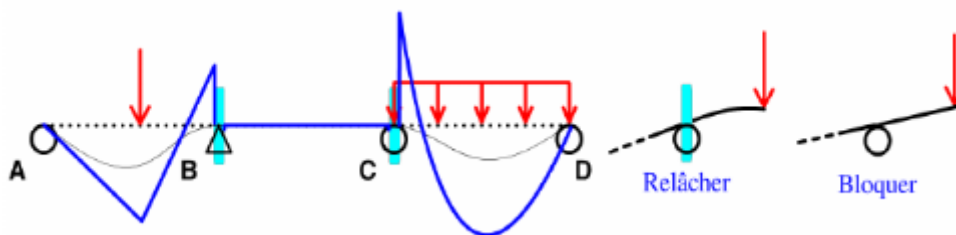


Figure I.1 Les moments d'encastrement parfait

Étant donné que les nœuds ne subissent pas de translation, la méthode de cross sera simple à employer (il n'y aura qu'un tableau de cross). Les étapes de la résolution :

1. Chercher les coefficients de répartition ;
2. Chercher les moments d'encastrement parfait ;
3. Créer et remplir le tableau de cross ;

4. Dessiner le diagramme des moments fléchissant.

2. Sous charges horizontaux (méthode Muto) :

a) Introduction

La méthode utilisée est celle de Muto qui est une méthode approchée nous permettant d'analyser un effort horizontal (seisme ou vent) basée sur les rigidités de niveau, d'étage dont Muto propose des formules approchées. Elle nous permet en une première étape de distribuer, les efforts tranchants dans les niveaux correspondants des différents portiques et en une deuxième étape d'en déduire les moments fléchissant dans les poteaux et les poutres. La méthode de Muto proposée dans la réglementation parasismique japonaise se-prête bien pour ce type de contreventement ; elle est basée sur la rigidité relative de niveau d'un portique dont Muto suggère comme valeur la rigidité avec poteaux parfaitement encastrés multipliée par un coefficient « a » correcteur tenant compte de la flexibilité des poutres arrivant aux nœuds.

b) Domaine d'application de la Méthode de Muto

La Méthode de Muto est applicable pour les structures vérifiant les conditions suivantes

- ✓ Pour les bâtiments à étage rigides constituée de planchers monolithiques ayant une ossature auto stable reposant la totalité des charges horizontale et verticales
- ✓ Si les charges sont supposée concentrées au niveau des planchers, et raideur des poutres (I / L) ne doit pas être trop faible par rapport à celle des poteaux ($K \geq 2$ pour tous les nœud de l'ossature)
- ✓ Si les raideurs (I / L) des travées adjacentes d'une même poutre n'ont pas des valeurs trop écartées (rapport compris entre 0.5 et 2)
- ✓ Si les raideurs (I / h) d'un même poteau ne varient pas trop entre étages adjacents (rapport compris entre 0.5 et 2)

c) Etapes de calcul

- **Détermination du centre de masse de la structure**

$$X_G = \frac{\sum M_i X_i}{\sum M_i} \qquad Y_G = \frac{\sum M_i Y_i}{\sum M_i}$$

- **Détermination du centre de torsion « c »**

$$X_C = \frac{\sum_{t=1}^K R_{jt}}{\sum_{t=1}^K R_{jt}} \qquad Y_C = \frac{\sum_{l=1}^m R_{jl} \cdot y_l}{\sum_{l=1}^m R_{jl}}$$

Y_l : distance d'un portique longitudinal à l'axe OX

X_t : distance d'un portique transversal à l'axe OY

- **Détermination de la rigidité à la torsion « $R_{j\theta}$ »**

La rigidité à la torsion d'un étage J est donné par la formule suivante

$$R_{j\theta} = \sum R_{jt} (x_t)^2 + \sum R_{jl} (y_l)^2$$

Avec x_t : distance d'un portique transversal à l'axe c_y

y_l : distance d'un portique longitudinal à l'axe c_x

- **Répartition des efforts tranchants dans les différents portiques**

- Sens y
$$T_{jy}^{(t)} = \frac{R_{jy}^{(t)}}{R_{j\theta}} + T_{jy} \frac{R_{jy}^{(t)} \overline{x_{(t)j}}}{R_{j\theta}} e_{GX}$$
- Sens x
$$T_{jx}^{(t)} = \frac{R_{jx}^{(t)}}{R_{j\theta}} + T_{jx} \frac{R_{jx}^{(t)} \overline{y_{(t)j}}}{R_{j\theta}} e_{GY}$$

$\overline{x_{(t)j}}$: distance de portique au CDT.

Avec e_{GX}, e_{GY} excentricité qui représente la distance entre le centre de masse et le centre de torsion

- **Effort tranchant revenant à chaque poteau**

$$t_j = \frac{a_j k_p}{D_j} \cdot T_j$$

- **Détermination des moments fléchissant dans les poteaux**

✓ **Déterminer le point de moment nul**

Le point de moment nul se calcule à partir des caractéristiques du portique considéré

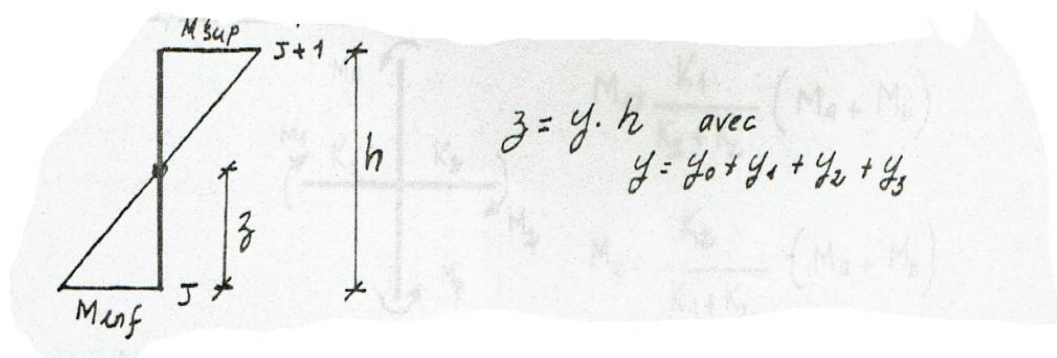


Figure I-2 Le point de moment nul

y_0 : coefficient donné par un tableau et qui est fonction de

- Nombre total de niveaux constituant le portique
- rang du niveau occupé par le poteau considéré
- K
- y_1 : terme de correction due à la variation de la rigidité linéaire (I / l) des poutres supérieur et inférieurs et est donné par le tableau en fonction de α_1 et K

$$\alpha = \frac{K_s}{K_i} + \frac{K_1 + K_2}{K_3 + K_4}$$

b) Calcul des coefficients " K " relatifs aux portiques transversaux et longitudinaux (voir l'annexe 5) [19]

Y_2 : terme de correction due à la variation de hauteur d'étage supérieur adjacent, donné par tableau en fonction α_2 et K

Avec
$$\alpha_2 = \frac{h_s}{h}$$

h_s : hauteur du poteau adjacent supérieur

h : hauteur du poteau considéré

- Pour les poteaux du dernier niveau $y_2 = 0$

y_3 : terme de correction due à la variation de la hauteur d'étage inférieur adjacent donné par le tableau en fonction de α_3 et K

Avec
$$\alpha_3 = \frac{h_i}{h} \quad h_i : \text{hauteur du poteau inférieur}$$

- Au premier niveau $y_3 = 0$

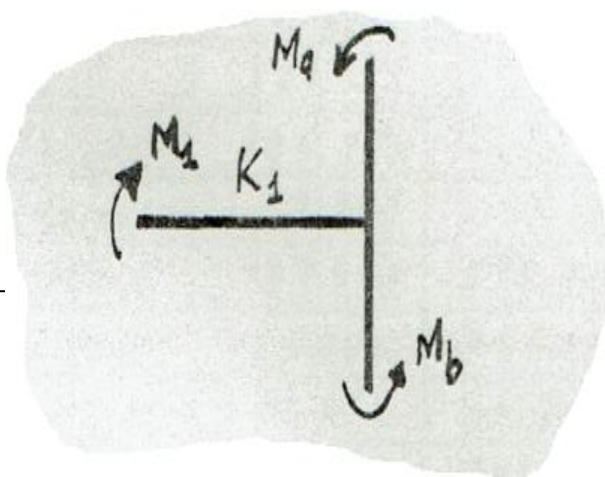
- Calcul des moments dans les poteaux

$M_{inf} = t_j z$ pour chaque poteau i du niveau J

$$M_{sup} = t_j (h - z)$$

- Calcul des moments fléchissant et des efforts tranchants dans les poutres et efforts normaux dans les poteaux
- Aux nœuds des poutres

Les moments résultants des poteaux au niveau des nœuds des poutres dépendent de la nature des poteaux



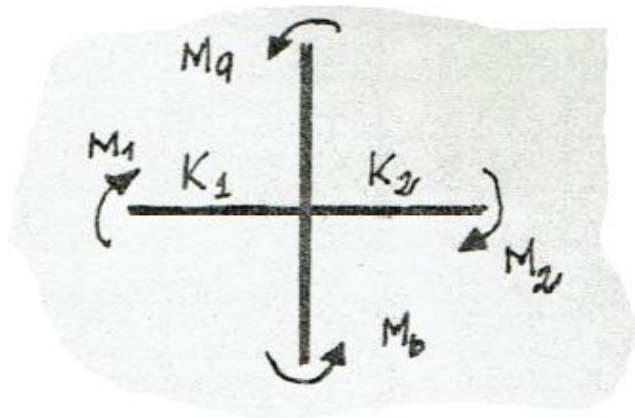
✓

Poteau de rive

Figure I-3 poteau de rive

$$M_1 = M_a + M_b$$

✓ **Poteau intermédiaire :**

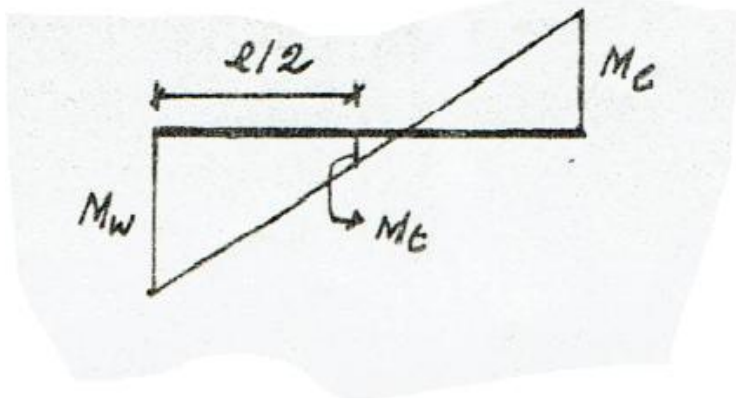


$$M_1 = \frac{K_1}{K_1 + K_2} (M_a + M_b)$$

$$M_2 = \frac{K_2}{K_1 + K_2} (M_a + M_b)$$

Figure I-4 Poteau intermédiaire

✓ **Moments entravés des poutres**



$$M_t = \frac{M_w - M_l}{2}$$

Figure I-5 Moments entravés des poutres

✓ **Efforts tranchants dans les poutres**

Une poutre est sollicitée par 2 moments sur ces appuis

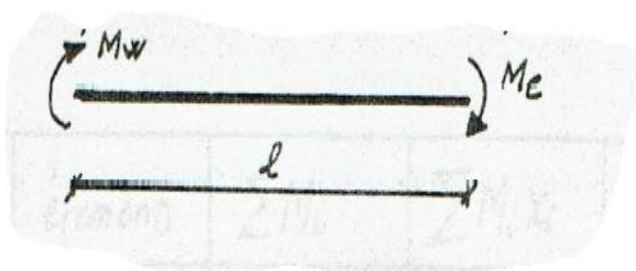


Figure I-6 Efforts tranchants dans les poutres

$$T = - \frac{M_w + M_l}{l}$$

✓ Efforts normaux dans les poteaux

Les efforts tranchants s'exerçant sur les nœuds des poutres sont transmis aux poteaux comme des efforts normaux

$$N = T_e - T_w$$

3. Evaluation des forces sollicitations sismiques

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant deux méthodes :

- ✓ Par la méthode statique équivalente,
- ✓ Par la méthode modale spectrale.
- **La méthode statique équivalente**

Pour appliquer cette méthode on doit étudier la régularité de la structure.

- ✓ Régularité en plan
- ✓ Régularité en élévation
- ✓ Les éléments de contreventement sont continus depuis les fondations.
- ✓ La raideur et la masse des différents niveaux restent constantes.
- ✓ Pas des décrochements en élévation.

Donc on ne peut pas appliquer la méthode statique équivalente, car notre bâtiment est classé irrégulier, mais à titre de comparaison de l'effort tranchant à la base avec la méthode modale spectrale nous allons appliquer cette méthode.

- **La méthode modale spectrale**

L'analyse modale spectrale désigne la méthode de calcul des effets maximaux d'un séisme sur une structure.

Elle est caractérisée par :

- La sollicitation sismique décrite sous forme d'un spectre de réponse,
- Le comportement supposé élastique de la structure permettant le calcul des modes propres,
- La réponse de la structure pour ces particulières est appelée mode de vibration.

Méthodologie de calcul, Nombre de modes à considérer, Combinaison des réponses modales.

Le règlement utilisé est le RPA 99 V2003

I.3.2 Modélisation numérique

La modélisation numérique des solides est abordée à travers la méthode des éléments finis. Les aspects purement analytiques sont d'abord présentés, puis les moyens d'interpolation, d'intégration et de résolution de la mécanique sont présentés.

Le développement constant des moyens de calcul permet la prise en compte de modèles théoriques de plus en plus raffinés pour le traitement de phénomènes physiques de plus en plus complexes, dans des géométries et pour des sollicitations réalistes. À la simulation expérimentale sur modèles est désormais venue s'adjoindre, et non se substituer, la simulation numérique.

I.3.2.1 Présentation générale de la Méthode des Éléments Finis

- Introduction

Pour analyser un phénomène naturel en générale ou un problème d'ingénierie en particulier, on est souvent amené à développer un modèle mathématique pouvant décrire d'une manière aussi fiable que possible le problème en question.

Le développement d'un modèle mathématique s'appuie généralement sur quelques postulats de base et plusieurs hypothèses simplificatrices pour aboutir à des équations gouvernantes qui sont souvent des équations différentielles auxquelles sont ajoutées des conditions aux limites. Exemple, la théorie d'élasticité s'appuie sur le postulat fondamental de l'existence du vecteur contrainte et les équations générales d'élasticité linéaire isotrope sont obtenues avec les hypothèses de petites déformations, d'homogénéité et d'isotropie des matériaux ainsi que la linéarité des relations liant les contraintes et les déformations.

La résolution analytique d'équations différentielles pose parfois des difficultés insurmontables, et une solution exacte décrivant bien le problème étudié n'est pas toujours facile à trouver. Le recours aux modèles physiques et à la simulation expérimentale pour la recherche d'une solution analogue à la solution recherchée peut s'avérer coûteux en temps et en moyens.

Avec les progrès enregistrés dans le domaine de l'informatique et les performances des ordinateurs de plus en plus grandes, il est devenu possible de résoudre des systèmes d'équations différentielles très complexes. Plusieurs techniques de résolution numérique ont été ainsi développées et appliquées avec succès pour avoir des solutions satisfaisantes à des problèmes d'ingénierie très variés.

La méthode des éléments finis est l'une des techniques numériques les plus puissantes.

L'un des avantages majeurs de cette méthode est le fait qu'elle offre la possibilité de développer un programme permettant de résoudre, avec peu de modifications, plusieurs types de problèmes. En particulier, toute forme complexe d'un domaine géométrique où un

problème est bien posé avec toutes les conditions aux limites, peut être facilement traitée par la méthode des éléments finis.

Cette méthode consiste à diviser le domaine physique à traiter en plusieurs sous domaines appelés éléments finis à dimensions non infinitésimales. La solution recherchée est remplacée dans chaque élément par une approximation avec des polynômes simples et le domaine peut ensuite être reconstitué avec l'assemblage ou sommation de tous les éléments.

- Les grandes lignes de la méthode

Dans ce paragraphe, nous essayerons de présenter d'une manière simplifiée, les étapes d'application de la méthode des éléments finis et les outils nécessaires à sa mise en œuvre.

La résolution d'un problème physique par éléments finis suit grosso modo les étapes suivantes :

Etape 1 : Formulation des équations gouvernantes et des conditions aux limites.

La majorité des problèmes d'ingénierie sont décrits par des équations différentielles aux dérivées partielles associées à des conditions aux limites définies sur un domaine et son contour. L'application de la MEF exige une réécriture de ces équations sous forme intégrale. La formulation faible est souvent utilisée pour inclure les conditions aux limites.

Etape 2 : Division du domaine en sous domaines.

Cette étape consiste à discrétiser le domaine en éléments et calculer les connectivités de chacun ainsi que les coordonnées de ses noeuds. Elle constitue ainsi la phase de préparation des données géométriques

Etape 3 : Approximation sur un élément.

Dans chaque élément la variable tel que le déplacement, la pression, la température, est approximée par une simple fonction linéaire, polynomiale ou autre. Le degré du polynôme d'interpolation est relié au nombre de noeuds de l'élément. L'approximation nodale est appropriée. C'est dans cette étape que se fait la construction des matrices élémentaires.

Etape 4 : Assemblage et application des conditions aux limite.

Toutes les propriétés de l'élément (masse, rigidité,...) doivent être assemblées afin de former le système algébrique pour les valeurs nodales des variables physiques. C'est à ce niveau qu'on utilise les connectivités calculées à l'étape 2 pour construire les matrices globales à partir des matrices élémentaires.

Etape 5 : Résolution du système global.

Le système global peut être linéaire ou non linéaire. Il définit soit un problème d'équilibre qui concerne un cas stationnaire ou statique ou un problème de valeurs critiques où il faut déterminer les valeurs et vecteurs propres du système qui correspondent généralement aux fréquences et modes propres d'un système physique.

I.3.2.2 Les logiciels de calcul des structures

- INTRODUCTION

Tous les logiciels de calcul de structure sont basés sur la méthode des éléments finis, le choix d'un logiciel de calcul a été toujours lié à l'habitude de l'utilisateur ou à la région géographique où un logiciel donné est le plus utilisé que d'autres, néanmoins, il est évident que chaque produit a ses propres qualités et ses propres inconvénients.

Pour avoir une vision nette sur ce sujet, il existe 4 logiciels de calcul de structures à savoir ROBOT, SAP2000 et ETAPS et Staad.Pro étant les plus utilisés en Algérie.

Dans notre travail, on s'intéresse au logiciel Robot.

- Le ROBOT

Le logiciel Autodesk® Robot Structural Analysis (nommé Robot dans le fichier d'aide entier) est un logiciel CAO/DAO destiné à modéliser, analyser et dimensionner les différents types de structures. Robot permet de créer les structures, les calculer, vérifier les résultats obtenus, dimensionner les éléments spécifiques de la structure ; la dernière étape gérée par Robot est la création de la documentation pour la structure calculée et dimensionnée. Comme nous allons utiliser ce logiciel dans l'étude des voiles en béton armé de notre structure, nous présentons le détail de calcul des voiles en béton armé dans le logiciel Robot.

- Etapes de calcul des voiles en béton armé sous Robot d'après BAEL

Les voiles BA sont calculés dans le programme Robot d'après les principes décrits dans :

- ✓ DTU 23.1 'Murs en béton banché'
- ✓ PS 92
- ✓ Henry Thonier 'Conception et calcul des structures de bâtiment'
- ✓ Victor Davidovici 'Formulaire du béton armé'.

Pour la norme française, deux méthodes de calcul des voiles BA sont disponibles :

- ✓ Méthode simplifiée
- ✓ Flexion composée.

- METHODE SIMPLIFIEE

Le dimensionnement des voiles suivant la méthode simplifiée est effectué à partir du diagramme des contraintes dues aux charges appliquées au voile. Le principe de la méthode est basé sur la répartition linéaire des contraintes dues aux charges verticales et aux moments ; le diagramme des contraintes est divisé en bandes pour lesquelles la contrainte moyenne (pour la compression) et la contrainte maximale ou moyenne (pour la traction, en fonction de l'option sélectionnée) sont prises. Vous effectuez l'analyse des contraintes et le dimensionnement avec trois niveaux de vérification : sous le sol, au milieu de la hauteur du mur et à la base du mur.

Les calculs sont effectués à double voie :

On adopte le principe que le voile est fait en béton non armé.

Le programme calcule les contraintes sur les niveaux de vérification appropriés en admettant la répartition des charges gravitationnelles dans le béton non armé.

La résistance du voile non armé est calculée.

Le programme vérifie la condition de résistance. Si la résistance est suffisante, il n'est pas nécessaire de calculer les armatures réparties dans le voile et seules les armatures de construction sont générées ; si la condition de résistance n'est pas satisfaite, le voile est considéré comme voile armé (cf. le point 2)

On adopte le principe que le voile est un voile armé.

A partir de la résistance exigée, le programme génère les armatures réparties dans le voile, puis les armatures de construction conformément aux exigences.

- METHODE PAR FLEXION COMPOSEE

Le dimensionnement du voile suivant la méthode par flexion composée est basé sur le principe du travail du voile dans son plan en tant qu'une section BA ; la répartition parabolique-linéaire des contraintes de compression dans la section a été admise.

Les calculs sont effectués pour un voile non armé, et éventuellement armé. Le dimensionnement se fait pour la section inférieure du voile.

L'algorithme de calcul pour la méthode par flexion composée est présenté ci-dessous :

- ✓ La réduction des charges ; les charges linéaires sont réduites au couple $N - M$
- ✓ Les calculs de la capacité portante d'un voile non armé - cf. les descriptions des algorithmes de calcul des voiles pour les charges non sismiques et sismiques
- ✓ Si la capacité portante d'un voile non armé est inférieure à l'action due aux forces verticales réduites N , les armatures uniformément réparties dans le voile sont prises

- ✓ À partir des armatures réparties (la plus grande valeur parmi les valeurs calculées est prise), le logiciel calcule la capacité portante d'un voile armé (séparément pour la structure sismique et non sismique)
- ✓ Si la contrainte dans le voile dépasse la contrainte admissible dans le béton $\sigma_{bc} = 0,85 f_{cj} / (\theta * \gamma_f)$, les calculs sont interrompus dans ce cas, il faut augmenter les dimensions de la section du voile
- ✓ Les calculs de la compression avec flexion sont effectués ; on admet que la résistance du profilé est due à la capacité portante du béton ou du béton avec armatures réparties, de plus, le flambement du voile est pris en compte (coefficient α)
- ✓ Les calculs du cisaillement et du glissement pour les voiles sismiques sont effectués

Le ferrailage pour compression avec flexion est positionné près des bords des murs (avec des zones masquées). Le ferrailage vertical distribué est calculé de manière à pouvoir supporter l'effort N et l'éventuel ferrailage résultant de la vérification du cisaillement et du glissement. Les deux sont générés le long de l'intégralité du profilé.

Remarque

Les ouvertures ne sont actuellement pas prises en compte dans les calculs à l'aide de la méthode classique. La réduction du profilé n'est prise en compte ni dans les calculs en raison de la flexion avec compression, ni dans les calculs des contraintes de tangence. Seules les armatures de construction sont générées près de l'ouverture (pour les murs sismiques, il s'agit de la valeur CV d'armature des bords minimale).

Algorithme des calculs des voiles (charges non sismiques)

Algorithme des calculs des voiles (charges sismiques)

Utilisation des méthodes de calcul des voiles - recommandations

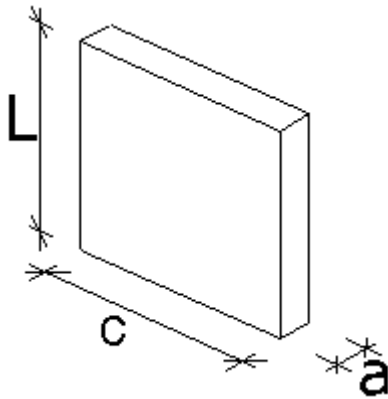
La disposition des armatures générées suivant les deux méthodes est différente. Les calculs suivant la méthode simplifiée permettent de générer les armatures du voile sur toute la longueur de la section dans les zones à quantité d'armature variable. La quantité d'armatures est proportionnelle à la valeur sur le diagramme des contraintes et prend en compte les sollicitations par forces et les réservations (la répartition des charges dues aux linteaux).

Dans la méthode classique (flexion composée), les armatures de rive très fortes A_f sont générées, tandis que suivant la longueur de la section les armatures uniformément réparties sont inférieures par rapport à la méthode simplifiée.

De cela, la méthode simplifiée se prête mieux avant tout pour les voiles transférant les charges verticales des planchers (y compris les voiles avec réservations). La méthode par flexion composée est recommandée pour les voiles constituant les noyaux homogènes de raidissage chargé par un moment (travaillant comme une section BA soumise à la flexion avec compression).

Algorithme des calculs des voiles (charges non sismiques)

Les dimensions de base d'un voile sont présentées sur la figure ci-dessous.



On admet que :

- La longueur du voile $c \geq 5a$
- Épaisseur du voile :

$a \geq 10$ cm - voiles intérieurs

$a \geq 12$ cm - voiles extérieurs

- λ d'élancement ≤ 80
- Excentricité $e \leq \max(2 \text{ cm}, L_f / 300)$
- Résistance du béton $f_{c28} \leq 40$ MPa.

Les étapes individuelles de l'algorithme de calcul pour les voiles sollicités par les charges non sismiques sont les suivantes :

- Calcul de la longueur du flambement du voile L_f
- Calcul du λ d'élancement

$$\lambda = \frac{L_f \sqrt{12}}{a}$$

- Calcul du coefficient α

❖ voile non armé

$$\alpha = \frac{0,65}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{30} \right)^2}$$

❖ voile armé

si $\lambda \leq 50$, alors

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2}$$

si $50 \leq \lambda < 80$, alors

$$\alpha = \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2$$

- Définition de la section de calcul (déterminée pour la longueur unitaire)

$$B_r = l_w [a - 2(cm)]$$

- Calcul de la capacité de charge N_{ulim} et la contrainte admissible γ_{ulim}

❖ voile non armé

$$N_{u \lim} = \frac{\alpha B_r f_{c28}}{0,9 \gamma_\delta}$$

$$\sigma_{u \lim} = \frac{N_{u \lim}}{\alpha \cdot 1m}$$

❖ voile armé

$$N_{u \lim} = \alpha \left[\frac{B_r f_{c28}}{0,9 \gamma_\delta} + \frac{A_s \cdot f_e}{\gamma_s} \right]$$

$$\sigma_{u \lim} = \frac{N_{u \lim}}{\alpha \cdot 1m}$$

- **Vérification de la capacité de charge de la section du voile selon la méthode simplifiée**

La vérification de la condition de capacité de charge du voile se fait pour trois niveaux de vérification. Le dimensionnement et la vérification de la capacité de charge d'un voile armé se font pour les bandes dont la largeur dépend de sa géométrie (y compris les ouvertures) et du caractère du diagramme des contraintes dans le voile. La largeur maximale des bandes individuelles est calculée en fonction du point 4.224 du code DTU 23.1. La division en bandes tient compte des concentrations de contraintes, des zones de tension du béton, ou d'autres facteurs tels que les zones entre les fenêtres.

Le ferrailage dans une bande donnée est calculé par rapport à une contrainte moyenne ou maximale sur la largeur de la bande, et cela s'il s'agit de la compression ou de la traction.

Les étapes successives des calculs se déroulent avec la prise en compte de la capacité de charge respectivement du voile armé ou non-armé.

- **Vérification de la capacité de charge du voile selon la méthode classique**

La vérification de la condition de capacité de charge du voile se fait pour le niveau inférieur de ce dernier. La capacité de charge du voile est vérifiée pour les charges verticales réduites, et les armatures éventuelles sont uniformément réparties dans toute la section.

Les étapes successives des calculs se déroulent avec la prise en compte de la capacité de charge respectivement du voile armé ou non-armé.

- **Génération des armatures réparties dans le voile**

Les armatures verticales minimales doivent être égales :

$$\rho_v = \max \left[0,001; 0,0015 \frac{400\theta}{f_e} \left(\frac{3\sigma_u}{\sigma_{u\lim}} - 1 \right) \right]$$

Les armatures horizontales satisfont la condition d'armatures minimales :

(les armatures sont réparties uniformément le long de la hauteur du voile)

$$\rho_h = \max \left[\frac{2\rho_{vmax}}{3}; 0,001 \right]$$

- **Les calculs et la génération des armatures de bord selon la méthode simplifiée**

L'influence de la flexion est prise en compte à chaque point du voile par l'analyse du diagramme linéaire des contraintes, et les armatures verticales de bord ne sont générées qu'en tant qu'armatures constructives. Des "zones masquées" aux bords sont créés après génération des barres transversales reliant les armatures verticales réparties sur la longueur d' (pour les voiles non-sismiques, cette dimension est égale à la dimension max). (a;20 cm))

- **Calculs et génération des armatures de bord selon la méthode classique**

Comme indiqué dans les estimations de la méthode, le calcul vérifie que ces armatures s'assurent que la flexion et la compression peuvent être effectuées par une structure. Le calcul est généré dans une "zone masquée" d'une largeur équivalente à d'.

