

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

UNIVERSITE «SAAD DAHLAB» BLIDA

جامعة سعد دحلب -البليدة-



Faculté des Sciences de l'Ingénieur

كلية العلوم الهندسية

Département de Génie Civil

دائرة الهندسة المدنية

Mémoire De Projet De Fin D'études

مذكرة نهاية التدرج

Pour L'obtention Du Diplôme Master 2 En Génie Civil

OPTION : Structures Et Matériaux

THEME

**ETUDE D'UN CENTRE COMMERCIAL
(R+7+1SS)**

Promoteur :

Mr ZAHAF Ahmed

Présenté par :

*Mr. Hasni Nour-eddine
M^{elle}. Boudjemil Hassina*

-PROMOTION 2011/2012-

ملخص

يهدف هذا المشروع إلى دراسة بناية ذات طابع سكني و تجاري يتألف من طابق ارضي 7 طوابق + طابق ارضي سفلي , يتم انجازها بولاية البلدية المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم III حسب القواعد الجزائرية المضادة للزلازل (RPA99 version 2003) .
مقاومة و استقرار البناية لكل الحمولات العمودية و الأفقية مضمونة بواسطة العارضات , الأعمدة و الجدران المشكلة من ماجة الخرسانة المسلحة.
الدراسة الحركية تمت باستعمال برنامج ألي (SAP2000).
تحديد الأبعاد و التسليح كل العناصر المقاومة للبنائية صمم طبق المعايير و القوانين المعمول بها في الجزائر (RPA 99 version 2003, BAEL 91 modifier99) .
للتحقق من نتاج التسليح استعنا بواسطة برنامج الي متطور Socotec .
دراسة الطوابق التحت أرضية مرحلة من مراحل هذا المشروع.

RESUME

Le but de cette étude et la conception d'une structure à usage d'habitation et commercial de R + 7 étages + un sous sol qui sera implanté dans la wilaya de Blida, classé en zone III selon le règlement parasismique Algérien (RPA 99 version 2003).

La stabilité de l'ouvrage est assurée par les poutres, et les poteaux et les voiles.

L'étude et l'analyse de ce projet ont été établies par le logiciel (SAP 2000).

Le calcul des dimensions et du ferrailage de tous les éléments résistants sont conformes aux règles applicables en vigueur à savoir (BAEL91 modifier99, RPA99 version 2003).

Pour la vérification du ferrailage nous avons utilisées un logiciel (Socotec).

En fin, l'étude des éléments de l'infrastructure, à savoir les fondations, fait également partie de ce projet.

ABSTRACT:

The aim of this study is the conception of an for dwelling and commercial of R +7 stages + under ground which will be established in the wilaya of Blida, classified in zone III according to the Algerian payment parasismic (RPA 99 version 2003).

The stability of the work is ensured by the beams, and the columns and the walls. The study and the analysis of this plan had been established by software (SAP 2000).

The calculation of dimensions and the reinforcement of all the resistant elements are in conformity with the rules applicable in strengths to knowing (BAEL91 modifier99, RPA99 - Version 2003).

For the checking of reinforcement we used software (Socotec).

In end, the study of the elements of the infrastructure, namely the foundations, also forms part of it project

Remerciements

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

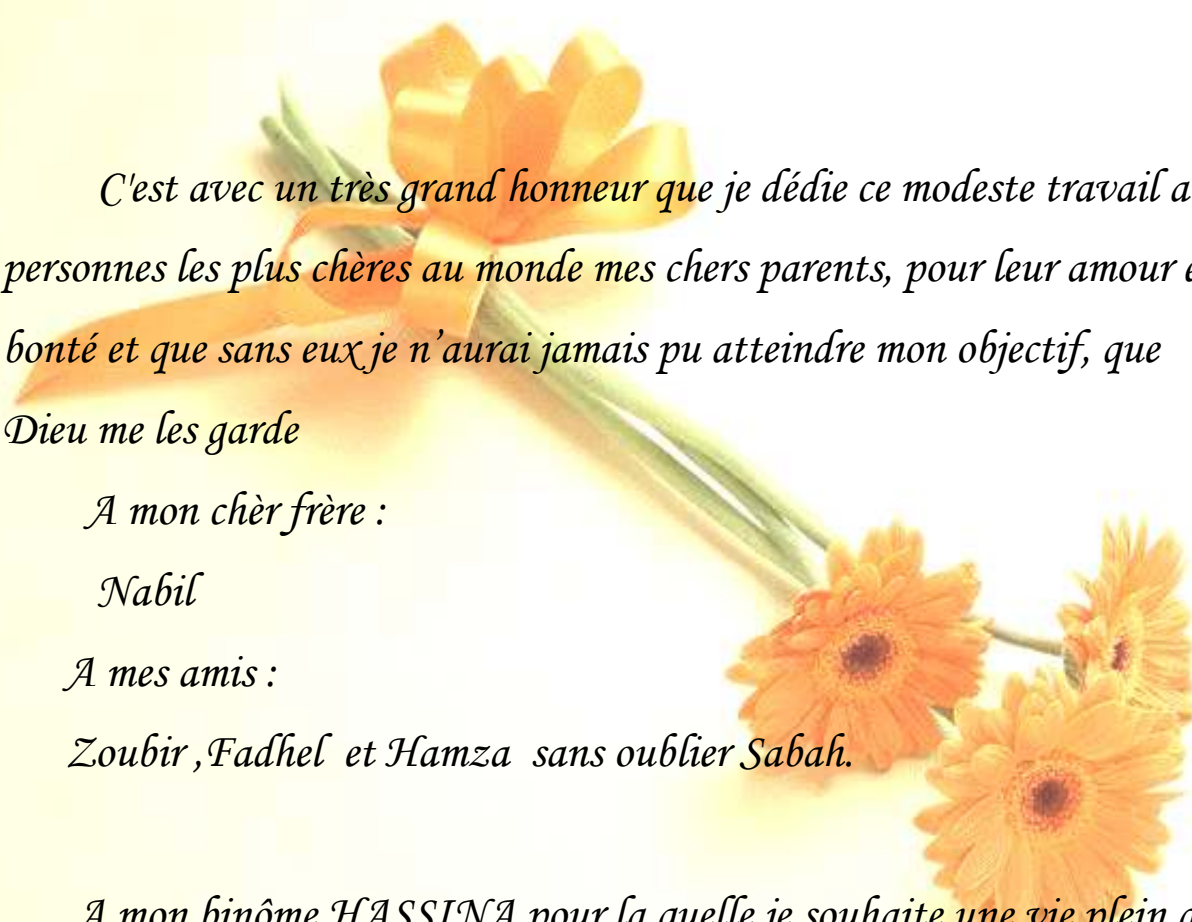
Nous tenons à remercier vivement tous ceux qui nous ont aidés à élaborer cet ouvrage et en particulier notre promoteur M^r ZAHAF AHMED pour sa disponibilité permanente, pour son aide et ces orientations précieuses, tout le long de ce projet.

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

Nous remercions aussi l'ensemble des enseignants du département de génie civil qui ont contribué à notre formation d'ingénieur d'état en Génie Civil.

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.

Dédicace



C'est avec un très grand honneur que je dédie ce modeste travail aux personnes les plus chères au monde mes chers parents, pour leur amour et bonté et que sans eux je n'aurai jamais pu atteindre mon objectif, que Dieu me les garde

A mon chère frère :

Nabil

A mes amis :

Zoubir ,Fadhel et Hamza sans oublier Sabah.

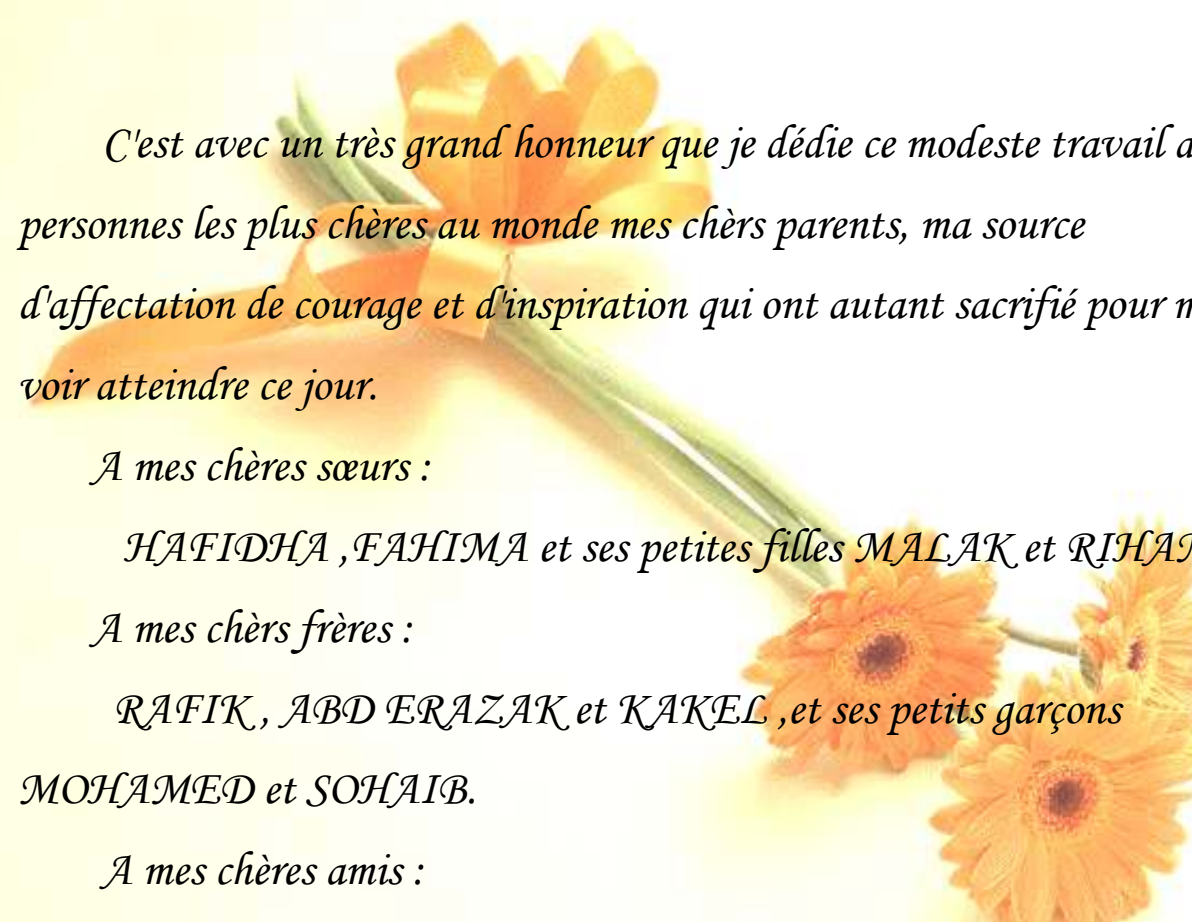
A mon binôme HASSINA pour la quelle je souhaite une vie plein de joie et de réussite.

A tous mes amis.

A toute la promotion 2012.

NOUREDDINE

Dédicace



C'est avec un très grand honneur que je dédie ce modeste travail aux personnes les plus chères au monde mes chers parents, ma source d'affectation de courage et d'inspiration qui ont autant sacrifié pour me voir atteindre ce jour.

A mes chères sœurs :

HAFIDHA ,FAHIMA et ses petites filles MALAK et RIHAM.

A mes chers frères :

RAFIK , ABD ERAZAK et KAKEL , et ses petits garçons MOHAMED et SOHAIB.

A mes chères amis :

CHERIFA ,AHEM ,SALMA ,MOUNIRA ,ASMA ,et CHAALLAH.

A mon binôme Hasni pour lequel je souhaite une vie plein de joie et de réussite.

A tous mes amis sans exception.

A toute la promotion 2012.

Hassina

SOMMAIRE

CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE ET DEFINITION DES CARACTERISTIQUES MECANIQUES

I.1. Introduction	1
I.2. Présentation de l'ouvrage	1
I.2.1. Caractéristiques géométriques	1
I.2.2. Ossature.....	1
I.2.3. Classification du bâtiment selon "RPA99 ver 2003".....	2
I.2.4. Plancher.....	2
I.2.5. Escalier.....	2
I.2.6. Ascenseur.....	2
I.2.7. Maçonnerie.....	2
I.3. Caractéristiques mécaniques des matériaux	2
I.3.1. Béton.....	2
I.3.2. Aciers.....	6
I.4. Hypothèses de calcul	10

CHAPITRE II : PREDIMENSIONNEMENT

II.1. Introduction	12
II.2. Pré dimensionnement des dalles	12
II.2.1. Plancher dalle pleine.....	12
II.3. Evaluation des charges et surcharges	12
II.3.1. Plancher terrasse inaccessible.....	13
II.3.2. Plancher étage courant.....	14
II.3.3. Maçonnerie.....	15
II.3.4. Acrotère.....	16
II.4. Pré dimensionnement des éléments résistants	16
II.4.1. Les portiques.....	16
II.4.1.1. Les poutres.....	17
II.4.1.2. Les poteaux.....	17
II.4.2. Les voiles.....	27

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

III.1. Introduction	29
III.2. Acrotère	29
III.2.1. Introduction.....	30
III.2.2. Evaluation des charges.....	30
III.2.3. Calcul des efforts.....	30
III.2.4. Ferrailage de l'acrotère.....	31
III.2.5. Vérification de la section d'acier selon " <i>BAEL 91 modifié 99</i> ".....	32
III.2.6. Armatures de répartitions	32
III.2.7. Vérification à l'E.L.S.....	33
III.2.8. Vérification des contraintes.....	33
III.2.8. Vérification de l'effort tranchant.....	34
III.4. Etude des planchers	35
III.4.1. Introduction.....	35
III.4.2. Plancher en corps creux.....	35
III.4.2.1. Dalle pleine	41
III.4.3. Etude de la dalle machine.....	42
III.4.3.1. Introduction.....	48
III.4.3.2. Pré dimensionnement.....	48
III.4.3.3. Détermination des charges et surcharges.....	48
III.4.3.4. Combinaisons des charges.....	48
III.4.3.5. Calcul des efforts.....	48
III.4.3.6. Ferrailage de la dalle.....	53
III.4.3.7. Ferrailage en travée.....	53
III.4.3.8. Ferrailage en appuis.....	53
III.4.3.9. Calcul des armatures transversales.....	54
III.4.3.10. Vérification à l'E.L.S.....	54
III.3. Escalier	54
III.3.1. Introduction.....	55
III.3.2. Définition des éléments d'un escalier.....	55
III.3.3. Evaluation des charges.....	55
III.3.4. Détermination des efforts internes.....	56
III.3.5. Diagrammes des efforts internes	56
III.3.6. Calcul des armatures	

CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE ET SISMIQUE

IV .1. Introduction	89
IV.2. Etude dynamique	89
IV.3. Modélisation	89
IV.3.1. Modélisation mathématique.....	89
IV.3.2. Caractéristiques dynamiques propre.....	89
IV.3.3. Modélisation de la structure.....	90
IV.3.4. Modélisation de la rigidité.....	90
IV.3.5. Modélisation de la masse.....	91

IV.4. Résultats de l'analyse dynamique	91
VI.4.1. Les résultats a partir du fichier de sortie du SAP2000.....	92
IV.5. ETUDE SISMIQUE	
VI.5.1. Introduction.....	93
VI.5.2. Choix de la méthode de calcul.....	93
VI.5.3. Spectre de réponse.....	95
VI.5.4. Résultats des forces sismiques de calcul	96
VI.5.5. Vérification des déplacements inter étage.....	97

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS RESISTANTS

V.1. INTRODUCTION	105
V.2. Ferrailage des poteaux	105
V.2.1. Introduction.....	105
V.2.2. Combinaison d'action.....	106
V.2.3. Recommandation selon RPA99 version 2003.....	106
V.2.4. Présentation des résultats.....	111
V.2.5. Choix des armatures.....	111
V.2.6. Vérification vis-à-vis de l'état limite de service.....	111
V.2.7. Vérification de l'effort tranchant.....	115
V.2.7.1. Vérification de la contrainte de cisaillement.....	115
V.2.8. Ferrailage transversal des poteaux.....	116
V.2.9. Longueur de recouvrement.....	117
V.2.10. Ferrailage des poteaux du sous sol.....	118
V.3. Ferrailage des poutres	121
V.3.1. Introduction.....	121
V.3.2. Recommandation selon RPA99 version 2003.....	121
V.3.3. Calcul du ferrailage.....	121
V.3.4. choix des armatures.....	122
V.3.5. Vérification nécessaire.....	123
V.3.5.1. Condition de non fragilité.....	123
V.3.5.2. Vérification vis-à-vis de l'ELS.....	123
V.3.5.3. Vérification de l'effort tranchant.....	124
V.3.6. Calcul des armatures transversales.....	125
V.3.7. Recouvrement des armatures longitudinales.....	125
V.3.8. Vérification de l'influence de l'effort tranchant au Voisinage des appuis.....	126
V.3.9. Arrêt des barres.....	129
V.4. Ferrailage des voile	131
V.4.1. Généralités.....	131
V.4.2. Introduction au ferrailage des voiles.....	132
V.4.3. Justifications sous sollicitations normales	133
V.4.4. Procédure de ferrailage des trumeaux.....	137
V.4.4.1. Introduction	137
V.4.4.2. Méthode simplifiée pour les voiles rectangulaires	137
V.4.4.3. Aciers horizontaux	140
V.4.4.4. Aciers supplémentaires et dispositions constructives..	140

V.4.4.5. Préconisation du règlement parasismique algérien.....	141
V.4.5. Présentation des résultats.....	142
V.4.6. Ferrailage des voiles du sous-sol	148

CHAPITRE VI : ETUDE DE SOL

VI.1. Introduction.....	157
VI.2. Reconnaissance géotechnique.....	157
VI.3. Conclusion.....	166

CHAPITRE VII : CALCUL DES FONDATION

VII.1. Introduction.....	168
VII.1.1. Fonction assurées par les fondations	168
VII.1.2. Classification des fondations	168
VII.2. Calcul des fondations.....	168
VII.2.1. Semelles isolées.....	168
VII.2.2. Semelles filantes croisées.....	169
VII.3. Etude du voile périphérique	172
VII.3.1. Introduction	172
VII.3.2. Pré dimensionnement	172
VII.3.3. Évaluation des charges	172
VII.3.4. Effort dans la dalle	173
VII.3.5. Calcul du ferrailage	174
VII.3.6. Les vérifications nécessaires	174
VII.3.6.1. Condition de non fragilité.....	174
VII.3.6.2. Vérification de l'effort tranchant.....	175
VII.3.6.3. Vérification à L'ELS.....	175

Conclusion générale

Annexe

Bibliographie

LISTE DES TABLEAUX

- Tableau II.1:** Dimensions finales des poutres
Tableau II.2 : Dégression des surcharges
Tableau II.3 : Dégression des charges d'exploitation (Poteau Central)
Tableau II.4 : Choix des sections des poteaux centraux
Tableau II.5 : Dégression des charges d'exploitation (Poteau de rive)
Tableau II.6 : Choix des sections des poteaux de rives
Tableau II.7 : Choix des sections des poteaux d'angles
Tableau II.8 : Coffrages des poteaux par étage
Tableau II.9 : Tableau de vérification des poteaux au flambement
Tableau III.1 Evaluation des charges et surcharge
Tableau III.2 Représentation des efforts internes
Tableau III.3 Moments en travées et sur appuis
Tableau III.4 Moments en travées et sur appuis
Tableau III.5 Moments en travées et sur appuis
Tableau III.6 Moments en travées et sur appui
Tableau III.7 Moments en travées et sur appuis
Tableau III.8 Moments en travées et sur appuis
Tableau III.9 Moments sur appuis
Tableau III.10 Moments en travées
Tableau III.11 Tableau récapitulatif du calcul des sections d'armatures en travée
Tableau III.12 Tableau récapitulatif du calcul des sections d'armatures sur appuis
Tableau III.13 Tableau récapitulatif pour la vérification à l'ELS
Tableau III.14 Récapitulatif du calcul de la flèche
Tableau III.15 Ferrailage de la dalle pleine
Tableau III.16 Vérification des contraintes à l'ELS
Tableau III.17 Charges permanentes sur le palier
Tableau III.18 Charges permanentes sur la volée
Tableau III.19 Calcul des sollicitations
Tableau III.20 Ferrailage de l'escalier
Tableau III.21 Vérification à l'E.L.S
Tableau III.22 Vérification de la flèche de l'escalier
Tableau III.45 Ferrailage de la volée en console
Tableau III.23 Vérification de compression du béton
Tableau III.24 Ferrailage de la volée en console
Tableau III.25 Combinaison des charges
Tableau III.26 Calcul des efforts internes
Tableau III.27 Ferrailage du balcon
Tableau III.28 Vérification des contraintes du balcon
Tableau IV.1 : Période et facteurs de participation massique du modèle final
Tableau IV.2: Vérification des déplacements inter étages avant renforcement (modèle initial)
Tableau IV.3 : Calcul des moments de torsion additionnels
Tableau IV.4 : Déplacement inter étage sous l'action sismique "E"
-

Tableau IV.5 : Déplacements inter étage dus aux moments de torsion M_x

Tableau IV.6 : Déplacements inter étage dus aux moments de torsion M_y

Tableau IV.7 : Déplacements maximum inter étage due aux moments de torsion M_x et M_y

Tableau IV.8 : Vérification des déplacements inter étages résultants ($\Delta = \Delta_s + \Delta_M$)

Tableau IV.9: Calcul de l'effort tranchant V_{Kx} et V_{Ky}

Tableau IV.10: Calcul de θ_x et θ_y

Tableau V.1 : Ferrailages des poteaux situation durable (N^{max}, M^{corr})

Tableau V.2 : Ferrailages des poteaux situation durable (M^{max}, N^{corr})

Tableau V.3 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle (N^{max}, M^{corr})

Tableau V.4 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle (M^{max}, N^{corr})

Tableau V.5 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle (N^{max}, M^{corr})

Tableau V.6 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle (M^{max}, N^{corr})

Tableau V.7 : Choix des armatures des poteaux

Tableau V.8 : Vérification des contraintes pour les poteaux

Tableau V.9 : Vérification des contraintes pour les poteaux

Tableau V.10 : Espacements maximales selon RPA99.

Tableau V.11 : Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux

Tableau V.12 : Espacements maximales selon RPA99

Tableau V.13 : Choix des armatures transversales pour les poteaux.

Tableau V.14 : Vérification des contraintes des poteaux de l'infrastructure

Tableau V.15 : Ferrailage des poutres porteuses (situation durable)

Tableau V.16 : Ferrailage des poutres porteuses (situation accidentelle)

Tableau V.17 : Choix des armatures pour les poutres porteuses

Tableau V.18 : Vérification de la condition de non fragilité

Tableau V.19 : Vérification des poutres principales à l'ELS

Tableau V.20 : Vérification de la contrainte de cisaillement

Tableau V.21 : Calcul des armatures transversales

Tableau V.22 : Vérification de la section d'armatures

Tableau V.23 : Vérification de la compression de l'aire d'appui

Tableau V.24 : Vérification dans les appuis de rives

Tableau V.25 : Récapitulatif du calcul de la flèche.

Tableau V.26 : Récapitulatif vérification de la flèche

Tableau V.25 : Valeurs de (l_f/l)

Tableau V.26 : Calcul de $\sigma_{u\ lim}$

Tableau V.27 : Aciers verticaux et horizontaux

Tableau V.28 : Aciers transversaux

Tableau V.30 : Calcul de σ_{ba} et σ_{bna} pour l'exemple

Tableau V.31: Tableau récapitulatif des contraintes dans les voiles longitudinaux

Tableau V.32 : Calcul des armatures des voiles longitudinaux

Tableau V.33: Calcul des aciers horizontaux des voiles longitudinaux

Tableau V.34: Tableau récapitulatif des contraintes dans les voiles longitudinaux

Tableau V.35 : Calcul des armatures des voiles longitudinaux

Tableau V.36 : Calcul des aciers horizontaux des voiles longitudinaux

Tableau VI.1 : Liste des essais de laboratoire réalisés

Tableau VI.2 : Teneur en eau et poids volumique.

Tableau VI.3: Limites de liquidité à la coupelle de Casagrande (SC1)

Tableau VI.4:Limites de liquidité à la coupelle de Casagrande (SC2)

Tableau VI.5 : Classification des sols du site étudié.

Tableau VI.6 : la compressibilité des sols du site étudié.

Tableau VI.7 : Résistance au cisaillement des sols du site étudié

mécanique

Tableau VI.8 : Tableau récapitulatif des résultats des caractéristiques physiques et

Tableau VI.9: Etude d'homogénéité des caractéristiques du sol

Tableau VI.10 : Caractéristiques physiques et mécaniques du sol homogène

Tableau VII.1: Dimensionnement de la semelle filante croisée.

Tableau VII.2: Ferrailage de la semelle filante croisée.

Tableau VII.2.1 : Vérification de la contrainte de cisaillement pour les semelles filantes
croisées

Tableau VII.3 : Ferrailage du voile périphérique

Tableau VII.4 : Vérification des contraintes à l'ELS de voile périphérique

Tableau VII.5 : Vérification de la flèche de voile périphérique

CHAPITRE I

PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE

CHAPITRE II

PRÉDIMENSIONNEMENT

CHAPITRE III

CALCUL DES ÉLÉMENTS SECONDAIRES

CHAPITRE IV

ÉTUDE DYNAMIQUE ET SISMIQUE

CHAPITRE V

FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS RÉSISTANTS

CHAPITRE VI

ÉTUDE DE SOL

CHAPITRE VII

ÉTUDE DES FONDATIONS

LISTE DES FIGURES

- Figure.I.1 : Diagramme contraintes-déformation à l'ELU
 - Figure.I.2: Diagramme contraintes-déformation à l'ELS
 - Figure.I.3: Diagramme contraintes-déformation de l'acier à l'ELU
 - Figure II.1 : l'acrotère
 - Figure II.2 : Plancher terrasse
 - Figure II.3 : Plancher étage courant
 - Figure II.4 : Coupe de voile en élévation
 - Figure III.1: L'acrotère
 - Figure III.2: Sollicitation de l'acrotère
 - Figure III.3: Diagramme des efforts à l'ELU
 - Figure III.4.:Ferrailage de l'acrotère
 - Figure.III.5 : Coupe du plancher en corps creux
 - Figure.III.6 : Schéma statique d'une poutrelle à une seule travée
 - Figure.III.7: Schéma statique d'une poutrelle à trois travées
 - Figure.III.8 : schéma statique de la poutrelle à cinq travées
 - Figure III.9: Disposition constructive des armatures des poutrelles
 - Figure III.10 : Poutrelle préfabriqué
 - Figure III.11 : Disposition constructive des armatures des poutrelles
 - Figure.III.12 : Disposition constructive des armatures de la table de compression
 - Figure III.13 : Dimensions d'une dalle pleine rectangulaire.
 - Figure.III.14 : Ferrailage de la dalle pleine rectangulaire
 - Figure.III.15 : Dimension de la dalle pleine
 - Figure III.16 : Ferrailage de la dalle pleine
 - Figure III.17 : Ferrailage du balcon
 - Figure.III.18 : Ferrailage de la poutre palière
 - Figure IV.1: Structure sans voiles
 - Figure IV.2. : Modèle 1
 - Figure IV.3. : Modèle 2
 - Figure IV.4 : Modèle 3
 - Figure.V.1 : Ferrailage des poteaux carrés et circulaires
 - Figure V.2.:Arrêt des barres
 - Figure.V.3:Ferrailage des poutres porteuses
 - Figure.V.4: Ferrailage des poutres non porteuses
 - Figure.V.5.: Ferrailage des chaînages
 - Figure.V.6:Section rectangulaire entièrement comprimée
 - Figure.V.7:Voile partiellement tendue. Découpage en bande
 - Figure.V.8: Disposition des voiles
 - Figure.V.9: Ferrailage des voiles
 - Figure.V10: Ferrailage des linteaux
 - Figure VII.1: Dimensions de la semelle isolée
-

- Figure VII.2 : Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux
 - Figure.VII.3 : Schéma statique du bâtiment
 - Figure VII.4 : Contraintes sous le radier
 - Figure.VII.5 : Schéma des panneaux
 - Figure.VII.6 : Ferrailage de la dalle du radier
 - Figure.VII.7 : Ferrailage des nervures
-

LISTE DES SYMBOLES

- 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.
- \varnothing : Diamètre des armatures, mode propre.
- φ : Angle de frottement.
- C : Cohésion.
- \bar{q} : Capacité portante admissible.
- Q : Charge d'exploitation.
- σ_c : Contrainte de consolidation.
- C_c : Coefficient de compression.
- C_s : Coefficient de sur consolidation.
- γ_s : Coefficient de sécurité dans l'acier.
- γ_b : Coefficient de sécurité dans le béton.
- σ_s : Contrainte de traction de l'acier.
- σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.
- $\bar{\sigma}_s$: Contrainte de traction admissible de l'acier.
- $\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte de compression admissible du béton.
- τ_u : Contrainte ultime de cisaillement.
- τ : Contrainte tangentielle.
- β : Coefficient de pondération.
- σ_{sol} : Contrainte du sol.
- σ_m : Contrainte moyenne.
- G : Charge permanente.
- ξ : Déformation relative.
- V_0 : Effort tranchant a la base.
- $E.L.U$: Etat limite ultime.
- $E.L.S$: Etat limite service.
- N_{ser} : Effort normal pondéré aux états limites de service.
- N_u : Effort normal pondéré aux états limites ultime.
- T_u : Effort tranchant ultime.
- T : Effort tranchant, Période.
- S_i : Espacement.
- λ : Elancement.
- e : Epaisseur, Indice des vides.
- N_q, N_γ, N_c : Facteurs de portance.

- F : Force concentrée.
- f : Flèche.
- \tilde{f} : Flèche admissible.
- D : Fiche d'ancrage.
- L : Longueur ou portée.
- L_f : Longueur de flambement.
- I_p : Indice de plasticité.
- I_c : Indice de consistance.
- W : Teneur en eau, Poids total de la structure.
- S_r : Degré de saturation.
- γ_d : Poids volumique sèche.
- γ_h : Poids volumique humide.
- γ_{sat} : Poids volumique saturé.
- W_{sat} : Teneur en eau saturé.
- W_L : Limite de liquidité.
- W_p : Limite de plasticité.
- d : Hauteur utile.
- F_e : Limite d'élasticité de l'acier.
- M_u : Moment à l'état limite ultime.
- M_{ser} : Moment à l'état limite de service.
- M_t : Moment en travée.
- M_a : Moment sur appuis.
- M_0 : Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres, Moment a la base.
- I : Moment d'inertie.
- f_i : Flèche due aux charges instantanées.
- f_v : Flèche due aux charges de longue durée.
- I_{fi} : Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées.
- I_{fv} : Moment d'inertie fictif pour les déformations différées.
- M : Moment, Masse.
- E_{ij} : Module d'élasticité instantané.
- E_{vj} : Module d'élasticité différé.
- E_s : Module d'élasticité de l'acier.
- P : Rayon moyen.
- f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'age.
- f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'age.
- F_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'age.
- K : Coefficient de raideur de sol.
- S_c : Tassement oedométrique.
- S_c^T : Tassement total.
- S_c^{adm} : Tassement admissible.
- δ : Rapport de l'aire d'acier à l'aire de béton.
- Y : Position de l'axe neutre.
- I_0 : Moment d'inertie de la section totale homogène

Construire a été toujours l'un des premiers soucis de l'homme et l'une de ses occupations privilégiées. La construction des ouvrages a été depuis toujours, le sujet de beaucoup de questions centrées principalement sur le choix du type d'ouvrage. Malheureusement ces ouvrages et ces constructions sont toujours endommagés par des risques naturels, tel que : les séismes, les cyclones, les volcans...etc.

L'ingénieur est donc appelé à concevoir des structures dotées d'une bonne rigidité et d'une résistance suffisante de manière à sauver les vies humaines .Donc il faut suivre les nouvelles techniques de constructions.

La construction parasismique est l'une de ces nouvelles techniques, et elle est incontestablement le moyen le plus sûr de prévention du risque sismique. Elle exige le respect préalable des règles normales de la bonne construction, mais repose également sur des principes spécifiques, dus à la nature particulière des charges sismiques. Ces principes et leurs modes d'application sont généralement réunis, avec plus ou moins de détails, dans les règles parasismiques. Règlement parasismique algérien "**RPA99 version 2003**", l'objectif de ces règlements est d'assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions.

Dans cette étude, nous nous intéressons à la modélisation par **SAP200 V.12**, qui est un logiciel de calcul et d'optimisation des structures. Il utilise la méthode d'analyse par éléments finis pour étudier les structures planes et spatiales, et permet d'effectuer des analyses statiques et dynamiques, ainsi que des analyses linéaires ou non linéaires. Nous pouvons ainsi calculer les structures à un nombre de barres et à un nombre de nœuds illimités. Les seules limitations découlent des paramètres de l'ordinateur sur lesquels les calculs sont effectués (mémoire vive et espace disque disponibles). Les données de la structure analysée (effort, ferrailage, etc. ...) seraient ainsi estimées induisant une réduction significative dans le temps de calcul.

Ce document est organisé comme suit :

Le chapitre I constitue une présentation descriptive de l'ouvrage avec les dimensions en plan et en élévation, des éléments structuraux et non structuraux et des caractéristiques des matériaux utilisés.

Pour toute étude d'une structure, le pré dimensionnement des éléments résistants (poteaux, poutres et voiles) se fait en première étape afin d'entamer l'étude dynamique, C'est le deuxième chapitre.

Dans le troisième chapitre nous intéressons au calcul des éléments non structuraux (l'acrotère, la dalle pleine, la dalle machine et l'escalier).

Dans le quatrième chapitre nous nous intéressons à la modélisation de la structure et la détermination des modes de vibrations, en renforçant l'ossature par des voiles, on observe ainsi le comportement de la structure jusqu'à la vérification des déplacements.

Pour que la structure résiste aux différentes sollicitations on doit calculer le ferrailage de ses éléments résistants, à partir des résultats obtenus par l'analyse dynamique, qui sera le cinquième chapitre.

Dans le chapitre VI, on a met les résultats de l'étude du sol qui est essentielle dans un tel projet, pour connaître l'état des lieux au voisinage de la construction et les caractéristiques géotechniques des différentes couches qui constituent le sol de fondation.

Le chapitre VII consiste à exploiter les résultats de l'étude du sol dans le dimensionnement et le ferrailage des fondations (la partie inférieure d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise auquel sont transmises toutes les charges et les surcharges supportées par l'ouvrage).

Ainsi ; Nous terminons ce document par quelque conclusions et perspectives

I.1. INTRODUCTION

La conception d'un projet en génie civil s'élabore en tenant compte des aspects fonctionnels; structuraux et formels, ce qui oblige l'ingénieur à tenir compte des données suivantes :

- L'usage
- La résistance et la stabilité.
- Les conditions économiques.
- Les exigences architecturales, fonctionnelles et esthétiques.

L'ouvrage faisant l'objet de la présente étude est un centre commercial (RDC+7+1S/Sol) implanté à Blida. Ce site est classé zone de forte sismicité (Zone III) selon le règlement parasismique Algérien "RPA 99 version 2003.

I.2. PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE

L'objet de notre projet est l'étude des éléments résistants d'un bâtiment constitué de trois ailes en forme de Y reliées par un noyau central en plan, cette structure est composée de :

- Rez de chaussée à usage de commercial
- 7 étages à usage d'habitation
- 1 sous sol

I.2.1. CARACTÉRISTIQUES GÉOMÉTRIQUES

Dimensions en élévation :

- Hauteur totale du bâtiment.....32,80 m
- Hauteur du sous sol.....3,4 m
- Hauteur du rez-de-chaussée..... 3,4 m
- Hauteur de l'étage courant3,4 m

Dimensions en plan

- Longueur totale d'une aile en plan19,98 m
- Largeur totale d'une aile en plan19,00 m

I.2.2. OSSATURE

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

I.2.3. CLASSIFICATION DU BÂTIMENT SELON (RPA 99 versions 2003)

Le bâtiment est un ouvrage classé dans le “ groupe 2 ”, car il est à usage commercial dont la hauteur ne dépasse pas 48 m.

I.2.4. PLANCHER

Vu la forme géométrique du bâtiment et en fonction du type de coffrage, nous avons opté pour deux types de plancher:

- Plancher en corps creux pour les étages courants
- Plancher en dalle pleine (la dalle de l'étage courant, RDC, sous sol).

I.2.5. ESCALIER

La structure comporte une seule cage d'escalier du sous sol au 7^{ème} étage, l'escalier est constitué de deux volées et de paliers

I.2.6. MAÇONNERIE

La maçonnerie du bâtiment est réalisée en briques creuses :

- Murs extérieurs constitués d'une double paroi en briques (15 cm et 10 cm d'épaisseur) séparée par une âme d'air de 5 cm d'épaisseur.
- Murs intérieurs constitués par une seule paroi de brique de 10 cm d'épaisseur

I.3. CARACTÉRISTIQUES MÉCANIQUES DES MATÉRIAUX

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction du bâtiment doivent être conforme aux règles techniques de construction et de calcul des ouvrages en béton armé (BAEL91) et tous les règlements applicables en Algérie (RPA 99 version 2003 et CBA93).

I.3.1. BÉTON

a. Composition du béton

Le béton est un matériau constitué par le mélange dans des proportions convenables, de ciment, de granulats (graviers, sable) et d'eau.

Pour sa mise en œuvre, le béton doit être maniable et il doit présenter certains critères à savoir :

1. une résistance mécanique élevée.
2. un retrait minimum.
3. une bonne tenue dans le temps.

b. Résistance du béton :

b.1. Résistance du béton à la compression:

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à «*J*» jours, généralement à 28 jours. Cette valeur est déterminée par des essais sur des éprouvettes cylindriques de 200,96 cm² de section et de 32 cm de hauteur.

$$j \leq 28 \text{ jours} \rightarrow f_{cj} = 0,685 f_{c28} \log(j+1)$$

$$j = 28 \text{ jours} \rightarrow f_{cj} = f_{c28}$$

$$j > 28 \text{ jours} \rightarrow f_{cj} = 1,1 f_{c28}$$

Pour notre étude on a : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

b.2. Résistance du béton à la traction

La résistance à la traction est déterminée par plusieurs essais ; parmi ces essais on peut citer :

1. Traction directe sur les cylindres précédents en collant des têtes de traction.
2. Traction par fendage en écrasant un cylindre de béton placé horizontalement entre les plateaux d'une presse (essai Brésilien).
3. Traction – flexion : à l'aide d'une éprouvette prismatique de côté «*a*» et de longueur «*4a*» reposant sur deux appuis horizontaux et soumise à la flexion

La résistance à la traction est notée par «*f_{ij}*», elle est définie par la relation :

$$f_{ij} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \quad (\text{MPa})$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa}, \text{ on trouve } f_{ij} = 2,1 \text{ MPa}$$

c. Module de déformation longitudinale

Ce module est connu sous le nom de module de « Young ou module de déformation longitudinale », il est défini sous l'action des contraintes normales d'une longue durée ou de courte durée d'application.

c.1. Module d'élasticité instantané « E_{ij} »

Il est mesuré à partir de la courbe $(\sigma - \xi)$ d'un teste de courte durée, il représente le module d'élasticité sous chargement accidentel

$$E_{ij} = 11000(f_{cj})^{1/3} \quad (f_{cj}; E_{ij} : \text{en MPa})$$

c.2. Module d'élasticité différé « E_{vj} »

Il est mesuré à partir de la courbe $(\sigma - \xi)$ d'un teste de longue durée, il représente le module d'élasticité sous chargement durable ou transitoire

$$E_{vj} = 3700(f_{cj})^{1/3}$$

$$\text{Pour notre cas: } f_{cj} = f_{c28} = 25 \text{ MPa} \rightarrow \begin{cases} E_{ij} = 32164,20 \text{ MPa} \\ E_{vj} = 10721,40 \text{ MPa} \end{cases}$$

d. Coefficient de poisson

Le coefficient de poisson représente la variation relative de dimension transversale d'une pièce soumise à une variation relative de dimension longitudinale.

$$\nu = \frac{\Delta L}{L}$$

- **E.L.U** $\nu = 0,0$ calcul des sollicitations (béton fissuré)
- **E.L.S** $\nu = 0,2$ calcul des déformations (béton non fissuré)

e. Poids volumique

On adopte la valeur $\rho = 25 \text{ kN/m}^3$

f. Les contraintes limites de calcul

f.1. Contraintes limites à l'état limite ultime (E.L.U)

L'état limite ultime est défini généralement par la limite de résistance mécanique au-delà de laquelle il y a ruine de l'ouvrage.

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

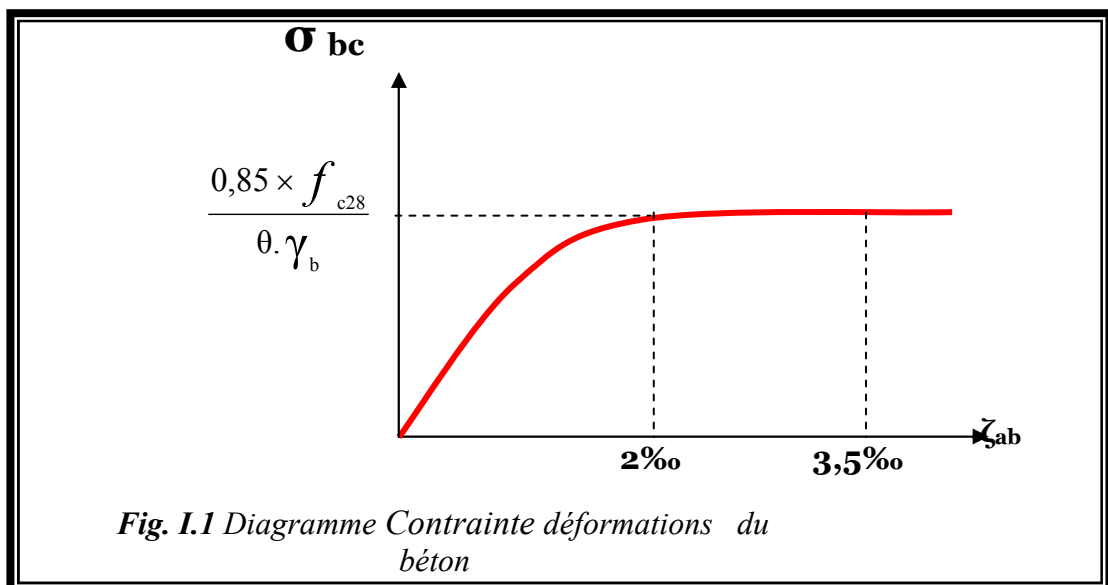
Avec :

γ_b : Coefficient de sécurité.

Tel que :

$\gamma_b = 1,5$ cas des situations durables ou transitoires..... $f_{bu} = 14,17 \text{ MPa}$

$\gamma_b = 1,15$ cas des situations accidentelles..... $f_{bu} = 18,48 \text{ MPa}$



f.2. Contraintes limites à l'état limite de service (E.L.S):

L'état limite de service est un état de chargement au-delà du quel la construction ne peut plus assurer le confort et la durabilité pour lesquels elle a été conçue ; on distingue :

- L'état limite de service vis-à-vis de la compression de béton
- L'état limite de service d'ouverture des fissures.
- L'état limite de service de déformation.

La contrainte limite de service est donnée par : $\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28}$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} \text{ on trouve : } \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

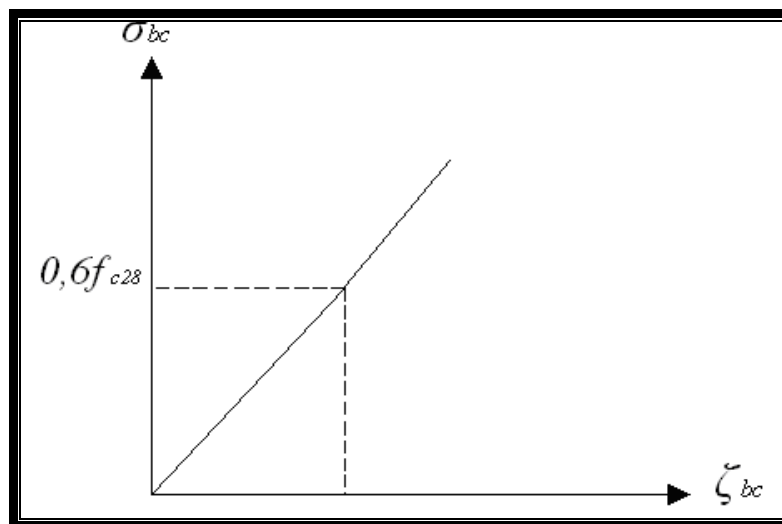


Figure. I.2 : Diagramme contraintes-déformation à l'ELS.

I.3.2. ACIERS

A fin de remédier au problème de non résistance du béton à la traction, on intègre dans les pièces de béton des armatures d'acier pour reprendre les efforts de traction.

Les aciers utilisés pour constituer les pièces en béton armé sont :

- Ronds lisses (\emptyset) : FeE24
- Barres à haute adhérences (HA) : FeE40
- Treillis soudés (TS) : TLE52 $\emptyset = 6 \text{ mm}$ pour les dalles.

a. Les limites élastiques

- Les ronds lisses (R.L): $FeE24$ ($f_e=235$ MPa)
- Barres à haute adhérence (HA) : $f_e=400$ MPa.
- Treillis soudés (TS) : $f_e=520$ MPa.

b. Module d'élasticité des aciers

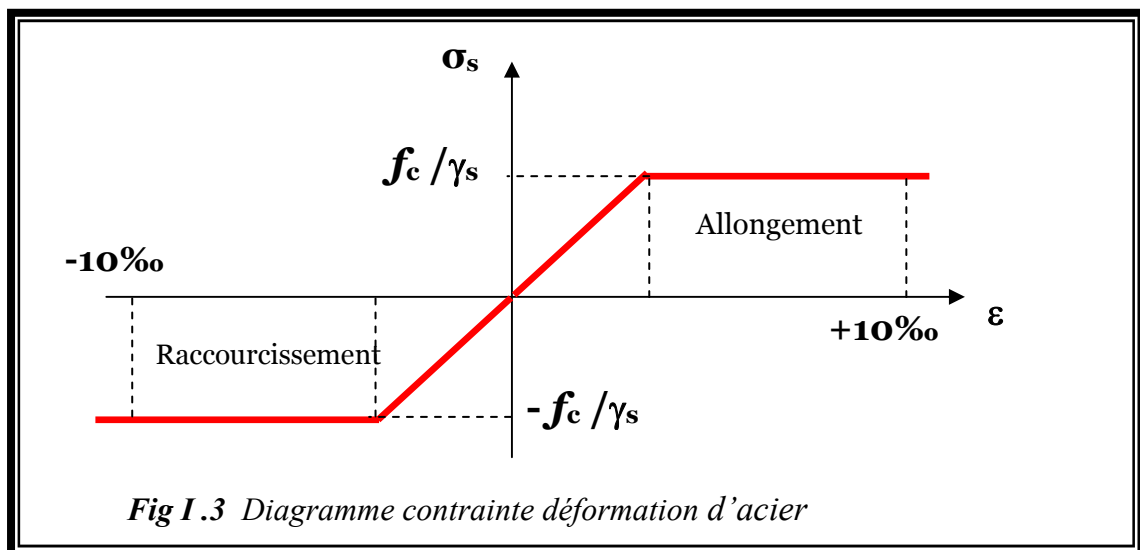
Les aciers sont aussi caractérisés par le module d'élasticité longitudinale. Les expériences ont montré que sa valeur est fixée quelque soit la nuance de l'acier.

$$E_s = 2,1.10^5 \text{ MPa}$$

c. Les contraintes limites de calcul

c.1. Contraintes limites à l'état limite ultime (E.L.U)

On adopte le diagramme contrainte- déformation suivant:



f_e : Contrainte limite élastique.

ξ_s : Déformation (allongement) relative de l'acier $\rightarrow \xi_s = \frac{\Delta L}{L}$

$$\xi_{es} = \frac{f_e}{E_s \gamma_s}$$

$$\sigma_s: \text{Contrainte de l'acier.} : \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier.

$$\gamma_s = \begin{cases} 1,15 & \text{Cas des situations durables ou transitoires} \\ 1,00 & \text{Cas des situations accidentelles} \end{cases}$$

Pour les aciers FeE400 on a : $\zeta_{es} = \frac{400}{1,15 \times 2,1 \cdot 10^5} = 1,74 \text{‰}$

c.2. Contraintes limites à l'état limite de service (E.L.S)

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

- Fissuration peu nuisible : pas de vérification.
- Fissuration préjudiciable: $\sigma_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e; 150\eta \right)$ (MPa)
- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_s = \min \left(\frac{1}{2} f_e; 110\eta \right)$ (MPa)

η : Coefficient de fissuration

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

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

d. Le coefficient d'équivalence

Le coefficient d'équivalence noté " n " est le rapport de : $\frac{E_s}{E_b} = 15$

n : Coefficient d'équivalence.

E_s : Module de déformation de l'acier.

E_b : Module de déformation du béton.

I.4. HYPOTHESES DE CALCUL

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

- Les sections droites restent planes après déformation.
- Il n'y a pas de glissement entre les armatures d'acier et le béton.
- Le béton tendu est négligé dans le calcul de la résistance à cause de sa faible résistance à la traction.
- Le raccourcissement unitaire du béton est limité à 3,5 ‰ en flexion simple ou composée et à 2 ‰ dans la compression simple
- L'allongement unitaire dans les aciers est limité à 10‰.
- La contrainte de calcul, notée " σ_s " et qui est définie par la relation :

- $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$ est égale à :

$$\blacklozenge \text{ rond lisse } \begin{cases} \sigma_s = 204,34 \text{ MPa} & \textit{Situation durable} \\ \sigma_s = 235 \text{ MPa} & \textit{Situation accidentelle} \end{cases}$$

$$\blacklozenge \text{ haute adhérence } \begin{cases} \sigma_s = 348 \text{ MPa} & \textit{Situation durable} \\ \sigma_s = 400 \text{ MPa} & \textit{Situation accidentelle} \end{cases}$$

- Allongement de rupture : $\zeta_s = 10\%$

I.10 Combinaison de calcul

Les sollicitations sont calculées en appliquant à la structure les combinaisons d'actions définies ci-après :

- ☛ Les combinaisons de calcul à l'état limite ultime de résistance « **E.L.U.R** » sont :

1. Pour les situations durables :

$$P1 = 1,35 G + 1,5 Q.$$

2. Pour les situations accidentelles « séisme, choc... »

$$P2 = G + Q \pm E.$$

$$P3 = G + Q \pm 1,2 E.$$

$$P4 = 0,8 G \pm E.$$

- ☛ Les combinaisons de calcul à l'état limite service de résistance :

$$P5 = G + Q.$$

Avec

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation.

E : L'effort de séisme.

I.11 Les règlements utilisés

- B.A.E.L 91 Modifié 99.
- R.P.A 99.
- R.P.A 99 Version2003.
- C.B.A 93.
- D.T.R.

I.12 Les logiciels utilisés

- SAP 2000 : Pour la modélisation de la structure.
- SOCOTEC : Pour le calcul et la vérification de ferrailage.
- AUTOCAD 2010 : Pour les dessins des plans.

II.1. INTRODUCTION

Avant d'entamer tout calcul, il est plus pratique d'estimer l'ordre de grandeur des éléments de la structure, pour cela des règlements en vigueur, notamment le "RPA99 version 2003", mettent au point ce qui est nécessaire pour un pré dimensionnement à la fois sécuritaire et économique.

II.2. PRÉDIMENSIONNEMENT DES DALLES

Lorsqu'on veut dimensionner la structure, lors de l'avant projet ou pour la descente de charge, on peut utiliser les formules approchées suivantes données en référence.

II.2.1. Plancher en corps creux (étage courant)

Ce plancher est constitué d'éléments résistants ; ce sont les poutrelles en béton armé et des éléments de coffrage « les entres vous » ; corps creux. Après la mise en place d'un ferrailage complémentaire, une dalle de répartition est coulée sur place (hourdis).

L'épaisseur du plancher est déterminée par la formule empirique suivante :

$$\frac{l}{25} < e < \frac{l}{20} \quad [4]$$

Avec :

e : Epaisseur de la dalle de compression + corps creux.

L : La distance maximale de la poutre $L_{\max} = 5,95m \Rightarrow 23,8cm \leq e \leq 29,75cm$

On prend : (20+5) cm.

II.2.2. Planchers dalle pleine (RDC et Sous Sol):

L'épaisseur des dalles dépend le plus souvent beaucoup plus des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance, on déduira donc l'épaisseur des dalles à partir des conditions suivantes :

- **Résistance au feu**

$e = 7$ cm Pour une heure de coupe feu.

$e = 11$ cm Pour deux heures de coupe feu.

On admet : $e = 11$ cm.

- **Isolation phonique**

Selon les règles « CBA93 », l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 15 cm, pour obtenir une bonne isolation acoustique.

Soit : $e = 16$ cm.

- **Résistance à la flexion**

Les conditions qui doivent être vérifiées selon le nombre des appuis sont les suivantes :

-Dalle reposant sur deux appuis : $\frac{l_x}{35} \leq e \leq \frac{l_x}{30}$.

-Dalle reposant sur trois ou quatre appuis : $\frac{l_x}{50} \leq e \leq \frac{l_x}{40}$.

Avec L_x : La petite portée du panneau le plus sollicité. ($L_x = 3,34$ m).

On aura donc : $6,68 \leq e \leq 8,35$ (cm).

On limite donc notre épaisseur à : $e = 8$ cm.

• **Conditions de flèche**

La condition a vérifiée est la suivante : [6]

$$\text{Avec } \bar{f} = \begin{cases} 0,5 + \frac{L(cm)}{1000} & \text{si } L > 5m \\ \frac{L(cm)}{500} & \text{si } L \leq 5m \end{cases}$$

Dans notre cas : $L_{\max} = 595 \text{ cm}$;

$$F_{\max} = \frac{5ql_x^4}{384EI} \leq 0,5 + \frac{L_{\max}}{500} \quad ; \text{ avec : } I = \frac{be^3}{12} \rightarrow e \geq \left(\frac{60ql_x^4}{384Eb(0,5 + \frac{L_x}{500})} \right)^{\frac{1}{3}}$$

- Pour ce faire, on considère une bande de dalle de largeur $b = 1 \text{ m}$ avec une épaisseur $e = 16 \text{ cm}$ (préalablement déterminée à partir de la condition 2 ci dessus).

$L =$ La portée maximale de la poutre $L_{\max} = 5.95m$

$G = 7,64 \text{ kN/m}^2$ \longrightarrow Charge permanente.
 $Q = 2,50 \text{ kN/m}^2$ \longrightarrow Charge d'exploitation.
 (Plancher RDC ; voir évaluation de charge).

Ceci nous donne :

$$Q = (G+Q) \longrightarrow q = 10,08 \text{ kN/m.}$$

$$E_v = 10721,4 \text{ MPa (voir caractéristique des matériaux)}$$

D'ou: $e \geq 23,02 \text{ cm}$

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

Alors le choix e l'épaisseur des dalles pleines est comme suit :

$e = \max(11, 16, 8, 20) \text{ cm}$

On prend : $e = 20 \text{ cm}$

II.3. EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES

Cette étape consiste à évaluer et à déterminer les charges et les surcharges qui influent directement sur la résistance et la stabilité de notre ouvrage.

II.3.1. PLANCHER TERRASSE INACCESSIBLE

a. Charges permanentes

- 1- Gravillon de protection ($e=5 \text{ cm}$; $\rho=17 \text{ kN/m}^3$)..... $0,85 \text{ kN/m}^2$
- 2- Etanchéité multicouche $0,12 \text{ kN/m}^2$
- 3- Forme de pente ($e_{\text{moy}}=10 \text{ cm}$; $\rho=22 \text{ kN/m}^3$)..... $2,20 \text{ kN/m}^2$
- 4- Polyane..... $0,01 \text{ kN/m}^2$
- 5- Isolation thermique (liège) ($e=4 \text{ cm}$; $\rho=4 \text{ kN/m}^3$)..... $0,16 \text{ kN/m}^2$
- 6- Dalle de compression + corps creux (20+5)..... $3,30 \text{ kN/m}^2$
- 7- Enduit en plâtre ($e=2 \text{ cm}$; $\rho=10 \text{ kN/m}^3$)..... $0,20 \text{ kN/m}^2$

$$\underline{\underline{G=6,84 \text{ kN/m}^2}}$$

b. Surcharge d'exploitation

Terrasse inaccessible $Q=1,00 \text{ kN/m}^2$

II.3.2. PLANCHER ETAGE COURANT

a. Charges permanentes

b. Carrelage ($e=2cm$).....	0,50kN/m ²
c. Mortier de pose ($e=2cm$; $\rho=20kN/m^3$).....	0,40kN/m ²
d. Lit de sable ($e=3cm$; $\rho=18kN/m^3$).....	0,54kN/m ²
e. Dalle de compression + corps creux (20+5).....	3,30kN/m ²
f. Enduit en plâtre ($e=2cm$; $\rho=10kN/m^3$).....	0,20kN/m ²
g. Cloisons de distribution ($e=10cm$).....	1,00kN/m ²
	G=5,94kN/m²

b. Charge d'exploitation

$$Q=1,50kN/m^2 \dots\dots\dots(\text{habitation})$$

II.3.3. PLANCHER RDC

Plancher dalle pleine

1- Carrelage ($e=2cm$).....	0,50kN/m ²
2- Mortier de pose ($e=2cm$; $\rho=20kN/m^3$).....	0,40kN/m ²
3- Lit de sable ($e=3cm$; $\rho=18kN/m^3$).....	0,54kN/m ²
4- Dalle pleine($e=20$)cm.....	5,00kN/m ²
5- Enduit en plâtre ($e=2cm$; $\rho=10kN/m^3$).....	0,20kN/m ²
6- Cloisons de distribution ($e=10cm$).....	1,00kN/m ²
	G=7,64kN/m²

II.3.4. PLANCHER SOUS SOL

$$\frac{L}{35} \leq e \leq \frac{L}{25}$$

Avec :

e : Epaisseur de la dalle pleine.

L : La distance maximale de la poutre $L_{\max} = 5,95m \Rightarrow 17cm \leq e \leq 23,8cm$

On prend : $e=20cm$

a. Charges permanentes

1- Carrelage ($e=2cm$).....	0,50kN/m ²
2- Mortier de pose ($e=2cm$; $\rho=20kN/m^3$).....	0,40kN/m ²
3- Lit de sable ($e=3cm$; $\rho=18kN/m^3$).....	0,54kN/m ²
4- Dalle pleine ($e=20cm$).....	5,00kN/m ²
5- Enduit en plâtre ($e=2cm$; $\rho=10kN/m^3$).....	0,20kN/m ²
6- Cloisons de distribution ($e=10cm$).....	1,00kN/m ²
	G=7,64kN/m²

b. Charge d'exploitation

$$Q=2,50kN/m^2$$

II.3.5. MAÇONNERIE

Murs extérieurs

1- Enduit en ciment ($e=2cm$; $\rho=18kN/m^3$).....	0,36kN/m ²
2- Brique creuse ($e=10cm$, $9kN/m^3$).....	0,90kN/m ²

3- Ame d'air ($e=5cm$).....	0,00kN/m ²
4- Brique creuse ($e=10cm, \rho=9kN/m^3$).....	0,90kN/m ²
5- Enduit en ciment extérieur ($e=2cm ; \rho=18kN/m^3$).....	0,36kN/m ²
	G=2,52kN/m²

II.3.6. BALCONS

a. Charges permanentes

1- Carrelage ($e=2cm$).....	0,50kN/m ²
2- Mortie de pose ($e=2cm ; \rho=20kN/m^3$).....	0,40kN/m ²
3- Lit de sable ($e=3cm ; \rho=18kN/m^3$).....	0,54kN/m ²
4- Dalle pleine ($e=20cm$).....	5,0kN/m ²
5- Enduit en ciment ($e=2cm ; \rho=18kN/m^3$).....	0,36kN/m ²
	G=6,80kN/m²

b. Charge d'exploitation

Q=3,50kN/m²

1

II.3.7. ACROTÈRE

L'acrotère est un élément secondaire exposé aux chocs thermiques, son calcul se fait à la flexion composée.

On considère une bonde de 1m de largeur.

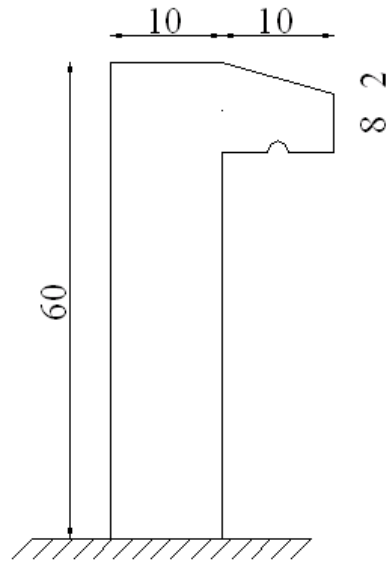


Figure II.1 : Schéma représentatif de l'acrotère

Charge permanente

Le poids propre de l'acrotère pour 1m est de : $G = \rho \times S$

S : La surface transversale totale de l'acrotère.

ρ : Le poids volumique tel que $\rho = 25 \text{ KN}$

$$S = \left[(0,1 \times 0,6) + (0,1 \times 0,08) + \frac{(0,1 \times 0,02)}{2} \right] = 0,069 \text{ cm}^2$$

D'où :

Le poids des éléments en béton armé :

$$G_1 = 25 \times 0,069 = 1,725 \text{ kN / ml}$$

Le poids de revêtement en ciment ($e=2\text{cm}$; $\rho=14 \text{ kN/m}^3$)

$$G_2 = 14 \times 0,02, (60 + 10) \times 2 \times 0,01 = 0,392 \text{ kN / ml}$$

Donc :

$$G = G_1 + G_2 = 2,117 \text{ KN/ml} \quad \mathbf{G = 2,117KN/ml}$$

Charge d'exploitation

On prend une charge d'exploitation : $\mathbf{Q=1,00KN/ml}$

II.4. PRÉDIMENSIONNEMENT

II.4.1. LES PORTIQUES

Le système des portiques est constitué des éléments horizontaux (les poutres) et des éléments verticaux (les poteaux).

II.4.1.1. LES POUTRES

Le pré dimensionnement des poutres se fait globalement en deux étapes :

- 1- Choix des sections des poutres selon les formules empiriques données par le "BAEL 91 modifié 99" [1] et vérification selon "RPA 99 version 2003" [2].
- 2- Vérification de la flèche pour la section choisie.

a. Poutres principales (porteuses)

- D'après le "BAEL 91 modifié 99" [1] :

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

$$* 0,3h \leq b \leq 0,7h$$

Avec :

L : La portée maximale de la poutre.

h : La hauteur de la section.

b : La largeur de la section.

➤ Détermination de la hauteur "h"

$$\text{On a : } L=5,95\text{m}$$

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow 39,66\text{cm} \leq h \leq 59,5\text{cm}$$

On prend : $\mathbf{h=50cm}$

➤ Détermination de la largeur "b"

$$h = 50\text{cm} : 0,3h \leq b \leq 0,7h \Rightarrow 15\text{cm} \leq b \leq 35\text{cm}$$

On prend : $\mathbf{b=30cm}$

- **Vérification selon le “RPA 99 version 2003” [2] :** (Zone sismique III)

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

$$\begin{cases} b \geq 30\text{cm} \Rightarrow b = 30\text{cm} > 20\text{cm} \dots\dots\dots \text{vérifier} \\ h \geq 30\text{cm} \Rightarrow h = 50\text{cm} > 30\text{cm} \dots\dots\dots \text{vérifier} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow \frac{h}{b} = 1,66 < 4 \dots\dots\dots \text{vérifier} \end{cases}$$

- **Condition de rigidité**

On doit vérifier que :

$$\left(\frac{h}{L}\right) > \left(\frac{1}{16}\right) \dots\dots\dots [6]$$

$$\frac{50}{595} = 0,084 > 0,0625 \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

Conclusion

	Plancher à corps creux		Plancher à dalle pleine
	Plancher terrasse	Plancher courant	RDC
Poutres principales	30 x 50	30 x 50	30 x 50

Tableau II.1: Dimensions finales des poutres

II.4.1.2. LES POTEAUX

a. Principe

Les poteaux sont près dimensionnés en compression simple en choisissant 3 types de poteaux les plus sollicités de la structure. C'est-à-dire, un poteau central, un poteau de rive et un poteau d'angle.

Chaque type de poteau est affecté de la surface du plancher chargé lui revenant, et on utilisera un calcul basé sur la descente de charge. On appliquera la loi de dégression des charges d'exploitation.

b. Etapes de pré dimensionnement (calcul)

- Calcul de la surface reprise par chaque poteau.
- Evaluation de l'effort normal ultime de la compression à chaque niveau.
- La section du poteau est alors calculée aux états limite ultime (ELU) vis-à-vis de la compression simple du poteau.
- La section du poteau obtenue doit vérifier les conditions minimales imposée par le “RPA99 version 2003” [2].
- Vérifier la section à l'E.L.S.

b. Loi de dégression

Comme il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément, on applique pour leur détermination la loi de dégression qui consiste à réduire les charges identiques à chaque étage de 10% jusqu'à 0,5Q.

Q : Charge d'exploitation.

Ce qui donne : $Q_0 + \frac{3+n}{2n}(Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$ Donnée par "BAEL 91

modifié 99" [1]

Avec :

n: Nombre d'étage.

Q₀: La structure d'exploitation sur la terrasse.

Q₁, Q₂, ..., Q_n: Les surcharges d'exploitation des planchers respectifs.

Niveau des planchers	Surcharge	Σ surcharge	Σ surcharge (kN/m ²)
T	Q ₀	Σ ₀ =Q ₀	1
P7	Q ₁	Σ ₁ =Q ₀ +Q ₁	2,5
P6	Q ₂	Σ ₂ =Q ₀ +0,95(Q ₁ +Q ₂)	3,85
P5	Q ₃	Σ ₃ =Q ₀ +0,9(Q ₁ +Q ₂ +Q ₃)	5,05
P4	Q ₄	Σ ₄ =Q ₀ +0,85(Q ₁ +Q ₂ +Q ₃ +Q ₄)	6,10
P3	Q ₅	Σ ₅ =Q ₀ +0,8(Q ₁ +Q ₂ +Q ₃ +Q ₄ +Q ₅)	7,00
P2	Q ₆	Σ ₆ =Q ₀ +0,75(Q ₁ +Q ₂ +Q ₃ +Q ₄ +Q ₅ +Q ₆)	7,75
P1	Q ₇	Σ ₇ =Q ₀ +0,71(Q ₁ +.....+Q ₇)	8,50
P.RDC	Q ₈	Σ ₈ =Q ₀ +0,69(Q ₁ +.....+Q ₈)	9,97
P.S. Sol	Q ₉	Σ ₉ =Q ₀ +0,67(Q ₁ +.....+Q ₉)	11,38

Tableau II.2 : Dégression des surcharges

Dimensionnement des poteaux

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

$$N_u = \alpha \left[\frac{Br \cdot f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right] \dots \dots \dots (1)$$

Avec :

* N_u: Effort normal ultime (compression) = 1,35G + 1,5Q.

* α : Coefficient réducteur tenant compte de la stabilité (α = f(λ)).

$$\lambda: \text{Elancement d'EULER} \left(\lambda = \frac{l_f}{i} \right).$$

l_f: Longueur de flambement.

$$i: \text{Rayon de giration} \left(i = \sqrt{\frac{I}{B}} \right).$$

I : Moment d'inertie de la section par rapport à l'axe passant par son centre de gravité et perpendiculaire au plan de flambement $\left(I = \frac{bh^3}{12} \right)$.

- * B : Surface de la section du béton ($B=a \times b$).
- * γ_b : Coefficient de sécurité pour le béton ($\gamma_b=1,50$).....situation durable.
- * γ_s : Coefficient de sécurité pour l'acier ($\gamma_s=1,15$).....situation durable.
- * f_e : Limite élastique de l'acier ($f_e=400MPa$).
- * f_{c28} : Contrainte caractéristique du béton à 28 jours ($f_{c28}=25MPa$).
- * A_s : Section d'acier comprimée.
- * Br : Section réduite d'un poteau, obtenue en réduisant de sa section réelle $1cm$ d'épaisseur sur toute sa périphérie ($Br=(a-0,02)(b-0,02)$) [m^2].

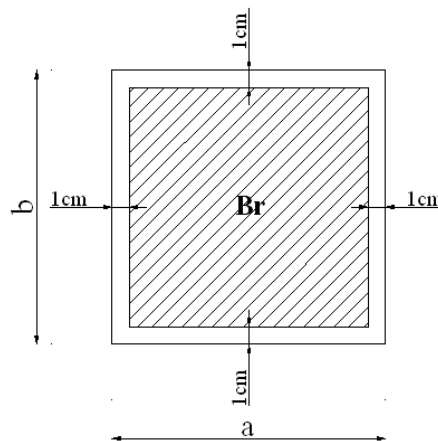


Figure. II.2. Section réduite du poteau

* Selon le "BAEL 91 modifié 99" [1] :

$$0,2\% \leq \frac{A_s}{B} \leq 5\%$$

On cherche à dimensionner le poteau de telle sorte que : $\frac{A_s}{B} = 1\%$

$$\left. \begin{aligned} \bullet \alpha &= \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} & si \quad \lambda = 50 \\ \bullet \alpha &= 0,6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 & si \quad 50 < \lambda < 100 \end{aligned} \right\}$$

Pour les poteaux carrés, il est préférable de prendre $\lambda = 35 \rightarrow \alpha = 0,708$

On tire de l'équation (1) la valeur de Br :

$$Br \geq \frac{N_u}{\alpha \left(\frac{f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{B \gamma_s} \right)} = 0,66 N_u$$

e. Le minimum requis par le "RPA99 version 2003" [2]

Pour une zone sismique III, on doit avoir au minimum :

$$\begin{cases} * \text{Min}(a; b) \geq 30\text{cm} \\ * \text{Min}(a; b) > \frac{h_e}{20} \\ * \frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4 \end{cases}$$

Avec :

$(a ; b)$: Dimensions de la section.

h_e : Hauteur d'étage.

On opte pour des poteaux de section carrée ($a=b$).

f. Vérification à l'ELS

Vérifier la section à l'ELS, selon la formule :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{B + \eta A_s} \leq 0,6 f_{c28} \dots \dots \dots (2)$$

Avec :

N_{ser} : Effort normal à l'ELS ($N_{ser} = N_G + N_Q$).

B : Section de béton du poteau.

A_s : Section des armatures ($A_s = 1\%B$).

n : Coefficient d'équivalence $\left(n = \frac{E_s}{E_b} = 15 \right)$.

σ_{ser} : Contrainte de compression à l'ELS.

En remplaçant dans l'équation (2) les différents termes par leurs valeurs, on

obtient : $\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{1,15B} \leq 0,6 f_{c28} = 15\text{MPa}$

Les poteaux les plus sollicités sont :

- Poteau central : $S = 24,8\text{m}^2$
- Poteau de rive : $S = 15,625\text{m}^2$
- Poteau d'angle : $S = 9,29\text{m}^2$

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Les poteaux centraux S=24,8 m²**Poids revenant au poteau du 7^{ème} étage**

- Poids du plancher terrasse $G \times S = 6,84 \times 24,8 = 169,63\text{kN}$
 - Poids du poteau $h_p \times a \times b \times \rho_b = (3,4 - 0,5) \times (0,30)^2 \times 25 = 6,52\text{kN}$
 - Poids de la poutre principale . $L_{pp} \times h \times b \times \rho_b = (5,95 - 0,30) \times 0,5 \times 0,3 \times 25 = 21,18\text{kN}$
- G = 197,33kN**

- Poids revenant au poteau du 7^{ème} étage $G_7 = G = 197,33\text{kN}$

Poids revenant au poteau du 6^{ème} étage

- Poids du plancher courant $GxS=5,94x24,8=147,31kN$
 - Poids du poteau $h_p x a x b x \rho_b = (3,4-0,5)x(0,30)^2 x 25 = 6,52kN$
 - Poids de la poutre principale . $L_{pp} x h x b x \rho_b = (5,95-0,30)x0,5x0,3x25=21,18kN$
- $G=175,01kN$**

- Poids revenant au poteau du 6^{ème} étage $G_6 = G_7 + G = 372,01$ kN

Poids revenant au poteau du 5^{ème} étage

- Poids revenant au poteau du 5^{ème} étage $G_5 = G_6 + G = 547,02$ kN

Poids revenant au poteau du 4^{ème} étage

- Poids revenant au poteau du 4^{ème} étage $G_4 = G_5 + G = 722,03$ kN

Poids revenant au poteau du 3^{ème} étage

- Poids revenant au poteau du 3^{ème} étage $G_3 = G_4 + G = 897,04$ kN

Poids revenant au poteau du 2^{ème} étage

- Poids revenant au poteau du 2^{ème} étage $G_2 = G_3 + G = 1072,05$ kN

Poids revenant au poteau du 1^{ier} étage

- Poids revenant au poteau du 1^{ier} étage $G_1 = G_2 + G = 1247,06$ kN

Poids revenant au poteau du RDC

- Poids du plancher courant $GxS=5,94x24,8=147,31kN$
 - Poids du poteau $h_p x a x b x \rho_b = (3,4-0,5)x(0,30)^2 x 25 = 6,52kN$
 - Poids de la poutre principale . $L_{pp} x h x b x \rho_b = (5,95-0,30)x0,5x0,30x25=21,18kN$
- $G=175,01kN$**

- Poids revenant au poteau du RDC $G_R = G_1 + G = 1422,07$ kN

Poids revenant au poteau du sous sol

- Poids du plancher RDC... $GxS=7,64x24,8=189,47kN$
 - Poids du poteau $h_p x a x b x \rho_b = (3,4-0,5)x(0,30)^2 x 25 = 6,52kN$
 - Poids de la poutre principale . $L_{pp} x h x b x \rho_b = (5,95-0,30)x0,50x0,30x25=21,18kN$
- $G=217,17kN$**

- Poids revenant au poteau du SOUS SOL $G_{SS} = G_R + G = 1639,24$ kN

➤ Charge d'exploitation

En appliquant la loi de dégression; on trouve :

Niveau des planchers	Surcharge	Σ surcharge	Σ surcharge (kN/m ²)
T	Q ₀	$\Sigma_0=Q_0$	24,8
P7	Q ₁	$\Sigma_1=Q_0+Q_1$	62
P6	Q ₂	$\Sigma_2=Q_0+0,95(Q_1+Q_2)$	95,48
P5	Q ₃	$\Sigma_3=Q_0+0,9(Q_1+Q_2+Q_3)$	125,24
P4	Q ₄	$\Sigma_4=Q_0+0,85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$	151,28
P3	Q ₅	$\Sigma_5=Q_0+0,8(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$	173,6
P2	Q ₆	$\Sigma_6=Q_0+0,75(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)$	192,2
P1	Q ₇	$\Sigma_7=Q_0+0,71(Q_1+\dots+Q_7)$	210,8
P.RDC	Q ₈	$\Sigma_8=Q_0+0,69(Q_1+\dots+Q_8)$	247,25
P.S. Sol	Q ₉	$\Sigma_9=Q_0+0,67(Q_1+\dots+Q_9)$	282,35

Tableau II.3 : Dégrossion des charges d’exploitation (Poteau Central)

Exemple de calcul
Etude de 5^{ème} étage

$N_{G5} = 547,02kN$

$N_{Q5} = Q_5 \times S = 7 \times 24,8 = 136,08kN$

$N_{u5} = 1,35 N_{G10} + 1,5 N_{Q10} = 942,60kN$

$Br \geq 0,66 N_{u5} \Rightarrow Br \geq 6,22 \cdot 10^{-2} m^2$

$Br = (a - 0,02)(b - 0,02)$; On a : $a=b$

Donc : $Br = (a - 0,02)^2 \Rightarrow a = \sqrt{Br} + 0,02 = 0,267m$

$a=b=26,70cm$

Le choix: $a=b=30cm$

• **Vérification de la section à l’ELS**

$N_{ser} = N_{G5} + N_{Q5} = 683,10kN$

$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{1,15B}$ avec : $B = axb = 900cm^2$

$\sigma_{ser} = 6,60MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15MPa$

Niveaux	N _G (kN)	N _Q (kN)	N _u (kN)	Br (cm ²)	a=b (cm)	RPA (cm ²)	Le choix	N _{ser} (kN)	σ_{ser} (MPa)	Obs.
P7	197,33	62	359,40	237,20	17,40	30*30	30*30	259,33	2,88	OK
P6	372,01	95,48	645,43	425,98	22,64	30*30	30*30	467,50	5,20	OK
P5	547,02	125,24	926,34	611,38	26,72	30*30	30*30	672,26	7,47	OK
P4	722,03	151,28	1201,66	793,40	30,16	30*30	35*35	873,31	7,13	OK
P3	897,04	173,6	1471,40	971,12	33,16	30*30	35*35	1070,64	8,74	OK
P2	1072,05	192,2	1735,56	1145,47	35,84	30*30	40*40	1264,25	7,90	OK
P1	1247,06	210,8	1999,73	1319,82	38,33	30*30	40*40	1457,86	9,11	OK
P.RDC	1422,07	247,25	2290,67	1511,84	40,88	30*30	45*45	1669,32	8,24	OK
P.S. Sol	1639,24	282,35	2636,50	1740,1	43,71	30*30	45*45	1921,60	9,49	OK

Tableau .II.4 : Choix des sections des poteaux centraux

Les poteaux de rives $S=15,63 m^2$

Poids revenant au poteau du 7^{ème} étage

- Poids du plancher terrasse $GxS=6,84x15,63=106,91kN$
 - Poids du poteau $h_p x a x b x \rho_b = (3,4-0,5)x(0,30)^2 x 25 = 6,52kN$
 - Poids de la poutre principale . $L_{pp} x h x b x \rho_b = (5,95-0,30)x0,5x0,3x25 = 21,18kN$
- G=134,61kN**

- Poids revenant au poteau du 7^{ème} étage $G_7 = G = 134,61kN$

Poids revenant au poteau du 6^{ème} étage

- Poids du plancher courant $GxS=5,94x15,63=92,84kN$
 - Poids du poteau $h_p x a x b x \rho_b = (3,4-0,5)x(0,30)^2 x 25 = 6,52kN$
 - Poids de la poutre principale . $L_{pp} x h x b x \rho_b = (5,95-0,30)x0,5x0,3x25 = 21,18kN$
- G=120,54kN**

- Poids revenant au poteau du 6^{ème} étage $G_6 = G_7 + G = 255,15 kN$

Poids revenant au poteau du 5^{ème} étage

- Poids revenant au poteau du 5^{ème} étage $G_5 = G_6 + G = 375,70 kN$

Poids revenant au poteau du 4^{ème} étage

- Poids revenant au poteau du 4^{ème} étage $G_4 = G_5 + G = 496,23 kN$

Poids revenant au poteau du 3^{ème} étage

- Poids revenant au poteau du 3^{ème} étage $G_3 = G_4 + G = 616,77 kN$

Poids revenant au poteau du 2^{ème} étage

- Poids revenant au poteau du 2^{ème} étage $G_2 = G_3 + G = 737,31 kN$

Poids revenant au poteau du 1^{ier} étage

- Poids revenant au poteau du 1^{ier} étage $G_1 = G_2 + G = 857,85 kN$

Poids revenant au poteau du RDC

- Poids du plancher courant $GxS=5,94x15,63=92,84kN$
 - Poids du poteau $h_p x a x b x \rho_b = (3,4-0,5)x(0,30)^2 x 25 = 6,52kN$
 - Poids de la poutre principale . $L_{pp} x h x b x \rho_b = (5,95-0,30)x0,5x0,3x25 = 21,18kN$
- G=120,54**

- Poids revenant au poteau du RDC $G_R = G_1 + G = 978,40 kN$

Poids revenant au poteau du sous sol

- Poids du plancher RDC... $GxS=7,64x15,63=119,41kN$
 - Poids du poteau $h_p x a x b x \rho_b = (3,4-0,5)x(0,30)^2 x 25 = 6,52kN$
 - Poids de la poutre principale . $L_{pp} x h x b x \rho_b = (5,95-0,30)x0,5x0,3x25 = 21,18kN$
- G=147,11kN**

- Poids revenant au poteau du SOUS SOL $G_{SS} = G_R + G = 1125,50 \text{ kN}$

➤ **Charge d'exploitation**

En appliquant la loi de dégression; on trouve :

Niveau des planchers	Surcharge	Σ surcharge	Σ surcharge (kN/m ²)
T	Q ₀	$\Sigma_0 = Q_0$	15,63
P7	Q ₁	$\Sigma_1 = Q_0 + Q_1$	39,07
P6	Q ₂	$\Sigma_2 = Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2)$	60,17
P5	Q ₃	$\Sigma_3 = Q_0 + 0,9(Q_1 + Q_2 + Q_3)$	78,93
P4	Q ₄	$\Sigma_4 = Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$	95,34
P3	Q ₅	$\Sigma_5 = Q_0 + 0,8(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$	109,41
P2	Q ₆	$\Sigma_6 = Q_0 + 0,75(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$	121,11
P1	Q ₇	$\Sigma_7 = Q_0 + 0,71(Q_1 + \dots + Q_7)$	132,85
P.RDC	Q ₈	$\Sigma_8 = Q_0 + 0,69(Q_1 + \dots + Q_8)$	155,83
P.S. Sol	Q ₉	$\Sigma_9 = Q_0 + 0,67(Q_1 + \dots + Q_9)$	177,87

Tableau II.5 : Dégression des charges d'exploitation (Poteau de rive)

Exemple de calcul

Etude de 5^{ème} étage

$N_{G5} = 375,70 \text{ kN}$

$N_{Q5} = Q_5 \times S = 7 \times 15,63 = 78,93 \text{ kN}$

$N_{u5} = 1,35 N_{G10} + 1,5 N_{Q10} = 625,60 \text{ kN}$

$Br \geq 0,66 N_{u5} \Rightarrow Br \geq 4,128.10^{-2} \text{ m}^2$

$Br = (a - 0,02)(b - 0,02) \quad ; \quad \text{On a : } a = b$

Donc : $Br = (a - 0,02)^2 \Rightarrow a = \sqrt{Br} + 0,02 = 0,223 \text{ m}$

$a = b = 22,32 \text{ cm}$

Le choix: $a = b = 30 \text{ cm}$

• **Vérification de la section à l'ELS**

$N_{ser} = N_{G5} + N_{Q5} = 454,63 \text{ kN}$

$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{1,15B} \quad \text{avec : } B = a \times b = 900 \text{ cm}^2$

$\sigma_{ser} = 4,39 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

Niveaux	N _G (kN)	N _Q (kN)	N _u (kN)	Br (cm ²)	a=b (cm)	RPA (cm ²)	Le choix	N _{ser} (kN)	σ _{ser} (MPa)	Obs.
P7	134,61	39,07	240,32	158,61	14,59	30*30	30*30	137,68	1,33	OK
P6	255,15	60,17	434,70	286,90	18,93	30*30	30*30	315,32	3,04	OK
P5	375,70	78,93	625,60	412,90	22,32	30*30	30*30	454,63	4,39	OK
P4	496,23	95,34	812,92	536,52	25,16	30*30	30*30	591,57	5,71	OK
P3	616,77	109,41	996,75	657,85	27,65	30*30	30*30	726,18	7,01	OK
P2	737,31	121,11	1177,03	776,84	29,87	30*30	30*30	858,42	8,29	OK
P1	857,85	132,85	1357,37	895,86	31,93	30*30	35*35	990,7	7,03	OK
P.RDC	978,40	155,83	1554,58	1026,02	34,03	30*30	35*35	1134,23	8,05	OK
P.S. Sol	1125,5	177,87	1786,23	1178,91	36,33	30*30	40*40	1303,37	7,08	OK

Tableau .II.6 : Choix des sections des poteaux de rives

Les poteaux d'angles S=9,29m²

Poids revenant au poteau du 1^{er} étage

- Poids du plancher courante..... $GxS=5,94x9,29=55,18kN$
 - Poids du poteau $h_p x a x b x \rho_b = (3,4-0,5)x(0,30)^2 x 25 = 6,52kN$
 - Poids de la poutre principale $L_{pp} x h x b x \rho_b = (5,95-0,30)x0,5x0,30x25 = 21,18kN$
 - Poids du mur extérieur $2,52x3,4x5,94=50,89kN$
- G=133,77KN**

- Poids revenant au poteau du 1^{er} étage $G_1 = G = 133,77$ kN

Poids revenant au poteau du RDC

- Poids du plancher courant..... $GxS=5,94x9,29=55,18kN$
 - Poids du poteau $h_p x a x b x \rho_b = (3,4-0,5)x(0,30)^2 x 25 = 6,52kN$
 - Poids de la poutre principale $L_{pp} x h x b x \rho_b = (5,95-0,30)x0,5x0,30x25 = 21,18kN$
 - Poids du mur extérieur..... $2,52x3,4x5,94=50,89kN$
- G=133,77KN**

- Poids revenant au poteau du RDC $G_R = G_1 + G = 267,54$ kN

Poids revenant au poteau du sous sol

- Poids du plancher RDC... .. $GxS=7,64x9,29=70,97kN$
 - Poids du poteau $h_p x a x b x \rho_b = (3,4-0,5)x(0,30)^2 x 25 = 6,52kN$
 - Poids de la poutre principale $L_{pp} x h x b x \rho_b = (5,95-0,30)x0,50x0,30x25 = 21,18 kN$
 - Poids du voile périphérique $L_{pp} x e_v x h_v x \rho_b = ((5,95-0,30)x(3,4-0,50))x0,15x25=61,44kN$
- G=160,11KN**

- Poids revenant au poteau du Sous Sol $G_{SS} = G_R + G = 427,65$ kN

Niveaux	N _G (kN)	N _Q (kN)	N _u (kN)	Br (cm ²)	a=b (cm)	RPA (cm ²)	Le choix	N _{ser} (kN)	σ _{ser} (MPa)	Obs.
P1	133,77	32,51	229,35	151,37	14,30	30*30	30x30	166,28	1,60	OK
P.RDC	267,54	55,73	444,77	293,54	19,13	30*30	30x30	323,27	3,12	OK
P.SS	427,65	78,96	695,76	459,20	23,42	30*30	30x30	506,61	4,89	OK

Tableau .II.7 : Choix des sections des poteaux d'angles

h. Choix final des sections des poteaux

Pour conférer une meilleure résistance aux sollicitations sismiques, il est recommandé de donner aux poteaux d'angles et de rives, des sections comparables à celles des poteaux centraux.

Etages	Sections carrées (axb)cm ²
7 ^{ème}	30*30
6 ^{ème}	30*30
5 ^{ème}	30*30
4 ^{ème}	35*35
3 ^{ème}	35*35
2 ^{ème}	40*40
1 ^{er}	40*40
RDC	45*45
S/SOL	45*45

Tableau .II.8 : Coffrages des poteaux par étage

Niveau	(a,b)cm ²	l ₀ (m)	b(m)	l _f = 0,7l ₀ (m)	λ	λ ≤ 35
RDC	(50,50)	3,57	0,50	2,499	17,35	C.V
Etage 1,2	(50,50)	3,06	0,50	2,142	14,87	C.V
Etage 3,4	(45,45)	3,06	0,45	2,142	16,60	C.V
Etage 5,6,7	(40,40)	3,06	0,40	2,142	18,62	C.V

Tableau II.9 : Tableau de vérification des poteaux au flambement

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 35$$

$$i = b / \sqrt{12} \Rightarrow \lambda = 3.46 \times \frac{L_f}{b}, L_f = 0,7 \times L_0 .$$

II.4.2. LES VOILES

Sont considérés comme voiles les éléments satisfaisant à la condition: $l \geq 4a$.

Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires (poteaux).

Avec :

l : Longueur du voile.

a : Epaisseur du voile.

D'après le "RPA 99 version 2003" [2], l'épaisseur des voiles doit être déterminée en fonction de la hauteur libre de l'étage " h_e " et les conditions de rigidité aux extrémités.

On a :

Pour étage courant

$$h_e = 3,4 - 0,5 = 2,9m \rightarrow a = \frac{h_e}{20} = 14,5cm$$

Pour le sous sol

$$h_e = 3,4 - 0,5 = 2,9m \rightarrow a = \frac{h_e}{20} = 14,5cm$$

Pour le RDC

$$h_e = 3,4 - 0,5 = 2,9m \rightarrow a = \frac{h_e}{20} = 14,5cm$$

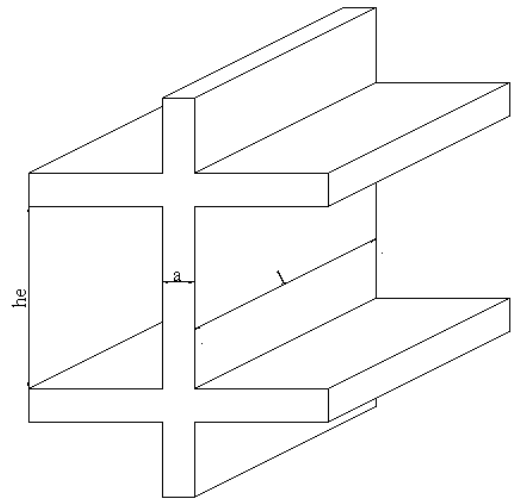


Figure II.3. Schéma du voile

Conclusion

Donc On adopte l'épaisseur des voiles :

- **a= 15cm** pour le RDC et le sous sol
- **a= 15cm** pour les étages courants

D'après le "RPA 99 version 2003" [2] : $a_{min}=15cm$

$a = 15cm \geq a_{min} = 15cm$vérifier

III.1 INTRODUCTION

Dans une structure quelconque on distingue deux types d'éléments
 Les éléments porteurs principaux qui contribuent directement au contreventement.
 Les éléments secondaires qui ne contribuent pas directement au contreventement.
 Dans le présent chapitre nous considérons l'étude des éléments que comporte notre bâtiment.
 Nous citons l'acrotère, les escaliers, les planchers, dont l'étude est indépendante de l'action sismique, mais ils sont considérés comme dépendant de la géométrie interne de la structure.
 Le calcul de ses éléments s'effectue suivant le règlement "BAEL 91 modifié 99" [1] en respectant le règlement parasismique Algérien "RPA 99 version 2003" [2].

III.2. ACROTÈRE

III.2.1. INTRODUCTION

Notre bâtiment comporte une terrasse inaccessible délimitée par un acrotère, assimilée à une console verticale encastrée au niveau du plancher terrasse. La section dangereuse est celle qui se trouve au niveau de l'encastrement.
 Les charges qui sollicitent l'acrotère sont
 Son poids propre sous forme d'effort normal.
 Une charge d'exploitation horizontale égale à 1kN/ml due à la main courante.
 L'acrotère sera étudié en flexion composée, et puisqu'elle est exposée aux intempéries, la fissuration est préjudiciable.

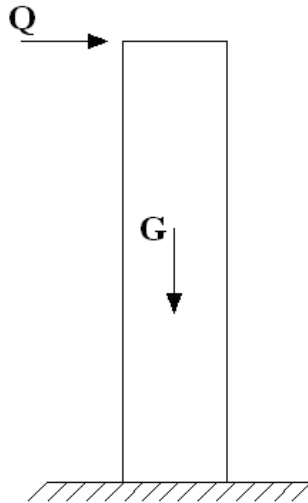


Figure III.1 Sollicitation de l'acrotère

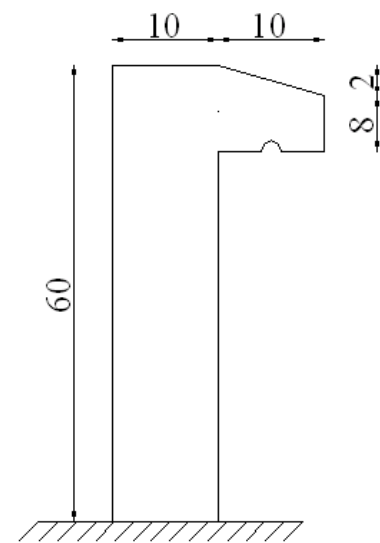


Figure III.2 l'acrotère

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

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

III.2.2. EVALUATION DES CHARGES

a. Charges permanentes

- $G=2,117\text{kN/ml}$ (voir chapitre 2)

b. Charge d'exploitation

- $Q=1,00\text{kN/ml}$
- L'action des forces horizontales $Q_{h,u}$ (F_p)

D'après le "RPA99 version 2003" [2] (article 6.2.3), l'action des forces horizontales est donnée par $F_p=4AC_pW_p$

Avec

A Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4-1) pour la zone et le groupe d'usage appropriés [$A=0,25$]..... (Zone III, groupe 2).

C_p Facteur de force horizontale donnée par le tableau (6-1)..... [$C_p=0,8$].

W_p Poids de l'acrotère $=2,117\text{kN}$.

$F_p=4 \times 0,25 \times 0,8 \times 2,12=1,694\text{kN}$.

$Q_u=\text{Max}(1,5Q ; F_p)$

$$\left. \begin{array}{l} F_p = 1,694\text{kN} \\ 1,5Q = 1,5\text{kN} \end{array} \right\} \Rightarrow Q_u = Q_h = 1,694\text{kN}$$

Donc pour une bande de 1m de largeur

$$G=2,117\text{kN/ml} \text{ et } Q=1,694\text{kN/ml}$$

III.2.3. CALCUL DES EFFORTS

Pour une bande de 1m de largeur

E.L.U

$$N_u=1,35G=2,86\text{kN}$$

$$M_u=1,5Q_h h=1,53\text{kNm}$$

$$T_u=1,5Q_h=2,541\text{kN}$$

E.L.S

$$N_{ser}=G=2,117\text{kN}$$

$$M_{ser}=Q_h h=1,016\text{kNm}$$

$$T_{ser}=Q_h=1,694\text{kN}$$

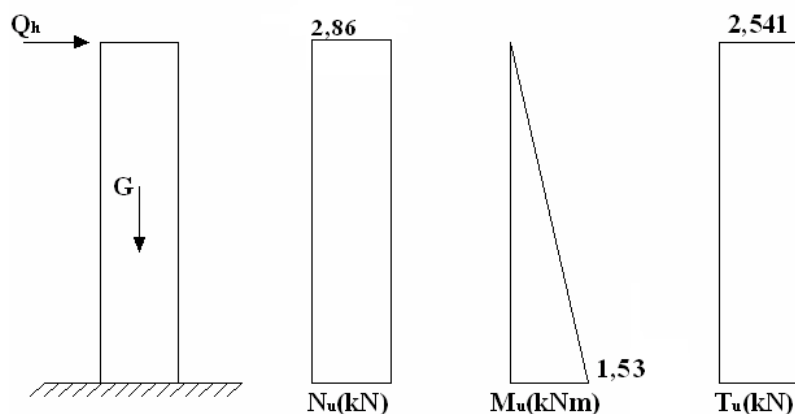


Figure III.3 Diagramme des efforts à L'ELU

III.2.4. FERRAILLAGE DE L'ACROTÈRE

$h=10\text{cm}$; $b=100\text{cm}$; $f_{c28}=25\text{MPa}$; $c = c'=2\text{ cm}$; $\sigma_{bc}=14,17\text{MPa}$; $f_e=400\text{MPa}$

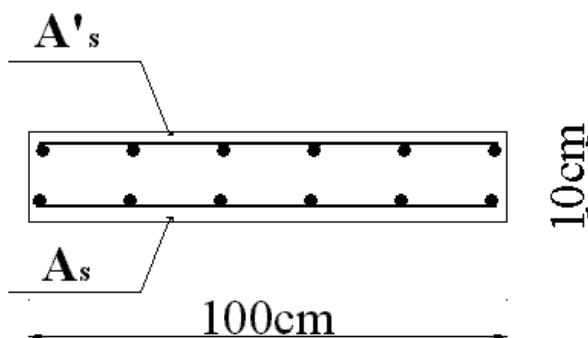


Figure III.4. ferrailage de l'acrotère

Calcul de l'excentricité

$$e=e_1+e^*a$$

Avec

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1,53}{2,86} = 53,5\text{ cm}$$

$$e_a = \max(2\text{cm} ; \frac{l}{250}) = 2\text{cm}$$

$$e = 53,5 + 2 = 55,5\text{ cm}$$

D'après l'organigramme de calcul d'une section rectangulaire en flexion composée à l'état limite ultime **"BAEL 91 modifier 99"**[1]

$$N_U = \frac{M_u}{e} = \frac{1,53}{55,5 \times 10^{-2}} = 2,76\text{KN}$$

$$\psi_1 = \frac{N_u}{b \cdot h \cdot \sigma_{bc}} = \frac{2,76}{1 \times 0,01 \times 14,17 \times 10^3} = 0,02 < 0,81$$

$$\xi = 0,1661$$

$$e_{NC} = \xi \times h = 0,1661 \times 10 = 1,661\text{cm}$$

$e > e_{NC} \Rightarrow$ la section est partiellement comprimée (SPC)

Les armatures seront calculées à la flexion simple en équilibrant le moment fictif M_f .

Calcul du moment fictif " M_f "

$$M_f = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 1,53 + 2,76(0,08 - 0,1/2) = 1,61 \text{ kNm}$$

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 \sigma_{bc}} = \frac{1,61}{1 \times 0,08^2 \times 14,17 \times 10^3} = 0,017$$

$\mu < \mu_R = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$ Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires

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

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 7,93 \text{ cm}$$

$$\mu = 0,017 < 0,186 \Rightarrow \zeta_s = 10\% \quad \text{et} \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{sf} = f(M_f)$$

$$A_{sf} = \frac{M_f}{Z\sigma_s} = \frac{1,61 \times 10^6}{80 \times 348} = 57,83 \text{ mm}^2$$

$$\bullet A_{s1} = A'_s = 0$$

$$\bullet A_{s2} = A_{sf} - \frac{N_u}{\sigma_s} = 49,9 \text{ mm}^2$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} A_{s1} = 0 \text{ cm}^2 \\ A_{s2} = 0,50 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

III.2.5. VÉRIFICATION DE LA SECTION D'ACIER SELON "BAEL 91 modifié 99"

Il faut vérifier A_s avec la section minimale imposée par la règle du millième et par la règle de non fragilité

$$A_s^{\min} \geq \text{Max} \left\{ \frac{bh}{1000}; 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

Avec

$$f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}; f_e = 400 \text{ MPa}; b = 100 \text{ cm}; d = 8,0 \text{ cm}; c = c' = 2 \text{ cm}$$

$$A_s^{\min} \geq \text{Max} \{ 1 \text{ cm}^2; 0,966 \text{ cm}^2 \} = 1 \text{ cm}^2$$

Donc on opte finalement pour **5T6=1,41 cm²**

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

III.2.6. ARMATURES DE RÉPARTITIONS

$$A_r \geq \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r \geq 0,352 \text{ cm}^2$$

$$\text{On choisi } \mathbf{4T6=1,13 \text{ cm}^2} \text{ avec un espacement } S_t = \frac{60-5}{3} = \frac{55}{3} \approx 18 \text{ cm}$$

III.2.7. VÉRIFICATION À L'E.L.S

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{1,016}{2,117} = 0,48m = 48cm$$

$$\frac{h}{2} - c' = \frac{10}{2} - 2 = 3cm$$

On a

$$e_0 > \frac{h}{2} - c' \Rightarrow \text{La section est partiellement comprimée (SPC).}$$

C La distance entre le centre de pression et la fibre la plus comprimée.

$$C = d - e_A$$

$$\text{Avec } e_A = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left(d - \frac{h}{2} \right) = 51cm \Rightarrow C = -43cm \quad (C < 0)$$

D'après le "BAEL 91 modifié 99" [1], on doit résoudre l'équation suivant

$$y_c^3 + p y_c + q = 0$$

y_c Distance entre le centre de pression et l'axe neutre.

Avec

$$n = 15; \left\{ \begin{array}{l} p = -3c^2 + 6n(c - c') \frac{A_s}{b} + 6n(d - c) \frac{A_s}{b} = -5482,28 \\ q = -2c^3 - 6n(c - c')^2 \frac{A_s}{b} - 6n(d - c)^2 \frac{A_s}{b} = 155713,33 \end{array} \right.$$

La solution de l'équation du troisième degré est obtenue par

$$\Delta = q^2 + \left(\frac{4p^3}{27} \right) = -1,64 \cdot 10^8$$

$$\cos \varphi = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}} = -0,996 \Rightarrow \varphi = 175,29^\circ$$

$$a = 2 \sqrt{\frac{-p}{3}} = 85,49$$

$$y_1 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right) = 44,75cm$$

$$y_2 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120\right) = -85,45cm$$

$$y_3 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 240\right) = 40,7cm$$

La solution qui convient est $y_c = 44,7cm$

Car

$$0 < y_{ser} = y_c + c < d$$

$$0 < y_{ser} = 44,7 - 43 = 1,7 \text{ cm} < 8cm$$

$$\text{Donc } \begin{cases} y_{ser} = 1,7cm \\ y_c = 44,7cm \end{cases}$$

Calcul du moment d'inertie

$$I = \frac{b}{3} y_{ser}^3 + n[A_s(d - y_{ser})^2 + A'_s(y_{ser} - c')^2] = 1012,03cm^4 \quad ; \quad n = 15$$

III.2.8 VERIFICATION DES CONTRAINTES

a. Contrainte du béton

$$\sigma_{bc} = \left(\frac{N_{ser}}{I} y_c \right) y_{ser} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15MPa$$

$$\sigma_{bc} = \left(\frac{2,117 \times 10^3 \times 44,7 \times 10}{1012,03 \times 10^4} \right) \times 17 = 1,58MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

b. Contrainte de l'acier

$$\sigma_s = n \left(\frac{N_{ser}}{I} y_c \right) (d - y_{ser}) \leq \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{Acier tendu}$$

$$\sigma'_s = n \left(\frac{N_{ser}}{I} y_c \right) (y_{ser} - c') \leq \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{Acier comprimé}$$

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e; \text{Max}(0,5 f_e; 110 \sqrt{\eta f_{ij}}) \right) = 201,63MPa \dots \dots \dots (\eta = 1,6 \text{ pour les aciers HA})$$

$$\sigma_s = 88,36MPa < \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$\sigma'_s = 21,03MPa < \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

III.2.9. VÉRIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT

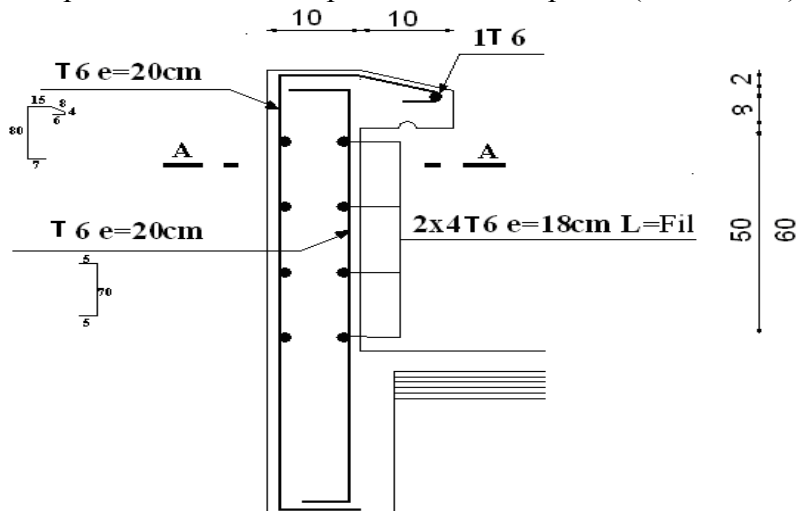
La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min} \{ 0,1 f_{c28}; 4MPa \} = 2,5MPa$$

[1]

$$\tau_u = \frac{2,541 \cdot 10^3}{80 \cdot 10^3} = 0,031MPa < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

REMARQUE Les forces horizontale (tel que le séisme) peuvent agir sur les deux faces de l'acrotère donc on adopte la même section pour la zone comprimé (soit $A_s=A_s'$).