- **Vérification du cisaillement**

Les armatures pour le cisaillement traversant toute la longueur du voile doivent satisfaire à la condition suivante :

$$\frac{A_t}{a \cdot s} = \frac{\gamma_s (\tau_u - 0,3 f_{ctk})}{0,9 f_e}$$

où :

At - Zone du ferrailage

a, s - épaisseur du voile et espacement des barres horizontales

k - coefficient prenant en compte l'influence des contraintes normales au plan de cisaillement

- **Génération des aciers de peau et de construction.**

Aciers de peau :

❖ verticaux

$$0,6 \frac{400}{f_e} [\text{cm}^2/\text{m}]$$

❖ horizontaux

$$1,2 \frac{400}{f_e} [\text{cm}^2/\text{m}]$$

Conclusion

La modélisation des structures en béton armé est une étape importante dans la conception des ouvrages en génie civil. Les logiciels de calcul des structures actuels basés sur la méthode des éléments finis, nous offre la possibilité d'une modélisation proche de la réalité des structures, ceci nous permet de bien dimensionner les éléments structuraux tout en gardant l'aspect sécuritaire et l'aspect économique.

Chaque logiciel que soit le ROBOT, SAP2000, L'ETABS ou le STAAD.PRO a ses qualités supérieures dans un domaine bien précis, ce qui conduit à un choix au préalable selon le type de structure et selon le matériau utilisé.

De plus, le logiciel Robot utilisé dans cette étude calcule les voiles en béton armé par deux méthodes, la méthode simplifiée et la méthode de la flexion composée.

Chapitre II

**Méthodes de calcul des bâtiments
contreventés par des voiles**

II.1 Introduction

Le premier souci que doit avoir l'ingénieur d'études est de prévoir des dispositions assurant la stabilité générale et spécialement le contreventement d'ensemble des bâtiments. Ces dispositions doivent avoir pour objet non seulement d'assurer la résistance aux forces horizontales prises en compte dans les calculs, tel que celles résultant de l'action du séisme.

Usuellement, on parle de « murs » (armés ou non) pour les éléments reprenant uniquement des charges verticales (charges gravitaires G et Q) et on parle de « voiles de contreventement » pour les éléments reprenant des efforts horizontaux. En ce qui concerne les voiles de contreventement, il faut distinguer les voiles reprenant des efforts verticaux et les voiles reprenant des efforts de séisme.

On entend par « murs » ou « voiles », les porteurs verticaux qui se distinguent des poteaux par le rapport entre sa longueur « L » et son épaisseur « e » : un mur est un élément dont le rapport e/L est au moins égal à 4 : le dimensionnement des voiles est très proche du dimensionnement des poteaux. Avant tout, il faut faire la distinction entre : Un voile porteur reprenant uniquement des charges verticales, qui sera dimensionné comme un poteau, en voile armé ou non-armé.

Un voile porteur reprenant également des efforts horizontaux et participant de ce fait au contreventement de la structure. On parle alors de « voile de contreventement » qui sera dimensionné comme un poteau encastré en pied et libre en tête.

Dans ce chapitre on donne un aperçu sur les méthodes et moyens de calcul des bâtiments contreventés par des voiles, notamment la méthode manuelle d'Albert Fuentes et les méthodes numériques basées sur la théorie des éléments finis matérialisé par les logiciels de calcul de structures tel que « Le ROBOT, SAP2000, L'ETABS ou le STAAD.PRO ».

II.2 CONTREVENTEMENTS DES STRUCTURES EN BETON ARME

Les charges verticales, les charges horizontales doivent être transmises jusqu'au sol d'assise de la construction, dans certains types de structures, la transmission des deux catégories de charges est assurée par les mêmes éléments, il s'agit de structures auto stables (auto contreventée), pour les autres structures, un système complémentaire doit être prévu afin d'assurer la stabilité des éléments porteurs face aux charges latérales.

Le contreventement d'une construction est constitué de l'ensemble des éléments structuraux qui participent à sa résistance aux actions horizontales telles que le vent, le séisme.

II.3 Méthode manuelle d'Albert Fuentes

II.3.1 Types de contreventement des bâtiments

Le contreventement peut être assuré grâce à l'intervention :

- a) Des voiles ou murs, appelés couramment refends, entrant dans la composition de l'ouvrage ;
- b) Du système « poteaux-poutres » formant portiques étages ;
- c) Des cages d'escaliers et d'ascenseurs ou « gaines » présentant une grande rigidité à la flexion et la torsion.

Dans certains cas, il sera avantageux de faire intervenir simultanément les portiques et les refends, éventuellement les gaines.

II.3.2 Modélisation des voiles en béton armé

a) Voile plein

Si l'élançement est suffisant, le refend peut être assimilé à une console soumise aux effets du vent. On en déduit le moment fléchissant et l'effort tranchant dans chaque section horizontale du refend. Aux efforts ainsi déterminés, on ajoute ensuite les compressions dues aux charges verticales et la stabilité de l'ensemble est assurée aux deux conditions suivantes :

- La contrainte la plus élevée n'excède pas la limite permise.
- Il n'y a pas de traction (si le voile est constitué de maçonnerie ou de béton non armé).

b) Voiles présentant des ouvertures isolées

Si le refend étudié présente des ouvertures placées de telle façon qu'elles n'altèrent pas le caractère monolithique de l'ensemble (passage de bielles à 45° à travers le système d'ouvertures), il est possible de considérer ce refend comme une console et de le calculer comme un refend plein, bien que des précautions doivent être prises aux voisinages des ouvertures : en effet, l'absence de béton et d'armatures au droit des baies renvoie sur le pourtour du trou les efforts qui normalement auraient été répartis dans la surface de l'ouverture. Il faut dans un tel cas entourer les ouvertures d'un cadre de béton armé. Les armatures de ce cadre sont déterminées pour résister aux cisaillements cumulés sur le pourtour de l'ouverture. On devra donc déterminer au droit des linteaux notamment, l'effort de glissement $\frac{T.ms}{l}$ dans la console considérée monolithique et en déduire le cisaillement dans le linteau en fonction de ses dimensions voir (fig. II-1).

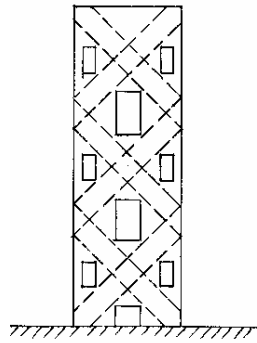


Figure. II-1 Refend avec un seul files d'ouvertures.

II.4 Distribution des efforts horizontaux dans les refends

- Les refends en maçonnerie – (parpaings – briques – moellons)

a) Hypothèse de calcul

- La raideur de torsion de chaque refend est nulle.
- L'assemblage de plusieurs refends, formant gaine d'ascenseur, par exemple, ou ben cage d'escalier, ne forme pas un ensemble rigide, pouvant présenter une raideur à la torsion.

b) Systèmes isostatiques

1° cas de deux refends parallèles - En supposant le plancher infiniment rigide, les efforts dans les refends son ceux d'un système isostatique, quelle que soit l'inertie des deux refends.

(Fig. II-2)

$$R_1 = \frac{Hb}{I}$$

$$R_2 = \frac{Ha}{I}$$

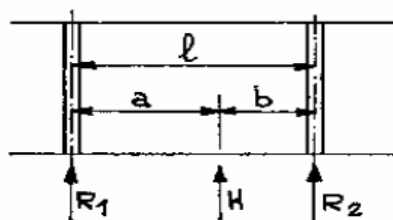


Figure. II-2 Cas de deux refends parallèles

2° cas de trois refends en maçonnerie formant un ensemble en U – Le système peut être ramené à une force R_1 , agissant au droit de refend 1, a condition d'introduire un moment $H.d$ (Fig. II-3).

D'où $R_1 = H,$

Et $R_2 = -R_3 = \frac{Hd}{l}$

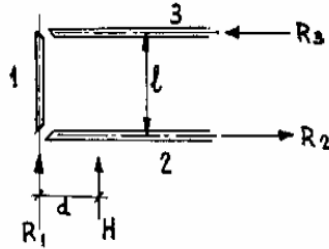


Figure. II-3 Cas de trois refends en maçonnerie

c) Systèmes hyperstatiques

Les hypothèses sont :

- a) Les planchers sont indéformables horizontalement.
- b) Les refends sont parfaitement encastrés, à leur base.
- c) L'inertie des refends est constante sur toute la hauteur ou bien la variation d'inertie suit la même loi pour tous les refends.
- d) Nombre d'étages, au moins égal à 4.

✓ Refends parallèles

Si la résultante des efforts extérieurs coïncide avec le centre gravité des inerties de tous les refends, l'effort sur chaque refend est proportionnel à son inertie. En effet, nous supposons les planchers indéformables, de sorte que tous les refends subissent un même déplacement.

Ce déplacement est de la forme : $e = \frac{Fh^3}{3EI},$

(Console d'inertie constante I soumise à un effort F , appliqué à une distance h de l'encastrement). Ainsi, à un même niveau de hauteur h , subissant un déplacement uniforme e , on peut écrire : $F = \frac{3EIE}{h^3}$

Et déduire que cet effort est proportionnel à l'inertie du refend considéré, en supposant que le module d'élasticité E soit le même pour tous les refends.

- a) Dans le cas où la résultante des efforts extérieurs ne correspond pas au centre de gravité des inerties (c'est le cas général) il y a modification des efforts par suite de l'existence d'un moment $H.d$.

H = résultante des efforts horizontaux ;

d = distance du centre de gravité des inerties de refend, à la résultante H .

Ce problème peut être résolu, en ramenant la résultante H au centre de gravité des inerties, ce qui nous permet de décomposer cette résultante proportionnellement aux inerties des refends,

$$R' = \frac{H I_i}{\sum I_i}$$

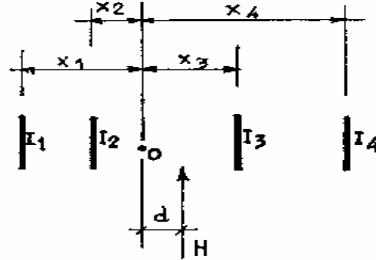


Figure. II-4 Refends parallèles

Puis en corrigeant les efforts obtenus en tenant compte du moment de flexion $M = H d$, appliqué à une section dont les caractéristiques peuvent être définies, comme suit :

$$S = \sum I_i$$

$$I = \sum I_i x_i^2$$

$$V = x_i$$

La formule classique nous donne : $\sigma = \frac{MV}{I}$,

$$\text{Où} \quad \frac{R_1''}{I_i} = \frac{H dx_i}{\sum I_i x_i^2}$$

$$\text{Soit encore} \quad R_1'' = \frac{H dx_i I_i}{\sum I_i x_i^2}$$

L'effort sur chaque refend est, par suite, la somme des deux efforts obtenus :

- a) Par la translation de la section $\sum I_i$,
- b) Par la rotation de cette même section.

Ce qui s'écrit :

$$R_i = R_i' + R_i'' ,$$

$$R_i = H I_i \left(\frac{1}{\sum I_i} + \frac{dx_i}{\sum I_i x_i^2} \right) .$$

En utilisant la figure, ci-dessous, ce résultant peut être obtenu, en écrivant encore pour :

a) La translation

$$R'_1 = \frac{HI_1}{I_1 + I_2 + I_3}, \quad R'_2 = \frac{HI_2}{I_1 + I_2 + I_3}, \quad R'_3 = \frac{HI_3}{I_1 + I_2 + I_3}.$$

b) La rotation, qui provoque les déplacements e_1, e_2 et e_3 .

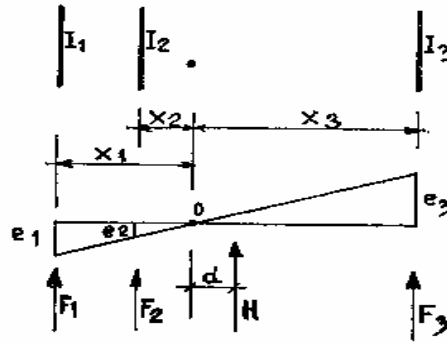


Figure. II-5 Cas de rotation

$$R''_1 = \frac{3EI_1e_1}{h^3}, \quad R''_2 = \frac{3EI_2e_2}{h^3}, \quad R''_3 = \frac{3EI_3e_3}{h^3},$$

Ou en posant

$$\frac{3E}{h^3} = k,$$

$$R''_1 = kI_1e_1, \quad R''_2 = kI_2e_2, \quad R''_3 = kI_3e_3,$$

Et en exprimant e_2 et e_3 en fonction de e_1

$$R''_2 = \frac{kI_2e_1x_2}{x_1},$$

$$R''_3 = \frac{kI_3e_1x_3}{x_1}.$$

L'équilibre des moments donne par suite

$$Hd = R''_1x_1 + R''_2x_2 + R''_3x_3,$$

Ou

$$Hd = KI_1e_1x_1 + \frac{kI_2e_1x_2^2}{x_1} + \frac{kI_3e_1x_3^2}{x_1}.$$

Ou
$$Hd = \frac{ke_1}{x_1} (I_1 x_1^2 + I_2 x_2^2 + I_3 x_3^2).$$

Si nous remplaçons dans cette formule e_1 par $\frac{R_1''}{kI_1}$.

On obtient :

$$Hd = \frac{R_1''}{I_1 x_1} \sum I_i x_i^2 \quad \text{ou} \quad R_1'' = \frac{Hd i_1 x_1}{\sum I_i x_i^2}.$$

En superposant l'effet de la translation et de la rotation, on obtient bien la formule déjà établie :

$$F_i = HI_i \left(\frac{1}{\sum I_i} + \frac{dx_i}{\sum I_i x_i^2} \right)$$

✓ **Refends parallèles et cage (escalier ou ascenseur) ayant une rigidité à la torsion**

Pour ce cas, on suppose que les planchers sont indéformables horizontalement, que les refends sont parfaitement encastres à leur base et enfin que l'inertie des refends est constante sur toute la hauteur, ou bien que la variation d'inertie suit la même loi pour tous les refends.

Avec ces hypothèses, l'effort dans chaque refend est à la fois proportionnel à son inertie et au déplacement qu'il subit. Par suite de l'hypothèse d'indéformabilité horizontale des planchers, il est évident que le problème posé est équivalent à un problème de flexion composée, dans lequel la section résistante serait constituée par l'ensemble des refends, chaque refend étant affecté d'un égal à son inertie propre.

La formule classique de la flexion composée $n = \frac{F}{S} + \frac{MV}{I}$ s'écrit avec

$$F = H \quad M = Hd - M_t \quad V = x_i$$

et
$$S = \sum I_i \quad I = \sum I_i x_i^2$$

$$\frac{R_i}{I_i} = \frac{H}{\sum I_i} + \frac{(Hd - M_t) x_i}{\sum I_i x_i^2},$$

D'où la valeur de R_i .

Dans la déformation de bâtiment sous l'action du vent, les planchers tournent autour d'un axe fixe, le barycentre, centre de gravité des inerties des refends et de la cage. Si la résultante H

coïncide avec la position de centre de gravité des inerties des refends, et de la cage, la rotation est l'effort R_i est uniquement proportionnel à l'inertie du refend considéré.

$$R_i = \frac{H I_i}{\sum I_i}.$$

Si la résultante H ne coïncide pas avec O , la déformation du bâtiment peut être décomposée en une translation et une rotation autour de O .

- a) Dans La translation, tous les points du bâtiment subissent le même déplacement, $ABCD$ vient en $A_1B_1C_1D_1$ et O vient O_1 .

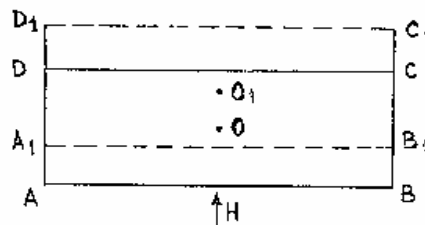


Figure II-6 Cas de translation

- b) Dans la rotation tous les points tournent autour d'un axe passant par O_t .
 O_t À donc dès la translation, sa position définitive.

Il suffit, par conséquent, de définir les déplacements que subissent les refends ou la cage, à chaque niveau, et d'écrire que pour chacun de ces niveaux, l'angle de rotation de la cage et du plancher.

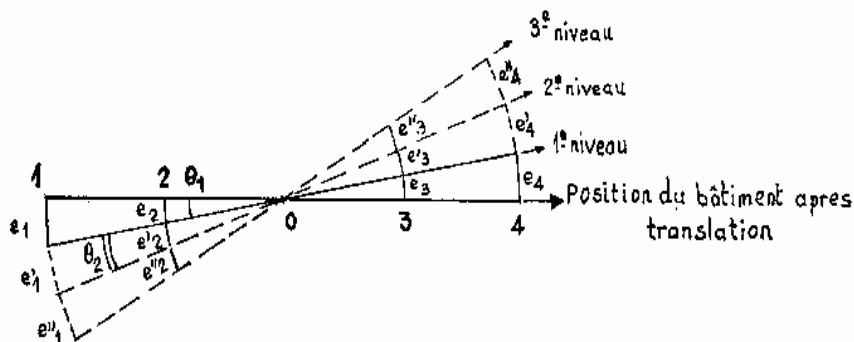


Figure. II-7 Cas de rotation

On peut expliquer les figures II-7 et II-8 en précisant que :

Le point 0 se déplace conformément à la translation, c'est-à-dire qu'il décrit la déformée de bâtiment, soumis à chaque niveau à un effort H_1, H_2, H_3, H_4 , dont la somme est égale à la résultante H .

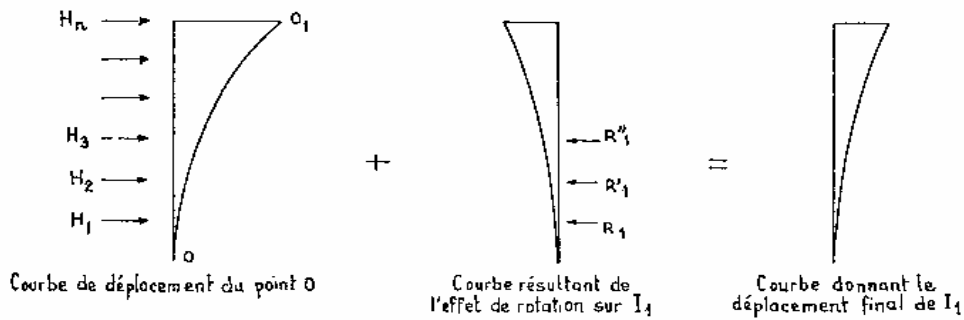


Figure. II-8 Courbes des déplacements finals

Les flèches finales des refends 1, 2, 3, 4 se déduisent, à chaque niveau, de la courbe de déplacement de 0, en opérant par addition de deux courbes.

Ainsi dans la rotation, le refend 1 se déplace de e_1 au 1^{er} niveau, de $e_1 + e'_1$ au 2^e niveau, de $e_1 + e'_1 + e''_1$ au 3^e niveau, etc.

Il suffit d'analyser les efforts qui ont provoqué ces déplacements : ce sont les efforts qui résultent de l'application de la formule de flexion composée, qui nous donne pour le refend 1

$$\frac{R_1}{I_1} = \frac{(H_1 d - M_{t1})x_1}{\sum I_i x_i^2} \quad \text{Au 1^{er} niveau, d'où } R_1,$$

$$\frac{R'_1}{I_1} = \frac{(H_2 d - M_{t2})x_1}{\sum I_i x_i^2} \quad \text{Au 2^e niveau, d'où } R'_1,$$

$$\frac{R''_1}{I_1} = \frac{(H_3 d - M_{t3})x_1}{\sum I_i x_i^2} \quad \text{Au 3^e niveau, d'où } R''_1,$$

Au 1^{er} niveau nous avons $\theta_1 = \frac{e_1}{x_1}$.

O_r Si Gj_3 est la rigidité de torsion de la cage 3, nous avons, en appelant h la hauteur d'étage

$$\frac{d\theta}{dh} = \frac{M_t}{Gj_3},$$

($\frac{d\theta}{dh}$: Angle de torsion par unité de hauteur de cage) et la valeur du moment de torsion au 1^{er} niveau est par suite :

$$M_{t1} = \frac{Gj_3}{h} \frac{e_1}{x_1}.$$

Au 2^e niveau la valeur du moment de torsion sera :

$$M_{t2} = \frac{Gj_3}{h} \theta_2 = \frac{Gj_3}{h} \frac{e_1'}{x_1},$$

Notons que e_1' est le déplacement du 2^e niveau par rapport au 1^{er} niveau, de même que θ_2 est l'angle de rotation du 2^e niveau par rapport au 1^{er} niveau fig. II-8, l'angle de rotation total étant $\theta_1 + \theta_2$.

Au 3^e niveau, on aura de même :

$$M_{t3} = \frac{Gj_3}{h} \frac{e_1''}{x_1},$$

Etc.

M_{t1}, M_{t2}, M_{t3} , Etc. étant les inconnues, on détermine en fonction de R_1, R_1', R_1'' , etc. les valeurs des déplacements, à chaque niveau :

C'est-à-dire $e_1 \quad e_1 + e_1' \quad e_1 + e_1' + e_1'', \quad \text{etc.}$

Puis en partant du 1^{er} niveau, on pourra calculer

M_{t1} En fonction de $R_1' R_1'' R_1''' \dots R_{n-1} R_n$,

M_{t1} En fonction de $R_1'' R_1''' \dots R_{n-1} R_n$,

M_{t1} En fonction de $R_1''' \dots R_{n-1} R_n$,

Enfin au dernier niveau, on pourra déterminer la valeur de M_{tn} d'où M_{tn-1} puis ... M_{t3}, M_{t2} et M_{t1} .

✓ Refend de faible hauteur

Lorsqu'un refend a une hauteur égale ou inférieure à sa longueur et lorsque sa base peut être considérée comme encastree, les déformations par flexion peuvent être négligées. On ne prend en compte, dans ce cas, que les déformations par effort tranchant

Si S : section du mur

G : Module d'élasticité transversale

T : Effort tranchant en tête du refend

h : Hauteur du refend.

Le déplacement Δ en tête du refend est donné par la formule :

$$\Delta = \frac{Th}{GS}.$$

✓ **Refend à une seule file d'ouvertures**

Refend en maçonnerie ou en béton armé, présentant des ouvertures superposées sur toute sa hauteur, situées dans l'axe du refend. Le fait que les ouvertures soient superposées, crée un affaiblissement dans le plan vertical qui modifie la répartition des efforts dans la totalité du refend. Une telle disposition est incompatible avec l'hypothèse du voile indéformable.

Nous devons considérer dans ce cas, que l'ensemble est constitué de deux demi-refends de largeur égale, reliés par des éléments horizontaux (linteaux) de faible raideur relative, encastrée dans les demi-refends, à leurs extrémités.

Pour effectuer un tel calcul, nous devons écrire :

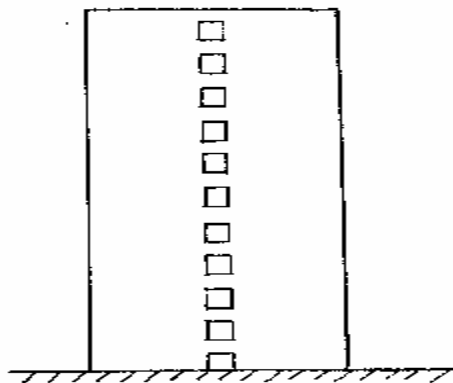


Figure. II-9 Refend à une seule file d'ouvertures

- Que deux points A_1 et B_1 des fibres moyennes des demi-refends, situés dans un même plan horizontal (plancher) avant déformation, ont même déplacement horizontal après déformation.
- Qu'une section plane A_1C_1 ou B_1D_1 perpendiculaire à la fibre moyenne sans sollicitation, reste plane et perpendiculaire à la déformée après déformation.

En supposant que le point d'inflexion du linteau se situe au milieu de b , le moment d'encastrement des linteaux est tel que si Δh est le déplacement qu'on constate entre les points C_1 et D_1 sous l'effet de la rotation y' des demi-refends reliés par le linteau, ce linteau subit une déformation telle qu'au point o , milieu b ,

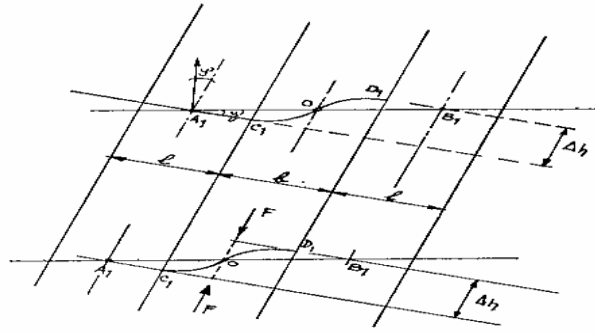


Figure. II-10 Déplacements au niveau des linteaux

Deux efforts F égaux et opposés sont créés ; de sorte que la flèche du linteau s'écrive :

$$\frac{F(\frac{b}{2})^3}{3E_i} = \frac{\Delta h}{2},$$

D'où

$$F = \frac{3E_i \Delta h}{2 \frac{b^3}{8}} = \frac{24E_i \Delta h}{2b^3} = \frac{12E_i \Delta h}{b^3}.$$

Avec i = inertie du linteau

Et F = effort tranchant dans le linteau

Le moment du linteau en c_1 ou d_1 est donc :

$$M_{ct} = F \frac{b}{2} = \frac{6E_i \Delta h}{b^2},$$

En admettant un point de moment nul en o , milieu de CD .

Δh s'exprime par rapport à y'_A (qui est égale à $\frac{\Delta h}{b+1}$) par l'égalité suivante :

$$\Delta h = (b + 1)y'_1,$$

Et

$$M_{c1} = \frac{6E_i(1+b)}{b^2} y'_1.$$

Le moment par rapport à la fibre neutre des demi-refends est :

$$M_{At} = F \frac{(1+b)}{2} = \frac{12E_i \Delta h}{b^3} \frac{1+b}{2} = \frac{6E_i \Delta h}{b^3},$$

Ou

$$M_{A1} = \frac{6E_i(1+b)^2}{b^3}.$$

C'est le moment du au linteau, à chaque niveau, exprimé en fonction de la rotation du demi-refend, à ce niveau.

On peut donc écrire le moment à chaque niveau en partant du haut du refend, de la façon suivante (voir figures II-11.a et II-11.b).

Si p = charge horizontale concentrée à chaque niveau,

I = Inertie de chaque demi-refend,

Et a = hauteur d'étage

On a
$$M_B = P_a - \frac{6E_i(l+b)^2}{b^3} y'_A = P_a - Ky'_A,$$

En posant
$$K = \frac{6E_i(l+b)^2}{b^3},$$

Avec
$$y'_A = y'_B + \frac{Pa^2}{2EI} - Ky'_A \frac{a}{EI},$$

D'où y'_B en fonction de y'_A ,

$$M_C = (2P_a + P_a) - K(y'_A + y'_B),$$

$2P_a + P_a$ = Moment de console en C

Avec

$$y'_B = y'_C + 2P \frac{a^2}{2EI} + P_a \frac{a}{EI} - K(y'_A + y'_B) \frac{a}{EI},$$

D'où y'_C en fonction de y'_B et par suite de y'_A .

Ou calculera de proche en proche la rotation à chaque niveau en fonction de y'_A que l'on déterminera, enfin, en écrivant que la rotation au niveau de l'encastrement, c'est-à-dire au R.C. est égale à zéro.

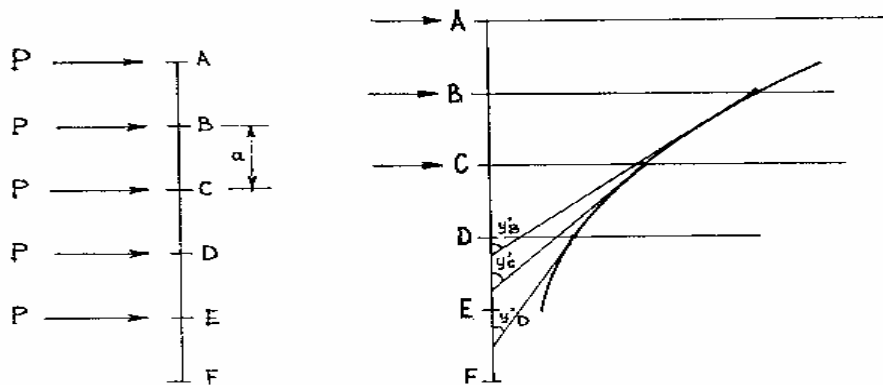


Figure. (II-11.a) (II-11.b) Rotation au niveau de l'encastrement

Le moment à chaque niveau sera obtenu en écrivant le moment de console, à ce niveau, diminué du moment dû à tous les linteaux situés au-dessus de ce niveau.