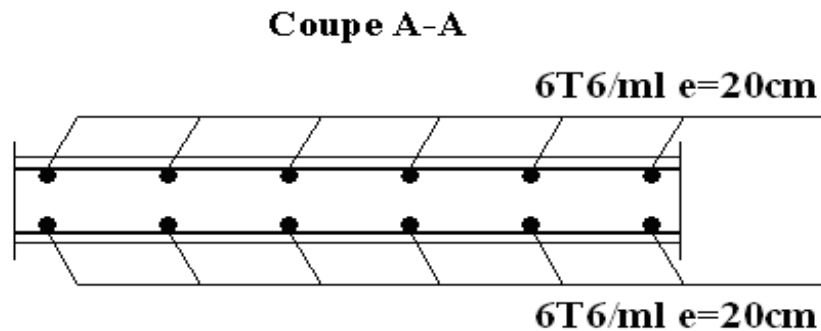


Figure III.4.2 Ferrailage de l'acrotère

III.3. ETUDE DES PLANCHERS

III.3.1. INTRODUCTION

Les planchers sont des éléments plans horizontaux et qui ont pour rôle

- Isolation des différents étages du point de vue thermique et acoustique.
- Répartir les charges horizontales dans les contreventements.
- Assurer la compatibilité des déplacements horizontaux.

III.3.2. PLANCHER EN CORPS CREUX

Ce type de planchers est constitué d'éléments porteurs (poutrelles) et d'éléments de remplissage (corps creux) de dimension $(16 \times 20 \times 65) \text{ cm}^3$ avec une dalle de compression de 5 cm d'épaisseur.

a. Etude des poutrelles

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués, leur calcul est associé à une poutre continue semi encastrée aux poutres de rives.

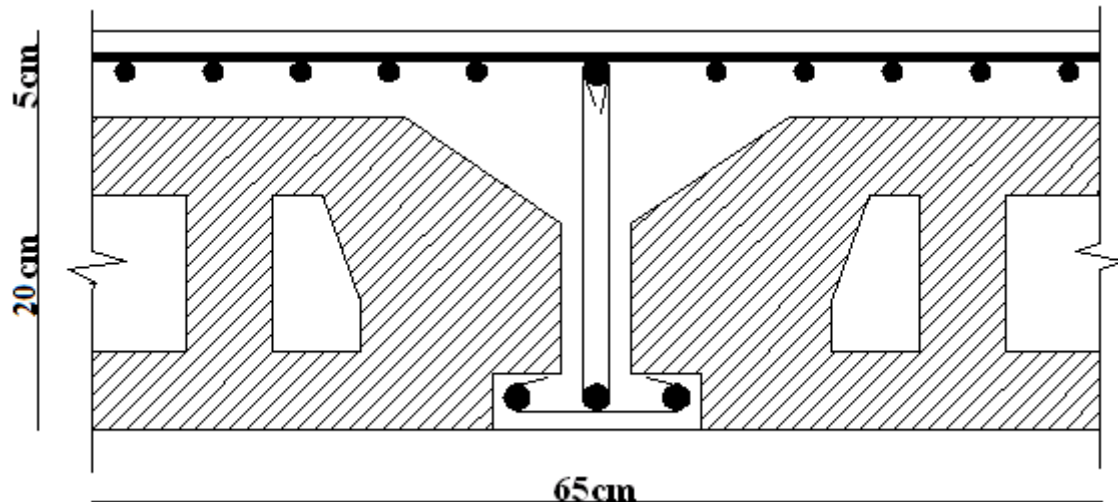


Figure III.5 Coupe du plancher en corps creux

a.1. Dimensions de la poutrelles

$$\frac{1}{25} \leq \frac{h}{L} \leq \frac{1}{20} \quad [3] \Rightarrow \frac{595}{25} \leq h \leq \frac{595}{20}$$

$$\Rightarrow 23,8 \leq h \leq 29,75 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} h = 20 \text{ cm} & ; \quad h_0 = 5 \text{ cm} \\ b = 65 \text{ cm} & ; \quad b_0 = 12 \text{ cm} \\ c = \frac{b - b_0}{2} = 26,5 \text{ cm} \end{cases}$$

a.2. Calcul des moments

Etant donnée que les poutrelles étudiées se présentent comme des poutres continues sur plusieurs appuis, leurs études se feront selon l'une des méthodes suivantes

a.2.1. Méthode forfaitaire [1]**a.2.1.1. Domaine d'application**

$$\mathbf{H}_1 \quad Q \leq \text{Max} \{2G ; 5 \text{ kN/m}^2\}$$

\mathbf{H}_2 Les moments d'inertie des sections transversales sont les même dans les différentes travée en continuité.

\mathbf{H}_3 Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25.

\mathbf{H}_4 Fissuration non préjudiciable.

a.2.1.2. Exposé de la méthode

- $\alpha = \frac{Q}{G+Q}$
- $M_t \geq \text{Max}\{1,05M_0; (1+0,3\alpha)M_0\} - \frac{M_w - M_e}{2}$
- $M_t \geq \begin{cases} (1+0,3\alpha)\frac{M_0}{2} \dots\dots\dots \text{Travée intermédiaire} \\ (1,02+0,3\alpha)\frac{M_0}{2} \dots\dots\dots \text{Travée de rive} \end{cases}$

Avec

M_0 La valeur minimale du moment fléchissant dans chaque travée (moment isostatique).

$(M_w; M_e)$ Les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite respectivement dans la travée considérée.

M_t Le moment maximal en travée dans la travée considérée.

Moment sur appuis

- $M=0,2M_0 \dots\dots\dots$ appuis de rive
- $M=0,6M_0 \dots\dots\dots$ pour une poutre à deux travées
- $M=0,5M_0 \dots\dots\dots$ pour les appuis voisins des appuis de rives d'une poutre à plus de deux travée
- $M=0,4M_0 \dots\dots\dots$ pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de deux travées

a.2.2. Méthode de CAQUOT [1]

Cette méthode est appliquée lorsque l'une des conditions de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée.

Cette méthode est basée sur la méthode des poutres continues.

a.2.2.1. Exposé de la méthode

* **Moment sur appuis**

* $M_a = 0,15M_0 \dots\dots\dots$ Appuis de rives

* $M_a = -\frac{q_w l_w^3 + q_e l_e^3}{8,5(l_w + l_e)} \dots\dots\dots$ Appuis intermédiaires

Avec $M_0 = \frac{ql^2}{8}$

• **Moment en travée**

$$M_t(x) = M_w - V_w \cdot X_0 - \frac{q^{réel} \cdot X_0^2}{2} \quad \text{Avec} \quad X_0 = -\frac{V_w}{q^{réel}}$$

Avec

- . $l'=l$ Pour les travées de rive
- . $l'=0,8 \times l$ Pour les travées intermédiaire

Où « l » représente la portée de la travée libre

. $M_0 = \frac{ql^2}{8}$ Moment fléchissant dans chaque travée (moment isostatique).

. $q_u^{réel} = 1,35.G + 1,5.Q$

. $q_u^{réduit} = 1,35 \cdot \frac{2}{3} .G + 1,5.Q$

.(M_w ; M_e) Les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite respectivement dans la travée considérée.

q_w Charge répartie à gauche de l'appuis considérée.

q_e Charge répartie à droite de l'appuis considérée.

Effort tranchant

. $V_w = \frac{M_w - M_e}{l} - q_{réel} \cdot \frac{l}{2}$ L'effort tranchant gauche

. $V_e = V_w + q_{réel} \cdot l$ L'effort tranchant droit

a.3. Calcul des poutrelles

Le calcul se fait en deux étapes

- 1^{ère} étape Avant le coulage de la table de compression.
- 2^{ème} étape Après le coulage de la table de compression.

* **1^{ère} étape** Avant le coulage de la table de compression

- Poutrelle de travée $L=4,35m$
- On considère que la poutrelle est simplement appuyée à ses extrémités, elle supporte
 - Son poids propre.
 - Poids du corps creux.
 - Surcharge due à l'ouvrier $Q=1kN/m^2$

Evaluation des charges et surcharges

➤ **Charges permanentes**

Poids propre de la poutrelle..... $0,12 \times 0,04 \times 25 = 0,12kN/ml$

Poids du corps creux..... $0,65 \times 0,20 \times 14 = 1,82kN/ml$

$G=1,94kN/ml$

➤ **Charges d'exploitation**

$Q=1 \times 0,65 = 0,65kN/ml$

Combinaison des charges

E.L.U $q_u = 1,35G + 1,5Q = 3,60kN/ml$

E.L.S $q_{ser} = G + Q = 2,59kN/ml$

Calcul des moments

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{3,60 \times (5,95)^2}{8} = 15,90 \text{ kNm}$$

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} l^2}{8} = \frac{2,59 \times (5,95)^2}{8} = 11,46 \text{ kNm}$$

Ferraillage

La poutre est sollicitée à la flexion simple à l'E.L.U

$M_u = 15,90 \text{ kNm}$; $b = 12 \text{ cm}$; $d = 3,6 \text{ cm}$; $\sigma_{bc} = 14,17 \text{ Mpa}$

D'après l'organigramme de la flexion simple on a

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 \sigma_{bc}} = 0,072 < \mu_R = 0,392 \Rightarrow A'_s \neq 0$$

Donc, les armatures de compression sont nécessaires, mais il est impossible de les placer du point de vue pratique car la section du béton est trop faible.

On prévoit donc des étaiments pour aider la poutrelle à supporter les charges qui lui reviennent avant et lors du coulage sans qu'elle fléchisse.

* **2^{ème} étape** Après le coulage de la table de compression

Après le coulage et durcissement du béton de la dalle de compression, la poutrelle travaillera comme une poutrelle en "Té".

Evaluation des charges et surcharges❖ **Plancher terrasse**➤ **Charge permanentes**

$$G = 6,84 \times 0,65 = 4,44 \text{ kN/ml}$$

➤ **Surcharges d'exploitation**

$$Q = 1 \times 0,65 = 0,65 \text{ kN/ml}$$

❖ **Plancher courant**➤ **Charge permanente**

$$G = 5,94 \times 0,65 = 3,86 \text{ kN/ml}$$

➤ **Surcharge d'exploitation**

$$Q = 1,5 \times 0,65 = 0,975 \text{ kN/ml}$$

plancher	G(kn/m ²)	Q(kn/m ²)	qu=(1,35*G+1,5*Q)*0,65	qser=(G+Q)*0,65
terrasse	6,84	1	6,97	5,10
Etage courant	5,94	1,5	6,67	4,83
service	5,94	2,5	7,65	5,48

Tableau III.1_ Evaluation des charges et surcharge

Combinaison des charges➤ **Plancher terrasse**

E.L.U $q_u=1,35G+1,5Q=6,97\text{kN/ml}$

E.L.S $q_{ser}=G+Q=5,10\text{kN/ml}$

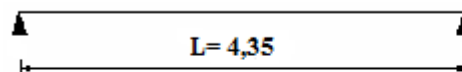
➤ **Plancher courant**

E.L.U $q_u=1,35G+1,5Q=6,67\text{kN/ml}$

E.L.S $q_{ser}=G+Q=4,83\text{kN/ml}$

Conclusion

Le plancher terrasse est le plus sollicité.

Calcul des efforts internes**1- Poutrelle à une travée****Figure III.6 : Schéma statique d'une poutrelle à un seul travée**

$$\begin{cases} q_u = 6,97\text{kN/ml} \\ q_{ser} = 5,10\text{kN/ml} \end{cases}$$

Calcul des moments

E.L.U $M_{0u} = \frac{q_u l^2}{8} = 16,48\text{kNm}$

E.L.S $M_{0ser} = \frac{q_{ser} l^2}{8} = 12,06\text{kNm}$

-Moment en travée $M_t=0,85M_0$

$$\begin{cases} M_{tu} = 14,00\text{kNm} \\ M_{tser} = 10,25\text{kNm} \end{cases}$$

-Moment sur appui $M_a=0,20M_0$

$$\begin{cases} M_{au} = 3,30kNm \\ M_{aser} = 2,41kNm \end{cases}$$

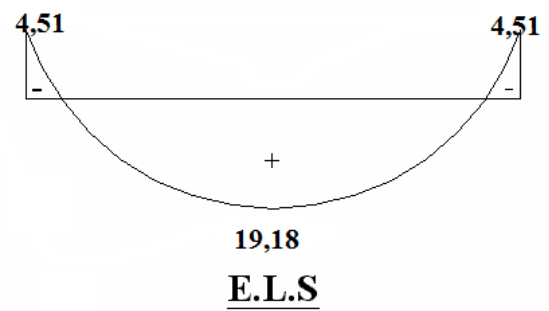
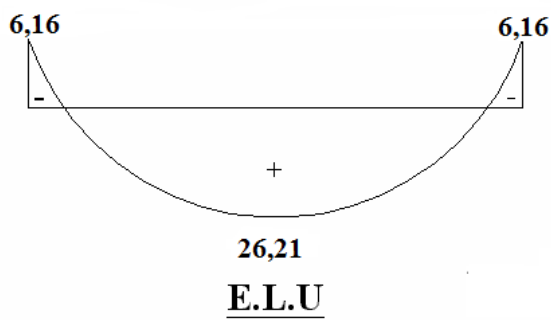
Effort tranchant

E.L.U $T_u = \frac{q_u l}{2} = 15,16kN$

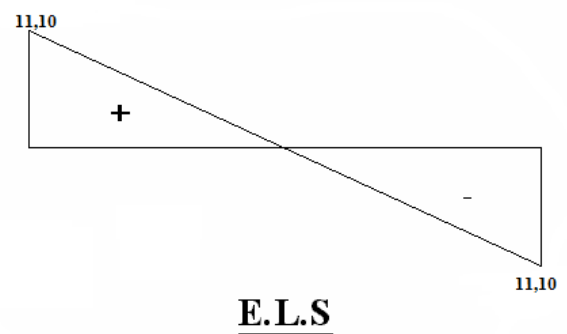
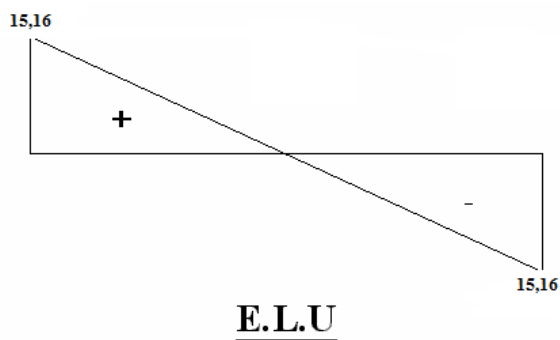
E.L.S $T_{ser} = \frac{q_{ser} l}{2} = 11,10kN$

Diagrammes des efforts internes

- **Moment fléchissant**



- **Effort tranchant**



2- Poutrelle à trois travées

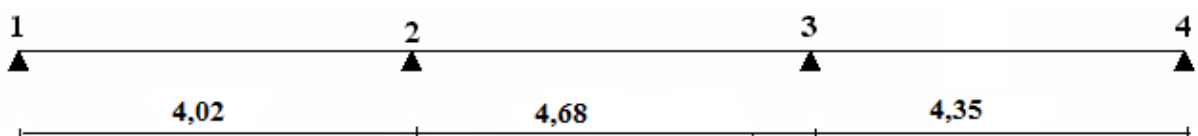


Figure III.6.2 : Schéma statique de la poutrelle à trois travées

$$\begin{cases} q_u = 6,97 \text{ kN/m} \\ q_{ser} = 5,10 \text{ kN/m} \end{cases}$$

▪ **Application**

$$1) Q = 1.5 \text{ kN/m}^2 < \begin{cases} 5 \text{ kN/m}^2 \\ 2G = 7.72 \text{ kN/m}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifié.} \end{cases}$$

2) Les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différents travées.

$$3) \frac{L_n}{L_{n+1}} = \frac{4,68}{4,02} = 1,16 \Rightarrow 0,8 < 1,16 < 1,25 \dots\dots\dots \text{condition vérifié}$$

$$\frac{L_n}{L_{n+1}} = \frac{4,35}{4,68} = 0,93 \Rightarrow 0,8 < 0,93 < 1,25 \dots\dots\dots \text{condition vérifié}$$

4) La fissuration est peu nuisible.
 ⇒ Alors cette méthode est applicable

Calcul des moments

1. ELU

-Travée A-B

$$M_0 = \frac{q_u \cdot L^2}{8} = \frac{6,97 \cdot (4,02)^2}{8} = 14,08 \text{ kN.m}$$

-Travée B-C

$$M_0 = \frac{q_u \cdot L^2}{8} = \frac{6,97 \cdot (4,68)^2}{8} = 19,08 \text{ kN.m}$$

-Travée C-D

$$M_0 = \frac{q_u \cdot L^2}{8} = \frac{6,97 \cdot (4,35)^2}{8} = 16,48 \text{ kN.m}$$

• **Moment en travée**

$$M_1 = 0,2 M_0 = 2,81 \text{ kN.m}$$

$$M_2 = 0,5 M_0 = 9,54 \text{ kN.m}$$

$$M_3 = 0,5 M_0 = 9,54 \text{ kN.m}$$

$$M_4 = 0,2 M_0 = 3,30 \text{ kN.m}$$

• **Moment en travée**

-Travée A-B et Travée B-C et Travée C-D

$$M_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 1,05 M_0 \\ (1 + 0,3 \alpha) M_0 \end{array} \right\} - \frac{M_w + M_e}{2}$$

$$M_t \geq (1,2 + 0,3 \alpha) \frac{M_0}{2}$$

$$\text{on a } \alpha = Q / (Q+G) = 0,28$$

$$\text{Donc } M_{t(AB)} = 9,08 \text{ kN.m} , M_{t(BC)} = 11,14 \text{ kN.m} , M_{t(CD)} = 11,45 \text{ kN.m}$$

2. ELS

-Travée A-B

$$M_0 = \frac{q_s \cdot L^2}{8} = \frac{5,10 \cdot (4,02)^2}{8} = 10,30 \text{ kN.m}$$

-Travée B-C

$$M_0 = \frac{q_s \cdot L^2}{8} = \frac{5,10 \cdot (4,68)^2}{8} = 13,96 \text{ kN.m}$$

-Travée C-D

$$M_0 = \frac{q_s \cdot L^2}{8} = \frac{5,10 \cdot (4,35)^2}{8} = 12,06 \text{ kN.m}$$

- **Moment sur appuis**

$$M_1 = 0,2 M_0 = 2,06 \text{ kN.m}$$

$$M_2 = 0,5 M_0 = 6,98 \text{ kN.m}$$

$$M_3 = 0,5 M_0 = 6,98 \text{ kN.m}$$

$$M_4 = 0,2 M_0 = 2,41 \text{ kN.m}$$

- **Moment en travée**

-Travée A-B et Travée B-C et Travée C-D

$$M_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 1,05 M_0 \\ (1 + 0,3 \alpha) M_0 \end{array} \right\} - \frac{M_w + M_e}{2}$$

$$M_t \geq (1,2 + 0,3 \alpha) \frac{M_0}{2}$$

$$\text{Donc } M_{t(AB)} = 6,64 \text{ kN.m} , M_{t(BC)} = 8,15 \text{ kN.m} , M_{t(CD)} = 8,37 \text{ kN.m}$$

On utilise la méthode forfaitaire

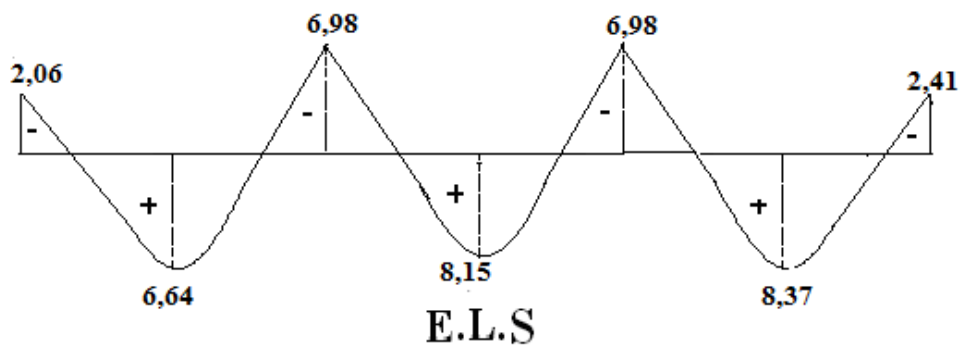
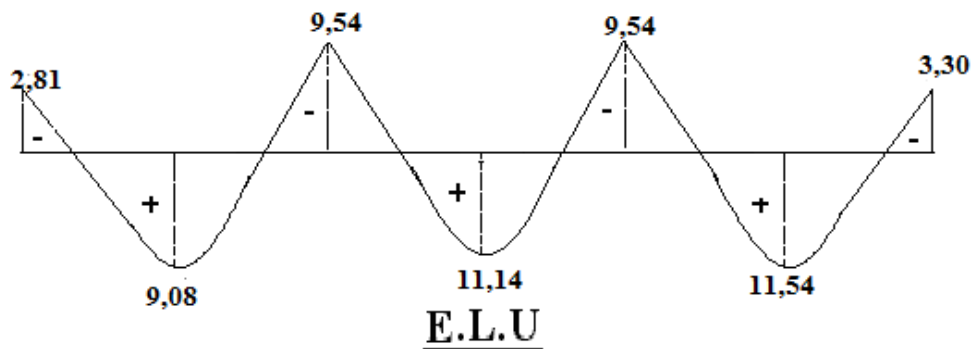
Les efforts obtenus ainsi que les diagrammes des efforts sont présentes dans les tableaux et les diagrammes qui suivent

Appuis	Moment sur appuis (kNm)		Travée	Portée réelle (m)	Moment en travée (kNm)		Effort tranchant (kN)			
	ELU	ELS			ELU	ELS	ELU		ELS	
							T _w	T _e	T _w	T _e
1	-2,81	-2,06	1-2	4,02	9,08	6,64	12,33	-15,68	9,02	-11,47
2	-9,54	-6,98	2-3	4,68	11,14	8,15	16,30	-16,30	11,93	-11,93
3	-9,54	-6,98	3-4	4,35	11,54	8,37	15,17	-13,72	12,14	-10,04
4	-3,30	-2,41								

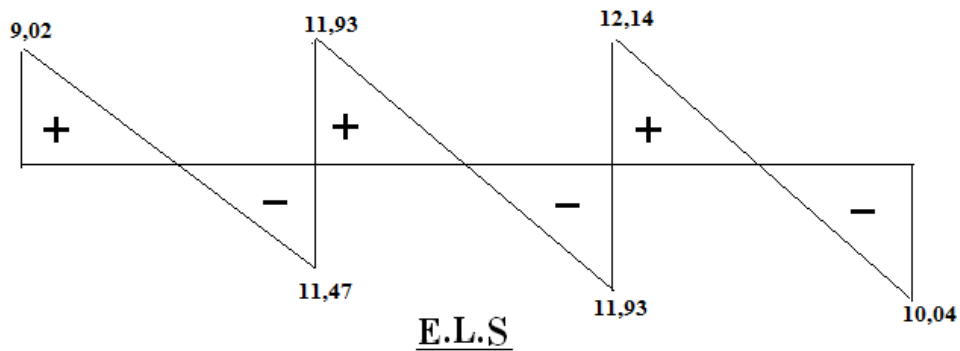
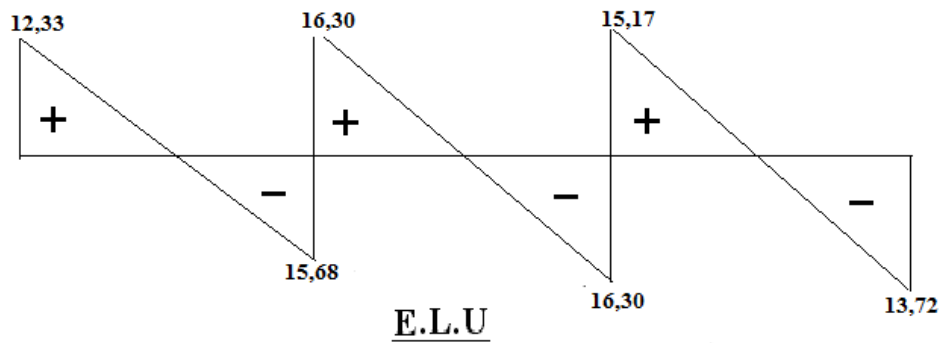
Tableau III.2_ Représentation des efforts internes

Diagrammes des efforts internes

- Moment fléchissant



• Effort tranchant



2- Poutrelle à cinq travées

1-ELU
1^{ere} cas

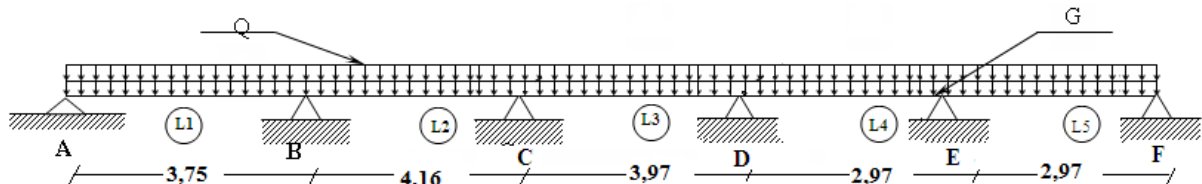


Figure III.7 schéma statique de la poutrelle à cinq travées

• Condition d'application de la méthode forfaitaire

- 1) $Q = 2,5 \text{ kN/m}^2 < \begin{cases} 5 \text{ kN/m}^2 \\ 2G = 7,58 \text{ kN/m}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \end{cases}$
- 2) Les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différents travées

3) $\frac{L_n}{L_{n+1}} = \frac{4,16}{3,75} = 1,11 \Rightarrow 1,11 < 1,25 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$

$\frac{L_n}{L_{n+1}} = \frac{3,97}{4,16} = 0,95 \Rightarrow 0,8 < 0,95 < 1,25 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$

$\frac{L_n}{L_{n+1}} = \frac{2,97}{3,97} = 0,74 \Rightarrow \dots\dots\dots \text{condition non vérifiée}$

$$\frac{L_n}{L_{n+1}} = \frac{2,97}{2,97} = 1 \Rightarrow 0,8 < 1 < 1,25 \dots\dots\dots\text{condition vérifiée}$$

4) La fissuration est peu nuisible.

⇒ La troisième condition de la méthode de forfaitaire est non vérifiée alors on passe à la méthode de Caquot.

A.2 Méthode de CAQUOT [2]

Cette méthode est appliquée lorsque l’une des conditions de la méthode forfaitaire n’est pas vérifiée.

Cette méthode est basée sur la méthode des poutres continues.

A.2.1 Exposé de la méthode

Moment sur appuis

* $M_a = 0,15M_0 \dots\dots\dots$ Appuis de rives

* $M_a = -\frac{q_w \text{ réduit } l_w^3 + q_e \text{ réduit } l_e^3}{8,5(l_w + l_e)} \dots\dots\dots$ Appuis int ermédiaires

Moment en travée

$$M_t(x) = M_w - V_w \cdot X_o - \frac{q^{\text{réel}} \cdot X_o^2}{2} \quad \text{Avec} \quad X_o = -\frac{V_w}{q^{\text{réel}}}$$

Avec

- . $l' = l$ Pour les travées de rive
- . $l' = 0,8 \times l$ Pour les travées intermédiaires

Où « l » représente la portée de la travée libre

. $M_0 = \frac{ql^2}{8}$ Moment fléchissant dans chaque travée (moment isostatique).

. $q_u^{\text{réel}} = 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q$

. $q_u^{\text{réduit}} = 1,35 \cdot \frac{2}{3} \cdot G + 1,5 \cdot Q$

.(M_w ; M_e) Les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite respectivement dans la travée considérée.

q_w Charge répartie à gauche de l’appuis considérée.

q_e Charge répartie à droite de l’appuis considérée.

. Effort tranchant

. $V_w = \frac{M_w - M_e}{l} - q_{\text{réel}} \cdot \frac{l}{2}$ L’effort tranchant gauche

. $V_e = V_w + q_{\text{réel}} \cdot l$ L’effort tranchant droit.

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant

Travées		A-B		B-C		C-D		D-E		E-F	
Longueur réelle(l)		3,75		4,16		3,97		2,97		2,97	
Longueur réduite (l')		3,75		3,32		3,17		2,37		2,97	
G(KN /m ²)		3,86		3,86		3,86		3,86		3,86	
Q(KN /m ²)		1,625		1,625		1,625		1,625		1,625	
$q_u^{réduit}$	$q_u^{réel}$	5,91	7,64	5,91	7,64	5,91	7,64	5,91	7,64	5,91	7,64
Ma(KN .M)		-2,01	-8,78		-7,33		-5,66		-5,14		-1,26
Mw,Me (KN)		-2,01	-8,78	-8,78	-7,33	-7,33	-5,66	-5,66	-5,14	-5,14	-1,26
Vw(KN)		-12,52		-16,24		-15,58		-11,17		-12,65	
Ve(KN)		16,13		15,54		14,75		11,52		10,04	
Xo		1,63		2,12		2,04		1,46		1,65	
MT (KN .m)		12,17		17,55		16,66		5,07		9,43	

Tableau III.3 Moments en travées et sur appuis

2^{eme} cas

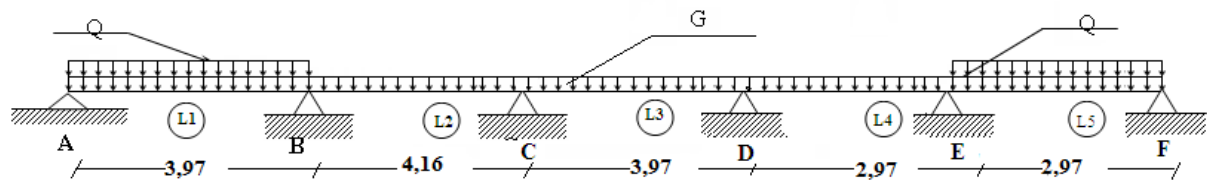


Figure III.8 schéma statique de la poutrelle à cinq travées

Travées		A-B		B-C		C-D		D-E		E-F	
Longueur réelle (l)		3,75		4,16		3,97		2,97		2,97	
Longueur réduite (l')		3,75		3,32		3,17		2,37		2,97	
G(KN /m ²)		3,86		3,86		3,86		3,86		3,86	
Q(KN /m ²)		1,625		0		0		0		1,625	
q_u réduit	q_u réel	5,91	7,64	3,47	3,86	3,47	3,86	3,47	3,86	5,91	7,64
Ma(KN .M)		-2,01	-7,30		-4,30		-3,32		-4,42		-1,26
Mw,Me (KN)		-2,01	-	-7,30	-4,30	-4,30	-3,32	-3,32	-4,42	-4,42	-1,26
Vw(KN)		-12,91		-8,75		-7,90		-5,36		-12,41	
Ve(KN)		15,74		7,30		7,42		6,10		10,28	
Xo		1,69		2,26		2,04		1,38		1,62	
MT (KN .m)		13,35		8,11		7,87		1,41		9,49	

Tableau III.4 Moments en travées et sur appuis

3^{eme} cas

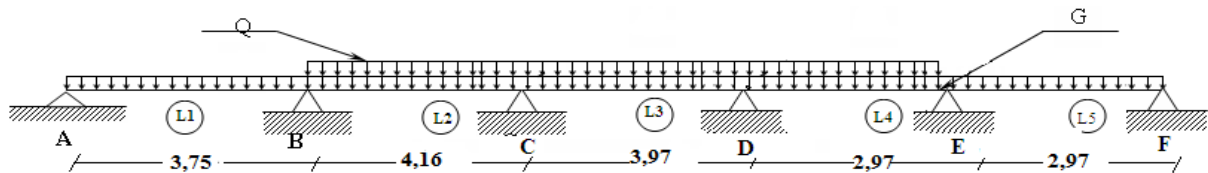


Figure III.9 schéma statique de la poutrelle à cinq travées

Travées		A-B		B-C		C-D		D-E		E-F	
Longueur réelle (l)		3,75		4,16		3,97		2,97		2,97	
Longueur réduite (l')		3,75		3,32		3,17		2,37		2,97	
G(KN /m ²)		3,86		3,86		3,86		3,86		3,86	
Q(KN /m ²)		0		1,625		1,625		1,625		0	
q_u réduit	q_u réel	3,47	5,21	5,91	7,64	5,91	7,64	5,91	7,64	3,47	5,21
Ma(KN .M)		-1,37	-6,64		-7,33		-5,66		-3,73		-0,86
Mw,Me (KN)		-1,37	-6,64	-6,64	-7,33	-7,33	-5,66	-5,66	-3,73	-3,73	-0,86
Vw(KN)		-8,36		-15,72		-15,58		-12,00		-8,70	
Ve(KN)		11,17		16,06		14,75		10,70		6,77	
Xo		1,60		2,05		2,04		1,57		1,67	
MT (KN .m)		7,83		17,75		16,66		7,18		6,45	

Tableau III.5 Moments en travées et sur appuis

2-ELS

1^{ere} cas

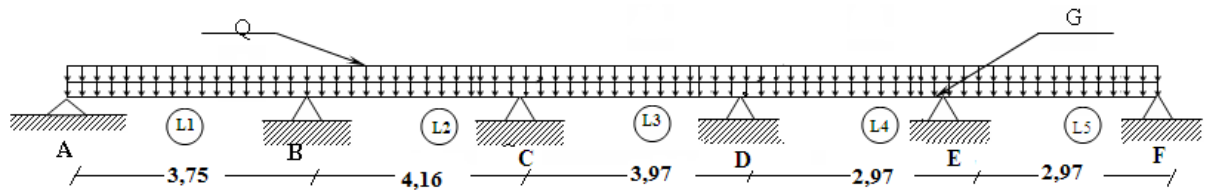


Figure III.10 schéma statique de la poutrelle à cinq travées

Travées		A-B		B-C		C-D		D-E		E-F	
Longueur réelle (l)		3,75		4,16		3,97		2,97		2,97	
Longueur réduite (l')		3,75		3,32		3,17		2,37		2,97	
G(KN / m ²)		3,86		3,86		3,86		3,86		3,86	
Q(KN / m ²)		1,625		1,625		1,625		1,625		1,625	
$q_{ser}^{réduit}$	$q_{ser}^{réel}$	4,20	5,48	4,20	5,48	4,20	5,48	4,20	5,48	4,20	5,48
Ma (KN .M)		-1,44	-6,24		-5,21		-4,02		-3,65		-0,90
Mw,Me (KN)		-1,44	-6,24	-6,24	-5,21	-5,21	-4,02	-4,02	-3,65	-3,65	-0,90
Vw(KN)		-9,00		-11,64		-11,17		-8,26		-9,06	
Ve(KN)		11,55		11,15		10,58		8,01		7,21	
Xo		1,64		2,12		2,04		1,50		1,65	
MT (KN .m)		8,82		12,62		11,98		4,26		6,77	

Tableau III.6 Moments en travées et sur appui

2^{eme} cas

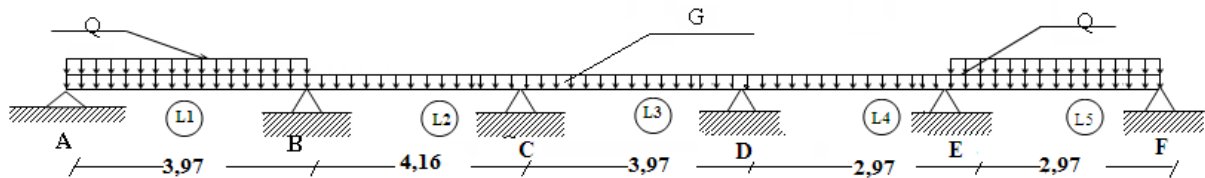


Figure III.11 schéma statique de la poutrelle à cinq travées

Travées		A-B		B-C		C-D		D-E		E-F	
Longueur réelle (l)		3,75		4,16		3,97		2,97		2,97	
Longueur réduite (l')		3,75		3,32		3,17		2,37		2,97	
G(KN /m ²)		3,86		3,86		3,86		3,86		3,86	
Q(KN /m ²)		1,625		0		0		0		1,625	
$q_{ser}^{réduit}$	$q_{ser}^{réel}$	4,20	5,48	2,57	3,86	2,57	3,86	2,57	3,86	4,20	5,48
Ma(KN .M)		-1,44	-5,25		-3,18		-2,46		-3,17		-0,90
Mw,Me (KN)		-1,44	-5,25	-5,25	-3,18	-3,18	-2,46	-2,46	-3,17	-3,17	-0,90
Vw(KN)		-9,26		-8,52		-7,84		-5,97		-8,90	
Ve(KN)		11,29		7,53		7,48		5,49		7,37	
Xo		1,69		2,20		2,03		1,54		1,62	
MT (KN .m)		9,57		9,24		8,81		3,76		6,81	

Tableau III.7 Moments en travées et sur appuis

3^{eme} cas

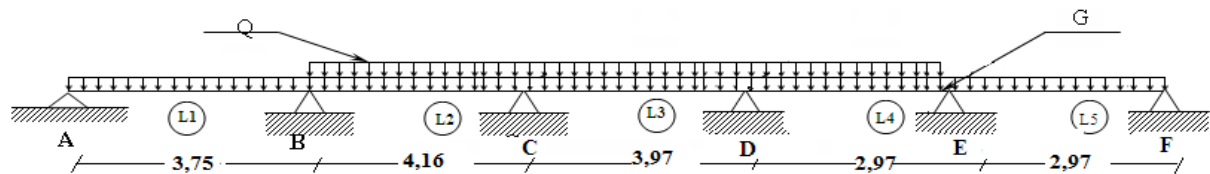


Figure III.12 schéma statique de la poutrelle à cinq travées

Travées		A-B		B-C		C-D		D-E		E-F	
Longueur réelle (l)		3,75		4,16		3,97		2,97		2,97	
Longueur réduite (l')		3,75		3,32		3,17		2,37		2,97	
G(KN /m ²)		3,86		3,86		3,86		3,86		3,86	
Q(KN /m ²)		0		1,625		1,625		1,625		0	
$q_{ser}^{réduit}$	$q_{ser}^{réel}$	2,57	3,86	4,20	5,48	4,20	5,48	4,20	5,48	2,57	3,86
Ma (KN .M)		-1,01	-4,81		-5,21		-4,03		-2,71		-0,63
Mw,Me (KN)		-1,01	-4,81	-4,81	-5,21	-5,21	-4,03	-4,03	-2,71	-2,71	-0,63
Vw(KN)		-6,22		-11,29		-11,17		-8 ,58		-6,43	
Ve(KN)		8,25		11,50		10,58		13,17		5,03	
Xo		1,61		2,06		2,04		1,56		1,66	
MT (KN .m)		4,59		12,80		11,98		5,08		4,76	

Tableau III.8 Moments en travées et sur appuis

Sur Appuis

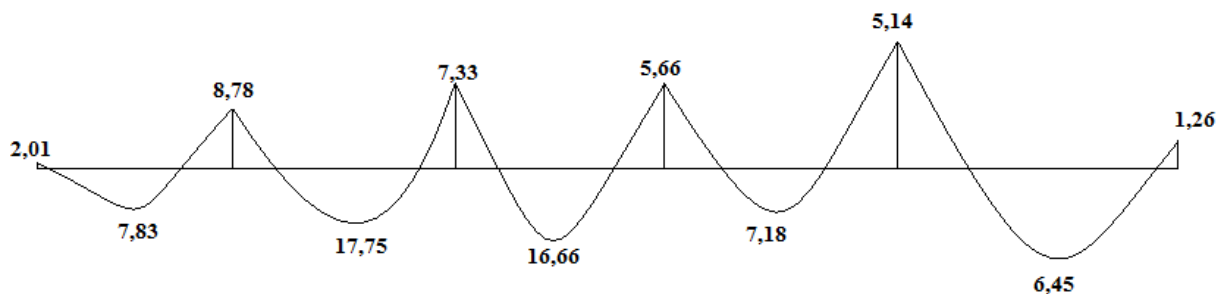
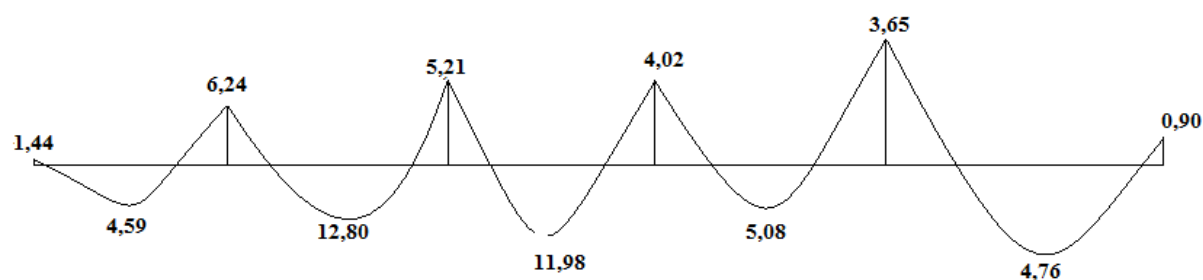
	M _a (kN.m)	M _B (kN.m)	M _C (kN.m)	M _D (kN.m)	M _E (kN.m)	M _F (kN.m)
ELU	-2,01	-8,78	-7,33	-5,66	-5,14	-1,26
ELS	-1,44	-6,24	-5,21	-4,02	-3,65	-0,90

Tableau III.9 Moments sur appuis

En Travées

	M _{AB} (kN.m)	M _{BC} (kN.m)	M _{CD} (kN.m)	M _{DE} (kN.m)	M _{EF} (kN.m)
ELU	7,83	17,75	16,66	7,18	6,45
ELS	4,59	12,80	11,98	5,08	4,76

Tableau III.10 Moments en travées

ELU**ELS****B. Calcul du ferrailage**

On considère pour le ferrailage le type de poutrelle le plus défavorable c'est-à-dire qui est le moment le plus grand en travée et sur appuis, le calcul se fait à l'ELU en flexion simple.

B.1. Sollicitations

Les efforts max en travée et sur appuis sont

▪ ELU

En travée $M_{max} = 17,75 \text{ kN.m}$

Sur appui $M_{max} = 8,78 \text{ kN.m}$

▪ ELS

En travée $M_{max} = 12,80 \text{ kN.m}$

Sur appui $M_{max} = 6,24 \text{ kN.m}$

B.2. ferrillages en travée

$b = 65 \text{ cm}$; $b_0 = 12 \text{ cm}$; $h_0 = 5 \text{ cm}$; $h = 20 \text{ cm}$; $h_t = 25 \text{ cm}$; $d = 0,9 h_t = 22,5 \text{ cm}$

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

Le calcul des sections en (Té) se effectuée différemment selon que l'axe neutre est dans la table ou dans la nervure.

-si $M_U < M_{tab}$ l'axe neutre est dans la table de compression.

-si $M_U > M_{tab}$ l'axe neutre est dans la table ou dans nervure.

$$M_{tab} = bh_0\sigma_{bc}\left(d - \frac{h_0}{2}\right) = 92,30 \text{ kNm}$$

On a $M_{tu} < M_{tab}$

Alors l'axe neutre est dans la table de compression.

Comme le béton tendu n'intervient pas dans les calculs de résistance, on conduit le calcul comme si la section était rectangulaire de largeur constante égale à la largeur de la table "b".
Donc, la section étudiée est assimilée à une section rectangulaire (bxh) en flexion simple.
D'après l'organigramme donnant le ferrailage d'une section soumise à la flexion, on aura

$M_{tu}(kNm)$	μ	$\mu < \mu_R$	$A_s'(cm^2)$	α	Z(cm)	$\mu < 0,186$	ζ_s	$\sigma_s(MPa)$	$A_s(cm^2)$
17,75	0,037	Oui	0	0,0471	22,07	Oui	10‰	348	2,31

Tableau.III.11 Tableau récapitulatif du calcul des sections d'armatures en travée

b.1.1. Condition de non fragilité

$$A_s^{min} \geq 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,76cm^2$$

$$A_s = Max\{1,76cm^2 ; 2,31cm^2\} = 2,31cm^2$$

Choix 3T10 ($A_s = 2,36cm^2$)

b.2. Ferrailage sur appuis

On a $M_{au}^{max} = 8,78kNm < M_{tab} = 92,30kNm$
 \Rightarrow L'axe neutre est dans la table de compression, et la section étudiée est assimilée à une section rectangulaire ($b_0 \times h$) en flexion simple.

$M_{tu}(kNm)$	μ	$\mu < \mu_R$	$A_s'(cm^2)$	α	Z(cm)	$\mu < 0,186$	ζ_s	$\sigma_s(MPa)$	$A_s(cm^2)$
8,78	0,018	Oui	0	0,0227	22,29	Oui	10‰	348	1,13

Tableau.III.12 Tableau récapitulatif du calcul des sections d'armatures sur appuis

b.2.1. Condition de non fragilité

$$A_s^{min} \geq 0,23b_0d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,32cm^2$$

$$A_s = 1,13cm^2 > A_s^{min} = 0,32cm^2$$

Choix 2T10 ($A_s = 1,57cm^2$)

c. Vérifications

c.1. Effort tranchant

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement se fera dans le cas le plus défavorable c'est-à-dire $T_u^{max} = 16,30kN$.
 On doit vérifier que $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Tel que
$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left\{ 0,2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{MPa} \right\} = 3,33 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{Fissuration peu nuisible}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b_0 d} = 0,60 \text{MPa} < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

Au voisinage des appuis

- **Appuis de rives**

- **Vérification de la compression du béton [1]**

$$\sigma_b = \frac{T_u}{0,9 b_0 d} \leq 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec $T_u = 12,33 \text{kN}$ (appuis de rive)

$$\sigma_b = \frac{12,33 \cdot 10^3}{0,9 \times 120 \times 225} = 0,507 \text{MPa} < 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 6,67 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

- **Vérification des armatures longitudinales [1]**

$$A_s = 1,57 \text{cm}^2 \geq \frac{T_u}{\frac{f_e}{\gamma_s}} = 0,35 \text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

- **Appuis intermédiaires**

- **Vérification de la contrainte de compression [1]**

$$\sigma_b = \frac{T_u^{\max}}{0,9 b_0 d} = \frac{15,17 \cdot 10^3}{0,9 \times 120 \times 225} = 0,624 \text{MPa} < 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 6,67 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

- **Vérification des armatures longitudinales [1]**

$$A_s = 1,57 \text{cm}^2 \geq \frac{T_u^{\max} - \frac{M_{ua}}{0,9d}}{\sigma_s} = -0,57 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

c.2. Vérification à l'E.L.S

La fissuration étant peu nuisible, donc pas de vérification à faire à l'état de l'ouverture des fissures, et elle se limite à celle concernant l'état de compression du béton.

c.2.1. Vérification des contraintes du béton [1]

Soit "y" la distance du centre de gravité de la section homogène (par lequel passe, l'axe neutre) à la fibre la plus comprimé.

La section étant soumise à un moment M_{ser} , la contrainte à une distance "y" de l'axe neutre

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$$

D'après l'organigramme de la vérification d'une section rectangulaire à l'ELS, on doit vérifier que $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{MPa}$

Détermination de l'axe neutre

On suppose que l'axe neutre se trouve dans la table de compression

$$\frac{b}{2}y^2 + nA'_s(y - c') - nA_s(d - y) = 0$$

Avec $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$; $b=65\text{cm}$ (travée) ; $b_0=12\text{cm}$ (appuis) ; $c=c'=2\text{cm}$

y Est solution de l'équation du deuxième degré suivante, puis on calcule le moment d'inertie

$$\begin{cases} by^2 + 30(A_s + A'_s)y - 30(dA_s + c'A'_s) = 0 \\ I = \frac{b}{3}y^3 + 15A_s(d - y)^2 + 15A'_s(y - c')^2 \end{cases}$$

- Si $y < h_0 \Rightarrow$ l'hypothèse est vérifiée
- Si $y > h_0 \Rightarrow$ la distance " y " et le moment d'inertie " I " se Calculent par les formules qui suivent

$$\begin{cases} b_0y^2 + [2(b - b_0)h_0 + 30(A_s - A'_s)]y - [(b - b_0)h_0^2 + 30(dA_s + c'A'_s)] = 0 \\ I = \frac{b_0}{3}y^3 + \frac{(b - b_0)h_0^3}{12} + (b - b_0)h_0\left(y - \frac{h_0}{2}\right)^2 + 15[A_s(d - y)^2 + A'_s(y - c')^2] \end{cases}$$

	$M_{ser}(kNm)$	$A_s(cm^2)$	$A'_s(cm^2)$	$Y(cm)$	$I(cm^4)$	$\sigma_{bc}(MPa)$	Vérification
Travée	12,80	2,31	0	3,36	6509,010	2,86	Vérifiée
Appuis	6,24	1,57	0	2,89	4867,606	2,33	Vérifiée

Tableau.III.13 Tableau récapitulatif pour la vérification à l'ELS

c.2.2. Vérification de la flèche

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées

Les conditions à vérifier [3]

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{A_s}{b_0d} \leq \frac{4,2}{f_e}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$

Avec

$h=20\text{cm}$; $b_0=12\text{cm}$; $d=22,5\text{cm}$; $L=3,30\text{m}$; $M_{iser}=12,80\text{kNm}$; $M_0=12,25\text{kNm}$; $A_s=2,31\text{cm}^2$; $f_e=400\text{MPa}$.

Alors

- $\frac{h}{L} = 0,0636 > 0,0625 \dots\dots\dots$ vérifiée
- $\frac{A_s}{b_0d} = 0,0069 < 0,0105 \dots\dots\dots$ vérifiée
- $\frac{h}{L} = 0,0636 < 0,0849 \dots\dots\dots$ non vérifiée

Puisque l'une des conditions n'est pas vérifiée, il est nécessaire de calculer la flèche.

Flèche totale $\Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$ [1].

Tel que $\bar{f} = \frac{L}{500} = 0,66cm \quad (L < 3,3m)$

f_i La flèche due aux charges instantanées.

f_v La flèche due aux charges de longue durée.

- Position de l'axe neutre "y₁" [1]

$$y_1 = \frac{bh_0 \frac{h_0}{2} + (h - h_0)b_0 \left(\frac{h - h_0}{2} + h_0 \right) + 15A_s d}{bh_0 + (h - h_0)b_0 + 15A_s}$$

- Moment d'inertie de la section totale homogène "I₀" [1]

$$I_0 = \frac{b}{3} y_1^3 + \frac{b_0}{3} (h - y_1)^3 - \frac{(b - b_0)}{3} (y_1 - h_0)^3 + 15A_s (d - y_1)^2$$

- Calcul des moments d'inerties fictifs [3]

$$I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \mu} \quad ; \quad I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu}$$

Avec

$$\lambda_i = \frac{0,05f_{t28}}{\delta \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} \dots\dots\dots \text{Pour la déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = \frac{0,02f_{t28}}{\delta \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} \dots\dots\dots \text{Pour la déformation différée.}$$

$$\delta = \frac{A_s}{b_0 d} \quad \text{Pourcentage des armatures.}$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75f_{c28}}{4\delta\sigma_s + f_{t28}}$$

σ_s Contrainte de traction dans l'armature correspondant au cas de charge étudiée.