Puisque le moment du au linteau, à chaque niveau, s'exprime en fonction de la rotation à ce niveau, et qu'une rotation, à un niveau quelconque peut s'exprimer en fonction de la rotation y'_1 en tête, nous avons, d'une façon générale, à l'étage n en partant du sommet et après avoir calculé $y'_1, y'_2, y'_3 \dots y'_{n-1}$ la valeur de y'_n en écrivant :

$$y'_{n+1} = y'_n + \text{Moment console en } n - 1 \cdot \frac{a}{EI} + \text{effort tranchant en } n + 1 \cdot \frac{a^2}{2EI} - K(y'_1 + y'_2 + \dots y'_{n-1}) \frac{a}{EI},$$

Et la valeur du moment à l'étage n , en écrivant :

$$M_n = M_{n-1} + T_{n-1}a - K(y'_1 + y'_2 + \dots y'_{n-1}),$$

T_{n-1} = Effort tranchant en $n - 1$

M_{n-1} = Moment de console en $n - 1$

$$K = \frac{6Ei(l+b)^2}{b^3},$$

i = Inertie du linteau

I = Inertie du demi-refend

✓ Mur de refend à plusieurs files d'ouvertures

Si un mur est composé de plusieurs refends, liés par des linteaux, on doit noter qu'à chaque niveau, tous les refends doivent avoir un même déplacement lorsque le mur est sollicité par des efforts horizontaux.

Si tous les refends ont une inertie constante sur toute la hauteur du bâtiment et s'ils sont tous parfaitement encastres à la base, l'égalité des déplacements, dans un même plan horizontal, entraîne l'égalité des rotations dans ce même plan. Par suite de l'égalité des pentes des linteaux, au droit des refends, le point de moment nul dans ces linteaux se situe au milieu.

Comme nous l'avons vu, il y a tout d'abord, partage des efforts horizontaux proportionnellement aux inerties des refends, puis correction des moments fléchissant qui en résultent, compte tenu des réactions dues aux linteaux.

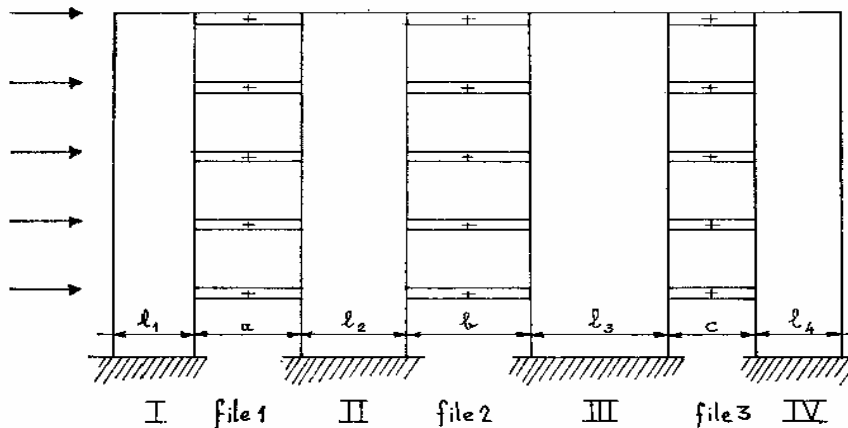


Figure. II-12 Mur de refend à plusieurs files d'ouvertures

Pour les refends de rive, le problème est semblable au cas déjà traité pour les deux refends liés par un linteau à chaque niveau (mur de refend à une seule file d'ouvertures).

Pour les refends intermédiaires, le problème est un peu différent

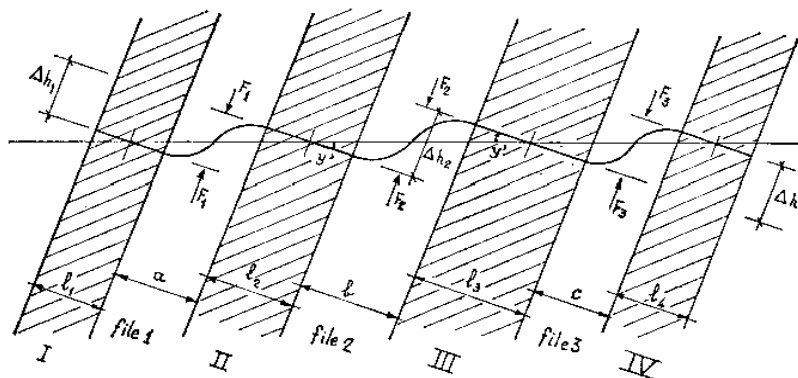


Figure. II-13 Mur de refend à une seule file d'ouvertures

II.5 Stabilité des fondations sous les refends

a) Refend plein

Le problème n'est pas différent de celui traité le cas de la semelle rectangulaire soumise à un effort normale N et à un moment de flexion M . Il est nécessaire de calculer l'excentricité

$$e = \frac{M}{N}$$

Dans l'hypothèse où :

1° la surcharge est appliquée sur tous les planchers.

2° la surcharge n'est appliquée sur aucun plancher.

La contrainte au sol est vérifiée dans deux cas de charge est ne doit pas dépasser les contraintes admissibles, où nous avons traité :

- a) La répartition trapézoïdale.
- b) La répartition triangulaire.

Il est souvent nécessaire, dans le cas, où l'excentricité est trop importante de faire intervenir, sur la semelle considérée, une partie des charges supportées par les murs perpendiculaires dont on vérifie la stabilité.

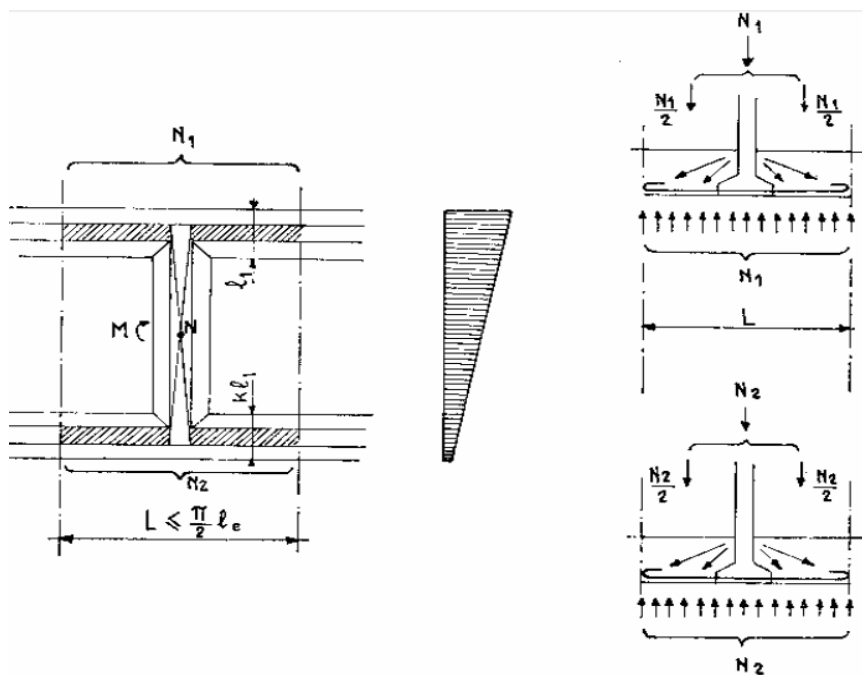


Figure. II-14 Refend plein

Si N_1 et N_2 sont ces charges, exprimées en fonction de L et si N est la charge verticale sollicitant le refend, on peut déterminer la position de la résultante des charges verticales, avant application du moment fléchissant M sollicitant le refend

Soit :

$$R = N + N_1 + N_2$$

il est ainsi possible de déterminer en fonction de L et de I_1 , le moment d'inertie de la semelle affectant en plan la forme d'une I.

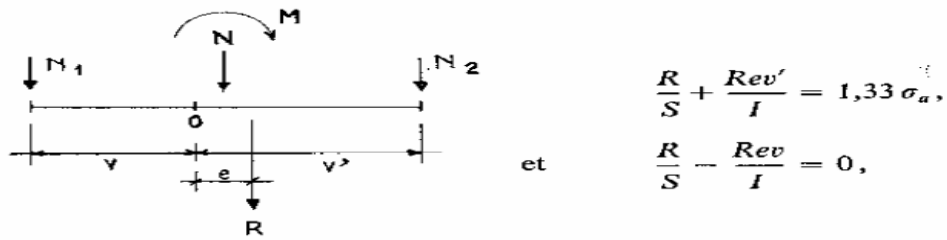


Figure. II-15 Moment fléchissant M sollicitant le refend

Que nous permettent de déterminer L et l_1 .

$-\sigma_u$ est la contrainte admissible sur le sol d'assise.

L'inertie des semelles sous mures perpendiculaires devra être suffisante, il faut vérifier que :

$$L \leq \pi / 2 l_e$$

L_e = longueur élastique de la semelle de largeur l_1 .

La solution de plus pratique est celle qui consiste à utiliser la méthode des bielles pour déterminer les armatures inférieures, ces armatures devront en outre être prévues pour répandre les efforts sous contrainte admissible de l'acier.

b) Refend avec ouvertures

A. semelle commune sous les deux demi-refends. Il est nécessaire de commencer par calculer la longueur élastique de la semelle

$$l_e = \sqrt[4]{4EI / Kb}$$

- a) Dans le cas où aucun effort horizontal ne sollicite le refend, la semelle est soumise aux charge et surcharge verticale uniquement (fig. II-16.a)

-Si $\pi/2 l_e \geq l$ on a une répartition linéaire des contraintes sous la semelle (fig. II-16.b).

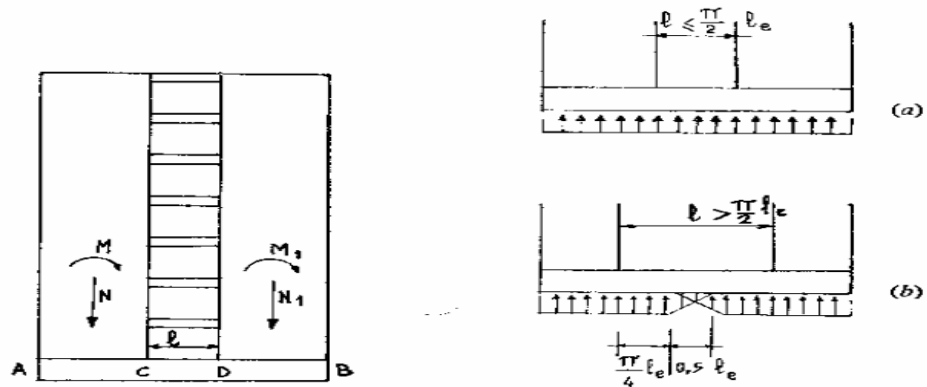


Figure. (II-16.a) (II-16.b) Refend avec ouvertures

- Si $\pi/2 l_e < l$ les contraintes sous la semelle sont distribuées comme indiqué dans le chapitre de calcul de fondation

b) Dans le cas où deux moments de flexion M et M_1 agissent simultanément au-dessus de la semelle, les efforts N et N_1 se déplacent respectivement de M / N et de M_1 / N_1 :

- Si $\pi/2 l_e \geq l$ on a une répartition linéaire des contraintes sous la semelle, on considérant la position de la résultante R du système N et N_1 , compte tenu des excentricités déduites des moments M et M_1 (moment à la base des refends).

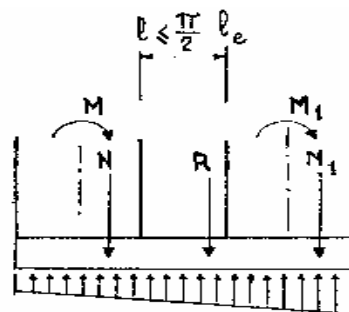


Figure. II-17 Moment à la base des refends

Ici N et N_1 sont les résultantes : des charges verticales ou charges et surcharges.

- Si $\pi/2 l_e < l$ on portera sur AC et sur BD deux segments égaux à :

$$\pi/4 l_e + 0,5 l_e$$

Soit C_1 et D_1 les deux extrémités des segments (fig. II-18.a)

Nous considérons que les efforts N et N_1 (compte tenu des excentricités déduites des moments M et M_1) agissent sur deux semelle de longueur AC_1 et BD_1 (fig. II-118.b).

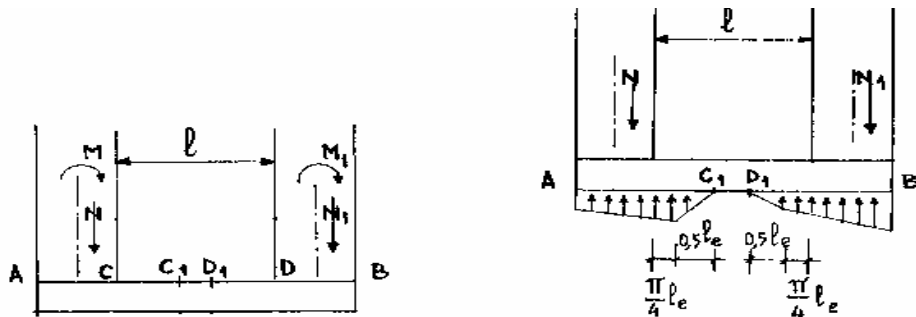


Figure (II-18.a) (II-18.b) Répartition des contraintes si $\pi/2 l_e < l$

Remarque: Il est préférable de disposer sous les refends une semelle suffisamment rigide pour avoir $l < \pi/2 l_e$ et par suite une répartition linéaire des contraintes, en particulier dans le cas de refends liés par des linteaux (cette solution permet d'avoir la même rotation en pied).

Si les ouvertures sont en bordure de refend, dans le cas d'une semelle rigide, comme indiqué sur le dessin ci-contre, le moment dans la section CC' se calcule grâce au diagramme représentant les contraintes au sol.

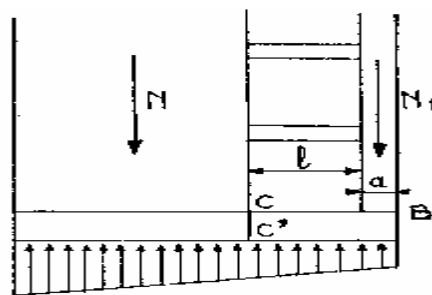


Figure .II -19 Répartition des contraintes si $l < \pi/2 l_e$

L'effort tranchant en B, de la poutre CB, doit être égal et opposé à N_1 .

S'il était supérieur à N_1 , on calculerait le moment dans la section CC' en écrivant que ce moment correspond à celui d'une console CB, soumise aux contraintes du sol, d'une part, et à la force opposée N_1 , d'autre part.

Conclusion

Dans la modélisation des structures en béton armé il existe deux méthodes de calcul des structures, classique (la méthode manuelle) d'Albert Fuentes, et moderne (la méthode numérique) basées sur la théorie des éléments finis matérialisé par les logiciels de calcul de structures tel que « Le ROBOT, SAP2000, L'ETABS ou le STAAD.PRO », de ce qui précède, et d'après la méthodes manuelle de calcul des voiles, on remarqué que cette méthodes est très difficile à manipuler et les logiciels viennent combler cette difficulté.

CHAPITRE III

ETUDE DE CAS

III.1 PRESENTATION DU PROJET

III.1.1 Introduction

Ce projet consiste à l'étude d'une structure en voiles porteurs à usage d'habitation. Elle sera implantée dans la Wilaya d'ALGER; zone de sismicité élevée (zone III) selon le classement figurant dans le règlement parasismique Algérien (RPA 99 révisé 2003)

III.1.2 Dimensions en plan et élévation de l'ouvrage

1. Dimension en élévation :

- Hauteur de RDC et tous les étages 3,06 m
- Hauteur totale 24,48 m

2. Dimensions en plan :

- Longueur du bloc 20,76 m
- Largeur du bloc 11,96 m

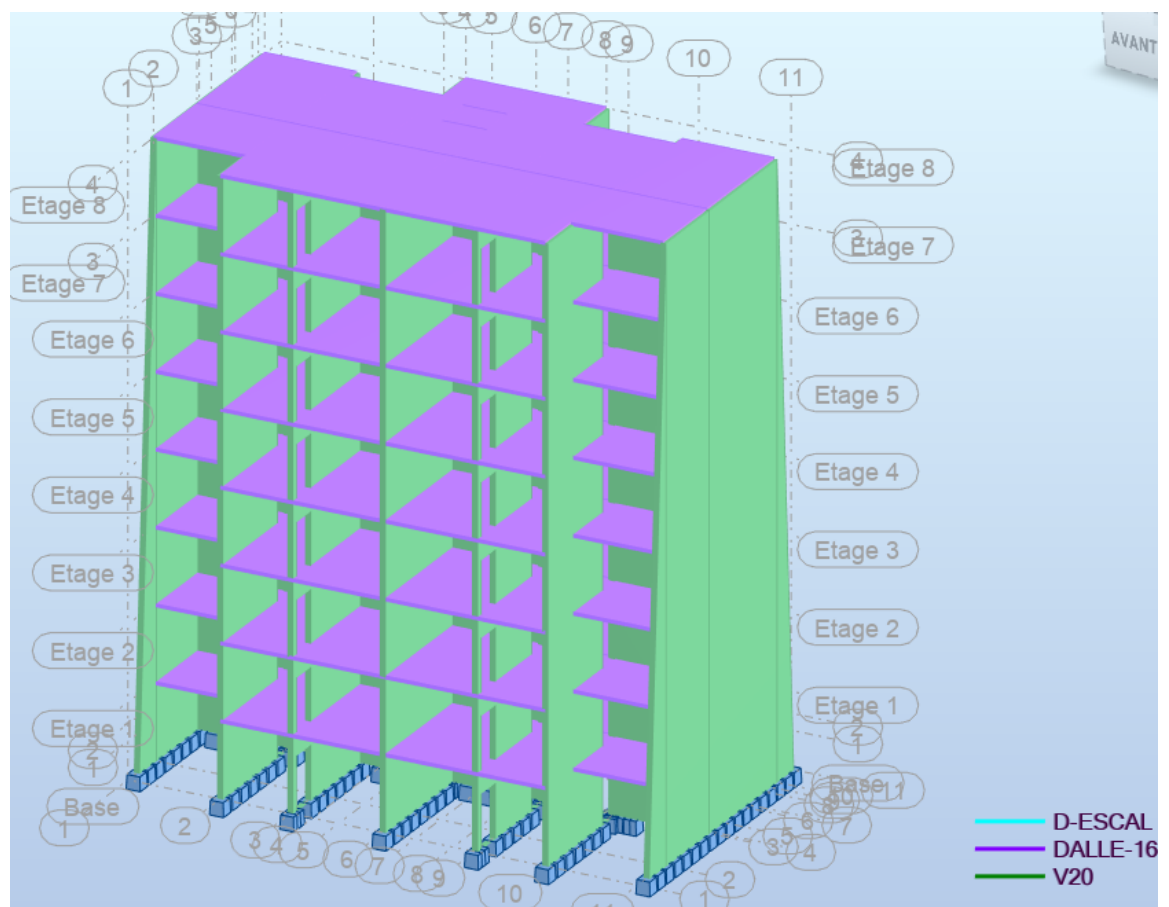


Figure III.1 Vue modèle 3

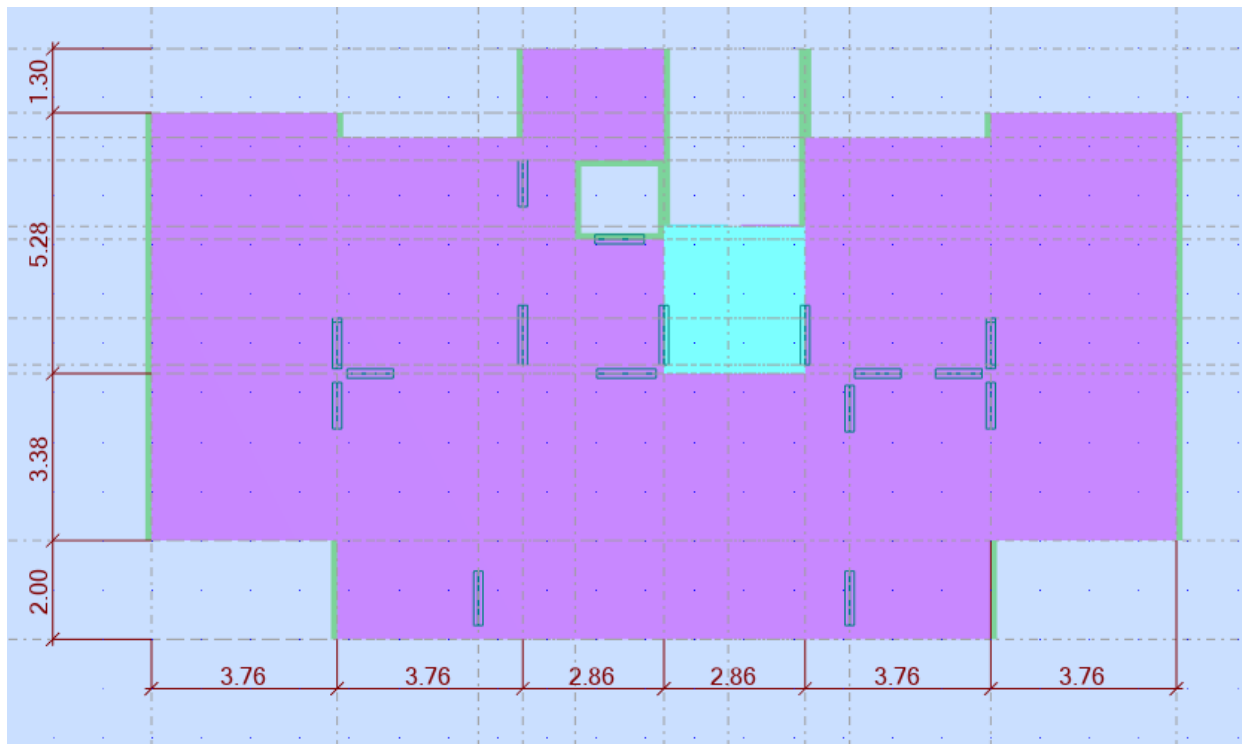


Figure III.2 Vue modèle plan

III.1.3 CARACTERISTIQUES MECANQUES DES MATERIAUX

Les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans le calcul du bâtiment doivent être conformes aux règles techniques de construction et de calcul des ouvrages en béton armé (BAEL) et à la réglementation en vigueur en Algérie.

III.1.3.1 LE BETON

Le béton est une pierre artificielle composée de granulats (sable + gravier), Liant (Ciment) et d'eau, selon des proportions bien déterminées. Le béton résiste bien à la compression, tandis que sa résistance à la traction est faible.

a) Résistance à la compression :

Le béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, dite valeur caractéristique requise (spécifiée) notée f_{c28} elle est mesurée par compression axiale de cylindres droits de révolution de diamètre 16cm et de hauteur 32cm.

Pour : $j < 28$ jours : $f_{cj} = 0,658 \times f_{C28} \times \text{Log}_{10}(j + 1)$

$j > 28$ jours : $f_{cj} = f_{C28}$

$j \gg 28$ jours : $f_{cj} = 1,1 \times f_{C28}$

Pour notre structure, f_{C28} est prise égale à : 25 MPa (béton de classe C25/30)

$f_{t28} = 2.1$ MPA

b) Résistance à la traction:

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

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

Pour notre étude on a : $f_{tj} = 2,1$ MPa.

c) Déformation longitudinale du béton

Ce module est défini selon l'action des contraintes normales d'une longue durée ou courte durée.

c-1) Déformation instantanée

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, on admet, à défaut de mesures qu'à l'âge de j jours, le module de déformation longitudinale instantanée de béton :

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

D'ou : $E_{i28} = 32164$ MPa

c-2) Déformation différée

Les déformations différées comprennent le retrait et le fluage, à défaut de mesures, on admet que sur contraintes de longue durée d'application le module de déformation différée du béton est :

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

D'ou : $E_{i28} = 10\,819\text{MPa}$.

d) Coefficient de Poisson

Le coefficient de Poisson exprime le rapport entre la déformation transversale et la déformation longitudinale.

Dans les calculs, le coefficient de poisson est pris égale à :

- ➔ $\gamma = 0,2$ Pour les justifications aux états limites de services.
- ➔ $\gamma = 0$ Dans le cas des états limites ultimes.

e) Les contraintes limites de calcul

e-1) Etats limites ultime "ELU"

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b}.$$

La contrainte ultime de béton en compression σ_{bc} est donnée par la relation suivante :

γ_b : Coefficient de sécurité pour le Béton, il est pris égal à :

$$\gamma_b = \begin{cases} 1,5 & \text{..... Situation durable.} \\ 1,15 & \text{..... Situation accidentelle.} \end{cases}$$

Avec :

- γ_b : coefficient de sécurité.

Tel que :

$$\begin{array}{ll} \gamma_b = 1,5 & \text{cas des situations durable ou transitoires..... } f_{bu} = 14,17\text{MPa} \\ \gamma_b = 1,15 & \text{cas des situation accidentelles..... } f_{bu} = 18,48\text{MPa} \end{array}$$

f_{c28} : Résistance caractéristique du béton à la compression à 28 jours.

0,85 : Coefficient de minoration qui à pour objet de couvrir l'erreur faite en négligeant le fluage du béton.

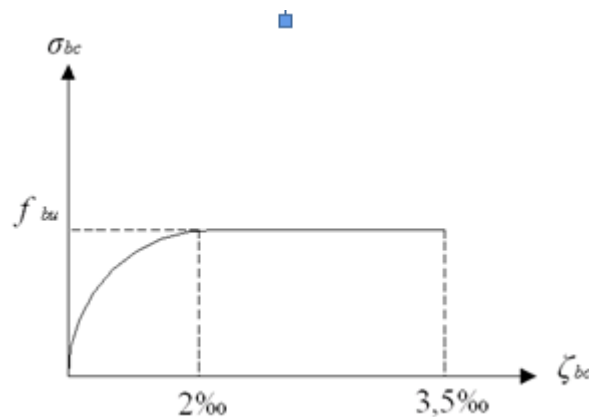


Figure III.3 Diagramme contrainte-déformation du Béton à l'ELU

e-2) États Limites de Service (ELS)

La contrainte limite du béton à l'état limite de service est :

$$\sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$$

III-1-3-2 L'ACIER

Afin de remédier au problème de faible résistance du béton à la traction, on intègre dans les pièces du béton des armatures pour reprendre ces efforts de traction.

Les armatures pour le béton armé sont constituées d'aciers qui se distinguent par leur nuance et leurs états de surface (barres lisses à haute adhérence).

a) Limite d'élasticité

La caractéristique la plus importante des aciers est la limite d'élasticité f_e cette valeur est donnée selon le **BAEL91** dans le tableau suivant [16]:

Type	Désignation	Limite élastique (MPa)	Allongement	Contrainte de Rupture (MPa)
Barre à haute adhérence	FeE400	400	14	490
Fils très filés lisse	Ø>6mm	500	14	580
Rond lisse	Ø>6mm	235	14	490

Tableau III.1 Caractéristiques des Aciers.

b) Module d'élasticité longitudinale

La valeur du module d'élasticité longitudinal de l'acier est égale à

$$E_s = 200000 \text{ MPa.}$$

c) État Limite Ultime "ELU"

Le diagramme (Contrainte – Déformation) est conventionnellement défini ci-après :

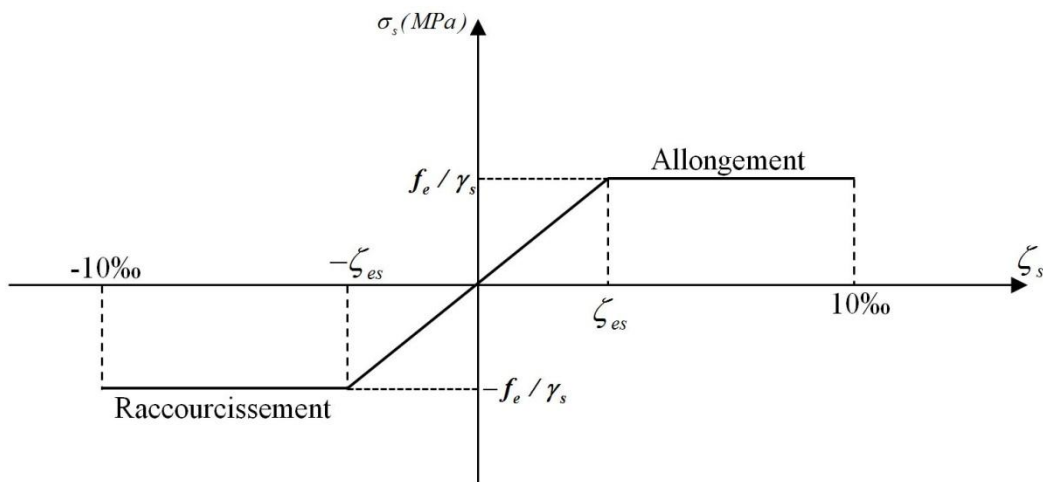


Figure .III-4 Diagramme contraintes-déformations de l'acier à L'ELU

Avec :

σ_s : Contrainte de l'Acier.