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d}$$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau

M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	Y_1 (cm)	δ	σ_s (MPa)	λ_i	λ_v	μ	I_0 (cm ⁴)	I_{fi} (cm ⁴)	I_{fv} (cm ⁴)
12,80	2,31	7,21	0,0069	187,04	5,96	2,38	0,4939	22412,831	6251,607	10302,467

Tableau.III.14 Récapitulatif du calcul de la flèche

- Calcul des modules de déformation

$$E_i = 11000(f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 32164,20MPa$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 10721,40MPa$$

- Calcul de la flèche due aux déformations instantanées

$$f_i = \frac{M_{ser}l^2}{10E_iI_{fi}} = 0,30cm \quad (L = 3.75m)$$

- Calcul de la flèche due aux déformations différées

$$f_v = \frac{M_{ser}l^2}{10E_vI_{fv}} = 0,542cm$$

$$\Delta f_T = f_v - f_i = 0,242cm < \bar{f} = 0,66cm \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

d. Calcul des armatures transversales et l'espacement

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type rond lisse de nuance FeE24 (fe=235MPa)

➤ «BAEL 91 modifié 99» [1]

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{tj} K}{0,8 f_e} \quad (K = 1 \text{ pas de reprise de bétonnage}) \\ \bullet S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40cm) \\ \bullet \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4MPa\right) \end{array} \right.$$

➤ «RPA 99 version 2003» [2]

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003b_0 \\ \bullet S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t\right) \dots \dots \dots \text{Zone nodale} \\ \bullet S_t \leq \frac{h}{2} \dots \dots \dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

Avec

$$\phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right)$$

ϕ_l Diamètre minimum des armatures longitudinales.

$$\phi_l \leq \text{Min}(0,6cm ; 1cm ; 1,2cm) = 0,6cm$$

On adopte $\phi_t = 6mm$

Donc

- Selon le "BAEL 91 modifié 99" [1]

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 5,11.10^{-3} \text{ cm} \\ \bullet S_t \leq 17,01 \text{ cm} \\ \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 1,2.10^{-2} \text{ cm} \end{array} \right.$$

- Selon le "RPA 99 version 2003" [2]

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0,036 \\ \bullet S_t \leq 5,25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ \bullet S_t \leq 10,50 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

Choix des armatures

On adopte $A_t = 2\text{Ø}6 = 0,57 \text{ cm}^2$

Choix des espacements

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0,036 \Rightarrow S_t \leq 15,83 \text{ cm}$$

Donc : $\left\{ \begin{array}{l} S_t = 5 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ S_t = 10 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$

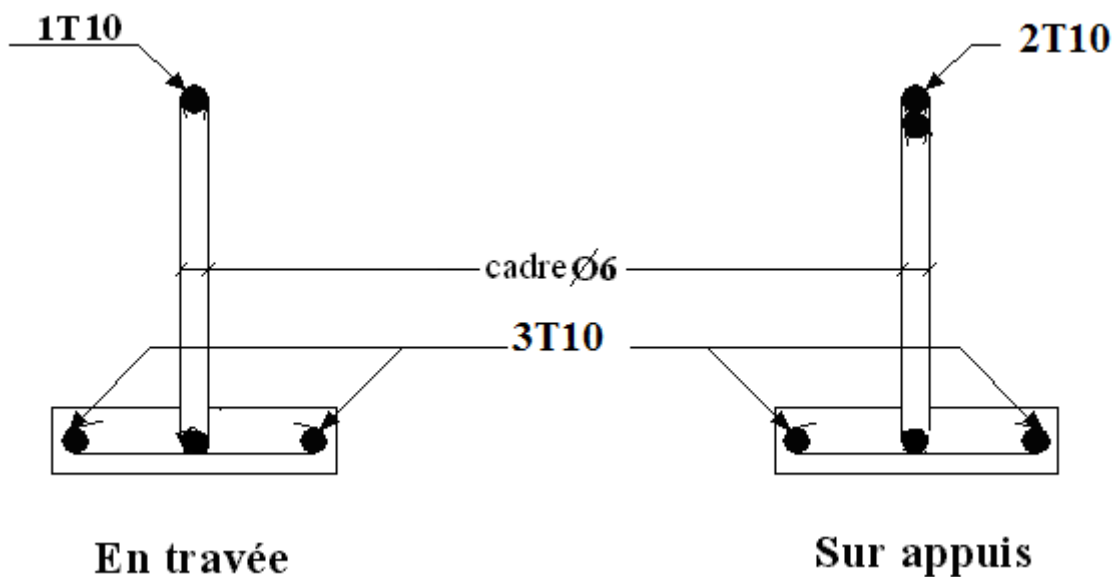


Figure. III.13_ Disposition constructive des armatures des poutrelles

e. Ferrailage de la dalle de compression

Le ferrailage de la dalle de compression doit se faire par un quadrillage dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser

- 20cm Dans le sens parallèle aux poutrelles.
- 30cm Dans le sens perpendiculaire aux poutrelles.

$$\text{Si } \begin{cases} 50 \leq L_1 \leq 80\text{cm} \Rightarrow A_1 = \frac{4L_1}{fe} & (L_1 \text{ en cm}) \\ L_1 \leq 50\text{cm} \Rightarrow A_2 = \frac{200}{fe} \end{cases}$$

Avec

L_1 Distance entre axes des poutrelles ($L_1=65\text{cm}$)

A_1 Armatures perpendiculaires aux poutrelles (AP)

A_2 Armatures parallèles aux poutrelles (AR)

$$A_2 = \frac{A_1}{2}$$

$Fe=520\text{MPa}$ (quadrillage de TS.TIE520 $\rightarrow \varnothing \leq 6\text{mm}$)

On a $L=65\text{cm}$

Donc on obtient $A_1=0,5\text{cm}^2/\text{ml}$

On prend $5T6=1,41\text{cm}^2$

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

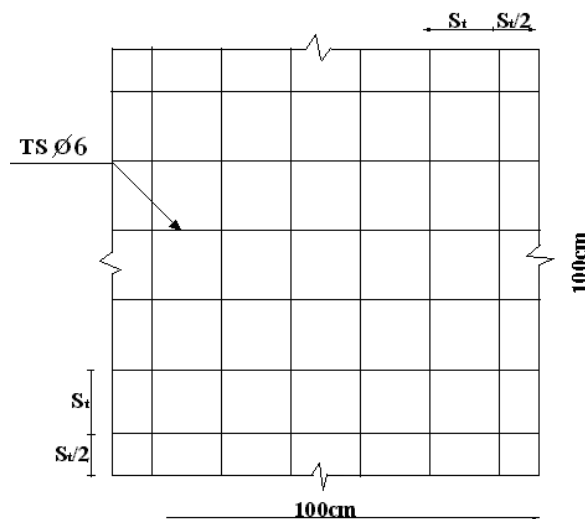
Armatures de répartitions

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

Soit $5T6=1,41\text{cm}^2 \rightarrow S_i=20\text{cm}$

Conclusion

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



- Figure. III.14. Disposition constructive des armatures de la table de compression

III.2.3. PLANCHER EN DALLE PLEINE

Les dalles pleines sont des éléments d'épaisseur faible par rapport aux autres dimensions, chargée perpendiculairement à leur plan moyen reposant sur deux, trois ou quatre appuis. Des dalles pleines en porte à faux (console) existent aussi.

Dans notre structure, on a des dalles pleines sous forme rectangulaire qui repose sur quatre appuis, pour le calcul on choisi la dalle la plus sollicitée.

III.2.3.1. EVALUATION DES CHARGES

$$G=7,64kN/m^2, Q=2,5kN/m^2.$$

ELU

$$q_u=1,35G+1,5Q=14,064kN/m^2$$

ELS

$$q_{ser}=G+Q=10,14kN/m^2$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,3}{5,5} = 0,65 > 0,4 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens.}$$

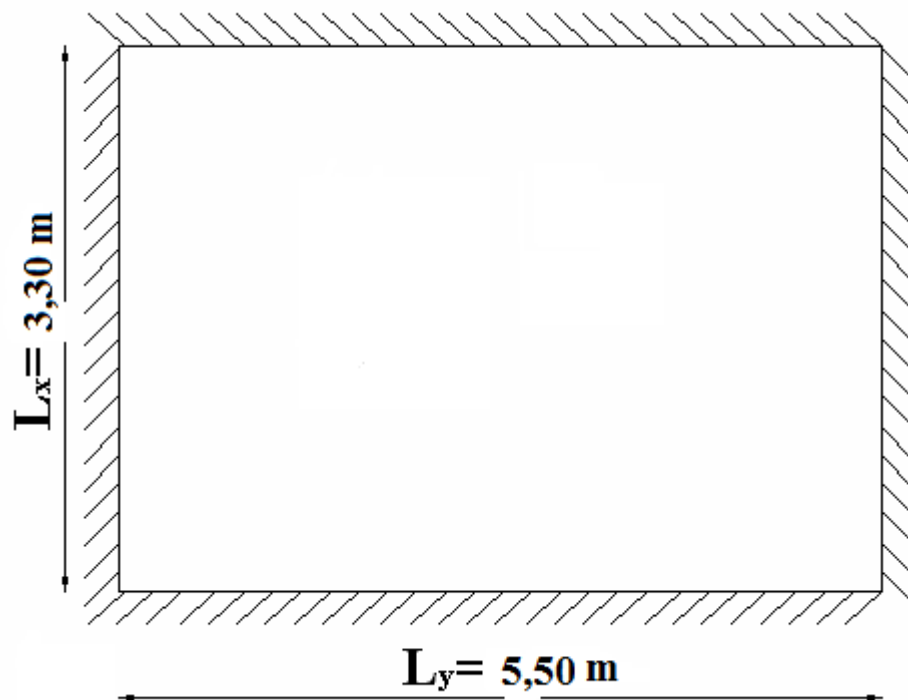


Figure III.15 Plancher dalle pleine

III.2.3.2. CALCUL DES MOMENTS

- Dans le sens de la petite portée $M_x = \mu_x q_u L_x^2$
- Dans le sens de la grande portée $M_y = \mu_y M_x$

Les coefficients μ_x et μ_y sont fonction de $\rho = \frac{L_x}{L_y}$ et de v .

$$\nu \text{ Coefficient de poisson } \begin{cases} 0 & \text{à l'ELU} \\ 0,2 & \text{à l'ELS} \end{cases}$$

μ_x et μ_y sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaires [1].

$$\rho = 0,65 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0751 \\ \mu_y = 0,3613 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 11,50 \text{ kNm}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 4,16 \text{ kNm}$$

- **Moments en travées**

$$M_{tx} = 0,75 M_x = 8,63 \text{ kNm}$$

$$M_{ty} = 0,75 M_y = 3,12 \text{ kNm}$$

- **Moments sur appuis**

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x = 5,75 \text{ kNm}$$

III.2.3.3. FERRAILLAGE DE LA DALLE

$b=100\text{cm}$; $h=20\text{cm}$; $d=0,9h=18\text{cm}$; $f_e=400\text{MPa}$; $f_{c28}=25\text{MPa}$; $f_{t28}=2,1\text{MPa}$; $\sigma_s=348\text{MPa}$
 Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant

	Sens	M_u (kNm)	μ	A_s' (cm ²)	α	Z(cm)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)	Esp (cm)
Travée	x-x	8,63	0,0188	0	0,0237	17,83	1,39	4T8	2,01	25
	y-y	3,12	0,0068	0	0,0085	17,94	0,50	4T8	2,01	25
Appuis	x-x y-y	5,75	0,0125	0	0,0157	17,88	0,92	4T8	2,01	25

Tableau III.15 Ferrailage de la dalle pleine

III.2.3.4. CONDITION DE NON FRAGILITÉ

On a $12\text{cm} \leq e \leq 30\text{cm}$

$h=e=20\text{cm}$; $b=100\text{cm}$

$$\begin{cases} A_x \geq \rho_0 \frac{(3-\rho)}{2} bh = 1,92\text{cm}^2 \\ A_y \geq \rho_0 bh = 1,6\text{cm}^2 \end{cases}$$

$$\text{Avec } \begin{cases} \rho_0 = 0,8\text{‰ pour les barres à haute adhérence} \\ \rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,6 \end{cases}$$

Travée

- Sens x-x $A_x = 2,01cm^2 > A_s^{min} = 1,92cm^2$ Vérifiée
- Sens y-y $A_y = 2,01cm^2 > A_s^{min} = 1,60cm^2$ vérifiée

Appuis

- Sens x-x $A_x = 2,01cm^2 > A_s^{min} = 1,92cm^2$ Vérifiée
- Sens y-y $A_y = 2,01cm^2 > A_s^{min} = 1,60cm^2$ vérifiée

Espacement

Travée

Sens x-x $esp = \frac{100}{4} = 25cm < Min(3h;33cm) = 33cm$Vérifier

Sens y-y $esp = \frac{100}{4} = 25cm < Min(4h;45cm) = 45cm$Vérifier

Appuis

Sens x-x $esp = \frac{100}{4} = 25cm < Min(3h;33cm) = 33cm$Vérifier

Sens y-y $esp = \frac{100}{4} = 25cm < Min(4h;45cm) = 45cm$Vérifier

III.2.3.5. CALCUL DES ARMATURES TRANSVERSALES

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires si la condition ci dessous est

vérifiée $\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} < \bar{\tau}_u = 0,05 f_{c28} = 1,25MPa$

$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = \frac{14,064 \times 3,3 \times 5,1}{2 \times 3,3 + 5,1} = 20,23kN$

$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = 15,47kN$

$T_u^{max} = Max(T_x ; T_y) = 20,23kN$

$\tau_u = \frac{20,23 \cdot 10^3}{1000 \times 180} = 0,112MPa < \bar{\tau}_u = 1,25MPa$Vérifier

III.2.3.6. VÉRIFICATION À L'ELS

a. Evaluation des sollicitations à l'ELS

$\frac{L_x}{L_y} = 0,65 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0805 \\ \mu_y = 0,5235 \end{cases}$

$$\begin{cases} M_x = \mu_x q_{ser} L_x^2 = 8,89kNm \\ M_y = \mu_y M_x = 4,65kNm \\ M_{tx} = 0,85 M_x = 7,56kNm \\ M_{ty} = 0,85 M_y = 3,95kNm \\ M_a = 0,3 M_x = 2,67kNm \end{cases}$$

b. Vérification des contraintes

Il faut vérifier que $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15MPa$
 Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés

	Sens	$M_{ser}(kNm)$	$A_s(cm^2)$	$Y(cm)$	$I(cm^4)$	$\sigma_{bc}(MPa)$	$\bar{\sigma}_{bc}(MPa)$	Vérification
Travée	x-x	7,56	2,01	3,01	7683,74	2,96	15	OK
	y-y	3,95	2,01	3,01	7683,74	1,55		
Appuis	x-x	2,67	2,01	3,01	7683,74	1,05	15	OK
	y-y							

Tableau III.16_ Vérification des contraintes à l'ELS

c. Vérification de la flèche

Il n'est pas nécessaire de faire la vérification de la flèche, si les trois conditions citées ci dessous sont vérifiées simultanément [3]

$$\left. \begin{array}{l} 1 - \frac{h}{L_x} \geq \frac{M_t}{20M_x} \\ 2 - \frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{27} \text{ à } \frac{1}{35} \\ 3 - \frac{A}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \end{array} \right\} \Rightarrow \begin{cases} 0,060 > 0,042 \dots\dots\dots \text{vérifier} \\ 0,060 > 0,028 \text{ à } 0,037 \dots\dots\dots \text{vérifier} \\ 1,12 \cdot 10^{-3} < 5 \cdot 10^{-3} \dots\dots\dots \text{vérifier} \end{cases}$$

Les trois conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

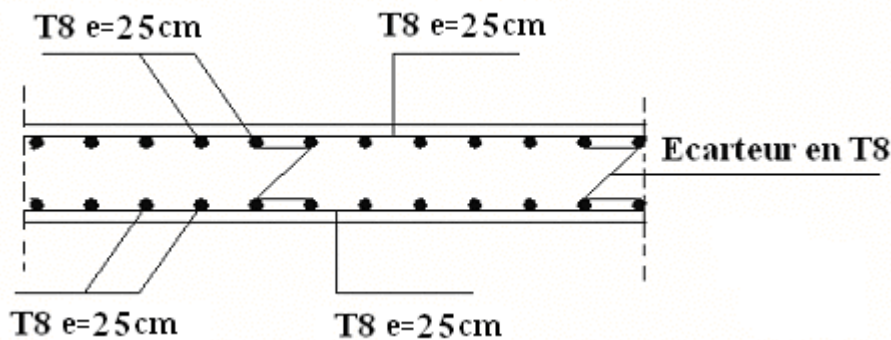


Figure III.16_ Disposition constructive des armatures de Plancher dalle pleine

III.3. ESCALIER

III.3.1. INTRODUCTION

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins, ils permettent le passage à pied entre différents niveaux du bâtiment.

Notre bâtiment comporte un seul type d'escalier.

III.3.2. DEFINITION 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.

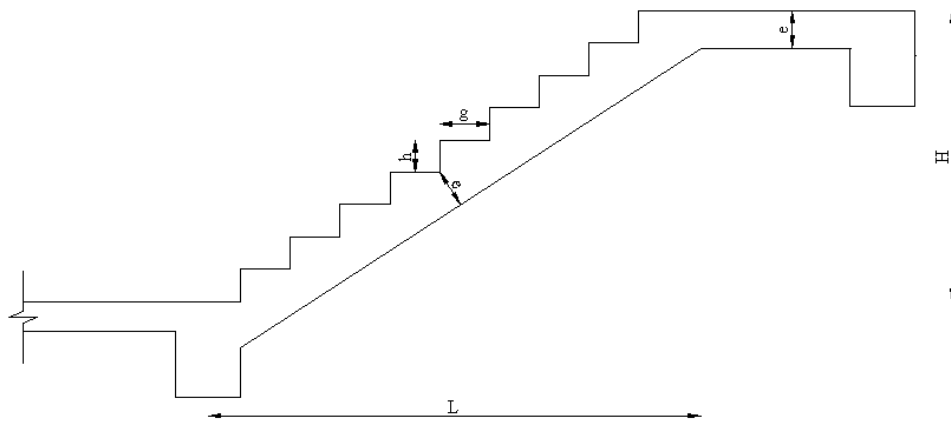


Figure III.17 Dimensions de l'escalier

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

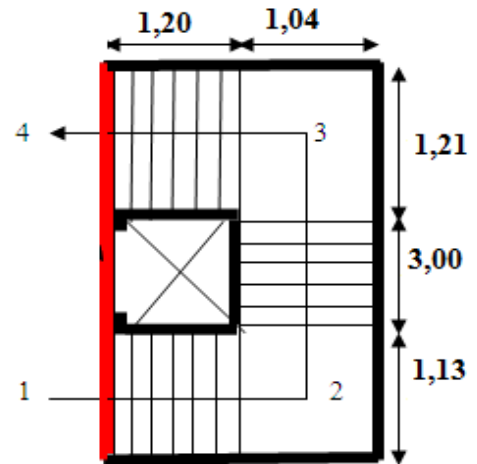
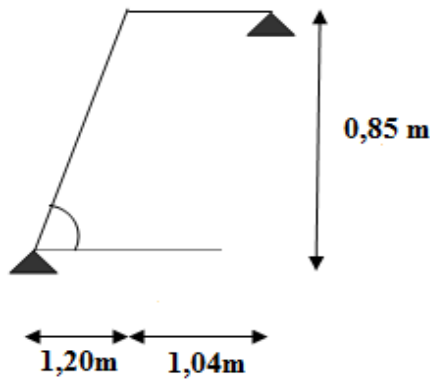
$$2h+g=64 \dots\dots\dots (1)$$

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

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

3.3.2- Escalier à trois volés

- 1^{er} volée sens (1-2)



Avec

n Le nombre des contre marches

$(n-1)$ Le nombre des marches

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

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

Avec

n La racine de l'équation

Les valeurs de H et L

$H = 85\text{cm}$; $L = 120\text{cm}$

$$64n^2 - n(354 + 170) = 0$$

Solution

$n_1 = 0,53$ refusée.

$n_2 = 5$

Donc on prend

- le nombre de contre marches $n = 5$
- le nombre des marches $n - 1 = 6$

Alors

$$h = \frac{H}{n} = 0,17\text{m} = 17\text{cm}$$

$$g = \frac{L}{n-1} = 0,30\text{m} = 30\text{cm}$$

a. Vérification de l'équation de "BLONDEL"

$$\begin{cases} (59 \leq (g + 2h) \leq 66)\text{cm} \\ (16 \leq h \leq 18)\text{cm} \\ (22 \leq g \leq 33)\text{cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 2h + g = 64\text{cm} \\ h = 17\text{cm} \\ g = 30\text{cm} \end{cases} \quad \text{Vérifiée}$$

b. Détermination de l'épaisseur

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

Avec

$$l = \sqrt{L^2 + H^2} = \sqrt{(1,20)^2 + (0,85)^2} + 1,04 = 2,51m$$

Donc $8,36 \leq e \leq 12,55cm$

On prend donc l'épaisseur $e=15 cm$

N.B Le palier aura la même épaisseur que la paillasse.

Cette épaisseur sera prise en considération une fois que toutes les vérifications soient Satisfaites.

c. Angle d'inclinaison de la paillasse

$$tg\alpha = \frac{H}{L} = \frac{85}{120} = 0,708 \Rightarrow \alpha = 35,31^\circ$$

3.3.2.1 .Evaluation des charges

a. Le Palier

1. Charges permanentes

Désignations de l'élément	$\rho(KN/m^3)$	Ep(m)	G (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	25	0,02	0,50
Mortier de pose	20	0,02	0,40
Lit de sable	18	0,03	0,54
Paillasse	25	0,15	3,75
Enduit en ciment	18	0,02	0,36
Σ	/	/	5,55

Tableau III.17 .Charges permanentes sur le palier

2. Charge d'exploitation $Q_1=2,50KN/m^2$

b. La volée

1. Charges permanentes

Désignations de l'élément	$\rho(KN/m^3)$	Ep(m)	G (KN/m ²)
Paillasse	25	$(0,15/\cos \alpha)$	4,60
Mortier de pose	20	0,02	0,4
Revêtement en carrelage	25	0,02	0,50
Marche	25	0,15/2	1,875
Garde corps	/	/	1
Enduit en ciment	18	$0,02/\cos \alpha$	0,44
Σ	/	/	8,81

Tableau III.18 .Charges permanentes sur la volée

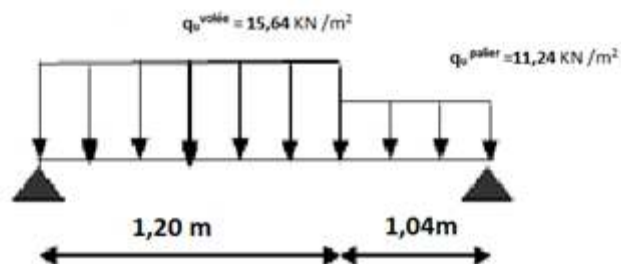
2. Charge d'exploitation $Q_1=2,50KN/m^2$

3.3.2.2. Calcul des sollicitations

Combinaison	La volée (KN /m ²)	Le palier (KN /m ²)
ELU	15,64	11,24
ELS	11,31	8,05

Tableau III.19_ Calcul des sollicitations

3.3.2.3. Schéma RDM



$$q_u^{volée} = 15,64 \text{ KN /m}^2$$

$$q_u^{palier} = 11,24 \text{ KN /m}^2$$

3.3 2.4. Ferrailage

- Le calcul se fait pour une section rectangulaire de dimension (b x h)
Tel que b=100cm ; h=15cm
- Le ferrailage se fait en flexion simple pour une bande de 1m de largeur (organigramme I, voir annexe)

$$f_{c28} = 25\text{MPa} ; f_{bc} = 14,17\text{MPa} ; f_{t28} = 2,10\text{MPa} ; \gamma_b = 1,5 ; d=0,9h=13,5\text{cm}$$

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

➤ ELU

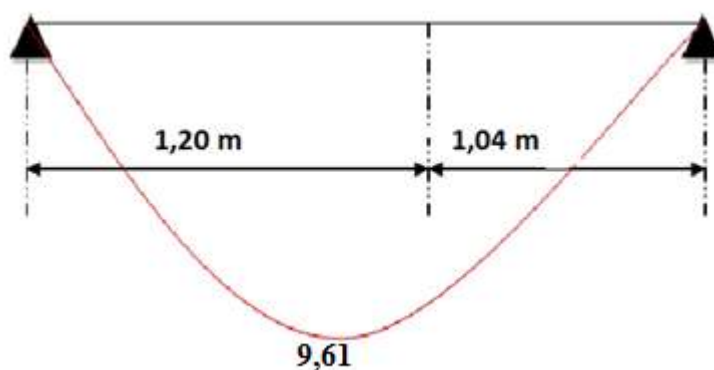


Figure. III.18_ Diagramme de moment à l'ELU

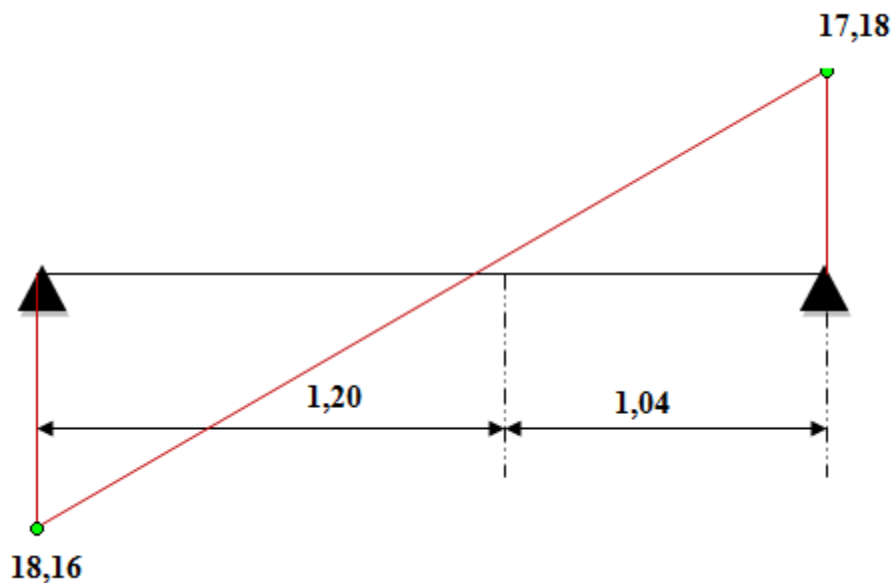


Figure. III.19 _Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU

En appuis

$$M_a = 0,5 \times M_u = 0,5 \times 9,61 = 4,80 \text{ kNm}$$

En travée

$$M_t = 0,85 \times M_u = 0,85 \times 9,61 = 8,16 \text{ kNm}$$

	M_u (kNm)	μ	$\mu < \mu_R$	A'_s (cm ²)	α	Z (cm)	A_s^{cal} / ml (cm ²)	Choix	A_s^{adp} / ml (cm ²)
Appui	4,80	0,018	Oui	0	0,022	13,38	1,03	4T8	2,01
Travée	8,16	0,031	Oui	0	0,040	13,28	1,76	4T10	3,14

Tableau III.20 .Ferrailage de l'escalier

3.3.2.5. Vérifications

➤ **Vérification à ELU**

a. Vérification de la Condition de non fragilité

➤ **En travée**

$$A_s^{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_s^{\min} = 0,23 \times 1000 \times 135 \times \frac{2,1}{400} = 1,63 \text{ cm}^2$$

➤ **En appuis**

$$A_s^{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_s^{\min} = 0,23 \times 1000 \times 135 \times \frac{2,1}{400} = 1,63 \text{ cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} A_{s_t} \geq A_{\min} \\ A_{s_a} \geq A_{\min} \end{array} \right\} \text{Condition Vérifiée}$$

b. Espacement

▪ **Armatures principales**

En Travée

$$esp \leq \frac{100}{4} = 25cm$$

On prend $esp=25cm < Min(3h;33cm) = 33cm \dots\dots\dots$ Vérifiée

En appuis

$$esp \leq \frac{100}{4} = 25cm$$

On prend $esp=25cm < Min(3h;33cm) = 33cm \dots\dots\dots$ Vérifiée

▪ **Armature de répartition**

En travée

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 0,50cm^2/ml \leq A_r \leq 1,00cm^2/ml$$

Le choix est de 2T8=1,01cm² avec S_t=20cm
 $esp=20cm < Min(3h;33cm) = 33cm \dots\dots\dots$ Vérifiée

En appuis

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 0,785cm^2/ml \leq A_r \leq 1,57cm^2/ml$$

Le choix est de 4T8=2,01cm² avec S_t=20cm
 $esp=20cm < Min(3h;33cm) = 33cm \dots\dots\dots$ Vérifiée

b. Vérification au cisaillement

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

$$\bar{\tau}_u = Min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa\right) = 3,33MPa \dots\dots\dots(\text{Fissuration préjudiciable})$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} = \frac{18,16 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,13MPa < \bar{\tau}_u = 3,33MPa \dots\dots\dots$$
vérifiée

• **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis (vérification de l'ancrage)**

Les armatures longitudinales tendues inférieures doivent être ancrées au-delà de l'appui, pour équilibrer l'effort de traction.

- Si $T_u - \frac{M_u}{0,9d} < 0 \Rightarrow$ les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction.

- Si $T_u - \frac{M_u}{0,9d} > 0 \Rightarrow$ il faut satisfaire la condition suivante $A_s \geq \left[\frac{T_u - \frac{M_u}{0,9d}}{\sigma_s} \right]$

$$T_u - \frac{M_u}{0,9d} = 18,1610^3 - \frac{9,61 \cdot 10^6}{0,9 \times 135} = -60484,65KN < 0$$

Les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction.

- **Vérification des armatures transversales**

$\tau = \frac{T^{\max}}{bd} = 0,13 \text{ MPa} < 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$ Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- **Vérification à l'ELS**

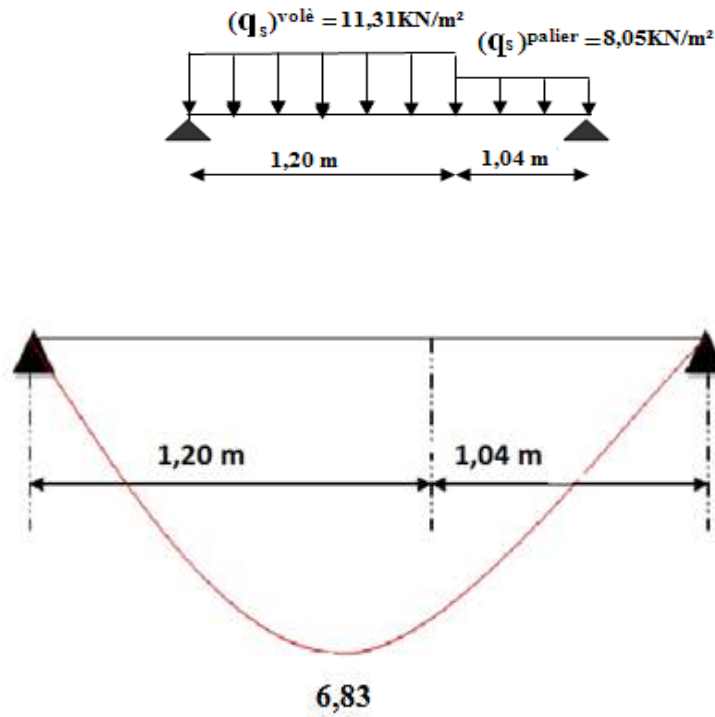


Figure 3.20 Diagramme de moment à l'ELS

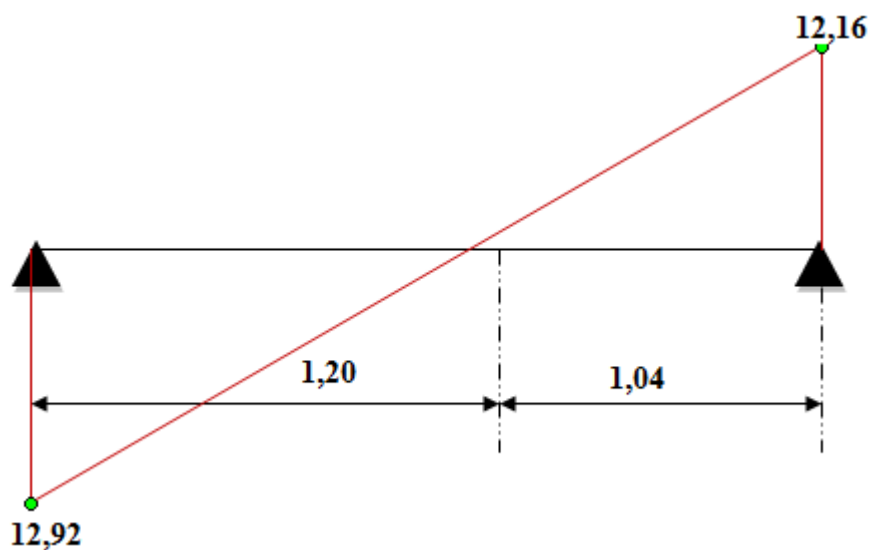


Figure 3.21 Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte des armatures tendues.

1. Vérification des contraintes du béton

- Position de l'axe neutre

$$\frac{b}{2}y^2 + nA'_s(y - c') - nA_s(d - y) = 0$$

- Moment d'inertie

$$I = \frac{b}{3}y^3 + nA'_s(y - c')^2 + nA_s(d - y)^2$$

Avec

$$n=15 ; c'=2\text{cm} ; d=13,50\text{cm} ; b=100\text{cm} ; A'_s=0$$

On doit vérifier que

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15\text{MPa}$$

Tous les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous

En appuis

$$M_a = 0,5 \times M_{ser} = 0,5 \times 6,83 = 3,41 \text{ kN.m}$$

En travée

$$M_t = 0,85 \times M_{ser} = 0,85 \times 6,83 = 5,80 \text{ kN.m}$$

	$M_{ser}(\text{KNm})$	$A_s(\text{cm}^2)$	$Y(\text{cm})$	$I(\text{cm}^4)$	$\sigma_{bc}(\text{MPa})$	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$
Travée	3,41	2,01	2,60	4783,96	3,43	Vérifiée
Appui	5,80	3,14	3,20	7000,50	4,90	Vérifiée

Tableau III.21 Vérification à l'E.L.S

3.3.2.6. Vérification de la flèche

Si les conditions suivantes ne sont pas vérifiées, alors on doit justifier cet état par un calcul des flèche .

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$

Avec

$$h=15\text{cm} ; b_0=100\text{cm} ; d=13,5\text{cm} ; L=2,24\text{m} ; f_e=400\text{MPa}.$$

Alors

$$\begin{cases} \frac{15}{224} = 0,066 \geq 0,0625 & \text{vérifiée} \\ \frac{2,01}{100 \times 13,50} = 0,0014 \leq 0,0105 & \text{vérifiée} \\ 0,0660 \geq \frac{1}{10} = 0,1 & \text{non vérifiée} \end{cases}$$

Flèche totale

$$\Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f} \quad [4].(\text{art. B.6.5.2})$$

$$\text{avec } \begin{cases} f_i = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_i I_{fi}} \\ f_v = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_v I_{fv}} \\ \bar{f} = \frac{L}{500} \end{cases} \quad L=2,24\text{m} < 5 \text{ m.}$$

- **Moment d'inertie de la section homogène I_0**

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15A_s \left(\frac{h}{2} - d \right)^2 + 15A'_s \left(\frac{h}{2} - d' \right)^2 \quad (\text{Cas d'un rectangle})$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d}$$

$$\begin{cases} I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \mu} \\ I_{fv} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_v \mu} \end{cases} \quad \text{Moment d'inertie fictive.}$$

Avec

$$\begin{cases} \lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\rho \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)} \\ \lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\rho \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)} \end{cases} ; \begin{cases} \rho = \frac{A_s}{b_0 d} \\ \mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4\rho\sigma_s + f_{t28}} \\ \sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d} \end{cases}$$

$$E_i = 32164,20 \text{MPa} .$$

$$E_v = 10818,86 \text{MPa} .$$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau

M_{ser} (KNm)	A_s (cm ²)	δ	σ_s (MPa)	λ_i	λ_v	μ	I_0 (cm ⁴)	I_{fi} (cm ⁴)	I_{fv} (cm ⁴)
3,41	2,01	0,0014	125,66	7,24	2,90	0,132	29204,4	16426,43	23231,73

Tableau III.22_ Vérification de la flèche de l'escalier

Donc

$$\left. \begin{matrix} f_i = 0,11cm \\ f_v = 0,30cm \end{matrix} \right\} \Rightarrow \Delta f_T = f_v - f_i = 0,19cm$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = 0,650cm$$

$$\Rightarrow \Delta f_T = 0,19cm < \bar{f} = 0,65cm \dots\dots\dots vérifiée.$$

➤ 2^{ème} volée sens (3-2)

L'escalier est en consol encastré à la poutre

G=8,81kn/m²

Q=2,5kn/m²

▪ ELU

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

$$q_u = 15,64 \text{ kN/m}^2$$

$$M_U = - \frac{q}{2} l^2 = - 8,45 \text{ KNm}$$

$$V_u = - ql = - 16,26 \text{ KN}$$

➤ Diagramme des efforts internes à l'ELU

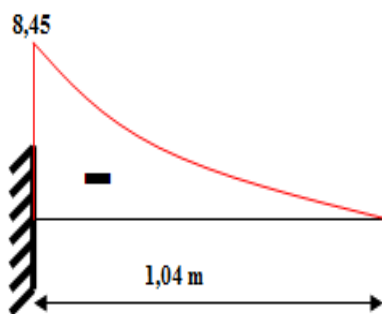


Diagramme des moments fléchissants

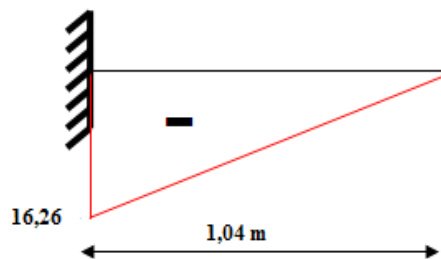


Diagramme des efforts tranchants

▪ ELS

$$q_s = G + Q$$

$$q_s = 11,31 \text{ kn/m}^2$$

$$M_s = - \frac{q}{2} l^2 = - 6,11 \text{ KNm}$$

$$V_s = - ql = - 11,76 \text{ KN.}$$

➤ Diagramme des efforts internes à l'ELS

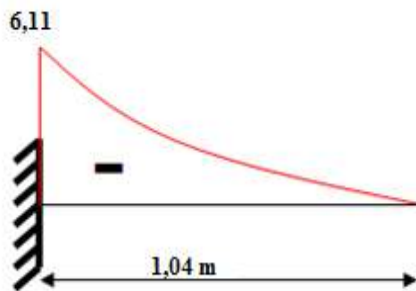


Diagramme des moments fléchissants

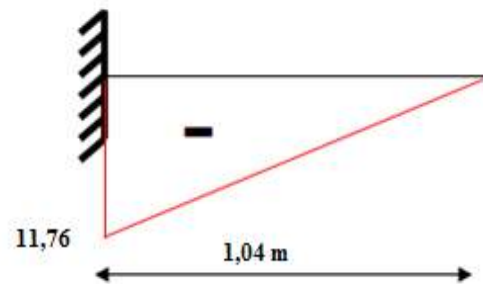


Diagramme des efforts tranchants

3.3.2.7. Ferrailage

$\rho = \frac{I_x}{I_y} = \frac{1,04}{6,34} = 0,20 \ll 0,4$ la dalle travaille dans un seul sens . les calculs seront menés pour une bande de 1m.

▪ Armatures principales

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau

M_u (KNm)	μ	$\mu < \mu_R$	A'_s (cm ²)	α	Z (cm)	A_s^{cal} / ml (cm ²)	Choix	A_s^{adp} / ml (cm ²)
8,45	0,05	Oui	0	0,06	13,40	3,10	4T10	3,14

Tableau. III.45 .Ferrailage de la volée en console

▪ Armature de répartition

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 0,785cm^2 / ml \leq A_r \leq 1,57cm^2 / ml$$

Le choix est de 4T8=2,01cm² avec S_r=20cm

3.3.2.5. Vérifications

➤ Vérification à ELU

c. Vérification de la Condition de non fragilité

$$A_s^{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_s^{min} = 0,23 \times 1000 \times 135 \times \frac{2,1}{400} = 1,63cm^2$$

$$A_s = 3,14cm^2 > A_s^{min} = 1,63cm^2$$

b. Vérification au cisaillement

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

$$\bar{\tau} = \text{Min} \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa \right) = 3,33MPa \dots \dots \dots (\text{Fissuration préjudiciable})$$

$$\tau = \frac{T_u^{max}}{bd} = \frac{11,76 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,08MPa < \bar{\tau}_u = 3,33MPa \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

• **Influence de l’effort tranchant au voisinage des appuis (vérification de l’ancrage)**

Les armatures longitudinales tendues inférieures doivent être ancrées au-delà de l’appui, pour équilibrer l’effort de traction.

- Si $T_u - \frac{M_u}{0,9d} < 0 \Rightarrow$ les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction.

- Si $T_u - \frac{M_u}{0,9d} > 0 \Rightarrow$ il faut satisfaire la condition suivante $A_s \geq \left[\frac{T_u - \frac{M_u}{0,9d}}{\sigma_s} \right]$

$$T_u - \frac{M_u}{0,9d} = 16,26.10^3 - \frac{8,45.10^6}{0,9 \times 135} = -53287,32KN < 0$$

Les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction.

• **Vérification des armatures transversales**

$$\tau = \frac{T_u^{max}}{bd} = 0,12MPa < 0,05 f_{c28} = 1,25MPa \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

➤ **Vérification à l’ELS**

Vérification des contraintes du béton

- **Position de l’axe neutre**

$$\frac{b}{2} y^2 + nA'_s (y - c') - nA_s (d - y) = 0$$

- **Moment d’inertie**

$$I = \frac{b}{3} y^3 + nA'_s (y - c')^2 + nA_s (d - y)^2$$

Avec

$$n=15 ; c'=2cm ; d=13,50cm ; b=100cm ; A'_s=0$$

On doit vérifier que

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15MPa$$

Tous les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous

M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	Vérification
6,11	3,14	3,20	7000,50	5,00	Vérifiée

Tableau. III.23. Vérification de compression du béton

3.3.2.9. Vérification de la flèche

Si les conditions suivantes ne sont pas vérifiées, alors on doit justifier cet état par un calcul des flèche .

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 M_0}$

Avec

$h=15\text{cm}$; $b_0=100\text{cm}$; $d=13,5\text{cm}$; $L=1,04\text{m}$; $F_e=400\text{MPa}$.

Alors

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{15}{104} = 0,14 \geq 0,0625 \quad \text{vérifiée} \\ \frac{2,01}{100 \times 13,50} = 0,0014 \leq 0,0105 \quad \text{vérifiée} \\ 0,14 \geq \frac{1}{10} = 0,1 \quad \text{vérifiée} \end{array} \right. \quad \text{donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire}$$

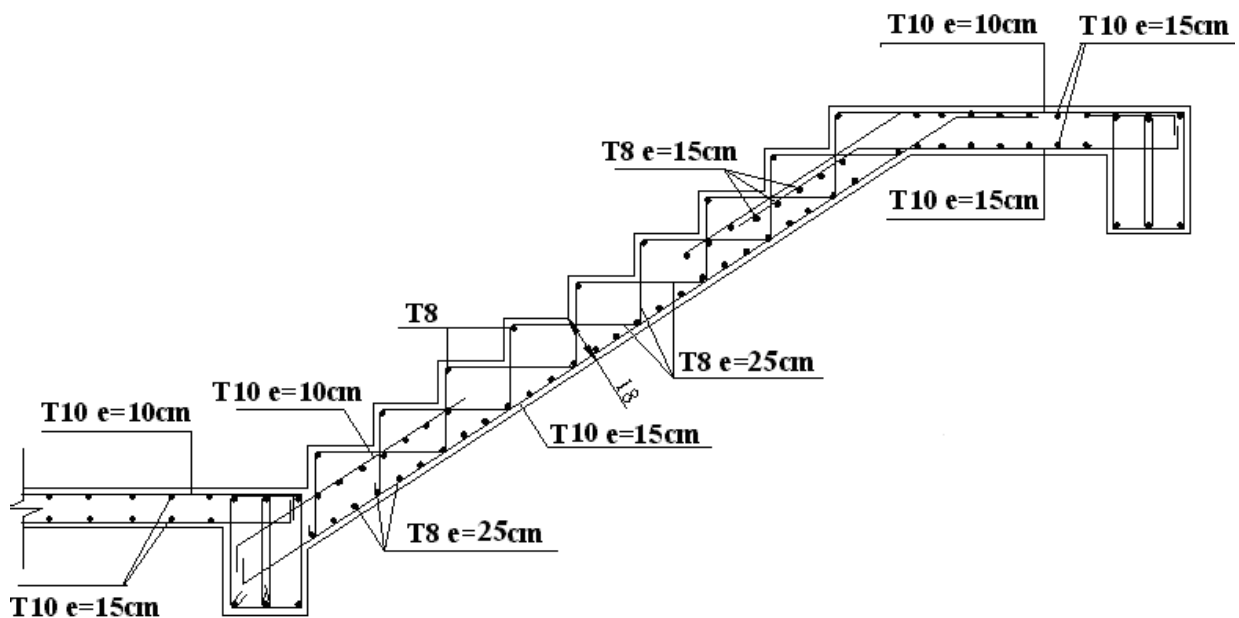


Figure. III.2. Ferrailage d’escalier

LES ESCALIER SEMI CIRCULAIRE

M_u (KNm)	μ	$\mu < \mu_R$	A'_s (cm ²)	α	Z (cm)	A_s^{cal} / ml (cm ²)	Choix	A_s^{adp} / ml (cm ²)
11,45	0,04	Oui	0	0,05	13,23	2,48	4T10	3,14

Tableau. III.24_Ferraillage de la volée en console

- Armature de répartition

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 0,785 \text{ cm}^2 / ml \leq A_r \leq 1,57 \text{ cm}^2 / ml$$

Le choix est de 4T8=2,01cm² avec S_t=20cm

3.3.2.8 Vérifications

➤ Vérification à ELU

a. Vérification de la Condition de non fragilité

$$A_s^{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_s^{\min} = 0,23 \times 100 \times 14,4 \times \frac{2,1}{400} = 1,63 \text{ cm}^2$$

III.4. BALCONS

III.4.1. INTRODUCTION

- Le balcon est composé d'une console de portée 2 m.
- Epaisseur de balcon

$$e \geq \frac{L}{10} = \frac{200}{10} = 20 \text{ cm}$$

- On prend $e=20 \text{ cm}$

III.4.2. BALCON

III.4.2.1. INTRODUCTION

Le balcon se calcul comme une console soumise à

- Son poids propre.
- La surcharge d'exploitation.
- Charge concentrée à son extrémité libre dû au poids du mur extérieur.

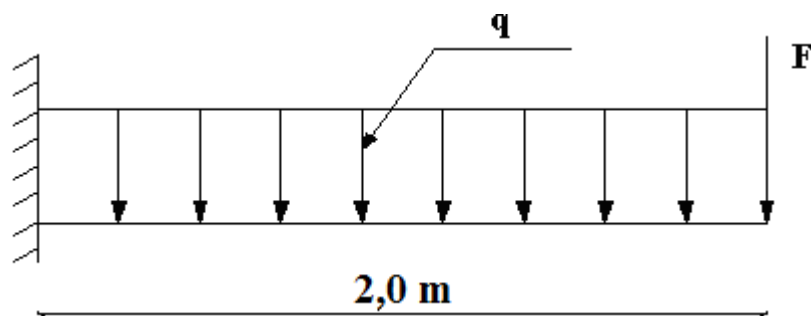
Le calcul se fait pour une bande de 1m.

III.4.2.2. EVALUATION DES CHARGES

- Charge permanente $G=6,80\text{kN/m}^2$
- Charge d'exploitation $Q=3,50\text{kN/m}^2$
- Charge concentrée "F" (Poids du mur)

- Mur extérieur $G=2,52\text{kN/m}^2$
- Hauteur du mur $h=0,77\text{m}$
 $F=2,52 \times 0,77 \times 1 = 1,94\text{kN}$

III.4.2.3. SCHÉMA STATIQUE



III.4.2.4. COMBINAISON DES CHARGES

	ELU	ELS
q(kN/ml)	14,43	10,30
F(kN)	2,01	1,94

Tableau.III.25_ Combinaison des charges

III.4.2.5. CALCUL DES EFFORTS INTERNES

La section dangereuse est au niveau de l'encastrement.

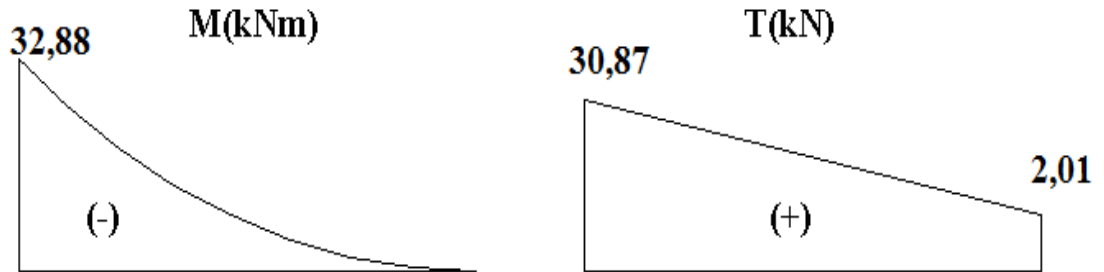
- Moment fléchissant $M(x) = -\left(\frac{q}{2}x^2 + Fx\right)$
- Effort tranchant $T(x) = (qx + F)$

	ELU	ELS
M (kNm)	-32,88	-24,48
T (kN)	30,87	22,54

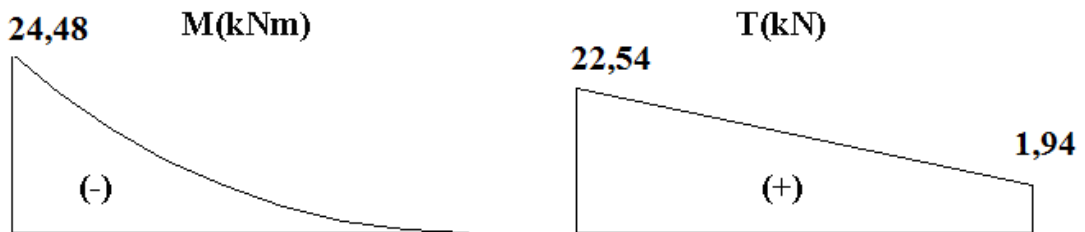
Tableau.III.26 Calcul des efforts internes

Diagramme des efforts internes

E.L.U



E.L.S



III.4.2.6. CALCUL DE FERRAILLAGE

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de $1m$.

$f_{c28}=25MPa$; $f_{t28}=2,1MPa$; $\sigma_{bc}=14,17MPa$; $b=100cm$; $h=20cm$; $d=13,5cm$; $f_e=400MPa$

$M_u(kNm)$	μ	$\mu < \mu_R$	$A'_s(cm^2)$	α	$Z(cm)$	$A_s^{cal}(cm^2)$	Choix	$A_s^{adp}(cm^2)$	Esp(cm)
32,88	0,133	Oui	0	0,179	12,53	7,54	10T10	7,85	10

Tableau.III.27 Ferrailage du balcon

*** Espacement**

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

$$S_t \leq \text{Min} \begin{cases} 33cm \\ 22cm \end{cases} \Rightarrow S_t = 10cm \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

*** Armatures de répartitions**

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1,96cm^2 \leq A_r \leq 3,92cm^2$$

Le choix est de $5T8/ml=2,51cm^2$ avec $S_t=20cm$

III.4.2.7. VÉRIFICATIONS

a. Condition de non fragilité

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

$$A_s = 7,85cm^2 > A_s^{\min} = 1,96cm^2 \dots\dots\dots vérifiée$$

b. Vérification de l'effort tranchant

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

Avec

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

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} = \frac{30,54.10^3}{1000 \times 135} = 0,226MPa < \bar{\tau}_u = 2,5MPa \dots\dots\dots vérifiée$$

c. Vérification de l'E.L.S

On considère que la fissuration est préjudiciable.

c.1. Vérification des contraintes

- **Position de l'axe neutre "y"**

$$\frac{b}{2} y^2 + nA'_s(y - c') - nA_s(d - y) = 0$$

- **Moment d'inertie "I"**

$$I = \frac{b}{3} y^3 + nA'_s(y - c')^2 + nA_s(d - y)^2$$

Avec $n=15$; $c'=2cm$; $d=18cm$; $b=100cm$; $A'_s=0$

On doit vérifier que

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

Les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous

M_{ser}(kNm)	A_s(cm²)	y(cm)	I(cm⁴)	σ_{bc}(MPa)	σ_{bc} ≤ σ̄_{bc}	σ_s(MPa)	σ_s ≤ σ̄_s
1,951	5,03	4,25	13333,30	0,62	vérifiée	26,23	vérifiée

Tableau.III.28 Vérification des contraintes du balcon

c.2. Vérification de la flèche [3]

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Leftrightarrow \frac{18}{165} = 0,109 > 0,0625 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$
- $\frac{A_s}{bd} < \frac{4,2}{fe} \Leftrightarrow \frac{5,03}{100 \times 16,2} = 0,0031 < 0,0105 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Leftrightarrow 0,109 > 0,1 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

d. Vérification à la torsion

La poutre est une section pleine qui doit être assimilée à une section creuse (d'après le formulaire de béton armé [3]) d'une épaisseur de paroi égale à " b_0 "

$$b_0 = \frac{a}{6} = \frac{30}{6} = 5 \text{ cm}$$

La contrainte tangente de torsion " τ_{ut} " doit être cumulée avec la contrainte de cisaillement due à l'effort tranchant " τ_{uv} ".