La contrainte limite de l'acier adoptée est la suivante : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier, il a pour valeur :

$$\gamma_s = \begin{cases} 1,15 \dots \dots \dots \text{Situation durable.} \\ 1,00 \dots \dots \dots \text{Situation accidentelle.} \end{cases}$$

E_s : Module d'élasticité longitudinal de l'acier, il est pris égal à : $E_s = 2.10^5 \text{ MPa}$

ε_s : Allongement relatif de l'acier : $\varepsilon_s = \Delta L / L$

d) État Limite de Service "ELS"

C'est l'état où on fait des vérifications des contraintes par rapport aux cas appropriées :

- Fissuration peu nuisible : pas de vérification.

- Fissuration préjudiciable : $\sigma_s = \left(\frac{2}{3} f_e; 150\eta \right) \quad (MPa)$
- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_s = \left(\frac{1}{2} f_e; 110\eta \right) \quad (MPa)$

η : Coefficient de fissuration

$\eta = 1,00$ pour les aciers ronds lisse.

$\eta = 1,60$ pour les aciers à haute adhérence.

III-1-3-3 HYPOTHESES DE CALCUL

Le calcul en béton armé est basé sur les hypothèses suivantes :

ÉTAT LIMITE ULTIME "ELU"

- Les sections planes restent planes après déformation (Hypothèse de Bernoulli).
- Il n'y a pas de glissement entre le béton et les armatures.
- Le béton tendu est négligé dans le calcul de résistance, à cause de sa faible résistance en traction.
- Le raccourcissement unitaire du béton est limité à 3,5 ‰ en flexion simple ou composée et à 2 ‰ dans le cas de compression simple.
- L'allongement unitaire dans les aciers est limité à 10‰.

ÉTAT LIMITE DE SERVICE "ELS"

A l'état limite de service, les calculs sont faits en cas de fissuration préjudiciable ou très préjudiciable, les hypothèses sont les suivantes :

- Conservation des sections planes.
- Par convention, le coefficient d'équivalence est : $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$
- La résistance du béton à la traction est négligeable.
- Pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.

EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES

III-1-3-4 Descente des charges

A/ Plancher courant

1- Carrelage (e=2cm, P=22 KN/m ³)	0.02×22 = 0,44
KN/m ²	
2- Mortier de Pose (e =2cm, P=20 KN/m ³)	0.02×20 = 0,40
KN/m ²	
3- lit de sable (e=3cm, P=18 KN/m ³)	0.03×18 = 0,54
KN/m ²	
4- Dalle en béton ep = 16) cm	= 4,00
KN/m ²	
5- Enduit de plâtre (2 cm, P=10 KN/m ³)	0.02×10 = 0,20
kN/m ²	
6- Cloison interne (10 cm, P=10 KN/m ³)	=1,00
KN/m ²	

G = 6,58 KN /m²

B/ Plancher terrasse inaccessible :

1- Enduit de plâtre (2 cm, P=10 KN/m ³)	0,02×10 =
0,20 KN/m ²	
2- Dalle pleine ep = 16 cm	=
4,00 KN/m ²	
3- Liège (4cm, P=4 KN/m ³)	0,04×4 =
0,16 KN/m ²	
4- Ecran par vapeur	= 0,06
KN/m ²	
5- Forme de pente (1%)(10 cm, P=22 KN/m ³)	=
2,20 KN/m ²	
6- Etanchéité multicouche (e=2 cm)	= 0.12
KN/m ²	
6- protection gravillons roulés (4 cm ; 18 KN/m ³)	=
0.72 KN/m ²	

G = 7,46 KN /m²

D/ Maçonnerie :

Murs extérieurs à double cloison :

1- Brique (e = 15 cm) + Brique (e = 10 cm) P = 0,90 KN/	=
2,25 KN/m ²	
2- Revêtement Extérieur (e = 0,02 cm, P = 18 KN /m ³)	=
0,36 KN/m ²	
3- Revêtement intérieur (e = 0,02 cm, P = 10 KN /m ³)	=
0,20 KN/m ²	

G = 2,81 KN /m

Escalier à deux volées

Paillasse

1- Carrelage (e = 2 cm, P = 20 KN/m ³)	=
0,40 KN/m ²	
2- Mortier de pose (e = 2 cm, P= 20 KN/m ³)	=
0,40 KN/m ²	
3- poids propre de dalle (e = 18 cm, P = 25 KN/m ³)	.=
4,50 KN/m ²	
4- Enduit plâtre (e = 1,50 cm, P = 10 KN/m ³)	=
0,15 KN/m ²	
5- poids propre de la marche	=
2.125 KN/m ²	
6- garde-corps	= 0.60
KN/m ²	

$$G = 8,175 \text{ KN / m}^2$$

Palier

1- Carrelage (e = 2 cm , P = 20 KN/m ³)	=
0,40 KN/m ²	
2- Mortier de pose (e = 2 cm , P= 20 KN / m ³)	=
0,40 KN/m ²	
3- poids propre de dalle (e = 20cm , P = 25 KN/m ³)	=
4,50 KN/m ²	
4- Enduit plâtre (e = 1,50 cm , P = 10 KN/m ³)	=
0,15 KN/m ²	

$$G = 5,45 \text{ KN/m}^2$$

Charges d'exploitation :

Plancher terrasse (terrasse inaccessible)	= 1,00
KN/m ²	
Plancher courant	= 1,50
KN/m ²	
Escaliers	= 2,50
KN/m ²	

Charges permanentes et charges d'exploitation :

Plancher terrasse :

$$G = 7,42 \text{ KN / m}^2$$

$$Q = 1.00 \text{ KN / m}^2$$

Plancher étage :

$$G = 6,56 \text{ KN} / m^2$$

$$Q = 1,50 \text{ KN} / m^2$$

III-1-3-5- Système structurel

La stabilité de l'ouvrage sous l'effet des actions verticales et des actions horizontales sous l'effet du séisme est assurée uniquement par des voiles

III-1-3-6 Classification du bâtiment selon (rpa99 version2003)

L'ouvrage est considéré comme un ouvrage de moyenne importance (groupe 2).

III.2 Pré dimensionnement de l'ouvrage

Avant de procéder à la descente de charges permettant le dimensionnement des fondations (Infrastructure) qui sont les premiers éléments construits, il convient de dimensionner les étages (Superstructure) dans l'ordre décroissant en partant du sommet du bâtiment : l'acrotère, les planchers, les balcons, les escaliers et les voiles

Le Pré dimensionnement est réalisé conformément aux règlements dictés par le RPA 99 version 2003, le BAEL 91 et le CBA 93 [13][14][16]

III.2.1 l'Acrotère

L'Acrotère est un élément complémentaire du plancher terrasse destiné à protéger les personnes contre la chute et d'éviter le ruissellement d'eau sur la façade.

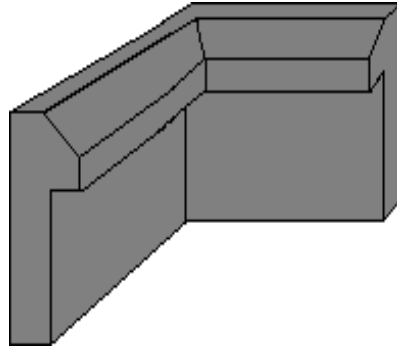


Figure III-5 Schéma représentatif de l'acrotère

III.2.2 Les Dalles

Ce sont des planchers totalement en béton armé coulé sur place. Ils reposent avec ou sans continuité sur 1, 2, 3 ou 4 appuis constitués par des poutres en béton armé.

Le dimensionnement de ce type de plancher dépend de deux critères :

➤ **Critère de résistance :**

$e \geq \frac{l_x}{20} \rightarrow$ Pour une dalle sur un seul ou deux appuis.

$\frac{l_x}{35} \leq e \leq \frac{l_x}{30} \rightarrow$ Pour une dalle sur quatre appuis avec $L_x/L_y < 0.4$

$\frac{l_x}{45} \leq e \leq \frac{l_x}{40} \rightarrow$ Pour une dalle sur trois appuis ou 4 appuis avec $L_x/L_y \geq 0.4$

D'après CBA93 ET RPA99 l'épaisseur d'une dalle est évaluée comme suit
Epaisseur minimale 5 cm Art. B7.2.2 du CBA

$L_x = 3.78\text{m}$ et $L_y = 5.20\text{m}$ donc $L_x/L_y = 3.70/5.20 = 0.77 > 0.40$ donc
la dalle travaille dans deux sens

Donc $e > 378/45 = 8.4 \text{ cm}$
 $e < 378/40 = 9.45 \text{ cm}$

➤ **Coupe-feu:**

$e \geq 7 \text{ cm} \rightarrow$ Pour une heure de coupe-feu.

$e \geq 11 \text{ cm} \rightarrow$ Pour deux heures de coupe-feu.

On adoptera des panneaux de dalle d'épaisseur 16 cm

III.2.3 Les Voiles

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

- Les charges verticales : charges permanentes et d'exploitation.
- Les actions horizontales : effets de séisme et/ou du vent.
- Les voiles assurant le contreventement sont supposés pleins.

D'après le **RPA 99** article 7.7.1 sont considérés comme voiles les éléments satisfaisants à la condition : $L \geq 4a$. Dans le cas contraire, les éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

Avec : L : longueur de voile.

a : épaisseur du voile.

L'épaisseur minimale est de 15cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités

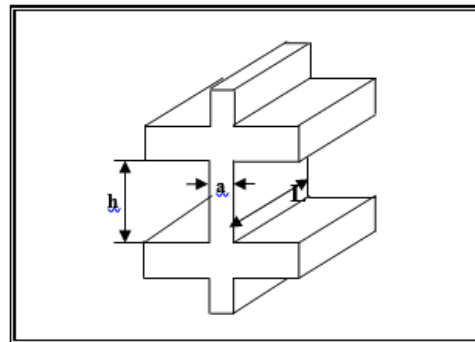


Figure III.6 Coupe de voile en élévation

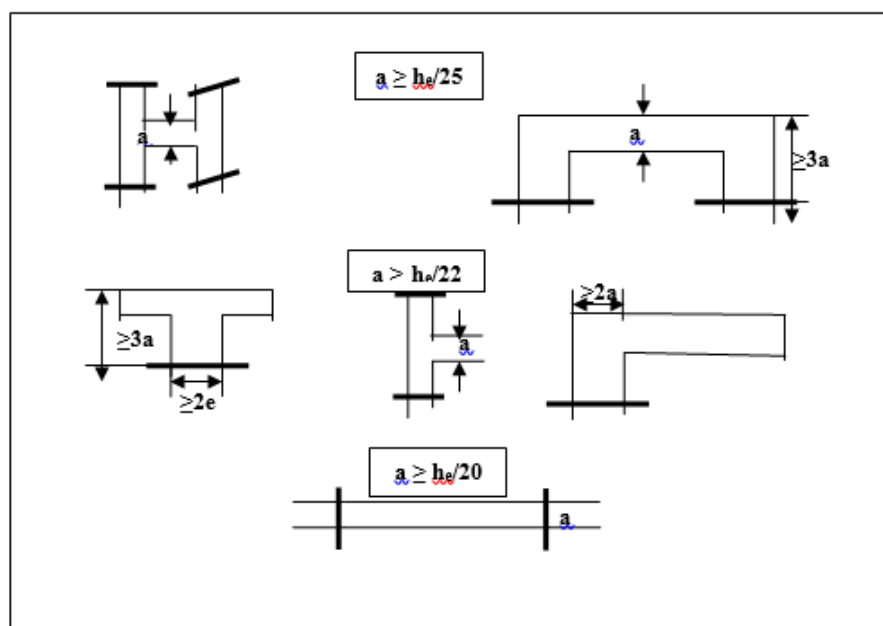


Figure III.7 Coupe des voiles en plan

D'après l'article 7.7.1 du RPA 99 le voile aura une épaisseur $> h_e / 20$

C'est à dire $306/20 = 15.3$ cm

Pour le pré dimensionnement on a pris une épaisseur de 20 cm. qui pourra s

III.2.4 Les Escaliers

L'escalier est un ouvrage constitué d'une série de marches horizontales et d'un palier permettant de passer à pied d'un niveau à un autre, il présente une issue de secours en cas d'urgence.

Pour tous les étages, il y a un seul type d'escalier : deux volées avec un palier intermédiaires.

Il se compose de :

- **La marche** : est la partie horizontale, là où l'on marche. $L = 30$ cm
- **La contremarche** : est la partie verticale, contre la marche. $h = 17$ cm
- **L'emmarchement** : est la longueur utile de chaque marche.
- **Le giron** : est la largeur de la marche prise sur la ligne de foulée qui est tracée à $0.5m$ de la ligne de jour.
- **La paillasse** : supporte les marches.
- **Volée** : c'est un ensemble de marches d'un palier à un autre.

L'épaisseur de la volée est estimée a $\frac{L_T}{30} \leq e_p \leq \frac{L_T}{20}$

avec $L_t = 4.10$ m

$e < 410/20$ et $e > 410/30$ donc on prend $e = 17$ cm

III.2.5 L'Ascenseur

Le bâtiment comporte une cage d'ascenseur de $(1,8 \times 1.6)$ m², le système de levage de l'ascenseur, selon le B.E.T, est assuré par un système de levage mécanique, ce système de levage sera installé au niveau de la terrasse.. Le poids est pris en compte dans ROBOT

Le voile de la cage a une épaisseur de 16 cm.

III.3 Calcul des Élément secondaires

III.3.1 Introduction

La construction est un ensemble d'éléments qui sont classés en deux catégories : éléments principaux et éléments secondaires. Dans ce chapitre on s'intéresse uniquement à l'étude des éléments secondaires (différents planchers, escalier, acrotère et l'ascenseur). Cette étude se fait en suivant le cheminement suivant : évaluation des charge sur l'élément considéré, calcul des sollicitations les plus défavorables puis, détermination de la section d'acier nécessaire pour reprendre les charges en question toutes on respectant la réglementation en vigueur (BAEL91, CBA93, RPA99/version2003...).

III.3.2 Etude de l'acrotère

L'acrotère est un élément non structural entourant le bâtiment au niveau du plancher terrasse. Il est conçu pour la protection contre l'infiltration des eaux pluviales et il sert à l'accrochage du matériel des travaux d'entretien des bâtiments.

Il est considéré comme une console encastrée dans le plancher terrasse, soumis à son Poids propre(G), à une force latérale F_p due à l'effet sismique et une surcharge horizontale (Q) due à la main courante.

L'acrotère est réalisé en béton armé, soumise à son poids propre (G), une force latérale due à l'effort (F) et une charge horizontale (Q) due à la main courante.

Le calcul se fera :

- en flexion composée dans la section d'encastrement pour une bande de 1m linéaire.
- L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable, donc le calcul se fera à l'ELS.

Charges et surcharge

Les charges revenant à l'acrotère sont résumées dans le tableau suivant III-2 :

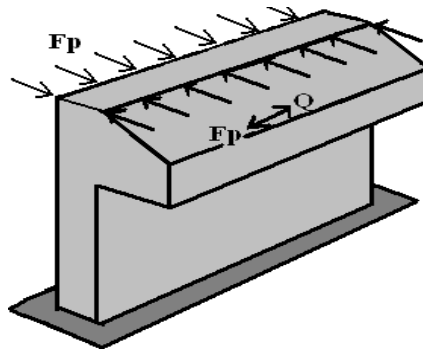


Figure III-8 Schéma statique de l'acrotère

III.3.2.1 Dimension de l'acrotère

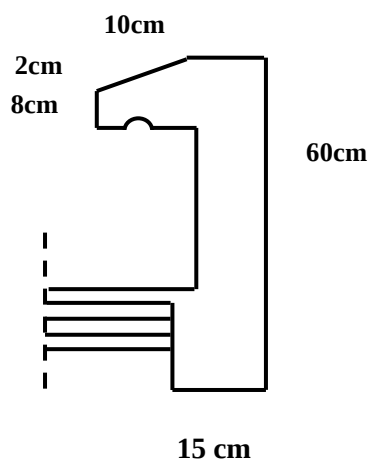


Figure III.9 Dimensions de l'acrotère.

La surface : $S = (0.6 \times 0.1) + (0.15 \times 0.08) + \left(\frac{0.02 \times 0.15}{2}\right) = 0,0735 m^2$

Pois propre : $G = 0,073 \times 25 = 1,825 \text{ KN/ml}$

$G_{\text{total}} = 1.825 + 0.4 = 2.225 \text{ KN/ml}$

Charge verticale

Tableau III-2 Evaluation des charges et surcharges

Hauteur (cm)	Epaisseur (cm)	Surface (m ²)	Poids propre (KN/ml)	Enduit ciment (KN/ml)	G Total (KN/ml)	Q (KN/ml)
60	15	0.073	1.825	0.4	2.225	1.00

La charge d'exploitation $Q = 1.00 \text{ KN/ml}$

Charge horizontale (Charge sismique)

D'après le **RPA99**, l'acrotère est soumis à une force horizontale due au séisme [13] :

$$F_p = 4 * A * c_p * w_p \quad \text{A99 (article 6.2.3).}$$

Avec : A : Coefficient d'accélération de zone (**RPA99-Tableau 4 .1**)

C_p : Facteur de force horizontale varie entre 0,3 et 0,8 (**RPA99-Tableau 6.1**)

W_p : poids de l'élément considéré.

Donc

L'action des forces horizontales est données par : $F_p = 4AC_pW_p$

Avec :

A : [A=0,25].....zone III.

C_p : Facteur de force horizontale [C_p=0,8].

W_p : Poids de l'acrotère = 2,225kN.

$$F_p = 4 \times 0.25 \times 0.8 \times 2.225 = 1.78 \text{ KN}$$

Sollicitations

- Calcul du centre de gravité :

$$\begin{cases} X_G = \frac{\sum A_i \cdot X_i}{\sum A_i} \\ Y_G = \frac{\sum A_i \cdot Y_i}{\sum A_i} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} X_G = 0.213 \text{ m} \\ Y_G = 0.284 \text{ m} \end{cases}$$

L'acrotère est soumis à

$$N_G = 2.225 \text{ KN}$$

$$M_Q = Q \times h \quad M_Q = 1 \times 0.6 \quad M_Q = 0.6 \text{ KN.m}$$

$$M_{Fp} = F_P \times Y_G = 1.78 \times 0.284 = 0.5055 \text{ KN.m}$$

	RPA 99	E L U	E L S
Sollicitations	G + Q + E	1.35G + 1.5Q.	G + Q.
N (KN)	2.225	3.01	2.225
M (KN.m)	1.11	0.90	0.6

Tableau III-3 Sollicitations du calcul de l'acrotère

La combinaison plus favorable et G+Q+E

Calcul de l'excentricité à l'état limite ultime

$$\text{On a : } e_0 = \frac{M_u}{N_u} \text{ donc } e_0 = 0.499 \text{ m}$$

$$\frac{h}{2} = \frac{0.15}{6} = 0.025 \text{ m}$$

$e_0 > \frac{h}{6}$ Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section et N_u est un effort de Compression donc la section est partiellement comprimée.

$e_0 < \frac{h}{6}$ Le centre de pression se trouve à l'extérieur du noyau central donc la section est partiellement comprimée, le ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple. Le risque de flambement développé par l'effort de compression conduit à ajouter e_a et e_2 Telle que :

$$e = e_0 + e_a + e_2$$

e_a : Excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.

e_2 : Excentricité due aux effets du second ordre, liés à la déformation de la structure.

$$e_a = \max (2\text{cm} ; L/250) = 2\text{cm}$$

L : portée de l'élément = 60cm

$$e_2 = \frac{3 \times l f^2 \times (2 + \phi \times \alpha)}{h_0 \times 10^4} \quad (\text{RPA article A.4.3.5})$$

$$\alpha = \frac{M_G + M_Q}{M_G} \quad (\text{RPA article A.4.3.5})$$

$$M_G = 0 \dots \dots \alpha = 0$$

ϕ : Rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée

α : Le rapport du moment du premier ordre, dû aux charges permanentes et quasi-Permanent, au moment total du premier ordre, le coefficient α est compris entre 0 et 1.

Donc :

$$l_f: \text{Longueur de flambement : } l_f = 2 * h \\ = 2 \times 0.6 = 1.2\text{m}$$

$$\Rightarrow e_2 = \frac{3 \times 1.2^2 \times 2}{10^4 \times 0.15} = 0.00576\text{m mmm}$$

$$\text{D'où : } e = 0.499 + 0.02 + 0.00576 = 0.525\text{m}$$

Les sollicitations de calcul deviennent :

$$N_u = 2.225 \text{ KN.}$$

$$M_u = N_u \times e = 2.225 \times 0.525 + 1.11 = 2.278 \text{ KN. m}$$

Avec :

e_0 Excentricité (dite de premier ordre) de la résultante des contraintes normales, avant l'application des excentricités additionnelles définies ci-après.

e_a Excentricités additionnelles traduisant les imperfections géométriques initiales.

e_2 Excentricité due aux effets de deuxième ordre, liés à la déformation de la structure.

III.3.2.2 Ferrailage de l'acrotère

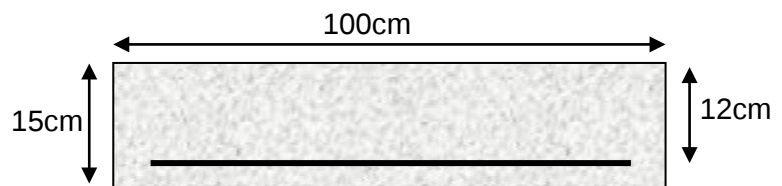


Figure III.10 Section de l'acrotère a ferrailé

$$h = 15 \text{ cm, } d = 12 \text{ cm, } b = 100 \text{ cm}$$

$$M_{uA} = M_u + N_u \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = 1.160 \text{ KN. m}$$

M_{uA} : Moment de flexion évalué au niveau de l'armature

Avec est le moment de la flexion évalué au niveau de l'armature.

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$= 0.0068$$

$$\text{avec } (0.3916 = \mu_1)$$

$$A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times f_{bu}}) \dots \alpha = 0.0094$$

$$z = d \times 1 - 0.4\alpha \dots z = 0.119 \text{ m}$$

Donc :

$$A_1 = \frac{M_{uA}}{z \times f_{st}} = 0.37 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0.27 \text{ cm}^2$$

III.3.2.3 Les vérifications ELU, ELS

Vérification à l'E.L.U

- La condition de non fragilité

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.12 \times \frac{2.1}{400}$$

$$A_{min} = 1.45 \text{ cm}^2$$

$A_{min} > A_s$ On adopte: $A_s = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$.

- Vérification au cisaillement

L'acrotère est exposé aux intempéries (fissuration préjudiciable).

$$V_u = F_p + Q = 1.78 + 1 = 2.78 \text{ KN}$$

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

$$\tau_u = 0.0188 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u < \text{Min} (0.15 ; 4 \text{ MPa}) \quad \tau_u < \min (2.5 ; 4) \text{ MPa} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.0188 \text{ MPa} < \tau_u = 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- Vérification de l'adhérence

$$\zeta_{se} = V_u / (0.9 \times d \times \Sigma \mu_i)$$

$\Sigma \mu_i$: la somme des périmètres des barres.

$$\Sigma \mu_i = n \times \pi \times \Phi \Rightarrow \Sigma \mu_i = 4 \times 3.14 \times 0.8 \Rightarrow \Sigma \mu_i = 10.048 \text{ cm}$$

$$\zeta_{es} = 2.2588 \times 10^{-3} / (0.9 \times 0.12 \times 0.10048)$$

$$\zeta_{es} = 0.208 \text{ MPa}$$

$$0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.83 \text{ MPa}$$

Ψ_s est le coefficient de scellement.

$\zeta_{es} < 2.83 \text{ MPa}$ Pas de risque par rapport à l'adhérence.

- Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_r}{4} \dots\dots\dots A_r = \frac{2.01}{4} = 0.5025 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots A_r = 4T6 = 1.13 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Espacement :

- * Armatures principale : $S_t \leq 100/3 = 33.3 \text{ cm}$. On adopte $S_t = 30 \text{ cm}$.
- * Armatures de répartitions : $S_t \leq 70/3 = 23.33 \text{ cm}$. On adopte $S_t = 20 \text{ cm}$.

Vérification à l'E.L.S

$d = 0.12 \text{ m}$; $N_{ser} = 2.225 \text{ KN}$; $M_{ser} = Q \times h \Rightarrow M_{ser} = 0.6 \text{ KN.m}$; $\eta = 1.6$ pour les HR

- Vérification des contraintes

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e; 15\eta \right) = 240 \text{ MPa} \end{cases}$$

Position de l'axe neutre

$c = d - e_1$

e_1 : distance du centre de pression "c" à la fibre la plus comprimée de la section.

$$e_1 = \frac{M_{ser}}{N_{ser} + (d - \frac{h}{2})} = \frac{0.6}{2.225 + (0.12 - \frac{0.15}{2})} \dots \dots e_1 = 0.264 \text{ m}$$

$e_1 > d \dots \dots$ "c" à l'extérieur de section $\dots \dots c = 0.12 - 0.264 \dots c = -0.144 \text{ m}$.

$c = -0.144 \text{ m}$; $y_{ser} = yc + c$; $y_c^3 + p \times y_c + q = 0 \dots \dots \dots (*)$

$$p = -3 \times c^2 + 90 \times A \times (d - c) / b; \quad q = -2 \times c^3 + 90 \times A \times \frac{(d - c)^2}{b}$$

$$p = -3 \times (-0.144)^2 + 90 \times 2.01 \times 10^{-4} \times \frac{0.12 + 0.144}{1} = -0.058 \text{ m}^2$$

$$q = -2 \times (-0.144)^2 + 90 \times 2.01 \times 10^{-4} \times \frac{(0.12 + 0.144)^2}{1} = 0.0085 \text{ m}^2$$

En remplaçant "q" et "p" dans (*), sa résolution donne : $yc = -0.31$ et $y_{ser} = 0.161 \text{ m}$.

$$\mu_t = b \times \frac{y^2}{2} - 15 \times A(d - y) \dots \dots \mu_t = 0.0135 \text{ m}^3$$

$$\sigma_{bc} = 2.225 \times \frac{10^{-3}}{0.0135} \times 0.161 = 0.05 \text{ MPA}$$

—

III.3.2.4 Schéma de ferrailage

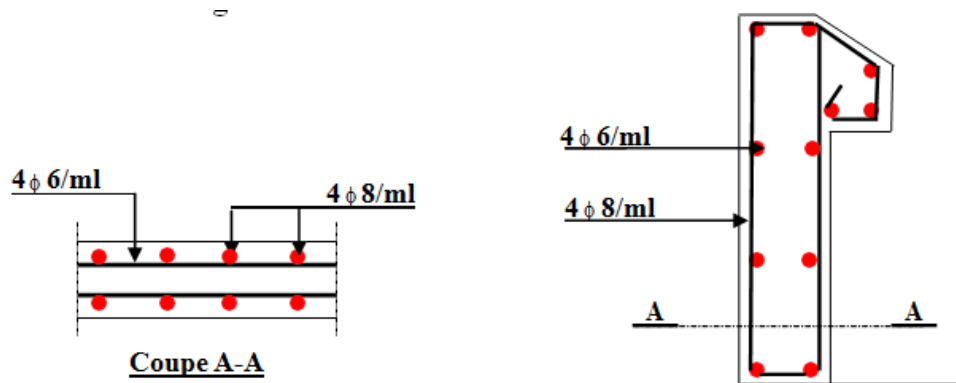


Figure III.11 Schéma de ferrailage de l'acrotère

III.3.3 LES ESCALIERS

III.3.3.1 Définition des éléments d'un escalier

On appelle "marche" la partie horizontale (M) des gradins constituant l'escalier, et "contre marche" la partie verticale (C.M) de ces gradins.

h : Hauteur de la marche

g : Largeur de la marche

L : Longueur horizontale de la paillasse

H : Hauteur verticale de la paillasse

Pour une réalisation idéale et confortable on doit avoir $2h+g=64$

On obtient, le nombre des marches et leur dimension par les relations suivantes :

$$2h + g = 64 \dots\dots\dots(1)$$

$$n \times h = H \dots\dots\dots(2)$$

$$(n-1)g = L \dots\dots\dots(3)$$

Avec :

n : Le nombre des contre marches

(n-1) : Le nombre des marches

En remplaçant (2) et (3) dans (1), on obtient :

$$\frac{2H}{n} + \frac{L}{n-1} - 64 = 0 \text{ avec : } H=1,53\text{m} ; L=2,43\text{m}$$

$$-64n^2 + 549n + 242 = 0$$

n : La racine de l'équation $\Rightarrow n=9$

A partir de (2) et (3) on obtient : $h=17\text{cm} ; g=30\text{cm}$

Avec

$$h = \frac{H}{n} = \frac{153 \text{ cm}}{9} = 17 \text{ cm}$$

$$\text{tg}\alpha = \frac{H}{L} = \frac{153}{243} = 0.629 \rightarrow \alpha = 32.19^\circ$$

III.3.3.2 Evaluation des charges

	Palier	Paillasse
Charge permanente	$G = 5,65 \text{ kN/m}^2$	$G = 8,47 \text{ kN/m}^2$
Charge d'exploitation	$Q = 2,5 \text{ kN/m}^2$	$Q = 2,5 \text{ kN/m}^2$

Tableau III.4.a Charges surfaciques revenant aux escaliers

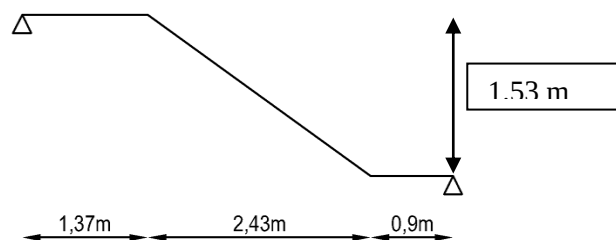


Figure III.12 Schéma statique de l'escalier

- Combinaison des charges

Les charges sont appliquées sur 1 mètre linéaire.