On doit vérifier $\tau_{ut}^2 + \tau_{uv}^2 \leq \tau_{lim}^2$

$$\text{Avec } \tau_{ut} = \frac{T_u}{2\Omega b_0} \quad (\text{Contrainte de torsion})$$

$$\tau_{uv} = \frac{V_u}{bxh} \quad (\text{Contrainte de cisaillement})$$

$$\tau_{lim} = 5 \text{ MPa} \quad (\text{Contrainte limite})$$

Tel que

T_u Moment de torsion.

V_u Effort tranchant.

Ω Aire du contour à mi-épaisseur de la paroi.

b_0 Epaisseur de la paroi.

b Largeur de la poutre.

h Hauteur de la poutre.

$$\Omega = (0,25 \times 0,40) = 0,1 \text{ m}^2$$

$$\tau_{ut} = \frac{2,688.10^6}{2 \times 0,1.10^6 \times 50} = 0,27 \text{MPa}$$

$$\tau_{uv} = \frac{9,068.10^3}{300 \times 450} = 0,067 \text{MPa}$$

$$\tau_{ut}^2 + \tau_{uv}^2 = 0,077 \text{MPa} < 25 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

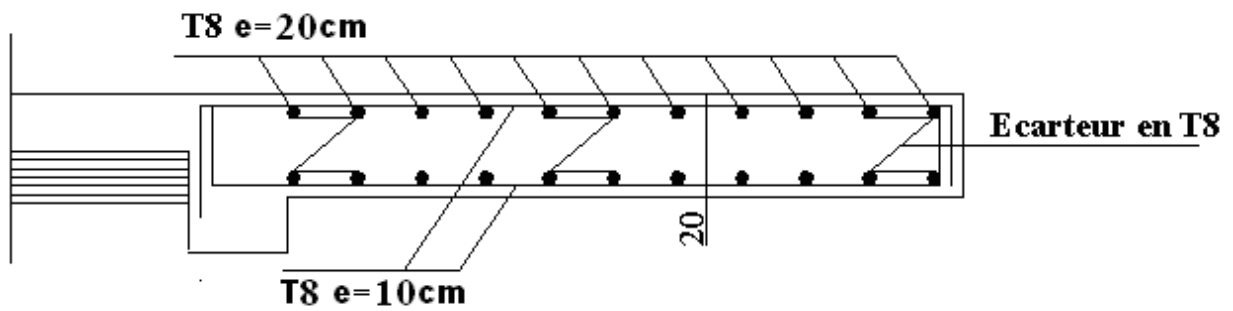
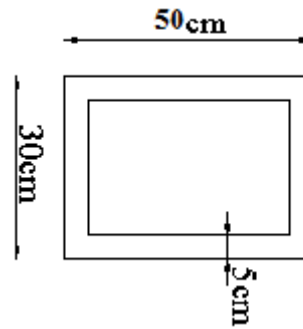


Figure III.17 : Ferrailage du balcon

IV.1. INTRODUCTION

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent la surface de la terre, les secousses sismiques sont sans doute celle qui ont le plus d'effets destructeurs dans les zones urbanisées. Peut-on prévoir un tremblement de terre. Il semble qu'on ne puisse encore apporter qu'une réponse fragmentaire à travers la convergence d'un certain nombre d'observations plus ou moins empiriques. Il est malheureusement certain que les séismes continueront à surprendre l'homme. La seule chose que nous puissions prédire avec certitude c'est que plus nous nous éloignons du dernier tremblement de terre ; plus nous sommes proches du suivant. Face à ce risque et à l'impossibilité de le prévoir, la seule prévention valable est la construction parasismique.

La meilleure façon d'envisager des constructions parasismique consiste à formuler des critères à la fois économiquement justifiés et techniquement cohérents.

IV.2. ÉTUDE DYNAMIQUE

IV.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 propre de vibrations et des efforts engendrés par l'action sismique.

IV.3. Modélisation

IV.3.1. MODÉLISATION MATHÉMATIQUE

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 [5].

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.

IV.3.2. 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 :

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

Avec : $[M]$: Matrice de masse de la structure.

$[K]$: Matrice de rigidité de la structure.

$\left\{ \ddot{x} \right\}$: Vecteur des accélérations relatives.

$\{x\}$: Vecteur des déplacements relatifs.

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 :

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

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

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

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 "Ai". Ce système ne peut admettre une solution non nulle que si le déterminant de la matrice Δ_ω est nulle 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 a 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 $\{A\}_i$ ou forme modale (modale Shape).

IV.3.3 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.

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 est à notre porté : il s'agit du **SAP2000 (version)**.

IV3.4. MODÉLISATION DE LA RIGIDITÉ

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

- Chaque poutre et chaque poteau de la structure a été modélisé par un élément poutre (frame) à deux nœuds, chaque nœud possède 6 degré de liberté (trois translations et trois rotations).

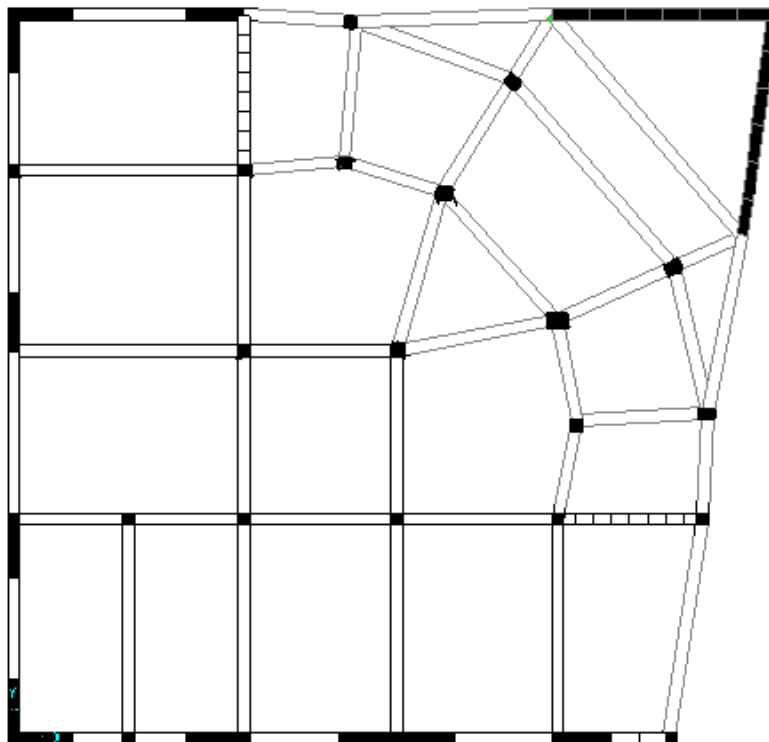
* Les poutres entre deux nœuds d'un même niveau (niveau i).

- * Les poteaux entre deux nœuds de différent niveaux (niveau i et niveau $i+1$).
- Chaque voile est modélisé par un élément coque (shell) à quatre nœuds (rectangulaire).
- Les planchers ne sont pas modéliser, cependant à tous les nœuds d'un même plancher nous avons attribués une contrainte de type diaphragme ce qui correspond à des planchers infiniment rigide dans leur plan (donc indéformable).
- Tous les nœuds de la base du bâtiment sont encastrés (6DDL bloqués).

IV.3.5. MODÉLISATION DE LA MASSE

- Pour la masse des planchers ; nous avons concentré en chaque nœud d'un panneau de dalle le $(1/4)$ de la masse de ce panneau. La masse est calculée par l'équation $(G+\beta Q)$ imposée par le **RPA99 version 2003**
Avec : $(\beta=0,2)$ pour un plancher à usage d'habitation.
 $(\beta=0,3)$ pour un plancher à usage commercial
- La masse volumique attribuée aux matériaux constituant les poteaux et les poutres est prise égale à celle du béton à savoir $2,5t/m^3$.
- 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).
- La masse de chaque balcon a été concentrée au niveau des deux nœuds de la poutre servant d'appui au balcon.

IV.4. RÉSULTATS DE L'ANALYSE DYNAMIQUE



IV.4.1. LES RÉSULTATS A PARTIR DU FICHIER DE SORTIE DU « SAP2000 »

Modes	Période(s)	Facteur de participation massique (%)					
		U _x	U _y	U _z	ΣU _x	ΣU _y	ΣU _z
1	0,795707	0,11402	0,52195	0,00001692	0,11402	0,52195	0,00001692
2	0,672598	0,54982	0,13104	0,00011	0,66384	0,65299	0,00013
3	0,396343	0,00248	0,00409	0,00001652	0,66633	0,65708	0,00014
4	0,379514	0,04664	0,07805	2,063E-08	0,71296	0,73513	0,00014
5	0,298994	0,00112	0,00487	0,00001276	0,71409	0,74	0,00016
6	0,274351	0,02816	0,02315	0,000009018	0,74225	0,76314	0,00017
7	0,257313	0,01448	0,02063	1,278E-08	0,75672	0,78377	0,00017
8	0,197945	0,00381	0,0093	8,501E-07	0,76053	0,79308	0,00017
9	0,191432	0,09568	0,07676	0,0005	0,85622	0,86983	0,00066
10	0,161841	0,00087	0,00101	0,00018	0,85709	0,87084	0,00085
11	0,154552	0,00162	0,00394	0,00016	0,8587	0,87478	0,00101
12	0,145054	0,00087	0,00125	0,00914	0,85958	0,87603	0,01016
13	0,138384	0,00061	0,00414	0,00065	0,86018	0,88017	0,01081
14	0,13678	0,01361	0,00013	0,00004943	0,8738	0,88031	0,01086
15	0,133869	0,00028	0,00087	0,00346	0,87408	0,88117	0,01432
16	0,129306	0,00309	0,00189	0,00002251	0,87717	0,88306	0,01434
17	0,124508	0,00035	7,724E-07	0,000003002	0,87752	0,88306	0,01435
18	0,122648	0,00041	0,00235	0,0001	0,87793	0,88541	0,01445
19	0,12147	0,000009947	0,00158	0,00014	0,87794	0,88699	0,01459
20	0,11845	0,00156	0,00226	0,00044	0,8795	0,88925	0,01503
21	0,116042	0,00006907	0,00089	0,000008337	0,87957	0,89013	0,01504
22	0,114493	0,00034	0,00052	0,00136	0,87991	0,89065	0,0164
23	0,113264	0,000003118	0,00012	0,325	0,87992	0,89077	0,34139
24	0,111589	0,00039	0,00406	0,00105	0,88031	0,89483	0,34244
25	0,106784	0,00008212	0,00005518	0,05087	0,88039	0,89489	0,39331
26	0,104406	0,00354	0,00221	0,00036	0,88393	0,8971	0,39367
27	0,099851	0,00578	0,00585	0,01063	0,88971	0,90295	0,40429
28	0,098712	0,01235	0,01936	0,00631	0,90206	0,92231	0,41061
29	0,094753	0,03036	0,01852	0,0016	0,93242	0,94082	0,41221
30	0,092712	0,00246	0,00308	0,01986	0,93488	0,94391	0,43207

Tableau. IV.1 : Période et facteurs de participation massique du modèle final

IV.4.1.1. CONSTATATIONS

L'analyse dynamique de la structure à conduit à :

- Une période fondamentale : $T=0,7957$ s.
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 28^{ème} mode.
- Le 1^{er} mode est un mode de translation parallèlement à Y-Y.
- Le 2^{ème} mode est un mode de translation parallèlement à X-X.
- Le 3^{ème} mode est mode de rotation

IV.4.1.2. INTERPRÉTATION

L'irrégularité en plan de la structure c'est traduit par une présence importante des modes de torsion.

IV.5. ÉTUDE SISMIQUE

IV.5.1. 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 **SAP2000** qui utilise une approche dynamique (par opposition à l'approche statique équivalente) basés sur le principe de la superposition modale.

IV.5.2. CHOIX DE LA MÉTHODE DE CALCUL

En Algérie, la conception parasismique des structures est régie par un règlement en vigueur à savoir le "**RPA99 version 2003**". Ce dernier propose trois méthodes de calcul dont les conditions d'application différent et cela selon le type de structure à étudier, ces méthodes sont les suivantes :

- 1- La méthode statique équivalente.
- 2- La méthode d'analyse modale spectrale.
- 3- La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

Vu que les conditions d'application de la méthode statique équivalente dans le cas du bâtiment étudié ne sont pas vérifiées (car la structure est irrégulière en plan avec une hauteur supérieur à 17m), 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.

IV.5.2.1. DÉCOMPOSITION MODALE DES ÉQUATIONS DE MOUVEMENT

Soit un système structural linéaire, à masse concentrée ayant plusieurs degrés de liberté et dont la base repose sur plusieurs supports. Ce système est soumis à une excitation sismique de translation (dans une seule direction) de nature uniforme. Les équations couplées du mouvement peuvent s'écrire sous la forme matricielle suivante :

$$[M]\left\{\ddot{x}\right\} + [c]\left\{\dot{x}\right\} + [K]\{x\} = \{P(t)\}.....(7)$$

Si la structure étudiée est un bâtiment à plusieurs étages pour lequel les déplacements de la structure sont mesurés parallèlement au mouvement du sol alors $\{P(t)\}$ peut s'écrire :

$$\{P(t)\} = \{R\}^T [M]\ddot{U}_g(t).....(8)$$

Où :

$\ddot{U}_g(t)$: Est l'accélération du sol.

$\{R\}$: Est un vecteur colonne unitaire.

$[M]$, $[c]$ et $[K]$: Sont les matrices masse, amortissement et rigidité respectivement.

$\{\ddot{x}\}, \{\dot{x}\}$ et $\{x\}$: Sont les vecteurs accélérations absolues, vitesses et déplacements relatifs respectivement.

L'équation (7) représente un système d'équations différentielles couplées. Elle peut être résolue directement par l'intégration directe des équations couplées. Cependant lors de l'analyse de la réponse sismique des structures linéaires, il semble plus efficace de transformer le système d'équation en un système de coordonnées normales en vue de découpler les équations différentielles du mouvement.

En effet, pratiquement, il a été démontré que ce type d'excitation de support tend à exciter particulièrement les quelques premiers modes de vibration. Subséquemment, une approximation satisfaisante de la réponse sismique de système ayant un nombre élevé de degré de liberté peut être obtenue en excluant de l'analyse modale un certain nombre de modes.

Il est donc certain que la technique de superposition modale reste un moyen performant permettant d'approcher au mieux les solutions du système d'équation différentielles données par (7).

Elle nécessite l'introduction de la transformation suivante :

$$\{x\} = [\phi]\{y\} \dots \dots \dots (9)$$

Où :

$[\phi]$: Est la matrice de transformation et $\{y\}$ est identique au vecteur des coordonnées normales.

Dans ce cas la substitution de l'équation (9) dans l'équation (7) et la pré multiplication par $[\phi]^T$ permet d'écrire :

$$([\phi]^T [M][\phi])\{\ddot{y}\} + ([\phi]^T [c][\phi])\{\dot{y}\} + ([\phi]^T [K][\phi])\{y\} = -[\phi]^T \{R\}^T [M] \ddot{U}_g(t)$$

Supposons à présent que la structure est amortie de manière classique cette hypothèse permet de découpler les équations de mouvement en une série d'équations modales indépendantes et cela en utilisant les vecteurs et valeurs propres réels correspondants au système non amorti. L'application des propriétés d'orthogonalité permet alors d'écrire :

$$\ddot{Y}_K + (2\xi_K W_K) \dot{Y}_K + W_K^2 Y_K = -\gamma_K \ddot{U}_g(t) \dots \dots \dots (10)$$

Où :

Y_K : Est la kième coordonné modale.

ξ_K : Est le facteur d'amortissement modale donné par : $2\xi_K W_K = \frac{\{\phi\}_K^T [c] \{\phi\}_K}{\{\phi\}_K^T [M] \{\phi\}_K}$

W_K : Est la fréquence angulaire propre (modale) donnée par : $W_K^2 = \frac{\{\phi\}_K^T [K] \{\phi\}_K}{\{\phi\}_K^T [M] \{\phi\}_K}$

γ_K : Est le facteur de participation du mode K est donné par :

$$\gamma_K = \frac{\{\phi\}_K^T [M] \{\phi\}_K \{R\}}{\{\phi\}_K^T [M] \{\phi\}_K} = \frac{L_K}{M_K} = \frac{L_K}{M_K}$$

La définition de L_K est analogue à celle de γ_K .

$\{\phi\}_K$: Est le vecteur propre du kième mode de vibration.

L'équation (10) est analogue à l'équation d'équilibre gouvernante d'un oscillateur à un degré de liberté. Sa résolution peut se faire soit par intégration numérique (intégral de Duhamel), ce qui nécessite la connaissance de l'exacte évolution temporelle du chargement $\ddot{U}_g(t)$, soit par la méthode du spectre de réponse, ce qui implique la connaissance du spectre de réponse de

l'excitation mais qui fournit uniquement la réponse modale maximale, c'est à dire, $\max (Y_K)$. Dans notre cas l'excitation sismique est définie par son spectre de réponse.

IV.5.2.2. DÉTERMINATION DE LA RÉPONSE PHYSIQUE

En effet, les réponses modales maximales représentent les ordonnées du spectre de réponse caractérisant un mouvement sismique donné. De ce fait, pour chaque mode individuel de la structure, la réponse maximale peut être obtenue directement par simple lecture à partir du spectre de réponse, ce qui s'écrit par exemple pour le vecteur déplacement relatif maximum associé au mode "K" comme suit :

$$\{X_K, \max\} = \{\phi\}_K \gamma_K S_d(\xi_K, \xi_K)$$

Où : $S_d(\xi_K, \xi_K)$: Représente le déplacement spectrale correspondant à l'amortissement et à la période du kième mode de vibration.

Par ailleurs, la réponse physique (par opposition à modale) maximale de la structure ne peut être approchée par simple addition des réponses modales maximales, car ces derniers ne sont pas nécessairement toutes atteints au même instant. Par conséquent, la superposition (S.A.V sum of absolute values) des réponses modales (maximales) fournit incontestablement une limite supérieure de la réponse et de manière générale sur estime le maximum escompté de manière significative. Il apparaît donc plus raisonnable, de combiner de manière judicieuse les réponses modales. La plus simple des méthodes de combinaison modale fréquemment utilisée est sans doute, La S.R.S.S (square root of sum of square).

Par exemple pour le vecteur déplacement, elle s'écrit :

$$\{x\}_{\max} = \sqrt{\{x_1, \max\}^2 + \{x_2, \max\}^2 + \dots + \{x_n, \max\}^2} = \sqrt{\sum_{i=1}^n \{x_i, \max\}^2}$$

Où : n : Représente le nombre de mode considéré dans l'analyse, alors que les termes sous la racine carrée représentent le carré des vecteurs déplacements relatifs maximum associé à chaque mode.

Néanmoins, la S.R.S.S bien que plus raffinée que la S.A.V, peut mener à une sous estimations de la réponse. Pour palier ses aspects négatifs d'autres règles de combinaisons plus élaborées ont été développés. Elles se basent sur la théorie des vibrations aléatoires et tiennent compte de l'inter corrélation modale par l'introduction dans la combinaison de coefficient de corrélation inters modaux. A titre d'exemple nous pouvons citer la règle de combinaison dite C.Q.C (complète quadratique combinaison) qui est justement utilisée par le **SAP2000** pour déterminer la réponse de la structure vis-à-vis d'une composante de l'excitation sismique.

Par ailleurs, pour la détermination de la réponse totale due à plusieurs composantes de l'excitation sismique (appliquées simultanément à la structure), le **SAP2000** combine les réponses sismiques individuelles (dû à chaque composante du séisme) selon la règle S.R.S.S.

IV.5.3. 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 cette ouvrage se fera dans la wilaya de **Blida** (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 ($\xi=7\%$).

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

$R=3,5$ (contreventée par des voiles).

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

Q : Facteur de qualité ($Q = 1 \pm \sum_1^6 P_q = 1,20$).

La longueur de l'intervalle temporel définissant le spectre de réponse doit comprendre les périodes des n modes utiles considérés dans le calcul de la réponse.

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

IV.5.4. RÉSULTANTE DES FORCES SISMQUES DE CALCUL

L'une des $I^{\text{ères}}$ vérifications préconisées par le "RPA99 version 2003" est relative à la résultante des forces sismiques.

En effet la résultante des forces sismiques à la base " V_t " obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée 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 $r = \frac{0,8V}{V_t}$.

- **Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente :**

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

$W=41667,90\text{KN}$ (calcul automatique).

$A=0,25$ (groupe 2, zone III) ; $Q=1,20$; $R=3,5$

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

Plusieurs formules empirique pour le calcul de la période fondamentale sont proposées par le « **RPA99 version 2003** », nous choisirons la formules qui donne la plus petite valeurs

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

Où :

h_N : La hauteur, mesurée en mètre, à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau N

L : La dimension du bâtiment mesurée à la base dans la direction de calcul considérée.

On a : $h_N=27,2\text{m}$

Selon x-x: $L_x = 19,98\text{m} \Rightarrow T_x = 0,54\text{s}$

Selon y-y: $L_y = 19\text{m} \Rightarrow T_y = 0,56\text{s}$

$$\text{Or } \begin{cases} T_1 = 0,15\text{s} & (\text{site3}) \\ T_2 = 0,50\text{s} & (\text{site3}) \end{cases}$$

$$\text{Ce qui donne : } T_2 \leq (T_x \text{ et } T_y) < 3\text{s} \Rightarrow D = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3}$$

$$D_x = 2,5(0,8819) \left(\frac{0,4}{0,54} \right)^{2/3} = 1,805$$

$$D_y = 2,5(0,8819) \left(\frac{0,4}{0,56} \right)^{2/3} = 1,761$$

On trouve :

$$V^x = \frac{0,25(1,805)(1,2)}{3,5} 41667,90 = 6446,62\text{kN} \Rightarrow 0,8V^x = 5157,3\text{kN}$$

$$V^y = \frac{0,25(1,761)(1,2)}{3,5} 41667,90 = 6289,47\text{kN} \Rightarrow 0,8V^y = 5031,57\text{kN}$$

$$\text{D'après le fichier des résultats du « SAP2000 » on a : } \begin{cases} F_1 = V_t^x = 2179,35\text{kN} \\ F_2 = V_t^y = 2008,07\text{kN} \end{cases}$$

Ce qui donne : $V_t^x < 0,8V^x$ et $V_t^y < 0,8V^y$

$$\begin{cases} r_x = \frac{0,8V^x}{V_t^x} = 1,778 \\ r_y = \frac{0,8V^y}{V_t^y} = 1,879 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} r_x = 1,778 \\ r_y = 1,879 \end{cases}$$

Les déplacements utilisés dans la vérification qui suit seront multipliés soit par r_x soit par r_y (selon le cas).

IV.5.5. VÉRIFICATION DES DÉPLACEMENTS LATÉRAUX INTERS ÉTAGE

L'une des vérifications préconisées par le *RPA99 version 2003*, concerne les déplacements latéraux inter étages.

En effet, selon l'article (5.10) du *RPA99 version 2003* l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée : $\Delta_K^x \leq \bar{\Delta}$ et $\Delta_K^y \leq \bar{\Delta}$

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

Où : h_e représente la hauteur de l'étage.

Avec :

$$\delta_K^x = Rr_x \delta_{eK}^x \quad \text{et} \quad \delta_K^y = Rr_y \delta_{eK}^y$$

$$\Delta_K^x = \delta_K^x - \delta_{K-1}^x \quad \text{et} \quad \Delta_K^y = \delta_K^y - \delta_{K-1}^y$$

Δ_K^x : Correspond au déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau $K-1$ dans le sens $x-x$ (idem dans le sens $y-y$, Δ_K^y).

δ_{eK}^x : Est le déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau K dans le sens $x-x$ (idem dans le sens $y-y$, δ_{eK}^y).

Données :

$$r_x=1,778 ; r_y=1,879 ; R=3,5$$

niveau	δ_{ek} max (cm)		$\Delta k_{MAX} \times R$ (cm)		0.01h _e (cm)	RPA
	δ_x	δ_y	Δ_x	Δ_y		
TERASSE	2,26	2,49	1,26	1,36	3,40	C.V
7	1,9	2,1	1,22	1,33	3,40	C.V
6	1,55	1,72	1,19	1,29	3,40	C.V
5	1,21	1,35	1,08	1,19	3,40	C.V
4	0,9	1,01	1,01	1,12	3,40	C.V
3	0,61	0,69	0,84	0,94	3,40	C.V
2	0,37	0,42	0,7	0,77	3,40	C.V
1	0,17	0,2	0,49	0,56	3,40	C.V
RDC	0,03	0,04	0,10	0,14	3,40	C.V

Tableau IV.2: Vérification des déplacements inter étages avant renforcement (modèle initial)

IV.5.5.1. PRISE EN COMPTE DE L'EFFET DE TORSION ADDITIONNELLE :

Rappelons que l'effet de la torsion due à l'excentricité théorique (structurale) résultant des plans est prise en charge par le logiciel de calcul *SAP2000*. Néanmoins, d'après le code, dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale $\pm 0,05L$, (L : étant la dimension du

plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

Dans le cadre de ce projet de fin d'étude, l'effet de torsion accidentelle sera pris en compte de manière statique selon les étapes suivantes :

- 1- Calcul de la force sismique totale : $V = \frac{ADQ}{R}W$ (à la base) dans les deux directions horizontales (soient V_x et V_y).
- 2- Distribution de la force V_x et V_y selon la hauteur du bâtiment et selon les formules suivantes d'après le " **RP A99 version 2003** " [2] : $V = F_t + \sum F_i$

La force concentrée F_t , au sommet de la structure permet de tenir compte de l'influence des modes supérieurs de vibration. Elle doit être déterminée par la formule :

$$\begin{cases} F_t = 0,07TV & \text{si } T > 0,7s \\ F_t = 0 & \text{si } T \leq 0,7s \end{cases}$$

On a :

$$F_x^i = \frac{(V_x - F_t)W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j} \quad ; \quad F_y^i = \frac{(V_y - F_t)W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j}$$

Où :

h_i (et h_j) : Niveau du plancher i (ou j).

$W_{i(j)}$: Poids du niveau i (ou j).

- 3- Calcul des moments de torsion en chaque niveau (et selon chaque direction) selon la formule : $M_x^i = F_x^i e_y^i$; $M_y^i = F_y^i e_x^i$

Où : $e_x^i = 5\%L_x$ (L_x est mesurée au niveau du plancher i).

$e_y^i = 5\%L_y$ (L_y est mesurée au niveau du plancher i).

- 4- Les moments M_x^i et M_y^i sont appliqués (séparément et de manière statique) au niveau du centre de masse (nœud maître) de chaque plancher i (ce qui provoquera la rotation pure du plancher).
- 5- Les déplacements (statique) inter étage correspondant à l'effet de M_x^i et M_y^i (on prendra le cas le plus défavorable des deux) soient Δ_M , seront rajoutés à ceux déduit de l'étude sismique soient Δ_s .
- 6- Les déplacements résultants $\Delta = \Delta_M + \Delta_s$ seront comparés aux déplacements limites imposée par le " **RP A99 version 2003** " [2].

IV.5.5.2. CALCUL DES MOMENTS DE TORSION ADDITIONNELS

$$\begin{cases} V_x = 4673,238kN & ; & V_y = 5142,683kN \\ F_t^x = 2179,35kN & ; & F_t^y = 2008,07kN \end{cases}$$

Diaphragme	$h_i(m)$	$W_i(t)$	$F_x^i(kN)$	$F_y^i(kN)$	$e_x(m)$	$e_y(m)$	$M_x^i(kNm)$	$M_y^i(kNm)$
1	4,42	778,20	192,30	211,61	1,267	1,695	325,94	268,11
2	8,84	713,99	352,86	388,31	1,267	1,695	598,10	491,98
3	12,41	705,26	489,30	538,46	1,267	1,695	829,37	682,22
4	16,83	418,65	393,91	433,48	1,267	1,419	558,95	549,21
5	18,02	376,04	378,83	416,89	1,165	1,169	442,85	485,47
6	21,59	355,86	429,53	472,67	1,165	1,169	502,12	550,43
7	25,16	354,58	498,75	548,85	1,165	1,169	583,04	639,14

Tableau IV.3 : Calcul des moments de torsion additionnels

IV.5.5.3. CALCUL DES DÉPLACEMENTS

On définit pour les tableaux qui suivent :

Δ_s : Déplacement inter étage sans prise en compte de l'effet de torsion accidentelle. Il est dû à l'action sismique E .

Δ_{M_x} : Déplacement inter étage dus aux moments de torsion accidentelle M_x .

Δ_{M_y} : Déplacement inter étage dus aux moments de torsion accidentelle M_y .

$$\Delta = \Delta_s + \Delta_M$$

Avec :

$$\Delta_M = \max(|\Delta_{M_x}|; |\Delta_{M_y}|)$$

Z(m)	$\delta_{ek}^x(mm)$	$\delta_{ek}^y(mm)$	$\delta_k^x(mm)$	$\delta_k^y(mm)$	$\Delta_x(mm)$	$\Delta_y(mm)$
3,4	2,48	2,53	12,77	14,26	12,77	14,26
6,8	7,18	7,18	36,98	40,46	24,21	26,20
10,2	11,19	11,08	57,63	62,44	20,65	21,98
13,6	15,85	15,75	81,63	88,75	24,00	26,32
17	16,16	16,11	83,22	90,78	1,60	2,03
20,4	20,11	20,18	103,57	113,71	20,34	22,93
23,8	24,87	25,1	128,08	141,44	24,51	27,72
27,2	29,82	30,25	153,57	170,46	25,49	29,02

Tableau IV.4 : Déplacement inter étage sous l'action sismique "E"

Z(m)	$\delta_{ex}(mm)$	$\delta_{ey}(mm)$	$\delta_x(mm)$	$\delta_y(mm)$	$\Delta_x(mm)$	$\Delta_y(mm)$
3,4	2,45	0,27	2,32	1,52	2,32	1,52
6,8	1,28	0,78	6,59	4,40	4,27	2,87
10,2	2,01	1,23	10,35	6,93	3,76	2,54
13,6	2,68	1,79	13,80	10,09	3,45	3,16
17	1,75	1,73	9,01	9,75	-4,79	-0,34
20,4	2,26	2,2	11,64	12,40	2,63	2,65
23,8	2,85	2,76	14,68	15,55	3,04	3,16
27,2	3,48	3,36	17,92	18,93	3,24	3,38

Tableau IV.5 : Déplacements inter étage dus aux moments de torsion M_x

Z(m)	$\delta_{ex}(mm)$	$\delta_{ey}(mm)$	$\delta_x(mm)$	$\delta_y(mm)$	$\Delta_x(mm)$	$\Delta_y(mm)$
3,4	0,46	0,28	2,37	1,58	2,37	1,58
6,8	1,33	0,81	6,85	4,56	4,48	2,99
10,2	2,1	1,29	10,82	7,27	3,97	2,70
13,6	2,82	1,88	14,52	10,59	3,71	3,32
17	1,85	1,82	9,53	10,26	-5,00	-0,34
20,4	2,4	2,33	12,36	13,13	2,83	2,87
23,8	3,05	2,94	15,71	16,57	3,35	3,44
27,2	3,73	3,6	19,21	20,29	3,50	3,72

Tableau IV.6 : Déplacements inter étage dus aux moments de torsion M_y

IV.5.5.4. LA RÉSULTANTE DE DÉPLACEMENTS

Z(m)	Déplacements due à M_x		Déplacements due à M_y		$(\Delta M)_x^{\max}(mm)$	$(\Delta M)_y^{\max}(mm)$
	Selon x	Selon y	Selon x	Selon y		
3,4	2,32	1,52	2,37	1,58	2,37	1,58
6,8	4,27	2,87	4,48	2,99	4,48	2,99
10,2	3,76	2,54	3,97	2,70	3,97	2,70
13,6	3,45	3,16	3,71	3,32	3,71	3,32
17	-4,79	-0,34	-5,00	-0,34	-5,00	-0,34
20,4	2,63	2,65	2,83	2,87	2,83	2,87
23,8	3,04	3,16	3,35	3,44	3,35	3,44
27,2	3,24	3,38	3,50	3,72	3,50	3,72

Tableau IV.7 : Déplacements maximum inter étage due aux moments de torsion M_x et M_y

Z(m)	$\Delta_{sx}(mm)$	$\Delta_{sy}(mm)$	$\Delta M_x(mm)$	$\Delta M_y(mm)$	$\Delta_x(mm)$	$\Delta_y(mm)$	$\bar{\Delta}(mm)$	Observation
3,4	12,77	14,26	2,37	1,58	15,14	15,84	44,2	Vérifier
6,8	24,21	26,20	4,48	2,99	28,69	29,19	44,2	Vérifier
10,2	20,65	21,98	3,97	2,70	24,62	24,68	35,7	Vérifier
13,6	24,00	26,32	3,71	3,32	27,71	29,64	44,2	Vérifier
17	1,60	2,03	-5,00	-0,34	6,60	2,37	11,9	Vérifier
20,4	20,34	22,93	2,83	2,87	23,17	25,80	35,7	Vérifier
23,8	24,51	27,72	3,35	3,44	27,87	31,16	35,7	Vérifier
27,2	25,49	29,02	3,50	3,72	28,99	32,74	35,7	Vérifier

Tableau IV.8 : Vérification des déplacements inter étages résultants ($\Delta = \Delta_s + \Delta_M$)

IV.5.5.5. JUSTIFICATION VIS À VIS DE L'EFFET P-Δ

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

$$\theta = \frac{P_K \Delta_K}{V_K h_K} \leq 0,10 \text{ "RPA99 version 2003" [2]}$$

P_K : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau "K".

$$P_K = \sum_{i=K}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi})$$

V_K : Effort tranchant d'étage au niveau "K"

$$V_K = F_t + \sum_{i=K}^n F_i$$

Où :

$(h_i \text{ et } h_j)$: Niveau du plancher i ou j.

$W_{i(j)}$: Poids du niveau i (ou j).

Δ_K : Déplacement relatif du niveau "K" par rapport à "K-1"

h_K : Hauteur de l'étage "K"

IV.5.5.6. CALCUL DE L'EFFORT TRANCHANT V_K

V_K : Effort tranchant d'étage au niveau "K"

On a :

$$F_x^i = \frac{(V_x - F_t) W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j} \quad ; \quad F_y^i = \frac{(V_y - F_t) W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j}$$

Avec:

$$\begin{cases} F_t = 0 & \text{si } T \leq 0,7s \\ F_t = 0,07TV & \text{si } T > 0,7s \end{cases}$$

Les résultats obtenus sont regroupés dans le tableau suivant:

Niveaux	h_i (m)	W_i (t)	F_x^i (kN)	F_y^i (kN)	V_{Kx} (kN)	V_{Ky} (kN)
RDC	4,59	6362,712	101,427	96,643	6081,698	5794,900
1 ^{er}	7,65	5991,664	159,186	151,678	5980,271	5698,257
2 ^{ème}	10,71	5223,289	194,281	185,119	5821,085	5546,579
3 ^{ème}	13,77	5223,289	249,790	238,011	5626,804	5361,460
4 ^{ème}	16,83	5125,178	299,565	285,438	5377,014	5123,449
5 ^{ème}	19,89	5125,177	354,031	337,335	5077,449	4838,011
6 ^{ème}	22,95	5125,178	408,497	389,233	4723,418	4500,676
7 ^{ème}	26,01	5037,394	455,034	433,575	4314,921	4111,443

Tableau IV.9: Calcul de l'effort tranchant V_{Kx} et V_{Ky}

IV.5.5.7. CALCUL DE θ_k

- Si $0,10 < \theta_k \leq 0,20$, Les effets $P-\Delta$ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^o ordre par le facteur $\frac{1}{(1-\theta_k)}$
- Si $\theta_k > 0,20$, la structure est partiellement instable et doit être redimensionnée.

Les résultats obtenus sont regroupés dans le tableau suivant :

Niveaux	P_K (kN)	$\Delta_x 10^{-3}$ (m)	$\Delta_y 10^{-3}$ (m)	V_{Kx} (kN)	V_{Ky} (kN)	h_K (m)	θ_x	θ_y	$\theta(x \text{ ou } y) \leq 0,1$
RDC	73369,048	3,742	3,728	6081,698	5794,900	4,59	0,0098	0,0103	OK
1 ^{er}	67006,336	4,193	4,207	5980,271	5698,257	7,65	0,0061	0,0065	OK
2 ^{ème}	61014,672	6,877	6,741	5821,085	5546,579	10,71	0,0067	0,0069	OK
3 ^{ème}	55791,383	7,284	7,182	5626,804	5361,460	13,77	0,0052	0,0054	OK
4 ^{ème}	50568,094	7,889	7,808	5377,014	5123,449	16,83	0,0044	0,0046	OK
5 ^{ème}	45442,916	8,435	8,379	5077,449	4838,011	19,89	0,0038	0,0040	OK
6 ^{ème}	40317,739	8,704	8,680	4723,418	4500,676	22,95	0,0032	0,0034	OK
7 ^{ème}	35192,561	8,827	8,848	4314,921	4111,443	26,01	0,0028	0,0029	OK

Tableau IV.10: Calcul de θ_x et θ_y

Conclusions

1. Les déplacements inter étages dus à l'effet de torsion additionnelle sont négligeables devant les déplacements dus aux forces sismiques (tableau IV.15).
2. On constate d'après le (tableau IV.9) que la structure étudiée est justifiée vis à vis de l'effet $P-\Delta$.
3. Tous les paramètres de la réponse, à savoir les efforts et les contraintes, utilisés dans l'étape de ferrailage, seront multipliées soit par $r_x = 1,778$ soit par $r_y = 1,879$ (selon la direction à laquelle ils correspondent).

V.1. INTRODUCTION

Le ferrailage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur en l'occurrence le **BAEL 91[1]** et le **RPA99 version 2003 [2]**.

V.2. FERRAILAGE DES POTEAUX

V.2.1. INTRODUCTION

Les poteaux sont des éléments structuraux verticaux, ils constituent des points d'appuis pour les poutres et jouent un rôle très important dans la transmission des efforts vers les fondations.

Les sections des poteaux sont soumises à la flexion composée (M, N) qui est due à l'excentricité de l'effort normal " N " par rapport aux axes de symétrie, et à un moment fléchissant " M " dans le sens longitudinal et transversal (dû à l'action horizontale).

Une section soumise à la flexion composée peut être l'un des trois cas suivants :

- Section entièrement tendue *SET*.
- Section entièrement comprimée *SEC*.
- Section partiellement comprimée *SPC*.

Les armatures sont obtenues à l'état limite ultime (*E.L.U*) sous l'effet des sollicitations les plus défavorable et dans les situations suivantes :

a. Situation durable

- Béton $\gamma_b=1,5$; $f_{c28}=25MPa$; $\sigma_{bc}=14,17MPa$
- Acier $\gamma_s=1,15$; Nuance FeE400 ; $\sigma_s=348MPa$

b. Situation accidentelle

- Béton $\gamma_b=1,15$; $f_{c28}=25MPa$; $\sigma_{bc}=18,48MPa$
- Acier $\gamma_s=1,00$; Nuance FeE400 ; $\sigma_s=400MPa$

V.2.2. COMBINAISON D'ACTION

En fonction du type de sollicitations, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes:

a. Selon BAEL 91 [1]

a.1. ELU Situation durable

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

a.2. ELS Situation durable

$$G+Q$$

b. Selon RPA 99 [2] Situation accidentelle

- $G+Q+E$
- $0,8G\pm E$

Avec:

G: Charges permanentes.

Q: Surcharge d'exploitation.

E: Action du séisme.

A partir de ces combinaisons, on distingue les cas suivants:

1- N^{max}, M^{corr}

2- M^{max}, N^{corr}

V.2.3. RECOMMANDATION SELON RPA99 VERSION 2003

D'après le **RPA99 version 2003**, pour une zone sismique III, les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochet.

- Leur pourcentage est limité par:

$$* 0,9\% < \frac{A_s}{B} < 4\% \quad \text{Zone courante (Z.C)}$$

$$* 0,9\% < \frac{A_s}{B} < 6\% \quad \text{Zone de recouvrement (Z.R)}$$

Avec :

A_s : La section d'acier.

B : Section du béton [cm^2].

- Le diamètre minimal est de 12mm.
- La longueur minimale de $40\emptyset$ en zone de recouvrement.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'intérieur des zones nodales.

V.2.4. PRESENTATION DES RESULTATS

1. Situation durable

- Combinaison : 1,35G+1,5Q

a. (N^{max}, M^{corr})

Niveaux	Sections (cm^2)	N^{max} (kN)	M^{corr} (kNm)	Sollicitation	A'_s (cm^2)	A_s (cm^2)	$A_{s(RPA)}^{min}$ (cm^2)
RDC	45*45	2084,5	18,40	SEC	0	0	18,23
1 ^{er} .; 2 ^{ème}	40*40	1740,5	37,97	SEC	0	0	14,40
3 ^{ème} .; 4 ^{ème}	35*35	1238,1	18,23	SEC	0	0	11,03
5 ^{ème} .; 6 ^{ème} .; 7 ^{ème}	30*30	756,16	13,48	SEC	0	0	8,10

Tableau. V.1 : Ferraillages des poteaux situation durable (N^{max}, M^{corr})

b. (M^{max}, N^{corr})

Niveaux	Section s (cm ²)	M^{max} (kN)	N^{corr} (kNm)	Sollicitation	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)	$A_{s(RPA)}^{min}$ (cm ²)
RDC	45*45	73,25	989,05	SPC	0	0	18,23
1 ^{er} .; 2 ^{ème}	40*40	75,47	647,51	SPC	0	0	14,40
3 ^{ème} .; 4 ^{ème}	35*35	73,10	382,85	SPC	0	0	11,03
5 ^{ème} .; 6 ^{ème} .; 7 ^{ème}	30*30	73,12	83,57	SPC	0	0	8,10

Tableau.V.2 : Ferrailages des poteaux situation durable (M^{max}, N^{corr})

2. Situation accidentelle

- Combinaison : **G+Q+E**

a. (N^{max}, M^{corr})

Niveaux	Section s (cm ²)	N^{max} (kN)	M^{corr} (kNm)	Sollicitation	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)	$A_{s(RPA)}^{min}$ (cm ²)
RDC	45*45	2057,48	61,65	SEC	0	0	18,23
1 ^{er} .; 2 ^{ème}	40*40	1609,24	42,09	SEC	0	0	14,40
3 ^{ème} .; 4 ^{ème}	35*35	923,34	45,44	SEC	0	0	11,03
5 ^{ème} .; 6 ^{ème} .; 7 ^{ème}	30*30	555,42	60,08	SPC	0	0	8,10

Tableau.V.3 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle (N^{max}, M^{corr})

b. (M^{max}, N^{corr})

Niveaux	Section s (cm ²)	M^{max} (kN)	N^{corr} (kNm)	Sollicitation	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)	$A_{s(RPA)}^{min}$ (cm ²)
RDC	45*45	88,96	1369,66	SEC	0	16,20	18,23
1 ^{er} .; 2 ^{ème}	40*40	133,97	437,64	SPC	0	0	14,40
3 ^{ème} .; 4 ^{ème}	35*35	99,81	506,88	SPC	0	0	11,03
5 ^{ème} .; 6 ^{ème} .; 7 ^{ème}	30*30	72,67	54,14	SPC	0	4,80	8,10

Tableau.V.4 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle (M^{max}, N^{corr})

- Combinaison : **0,8G+E**

a. (N^{max}, M^{corr})

Niveaux	Section s (cm ²)	N^{max} (kN)	M^{corr} (kNm)	Sollicitation	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)	$A_{s(RPA)}^{min}$ (cm ²)
RDC	45*45	1869,086	28,7515	SEC	0	0	18,23
1 ^{er} .; 2 ^{ème}	40*40	1783,040	116,531	SEC	0	12,80	14,40
3 ^{ème} .; 4 ^{ème}	35*35	1724,817	77,405	SEC	0	9,80	11,03
5 ^{ème} .; 6 ^{ème} .; 7 ^{ème}	30*30	1560,128	27,954	SPC	0	0	8,10

Tableau.V.5 : Ferraillages des poteaux situation accidentelle (N^{max}, M^{corr})

b. (M^{max}, N^{corr})

Niveaux	Section s (cm ²)	M^{max} (kN)	N^{corr} (kNm)	Sollicitation	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)	$A_{s(RPA)}^{min}$ (cm ²)
RDC	45*45	49,142	964,232	SEC	0	0	18,23
1 ^{er} .; 2 ^{ème}	40*40	131,484	42,614	SPC	0	0	14,40
3 ^{ème} .; 4 ^{ème}	35*35	106,954	747,564	SPC	0	0	11,03
5 ^{ème} .; 6 ^{ème} .; 7 ^{ème}	30*30	136,466	656,955	SPC	0	0	8,10

Tableau. V.6 : Ferraillages des poteaux situation accidentelle (M^{max}, N^{corr})

V.2.4.1 Exemple de calcul

- Armatures longitudinales

1^{er} Cas : Combinaison fondamentale (1,35 G + 1,5 P)

$$\begin{cases} N_{max} = 2084,65 \text{ KN} \\ M_{corr} = 18,40 \text{ KN} \cdot \text{m} \end{cases}$$

- Calcul de l'excentricité :

$$e_1 = \frac{M_{corr}}{N_{max}} = \frac{18,40}{2084,65} = 0,882 \text{ cm.}$$

$$\frac{h}{12} = \frac{45}{12} = 3,75$$

$e_1 < (h/12)$ —————> Compression centrée ce qui implique que la section va être calculée à la compression simple, donc le calcul se fait à l'état limite ultime de stabilité de forme (E.L.U.S.F).

E.L.U.R

$$A'_1 = \frac{N - B \cdot \sigma_{bc}}{\sigma_s} = \frac{2084,65 \times 10^3 - (45 \times 45) \times 14,2 \times 100}{348}$$

$$A'_1 = -2255,10 \text{ cm}^2 \Rightarrow A'_1 = 0$$

• **E.L.U.S.F**

$$L_f = 0,7 h_e = 0,7(340) = 238 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \text{ avec } i = \frac{h}{\sqrt{12}} = \frac{0,45}{\sqrt{12}} = 0,130 \Rightarrow \lambda = \frac{2,38}{0,130} = 18,32$$

$$\lambda = 18,32 < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \cdot \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = 0,805$$

Selon le B.A.E.L 91 [2] :

$$A'_2 \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(\frac{N}{\alpha} - \frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9 \cdot \gamma_b} \right)$$

$$B_r = (b - 2)(h - 2) = 1849 \text{ cm}^2$$

$$A'_2 \geq \frac{1,15}{400 \times 100} \left(\frac{2084,65 \cdot 10^3}{0,805} - \frac{1849 \times 100 \times 25}{0,9 \times 1,5} \right) \Rightarrow A'_2 \geq -24 \text{ cm}^2 \Rightarrow A'_2 = 0$$

$$A_1 = \max(A'_1, A'_2) = 0$$

2^{ième} Cas : Combinaison accidentelle ($G + P + 1,2 E_x$)

$$\begin{cases} M_{\max} = 88,96 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ N_{\text{corr}} = 1369,66 \text{ KN} \end{cases}$$

$$e_1 = \frac{M_{\max}}{N_{\text{corr}}} = \frac{88,96 \times 100}{1369,66} = 6,49 \text{ cm} > \frac{h}{12} = 3,75 \text{ cm} \rightarrow$$

$$e_1 > \frac{h}{12} \Rightarrow \text{L'effort normal est appliqué hors du noyau central}$$

\Rightarrow La section sera sollicitée à flexion composé

Remarque

Dans les pièces comprimées, il apparaît un risque de flambement, ce qui impose de majorer l'excentricité réelle de l'effort normal appliqué \Rightarrow les pièces soumises à un effort normal de compression doivent être justifiées vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme.

Dans tous les poteaux de notre structure, l'élançement $\lambda < 35$ (voir pré dimensionnement des poteaux) avec :

$$\lambda = 3.46 \frac{l_f}{h} < 35 \Rightarrow \frac{l_f}{h} < 10.11 \quad \left(\frac{l_f}{h} : \text{Élançement géométrique} \right)$$

$$\Rightarrow \frac{l_f}{h} \leq \max \left[15, 20 \frac{e_1}{h} \right] \quad \text{Dans tous les cas} \Rightarrow \text{le poteau est peut élançé.}$$

Donc, la section peut être justifiée en flexion composée vis-à-vis l'état limite ultime de résistance, à condition de remplacer l'excentricité du 1^{er} ordre e_1 par une excentricité majorée :

Le calcul se fait à l'état limite ultime de stabilité de forme (E.L.U.S.F).

$$A_2 \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(\frac{N}{\alpha} - \frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9 \cdot \gamma_b} \right)$$

$$A_2 \geq \frac{1,15}{400 \times 100} \left(\frac{1369,66 \cdot 100}{0,805} - \frac{2304 \times 100 \times 25}{0,9 \times 1,5} \right) \Rightarrow A_2 \geq -117,77 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_3 = 0$$

• Armatures minimales

- Selon le B.A.E.L 91 [2] :

$$A_{\min} = \max \left[\frac{0,2 \cdot b \cdot h}{100}, \frac{8 \cdot (b+h)}{100} \right] \text{ cm}^2 = 8 \text{ cm}^2$$

- Selon le R.P.A 99 [3] :

$$A_{\min} = 0,8\% b \cdot h = 16,20 \text{ cm}^2$$

• Armatures maximales

- Selon le B.A.E.L 91 [2] :

$$A_{\max} \leq \frac{5 \cdot b \cdot h}{100} = 101,25 \text{ cm}^2$$

- Selon le R.P.A 99 [3] :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{\max} = 4\% b \cdot h = 81 \text{ cm}^2 \text{ en zone courante} \\ A_{\max} = 6\% b \cdot h = 121,50 \text{ cm}^2 \text{ en zone de recouvrement} \end{array} \right.$$

• Ferrailage adopté

$$A_{\text{adoptif}} = \max (A_1 ; A_2 ; A_{\min(2)}) = 16,20 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend } A = 4T20 + 4T16 = 20,61 \text{ cm}^2$$

• **E.L.S**

$$N_{\max} = 1369,66 \text{ KN} \quad M_{\text{corr}} = 88,96 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$e_1 = \frac{M_{\text{corr}}}{N_{\max}} = \frac{88,96}{1369,66} = 0,065 \text{ cm} < \frac{h}{12} = 3,75 \text{ cm} \Rightarrow \text{Compression centrée,}$$

Donc le calcul à l'E.L.S n'est pas nécessaire.

V.2.5. CHOIX DES ARMATURES

On remarque que le ferraillage maximum a été obtenu par la combinaison (G+Q+E).

Niveaux	Sections (cm ²)	A _s ^{cal} (cm ²)	A _s ^{min} (cm ²)	A _s ^{max} (Z.C)(cm ²)	A _s ^{max} (Z.R)(cm ²)	Choix des armatures	A _s ^{adp} (cm ²)
RDC	45*45	16,20	18,23	81	121,5	4T20 + 4T16	20,61
1 ^{er} ; 2 ^{ème}	40*40	12,80	14,40	64	96	8T16	16,08
3 ^{ème} ; 4 ^{ème}	35*35	9,80	11,03	49	122,5	6T16	12,06
5 ^{ème} ; 6 ^{ème} ; 7 ^{ème}	30*30	4,80	8,10	36	54	6T14	9,24

Tableau. V.7 : Choix des armatures des poteaux

V.2.6. VÉRIFICATION VIS-A-VIS DE L'ÉTAT LIMITE DE SERVICE

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous (M_{ser}, N_{ser}) (annexe, organigramme)., puis elles sont comparées aux contraintes admissible données par :

- **Béton**

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

- **Acier**

- Fissuration peu nuisible.....Pas de vérification.
- Fissuration préjudiciable..... $\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e, 150\eta \right)$
- Fissuration très préjudiciable..... $\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left(\frac{1}{3} f_e, 110\eta \right)$

Avec :

$\eta = 1,6$ pour les aciers H.A

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable, donc $\sigma_s = 240 \text{ MPa}$.