• ELU

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

Palier : $q_{1u} = 1,35 \times 5,65 + 1,5 \times 2,5 = 11,38 \text{ kN/ml}$

Paillasse : $q_{2u} = 1,35 \times 8,47 + 1,5 \times 2,5 = 15,18 \text{ kN/ml}$

• ELS

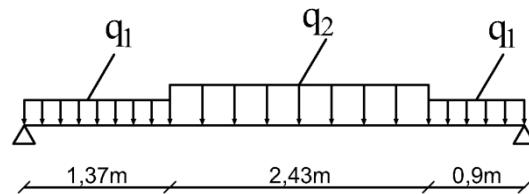
$$q_{ser} = G + Q$$

Palier : $q_{1ser} = 5,65 + 2,5 = 8,15 \text{ kN/ml}$

Paillasse : $q_{2ser} = 8,47 + 2,5 = 10,97 \text{ kN/ml}$

	Palier $q_1 \text{ (kN/ml)}$	Paillasse $q_2 \text{ (kN/ml)}$
E.L.U	11,38	15,18
E.L.S	8,15	10,97

Tableau III.4.b Combinaisons de charges à l'ELU et l'ELS d'escalier



- Calculs des efforts internes

La section est soumise à la flexion simple.

• ELU

- Moment fléchissant en travée : $M_{t_u} = 39,36 \text{ kN.m}$
- Effort tranchant: $T_u = 31,83 \text{ kN}$
- Moment fléchissant en appui : $M_{t_a} = 0,2 \times 39,36 \text{ kN.m} = 7,87 \text{ kN.m}$

• ELS

- Moment fléchissant en travée : $M_{a_{ser}} = 28,39 \text{ kN.m}$
- Effort tranchant: $T_{ser} = 22,92 \text{ kN}$
- Moment fléchissant en appui: $M_{a_{ser}} = 0,2 \times 28,39 \text{ kN.m} = 5,78 \text{ kN.m}$

Tableau III.4.c Calcul des efforts internes

	ELU	ELS
M (kNm)	39,36	28,39
T (kN)	31,83	22,92

III.3.3.3 Calcul de ferrailage

- Armatures principales

- Le calcul se fait par le logiciel SOCOTEC :

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; f_{t28} = 2,1 \text{ MPa} ; \sigma_{bc} = 14,17 \text{ MPa} ; f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$b = 100 \text{ cm} ; h = 17 \text{ cm} ; d = 15 \text{ cm} ; c' = 2 \text{ cm}$$

la hauteur h est déterminée selon la formule de BLONDEL

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

avec $g = 30 \text{ cm}$ largeur de la marche

Mu (kNm)	A'_s (cm ²)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)	Esp (cm)
39,36	0	8,1	8T12	9,05	15

- Tableau.III.4.d Ferrailage d'escalier

- **Espacement:**

$$S_t \leq \text{Min} \begin{cases} (3h; 33\text{cm}) \dots\dots\dots \text{pour une charge répartie} \\ (2h; 22\text{cm}) \dots\dots\dots \text{pour une charge concentrée} \end{cases}$$

$$S_t \leq \text{Min} \begin{cases} 33\text{cm} \\ 22\text{cm} \end{cases} \Rightarrow S_t = 20\text{cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

- **Armatures de répartition :**

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 2,26\text{cm}^2 \leq A_r \leq 4,52\text{cm}^2$$

Le choix est 8T8/ml=4,02 cm² avec S_t= 15cm

III.3.3.4 Vérifications

a. Condition de non fragilité

$$A_s \geq A_{sCNF} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_s = 9,05\text{cm}^2 > A_{sCNF} = 1,81\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

- **Vérification de l'effort tranchant**

On doit vérifier que : $\tau \leq \bar{\tau}_u$

Avec :

$$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1f_{c28}; 4\text{MPa}) = 2,5\text{MPa} \quad (\text{Fissuration préjudiciable})$$

$$\bar{\tau}_u = \frac{T_u^{max}}{bd} = \frac{31,83.10^3}{1000 \times 150} = 0,212\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5\text{MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

- **Poutre palière**

- **Pré dimensionnement de la poutre palière**

$$\text{D'après le "BAEL 91 modifié 99"} : \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad ; \quad 0,3h \leq b \leq 0,7h$$

$$\text{D'après le "C.B.A 93"} : \left(\frac{h}{L} \right) > \left(\frac{1}{16} \right)$$

• **Détermination de la hauteur "h" :**

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \text{ Avec } L=3,10\text{m} \Rightarrow 20,66\text{cm} \leq h \leq 31\text{ cm}$$

On prend : ***h=30 cm***

• **Détermination de la largeur "b" : $0.3d \leq b \leq 0.5d$, $d=0.9h$**

$$0,3h \leq b \leq 0,7 h \Rightarrow 8.1 \leq b \leq 18.9\text{ cm}$$

On prend : ***b=30 cm***

• **Vérification selon le "RPA 99 version 2003" : (Zone sismique III)**

Les dimensions des poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20\text{cm} \Rightarrow b = 35\text{cm} \geq 20\text{cm} \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \\ h \geq 30\text{cm} \Rightarrow h = 30\text{cm} \geq 30\text{cm} \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow \frac{h}{b} = 30/35 = 0.85 < 4 \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \end{array} \right.$$

- **Evaluation des charges de la poutre palière**

Poids propre de la poutre : $G_1 = 25 \times 0,30 \times 0,30 = 2,25\text{ kN/ml}$

Poids du mur en paroi double : $G_2 = 2,81 \times 1,53 = 4,30\text{ kN/ml}$

Réaction des escaliers : $G_3 = 31.83 / 3.10 = 10.26\text{ kN/ml}$

$G = G_1 + G_2 + G_3 = 16,81\text{ kN/ml}$

$$M_0 = \frac{ql^2}{8} = \frac{17,08 \times 3,10^2}{8} = 20,51\text{kNm}$$

$f_{c28} = 25\text{ MPa}$; $f_{t28} = 2,1\text{ MPa}$; $\sigma_{bc} = 14,17\text{ MPa}$; $f_e = 400\text{ MPa}$

$b = 30\text{cm}$; $h = 35\text{cm}$; $d = 31,5\text{cm}$;

<i>Mu</i> <i>(kNm)</i>	<i>A'_s</i> <i>(cm²)</i>	<i>A_s^{cal}</i> <i>(cm²)</i>	<i>Choix</i>	<i>A_s^{adp}</i> <i>(cm²)</i>
20,51	0	1,9	4T12	4,52

Tableau.III.4.e : Ferrailage de la poutre palière

- Vérifications

a. Condition de non fragilité

$$A_s \geq A_{sCNF} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_s = 1,9\text{cm}^2 > A_{sCNF} = 1,14\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

- Vérification de l'effort tranchant

On doit vérifier que : $\tau \leq \bar{\tau}_u$

Avec :

$$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1f_{c28}; 4\text{MPa}) = 2,5\text{MPa} \quad (\text{Fissuration préjudiciable})$$

$$\bar{\tau}_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} = \frac{31,83.10^3}{1000 \times 150} = 0,212\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5\text{MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

- Vérification de la flèche

$$\left(\frac{h}{L}\right) > \left(\frac{1}{16}\right) \Leftrightarrow \frac{35}{310} = 0,112 > 0,0625 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{bd} < \frac{4,2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{4,52}{30 \times 31,5} = 0,004 < 0,0105 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{M_t}{10M_0} \Leftrightarrow 0,112 > 0,1 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire

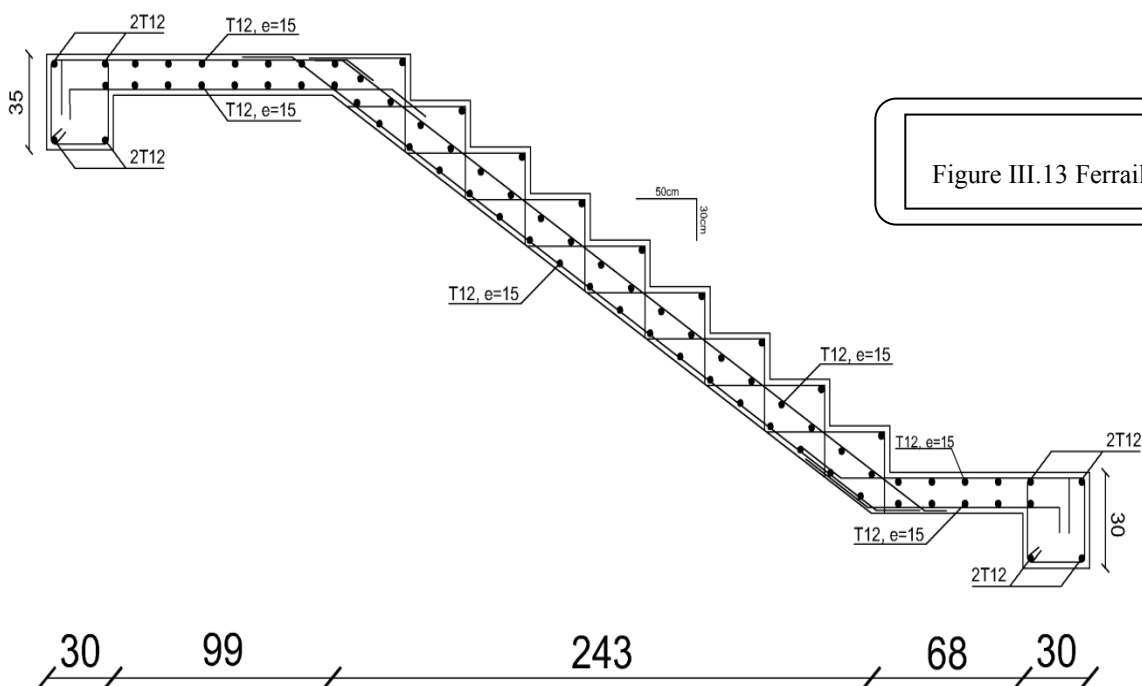


Figure III.13 Ferrailage d'escalier

III.4 ETUDE DYNAMIQUE ET SISMIQUE

III.4.1 Introduction

Une grande partie de notre pays est susceptible d'être soumise à d'importantes secousses sismiques.

Ces dernières engendrent d'important dégâts et même la ruine des constructions.

L'intérêt de cette étude est de permettre la réalisation des structures pouvant résister aux effets engendrés par les sollicitations auxquelles elles seront soumises ; c'est pourquoi, elles doivent être conçues conformément aux règles parasismiques en vigueur de façon à fournir un degré de protection acceptable. La force sismique s'applique à la base de la construction et se répartie au niveau de chaque plancher.

III.4.2 Étude dynamique

II.4.2.1. Introduction

L'analyse dynamique nécessite toujours initialement de créer un modèle de calcul représentant la structure. Ce modèle introduit en suite dans un programme de calcul dynamique, permet la détermination de ses modes propres de vibrations et des effets engendrés par l'action sismique.

II.4.2.2. Caractéristiques dynamiques propres

Une structure classique idéale est dépourvue de tout amortissement de sorte qu'elle peut vibrer indéfiniment tant qu'il soit nécessaire de lui fournir de l'énergie. Ce comportement est purement théorique en raison de l'existence inévitable des frottements qui amortissent le mouvement.

Les caractéristiques propres de la structure sont obtenues à partir du système non amorti et non forcé, l'équation d'un tel système est donné par :

$$[M]\{\ddot{x}(t)\} + [K]\{x(t)\} = \{0\}.....(1)$$

Avec :

[M] : Matrice de masse de la structure.

[K] : Matrice de rigidité de la structure.

$\{\ddot{x}\}$: Vecteur des accélérations.

$\{x\}$: Vecteur des déplacements.

L'analyse d'un système à plusieurs degré de liberté nous fournit les propriétés dynamiques les plus importantes de ce système, qui sont les fréquences propres et modes propres.

Chaque point de la structure exécute un mouvement harmonique autour de sa position d'équilibre. Ce qui est donné par :

$$\{x(t)\} = \{A\} \sin(\omega t + \varphi) \dots \dots \dots (2)$$

Avec :

$\{A\}$: Vecteur des amplitudes.

ω : Fréquence de vibration.

φ : Angle de déphasage.

Les accélérations en vibration libre non amortie sont données par :

$$\left\{ \ddot{x} \right\} = -\omega^2 \{A\} \sin(\omega.t + \varphi) \dots \dots \dots (3)$$

En substituant les équations (2) et (3) dans l'équation (1) ; on aura :

$$([K] - \omega^2 [M]) \{A\} \sin(\omega.t + \varphi) = 0 \dots \dots (4)$$

Cette équation doit être vérifiée quelque soit le temps (t), donc pour toutes les valeurs de la fonction sinus, ce qui donne :

$$([K] - \omega^2 [M]) \{A\} = \{0\} \dots \dots \dots (5)$$

Ce système d'équation est un système à (n) inconnues " A_i ". Ce système ne peut admettre une solution non nulle que si le déterminant de la matrice Δ_ω s'annule c'est à dire :

$$\Delta_\omega = [K] - \omega^2 [M] = 0 \dots \dots \dots (6)$$

L'expression ci dessus est appelée "**Equation caractéristique**".

En développant l'équation caractéristique, on obtient une équation polynomiale de degré (n) en (ω^2) .

Les (n) solutions $(\omega_1^2; \omega_2^2; \dots; \omega_n^2)$ sont les carrés des pulsations propres des (n) modes de vibrations possibles.

Le 1^{er} mode vibratoire correspond à ω_1 et il est appelé mode fondamental ($\omega_1 < \omega_2 < \dots < \omega_n$)

A chaque pulsation propre, correspond une forme d'oscillation appelée mode propre $\{A\}_i$ où forme modale (modale Shape).

III.4.2.3 Modélisation de la structure

L'une des étapes les plus importantes lors d'une analyse dynamique de la structure est la modélisation adéquate de cette dernière.

La modélisation revient à représenter un problème physique possédant un nombre de degré de liberté (D.D.L) infini par un modèle ayant un nombre de D.D.L fini et qui reflète avec une bonne précision les paramètres du système d'origine à savoir : la masse, la rigidité et l'amortissement.

En d'autres termes ; la modélisation est la recherche d'un mécanisme simplifié qui nous rapproche le plus possible du comportement réel de la structure, en tenant compte le plus correctement possible de la masse et de la raideur (rigidité) de tous les éléments de la structure.

Vue la complexité et le volume de calcul que requiert l'analyse de notre structure, la nécessité de l'utilisation de l'outil informatique s'impose.

Dans le cadre de notre projet nous avons opté pour un logiciel de calcul existant depuis quelques années et qui à notre portée : il s'agit de **AUTODESK ROBOT**

III.4.2.4 Modélisation de la rigidité

La modélisation des éléments constituant le contreventement (rigidité) est effectuée comme suit :

- chaque étage est représenté par l'association des voiles et des dalles
- Chaque voile est modélisée par élément coque (voile rectangulaire).
- Les planchers sont modélisés par des éléments plaques, cependant à tous les nœuds d'un même plancher nous avons attribué une contrainte de type diaphragme ce qui correspond à des planchers infiniment rigides dans leur plan (donc indéformable pour les dalles pleines).

Tous les nœuds de la base du bâtiment sont encastres (6DDL bloqués).

III.4.2.5 Modélisation de la masse

- Pour la masse des planchers le programme s'est chargé de répartir la masses sur les nœuds des panneaux de dalle. La masse est calculée par l'équation $(G + \beta Q)$ imposée par le **RPA99 modifiée en 2003** avec $(\beta = 0,2)$. [13]
- La masse volumique attribuée aux matériaux constituant les voiles et dalles est prise égale à celle du béton à savoir $2,5 \text{ t/m}^3$.
- La masse de l'acrotère et des murs extérieurs maçonnerie) a été concentrée aux niveaux des nœuds qui se trouvent sur le périmètre des planchers (uniquement le plancher terrasse pour l'acrotère).
- La masse des escaliers a été concentrée au niveau des quatre nœuds délimitant la cage d'escalier (par plancher).

Après étude modale nous étions amenés à revoir la section des voiles de manière à satisfaire les critères imposés par le **RPA 99 modifie 2003**

III.4.3 Etude sismique

III.4.3.1 Introduction

Toute structure implantée en zone sismique est susceptible de subir durant sa durée de vie une excitation dynamique de nature sismique. De ce fait la détermination de la réponse sismique de la structure est incontournable lors de l'analyse et de la conception parasismique de cette dernière. Ainsi le calcul d'un bâtiment vis-à-vis du séisme vise à évaluer les charges susceptibles d'être engendrées dans le système structural lors du séisme. Dans le cadre de notre projet, la détermination de ces efforts est conduite par le logiciel **AUTODESK ROBOT** qui utilise une approche dynamique (par opposition à l'approche statique équivalente) basée sur le principe de la superposition modale.

III.4.3.2 Choix de la méthode de calcul :

En Algérie, la conception parasismique des structures est régie par un règlement en vigueur à savoir le "**RPA modifiée en 2003**". Ce dernier propose trois méthodes de calcul de la réponse sismique ;

- ❖ La méthode statique équivalente.
- ❖ La méthode d'analyse modale spectrale.

- ❖ La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

Nous utiliserons la méthode d'analyse modale spectrale pour l'analyse sismique ; vu que cette dernière d'après le règlement peut être utilisée dans tous les cas et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

III.4.3.3 Spectre de réponse

Le règlement recommande le spectre de réponse de calcul donné par la fonction, suivante :

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

Avec :

g : Accélération de la pesanteur

A : Coefficient d'accélération de zone

Pour notre cas :

- L'ouvrage est du groupe 2 (bâtiment d'habitation collective dont la hauteur ne dépasse pas 48m).
- L'implantation de ce bâtiment Zone III

Donc : **A=0,25**

η : Facteur de correction d'amortissement (quant l'amortissement est différent de 5%)

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0,7 \Rightarrow \eta = 0,8819$$

ξ : Pourcentage d'amortissement critique (ξ = 7%)

R : Coefficient de comportement de la structure. Il est en fonction du système de contreventement

R=3.5 (voiles porteurs)

T_1, T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de (site 3 : $T_1 = 0,15s$ et $T_2 = 0,5s$)

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 III.5 Valeurs de T_1 et T_2

Q : Facteur de qualité $\left(Q = 1 \pm \sum_1^6 P_q \right)$

Critère q	Observé (oui ou non)	P_q
1- Condition minimale sur les files de contreventement	Oui	0,00
2- Redondance en plan	Oui	0,00
3- Régularité en plan	Oui	0,00
4- Régularité en élévation	Oui	0,00
5- Contrôle de la qualité des matériaux	Non	0,05
6- Contrôle de la qualité de l'exécution	Non	0,10

Tableau III.6 Facteur de qualité

Donc : $\left(Q_x = 1 \pm \sum_1^6 P_q = 1,15 \right)$

Une fois le spectre de réponse injecté dans le fichier de données, la réponse sismique est obtenue sous différentes combinaisons de charges (G, Q et E).

III.4.3.4 Résultante des forces sismiques de calcul :

L'une des premières vérifications préconisées par le "**RPA99 modifiée en 2003**", est relative à la résultante des forces sismiques.

En effet la résultante des forces sismiques à la base " V_t " obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminé par la méthode statique équivalente " V " pour une valeur de la période

fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si : $V_t < 0,8V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport $r = \frac{0,8V}{V_t}$

III.4.3.5 Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente

$$\text{Soit : } V = \frac{ADQ}{R} W$$

W : Poids de la structure, il est calculé de manière automatique.

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

Plusieurs formules empiriques pour le calcul de la période fondamentale sont proposées par le "**RPA99 modifiée en 2003**".

$$\text{Soit : } T_N = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{L}}$$

Un schéma statique sur la disposition des voiles

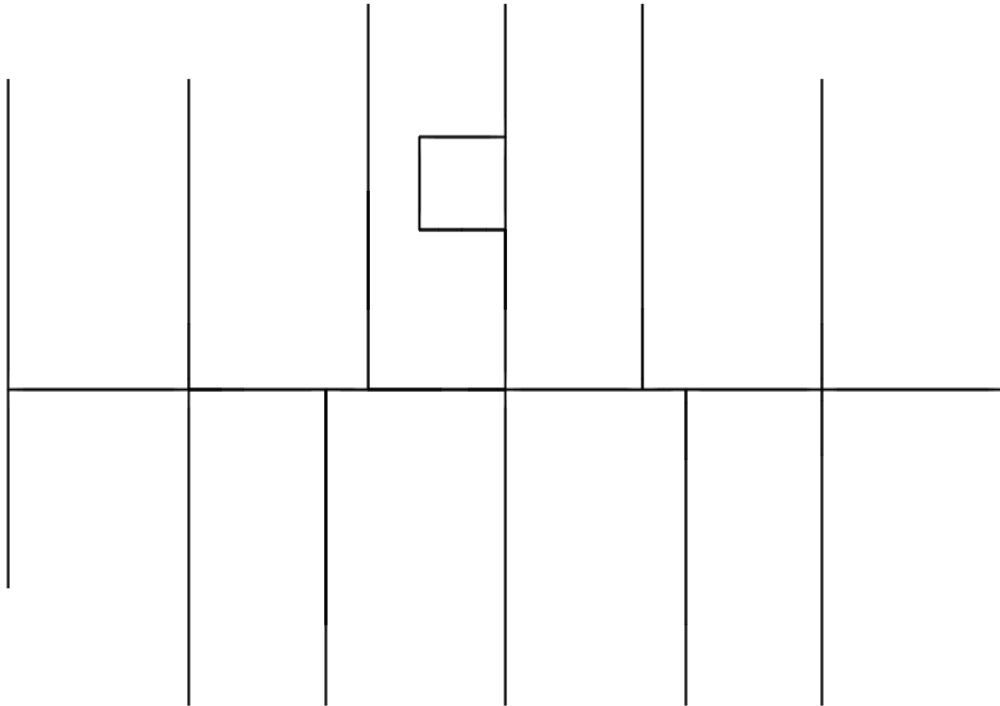


Figure III.14 DISPOSITION DES VOILES

Schéma sur les voiles des extrémités

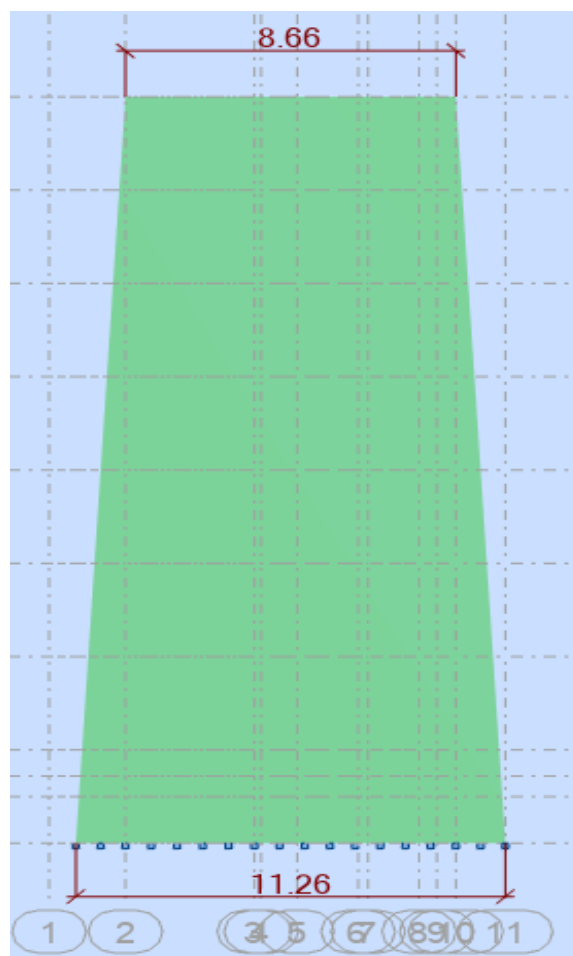


Figure III.15 VOILE DES EXTREMITES

III.4.3.6 Résultats de calcul

Période et pourcentage de participation massique

Cas/Mode	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
3/ 1	0,18	58,00	0,29	58,00	0,29
3/ 2	0,17	58,53	65,71	0,52	65,41
3/ 3	0,16	77,18	65,85	18,65	0,14
3/ 4	0,06	89,86	65,85	12,68	0,00
3/ 5	0,05	89,86	86,58	0,00	20,72
3/ 6	0,04	90,06	86,58	0,20	0,01
3/ 7	0,04	90,07	86,60	0,00	0,02
3/ 8	0,03	91,93	86,60	1,87	0,00
3/ 9	0,03	93,98	86,60	2,05	0,00
3/ 10	0,03	94,01	86,60	0,02	0,00
3/ 11	0,03	94,05	86,60	0,04	0,00
3/ 12	0,02	95,29	86,75	1,25	0,15
3/ 13	0,02	95,54	87,81	0,24	1,05
3/ 14	0,02	95,54	88,62	0,00	0,81
3/ 15	0,02	95,64	88,65	0,10	0,03
3/ 16	0,02	95,66	88,65	0,02	0,00
3/ 17	0,02	95,66	88,65	0,00	0,00
3/ 18	0,02	95,66	88,65	0,00	0,00
3/ 19	0,02	95,66	88,65	0,00	0,00
3/ 20	0,02	95,66	88,65	0,00	0,00
3/ 21	0,02	95,70	88,73	0,04	0,08
3/ 22	0,02	95,70	91,01	0,00	2,28
3/ 23	0,02	95,71	91,09	0,01	0,08
3/ 24	0,02	95,71	91,09	0,00	0,00

Tableau III.7 Période et pourcentage

Donc d'après le tableau de période :

La période du mode 1 est $T=0.18s$

La formule empirique à utiliser selon les cas est la valeur minimale des :

$$T = C_T h_N^{3/4} \quad T_{x,y} = \frac{(0.09 * h_N)}{\sqrt{L_{x,y}}}$$

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

C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau III.8

Chapitre 3 : Etude de cas

Cas n°	Système de contreventement	C _T
1	Portiques autostables en béton armé sans remplissage en maçonnerie	0,075
2	Portiques autostables en acier sans remplissage en maçonnerie	0,085
3	Portiques autostables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie	0,050
4	Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie	0,050