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

a. $N_{ser}^{max}; M_{ser}^{cor}$

Niveaux	Sections (cm ²)	N _{ser} (kN)	M _{ser} (kNm)	Sollicitation	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Vérification
RDC	45*45	1519,06	13,16	SEC	95,70	240	6,60	15	OK
1 ^{er.} , 2 ^{ème}	40*40	1270,51	27,28	SEC	72,80	240	5,10	15	OK
3 ^{ème} , 4 ^{ème}	35*35	904,14	13,15	SEC	52,00	240	3,60	15	OK
5 ^{ème} , 6 ^{ème} , 7 ^{ème}	30*30	552,45	9,77	SEC	31,00	240	2,20	15	OK

Tableau V.8 : Vérification des contraintes pour les poteaux

b. $M_{ser}^{max}, N_{ser}^{cor}$

Niveaux	Sections (cm ²)	N _{ser} (kN)	M _{ser} (kNm)	Sollicitation	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Vérification
RDC	45*45	720,68	52,65	SPC	67,30	240	5,20	15	OK
1 ^{er.} , 2 ^{ème}	40*40	472,72	54,85	SPC	73,30	240	5,90	15	OK
3 ^{ème} , 4 ^{ème}	35*35	279,66	53,14	SPC	61,00	240	5,00	15	OK
5 ^{ème} , 6 ^{ème} , 7 ^{ème}	30*30	54,14	72,67	SPC	113,20	240	10,30	15	OK

Tableau V.9 : Vérification des contraintes pour les poteaux

• Vérification de l'effort tranchant

$$T_{max} = 32,32 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \cdot d} = \frac{32,32 \times 10^3}{45 \times 40,5 \times 100} = 0,177 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{ad} = \min(0,1 f_{c28}, 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \tau_{ad} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- Armatures transversales

- Selon le R.P.A 99 [3]

$$A_t = \frac{\varphi_a \cdot \delta_t \cdot T_{\max}}{h \cdot f_e}$$

- ♦ Calcul des espacements

$$\begin{cases} \delta_t \leq \min(10\phi_L, 15 \text{ cm}) \text{ en zone nodale.} \\ \delta'_t \leq 10\phi_L \text{ en zone courante.} \end{cases}$$

Avec : ϕ_L : Diamètre minimale des armatures longitudinales du poteau.

Donc on prend : $\delta_t = 10 \text{ cm} \rightarrow \text{en zone nodale}$

$\delta'_t = 15 \text{ cm} \rightarrow \text{en zone courante}$

φ_a : est en fonction de λ :

$$\lambda = 18,32 \leq 35 \Rightarrow \varphi_a = 2,5$$

$$T_{\max} = 32,32 \text{ KN.}$$

$$f_e = 235 \text{ MPa}$$

$$\text{Donc : } A_t = \frac{2,5 \times 15 \times 32,32 \times 10^3}{45 \times 235 \times 100} = 1,14 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,3\% \cdot b \cdot \delta'_t = 0,3 \times 10^{-2} \times 45 \times 15 = 2,02 \text{ cm}^2$$

On prend : $A_t = 4\phi_{10} = 3,14 \text{ cm}^2 \longrightarrow$ Soit deux cadres.

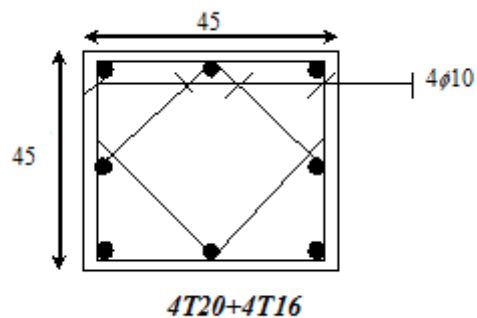


Figure. V.2 : Ferrailages des poteaux

- **Longueur de recouvrement**

- Selon le R.P.A 99 [3] :

$$L_r = 50\phi \text{ en zone III}$$

$$L_r = 50 \times 1,6 = 80 \text{ cm}$$

- **Détermination de la zone nodale**

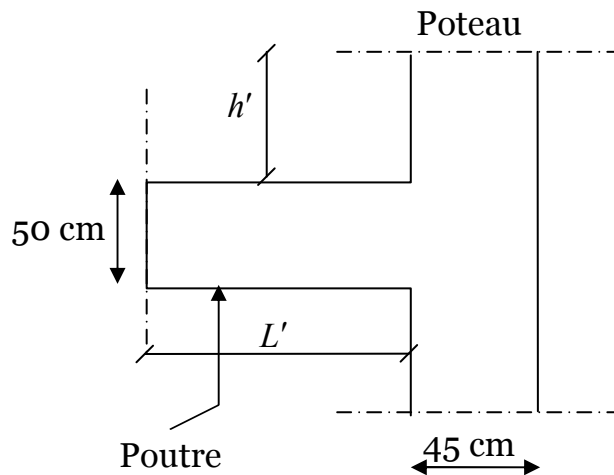


Figure V.3 Schéma de la zone nodale.

$$\begin{cases} L' = 2 \cdot h \\ h' = \max\left(\frac{h_e}{6} ; b ; h_i ; 60 \text{ cm}\right) \end{cases}$$

Donc

$$\begin{cases} L' = 2 \times 50 = 100 \text{ cm} \\ h' = \max\left(\frac{340}{6} ; 45 ; 50 ; 60\right) \text{ cm} = 60 \text{ cm}. \end{cases}$$

Vue le nombre important des poteaux à étudier, nous avons présenté un exemple de calcul d'un type de poteau ($45 \times 45 \text{ cm}^2$). Le reste des calculs est présenté dans le (tableau) qui nous indiquera les différentes sections d'armatures longitudinales et transversales sur chaque type de poteau et selon les règlements utilisés **B.A.E.L 91 [2]** et le **R.P.A 99 [3]**.

Poteau (cm ²)	A _{calcul}	A _{adoptée} (cm ²)	Section corresp (cm ²)	A _{trans} (cm ²)	Section corresp (cm ²)	δ _t (cm)	δ' _t (cm)
45 × 45	16,20	4T20 + 4T16	20,61	4φ 10	3,14	10	15
40 × 40	12,80	8T16	16,08	4φ 10	3,14	10	15
35 × 35	9,80	6T16	12,06	4φ 10	3,14	10	15
30 × 30	4,80	6T14	9,24	4φ 10	3,14	10	15

Tableau V.10 : Espacements maximales selon RPA99.

V.2.7. VÉRIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT

V.2.7.1. VÉRIFICATION DE LA CONTRAINTE DE CISAILLEMENT

Il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$

Avec :

T_u : L'effort tranchant pour l'état limite ultime.

b : Largeur de la section du poteau.

d : Hauteur utile de la section du poteau.

τ_u : Contrainte de cisaillement.

τ̄_u : Contrainte limite de cisaillement du béton.

La valeur de la contrainte τ̄_u doit être limitée aux valeurs suivantes :

*** Selon le BAEL 91 modifié 99 [1] :**

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,13 f_{c28}, 5MPa)$ Fissuration peu nuisible.

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,10 f_{c28}, 4MPa)$ Fissuration préjudiciable et très préjudiciable.

*** Selon le RPA 99 version 2003 [2] :**

$\bar{\tau}_u = \rho_d f_{c28}$

$\rho_d = 0,075$ si l'élançement λ ≥ 5

$\rho_d = 0,040$ si l'élançement λ < 5

Avec :

λ : L'élançement du poteau

i : Rayon de giration.

I : Moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considérée.

B : Section du poteau.

L_f : Longueur de flambement.

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Niveaux	Section (cm ²)	T _u (kN)	τ _u (MPa)	λ	ρ _d	$\bar{\tau}_u^{RPA}$ (MPa)	$\bar{\tau}_u^{BAEL}$ (MPa)	Vérification
RDC	45*45	32,32	0,177	18,32	0,075	1,875	2,5	ok
1 ^{er.} , 2 ^{ème}	40*40	28,208	0,155	20,61	0,075	1,875	2,5	ok
3 ^{ème} , 4 ^{ème}	35*35	34,735	0,191	23,55	0,075	1,875	2,5	ok
5 ^{ème} , 6 ^{ème} , 7 ^{ème}	30*30	41,370	0,227	27,48	0,075	1,875	2,5	ok

Tableau V.11 : Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux

V.2.8. FERRAILLAGE TRANSVERSAL DES POTEAUX

Les armatures transversales sont déterminées à partir des formules du **BAEL91 modifié 99** et celles du **RPA99 version 2003** ; elles sont données comme suit :

* **Selon BAEL91 modifié 99 [1] :**

$$\begin{cases} S_t \leq \text{Min}(0,9d;40\text{cm}) \\ \varphi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \varphi_l\right) \\ \frac{A_t f_e}{b S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{cases}$$

- A_t : Section d’armatures transversales.
- b : Largeur de la section droite.
- h : Hauteur de la section droite.
- S_t : Espacement des armatures transversales.
- Ø_t : Diamètre des armatures transversales.
- Ø_l : Diamètre des armatures longitudinales.

* **Selon le RPA99 version 2003 :**

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{h f_e}$$

Avec :

- A_t : Section d’armatures transversales.
- S_t : Espacement des armatures transversales.
- T_u : Effort tranchant à l’ELU.
- f_e : Contrainte limite élastique de l’acier d’armatures transversales.
- h : Hauteur totale de la section brute.
- ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par l’effort tranchant.
- ρ_a=2,5.....si λ_g≥5
- ρ_a=3,75.....si λ_g<5

λ_g : Espacement géométrique.

- L'espacement des armatures transversales est déterminé comme suit :
 $S_t \leq \text{Min}(15\text{cm}; 10\phi_l)$ Zone nodale (zone III).
 $S_t \leq 15 \phi_l$ Zone courante (zone III).

ϕ_l : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversales minimale $\frac{A_t}{S_t b}$ en (%) est donnée comme suite :

$$\begin{cases} 0,3\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \leq 3 \\ \text{Interpolation entre les valeurs limites précédentes si } 3 < \lambda_g < 5 \end{cases}$$

λ_g : L'élancement géométrique du poteau $\left(\lambda_g = \frac{L_f}{a} \right)$

a : Dimension de la section droite du poteau.

L_f : Longueur du flambement du poteau.

Pour les armatures transversales $f_e = 400\text{MPa}$ (FeE40).

Le tableau suivant rassemble les résultats des espacements maximums des poteaux :

Niveaux	Section (cm ²)	Barres	ϕ_l (mm)	S_t (cm)	
				Zone nodale	Zone courante
RDC	45*45	4T20 + 4T16	20et16	15	25
1 ^{er} , 2 ^{ème}	40*40	8T16	16	15	20
3 ^{ème} , 4 ^{ème}	35*35	6T16	16	15	20
5 ^{ème} , 6 ^{ème} , 7 ^{ème}	30*30	6T14	14	10	20

Tableau V.12 : Espacements maximales selon RPA99

Le choix des armatures transversales est regroupé dans le tableau suivant :

Section (cm ²)	Niveaux	L_f (m)	λ_g (%)	ρ_a	T_u^{max} (kN)	Zone	S_t (cm)	A_t^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)
45*45	RDC	3,213	5,84	2,5	7,647	N	15	0,13	4T8	2,01
						C	25	0,22	4T8	2,01
40*40	1 ^{er} , 2 ^{ème}	2,14	3,89	3,75	45,268	N	15	1,16	4T8	2,01
						C	20	1,54	4T8	2,01
35*35	3 ^{ème} , 4 ^{ème}	2,14	4,28	3,75	33,642	N	15	0,95	4T8	2,01
						C	20	1,26	4T8	2,01
30*30	5 ^{ème} , 6 ^{ème} , 7 ^{ème}	2,14	4,75	3,75	41,37	N	15	0,86	4T8	2,01
						C	20	1,72	4T8	2,01

Tableau V.13 : Choix des armatures transversales pour les poteaux.

V.2.9. LONGUEUR DE RECOUVREMENT

La longueur minimale de recouvrement est de : $L_r=50\phi_l$ en zone III

Pour : T20..... $L_r=100cm$
 T16..... $L_r=80cm$
 T14..... $L_r=70cm$

V.2.10. FERRAILLAGE DES POTEAUX DE SOUS SOL

Les poteaux du sous sol sont calculés à la compression simple, le ferraillage est donnée par :

$$A_s \geq \left(\frac{N_u}{\alpha} - \frac{B_r}{0,9} \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \right) \frac{\gamma_s}{f_e}$$

B_r : Section réduite du poteau considéré ($B_r=(a-2)(b-2)$) cm^2

α : Coefficient dépendant de l'élançement.

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0,85}{1 + 2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{si } \lambda \leq 50 \\ \frac{0,6(50)^2}{\lambda} & \text{si } 50 < \lambda < 70 \end{cases}$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i}$$

L_f : Longueur de flambement.

i : Rayon de giration $\left(i = \sqrt{\frac{I}{B}} \right)$.

I : Moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considéré.

B : Section du poteau ($B=a \times b$).

N_u : L'effort normal maximal au niveau des poteaux du sous sol.

La longueur de flambement $L_f=0,7l_0$.

La section réduite $B_r=(a-0,02)^2 [m^2]$.

a. Calcul de l'effort normal pondéré

Prenons le poteau le plus sollicité dont l'effort normal.

$N_{u(RDC)}= 2290,67kN$

- Poids du plancher..... $7,64 \times 24,80 = 189,47kN$
 - Poids du poteau..... $(0,45)^2 \times 3,40 \times 25 = 17,21kN$
 - Poids de la poutre principale..... $5,95 \times 0,50 \times 0,30 \times 25 = 22,313kN$
- G=228,993kN**

Surcharge d'exploitation : $Q=2,5 \times 24,80 = 62kN$

$N_{ul}=1,35G+1,5Q=402,140kN$

Donc l'effort normal total revenant au poteau du sous sol : $N_{u(ss)}=N_{u(RDC)}+N_{ul}=2692,81KN$

b. Calcul du ferraillage

- $i = \frac{a}{\sqrt{12}} = 13cm$
- $\lambda = \frac{0,7 \times 3,40 \cdot 10^2}{13} = 18,30 < 50$
- $\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = 0,806$
- $Br = (45 - 2)^2 = 1849cm^2$

D'où :

$$A_s \geq \left(\frac{2692,81 \cdot 10^3}{0,806} - \frac{1849 \cdot 10^2}{0,9} \cdot \frac{25}{1,5} \right) \frac{1,15}{400}$$

$$A_s \geq 14,62cm^2$$

$$A_s^{min} = 0,8\%B \text{ (Selon le RPA99 version 2003)}$$

$$A_s = A_s^{min} = 16,20cm^2$$

On prend : $8T20=25,14cm^2$.

c. Vérification à l'ELS :

$$N_{ser1} = G + Q = 291kN.$$

D'où :

$$N_{ser(ss)} = N_{ser(RDC)} + N_{ser1}$$

$$N_{ser(ss)} = 1921,60 + 291 = 2212,60kN$$

Section(cm ²)	N _{ser} (kN)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	σ _b (MPa)	σ̄ _b (MPa)	Vérification
45*45	2212,60	87,6	240	9,5	15	OK

Tableau V.14 : Vérification des contraintes des poteaux de l'infrastructure

d. Détermination des armatures transversales

Pour les poteaux d'infrastructure ; $A_t = 4T10 = 3,14cm^2$.

- Espacement en zone nodale : $S_t = 10cm$
- Espacement en zone courante : $S_t = 15cm$.

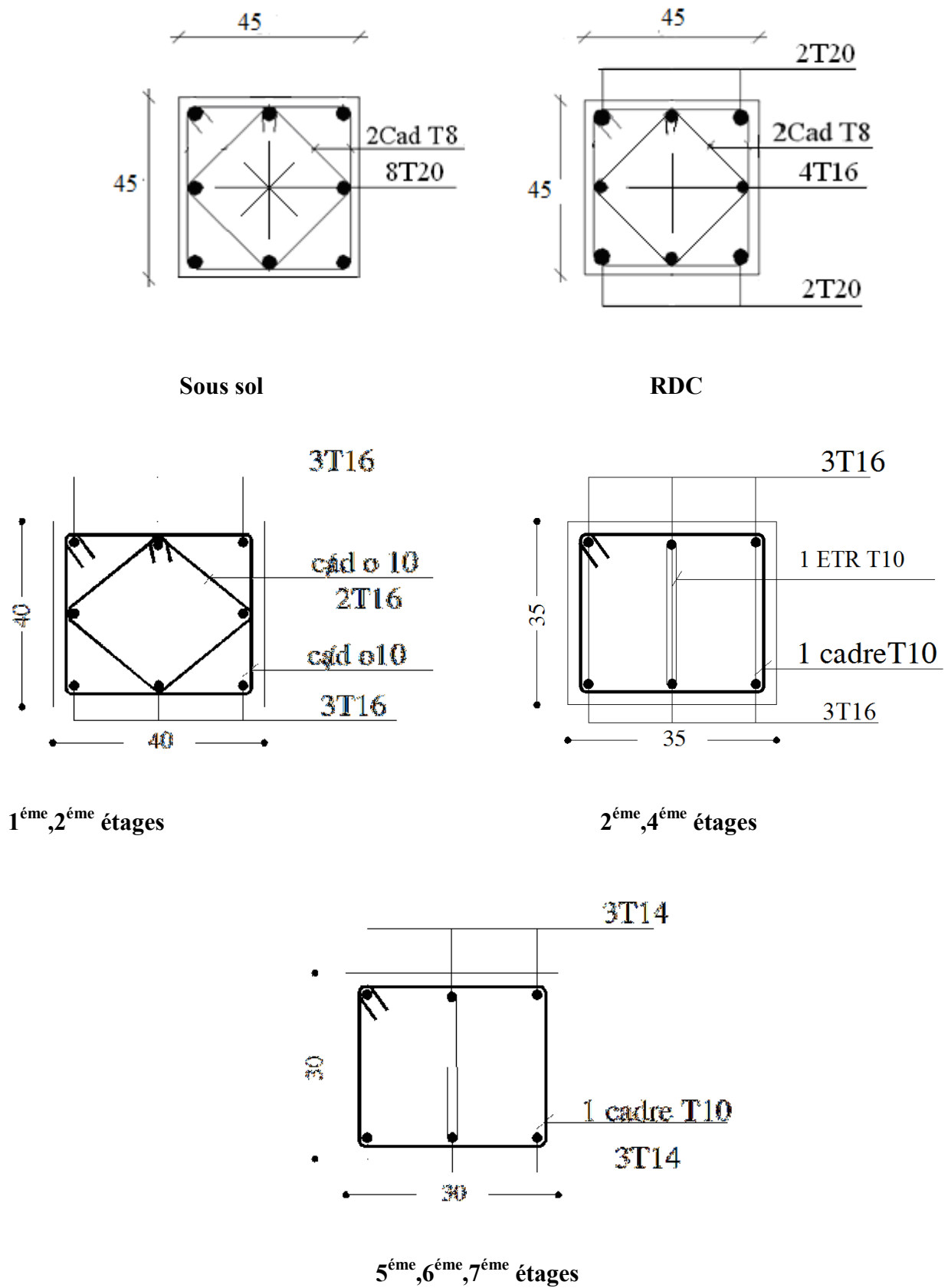


Figure V.4 : Ferraillage des poteaux

V.3. FERRAILAGE DES POUTRES

V.3.1. INTRODUCTION

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux qui permettent de transférer les charges aux poteaux, elles sont sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants.

Le ferrailage des poutres est donné par l'organigramme de la flexion simple (voir annexe).

On fait le calcul pour les deux situations suivantes :

- Situation durable : $1,35G+1,5Q$
- Situation accidentelle : $G+Q+E$

V.3.2. RECOMMANDATION DU RPA99 VERSION 2003

- 1- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.
- 2- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% en zone courante.
 - 6% en zone de recouvrement.
- 3- La longueur minimale de recouvrement est de $50\varnothing$ en zone III.
- 4- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .

V.3.3. CALCUL DU FERRAILAGE

Pour le calcul des armatures nécessaires dans les poutres, nous avons considéré les portiques suivants les deux sens :

- Sens porteur (poutre porteuse).
- Sens non porteur (poutre secondaire).

Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

1- Sens porteur

a. Situation durable $1,35G+1,5Q$

Niveaux	Section (cm ²)	Position	N° de la poutre	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _{SRPA} ^{min} (cm ²)
Sous sol	30x50	Travée	185	74,50	4,72	0	7,50
		Appui	185	146,60	9,62	0	7,50
RDC, 1 ^{er} , 2 ^{ème}	30x50	Travée	184	77,76	4,94	0	7,50
		Appui	184	136,86	8,97	0	7,50
3 ^{ème} , 4 ^{ème}	30x50	Travée	138	80,11	5,10	0	7,50
		Appui	138	146,78	9,67	0	7,50
6 ^{ème} , 7 ^{ème} , 5 ^{ème}	30x50	Travée	379	115,60	7,49	0	7,50
		Appui	379	128,18	8,36	0	7,50

Tableau V.15 : Ferrailage des poutres porteuses (situation durable)

b. Situation accidentelle $G+Q+E$

Niveaux	Section (cm ²)	Position	N° de la poutre	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _{SRPA} ^{min} (cm ²)
Sous sol	30x50	Travée	185	42,45	2,65	0	7,50
		Appui	185	107,98	6,96	0	7,50
RDC, 1 ^{er} , 2 ^{ème}	30x50	Travée	263	50,33	3,15	0	7,50
		Appui	263	164,62	8,97	0	7,50
3 ^{ème} , 4 ^{ème}	30x50	Travée	311	29,30	1,82	0	7,50
		Appui	311	150,83	9,96	0	7,50
6 ^{ème} , 7 ^{ème} , 5 ^{ème}	30x50	Travée	379	96,78	6,20	0	7,50
		Appui	379	66,78	4,22	0	7,50

Tableau V.16 : Ferrailage des poutres porteuses (situation accidentelle)**Remarque**

D'après les résultats obtenus du calcul des sections d'armatures dans les poutres sous les combinaisons d'action considérées, soient les combinaisons " $1,35G+1,5Q$ " et " $G+Q+E$ ", on constate que le ferrailage maximum est obtenu par la combinaison " $G+Q+E$ ".

V.3.4. CHOIX DES ARMATURES

Le ferrailage final adopté est donné par le tableau suivant :

1- Sens porteur

Niveaux	Section (cm ²)	Position	A _s ^{max} (ZN)(cm ²)	A _s ^{max} (ZR)(cm ²)	A _{SRPA} ^{min} (cm ²)	A _s ^{cal} (cm ²)	Choix des armatures	A _s ^{adp} (cm ²)
Sous Sol	30x50	Travée	60	90	7,50	2,65	5T14	7,70
		Appui				6,96	5T16	10,05
RDC, 1 ^{er} , 2 ^{ème}	30x50	Travée	60	90	7,50	3,15	5T14	7,70
		Appui				8,97	5T16	10,05
3 ^{ème} , 4 ^{ème}	30x50	Travée	60	90	7,50	1,82	5T14	7,70
		Appui				9,96	5T16	10,05
5 ^{ème} , 6 ^{ème} , 7 ^{ème}	30x50	Travée	60	90	7,50	6,20	5T14	7,70
		Appui				4,22	5T14	7,70

Tableau V.17 : Choix des armatures pour les poutres porteuses

V.3.5. Vérification nécessaire

V.3.5.1. CONDITION DE NON FRAGILITÉ

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \quad [1]$$

Avec :

$$f_{t28}=2,1MPa ; f_e=400MPa$$

Section (cm ²)	A _{s(choisi)} (cm ²)	A _s ^{min} (cm ²)	Vérification
30x50	10,05	1,630	Vérifiée
30x50	7,70	1,467	Vérifiée
30x50	5,65	1,141	Vérifiée

Tableau V.18 : Vérification de la condition de non fragilité

V.3.5.2. VÉRIFICATION VIS A VIS DE L'ELS

Le règlement **CBA93 [6]** exige une vérification par une étude thermique pour toute structure ayant des dimensions en plan supérieures à 25m.

Sous l'effet de la variation de la température, l'allongement ou le rétrécissement de l'élément est donné par la formule suivante :

$$\Delta L = \alpha l_0 \Delta T \dots \dots \dots (1)$$

$$\zeta = \frac{\Delta L}{l_0} \dots \dots \dots (2)$$

On substitue l'équation (2) dans l'équation (1), on obtient :

$$\zeta = \alpha \Delta T \dots \dots \dots (3)$$

La contrainte est évaluée par la loi de Hooke qui est valable que dans le domaine élastique, son expression est :

$$\sigma = E \cdot \zeta \dots \dots \dots (4)$$

On remplace les paramètres de l'équation (3) dans l'équation (4) on obtient :

$$\sigma = E \cdot \alpha \cdot \Delta T \dots \dots \dots (5)$$

Avec :

L : Variation de la longueur de l'élément.

ΔT : Variation de la température (ΔT=20c°).

α : Coefficient de dilatation thermique (α=10⁻⁵)

l₀ : Longueur de la poutre.

σ : Contrainte thermique.

E : Module de Young (E=32164,20MPa).

Donc : σ=32164,20.10⁻⁵.20=6,43MPa

- La fissuration est considérée préjudiciable.

On doit vérifiée que :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y < \bar{\sigma}_b = 15MPa \\ \sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) + \sigma \leq \bar{\sigma}_s = 240MPa \end{array} \right.$$

1- Sens porteur

Niveaux	Position	N° de la poutre	M _{ser} (kNm)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ (MPa)	σ _s +σ (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérifié
Sous Sol	Travée	2737	37,70	3,40	15	117,80	6,43	124,23	240	Oui
	Appui	2737	68,951	5,80		160,60		167,03		
RDC, 1 ^{er} , 2 ^{ème}	Travée	2782	28,304	3,10	15	100,20	6,43	106,63	240	Oui
	Appui	2768	58,439	6,50		206,80		213,23		
3 ^{ème} , 4 ^{ème}	Travée	2141	28,500	3,20	15	100,90	6,43	117,33	240	Oui
	Appui	2796	58,684	6,50		207,70		214,13		
5 ^{ème} , 6 ^{ème} , 7 ^{ème}	Travée	2185	28,802	3,20	15	101,90	6,43	118,33	240	Oui
	Appui	2838	59,027	6,60		208,90		115,33		
	Appui	246	64,437	8,30		228,50		234,93		

Tableau V.19 : Vérification des poutres principales à l'ELS

V.3.5.3. VÉRIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT

a. Vérification de la contrainte de cisaillement

Il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$

Avec :

T_u : l'effort tranchant maximum.

b: Largeur de la section de la poutre.

d: Hauteur utile.

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,10 f_{c28}; 4MPa) = 2,5MPa$ (Fissuration préjudiciable).

Niveaux	Section (cm ²)	T _u ^{max} (kN)	τ _u (MPa)	τ̄ _u (MPa)	Vérifié
Sous Sol	30x50	93,77	0,89	2,5	OK
	30x50	93,884	0,63	2,5	OK
RDC, 1 ^{er} , 2 ^{ème}	30x50	34,328	0,33	2,5	OK
	30x50	93,602	0,69	2,5	OK
3 ^{ème} , 4 ^{ème} , 5 ^{ème}	30x50	29,931	0,29	2,5	OK
	30x50	93,796	0,69	2,5	OK
6 ^{ème} , 7 ^{ème}	30x50	33,289	0,32	2,5	OK
	30x50	93,99	0,70	2,5	OK

Tableau V.20 : Vérification de la contrainte de cisaillement

b. Calcul des armatures transversales

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type haute adhérence et nuance FeE40 (f_e=400MPa).

- **Selon le BAEL 91 modifié 99 [1] :**

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t = \text{Min}(0,9d;40\text{cm}) \\ \frac{A_t}{bS_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28}K}{0,8f_e} \quad (K = 1 : \text{Pas de reprise de bétonnage}) \\ \frac{A_t f_e}{bS_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{array} \right.$$

- **Selon le RPA 99 version 2003 [2] :**

$$\left\{ \begin{array}{l} A_t = 0,003S_t b \\ S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right) \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

Avec :

$$\phi_l \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right) = 1,43\text{cm}$$

On prend : $\phi_t = 8\text{mm}$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Sens	T _u (kN)	τ _u (MPa)	BAEL91	RPA99		S _t ^{adp} (cm)		A _t ^{max} (cm ²)	Choix
			S _t (cm)	S _t (cm)ZN	S _t (cm)ZC	ZN	ZC		
Porteur(30x50)	93,884	0,63	45,00	12,5	25	10	20	1,125	4T8

Tableau V.21 : Calcul des armatures transversales

V.3.7. RECOUVREMENT DES ARMATURES LONGITUDINALES

$$L_r = 50\phi \text{ (zone III).}$$

L_r : Longueur de recouvrement.

On a :

- $\phi = 12\text{mm} \dots\dots\dots L_r = 60\text{cm}$

V.3.8. VÉRIFICATION DE L'INFLUENCE DE L'EFFORT TRANCHANT AU VOISINAGE DES APPUIS

a. Appuis intermédiaires :

a.1. Vérification des armatures longitudinales [1]

Les armatures longitudinales inférieures doivent être ancrées au-delà de l'appui pour équilibrer l'effort tranchant.

Si : $T_u - \frac{M_a}{0,9d} < 0 \Rightarrow$ pas de force de traction dans les armatures longitudinales inférieures.

Si : $T_u - \frac{M_a}{0,9d} > 0 \Rightarrow$ les armatures longitudinales inférieures sont soumises à un effort de

traction. Dans ce cas on doit vérifier que : $A_s \geq \frac{\gamma_s}{f_c} \left(T_u - \frac{M_{ua}}{0,9d} \right)$

Niveaux	Section (cm ²)	T _u (kN)	M _{ua} (kNm)	$\frac{M_{ua}}{0,9d}$ (kN)	$T_u - \frac{M_{ua}}{0,9d}$ (kN)
Sous Sol	30x50	93,77	41,63	132,16	<0
	30x50	93,884	95,34	211,87	<0
RDC, 1 ^{er} , 2 ^{ème}	30x50	34,328	43,77	138,95	<0
	30x50	93,602	80,50	198,77	<0
3 ^{ème} , 4 ^{ème} ,	30x50	29,931	54,53	173,11	<0
	30x50	93,796	80,78	199,46	<0
5 ^{ème} , 6 ^{ème} , 7 ^{ème}	30x50	33,289	59,77	189,75	<0
	30x50	93,99	81,21	200,52	<0

Tableau V.22 : Vérification de la section d'armatures

D'après les résultats du tableau, les armatures longitudinales inférieures ne sont soumises à aucun effort de traction.

a.2. Vérification de la contrainte de compression de l'aire d'appui [1]

La contrainte moyenne de compression sur l'aire d'appui doit vérifier la relation

$$\text{suivante : } \sigma_{bc}^m = \frac{T_u}{a.b} \leq \frac{1,3f_{c28}}{\gamma^b}$$

Avec :

$a = \text{Min}(\hat{a} ; 0,9d)$.

\hat{a} : Largeur d'appuis sans l'enrobage ($\hat{a} = c - c' - 2cm$)

c' : L'enrobage ($c' = 3cm$).

c : Largeur du poteau en appui.

b : Largeur de la poutre.

Niveaux	Section(cm ²)	à(cm)	a(cm)	T _u ^{max} (kN)	σ _{bc} ^m (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Vérification
Sous Sol	30x50	50	31,50	93,77	0,54	21,67	Vérifiée
	30x50	50	45	93,884	0,38		
RDC, 1 ^{er}	30x50	50	31,50	34,328	0,20	21,67	Vérifiée
	30x50	50	40,50	93,602	0,42		
2 ^{ème} , 3 ^{ème} , 4 ^{ème}	30x50	45	31,50	29,931	0,13	21,67	Vérifiée
	30x50	45	40,50	93,796	0,46		
5 ^{ème} , 6 ^{ème} , 7 ^{ème}	30x50	40	31,50	33,289	0,23	21,67	Vérifiée
	30x50	40	40	93,99	0,52		
	30x50	25	25	93,884	1,25		

Tableau V.23 : Vérification de la compression de l’aire d’appui

b. Appuis de rives

b.1. Vérification des armatures longitudinales [3]

Il faut vérifier que : $A_s \geq \frac{T_u \gamma_s}{f_e}$

b.2. Vérification de la contrainte de compression du béton [3]

Il faut vérifier que : $T_u \leq 0,267 b.a.f_{c28}$

Avec :

b: Largeur de la poutre.

a=Min(à ; 0,9d).

à : Longueur d’appui (à=c-c’-2cm).

c: Largeur d’appui (poteau).

Les résultats des deux vérifications sont regroupés dans le tableau suivant :

Vérifications			section d’armature longitudinale			contrainte de compression du béton		
Niveaux	Section (cm ²)	T _u (kN)	$\frac{T_u \gamma_s}{f_e}$ (cm ²)	A _s ^{adp} (cm ²)	$A_s \geq \frac{T_u \gamma_s}{f_e}$	a (cm)	0,267.b.a.f _{c28} (kN)	T _u ≤ 0,267.b.a.f _{c28}
Sous Sol	30x35	93,77	2,70	5,65	Vérifier	31,50	1156,44	Vérifier
	30x50	93,884	2,70	10,05	Vérifier	45	1652,06	Vérifier
RDC, 1 ^{er}	30x35	34,328	0,99	5,65	Vérifier	31,50	1193,16	Vérifier
	30x45	93,602	2,69	7,70	Vérifier	40,50	1486,86	Vérifier
2 ^{ème} , 3 ^{ème} , 4 ^{ème}	30x35	29,931	0,86	5,65	Vérifier	31,50	1051,31	Vérifier
	30x45	93,796	2,70	7,70	Vérifier	40,50	1351,69	Vérifier
5 ^{ème} , 6 ^{ème} , 7 ^{ème}	30x35	33,289	0,95	5,65	Vérifier	31,50	946,18	Vérifier
	30x45	93,99	2,71	7,70	Vérifier	40	1201,5	Vérifier

Tableau V.24 : Vérification dans les appuis de rives

c. Vérification de la flèche

Flèche totale : $\Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$.

Tel que : Poutre porteuse $\bar{f} = 0,5 + \frac{L}{1000} = 1,095cm$ ($L = 5,95 > 5m$)

f_i : La flèche due aux charges instantanées.

f_v : La flèche due aux charges de longues durée.

- Position de l'axe neutre "v₁"

$$y_1 = \frac{b \frac{h^2}{2} + 15A_s d}{bh + 15A_s}$$

- Moment d'inertie de la section totale homogène "I₀"

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + bh \left(y - \frac{h}{2} \right)^2 - 15A_s (d - y_1)^2$$

- Calcul des moments d'inerties fictifs

$$I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \mu} \quad ; \quad I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu}$$

Avec :

$$\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\delta \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} \dots\dots\dots \text{Pour la déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\delta \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} \dots\dots\dots \text{Pour la déformation différée.}$$

$$\delta = \frac{A_s}{b_0 d} : \text{Pourcentage des armatures.}$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 f_{c28}}{4\delta\sigma_s + f_{t28}}$$

σ_s : Contrainte de traction dans l'armature correspondant au cas de charge étudiée.

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d}$$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	Y_1 (cm)	δ	σ_s (MPa)	λ_i	λ_v	μ	I_0 (cm ⁴)	I_{fi} (cm ⁴)	I_{fv} (cm ⁴)
37,70	7,70	15,1	0,007	108,0	3,68	1,47	0,63	137685,7	45426,1	78326,31

Tableau. V.25 : Récapitulatif du calcul de la flèche.

- Calcul des modules de déformation

$$E_i = 11000(f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 32164,20MPa$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 10818,87MPa$$

- Calcul de la flèche due aux déformations instantanées

$$f_i = \frac{M_{ser}L^2}{10E_iI_{fi}} = 15,35mm \quad (L = 5,95m)$$

- Calcul de la flèche due aux déformations différées

$$f_v = \frac{M_{ser}L^2}{10E_vI_{fv}} = 24,47mm$$

$$\Delta f_T = f_v - f_i = 9,12mm < \bar{f} = 10,95mm \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Section	$f_v(mm)$	$f_i(mm)$	$f(mm)$	$\bar{f}(mm)$	Observation
30x50	24,47	15,35	9,12	10,95	ok

Tableau. V.26 : Récapitulatif vérification de la flèche

V.3.9. ARRÊT DES BARRES [1]

Armatures inférieures : $h \leq \frac{L}{10}$

$$Armatures supérieures : h' \geq \begin{cases} \frac{L^{\max}}{4} & \text{Appuis en travée de rive} \\ \frac{L^{\max}}{5} & \text{Appuis en travée intermédiaire} \end{cases}$$

Avec : $L = \text{Max}(L_{gauche} ; L_{droite})$.

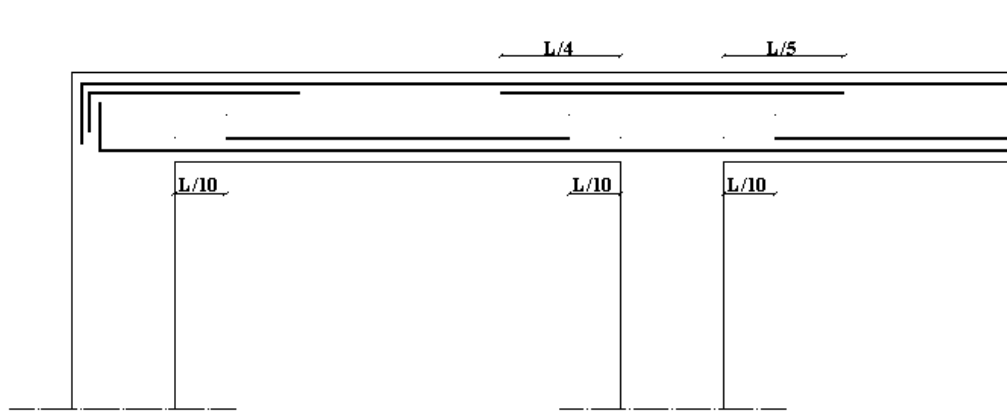
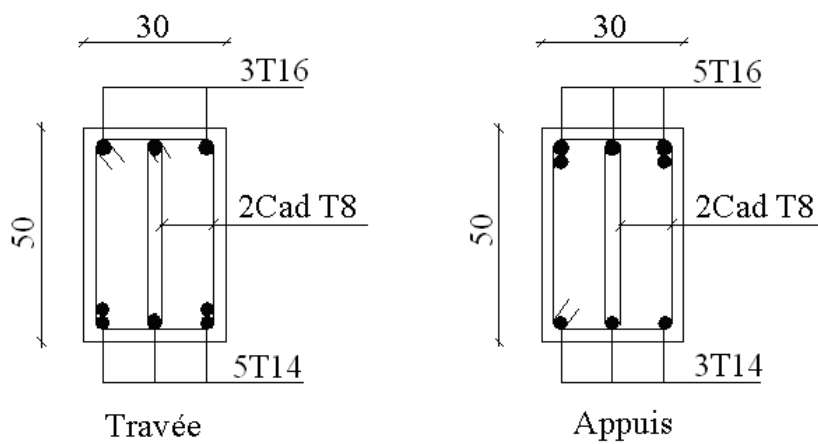
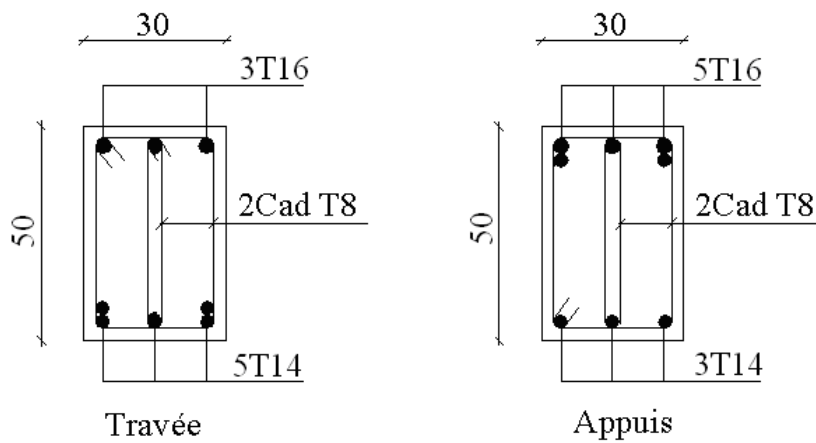


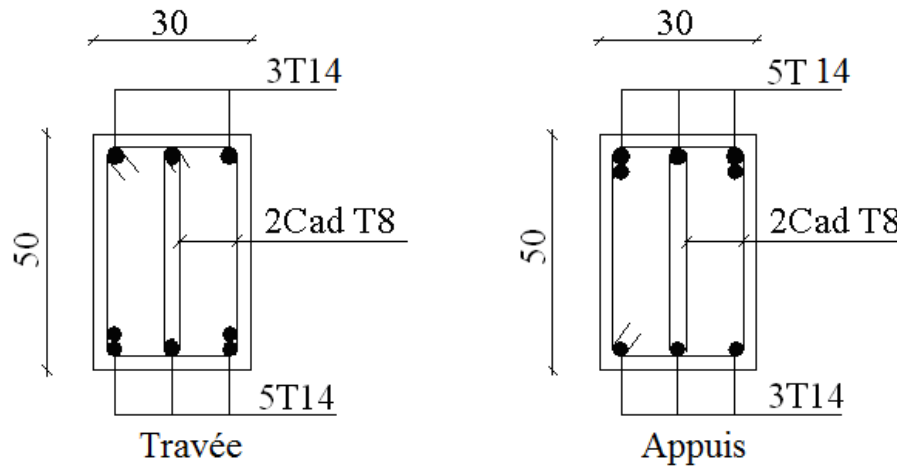
Figure VI.2: Arrêt des barres



Sous Sol



RDC, 1^{er}, 2^{ème}, 3^{ème}, 4^{ème}



5^{ème}, 6^{ème}, 7^{ème}

Figure V.6: Ferrailage des poutres porteuses

V.4. FERRAILAGE DES VOILES

V.4.1 GENERALITES

Les voiles et murs sont des éléments ayant deux dimensions grandes par rapport à la troisième appelée épaisseur, généralement verticaux et chargés dans leur plan.

Ces éléments peuvent être :

- En maçonnerie non armée ou armée, auxquels on réservera le nom de murs ;
- En béton armé ou non armé, et appelés voiles.

On utilise aussi l'expression murs en béton banché pour désigner les voiles en béton non armé. Une banche est un outil de coffrage de grande surface.

I. Remarque

II. Des voiles en acier ont été très rarement utilisés pour des contreventements de structures métalliques (steel shear walls) pour des bâtiments de grande hauteur aux Etats-Unis, à la place des traditionnelles diagonales.

Le rôle des voiles et murs est :

- De reprendre les charges permanentes et d'exploitation apportée par les planchers.
- De participer au contreventement de la construction (vent et séisme).
- D'assurer une isolation acoustique entre deux locaux, en particulier entre logements, chambre d'hôtel,..., et une protection incendie (coupe-feu).
- De servir de cloisons de séparation entre locaux.

Les calculs des voiles en béton armé et non armé sont effectués suivant les dispositions du **DTU 23.1** « murs en béton banché » [10] .

Les voiles sont utilisés en façade, en pignons ou à l'intérieur (murs de refends) des constructions.

Un poteau «allongé» de longueur supérieure à cinq fois son épaisseur est considéré comme un voile. [9]

Qu'ils soient appelés armés ou non armés, les voiles en béton comportent un minimum d'armatures :

- Au droit des ouvertures (concentration de contraintes).
- A leur jonction avec les planchers (chaînages) et à leurs extrémités.

Dans leur grande majorité, les constructions en béton armé sont contreventées par des refends.

Les murs de contreventement, ou refends, peuvent être définis comme des structures planes dont la raideur hors plan est négligeable. La rigidité d'un élément résistant aux efforts latéraux va en diminuant depuis le mur de contreventement plein jusqu'au portique, en passant par le mur de contreventement percé d'ouvertures.

Ce sont des éléments en béton armé ou non armé assurant, d'une part le transfert des charges verticales (fonction porteuse) et d'autre part la stabilité sous l'action des charges horizontales (fonction de contreventement). Les murs voiles peuvent donc être assimilés à des consoles verticales soumises à une sollicitation de flexion composée avec compression, ayant un certain degré d'encastrement à la base, sur des fondations superficielles ou sur pieux.

De plus, les murs de contreventement se distinguent par le nombre limite d'ouvertures ou de passages qu'ils comportent, de telle sorte que les déformations élastiques de leurs éléments constitutifs sont faibles par rapport à la déformation de l'ensemble. En général, la déformation prépondérante des refends est une déformation de flexion due aux moments de renversement.

La fonction de contreventement peut être assurée si l'effort normal de compression, provenant des charges verticales est suffisant pour que, sous l'action du moment de renversement, le centre des pressions reste à l'intérieur de la section du mur.

V.4.2. INTRODUCTION AU FERRAILAGE DES VOILES

Le modèle le plus simple d'un voile est celui d'une console parfaitement encadrée à la base.

La *figure1* montre l'exemple d'un élément de section rectangulaire, soumis à une charge verticale N et une charge horizontale V en tête.

Le voile est donc sollicité par un effort normal N et un effort tranchant V constant sur toute la hauteur, et un moment fléchissant qui est maximal dans la section d'encastrement.

Le ferrailage classique du voile en béton armé est composé :

- 1- D'armatures verticales concentrées aux deux extrémités du voile (de pourcentage ρ_{V0}) et d'armatures verticales uniformément réparties (de pourcentage ρ_V)
- 2- D'armatures horizontales, parallèles aux faces du murs, elles aussi uniformément réparties et de pourcentage ρ_H
- 3- Les armatures transversales (epingles) (perpendiculaires aux parement du voile).

Les armatures verticales extrêmes sont soumises à d'importantes forces de traction et de compression, créant ainsi un couple capable d'équilibrer le moment appliqué. À la base du voile, sur une hauteur critique des cadres sont disposés autour de ces armatures afin d'organiser la ductilité de ces zones.

En fin, les armatures de l'âme horizontale et verticale ont le rôle d'assurer la résistance à l'effort tranchant.

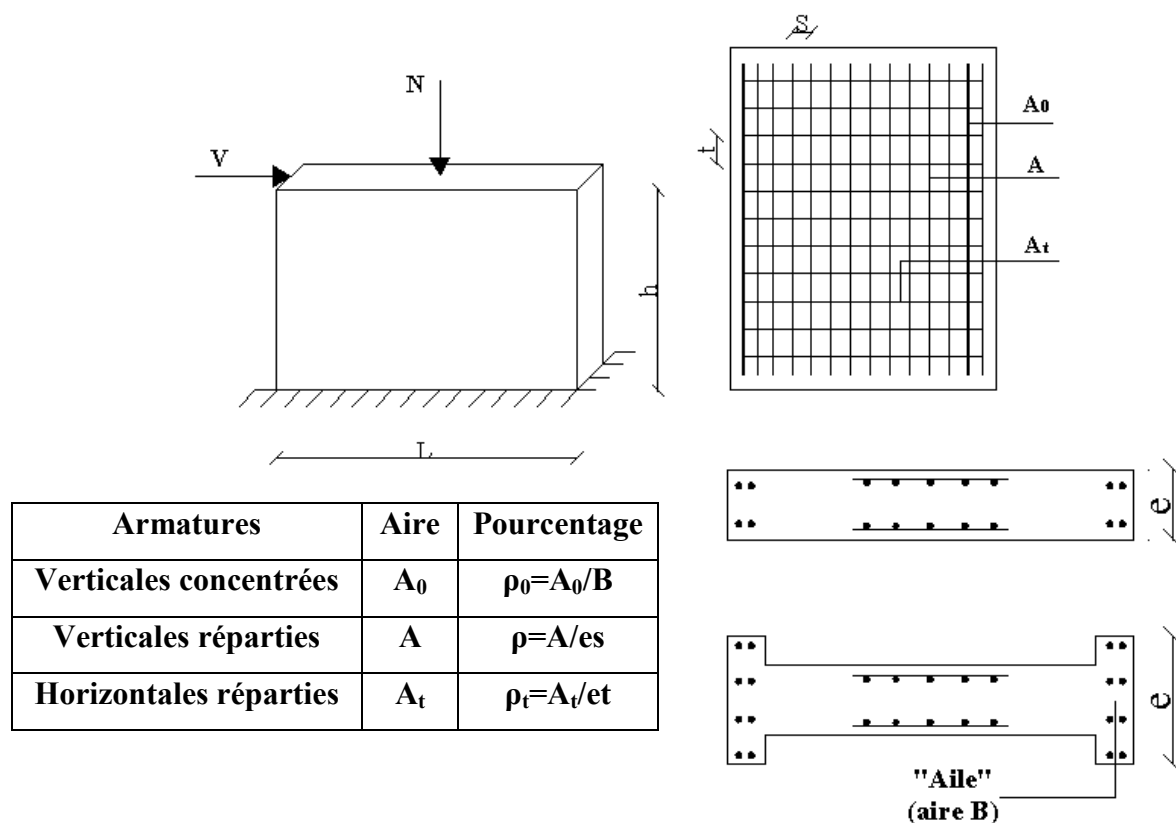


Figure V.6: Schéma d'un voile plein et disposition du ferrailage

V.4.3. JUSTIFICATIONS SOUS SOLLICITATIONS NORMALES [11]

a. Conditions d'application

– La longueur d du mur : $d \geq 5a$

– L'épaisseur a du mur :

$a \geq 10\text{cm}$ pour les murs intérieurs.

▪ $a \geq 12\text{cm}$ pour les murs extérieurs comportant une protection.

▪ $a \geq 15\text{cm}$ pour les murs extérieurs dont la résistance à la pénétration de l'eau peut être affectée par la fissuration du béton.

– L'élancement mécanique λ : $\lambda \leq 80$

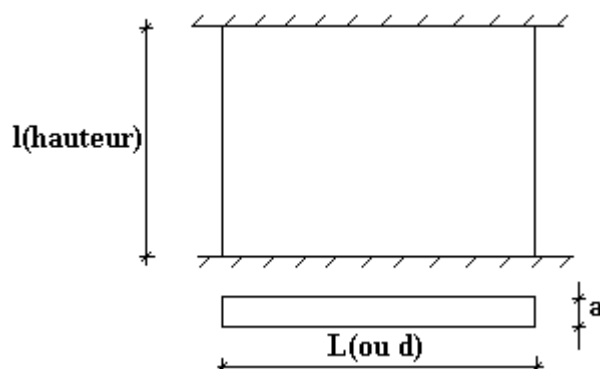
– Le raidisseur d'extrémité h : $h \geq 3a$

b. Longueur de flambement (murs non raidi latéralement)

Soit :

l : la hauteur libre du mur;

l_f : la longueur libre de flambement d'un mur non raidi.



Lorsqu'un mur n'est pas raidi latéralement par des murs en retour, la longueur libre de flambement l_f est déduit de la hauteur libre du mur l , en fonction de ses liaisons avec le

plancher. Les valeurs du rapport $\left(\frac{l_f}{l}\right)$ sont données par le tableau suivant :

Liaisons du mur		Mur armé verticalement	Mur non armé verticalement
Mur encastré en tête et en pied	Il existe un plancher de part et d'autre	0,80	0,85
	Il existe un plancher d'un seul côté	0,85	0,90
Mur articulé en tête et en pied		1,00	1,00

Tableau V.25 : Valeurs de (l_f/l)

L'élanement mécanique λ se déduit de la longueur libre de flambement par la relation :

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

c. Effort de compression en ELU [9]

Soient :

l_f : longueur de flambement calculée en (b)

a : épaisseur du voile

d : longueur du voile

f_{c28} : résistance caractéristique du béton à 28 jours

f_e : limite élastique de l'acier

$\gamma_b = 1,5$ (sauf combinaison accidentelles pour lesquelles $\gamma_b = 1,15$)

$\gamma_s = 1,15$ (sauf pour combinaison accidentelles pour lesquelles $\gamma_s = 1$)

Nota:

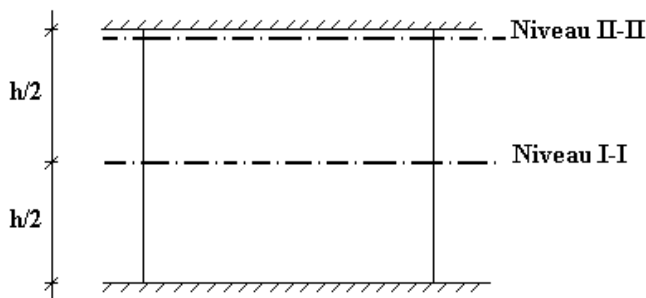
Les valeurs de α données par le tableau ci dessous sont valables dans le cas ou plus de la moitié des charges est appliquée après 90 jours, sinon voir [11].

	Notation	Unités	Voiles armé verticalement	Voile non armé verticalement
Elancement	λ		$\frac{l_f \sqrt{12}}{a}$	
Section réduite	B_r	M^2	$d(a-0,02)$	
Pour $\lambda \leq 50$	α	/	$\frac{0,65}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{30} \right)^2}$	$\frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2}$
Pour $50 \leq \lambda \leq 80$				$0,6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2$
Effort limite ELU	$N_{u \text{ lim}}$	kN	$\alpha \left[\frac{B_r f_{c28}}{0,9 \gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right]$	$\alpha \left[\frac{B_r f_{c28}}{0,9 \gamma_b} \right]$
Contraintes limites	σ	kPa	$\sigma_{ba} = \frac{N_{u \text{ lim}}}{ad}$	$\sigma_{bna} = \frac{N_{u \text{ lim}}}{ad}$

Tableau V.26 : Calcul de $\sigma_{u \text{ lim}}$

Remarque

La contrainte limite vaut $\sigma_{u\lim} = \frac{N_{u\lim}}{a d}$ que nous appellerons σ_{bna} ou σ_{ba} suivant que le béton est non armé ou armé.



d. Niveaux de vérification [9]

On vérifie le voile à deux niveaux différents :

- Niveau **I-I** à mi- hauteur d'étage : $\sigma_u \leq \sigma_{u\lim}$
- Niveau **II-II** sous le plancher haut : $\sigma_u \leq \frac{\sigma_{u\lim}}{\alpha}$

En cas de traction, on négligera le béton tendu.

e. Aciers minimaux [9]

Si $\sigma_u^c < \sigma_{bna}$ on a pas besoin d'armatures comprimées, on prendra alors les valeurs minimales données par le tableau suivant : (σ_u^c est la contrainte de compression ultime calculée).

L'épaisseur du voile est désignée par la lettre a

1. Aciers verticaux, aciers horizontaux

	Aciers verticaux	Aciers horizontaux
Espacement maximal entre axes	$S_t \leq \min(0,33m ; 2a)$	$S_t \leq 0,33m$
Acier minimal	$A_{sv} \geq \rho_v d a$	
Pourcentage minimal	$\rho_v = \text{Max} \left[0,001 ; 0,0015 \frac{400\theta}{f_e} \left(\frac{3\sigma_u}{\sigma_{u\lim}} - 1 \right) \right]$ par moitié sur chaque face Avec : $\theta = 1,4$ pour un voile de rive $\theta = 1$ pour un voile intermédiaire	$\rho_H = \frac{A_H}{100a} \geq \text{Max} \left[\frac{2\rho_{v\text{Max}}}{3} ; 0,001 \right]$ $\rho_{v\text{Max}}$ = le pourcentage vertical de la bande la plus armée

Tableau V.27 : Aciers verticaux et horizontaux

- La section d'armatures correspondant au pourcentage ρ_v doit être répartie par moitié sur chacune des faces de la bande de mur considérée.
- La section des armatures horizontales parallèles aux faces du mur doit être répartie par moitié sur chacune des faces d'une façon uniforme sur la totalité de la longueur du mur ou de l'élément de mur limité par des ouvertures.

2. Aciers transversaux (perpendiculaire aux parements) [9], [11]

Seuls les aciers verticaux (de diamètre ϕ_l) pris en compte dans le calcul de $N_{u\ lim}$ sont à maintenir par des armatures transversales (de diamètre ϕ_t).

	Nombres d'armatures transversales	Diamètre ϕ_t
$\phi_l \leq 12\text{mm}$	4 épingles par m^2 de voile	6mm
$12\text{mm} < \phi_l \leq 20\text{mm}$	Reprendre toutes les barres verticales	6mm
$20\text{mm} < \phi_l$	Espacement $\leq 15 \phi_l$	8mm

Tableau V.28 : Aciers transversaux

f. Cisaillement

Aucune vérification à l'effort tranchant ultime n'est exigée en compression si le cisaillement est inférieur à $0,05f_{c28}$ (il faudra donc vérifier que $S_{12} \leq 0,05f_{c28}$).

V.4.4. PROCEDURE DE FERRAILLAGE DES TRUMEAUX

V.4.4.1. INTRODUCTION

Pour le ferrailage des trumeaux, on devra calculer et disposer les aciers verticaux et les aciers horizontaux conformément aux règlements **B.A.E.L 91** et **RPA 99**.

L'apparition de logiciels modernes d'analyse de structure, utilisant la méthode des éléments finis pour modéliser et analyser les structures a considérablement aidé l'étude du comportement globale de la structure mais aussi, l'obtention directe des efforts et des contraintes (dans les voiles) en tout point de la structure facilite, après une bonne interprétation des résultats du modèle retenue, l'adoption d'un bon ferrailage (ou ferrailage adéquat).

V.4.4.2. MÉTHODE SIMPLIFIÉE (VARIANTE 2) POUR LES VOILES RECTANGULAIRES [9]

- C'est une méthode simplifiée basée sur les contraintes (variante 2), proposé en référence [9].
- Le *DTU 23.1 NF* (ou le *DTR B-C 2.42*) admet de faire les calculs de contraintes en supposant un diagramme linéaire.

Nota

- Les contraintes normales de flexion du voile (dans son plan) peuvent être directement lues à partir du fichier résultat du *SAP 2000* (il s'agit des contraintes S_{22})
- L'interface graphique permet de visualiser la distribution des contraintes dans tous les voiles de la structure.
- Dans notre cas 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.

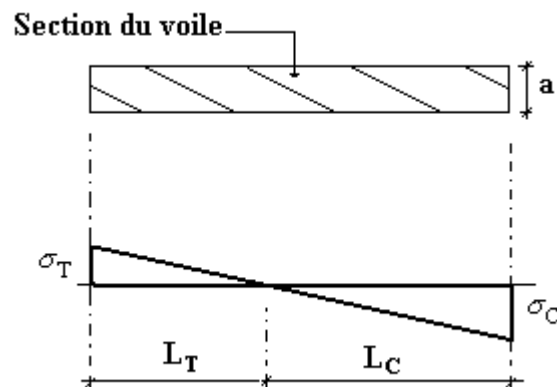
Le calcul se fait en flexion composée avec effort tranchant.

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

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

N : effort normal

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



1^{er} cas**Section Entièrement Comprimée [9]**

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

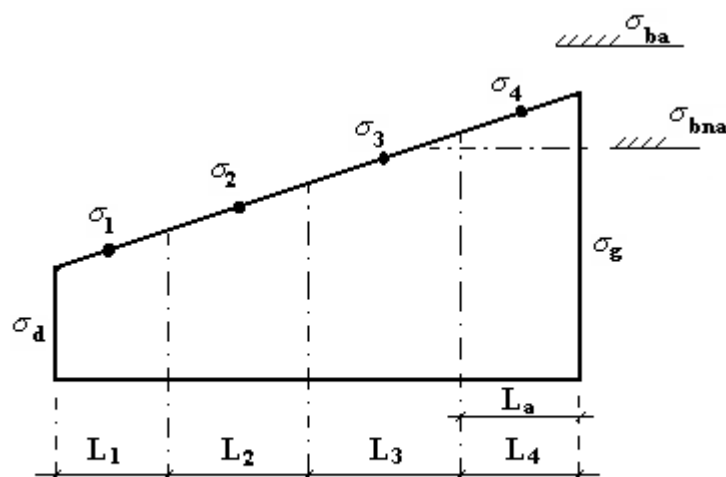
$$L_i \leq \text{Min} \left(\frac{h_e}{2}, \frac{2}{3} L_c \right)$$

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.



Section rectangulaire entièrement comprimée

2^{ème} cas**Section Partiellement Tendue [9]**

- 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

Exemple

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

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

$i = 4$ ou 5

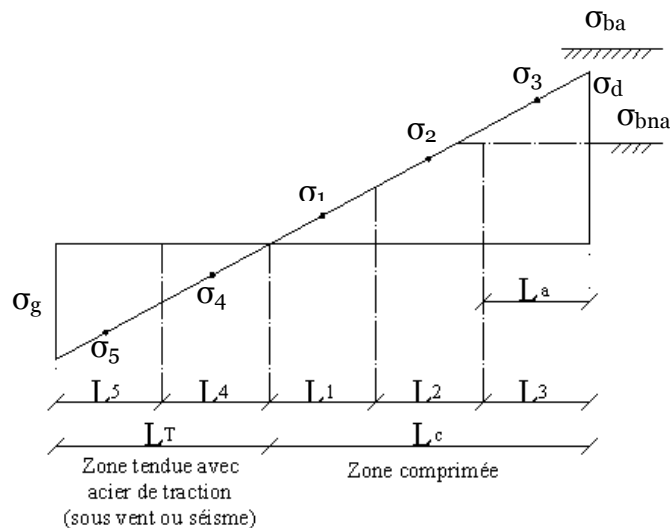
$$\Delta_S = b.L_i$$

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

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

Ce qui donne :

$$\begin{cases} A_4 = \sigma_g \frac{\gamma_s}{f_e} \frac{bL_t}{8} \\ A_5 = 3A_4 \end{cases}$$



Voile partiellement tendue. Découpage en bande

V.4.4.3. ACIERS HORIZONTAUX

$$A_{h1} = \frac{2}{3} A_v \quad (A_v = A_s \text{ précédemment défini})$$

$$A_{h2} = \frac{\bar{\tau}_u b_0 S_t}{0,8(0,8f_e)} = \frac{1,4 \tau_u a S_t}{0,8f_e} 1,25 \quad [11]$$

$\tau_u = S_{12}$ est donnée par le **SAP 2000**

S_t : Espacement maximal trouvé pour A_v

$b_0 = a$ (épaisseur du trumeau)

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

V.4.4.4. ACIERS SUPPLÉMENTAIRES ET DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES

➤ **Aciers de peau** pour limiter les effets hygrothermiques

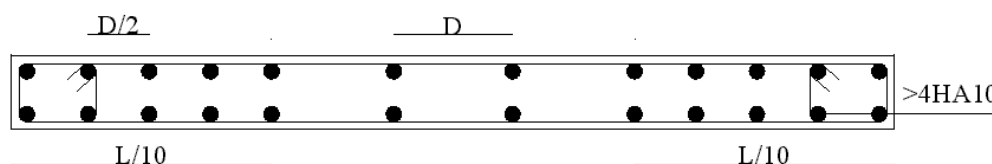
Aciers de peau	Unité	Aciers verticaux	Aciers horizontaux
Section minimale	cm ²	$0,6 \frac{400}{f_e}$	$1,2 \frac{400}{f_e}$
Espacement maximal	m	0,5	0,33

Tableau V.29 : Aciers supplémentaires.

V.4.4.5. PRÉCONISATION DU RÈGLEMENT PARASISMIQUE ALGÉRIEN (RPA99 VERSION2003)

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 1/10 de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15cm.



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 épingles 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.

V.4.5. PRESENTATION DES RESULTATS**Exemple de calcul**

Soit le voile de longueur

$$L = 5,95m$$

$$a = 0,15 m \text{ (épaisseur)}$$

$$h_e = 3,40 m \text{ (hauteur d'étage)}$$

A la base du voile on lit sur le fichier output du **SAP2000**.

$$S_{22} = \sigma_1 = 6,861 \text{ MPa}$$

$$S_{22} = \sigma_2 = 3,656 \text{ MPa}$$

$$S_{12} = \tau = 1,311 \text{ MPa}$$

Pour S_{12} et S_{22} on lira les valeurs maximales entre les valeurs **TOP** et **BOT**.

- **Contraintes limites**

	Unité	Béton non armé	Béton armé
Longueur de flambement l_f	m	$3,4 \times 0,85 = 2,89$	$0,8 \times 3,4 = 2,72$
Elancement λ		$\frac{l_f \sqrt{12}}{0,18} = 74,86$	$\frac{l_f \sqrt{12}}{0,18} = 52,34$
Coefficient α		0,267	0,547
Section réduite B_r (par ml) Avec $d = 1\text{m}$	M^2	$(a-0,02)1 = (0,15-0,02)1 = 0,13$	$(a-0,02)1 = (0,15-0,02)1 = 0,13$
Contraintes limites $\sigma = \frac{N_{u \text{ lim}}}{a d}$ Avec $d = 1\text{m}$	MPa	$\sigma_{bna} = 0,267 \left[\frac{0,13 \times 25}{0,9 \times 1,15 \times 0,15} \right]$ $\sigma_{bna} = 5,59 \text{ MPa}$	$\sigma_{ba} = \frac{0,547}{0,15} \left(\frac{0,13 \times 25}{0,9 \times 1,15} + A_s \frac{400}{1} \right)$ $\sigma_{ba} = 6,968 \text{ MPa}$

Tableau V.30 : Calcul de σ_{ba} et σ_{bna} pour l'exemple

Remarque

$\sigma_{ba} = 14,719 \text{ MPa}$ correspondant à $A_s = 0,1\%$ de B_{et}

$$B_{et} = (0,15) (1) \text{ m}^2$$

$$A_s = 1,5 \text{ cm}^2 = 1,5 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

- **Longueur de traction**

$L_t = L = 5,95 \text{ m}$ (voile entièrement tendu)

- **Armatures de traction**

On pourra décomposer la zone tendue en bande dont la longueur l^i est telle que : $l^i \leq \frac{h_e}{2}$

$$\text{Soit : } l^i = \frac{h_e}{2} = 1.7m$$

Calcul de ferrailage

- Aciers verticaux

On pourra décomposer la zone tendue en bande dont la longueur l^i est telle que : $l^i \leq \frac{h_e}{2}$

Soit : $l^i = \frac{h_e}{2} = 1.7m$, donc notre voile est décomposer en 5 bandes de 1,0 m.

$$\text{➤ } S_f = a.l_i$$

Avec : - a : l'épaisseur du voile.
- l_i : la longueur de la bande.

$$\text{Donc : } S_f = 0,15 \times 1,0 = 0,15 \text{ m}^2$$

➤ Détermination de différentes positions

$$\begin{aligned} \text{-1}^{\text{er}} \text{ position : } l_1 &= L - (l/2) = 5,95 - (1,0/2) \\ & l_1 = 5,45m \\ \text{-2}^{\text{ème}} \text{ position : } l_2 &= l_1 - l = 5,45 - 1,0 \\ & l_2 = 4,45m \\ \text{-3}^{\text{ème}} \text{ position : } l_3 &= l_2 - l = 4,45 - 1,0 \\ & l_3 = 3,45m \\ \text{-4}^{\text{ème}} \text{ position : } l_4 &= l_3 - l = 3,45 - 1,0 \\ & l_4 = 2,45m \\ \text{-5}^{\text{ème}} \text{ position : } l_5 &= l_4 - l = 2,45 - 1,0 \\ & l_5 = 1,45m \end{aligned}$$

➤ Contrainte moyenne par bande σ_j

$$\text{On a : } \sigma_i = l_i \frac{\sigma_2}{L_t}$$

Avec : - σ_j : la contrainte moyenne.
- L_i : la position
- σ_2 : la contrainte tirée du SAP2000 (soit S_{22})
- L_t : la longueur tendue, dans notre cas $L_t = L$ (voile entièrement tendu)

$$\text{Donc : } -\sigma_1 = 5,45 \frac{6,861}{5,95} = 6,284 \text{ MPa.}$$

$$-\sigma_2 = 4,45 \frac{6,861}{5,95} = 5,131 \text{ MPa.}$$

$$-\sigma_3 = 3,45 \frac{6,861}{5,95} = 3,973 \text{ MPa.}$$

$$-\sigma_4 = 2,45 \frac{6,861}{5,95} = 2,825 \text{ MPa.}$$

$$-\sigma_s = 1,45 \frac{6,861}{5,95} = 1.672 \text{ MPa.}$$

➤ **Force de traction F_t**

On a : $F_t = \sigma_i \cdot S_i$

Avec : - S_i : la section du voile.

- σ_i : la contrainte moyenne.

Donc :

- $F_{t1} = 6,284 \times 0,15 \cdot 10^3 = 942,6 \text{ KN}$
- $F_{t2} = 5,131 \times 0,15 \cdot 10^3 = 769,25 \text{ KN}$
- $F_{t3} = 3,973 \times 0,15 \cdot 10^3 = 595,95 \text{ KN}$
- $F_{t4} = 2,825 \times 0,15 \cdot 10^3 = 423,75 \text{ KN}$
- $F_{t5} = 1,672 \times 0,15 \cdot 10^3 = 250,80 \text{ KN}$

➤ **Section d'acier**

On a : $A_s = \frac{F_t}{\sigma_s}$

Avec : - F_t : la force de traction

- σ_s : contrainte d'acier : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$

Donc :

- $A_{s1} = \frac{942,6}{400} = 23,56 \text{ cm}^2$
- $A_{s2} = \frac{769,25}{400} = 19,23 \text{ cm}^2$
- $A_{s3} = \frac{595,95}{400} = 14,90 \text{ cm}^2$
- $A_{s4} = \frac{423,75}{400} = 10,60 \text{ cm}^2$
- $A_{s5} = \frac{250,80}{400} = 6,27 \text{ cm}^2$

• **Armatures de joint de bétonnage (aciers de couture) [2]**

$$A_{vj} = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e} \quad ; \quad \bar{V} = 1,4 V_u^{cal} \quad ; \quad \bar{V} = S_{12} \cdot a \cdot 1$$

Donc :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{1,311 (150) (1000)}{400} 1,4 = 757,10 \text{ mm}^2$$

$$A_{vj} = 7,57 \text{ cm}^2$$

La section précédente doit s'ajouter aux aciers verticaux calculés plus hauts, puis un choix final sera effectué.

- **Aciers horizontaux**

$$A_{h1} = \frac{\bar{\tau}_u \cdot a \cdot S_t}{(0,8 f_e) 0,8}$$

$$\bar{\tau}_u = 1,4 \tau_u = 1,4 S_{12}$$

$$S_{t \min} = 300 \text{ mm}$$

$$A_{h1} = \frac{1,4 (1,311) (150) (300)}{(0,8) (400) (0,8)} = 3,22 \text{ cm}^2$$

$$A_{h2} = \frac{2}{3} A_v ; A_v = \{ \text{section d'acier vertical de la bande la plus armée} \}$$

$$A_{h2} = \frac{2}{3} (31,17) = 20,78 \text{ cm}^2$$

$$A_{h \min} = (0,15\%) a.l = \frac{0,15}{100} (0,25) (1,02) = 3,825 \text{ cm}^2 \quad [9]$$

D'où :

$$A_h = \text{Max} (A_{h1}, A_{h2}, A_h^{\min}) = 20,78 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 2 \times 7 \text{ HA14} = 21,56 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec : } S_t = \frac{102}{6} = 17 \text{ cm}$$

On prend : $S_t = 17 \text{ cm} < S_{t \min} = 30 \text{ cm}$ vérifié

❖ **VOILE LONGITUDINALE (VL1)**

Niveau	$S_{22}=\sigma 1$ [MPa]	$S_{22}=\sigma 2$ [MPa]	$S_{12}=\tau 1$ (MPa)	Sollicitation
RDC	6,861	3,656	1,311	SET
1 ^{ème} - 4 ^{ème}	3,870	1,256	1,840	SET
5 ^{ème} - 7 ^{ème}	2,208	0,874	1,733	SET

Tableau V.31: Tableau récapitulatif des contraintes dans les voiles longitudinaux

Nota :

Les valeurs des contraintes dans les voiles sont lues à partir du fichier **SAP 2000**. Selon la combinaison de charge la plus défavorable des contraintes tangentielles.

• Armatures verticales de traction

Niveau	Bande (m)	$S_i=a.l$ (m ²)	Position / σ_i (m)	σ_i (MPa)	F_t (kN)	A_s (cm ²)	τ_u (MPa)	A_{vj} (cm ²)	A_v^{cal} (cm ²)	Choix	A_v^{adp} (cm ²)
RDC	1,19	0,15	5,45	6,284	942,60	23,56	1,311	7,57	28,50	2x10T16	36,20
	1,19	0,15	4,45	5,131	769,25	19,23			26,48	2x8T16	32,18
	1,19	0,15	3,45	3,973	595,95	14,90			24,45	2x7T16	28,16
	1,19	0,15	2,45	2,825	423,75	10,60			22,42	2x6T16	24,14
	1,19	0,15	1,45	1,672	250,80	6,27			20,01	2x5T16	20,12
1 ^{ème} -4 ^{ème}	1,19	0,15	5,45	3,541	531,15	13,27	1,840	10,83	22,53	2x11T12	22,62
	1,19	0,15	4,45	2,894	434,10	10,85			19,17	2x10T12	20,36
	1,19	0,15	3,45	2,245	336,75	8,42			16,83	2x8T12	18,10
	1,19	0,15	2,45	1,593	238,95	5,97			14,50	2x7T12	15,84
	1,19	0,15	1,45	0,943	139,50	3,48			12,63	2x6T12	13,58
5 ^{ème} -7 ^{ème}	1,19	0,15	5,45	2.202	330.30	9,26	1,733	10,21	15,21	2x10T10	15,70
	1,19	0,15	4,45	1.651	247,65	8,07			13,07	2x9T10	14,14
	1,19	0,15	3,45	1.280	192	6,88			11,80	2x8T10	12,56
	1,19	0,15	2,45	0,910	136,50	5,69			10,70	2x7T10	11,00
	1,19	0,15	1,45	0,538	80,7	2,01			9,42	2x7T10	11,00

Tableau V.32 : Calcul des armatures des voiles longitudinaux

• Aciers horizontaux

Niveaux	τ_u (Mpa)	A_{h1} (cm ²)	A_{h2} (cm ²)	A_h^{min} (cm ²)	A_h (cm ²)	choix	$A_h^{adopté}$ (cm ²)	S_t (cm)
RDC	1,311	5,38	20,78	3,285	20,78	2x7T14	21,56	15
1 ^{ème} -4 ^{ème}	1,840	4,53	8,88	2,295	8,88	2x6T10	9,42	19
5 ^{ème} -7 ^{ème}	1,733	4,26	5,07	2,295	5,07	2x6T8	6,40	19

Tableau V.33: Calcul des aciers horizontaux des voiles longitudinaux

❖ VOILES LONGITUDINALE (VL2)

Niveau	$S_{22}=\sigma_1$ [MPa]	$S_{22}=\sigma_2$ [MPa]	$S_{12}=\tau_1$ (MPa)	Sollicitation
RDC	5,559	5,362	1,212	SET
1 ^{ème} -4 ^{ème}	5,870	5,656	1,345	SET
5 ^{ème} -7 ^{ème}	3,180	3,066	1,215	SET

Tableau V.34: Tableau récapitulatif des contraintes dans les voiles longitudinaux

Nota : Les valeurs des contraintes dans les voiles sont lues à partir du fichier **SAP 2000**. Selon la combinaison de charge la plus défavorable des contraintes tangentielles.

- **Armatures verticales de traction**

Niveau	Bande (m)	$S_i=a.l$ (m ²)	Position / σ_i (m)	σ_i (MPa)	F_t (kN)	A_s (cm ²)	τ_u (MPa)	A_{vj} (cm ²)	A_v^{cal} (cm ²)	Choix	A_v^{adp} (cm ²)
RDC	0,75	0,15	1,125	4,169	625,35	15,63	1,212	10,62	24,10	2x10T14	30,78
	0,75	0,15	0,75	2,780	417	10,42			23,60	2x9T14	27,70
1 ^{ème} -4 ^{ème}	0,75	0,15	1,125	4,402	660,30	16,50	1,345	7,07	23,12	2x11T12	24,88
	0,75	0,15	0,75	2,935	440,25	11,01			22,18	2x10T12	22,62
5 ^{ème} -7 ^{ème}	0,75	0,15	1,125	2,385	357,75	8,94	1,215	6,39	14,85	2x10T10	15,70
	0,75	0,15	0,75	1,590	238,5	5,96			12,56	2x9T10	14,14

Tableau V.35 : Calcul des armatures des voiles longitudinaux

- **Aciers horizontaux**

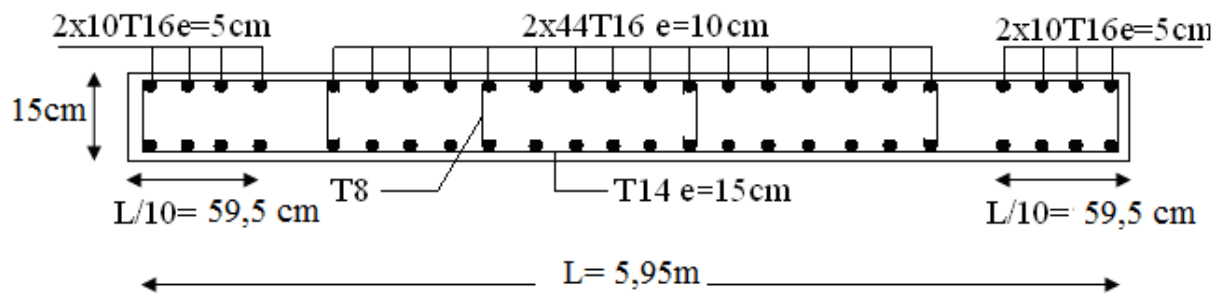
Niveaux	τ_u (Mpa)	A_{h1} (cm ²)	A_{h2} (cm ²)	A_{h}^{min} (cm ²)	A_h (cm ²)	choix	$A_h^{adopté}$ (cm ²)	S_t (cm)
RDC	1,212	3,38	17,72	3,285	17,72	2x8T12	18,10	10
1 ^{ème} -4 ^{ème}	1,345	3,31	11,23	2,295	11,23	2x8T10	12,54	10
5 ^{ème} -7 ^{ème}	1,215	2,99	6,08	2,295	6,08	2x6T8	6,40	17

Tableau V.36 : Calcul des aciers horizontaux des voiles longitudinaux

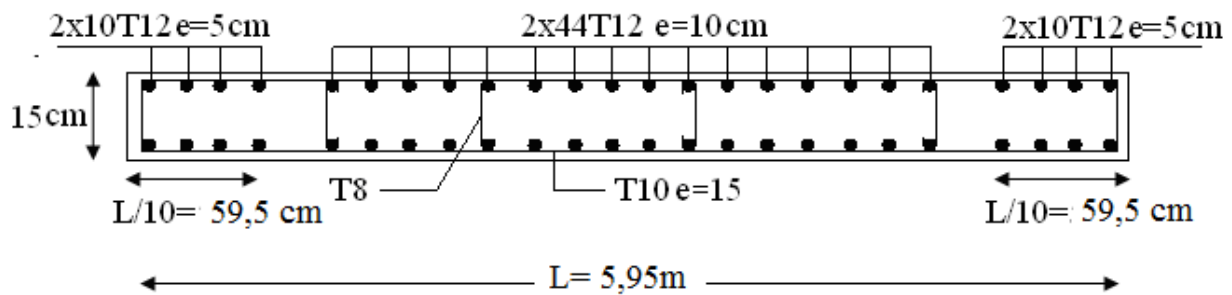
V.4.6. FERRAILAGE des voiles du sous-sol

Les voiles du sous-sol travaillent en compression pure. Ils sont soumis à leur propre poids et à l'effort normal leur revenant de la superstructure (le plus pénalisant en compression soit sous $(1,35G + 1,5Q)$).

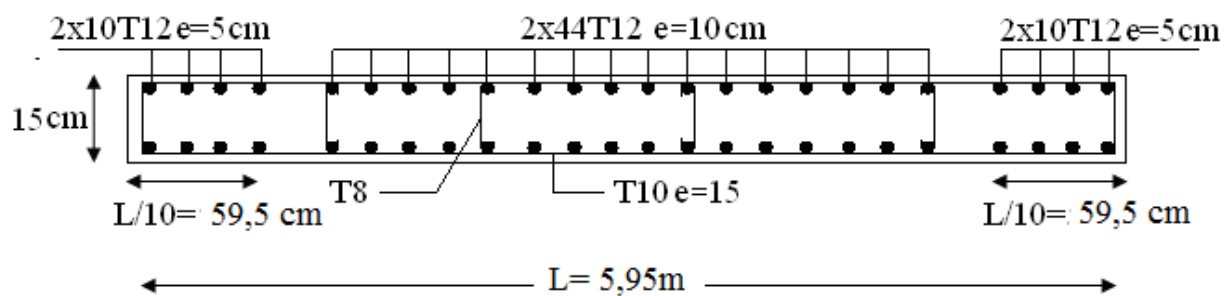
Pour le ferrailage des voiles du sous-sol on est amené du point de vue théorique et pratique à uniformiser les armatures, afin d'assurer la continuité des barres (c'est à dire même nombre de barre). Cette continuité elle-même assure une bonne transmission des efforts entre les différents étages jusqu'à la fondation.



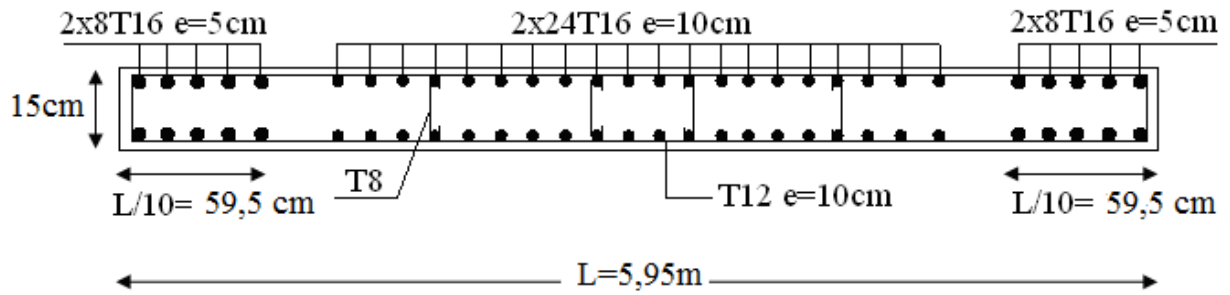
Ferraillage des voiles longitudinaux RDC



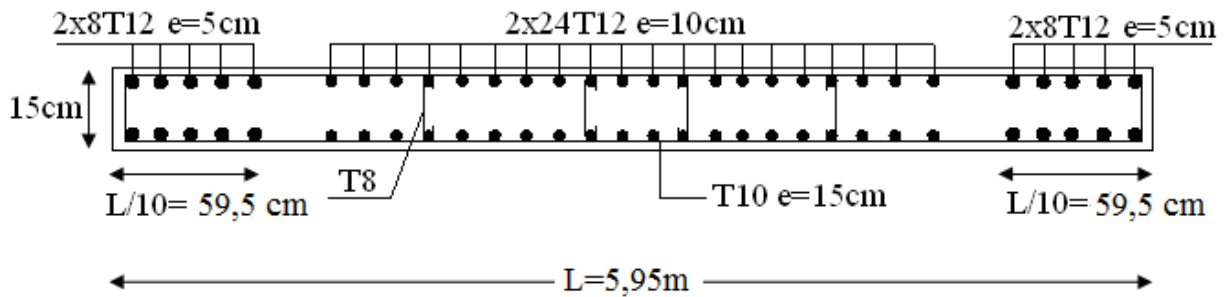
Ferraillage des voiles longitudinaux 1^{ier}-4^{ème} étage



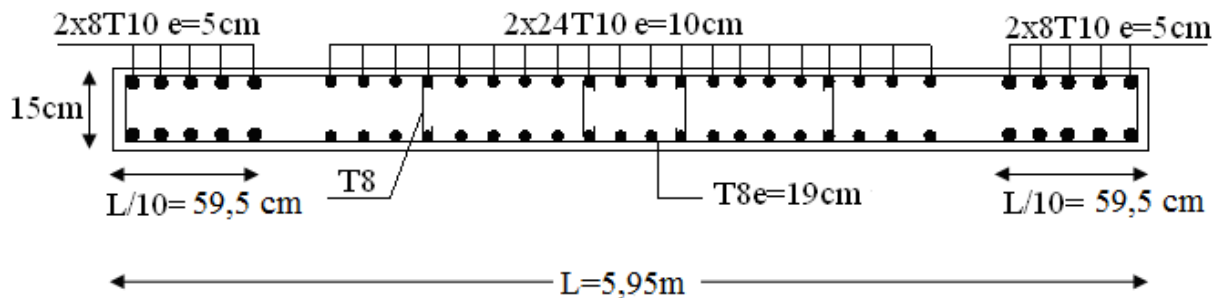
Ferraillage des voiles longitudinaux 5^{ème}-7^{ème} étage



Ferraillage des voiles transversaux RDC



Ferraillage des voiles transversaux 1^{ier} - 5^{ème} étage



Ferraillage des voiles transversaux 5^{ème} - 14^{ème} étage

Figure V.8 : Ferraillage des voiles

VI.1. INTRODUCTION

La reconnaissance de sol, utilisant différents équipements et instrumentation sur terrain ou au laboratoire est un moyen pour l'ingénieur, à mieux connaître les sols et surtout le massif de sol étudié appelé à supporter dans des bonnes conditions les différents projets de travaux publics et de génie civil, c'est donc en premier lieu de sa résistance et de sa stabilité que dépendent la robustesse et la durée de l'ouvrage construit.

VI.2.ETUDE PRELIMINAIRE

Cette partie de l'étude consiste, d'une part, à collecter les données déjà existantes, et d'autre part, à mener une prospection géologique du site .Le travail de cette phase est basé sur des missions de terrain, dans le but de renseigner sur la topographie, la lithologie et la stratigraphie, ainsi que sur l'utilisation de la documentation et les archives disponibles sur la zone.

VI.2.1. SITUATION ET RELIEF:

Le site devant recevoir ce bâtiment en R+7, se situé à BLIDA .Il est limité au Nord par une route principale et des locaux commerciaux, à l'Est, Ouest et sud par des constructions existants.

Le site fait partie de la plaine de Mitidja, avec une altitude moyenne de cent (100) mètres ; il est donc caractérisé par une topographie plate.

VI.2.2.CLIMAT DE LA REGION:

La région de Blida située sur la plaine de la Mitidja, appartenant au Nord du pays. Elle est donc exposée relativement à l'influence maritime .Son climat est de type méditerranéen, caractérisé par un hiver humide et frais et des étés relativement chauds.

VI.2.3.CONTEXTE GEOLOGIQUE:

La nature de la formation géologique rencontrée dans la région de Blida appartient nettement à l'époque du quaternaire, qui se subdivise en quatre unités lithologiques (quaternaire ancien, moyen, récent, actuel).

VI.2.4.SISMICITE:

Le règlement parasismique Algérien "**RPA99 version 2003**" a établi des règles, qui sont fonctions de l'intensité de l'action sismique d'une région, pour tenir compte de la probabilité d'occurrence d'un séisme dans une région d'étude.

Ces règles, qui ont été révisées après le séisme du 21 mai 2003 de Boumerdés, divisent le territoire Algérien en cinq (05) Zones sismiques:

- Zone 0: sismicité négligeable;
- Zone I: sismicité faible;
- Zone IIa et IIb: sismicité moyenne;

- Zone III: forte sismicité.

Ces zones sont représentées sur une carte de zonage sismique (voir annexe)
Le site étudié se trouve sur la **zone III** de sismicité élevée car la région de Blida a rencontré plusieurs séismes de quelles on sites :

- séisme du 07 Avril 1966 (3,9 sur l'échelle de Richter)
- séisme du 07 Janvier 1973 (3,7 sur l'échelle de Richter)
- séisme du 29 Décembre 1981 (4,3 sur l'échelle de Richter)
- séisme du 10 Janvier 1986 (4,6 sur l'échelle de Richter)

VI.3.CAMPAGNE D'INVESTIGATION

Pour préciser la nature et les caractéristiques géotechniques des sols, ainsi que la nature des déblais et les conditions de leur éventuelle réutilisation, on doit programmer une campagne d'investigation des sols in-situ et au laboratoire.

VI.3.1.ESSAIS NI-SITU:

Sur la base de l'investigation préliminaire du site, nous avons implanté nos essais in-situ qui sont : - Huit (08) essais au pénétromètre dynamique lourd.

-Deux (02) sondage carottés.

VI.3.1.1.SONDAGES CAROTTES :

Les sondages carottés permettent d'extraire des échantillons du sol en profondeur. Ces échantillons, remaniés ou intacts, permettent d'une part de reconnaître de visu la nature géologique des terrains, et donc de compléter les informations géologiques locales recueillies dans l'étude préliminaire, et d'autre part de mener la campagne d'essais de laboratoire pour aboutir aux caractéristiques d'identification et mécaniques du sol. Celles-ci sont utilisées, entre autres, pour étudier la résistance au cisaillement du sol ainsi que sa prédisposition à tasser

Pour ce site nous avons réalisé deux (02) sondages carottés, les coupes de ces sondages montrent la lithologie suivante :

- **Sondage carotte SC1:**
 - 0,00m-0,50m : Alluvions (gravier et sable).
 - 0,50m-1,00m : Argile limoneuse brunâtre graveleuse et caillouteuse.
 - 1,00m-2,00m : Argile sableuse brunâtre peut graveleuse.
 - 2,00m-2,70m : Argile limoneuse brunâtre graveleuse et caillouteuse.
 - 2,70m-5,30m : Limon graveleux.
 - 5,30m-6,00m : Argile plus ou moins graveleuse.
 - 6,00m-7,00m : Gravier et sable argilo-limoneux.
 - 7,00m-8,00m : Argile.

- Sondage carotté SC2:
 - 0,00m-1,20m : Graviers, sable et cailloux dans une matrice limono argileuse brunâtre.
 - 1,20m-7,00m : Alluvions noyées dans une matrice riche en argile avec des passages graveleuses.
 - 7,00m-8,00m : Alluvions (gravier et sable argilo-limoneux).

VI.3.1.2.ESSAIS AU PENETROMETRE DYNAMIQUE LOURD:

- **Principe de l'essai** : L'essai au pénétromètre dynamique lourd consiste à faire pénétrer dans le sol par battage un train de tubes lisses, muni à son extrémité d'une pointe, à l'aide d'un mouton tombant d'une hauteur donnée.

On compte le nombre de coups N correspondant à chaque enfoncement de 20 cm du tube dans le sol. Dans le cas général, plus le tube s'enfonce en profondeur, plus ce nombre de coups devient plus élevé.

On dit que le "refus " est atteint lorsque le nombre de coups N, pour une pénétration inférieure ou égale à 20 cm, devient très élevé.

Les résultats des essais sont représentés par des diagrammes donnant, en fonction de la profondeur atteinte par l'extrémité inférieure, la résistance en pointe au battage R_p déduite de la formule des Hollandais, Celle-ci est donnée par:

$$R_p = \frac{M^2 \times g \times H}{e \times (M + M') \times A}$$

Avec :

- A: section droite de la pointe
- e : pénétration moyenne par coup
- g : accélération de la pesanteur
- H: hauteur de chute
- M: masse du mouton
- M': somme des masses du train de tige, de l'enclume et de la tige guide

Les valeurs de ces caractéristiques sont variables suivant les types d'appareils. Aussi tout diagramme de pénétration dynamique devra mentionner ces caractéristiques. Le pénétromètre dynamique que nous avons utilisé pour la réalisation de nos essais possède les caractéristiques suivantes:

- Pointe de diamètre $\phi_p = 50mm$, de section $A=19,63cm^2$
- Mouton de masse $M=63,35kg$
- Tige de masse $M=6,1kg$, de diamètre $\phi_t = 32mm$ et de longueur 1m

Concernant ce site, nous avons réalisé Huit (08) sondages au pénétromètre dynamique lourd (P.D.L), répartis sur le terrain. Les résultats de ces essais sont illustrés par les pénétrogrammes donnant la variation de la résistance dynamique en pointe R_p en bars, en fonction de la profondeur en mètre (voir annexe).

VI.3.2.ESSAIS DE LABORATOIRE :

Outre l'investigation expérimentale in-situ, nous avons réalisé une campagne d'essais de laboratoire sur les échantillons de sol remaniés ou intact, extraits lors des deux sondages carottés réalisés.

Les essais de laboratoire peuvent être subdivisés en trois (3) grandes catégories :

-Les essais d'identification : Ceux sont essentiellement la densité, la teneur en eau, les limites d'Atterberg, la granulométrie (par tamisage ou par sédimentométrie) et l'analyse chimique.

-Les essais de résistance : Ce sont des essais qui permettent d'étudier la résistance du sol, en particulier au cisaillement, d'en déduire sa capacité portante, et de conclure sur la stabilité des fondations superficielles ou profondes, des ouvrages de soutènement, etc. Parmi ces essais, que nous avons réalisé pour notre projet, il y a l'essai de cisaillement direct.

-**Les essais de compressibilité** : Ce sont des essais qui permettent d'évaluer les tassements d'un sol sous le poids d'une charge donnée (fondation, remblai, etc.). Le plus connu de ces essais est l'oedomètre qui donne certaines caractéristiques de compressibilité nécessaires pour évaluer ces tassements.

a) Choix du type d'essai de laboratoire :

Deux (02) sondages carottés ont été réalisés, à partir desquels des carottes d'échantillons de sol sont extraites. Ces échantillons de sol soit remaniés, destinés à certains type d'essais (densité, granulométrie, etc.), soit conservés intacts en les enveloppant dans de la paraffine, destinés pour d'autres essais (compressibilité ou cisaillement etc.)

Pour que nos essais de laboratoire soient plus représentatifs, nous avons réalisé pour chaque sondage un ensemble d'essais d'identification (physique et mécanique) à des profondeurs différentes. Pour chaque sondage.

Nous donnons, dans le tableau suivant l'ensemble des essais de laboratoire que nous avons réalisé pour chaque sondage, en indiquant la profondeur ou l'échantillon a été prélevé ainsi que sa nature remanié ou intact .

N° sondage	Profondeur Echantillon (m)	Nature échantillon	Type d'essais
SC1	2,00 à 2,20	Intact	-Teneur en eau ; -Densité ; -Limites d'Atterberg ; -Granulométrie (tamisage + sédimento.) ; -Essai de cisaillement CU.
	7,40 à 7,70	Intact	-Teneur en eau ; -Densité ; -Limites d'Atterberg ; -Granulométrie (tamisage + sédimento.) ; -Essai de compressibilité.
SC2	2,00 à 2,30	Intact	-Teneur en eau ; -Densité ; -Granulométrie (tamisage + sédimento.) ; -Essai de cisaillement CU.
	6,60 à 6,90	Intact	-Teneur en eau ; -Densité ; -Granulométrie (tamisage + sédimento.) ; -Essai de compressibilité.

Tableau VI.1. : Liste des essais de laboratoire réalisés

b) Résultats des essais de laboratoire :

1-Densité :

Le poids volumique d'un sol est le rapport du poids total d'une certaine quantité de sol, au volume de cette même quantité.

On la note $\gamma = \frac{P}{V}$ et on l'exprime généralement en kN/m^3 .

La densité d'un sol est le rapport de son poids volumique au poids volumique de l'eau qui est généralement près égale a $10\text{kN}/\text{m}^3$. La densité est sans unité. μ

2-Teneur en eau naturelle :

C'est le rapport du poids d'eau, qu'un échantillon de sol contient, au poids des éléments secs de ce même échantillon. Ces deux quantités sont obtenues en pesant l'échantillon dans son état naturel humide puis dans son état sec après dessiccation à l'étuve à 105°C .

La teneur en eau est notée $\omega = \frac{P_w}{P_s} \times 100$ et est exprimée en pourcentage (%).

Les résultats de la teneur en eau et du poids volumique sont récapitulés dans le tableau suivant :

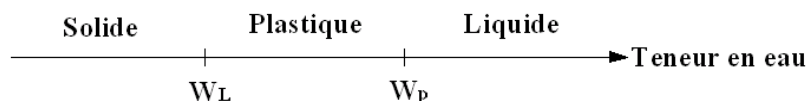
Sondage	Profondeur (m)	Teneur en eau w(%)	Poids volumique sec γ_d (KN/m ³)
SC1	2,00 - 2,20	18,90	17,70
	7,40 - 7,70	23,45	16,60
SC2	2,00 - 2,30	20,25	17,15
	6,60 - 6,90	20,50	17,50

Tableau VI.2. : Teneur en eau et poids volumique.

3-Limites d'Atterberg :

En fonction de la teneur en eau, un sol remanié se présente suivant des consistances variables pour lesquelles on peut distinguer trois états : état liquide, état plastique et état solide.

Le passage du sol d'un état à un autre se fait graduellement et les frontières séparant ces états sont définies conventionnellement par ce qu'on appelle les limites d'Atterberg. Sur un axe portant les teneurs en eau, W_p et W_L peuvent être représentées comme suit :



Les limites d'Atterberg ont une importance essentielle en mécanique des sols .elles permutent en particulier de classer les sols fins et interviennent dans la classification des sols grenus

Et pour les deux sondages carottés on a les résultats suivants :

-SC1 :

Mesure n^0	1	2	3
Nombre de coups	14	24	32
Teneur en eau en %	31,04	29,28	27,55

Teneur en eau de liquidité	$W_L=29,00$
Teneur en eau de plasticité	$W_p=10,44$
Indice de plasticité	$I_p=18,56$

Tableau VI.3.: Limites de liquidité à la coupelle de Casagrande (SC1)

-SC2 :

Mesure n ^o	1	2	3
Nombre de coups	14	24	34
Teneur en eau en %	51,77	48,57	46,12

Tableau VI.4.: Limites de liquidité à la coupelle de Casagrande (SC2)

Teneur en eau de liquidité	$W_L=49,00$
Teneur en eau de plasticité	$W_p=24,43$
Indice de plasticité	$I_p=24,57$

4-Analyse granulométrique :

L'analyse granulométrique permet de mesurer la distribution dimensionnelle en poids des éléments d'un matériau. Selon la taille des grains, cette analyse comprend deux opérations : Le tamisage et La sédimentométrie.

D'après la classification du L.C.P.C, les sols grenus sont classés par l'organigramme de classification des sols grenus et les sols fins par le diagramme de Casagrande (voir annexe)

Le tableau suivant représente la classification de notre site :

Sondage	Prof. (m)	% 80 μ	% 2mm	Cu	Cc	W_L	I_p	Classe
SC1	2,0 ÷ 2,2	35				29,0	10,44	SA : sable argileux
	7,4 ÷ 7,7	97				49,0	24,57	Ap : argile peu plastique
SC2	2,0 ÷ 2,3	49				26,4	8,66	SA : sable argileux
	6,6 ÷ 6,9	41				25,0	8,66	SA : sable argileux

Tableau VI.5 : Classification des sols du site étudié.

5-Essais de compressibilité :(l'essais oedométrique)

Un des essais les plus importants réalisés en mécanique des sols est l'essai de compressibilité à l'oedomètre. Il permet d'étudier la compressibilité du sol et d'en déduire certaines caractéristiques pour évaluer l'amplitude des tassements des ouvrages construits sur ce sol.

Cet essai a pour objet essentiel l'étude de la consolidation d'éprouvettes saturées de sols intacts, soumises à des charges verticales uniformes, drainées sur les deux faces (inférieure et supérieure).

Les résultats des essais sont représentés dans le tableau suivant :

Sondage	Prof. (m)	Cs %	Cc %	Cg %	σ_c (kPa)	Etat de compressibilité
SC1	7,4 - 7,9	0	16,16	5,16	341	Sol moyennement compressible
SC2	6,6 – 6,9	0	12,53	2,45	255	Sol moyennement compressible

Tableau VI.6 : la compressibilité des sols du site étudié.

6-Essais de résistance :

Lorsque le sol subit des charges de la part d'un ouvrage, il risque de se rompre par cisaillement et d'engendrer de graves catastrophes. Pour éviter ceci, il est nécessaire d'étudier la résistance du sol au cisaillement et d'en déduire ses caractéristiques mécaniques permettant de calculer en particulier sa capacité portante.

Un des essais utilisés pour calculer ces caractéristiques est l'essai de cisaillement direct. Pour étudier la résistance au cisaillement du sol à différents endroits de notre site, nous avons réalisé deux (02) essais de cisaillement direct de type consolidé non drainé UU.

Les résultats des essais sont représentés dans le tableau suivant :

Sondage	Prof. (m)	Cohésion C_{uu} (kPa)	Angle de frottement φ_{uu} ($^\circ$)
SC1	2,0 ÷ 2,2	120	10
SC2	2,0 ÷ 2,3	100	15

Tableau VI.7 : Résistance au cisaillement des sols du site étudié

Z(m)	SC1		SC2	
	2 - 2,2	7,4 – 7,7	2 – 2,3	6,6 – 6,9
γ_d (kN/m ³)	17,70	16,60	17,15	17,50
W(%)	18,90	23,45	20,25	20,50
γ_h (kN/m ³)	21,04	20,50	20,62	21,08
S_r (%)	100	100	100	100
e	0,49	0,59	0,54	0,51
C_{uu} (kPa)	120	-	100	-
φ_{uu} ($^\circ$)	10	-	15	-

Tableau VI.8 : Tableau récapitulatif des résultats des caractéristiques physiques et mécanique

VI.4. ETUDE D'HOMOGENÉITÉ DES CARACTÉRISTIQUES PHYSIQUES ET MÉCANIQUES

- Si : $V = \frac{\lambda}{\bar{x}} \leq 10\%$ on prend la moyenne des caractéristiques des différents échantillons.
- Si : $V = \frac{\lambda}{\bar{x}} > 10\%$ on prend le minimum des caractéristiques des différents échantillons.

Avec :

$$\lambda: \text{L'écart type} \left(\lambda = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2}{n-1}} \right)$$

$$\bar{x} : \text{La moyenne} \left(\bar{x} = \frac{\sum_{i=1}^n (x_i)}{n} \right)$$

V : Coefficient des différentes caractéristiques.

On trouve les résultats suivants :

Caractéristiques	\bar{x}	λ	V (%)	Test	Valeur prise en considération
γ_d (kN/m ³)	17,23	0,482	2,79	<10%	17,23
W (%)	20,77	1,916	9,22	<10%	20,77
γ_h (kN/m ³)	20,81	0,293	1,41	<10%	20,81
e	0,53	0,043	8,22	<10%	0,53
C_{uu} (kPa)	110	14,14	12,85	>10%	100
φ_{uu} (°)	12,5	3,53	28,24	>10%	10

Tableau VI.9.: Etude d'homogénéité des caractéristiques du sol

VI.5. SYNTHÈSE DU SOL

Le sol du terrain étudié se compose de deux couches :

-La première couche : formée d'une alternance d'horizons composés de gravier, sable peu argileux et argile limoneuse peu graveleuse, d'une épaisseur moyenne de 7,00 m ;

-La deuxième couche : constituée d'argile beige.

Le sol est saturé, la nappe d'eau en surface ($S_r=100\%$).

Les caractéristiques mécaniques et physiques du sol homogène sont représentées dans le tableau suivant :

$\gamma_d(\text{kN/m}^3)$	W (%)	$\gamma_h(\text{t/m}^3)$	e	C_{uu} (kPa)	φ_{uu} (°)	σ_c (kPa)	C_c	C_g
17,23	20,77	20,81	0,53	100	10	255	12,53	2,45

Tableau VI.10 : Caractéristiques physiques et mécaniques du sol homogène

VI.6. CAPACITÉ PORTANTE

La capacité portante admissible du sol peut être déterminée de deux manières :

- 1- Soit à partir des essais in situ
- 2- Soit à partir des essais mécaniques réalisés au laboratoire.

1- A partir des essais in situ (pénétromètre dynamiques lourd) :

Il est important de noter que les méthodes de calcul de la capacité portante basées sur l'essai de pénétration dynamique sont essentiellement empiriques ; ceci provient du fait qu'au stade actuel des recherches, il n'existe pas d'interprétation théorique du comportement dynamique du sol avoisinant la pointe du pénétromètre. Ceci n'enlève en rien au pénétromètre dynamique sa valeur pratique ; il est d'ailleurs utilisé largement en mécanique des sols.

La portance du sol q_{adm1} est calculée par la formule empirique :

$$q_{adm} = \frac{R_p}{F}$$

Avec :

R_p: La résistance dynamique en pointe.

F : Coefficient de sécurité.