Tableau III.8 Valeurs du coefficient C_T

8

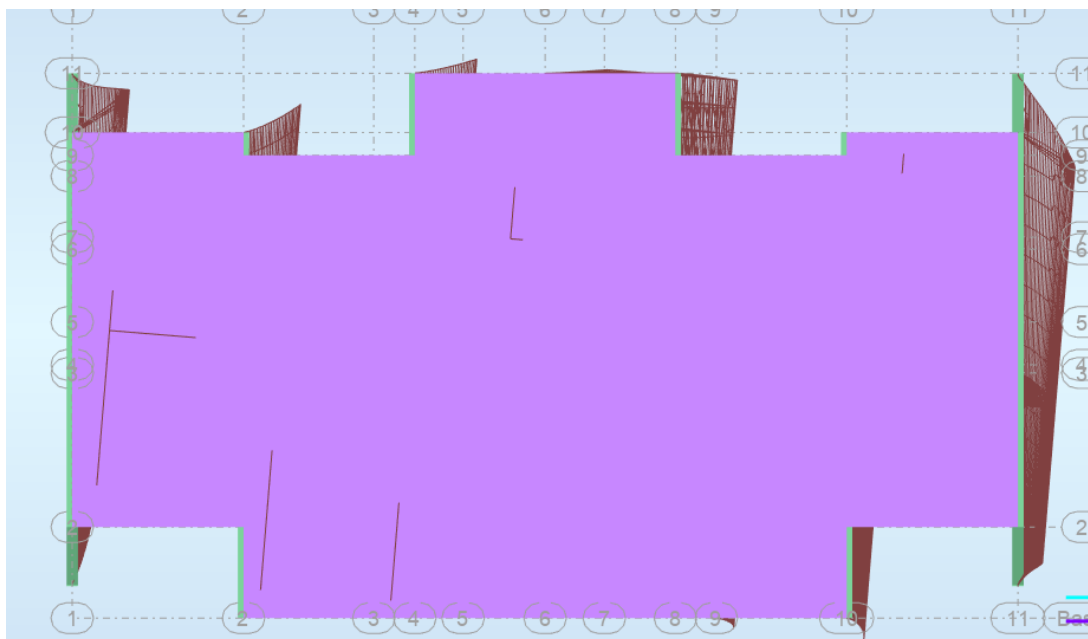
Celle du RPA est de ; $T = C_T \times h_n^{3/4}$

Avec $C_T = 0.05$ $h_n = 24.48$ m

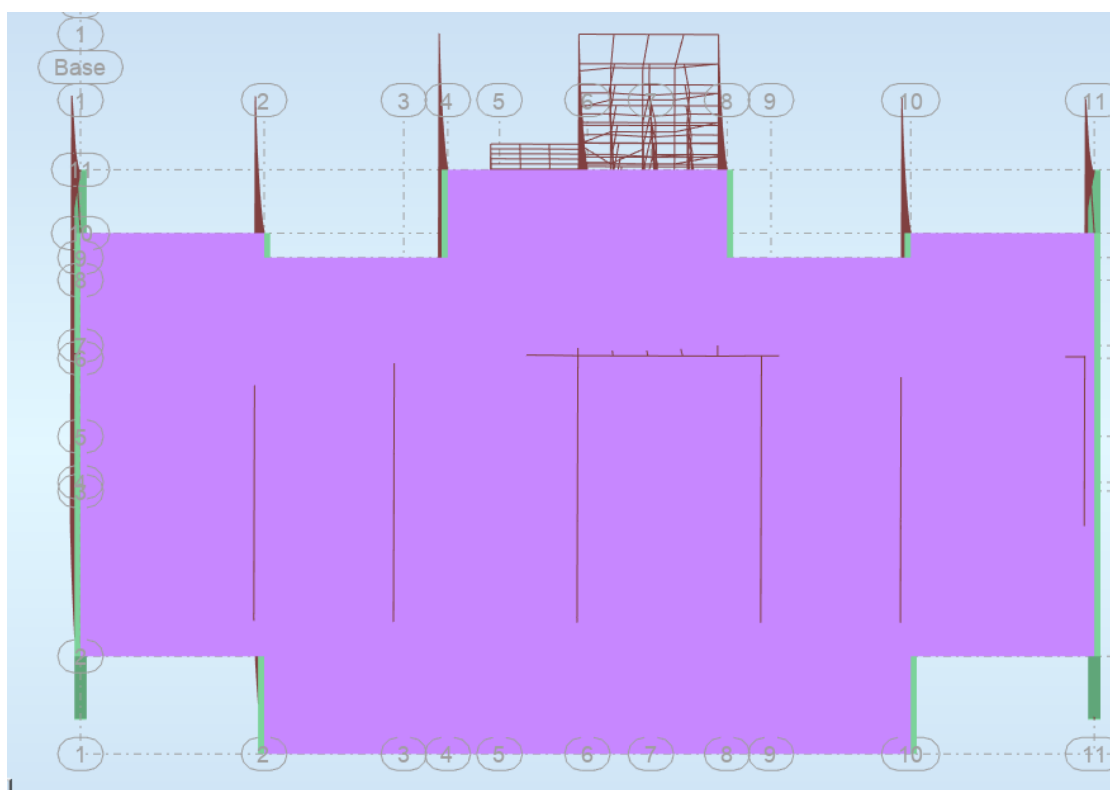
On prend la plus petite des valeurs citées plus haut

D'ou : $T_{RPA} = 0.55$ s

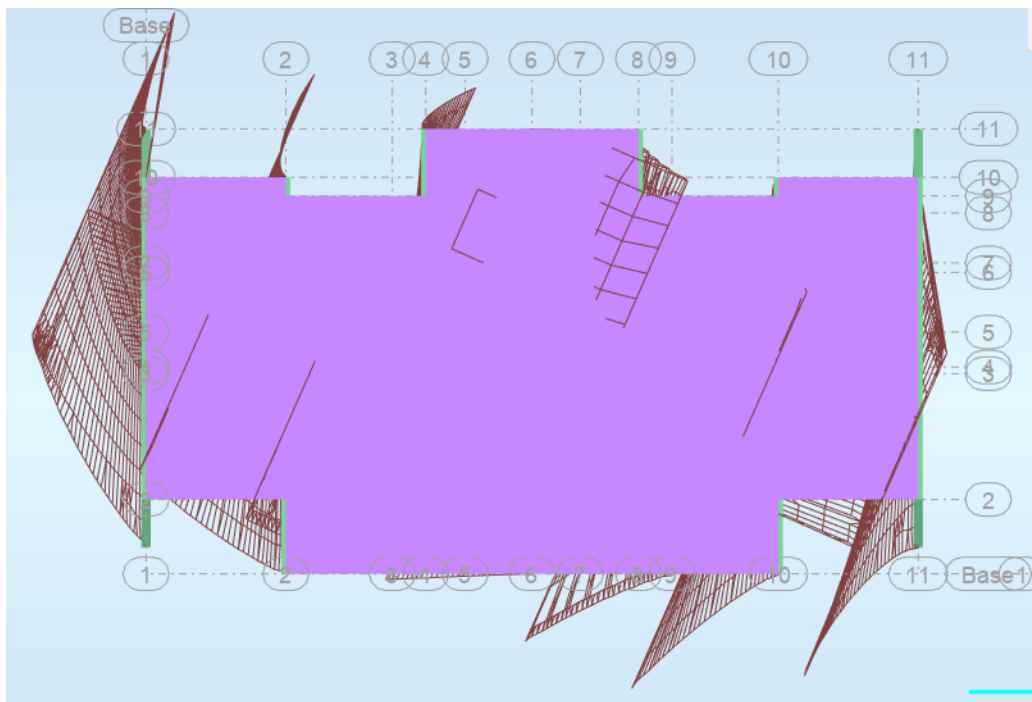
D'après le fichier des résultats de ROBOT on a :



MODE 1 TRANSLATION SELON X



MODE 2 TRANSLATION SELON Y



MODE 3 TORSION AUTOUR DE L'AXE Z

Remarque

Les RPA (Règle Parasismique Algériennes) exigent d'avoir une translation pure dans les deux premiers modes de vibration pour assurer la stabilité de la structure tout en respectant le critère économique [13].

III.4.3.7 Déplacement inter étage

Déplacements horizontaux des étages selon le Cas SISMIQUE Ex

Cas/Etage	UX [cm]	UY [cm]	dr UX [cm]	dr UY [cm]	d UX	d UY
4/ 1	0,026	0,001	0,026	0,001	0,00	0,00
4/ 2	0,060	0,003	0,034	0,002	0,00	0,00
4/ 3	0,097	0,006	0,036	0,003	0,00	0,00
4/ 4	0,133	0,009	0,036	0,003	0,00	0,00
4/ 5	0,166	0,013	0,033	0,004	0,00	0,00
4/ 6	0,196	0,016	0,030	0,004	0,00	0,00
4/ 7	0,221	0,020	0,025	0,004	0,00	0,00
4/ 8	0,261	0,024	0,041	0,003	0,00	0,00

Tableau III.9 Déplacements horizontaux Ex

Déplacements horizontaux des étages selon le Cas SISMIQUE Ey

Cas/Etage	UX [cm]	UY [cm]	dr UX [cm]	dr UY [cm]	d UX	d UY
5/ 1	0,001	0,012	0,001	0,012	0,00	0,00
5/ 2	0,002	0,034	0,001	0,022	0,00	0,00
5/ 3	0,003	0,064	0,001	0,029	0,00	0,00
5/ 4	0,004	0,098	0,001	0,034	0,00	0,00
5/ 5	0,006	0,135	0,001	0,037	0,00	0,00
5/ 6	0,007	0,174	0,001	0,038	0,00	0,00
5/ 7	0,007	0,211	0,001	0,038	0,00	0,00
5/ 8	0,010	0,247	0,002	0,036	0,00	0,00

Tableau III.10 Déplacements horizontaux Ey

Le déplacement horizontal à chaque niveau (k) de la structure est calculé d'après l'article 4.4.3 R.P.A99/v2003 par:

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

Avec $R = 3.5$

$$\text{SELON LA DIRECTION X : } 0.041 \times 3.5 = 0.1435$$

$$\text{SELON LA DIRECTION Y : } 0.038 \times 3.5 = 0.133$$

LA HAUTEUR D'ETAGE ETANT $h = 3.06 \text{ m} = 306 \text{ cm}$

$$h/100 = 3.06 \text{ cm}$$

CE CRITERE EST VERIFIE DANS LES DEUX DIRECTION

III.4.3.8 EFFORT TRANCHANT A LA BASE

L'effort tranchant a la base est donne par la formule suivante :

$$V_{st} = \frac{A * D_{x,y} * Q}{R} * W$$

$W = 23730.21 \text{ KN}$ valeur extraite de ROBOT

$$R = 3.5 \quad Q = 1.15 \quad A = 0.25$$

Avec $L_x = 20.76 \text{ m}$ et $L_y = 11.96 \text{ m}$

Le facteur d'amortissement est

$$\xi = 7.00 \quad (\%) \quad \eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0.7$$

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0\text{s} \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^{\frac{2}{3}}(3.0/T)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0\text{s} \end{cases}$$

L'amortissement ξ est fonction du matériau ici on a 7% d'où $\eta = 0.88$ $T_2 = 0.50 \text{ s}$

Pour le calcul selon les deux directions X et Y; on a :

$$L_x = 20.76 \text{ m} \rightarrow T_x = 0.484 \text{ s} \Rightarrow T_x = 0.48 \text{ s}$$

$$L_y = 11.98 \text{ m} \rightarrow T_y = 0.637 \text{ s} \Rightarrow T_y = 0.55 \text{ s}$$

$$\Rightarrow D_x = 2.205$$

$$D_y = 2.068$$

Donc $D_x = 2.20$ $D_y = 2.07$

Les réactions a la base obtenue avec ROBOT sont ;

$$V_x = 4065.96 \text{ KN} \quad \text{ET} \quad V_y = 4012.20 \text{ KN}$$

	V dyn KN	0.8 Vst KN	Observation
SENS X	4065.96	3438.15	Vérifiée
SENS Y	4012.20	3225.42	Vérifiée

III.5 ETUDES DES ELEMENTS STRUCTURAUX

III.5.1 LES VOILES

Méthode pour les voiles rectangulaires

- C'est une méthode simplifiée basée sur les contraintes
- Le **DTU 23.1 NF** (ou le **DTR B-C 2.42**) admet de faire les calculs de contraintes en supposant un diagramme linéaire.[15]

Nota:

- Les contraintes normales de flexion du voile (dans son plan) peuvent être directement lues à partir du fichier résultat du **ROBOT** (il s'agit des contraintes **S₂₂**)
- L'interface graphique permet de visualiser la distribution des contraintes dans tous les voiles de la structure.
- Les contraintes de calcul correspondront à la combinaison de charge qui favorise l'apparition des contraintes importantes de traction (ici G+Q+E) du moment que celles de compression sont très loin de la contrainte du béton armé.

Le calcul se fait en flexion composée avec effort tranchant.

$$\begin{cases} \sigma_T = \frac{N}{A} + \frac{M l_t}{I} & (\text{traction}) \\ \sigma_c = \frac{N}{A} - \frac{M l_c}{I} & (\text{compression}) \end{cases}$$

$$A = l \cdot a \quad ; \quad I = \frac{a l^3}{12} \quad a = \text{épaisseur des voiles}$$

N: effort normal

M : moment pouvant être dû à un excentrement des charges verticales ou à des forces horizontales (vent ou séisme)

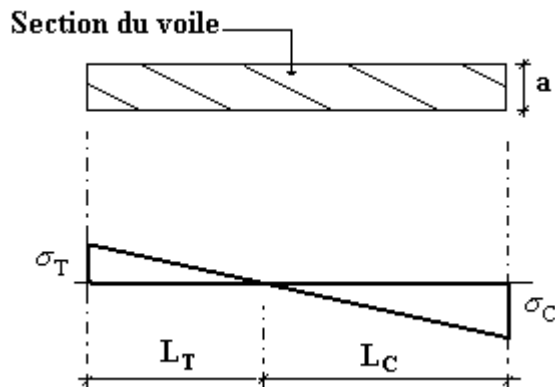


Figure III.16 Flexion composée avec effort tranchant

1^{er} cas : Section Entièrement Comprimée [15] :

Le **DTU 23.1,art 4.224** permet de découper la zone comprimée en bande dont la largeur L_i est

$$\text{tel que : } L_i \leq \text{Min} \left(\frac{h_e}{2}, \frac{2}{3} L_c \right)$$

h_e : Hauteur d'étage.

L_c : Longueur de la zone comprimée.

σ_i : Contrainte moyenne de la zone i.

- Si la contrainte moyenne d'une bande ne dépasse pas la contrainte de béton non armé σ_{bna} on ne disposera pas d'aciers de compression.
- Si la contrainte moyenne de la bande la plus sollicitée dépasse la contrainte de béton armé σ_{ba} , on devra augmenter les dimensions du voile.

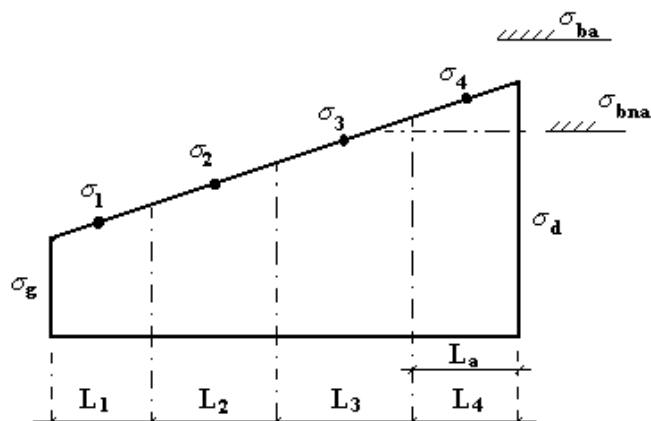


Figure III.17 Section rectangulaire entièrement comprimé

2^{ème} cas : Section Partiellement Tendue

- Pour le découpage et la vérification des contraintes de la zone comprimée voir **1^{er} cas**.
- Pour la zone tendue, on pourra la diviser en bandes de même section d'aciers par unité de longueur, celle-ci correspondant à la contrainte maximale de traction du béton de la bande (on pourra prendre la contrainte moyenne de la bande pour un voile rectangulaire)

Ainsi les contraintes moyennes de traction valent σ_4 et σ_5 et entraînent une section d'acier :

$$\frac{A_s}{S} = \frac{\sigma_i \gamma_s \Delta_s}{f_e} \quad i = 4 \text{ ou } 5$$

$\Delta_s = b.L_i$ où b : épaisseur du voile

$\frac{A_s}{S}$: est réparti sur S (unité de longueur)

Exemple :

Pour une section rectangulaire d'épaisseur b , et si $l_t < h_e$ on peut prendre

$$L_4 = L_5 = \frac{L_t}{2}$$

$i = 4 \text{ ou } 5$

$$\Delta_s = b.L_i$$

$$\sigma_4 = 0,25 \sigma_g$$

$$\sigma_5 = 0,75 \sigma_g$$

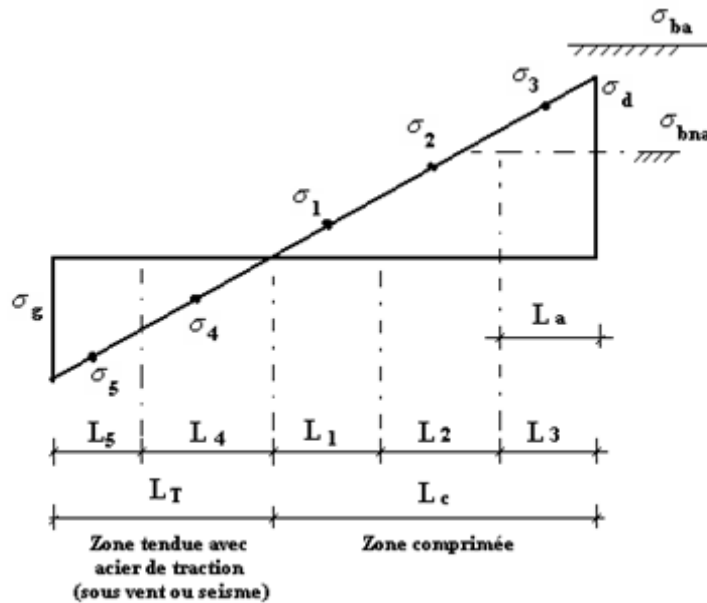


Figure III.18 Voile partiellement tendue-découpage en bande

Ce qui donne :

$$\begin{cases} A_4 = \sigma_g \frac{\gamma_s}{f_e} \frac{bL_t}{8} \\ A_5 = 3A_4 \end{cases} \quad \text{avec } S = 1\text{m}$$

Aciers horizontaux

$$A_{h1} = \frac{\bar{\tau}_u b_0 S_t}{0,8(0,8 f_e)} = \frac{1,4 \tau_u a S_t}{0,8 f_e} 1,25$$

$$A_{h2} = \frac{2}{3} A_v \text{ (} A_v = A_s \text{ précédemment définit)}$$

$\tau_u = S_{12}$ est donnée par ROBOT

S_t : Espacement maximal trouvé pour A_v

$b_0 = a$ (épaisseur du trumeau)

$$A_h \geq \text{Max} (A_{h1}, A_{h2})$$

III.5.2 Aciers supplémentaires et dispositions constructives

➤ **Aciers de peau**

Aciers de peau	Unité	Aciers verticaux	Aciers horizontaux
Section minimale	cm ²	$0,6 \frac{400}{f_e}$	$1,2 \frac{400}{f_e}$
Espacement maximal	m	0,5	0,33

Tableau III.11 Aciers supplémentaires

PRÉCONISATION DU RÈGLEMENT PARASISMIQUE ALGÉRIEN (RPA99 VERSION 2003)

a. Aciers verticaux

- Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action 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 0,2%.

- 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 avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- Si les efforts importants de compressions agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies 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 15cm.

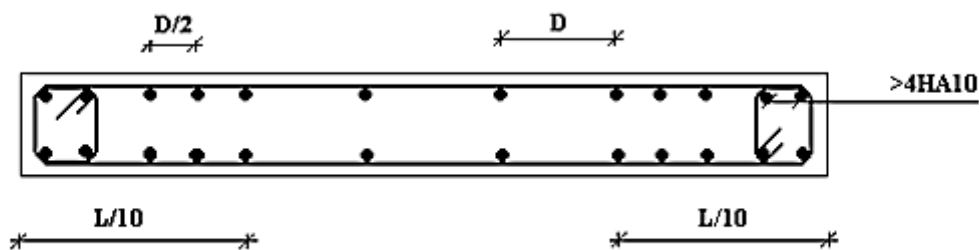


Figure III.19 Disposition des armatures verticales dans les voiles

b. Aciers horizontaux :

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 crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

c. Règles communes :

- Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales 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 valeurs suivantes : $S \leq \begin{cases} 1,5a \\ 30cm \end{cases}$
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingle au mètre carré.
- Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) 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 du signe des efforts est possible.
 - 20ϕ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.
- Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e}$$

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

III.5.3 Tableau des combinaisons

Combinaison	nom	Type d'analyse		Nature du cas	Définition
7(c)	ELU	Combinaison lin	ELU	Poids propre	1.35G+1.5Q
8 (c)	ELS	Combinaison lin	ELS	Poids propre	G+Q
4 (c)	Ex	Combinaison lin	Sismique	Poids propre	G+Q+EX

Combinaison	Nom	Type d'analyse	Type de la	Nature du cas	Définition
7 (C)	ELU	Combinaison lin	ELU	poids propre	$1*1.35+2*1.50$
8 (C)	ELS	Combinaison lin	ELS	poids propre	$(1+2)*1.00$
9 (C) (CQC)	GQEX	Combinaison lin	ACC	poids propre	$(1+2+4)*1.00$
10 (C) (CQC)	GQEY	Combinaison lin	ACC	poids propre	$(1+2+5)*1.00$
11 (C) (CQC)	GEX	Combinaison lin	ACC	poids propre	$1*0.80+4*1.00$
12 (C) (CQC)	GEY	Combinaison lin	ACC	poids propre	$1*0.80+5*1.00$
13 (C)	W	Combinaison lin	ELU	poids propre	$2*0.20+1*1.00$

Tableau III.12 Combinaisons d'action

III.5.4 Ferrailage des voiles ou trumeaux

Cartographique des contraintes

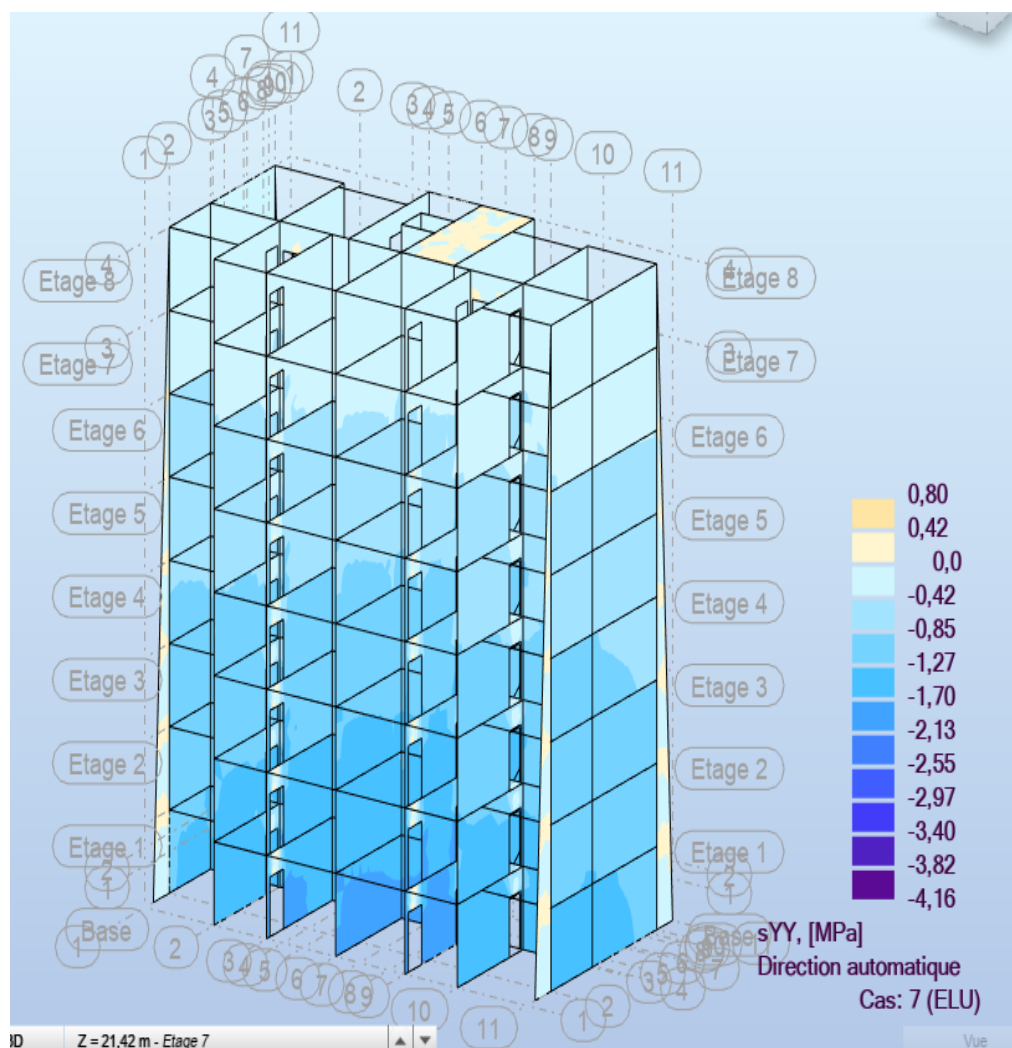


Figure III.20 Contraintes Syy a ELU

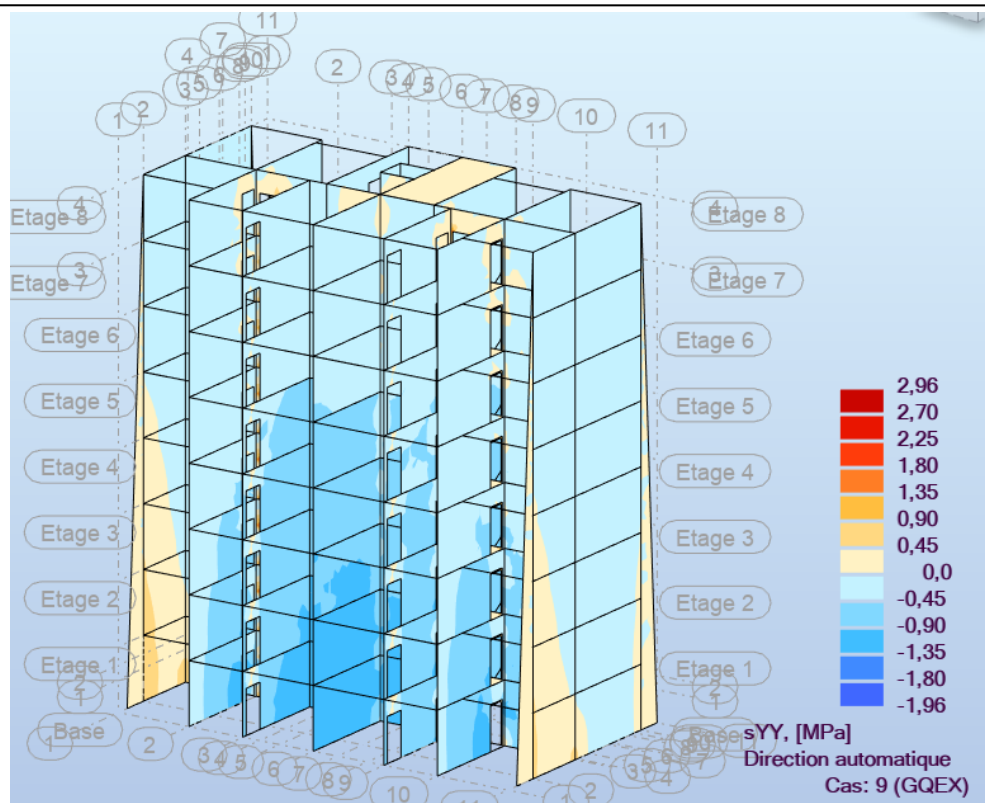


Figure III.21 Contraintes Syy a G+Q+Ex (sismique)

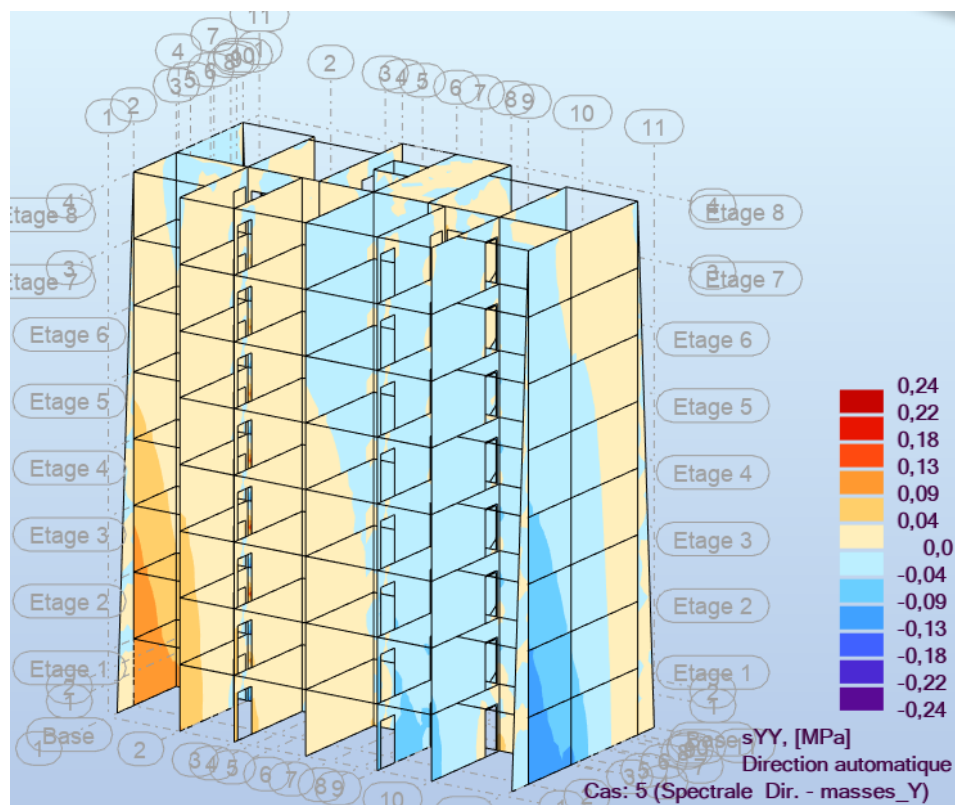


Figure III.22 Contraintes Syy a G+Q+Ey (sismique)

III.5.5 Les contraintes

Le tableau suivant nous donne les valeurs extrêmes des contraintes (max est min)

	MXx [kNm/m]	MYy [kNm/m]	MXy [kNm/m]	sXX [MPa]	sYY [MPa]	sXY [MPa]
MAX	28,78	82,42	8,34	4,70	3,66	2,38
Panneau	479	481	484	280	490	161
Noeud	638	661	539	10373	144	3994
Cas	9 (C) (CQC)	9 (C) (CQC)	9 (C) (CQC)	9 (C) (CQC)	12 (C) (CQC)	11 (C) (CQC)
MIN	-11,90	-10,93	-5,68	-1,47	-4,16	-1,05
Panneau	477	478	479	532	117	117
Noeud	461	21	638	1465	1924	1924
Cas	7 (C)	7 (C)	7 (C)	7 (C)	7 (C)	7 (C)

Tableau III.13 Contraintes (max et min) pour les différentes combinaisons

Tableau suivant donner l'effort réduits dans les voiles

	NRx [kN]	MRz [kNm]	TRy [kN]	sRo [MPa]	sRe [MPa]	tR [MPa]	TRz [kN]	MRy [kNm]
MAX	1559,15	2228,81	939,79	2,07	5,32	1,34	53,21	45,53
Panneau	17	59	114	18	54	280	89	59
Coupe	6086-6087	1658-1697	21~62-1654~29	6087~29-21~49	6273-3107	6639-6579	290-338	1658-1697
Cas	5	5	9 (C) (CQC)	7 (C)	4	9 (C) (CQC)	9 (C) (CQC)	9 (C) (CQC)
Mode	CQC	CQC			CQC			
MIN	-2406,83	-1226,54	-335,14	-6,01	-4,74	-0,42	-30,98	-5,42
Panneau	17	59	532	54	18	532	87	105
Coupe	6086-6087	1658-1697	1465-998	6273-3107	6087-29	1465-998	290-338	1133-2373
Cas	7 (C)	7 (C)	7 (C)	9 (C) (CQC)	7 (C)	7 (C)	7 (C)	7 (C)
Mode								

Tableau III.14 Efforts réduits dans les voiles

Le tableau suivant donner l'effort réduits dans le voile n17

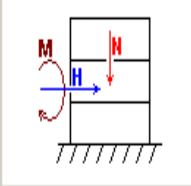
Charges		Combinaisons (6)				
	N (kN)					
	0,00					
	M (kN*m)					
	0,00					
	H (kN)					
	0,00					
	Nom	Type	N [kN]	M [kN*m]	H [kN]	
1	ELU	ELU	2406,83	-43,18	20,80	
2	GQEX	ACC	1407,70	-352,88	41,56	
3	GQEY	ACC	202,45	-1593,00	319,68	
4	GEX	ACC	902,49	-341,47	37,31	
5	GEY	ACC	-302,76	-1581,59	315,43	
6	W	ELU	1608,71	-26,10	14,05	

Tableau III.15 Efforts réduits dans le voile n°17

D'après les résultats précédents on a choisit le voile le plus sollicité n°17

III.5.6 Calcul de voiles

Voile: Voile17

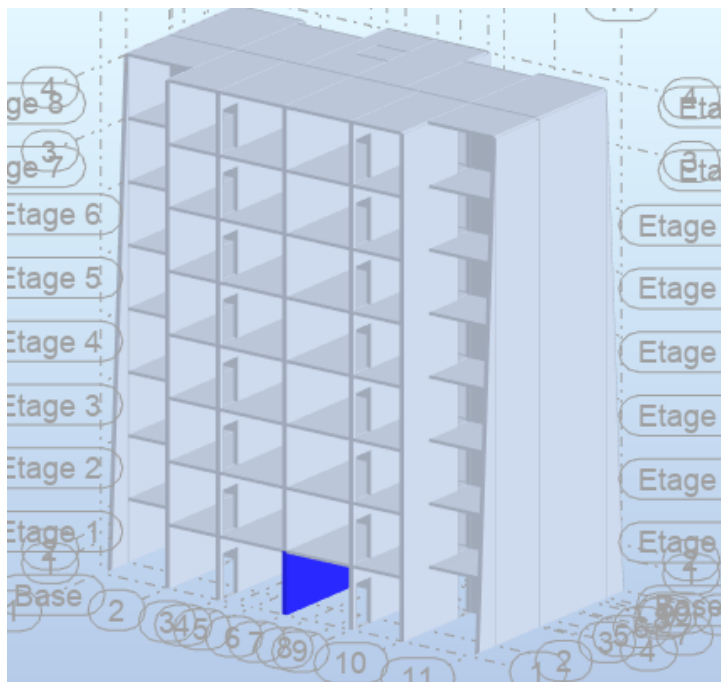


Figure III.23 Voile plus sollicité

Caractéristiques des matériaux:

- Béton : $f_{c28} = 25,00$ (MPa) Densité = 2501,36 (kg/m³)
- Armature longitudinale : type HA 400 $f_e = 400,00$ (MPa)
- Armature transversale : type HA 400 $f_e = 400,00$ (MPa)
- Age du béton au chargement : 28
- Coefficient de comportement: $q = 2,50$

Géométrie:

Nom: P1

Longueur:	5,38 (m)
Epaisseur:	0,25 (m)
Hauteur:	3,06 (m)
Hauteur de la couronne:	0,00 (m)
Appui vertical:	-----
Conditions aux appuis :	plancher aboutissant de deux côtés

Hypothèses de calcul:

Calculs suivant :	BAEL 91 mod. 99
Enrobage :	2,0 (cm)

III.5.7 Résultats théoriques:

III.5.8.1 Diagrammes

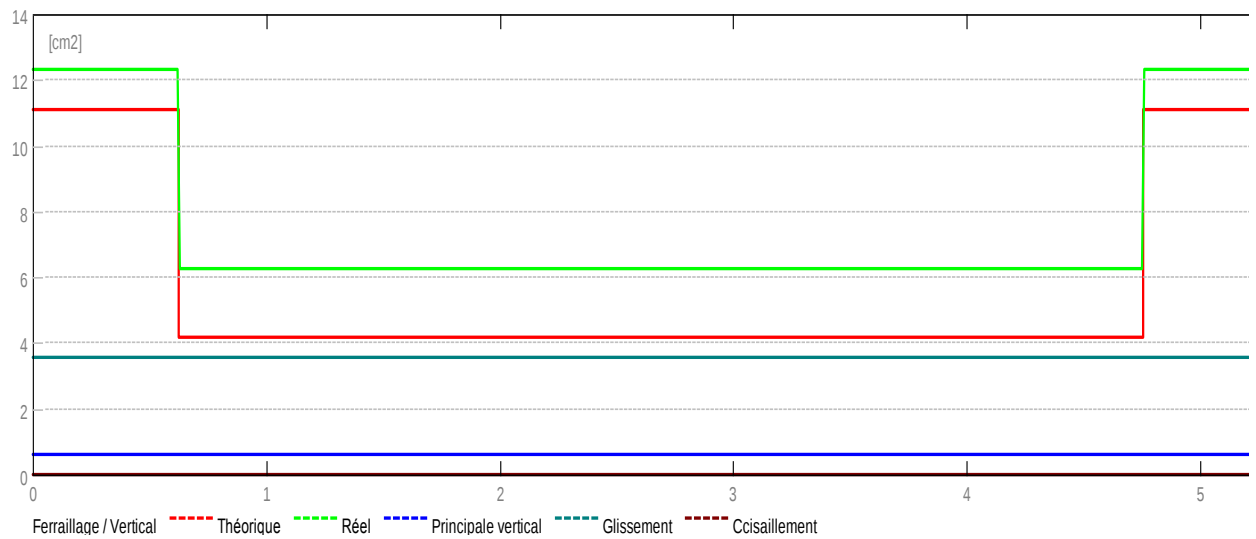


Figure III.24 Ferrailage vertical

Figure III.25 Ferrailage horizontale

Figure III.26 Contrainte de compression simple ELU

Figure III.27 Contrainte de compression simple ACC sismique

III.5.7.1 Résultats théoriques - détaillés:

Combinaisons

Sollicitations ELU

ELU.1 - ELU/ 1.35 G +1.5 Q
ELU.2 - W/ 1 G +0.2 Q

Interactions en ACC

ACC.1- GQEX/ 1 G +1 Q +1 Spectrale Dir. - masses_X
ACC.2- GQEY/ 1 G +1 Q +1 Spectrale Dir. - masses_Y
ACC.3- GEX/ 0.8 G +1 Spectrale Dir. - masses_X
ACC.4- GEY/ 0.8 G +1 Spectrale Dir. - masses_Y

Longueur de flambement

$L_f' = 2,60$ (m)
 $L_{f_rnf}' = 2,45$ (m)
 $L_f = 2,60$ (m)
 $L_{f_rnf} = 2,45$ (m)

Elancement

$\lambda = 36,04$
 $\lambda_{rnf} = 33,92$
 $\lambda_{seism} = 39,17$
 $\lambda_{seism_rnf} = 36,87$

Coefficient α

$\alpha/\alpha_1 = 1,1$ (Age du béton au chargement :28)
 $\alpha = 0,46$
 $\alpha_{rnf} = 0,65$
 $\alpha_{seism} = 0,44$
 $\alpha_{seism_rnf} = 0,63$

Résistance du voile non armé

$\sigma_{ulim} = 4,16$ (MPa)
 $\sigma_{ulim_seism} = 3,66$ (MPa)

Armatures réparties

Combinaison dimensionnante: ELU 1

$$N_{u\max} = 1559,15 \text{ (kN/m)}$$

$$\sigma_{u\max} = 1,79 \text{ (MPa)}$$

$$N_{ulim} = 2406,83 \text{ (kN/m)}$$

$$\sigma_{ulim} = 4,16 \text{ (MPa)}$$

$$N_{u\max} < N_{ulim} \quad \Rightarrow \quad \text{Voile non armé}$$

$$1559,15 \text{ (kN/m)} < 2406,83 \text{ (kN/m)}$$

Combinaison dimensionnante: ACC 1

$$N_{u\max} = 246,83 \text{ (kN/m)}$$

$$\sigma_{u\max} = 0,99 \text{ (MPa)}$$

$$N_{ulim} = 2447,99 \text{ (kN/m)}$$

$$\sigma_{ulim} = 9,79 \text{ (MPa)}$$

$$N_{u\max} < N_{ulim} \quad \Rightarrow \quad \text{Voile non armé}$$

$$246,83 \text{ (kN/m)} < 2447,99 \text{ (kN/m)}$$

Armatures de bord

Bord gauche

Raidisseur en flexion composé

$$A_f L = 11,10 \text{ (cm}^2\text{)}$$

Combinaison dimensionnante: ACC 1

Armatures minimales (PS92 11.821.2)

Combinaison dimensionnante: ACC 1

$$\rho = 0,001 \cdot q \cdot \sigma_i / \sigma_{ulim}$$

$$\sigma_i = 9,79 \text{ (MPa)}$$

$$\sigma_{ulim} = 9,79 \text{ (MPa)}$$

$$b_f = 1,00 \text{ (m)}$$

$$A_{fL \min} = 6,25 \text{ (cm}^2\text{)}$$

Potelets minimaux (PS92 11.821.4)

Largeur: d' :

Combinaison dimensionnante: ACC 1

$$\sigma_i = 9,79 \text{ (MPa)}$$

$$\sigma_{ulim} = 9,79 \text{ (MPa)}$$

$$d' = 0,63 \text{ (m)}$$

Bord droit

Raidisseur en flexion composé

$$A_f R = 11,10 \text{ (cm}^2\text{)}$$

Combinaison dimensionnante: ACC 1

Armatures minimales (PS92 11.821.2)

Combinaison dimensionnante: ACC 1

$$\rho = 0,001 \cdot q \cdot \sigma_i / \sigma_{ulim}$$

$$\sigma_i = 6,49 \text{ (MPa)}$$

$$\sigma_{ulim} = 9,79 \text{ (MPa)}$$

$$b_f = 1,00 \text{ (m)}$$

$$A_{fRmin} = 4,14 \text{ (cm}^2\text{)}$$

Potelets minimaux (PS92 11.821.4)

Largeur: d' :

Combinaison dimensionnante: ACC 1

$$\sigma_i = 6,49 \text{ (MPa)}$$

$$\sigma_{ulim} = 9,79 \text{ (MPa)}$$

$$d' = 0,63 \text{ (m)}$$

Cisaillement (BAEL91 A5.1,23) (PS92 11.821.3)

Armatures horizontales

Combinaison dimensionnante-ELU: ELU 1

$$V_u = 20,80 \text{ (kN)}$$

$$\tau = 0,02 \text{ (MPa)}$$

$$A_h = 0,00 \text{ (cm}^2\text{/m)}$$

Combinaison dimensionnante-ACC: ACC 2

$$V_u = 314,93 \text{ (kN)}$$

$$V^* = 551,14 \text{ (kN)}$$

$$\tau^* = 0,44 \text{ (MPa)}$$

$$\tau_{\text{lim}} = 1,05 \text{ (MPa)}$$

$$\alpha V = 0,54$$

Armatures verticales

Combinaison dimensionnante: ACC 2

$$V_u = 314,93 \text{ (kN)}$$

$$V^* = 551,14 \text{ (kN)}$$

$$\tau^* = 0,44 \text{ (MPa)}$$

$$\tau_{\text{lim}} = 1,05 \text{ (MPa)}$$

$$\alpha V = 0,54$$

Glissement (PS92 11.821.3)

III.5.7.2 Ferrailage:

Armatures verticales

X0 (m)	X1 (m)	Acier	Diamètre (mm)	Longueur (m)	Espacement (m)
0.63	4.76	HA 400	10.0	5.38	0.25

X0 : début de la zone

X1 : fin de la zone

il s'agit d'une repartition en deux nappes paralleles (5.38m/2)

Armatures horizontales

Type	Acier	Diamètre (mm)	A (mm)	Espacement (m)
droit	HA 400	10.0	5.34	0.25

il s'agit d'une repartition en deux nappes paralleles (3.06/2)

Epingles

Nombre	Acier	Diamètre (mm)
119	HA400	10.0

Le role des epingles dans le ferrailage des voiles est de maintenir les barre verticales et d'éviter leur flambement

Armature de bord (Af)

	Acier	Diamaitre (mm)
Armature longitudinales-gauche 8	HA 400	14
Armature longitudinales-deroite 8	HA 400	14
Armature transversale-gauche31	HA 400	8
Armature transversale-droite 31	HA 400	8
Epingle-gauche 62	HA 400	8
Epaingle- droite 62	HA 400	8

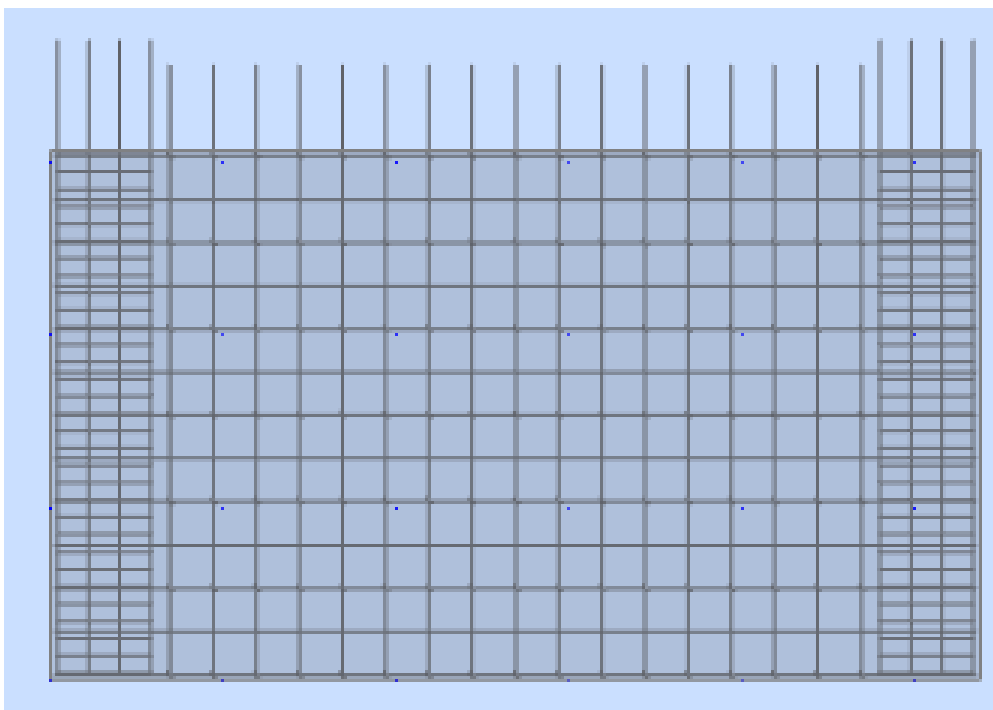


Figure III.28 FERRAILLAGE DU VOILE N°17
Avec $L=5.38\text{m}$

III.5.8 Les dalles

Les dalles de plancher ont une épaisseur de 16 cm. le calcul a été réalisé avec ROBOT.
D'après CBA93 ET RPA99 l'épaisseur d'une dalle est évaluée comme suit
Epaisseur minimale 5 cm Art. B7.2.2 du CBA

$L_x = 3.78\text{m}$ et $L_y = 5.20\text{m}$ donc $L_x/L_y = 3.70/5.20 = 0.77 > 0.40$ donc la dalle travaille dans deux sens

Donc $e > 378/45 = 8.4\text{ cm}$
 $e < 378/40 = 9.45\text{ cm}$

Les tableaux suivant donnent quelques résultats extrêmes aux niveaux des panneaux de dalle.

	MX [kNm/m]	MY [kNm/m]	MX [kNm/m]	sXX [MPa]	sYY [MPa]	sXY [MPa]	QXX [kN/m]	QYY [kN/m]
MAX	12,55	5,56	1,88	0,09	0,21	0,07	46,81	38,15
Panneau	242	242	187	462	1	527	299	131
Noeud	4879	478	3727	9661	9818	9818	6579	2566
Cas	11 (C) (CQC)	9 (C) (CQC)	9 (C) (CQC)	9 (C) (CQC)	12 (C) (CQC)	10 (C) (CQC)	9 (C) (CQC)	10 (C) (CQC)
MIN	-5,82	-8,13	-0,85	-0,03	-0,04	-0,02	-14,75	-73,55
Panneau	73	76	79	464	79	80	76	80
Noeud	1654	3408	14977	10418	1773	1899	1340	1924
Cas	7 (C)	7 (C)	7 (C)	7 (C)	7 (C)	7 (C)	7 (C)	7 (C)

Tableau III.16.a Moments et contraintes dans les panneaux de dalle

	NRx [kN]	MRz [kNm]	TRy [kN]	sRo [MPa]	sRe [MPa]	tR [MPa]	TRz [kN]	MRy [kNm]
MAX	42,62	38,50	24,09	0,06	0,10	0,03	56,39	38,12
Panneau	457	462	462	462	457	462	187	187
Coupe	9661-8689	45-51	45-51	45-51	9661-8689	45-51	3616-3638	3616-3638
Cas	10 (C) (CQC)	11 (C) (CQC)	12 (C) (CQC)	7 (C)	10 (C) (CQC)	12 (C) (CQC)	11 (C) (CQC)	11 (C) (CQC)
MIN	-11,69	-35,02	-7,86	-0,03	-0,04	-0,01	-6,13	-6,30
Panneau	464	462	457	464	462	457	293	403
Coupe	10418-10703	45-51	9661-8689	10418-10703	45-51	9661-8689	6613-6639	9114-9140
Cas	7 (C)	7 (C)	7 (C)	7 (C)	7 (C)	7 (C)	7 (C)	7 (C)

Tableau III.16.b Efforts reduits dans les panneaux de dalle

III.5.8.1 Ferrailages

Exemple panneau 462 par le robot

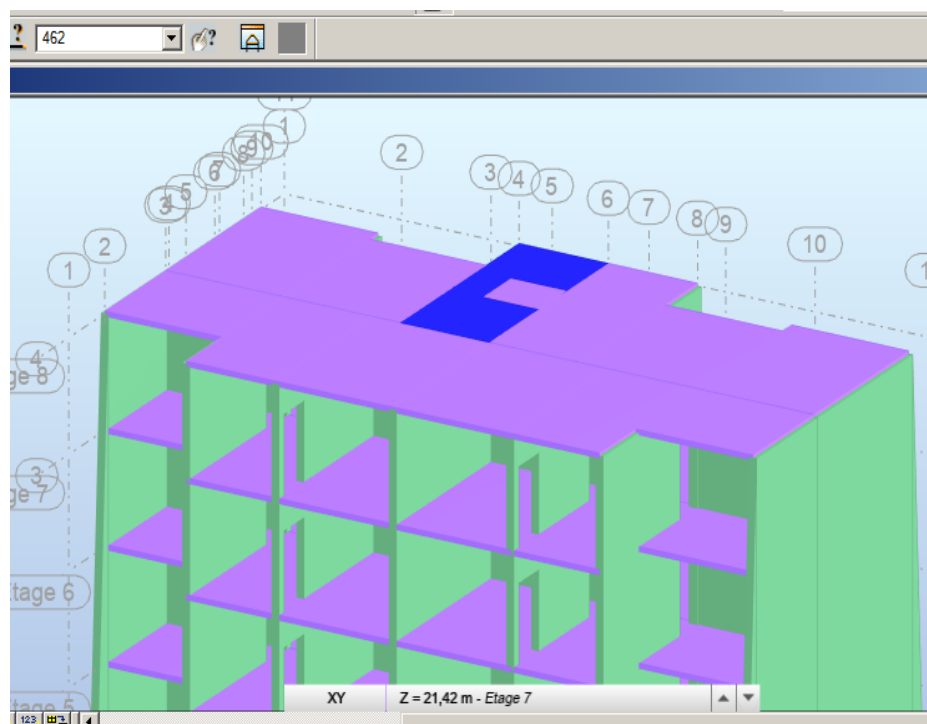


Figure III.29 panneau 462

Ferraillage de panneau n°462

Ferraillage des plaques et coques

Flexion | Cartographies du ferraillage

Résultats pour le maillage rectangulaire

☒ ferraillage théorique At
☐ ferraillage réel Ar
☐ As = Ar - At

Résultats pour EF

☒ pour le ferraillage théorique
☐ pour le ferraillage réel après vérification

	Couleur	ϕ_1	ϕ_2	S [m]	Amax [cm ² /m]	Amin [cm ² /m]	Vue
		12		0,03	---	>37,70	☒
		12		0,03	37,70	>18,85	☒
		12		0,06	18,85	>9,42	☒
		12		0,12	9,42	>4,71	☒
		12		0,24	4,71	>0,00	☒
		---	---	---	0,00	---	☒

Visibilité

☒ grille
☒ cartographies
☒ valeurs
☒ description
☒ direction du ferraillage
☒ Nom de la zone
☒ description des zones
☒ échelle
☒ numéros des panneaux

Paramètres de la grille

Pas de la grille
Dx = 1,00 (m)
Dy = 1,00 (m)

Type de grille
☐ régulière
☒ prenant en compte les points caractéristiques de la géométrie de la dalle

Génération

Fermer Aide

Figure III.30 ferraillage panneau 462

La fleche du panneau 462

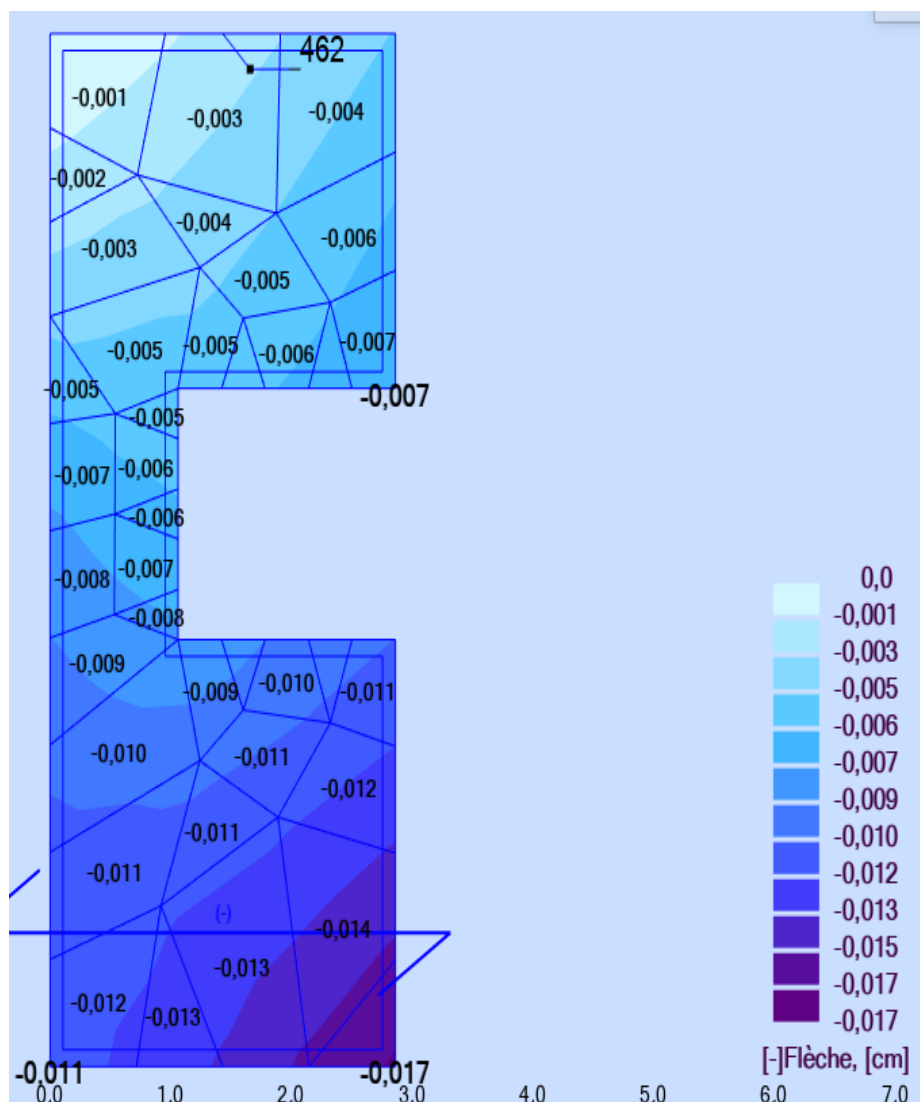
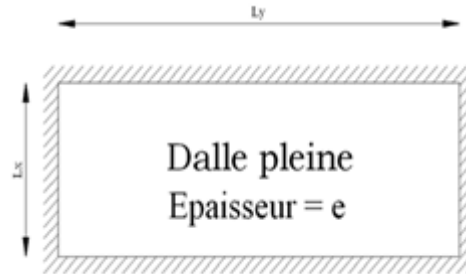


Figure III.31 fleches panneau 462

Calcul des moments

Evaluation des charges et surcharges



Données

$$G = 7.42 \text{ KN/m}^2$$

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

$$\text{ELU } q_u = 11.517 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{ELS } q_{ser} = 8.42 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \quad L_x \text{ petite portée de la dalle}$$

$$L_y \text{ grande portée de la dalle}$$

Donnée

$$L_x = 3.78 \text{ m}$$

$$L_y = 5.38 \text{ m}$$

$$\rho = 0.7026$$

si $\rho > 0.4$ la dalle travaille dans 2 sens

données

$$\rho_x = 0.0633$$

$$\rho_y = 0.4939$$

sont données par l'abaque de calcul des dalles rectangulaire ρ et ν

$$\text{Moment dans le sens de la petite portée} \quad M_x = \mu_x q_x L_x^2$$

Moment dans le sens de la grande portée $M_y = \mu_y M_x$

Moment en travée

$$M_x = 10.42 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 5.14 \text{ KN.m}$$

Moment sur appuis c'est le moment Max entre M_{ax} et M_{ay}

$$M_{ax} = 0.5 M_x = 5.21 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = 0.5 M_y = 2.57 \text{ KN.m}$$

$$M_{appuis} = 5.21 \text{ KN.m}$$

Ferraillage

Ferraillage :			
flexion simple une bande de 1 ml			
f_{c28} [MPa]	25	f_e [Mpa]	400
$\sigma_{sc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_s}$			
σ_{sc}	14.17	MPa	σ_s 348 MPa Situation durable
b [mm]	1000		
h [mm] épaisseur	160		
d [mm]	144		
ferraillage sens x-x:			
μ	0.035		
α	0.045		
Z [mm]	141.40		
A_s [mm ²]	211.79		
A_s [cm ²]	2.12		
Choix	4 T12		
espacement	25 cm	$< \min(3h ; 33\text{cm})$	3h= 48 cm
ferraillage sens y-y:			
μ	0.018		
α	0.234		
Z [mm]	130.52		
A_s [mm ²]	113.32		
A_s [cm ²]	1.13		
Choix	4 T12		
espacement	25 cm	$< \min(3h ; 33\text{cm})$	3h= 48 cm

ferraillage sur appuis

μ	0.018
α	0.235
Z[mm]	130.442
As [mm²]	114.794
As [cm²]	1.15

Recap		As calcul [cm²]
Travée	x-x	2.12
	y-y	1.13
Appuis	x-x	1.15
	y-y	

La verification

Vérifications :

Condition de non fragilité

$$A_x \geq \rho_0 \frac{(3 - \rho)}{2} bh \quad A_y = \rho_0 bh$$

$$\rho_0 = 0.0008 \quad \text{Pour les aciers a haute adhérence}$$

Ax [cm²]	1.47	< AS choisit dans le sens x-x
Ay [cm²]	1.28	< AS choisit dans le sens y-y

Effort tranchant:

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} < \bar{\tau} = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{ctd}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\}$$

2.5	$\bar{\tau} =$	2.5	Mpa
-----	----------------	-----	-----

$$T_x^{\max} = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} \text{ kN} \quad 18.10$$

$$T_y^{\max} = \frac{q_u L_x}{3} \text{ kN} \quad 14.51$$

$$T_u^{\max} \text{ kN} \quad 18.10$$

$$\tau_u \text{ MPa} \quad 0.13 < \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa}$$

Verificatuin de la flèche

Vérification de la flèche :

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les trois conditions citées ci-dessous sont vérifiées simultanément

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L_x} \geq \frac{M_t}{20 M_x} \\ \frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{27} \text{ à } \frac{1}{35} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{2}{f_s} \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} \frac{h}{L_x} = 0.042 \\ \frac{h}{L_x} = 0.042 \\ \frac{A_s}{bd_x} = 0.0015 \end{array} \quad \begin{array}{l} > \frac{M_t}{20 M_x} = 0.049 \\ > 0.028 \text{ à } 0.037 \\ < \frac{2}{f_s} = 0.005 \end{array}$$

cela justifie le choix de l'épaisseur de la dalle prise égale à 16 cm. la première vérification peut être considérée comme atteinte vu les valeurs approchées. cependant on peut augmenter l'épaisseur de la dalle à 18 cm.

III.6 Calcul des fondations

III.6.1 Introduction

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure ; elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage puisque de leur bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble

Le calcul des fondations ne peut se faire que lorsque l'on connaît :

- La charge totale qui doit être transmise aux fondations.
- Les caractéristiques du sol sur lequel doit reposer la structure.

III.6.2 Fonctions assurées par les fondations

Dans le cas le plus général, un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes.

- Une force horizontale résultant, par exemple, de l'action du vent ou du séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction.
- Un moment qui peut être de grandeur variable et s'exercer dans des plans différents.

Compte tenu de ces sollicitations, la conception générale des fondations doit assurer la cohérence du projet vis-à-vis du site, du sol, de l'ouvrage et interaction sol structure.

III.6.3 Choix du type de fondation

Le choix de type de fondation se fait suivant trois paramètres.

- La nature et le poids de l'ouvrage.
- La qualité et l'intensité des charges appliquées sur la construction.
- La qualité du sol de fondation.

D'après les caractéristiques du sol (une contrainte moyenne admissible = 2 bars) et une profondeur d'ancrage de 2.00 m

Sur le quel est implanté notre ouvrage et la proximité du bon sol par rapport à la surface, nous a conduit dans un premier temps à considérer les semelles filantes comme solution.

III.6.4 Semelle filante

Introduction

On peut dire que la semelle continue sous voiles travaille sous des contraintes linéaires réparties, pour cela on doit vérifier la condition suivante:

N_T : effort transmis par l'ensemble des voiles liés par la semelle.

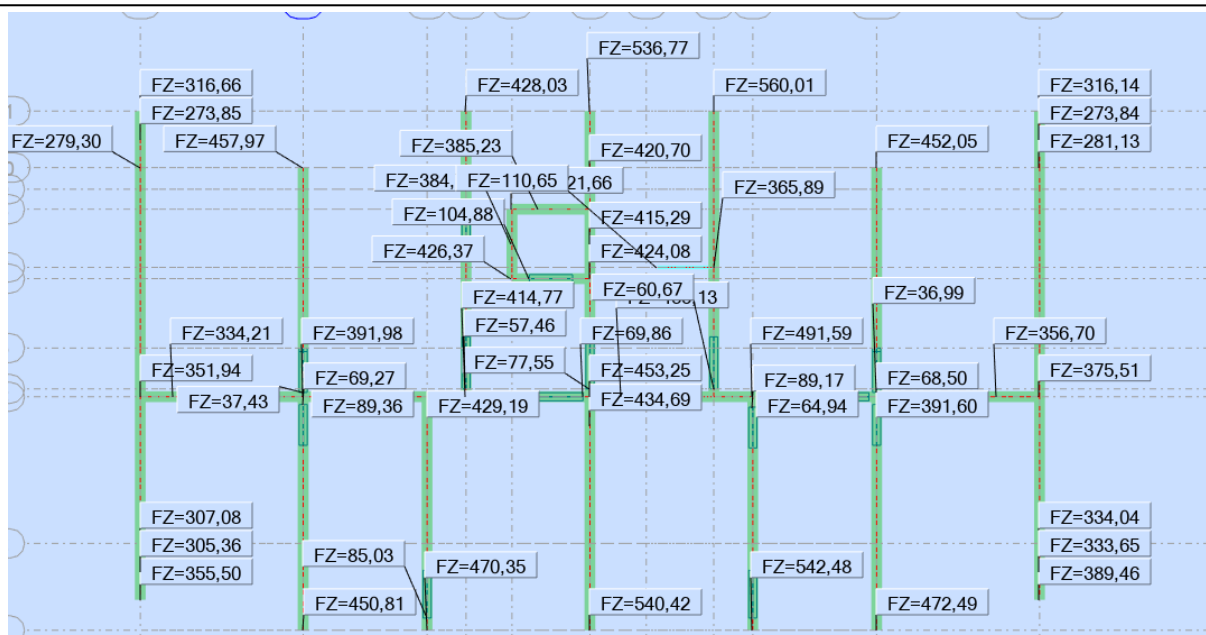
B : la largeur de la semelle.

L : Longueur de la file considérée.

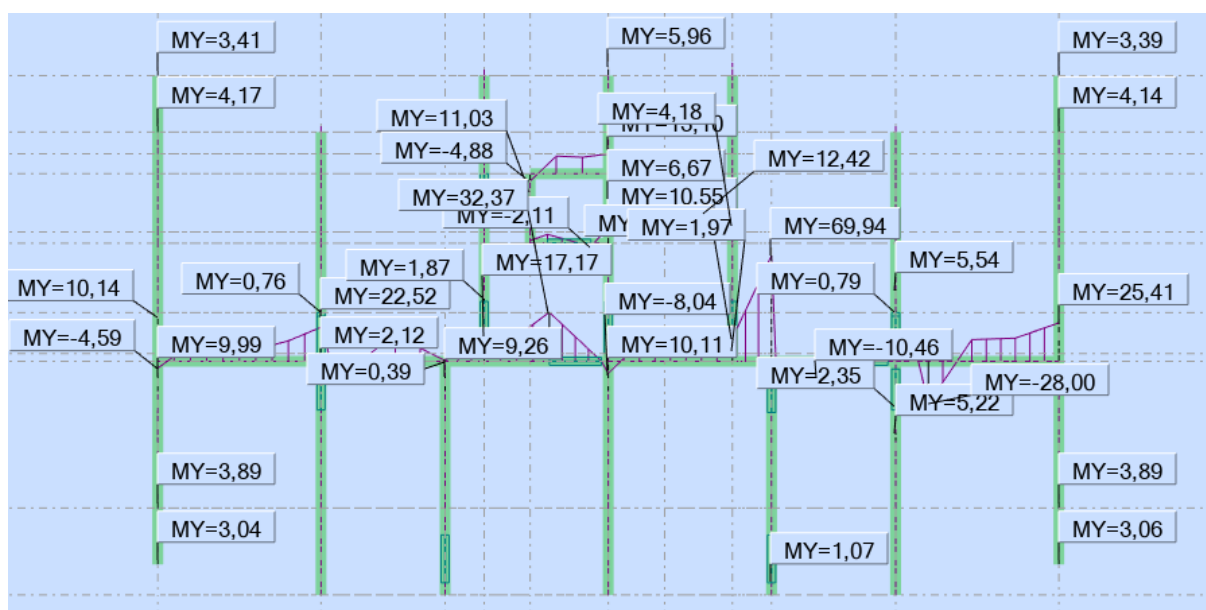
$\bar{\sigma}_{sol}$: La contrainte admissible du sol à court terme ($\bar{\sigma}_{sol} = 2 \text{ bars}$)

Pour assurer la validité de la semelle filante on choisit une file de voiles les plus sollicités.

On trouve les résultats des dimensions des semelles filantes les plus sollicités dans le tableau suivant :



Réactions verticale Fz des appuis de voiles a l'ELU



Moment My des appuis de voiles a G+Q+Ex

NT (kN) ELU	L (m)	BxL (m ²)
3707	11,96	1.54 x11,96

Tableau III.17 Section des semelles filantes

Données		
Largeur du mur	b =	0.2 m
Contrainte de l'acier utilisé	Fe =	400 MPa
Contrainte du béton à 28 jours	Fc28 =	25 MPa
Effort de service = G + Q	Nser =	0.35 MN
Effort ultime = 1.35 G + 1.5 Q	Nu =	3.707 MN
Contrainte admissible du sol	Dépend du type de sol	q sol =
Conditions de fissuration (1) FP, (2) FTP	Type :	2

Résultats		
Aire et dimension approchée	(Nu / q sol)	S1 = B1 = 18.54 m²
Choix des dimensions	B > B1	B = 20.00 m
Détermination du type de semelle	si [(B - b) / 2] < 15 cm ==> ==> Semelle de petite dimension si [(B - b) / 2] > 15 cm ==> ==> Semelle de grande dimension	Semelle de grande dimension
Hauteur minimale de la semelle	Petite dimens° = 2 x [((B - b) / 2) + 5 cm] Grande dimens° = [((B - b) / 4) + 5 cm]	Ht.mini = 5.00 m
Choix de la hauteur de la semelle		Ht = 0.50 m
Calcul de la hauteur utile	(Ht - 5 cm)	d = 0.45 m

Contrôle de la contrainte admissible du sol		
Aire de la surface portante	B x 1.00	S = 20.00 m²
Poids propre de la semelle	(B x 1.00 x Ht x 0.025)	Pp = 0.2500 MN
Charge totale sur le sol	(Nu + Pp)	N = 3.9570 MN
Contrainte de travail sur le sol	(N / S)	q' = 0.198 MPa
Contrôle	(q' < q)	vérifié

Détermination des aciers tendus		
Contrainte de traction du béton	0.6 + (0.06 x Fc28)	Ft28 = 2.10 MPa
Contrainte de traction de l'acier	FP = mini (2/3 Fe ; maxi (1/2 Fe ; 110 x ((η x Ftj)^1/2))) FTP = 0.80 x σst (FP)	σst = 161.31 MPa
Section d'acier de chaînage minimal	(1,6 cm² / ml pour HA 500) = (1,6 x B) (2,00 cm² / ml pour HA 400) = (2,00 x B) <u>Remarque</u> : Si B < 1,00m = (1,6 ou 2,00 cm²)	Ax .mini = 40.00 cm²
Nappe supérieure	Petite dimens° ==> pas de ferrailage Grande dimens° = (Nser / 8) x [(B - b) / (d x σst)]	Ay = 119.34 cm² / ml
Nappe inférieure	Petite dimens° = Ax .mini Grande dimens° = maxi (Ay / 4 ; Ax .mini)	Ax // b = 40.00 cm²
Choix des sections commerciales	Lire dans le tableau des aciers	Ay ==> T14 Ax ==> T14

Nous adopterons une semelle de 12.00 m x 1.60 m et une hauteur de 50 cm

Le ferrailage sera en T14 dans les deux directions avec des espacements de 20 cm

la largeur de la semelle filante a été déterminée par la vérification du moment de renversement : $M/N < B/4$ DU RPA

Voile périphérique :

Le voile périphérique se trouve a une profondeur de 2.50 m. il aura une épaisseur de 20 cm et sera ferraille selon le minium du RPA :

$A_{min} = 0.10 \%$ de la section dans les deux sens (horizontal et vertical)

$$\Rightarrow A_{min} = 0.1 \times (1m \times 0.20m) = 2 \text{ cm}^2$$

On adoptera deux nappes de t12 verticalement et deux nappes t10 horizontalement avec un espacement de 20 cm

III.7 Conclusion

L'étude de ce projet est notre première vraie épreuve avant de s'insérer dans la vie active, ce projet nous a permis d'un coté d'assimiler les différentes techniques et logiciel de calcul de structure par élément finis, ainsi que la réglementation régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages dans le domaine du bâtiment.

Ce travail nous a permis de voir au détail l'ensemble des étapes à suivre dans le calcul d'un bâtiment, ainsi que le choix des ces éléments et leurs dimensionnement, donc la conception du bâtiment.

En effet, la réalisation d'un ouvrage ne peut se faire sans qu'on fait une bonne étude "un ouvrage bien conçu est un ouvrage bien étudié et bien réalisé".

Ainsi, on arrive à la fin des travaux de fin d'études, qui est la résultante des longues années d'étude. Nous espérons que ce travail aura une double répercussion, la première c'est de nous servir comme élément de référence.

En second lieu, il servira certainement comme support pour nos futurs camarades qui seront intéressés par cette voie.

Conclusion Générale

La modélisation des ouvrages en béton armé est une étape importante dans la conception des structures en génie civil. Les logiciels de calcul des structures actuels sont basés sur la méthode des éléments finis, ils nous offrent la possibilité d'une modélisation proche de la réalité des structures, ceci nous permet de bien dimensionner les éléments structuraux tout en gardant l'aspect sécuritaire et l'aspect économique.

Chaque logiciel que ce soit le ROBOT, SAP2000, L'ETABS ou le STAAD.PRO a ses qualités supérieures dans un domaine bien précis, ce qui conduit à un choix au préalable selon le type de structure et selon le matériau utilisé.

De plus, le logiciel Robot utilisé dans cette étude calcule les voiles en béton armé par deux méthodes, la méthode simplifiée et la méthode de la flexion composée.

De plus, la conception d'un bâtiment ayant un comportement sismique idéal est possible grâce à une disposition convenable des voiles de contreventement.

Dans ce contexte, dans la modélisation des structures en voile en béton armé, il existe deux méthodes de calcul des structures, la méthode classique (la méthode manuelle) d'Albert Fuentes, et la méthode moderne (la méthode numérique) basées sur la méthode des éléments finis matérialisé par les logiciels de calcul des structures tel que « Le ROBOT, SAP2000, L'ETABS ou le STAAD.PRO », de ce qui précède, et d'après la méthode manuelle de calcul des voiles, on a remarqué que cette méthode est très difficile à manipuler et les logiciels viennent combler cette difficulté.

Enfin, Ce travail a été terminé par une étude de cas d'un bâtiment R+7+S/SOL contreventé par des voiles en béton armé. Cette étude englobe l'ensemble des étapes à suivre dans le calcul d'un bâtiment en utilisant le logiciel Robot Bat 2019, ainsi que le choix des ces éléments et leurs dimensionnements, donc la conception du bâtiment.

A travers l'utilisation du logiciel de calcul numérique, nous avons appris les performances du logiciel comparés au calcul manuel théorique présenté dans le chapitre II surtout pour les voiles en béton armé, mais nous conseillons les futurs étudiants d'utiliser avec prudence les logiciels de calcul de structures et plus particulièrement dans l'entrée des données.

De ce qui précède, une maîtrise de la théorie et règlements injectés dans les logiciels est nécessaire avant d'entamer le calcul. Ainsi, on arrive à la fin des travaux de fin d'études, qui est la résultante des longues années d'étude.

Référence

- [1] L.YAMANI : « cours de construction (1) », édition. o.p.u, collection le cours d'architecture et urbanisme, 07-1993.
- [2] M.DAOUDI., M.RILI., A.SALHI: « conception et calcul des structures soumises aux séismes », édition. O.p.u, 1984.
- [3] Robin Davis, Praseetha Krishnan, et all, (2004) “Effect of infill stiffness on seismic performance of multi-storey RC framed buildings in India”, 13th World Conference on Earthquake Engineering Page no 1198.
- [4] “The effect of masonry infill's on the seismic response of a four- storey reinforced concrete frame A deterministic assessment”, Journal of Engineering Structure.,168-172.
- [5] Dr. BOUDERBA BACHIR Bâtiment « Cours avec Exercices corrigés ».
- [6] IS 1893: Part 1 (2002); “Criteria for earthquake resistant design of structures”, Bureau of Indian Standards, New Delhi
- [7] ATC 40, Volume 1 (1996) “Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings”, Applied Technology Council, Seismic Safety Commission, State of California.
- [8] Albert Fuentes « calcul pratique des ossatures de bâtiments en béton arme »(1983).
- [9] Abdelghani SEGHIR Cours Méthode des Éléments Finis Docteur en Sciences d e l'université A. Mira, Béjaia, Algérie (2005).
- [10] La construction en zone sismique, par Victor Davidovici.

- [11] Formulaire du béton armé : volume 1 ; volume2 ; construction par victore davidovici.
- [12] Conception et calcul des structures de bâtiment ; *henry thonier* (tome1 ; tome2; tome3).
- [13] DTR : BC2.48:Règlement parasismique algérien "R.P.A 99 / 03"
- [14] DTR : BC2.41 : Règles de conception et de calcul des structures en béton armé" C.B.A93 "
- [15] DTR.BC.2.2: Charges permanentes et charges d'exploitation.....
- [16] B.A.E.L91:Béton armé aux états limites ultimes
- [17] Anshumn. S, Dipendu Bhunia, Bhavin Rmjiyani (2011), "Solution of shear wall location in Multi-storey building." International Journal of Civil Engineering Vol. 9, No.2Pages 493-506.
- [18] Mémoire fin d'étude << étude d'un bâtiment R+7 >> UNIV ABDERRAHMANE MIRA Bédjaia
- [19] Mémoire Etude d'un bâtiment(R+6) à usage d'habitation Contreventé par voile portique

ANNEXE

Annexe 1

Calcul des moments fléchissant

$\alpha = \frac{Q}{Q+G}$: Le rapport des charges d'exploitations sur la somme des charges d'exploitations et permanentes en valeur pondérée.

$-M_0 = \frac{q.l^2}{8}$: Moment isostatique d'une travée supposée indépendante.

- Md: Moment sur l'appui de droite de la travée considérée.

- Mg: Moment sur l'appui de gauche de la travée considérée.

- Mt : Moment en travée.

les moments en travée

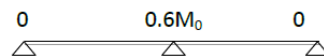
$$M_t + \frac{|M_g| + |M_d|}{2} \geq \max((1 + 0.3 \times \alpha); 1.05) \times M_0$$

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3 \times \alpha}{2} \times M_0 \quad \dots\dots\dots \text{Pour une travée de rive.}$$

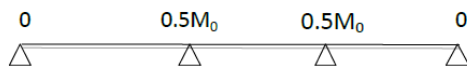
$$M_t \geq \frac{1 + 0.3 \times \alpha}{2} \times M_0 \quad \dots\dots\dots \text{Pour une travée intermédiaire.}$$

I.1.1. Les moments sur appuis

a. Cas d'une poutre continue à deux travées



b. Cas d'une poutre continue à trois travées



c. Cas d'une poutre continue à trois travées



Les moments sur les appuis de rive sont nul (pas de ferraille) cependant le BAEL 91 exigé de prévoir une quantité d'armature équilibrant un moment égale : $0.5 \times M_0$

M_0 : Moment isostatique de la travée de rive.

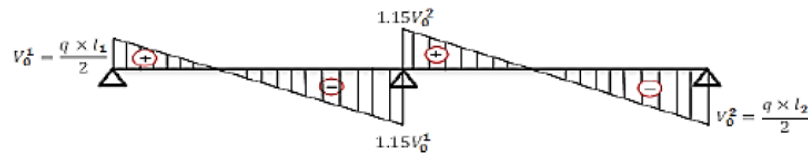
ANNEXE

Annexe 2

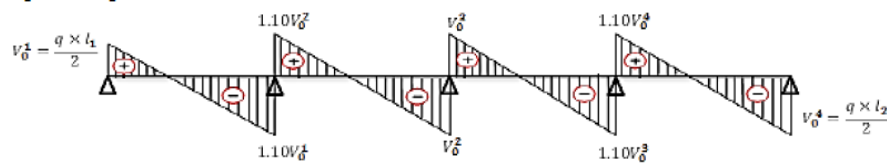
calcul les effort tranchant V_u

Dans le calcul des efforts tranchants aux appuis on suppose la discontinuité entre les travées. L'effort tranchant hyperstatique est égal à l'effort tranchant isostatique qui a pour valeur $V = \frac{q \times l}{2}$ sauf les premiers appuis intermédiaires, on majore l'effort tranchant isostatique de :

- 15% pour une poutre à deux travées.



10% pour une poutre à plusieurs travées.



D'après l'article 7.7.1 du RPA 99 le voile aura une épaisseur $> h_e / 20$

C'est à dire $306/20 = 15.3$ cm

Pour le pré dimensionnement on a pris une épaisseur de 20 cm

D'après CBA93 ET RPA99 l'épaisseur d'une dalle est évaluée comme suit

Epaisseur minimale 5 cm Art. B7.2.2 du CBA

$L_x = 3.78$ m et $L_y = 5.20$ m donc $L_x/L_y = 3.70/5.20 = 0.77 > 0.40$ donc la dalle travaille dans deux sens

Donc $e > 378/45 = 8.4$ cm
 $e < 378/40 = 9.45$ cm

ANNEXE

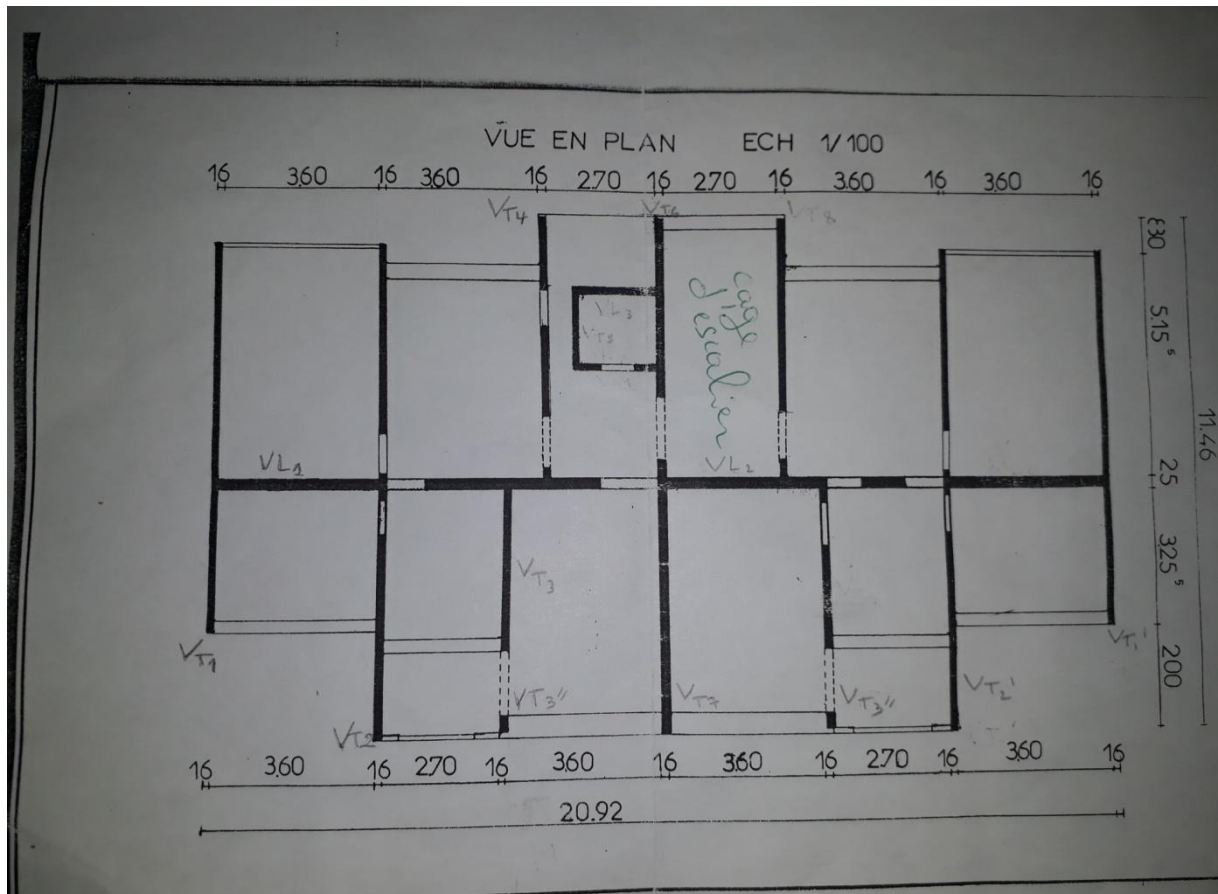
Annexe 3

Tableau des armatures

Tableau des Armatures
(en Cm^2)

ϕ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.09	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.70	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

Annexe 4



Vue en plan

ANNEXE

Annexe 5

- Premier niveau

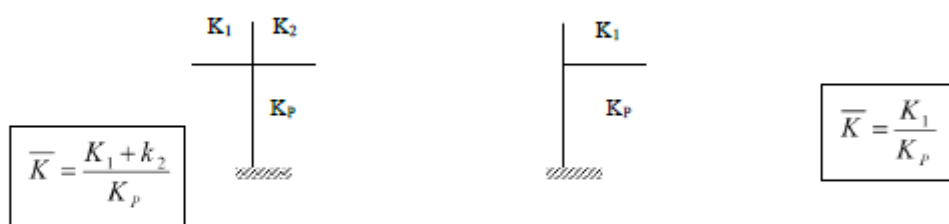


Fig.IV.3. Poteau encastré à la base.



Fig.IV.4. Poteau articulé à la base

-Etages courants :

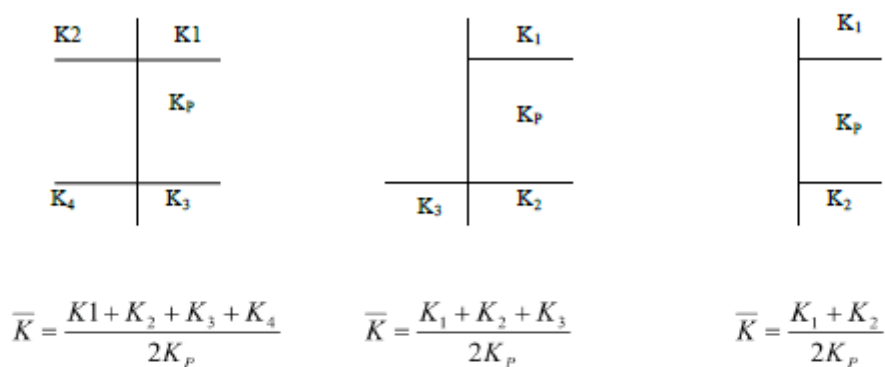


Figure IV.5. Poteau d'étage courant.