Pour estimer la valeur de la résistance en pointe équivalente R_{pe} , nous avons adopté une approche qui fait intervenir la géométrie de la fondation. Elle consiste à calculer la résistance en pointe R_p équivalente, en prenant la moyenne des valeurs de R_p sur une épaisseur de $3B/2$ sous le niveau de fondation (B étant la largeur de la fondation) à partir de la base de la fondation D (D étant l'ancrage de la fondation pris égal à 4,5m).

Nous avons fait le calcul par cette approche en prenant le diagramme SP4 qui a donné les valeurs les plus faibles. La valeur de la résistance en pointe par cette approche est R_p équivalente = 41 bars

$$\text{On a : } \begin{cases} R_p = 41 \text{ bars} \\ F = 20 \end{cases}$$

$$q_{adm1} = \frac{41}{20} = 2,05 \text{ bars}$$

2- A partir des essais de laboratoire :

le calcul de la capacité portante du sol à partir des caractéristiques mécaniques C et φ du sol est basé, contrairement au calcul par les essais au P.D.L., sur une approche théorique. Néanmoins, ce calcul propose plusieurs formules dépendant de plusieurs paramètres, entre autres de la forme de la fondation (rectangulaire ou circulaire), de son ancrage et du type de comportement à court ou à long terme du sol.

Pour notre cas, nous avons calculé la capacité portante du sol en considérant :

-Un comportement à court terme $\varphi_{uu} = 0$ (c'est le cas le plus défavorable généralement)

1^{ère} variante : (semelle carrée) la pression admissible sous une semelle isolée $\left(\frac{L}{B} \leq 5\right)$ est donnée par la formule suivante :
$$q_{adm} = \gamma_{sat} D + \frac{5,14 \times C_u (1 + 0,3 \frac{B}{L})}{3}$$

[12]

$$\begin{cases} C_u = 100 \text{ kPa} \\ \gamma_{sat} = 20,81 \text{ kN} / \text{m}^3 \\ D = 4,5 \text{ m} \end{cases}$$

$$q_{adm} = 20,81 \times 4,5 + \frac{5,14 \times 100 (1 + 0,3)}{3}$$

$$q_{adm} = 3,16 \text{ bars}$$

2^{ème} variante : (semelle filante) la pression admissible sous une semelle continue $\left(\frac{L}{B} > 5\right)$ est donnée par la formule suivante :
$$q_{adm} = \gamma_{sat} D + \frac{5,14 \times C_u}{3}$$

[12]

$$q_{adm} = 20,81 \times 4,5 + \frac{5,14 \times 100}{3}$$

$$q_{adm} = 2,65 \text{ bars}$$

Conclusion

A l'issue de la présente étude du sol du site, qui a contenu une investigation in-situ et au laboratoire, nous pouvons conclure les points suivants :

- la capacité portante à 4,50 m de profondeur du sol à prendre en compte dans le calcul des fondations des ouvrages est : **$q_{adm} = 2,00 \text{ bars}$**

- bien que nos essais de compressibilité ont montré que le sol du site est moyennement compressible, il est nécessaire de vérifier, dans le calcul de génie civil, que les tassements du sol sont admissibles.

VII.1. INTRODUCTION

On appelle fondation la partie inférieure d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise auquel sont transmises toutes les charges supportées par l'ouvrage, soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple).

Donc elles constituent la partie essentielle de l'ouvrage.

Il existe plusieurs types de fondations :

- Fondation superficielle :
 - Semelle isolée sous poteau
 - Semelle filante continue sous mur
 - Semelle filante sous plusieurs poteaux
 - Semelle filante croisée.
 - Radier général
- Fondation profonde (semelle sur pieux)

On doit vérifier la condition suivante : $\frac{N}{S} + \gamma_b \cdot D \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S \geq \frac{N}{\sigma_{sol} - \gamma_b \cdot D}$

Avec :

σ_{sol} : Contrainte du sol.

N : Effort normal appliqué sur la fondation.

S : Surface de la fondation.

D : La fiche de la fondation (on prend $D=1,5m$)

$\gamma_b = 25kN / m^3$ (Poids volumique du béton)

VII.2. SEMELLES ISOLÉES :

On adoptera une semelle homothétique, c'est-à-dire le rapport de A sur B est égal au

rapport a sur b : $\frac{a}{b} = \frac{A}{B}$

Pour les poteaux carrés : $a=b$ donc $A=B \Rightarrow S=A^2$

D'où $A = \sqrt{S}$; $\sigma_{sol} = 2,00$ bars

L'effort normal total revenant au poteau du sous sol :

$$N_{ser} = 1643,23 \text{ kN}$$

$$D'où \quad S \geq \frac{1643,23}{200} \Rightarrow S = 8,21 \text{ m}^2 \Rightarrow A = \sqrt{8,21} = 2,86 \text{ m} \Rightarrow \text{choix : } A = 3,0 \text{ m}$$

a/ Vérification de la mécanique des sols (vérification de l'interférence entre deux semelles)

Il faut vérifier que $L_{min} \geq 1,5xB$

Tel que L_{min} est l'entre axe minimum entre deux poteaux ;

On a $1,5xB = 4,5 \text{ m} > L_{min} = 2,88 \text{ m} \dots \dots \dots$ non vérifié.

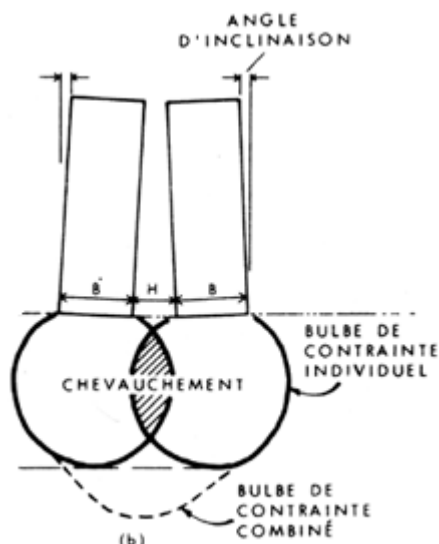


Figure VII.1 : Chevauchement des semelles isolées

Conclusion

D'après ces résultats, on remarque qu'il y a chevauchement des semelles, on passe alors à l'étude des semelles filantes.

VII.2. SEMELLES FILANTES CROISEES :

Lorsqu'il s'agit d'un système de fondation à poutres croisées, on pourra estimer la charge P , au droit d'un croisement de poutres-semelles d'inertie I_1 et I_2 , se décompose en deux charge P et P , venant solliciter les deux poutres sur deux longueurs $\pi l/2$ et $\pi l/2$, axées sous la charge et soumises à un diagramme linéaire des contraintes, le plus souvent uniformes. Si les raideurs des poutres sont presque semblables et si leurs largeurs respectives sont b_1 et b_2 et leurs longueurs sont l_1 et l_2 , on pourra admettre que

$$P_1 = \frac{P l_1 b_1}{l_1 b_1 + l_2 b_2} \quad \text{et} \quad P_2 = \frac{P l_2 b_2}{l_1 b_1 + l_2 b_2}$$

- a/Dimensionnement des semelles filantes croisées:

Pour dimensionner les semelles on doit déterminer les efforts axiaux des poteaux du sous sol.

Explication : Sur le SAP2000V12, on sélectionne un poteau sur toute la file puis on clique sur :

Show forces/Stresses => Frames /cables => Case/Combo Name: -axial force
-Show value on Diag

Les valeurs obtenues par le SAP2000V12 sont présentés sur les tableaux suivants :

➤ **Semelle filante de rive (1) : Axe « X-X » :**

Nom	P à ELU (KN)	P à ELS (KN)	L ₁ (m)	L ₂ (m)	b ₁ =b ₂	$P_l = \frac{Pl_1}{l_1+l_2}$ (ELU)	$P_l = \frac{Pl_1}{l_1+l_2}$ (ELS)
1-A	713,44	521,46	16.96	18.70	0,45	315,26	230,43
1-B	867,57	633,09	16.96	18.70	0,45	383,37	270,76
1-C	652,06	476,83	16.96	18.70	0,45	288,14	210,71
1-D	755,00	550,87	16.96	18.70	0,45	333.63	243.42
1-E	519,54	380,34	16.96	18.70	0,45	229.58	168.30
					Σ	1550KN	1123,62 KN

➤ **Semelle filante de rive (A) : Axe ‘Y-Y’ :**

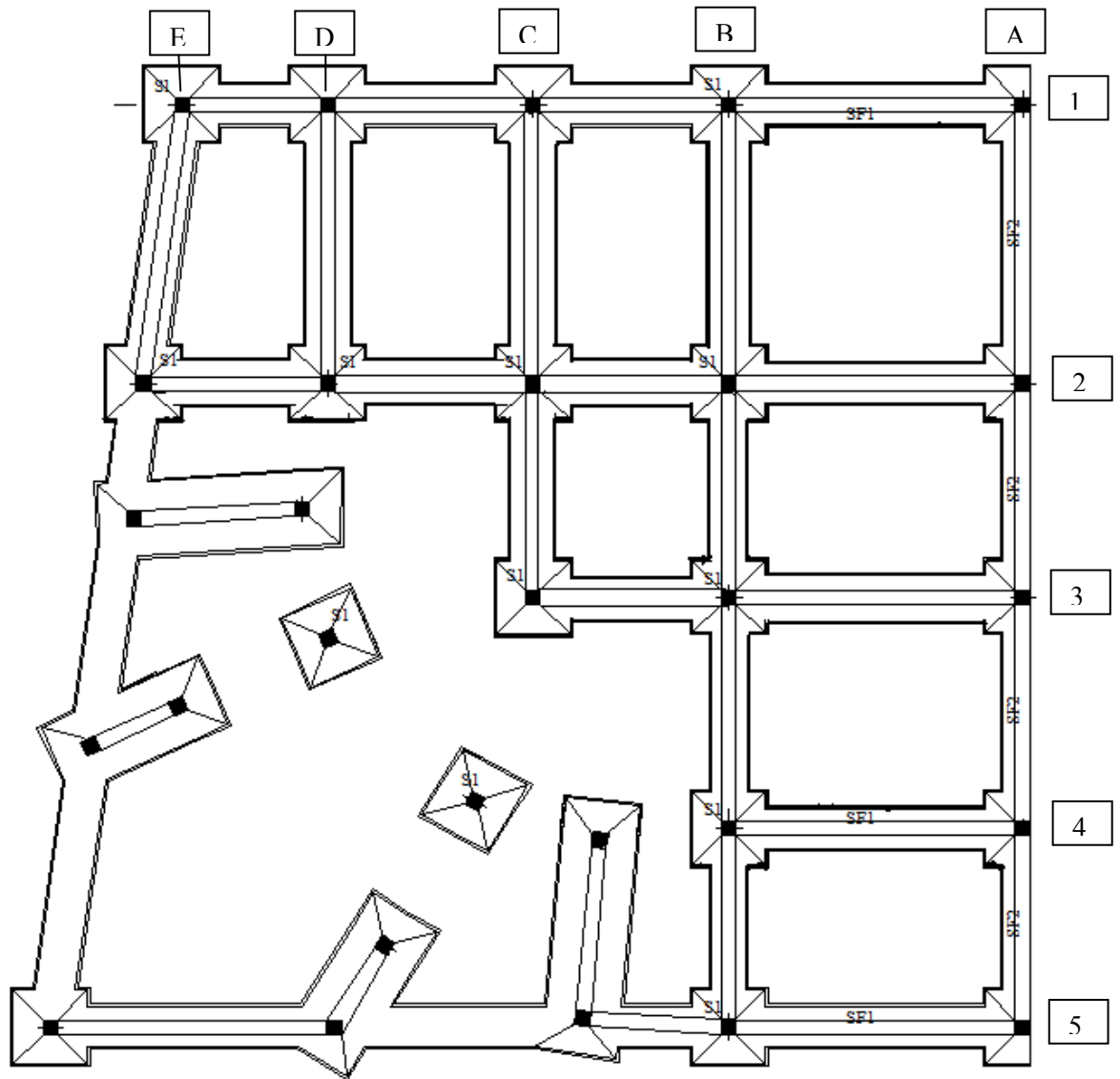
Nom	P à ELU (KN)	P à ELS (KN)	L ₁ (m)	L ₂ (m)	b ₁ =b ₂	$P_l = \frac{Pl_1}{l_1+l_2}$ (ELU)	$P_l = \frac{Pl_1}{l_1+l_2}$ (ELS)
A-1	713,44	521,46	18.70	16.96	0,45	347,61	273,45
A-2	764,46	558,64	18.70	16.96	0,45	372,47	292,95
A-3	942,00	687,71	18.70	16.96	0,45	458,97	360,63
A-4	1040,29	758,26	18.70	16.96	0,45	506,86	394,50
A-5	535,04	392,01	18.70	16.96	0,45	260,70	205,57
					Σ	1946,61N	1132,60KN

➤ **Semelle filante extrémité (2) : Axe ‘X-X’ :**

Nom	P à ELU (KN)	P à ELS (KN)	L ₁ (m)	L ₂ (m)	b ₁ =b ₂	$P_l = \frac{Pl_1}{l_1 + l_2}$ (ELU)	$P_l = \frac{Pl_1}{l_1 + l_2}$ (ELS)
2-A	764,46	558,64	16.96	18.70	0,45	337,81	265,70
2-B	1968,7	1434,6	16.96	18.70	0,45	869,96	682,33
2-C	1843	1343,8	16.96	18.70	0,45	814,41	639,15
2-D	1785,32	1301,0	16.96	18.70	0,45	788,92	619
2-E	1361,95	992,42	16.96	18.70	0,45	601,84	472
Σ						3412,94KN	2678,18KN

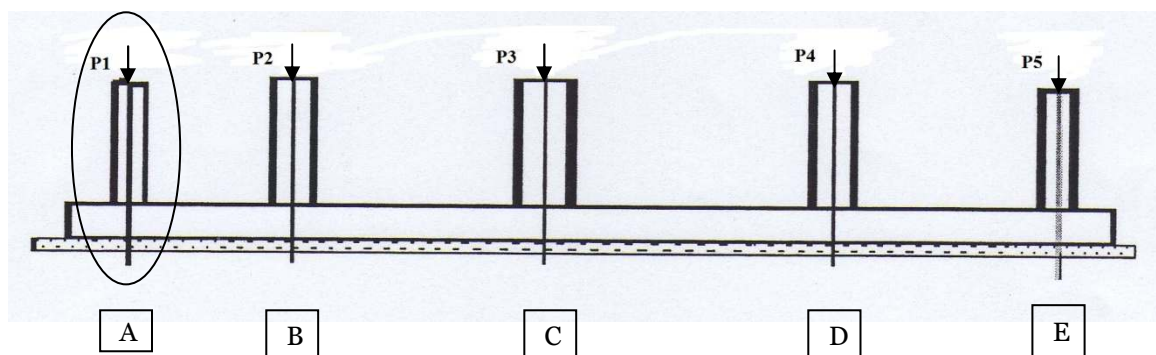
➤ **Semelle filante extrémité (B) : Axe ‘Y-Y’ :**

Nom	P à ELU (KN)	P à ELS (KN)	L ₁ (m)	L ₂ (m)	b ₁ =b ₂	$P_l = \frac{Pl_1}{l_1 + l_2}$ (ELU)	$P_l = \frac{Pl_1}{l_1 + l_2}$ (ELS)
B-1	867,57	633,09	18.70	16.96	0,45	454,95	332
B-2	1968,7	1434,6	18.70	16.96	0,45	1032,38	752,33
B-3	2114,04	1540,8	18.70	16.96	0,45	1108,60	807,82
B-4	1954,15	1423,0	18.70	16.96	0,45	1024,75	746,70
B-5	787,09	575,09	18.70	16.96	0,45	412,75	301,57
Σ						4033,43KN	2940,42KN



Exemple

a) l'axe (1-A) de rive



$$\left\{ \begin{array}{l} P_{(1A)}^U = 713,44 \text{ KN} \\ P_{(1A)}^S = 521,46 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} P_1 = \frac{P_{(1A)}^U l_1}{l_1 + l_2} \\ P_1 = \frac{P_{(1A)}^S l_1}{l_1 + l_2} \end{array} \right.$$

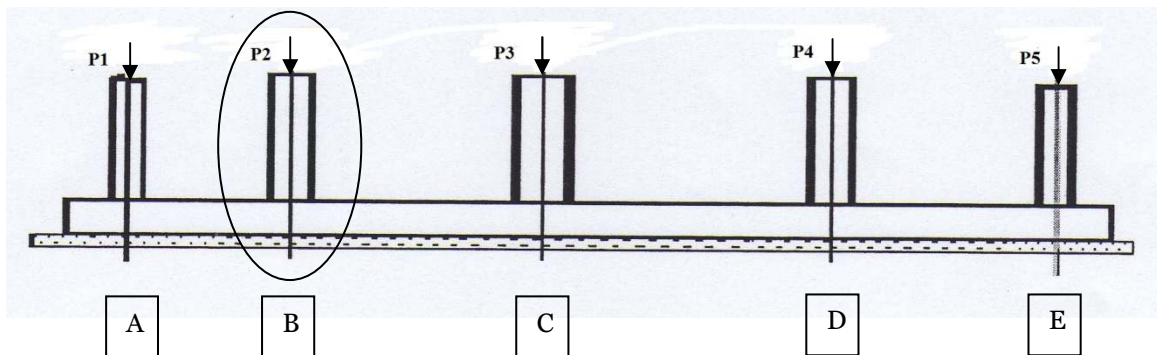
ELU :

$$\left\{ \begin{array}{l} P_{1Ax} = \frac{713,44 * 16,96}{38,38} = 315,26 \text{ KN} \\ P_{1Ay} = \frac{713,44 * 18,7}{38,38} = 347,61 \text{ KN} \end{array} \right.$$

ELS: $P_{(1A)}^S = 521,46 \text{ KN}$

$$\left\{ \begin{array}{l} P_{1Ax} = \frac{521,46 * 16,96}{38,38} = 230,43 \text{ KN} \\ P_{1Ay} = \frac{521,46 * 18,7}{38,38} = 273,45 \text{ KN} \end{array} \right.$$

b) l'axe (B-2) intermédiaire



$$\left\{ \begin{array}{l} P_{(2B)}^U = 1968,70 \text{ KN} \\ P_{(2B)}^S = 1434,60 \text{ KN} \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} P_1 = \frac{P_{(2B)}^U l_1}{l_1 + l_2} \\ P_1 = \frac{P_{(2B)}^S l_1}{l_1 + l_2} \end{array} \right.$$

ELU : $P_{(1A)}^U = 1968,70 \text{ KN}$

$$\left\{ \begin{array}{l} P_{2Bx} = \frac{1968,7 * 16,96}{38,38} = 869,96 \text{ KN} \\ P_{2By} = \frac{1968,7 * 18,7}{38,38} = 1032,38 \text{ KN} \end{array} \right.$$

ELS: $P_{(1A)}^S = 1434,6 \text{ KN}$

$$\begin{cases} P_{2Bx} = \frac{1434,6 \cdot 16,96}{38,38} = 682,33 \text{ KN} \\ P_{2By} = \frac{1434,6 \cdot 18,7}{38,38} = 752,33 \text{ KN} \end{cases}$$

Remarque : On applique la même chose pour tous les poteaux.

a) Semelle filante croisée de rive sens « x-x »

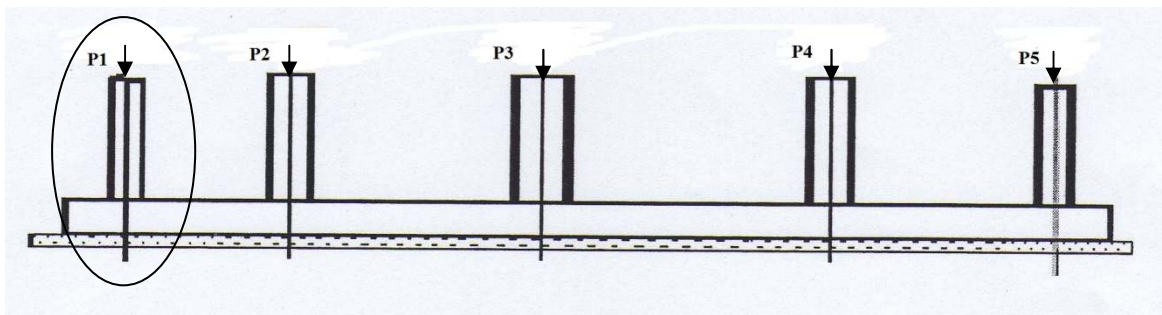


Schéma statique représente les efforts normaux appliqués dans les poteaux

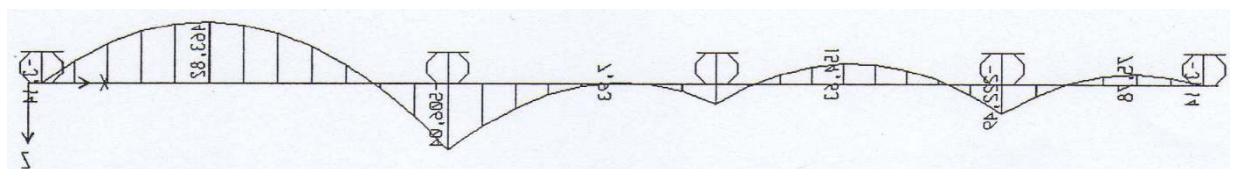
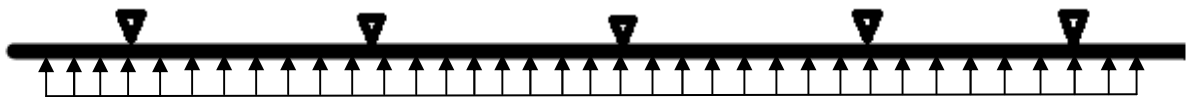


Diagramme des moments de la semelle filante croisée type(1)

b) Semelle filante croisée intermédiaire sens « x-x »

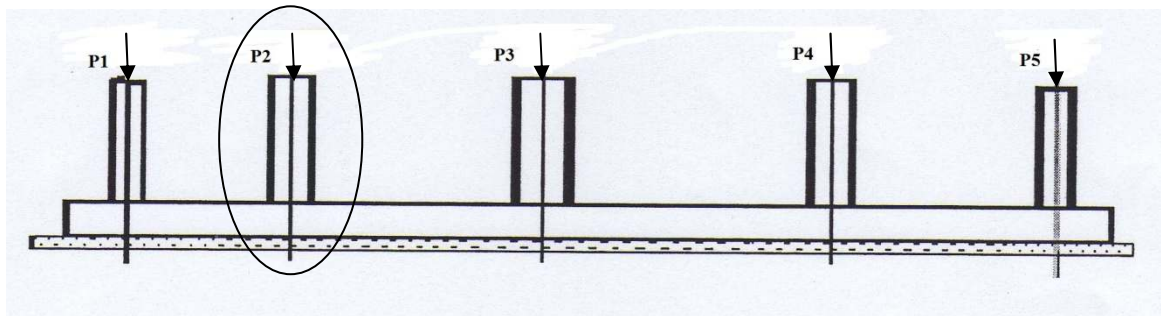


Schéma statique représente les efforts normaux appliqués dans les poteaux

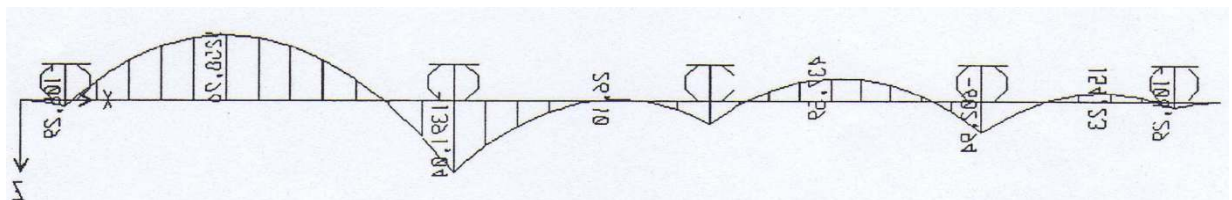
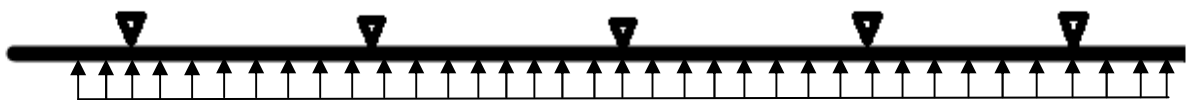


Diagramme des moments de la semelle filante croisée type(2)

c) Semelle filante croisée de rive sens « y-y »

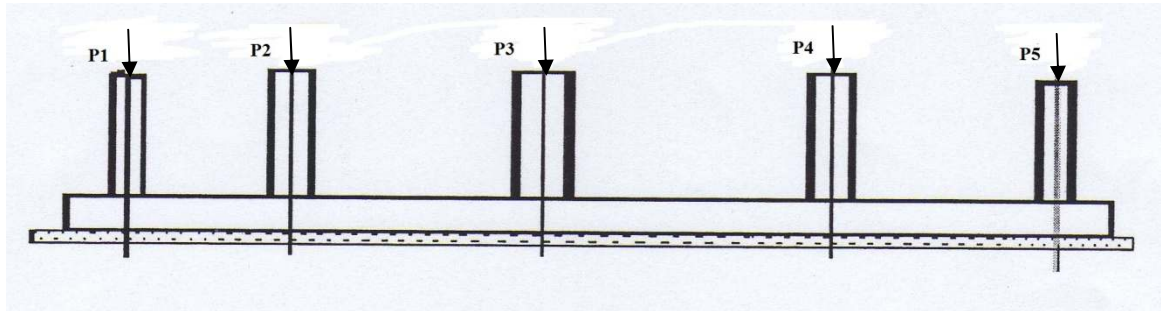


Schéma statique représente les efforts normaux appliqués dans les poteaux

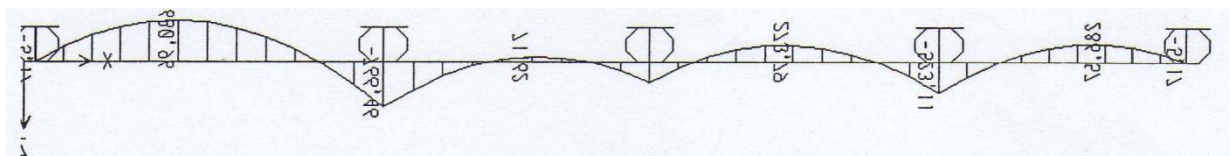
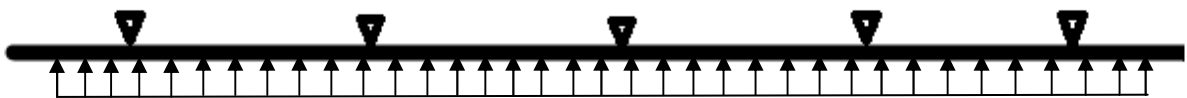


Diagramme des moments de la semelle filante croisée(A)

d) Semelle filante croisée intermédiaire sens « y-y »

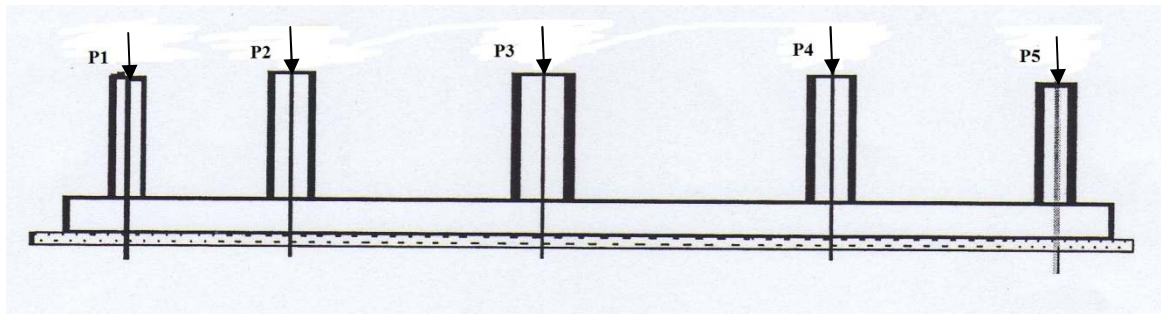


Schéma statique représente les efforts normaux appliqués dans les poteaux

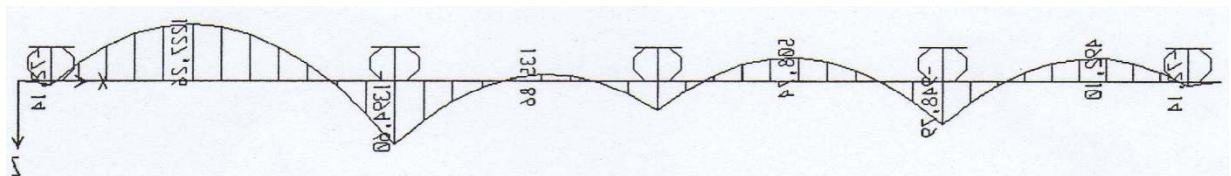
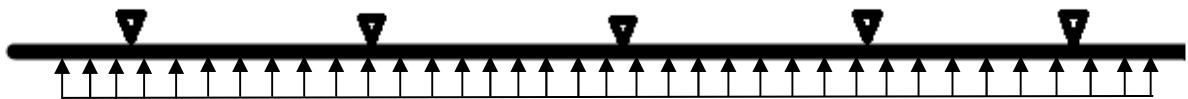


Diagramme des moments de la semelle filante croisée(B)

Dimensionnement de la semelle (1) :

Le dimensionnement des semelles se fait à E.L.S.

$$\sum P_i = P_{1(1A)} + P_{1(1B)} + P_{1(1C)} + P_{1(1D)} + P_{1(1E)}$$

$$\frac{P_{tot}}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S \geq \frac{P_{tot}}{\sigma_{sol}}$$

$$S = [(\sum L_x - \sum a_i) + 2\gamma] * [b + 2\gamma] \Rightarrow \text{alors on tire la valeur de } \gamma.$$

Avec :

- σ_{sol} : Contrainte du sol.
- P : Effort normal appliqué sur la semelle.
- S : Surface de la semelle.
- B : la largeur de la semelle.
- h : la hauteur de la semelle.

Rigidité de la semelle:

Pour étudier la raideur de la semelle filante croisée, on utilise la notion de la longueur élastique définie par l'expression suivante: $L_{max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$

$$\text{Avec: } L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{bK}}$$

$$I: \text{Inertie de la section transversale de la semelle} \left(I = \frac{bh^3}{12} \right)$$

E: Module de Young (E=32164,20MPa).

b: Largeur de la semelle par bande d'un mètre (b=1m).

K: Coefficient de raideur du sol ($0,5 \text{ kg/cm}^3 \leq K \leq 12 \text{ kg/cm}^3$).

On pourra par exemple adopter pour K les valeurs suivantes :

- $K=0,5 [\text{kg/cm}^3]$ → pour un très mauvais sol.
- $K=4 [\text{kg/cm}^3]$ → pour un sol de densité moyenne.
- $K=12 [\text{kg/cm}^3]$ → pour un très bon sol.

$$L_{max} = 5,95 \text{ m}, K=4 \text{ kg/cm}^3.$$

On veut dire que la semelle filante croisée est rigide d'où :

$$\text{On aura : } h = \sqrt[3]{\frac{48 \cdot K \cdot L_{max}^4}{E \pi^4}}$$

$$\Rightarrow h = 95 \text{ cm}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau qui suit :

Sens	Files	P ^{tot} (KN) EIU	P ^{tot} (KN) ELS	L(m)	S(m ²)	γ(m)	B(m)	H (m)
« X-X »	1	1550	1123,62	16,96	12,81	0,20	0,85	0,95
	2	1946,61	1132,60	16,96	28,15	0,70	1,85	0,95
« Y-Y »	A	3412,94	2678,18	18,7	14,60	0,20	0,85	0,95
	B	4033,43	2940,42	18,7	28,03	0,55	1,55	0,95

Tableau VI.3: Dimensionnement de la semelle filante croisée.

a) Calcul de ferrailage :

Le ferrailage calculé à l'ELU, les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

semelles	Moment (KNm)		A _s calculé(cm ²)	Choix	A _s adoptée(cm ²)
	Travée	Appuis			
1	Travée	463,82	16,04	12T14	18,47
	Appuis	506,04	17,55	12T14	18,47
2	Travée	1258,96	43,87	11T25	44,18
	Appuis	1391,04	48,67	10T25	49,09
A	Travée	680,96	23,89	12T16	24,54
	Appuis	766,46	27,04	14T16	29,45
B	Travée	1227,26	43,03	10T25	44,18
	Appuis	1394,60	49,07	10T25	49,09

Tableau VI.3: Ferrailage de la semelle filante croisée.

VII.3. VÉRIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT

VII.3.1. VÉRIFICATION DE LA CONTRAINTE DE CISAILLEMENT

Il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$ [1]

Avec :

T_u : L'effort tranchant pour l'état limite ultime.

b: Largeur de la semelle.

d: Hauteur utile de la semelle.

τ_u : Contrainte de cisaillement.

$\bar{\tau}_u$: Contrainte limite de cisaillement du béton.

Selon le BAEL 91 modifié 99 [1] :

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,13f_{c28}, 5\text{MPa})$ Fissuration peu nuisible.

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,10f_{c28}, 4\text{MPa})$ Fissuration préjudiciable et très préjudiciable.

Selon le RPA 99 version 2003 [2] :

$\bar{\tau}_u = \rho_d f_{c28}$

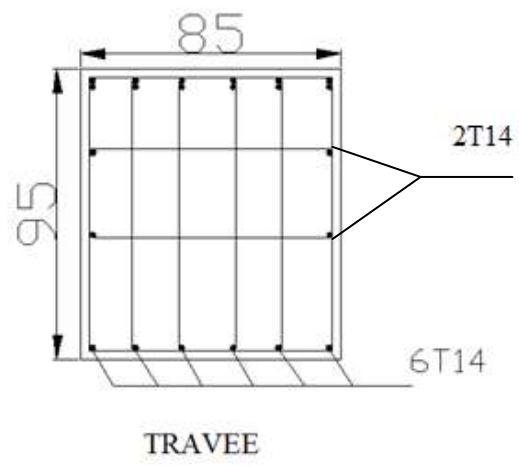
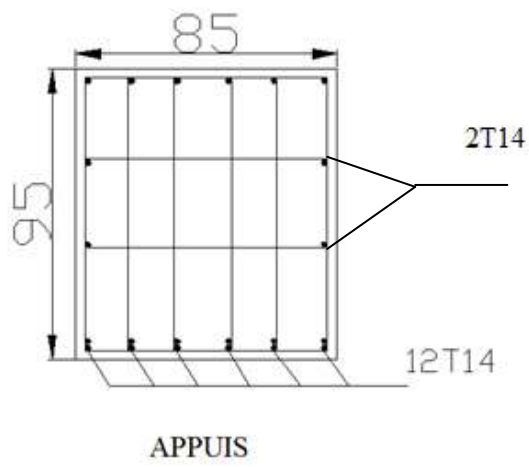
$\rho_d = 0,075$ si l'élanement $\lambda \geq 5$

$\rho_d = 0,040$ si l'élanement $\lambda < 5$

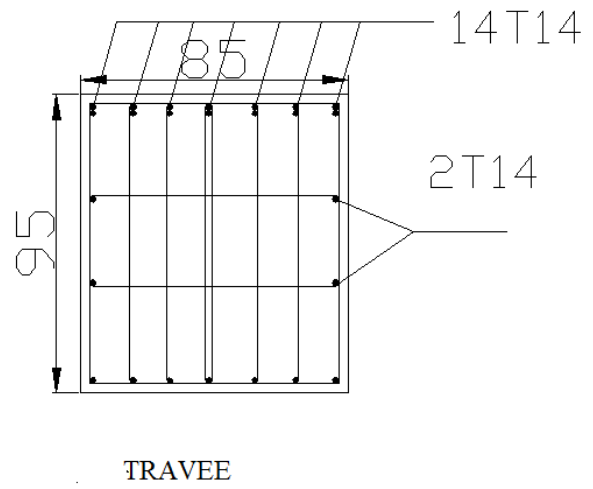
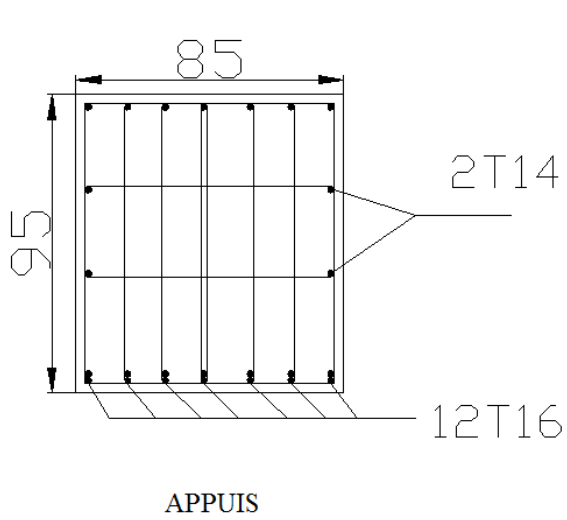
Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

N°	Section (cm ²)	T _u (kN)	τ _u (MPa)	$\bar{\tau}_u^{RPA}$ (MPa)	$\bar{\tau}_u^{BAEL}$ (MPa)	Vérification
1	85*95	552,30	0,75	1,875	2,5	OK
2	185*95	1530,60	0,96	1,875	2,5	OK
A	85*95	865,36	1,19	1,875	2,5	OK
B	155*95	1581,52	1,19	1,875	2,5	OK

Tableau V.23 : Vérification de la contrainte de cisaillement pour les semelles filantes croisées



TYPE "1"



TYPE "3"

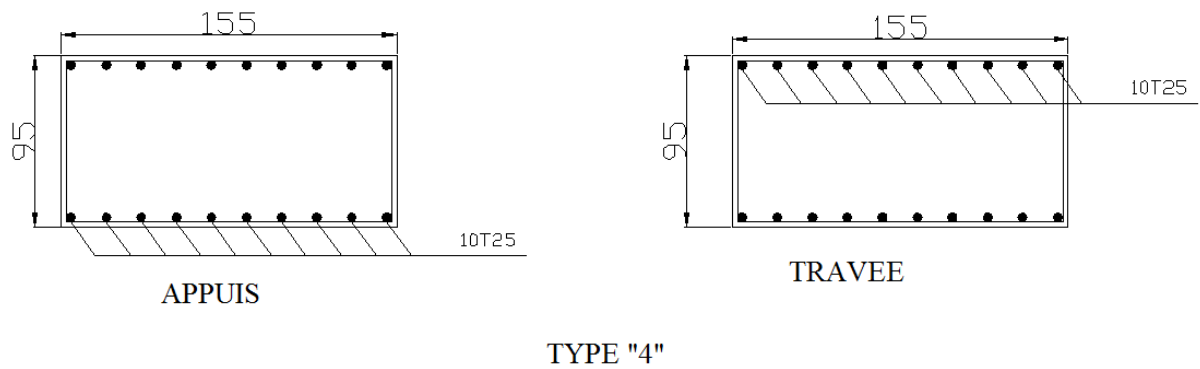


Figure VII.2 : Ferrailage des semelles filantes croisées

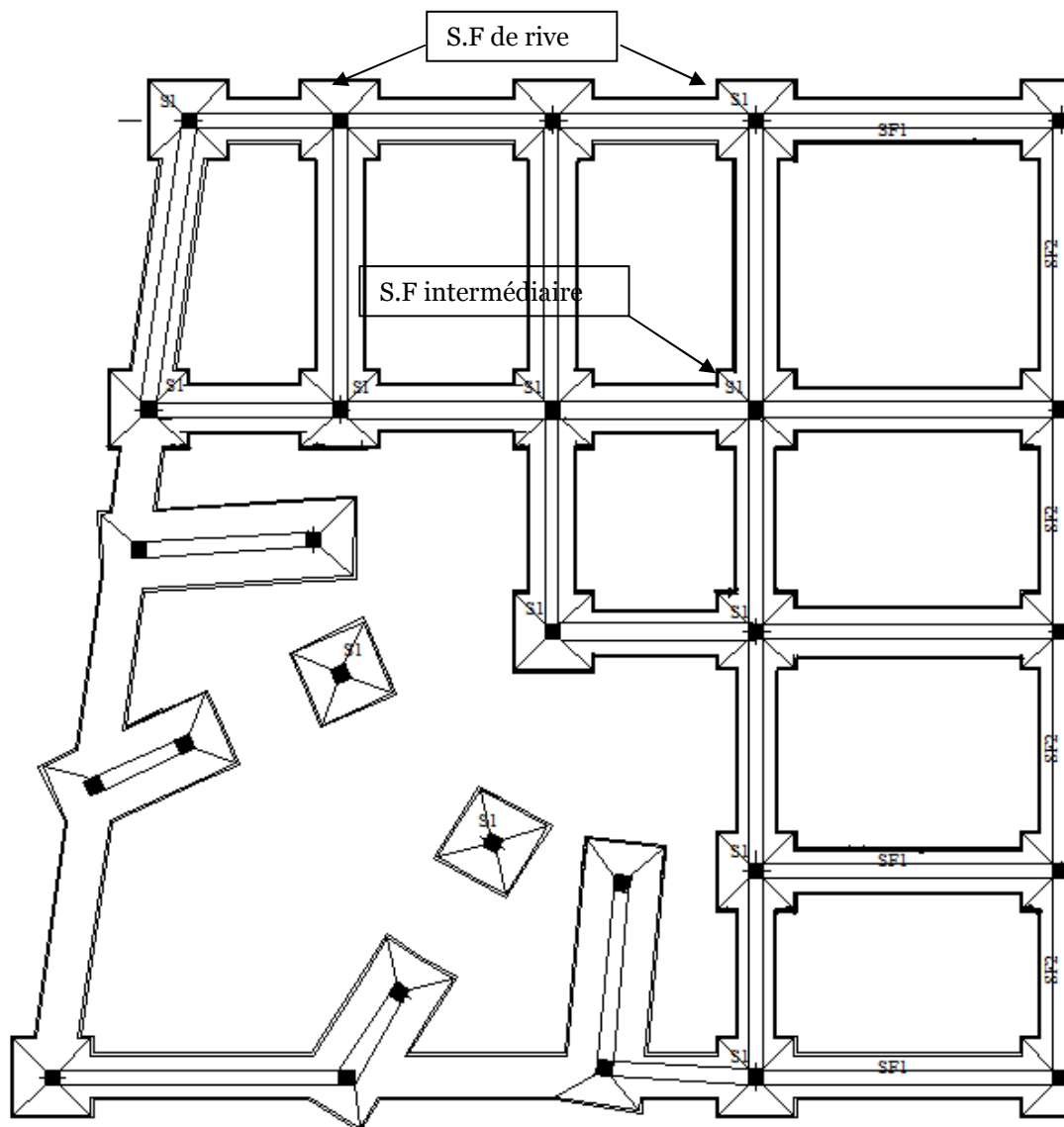


Schéma représente la semelle filante de rive et intermédiaire

VII.2.4. ETUDE DU VOILE PÉRIPHÉRIQUE

VII.2.4.1. INTRODUCTION

Notre structure comporte un voile périphérique qui s'élève du niveau de fondation jusqu'au niveau du plancher de RDC.

Il forme par sa grande rigidité qu'il crée à la base un caisson rigide et indéformable avec les planchers du RDC, le sous sol et les fondations.

VII.2.4.2. PRÉDIMENSIONNEMENT

Pour le pré dimensionnement du voile périphérique, on se réfère aux prescriptions du " *RPA99 version 2003*" [2], qui stipule d'après l'article 10.1.2.

- Les ossatures au dessous du niveau de base comportent un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base
- Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :
 - Epaisseur $e \geq 15\text{cm}$
 - Les armatures sont constituées de deux nappes.
 - Le pourcentage minimum des armatures est de $0,1\%B$ dans les deux sens (horizontal et vertical) ; avec : B : Section du voile.
 - Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.
 - La longueur de recouvrement est de $50\varnothing$ avec disposition d'équerres de renforcement dans les angles.

VI.2.4.3. ÉVALUATION DES CHARGES

On considère le voile comme une dalle pleine reposant sur 4 appuis et qui supporte les charges horizontales dues aux poussées des terres. On considère le tronçon le plus défavorable.

$L_{\max} = 3,40\text{ m}$, $L_y = 5,95\text{ m}$, $e = 15\text{ cm}$, $\gamma_h = 20,81\text{ kN/m}^3$.

Les charges et surcharges prise uniformément répartie sur une bande de 1 m se situe à la base du voile (cas le plus défavorable).

Selon *BAEL91 modifié 99* [1], la charge de poussées des terres est données par : $Q = A \cdot \gamma \cdot H$

Avec :

Q : Contrainte à la base sur une bande de 1 m .

A : Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement interne.

γ : Poids spécifique des terres ($\gamma_h = 20,81\text{ kN/m}^3$).

H : Hauteur du voile ($H = 3,4\text{ m}$).

$$\varphi = 15^\circ \Rightarrow A = f(\varphi) = \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 0,58$$

$$\text{Donc : } Q = A \cdot \gamma \cdot H = 41,03\text{ kN / ml} \Rightarrow Q_u = 1,35Q = 55,40\text{ kN / ml}$$

VII.2.4.4. EFFORT DANS LA DALLE

$$\frac{L_x}{L_y} = 0,57 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\mu_x = 0,0865 ; \mu_y = 0,2582$$

$$M_x = \mu_x Q_u L_x^2 = 55,40 \text{ kNm}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 14,30 \text{ kNm}$$

- Moment en travée :

$$M_{tx} = 0,85 M_x = 47,09 \text{ kNm}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_y = 12,15 \text{ kNm}$$

- Moment sur appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x = 27,70 \text{ kNm}$$

VII.2.5. CALCUL DU FERRAILLAGE

$$b = 100 \text{ cm} ; h = 15 \text{ cm} ; d = 13,5 \text{ cm} ; \sigma_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$$

Les résultats du ferrailage sont regroupés dans le tableau suivant :

	Sens	M_u (kNm)	μ	A_s' (cm ²)	α	Z (cm)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)	Esp (cm)
Travée	x-x	47,09	0,182	0	0,253	12,13	11,15	10T12	11,31	10
	y-y	12,15	0,047	0	0,060	13,17	2,65	8T8	4,02	12
Appuis	x-x y-y	27,70	0,107	0	0,141	12,73	6,25	8T10	6,28	12

Tableau VI.14 : Ferrailage du voile périphérique

Espacement :

Travée :

$$\text{Sens x-x : } esp = \frac{100}{10} = 10 \text{ cm} < \text{Min}(3h; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

$$\text{Sens y-y : } esp = \frac{100}{8} = 12,5 \text{ cm} < \text{Min}(4h; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

Appuis :

$$\text{Sens x-x : } esp = \frac{100}{8} = 12,5 \text{ cm} < \text{Min}(3h; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

$$\text{Sens y-y : } esp = \frac{100}{8} = 12,5 \text{ cm} < \text{Min}(4h; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

VII.2.6. LES VERIFICATIONS NECESSAIRES

VII.2.6.1. CONDITION DE NON FRAGILITE

Pour les dalles travaillant dans les deux sens et dont l'épaisseur est compté entre 12 et 30cm ($12 \leq e \leq 30$) (cm).

$$\begin{cases} A_x \geq A_x^{\min} ; & A_x^{\min} = \rho_0 \left(3 - \frac{L_x}{L_y} \right) \frac{bh}{2} \\ A_y \geq A_y^{\min} ; & A_y^{\min} = \rho_0 bh \end{cases} \quad [1]$$

$\rho_0 = 0,0008$ pour les barres de FeE400

$$A_x^{\min} = \rho_0 \left(3 - \frac{L_x}{L_y} \right) \frac{bh}{2} = 0,0008 \left(3 - \frac{3,4}{5,95} \right) \frac{100 \times 15}{2} = 1,45 \text{ cm}^2$$

$$A_y^{\min} = \rho_0 bh = 0,0008 \times 100 \times 15 = 1,20 \text{ cm}^2$$

En travée :

$$\begin{cases} A_x = 11,31\text{cm}^2 > A_x^{\min} = 1,45\text{cm}^2 \\ A_y = 4,02\text{cm}^2 > A_y^{\min} = 1,20\text{cm}^2 \end{cases}$$

Sur appuis :

$$\begin{cases} A_x = 6,28\text{cm}^2 > A_x^{\min} = 1,45\text{cm}^2 \\ A_y = 6,28\text{cm}^2 > A_y^{\min} = 1,20\text{cm}^2 \end{cases}$$

VI.2.6.2. VÉRIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = 0,05 f_{c28} = 1,25\text{MPa}$ [1]

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = 87,90\text{kN}$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = 62,78\text{kN}$$

$$T_u^{\max} = \text{Max}(T_x; T_y) = 87,90\text{kN}$$

$$\tau_u = \frac{87,90 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,65\text{MPa} < 1,25\text{MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

VI.2.6.3. VÉRIFICATION À L'ELS

a. Evaluation des sollicitations à l'ELS :

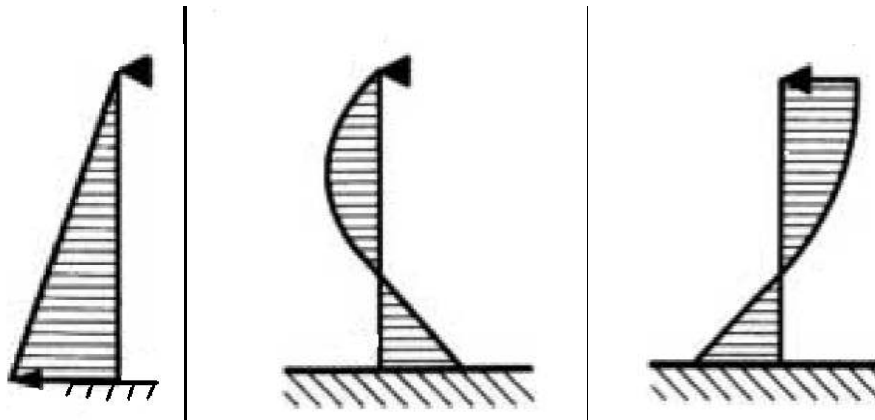


Figure VII.3 : Diagramme des moments et l'effort tranchant

$$R_A = \frac{4}{10} q l = 55,80\text{ KN}$$

$$R_B = \frac{1}{10} q l = 13,95\text{ KN}$$

$$M_A = -\frac{1}{15} q l^2 = -31,62\text{ KNm}$$

$$M_{\max} = \frac{1}{15\sqrt{5}} q l^2 = 14,14\text{ KNm}$$

Avec : $X = \frac{l}{\sqrt{5}} = 1,52\text{ m}$

$$\frac{L_x}{L_y} = 0,57 > 0,4 \Rightarrow Q_{ser} = 41,03 \text{ kN / ml}$$

$$\mu_x = 0,0865$$

$$\mu_y = 0,2582$$

$$M_x = \mu_x Q_{ser} L_x^2 = 14,14 \text{ kNm}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 3,65 \text{ kNm}$$

- Moment en travée :

$$M_{tx} = 0,85 M_x = 12,02 \text{ kNm}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_y = 3,10 \text{ kNm}$$

- Moment sur appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x = 7,07 \text{ kNm}$$

b. Vérification des contraintes:

La fissuration est considérée préjudiciable.

$$\text{Il faut vérifier que: } \begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = 240 \text{ MPa} \end{cases} \quad [1]$$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

	Sens	M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérif.
Travée	x-x	12,02	11,31	5,28	16369,58	3,88	15	90,54	240	OK
	y-y	3,10	4,02	3,47	7458,9666	1,44	15	62,53	240	OK
Appuis	x-x	7,07	6,28	4,19	10616,89	2,79	15	93,00	240	OK
	y-y									

Tableau VI.15. : Vérification des contraintes à l'ELS de voile périphérique

c. Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de faire la vérification de la flèche, si les trois conditions citées ci-dessous sont vérifiées simultanément : [11]

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L_x} \geq \frac{M_t}{20M_x} \\ \frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{27} \hat{a} \frac{1}{35} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \end{array} \right\} \Rightarrow \begin{cases} 0,044 > 0,042 \dots \dots \dots \text{Vérifiée} \\ 0,044 > 0,028 \hat{a} 0,037 \dots \dots \dots \text{Vérifiée} \\ 8,37 \cdot 10^{-3} > 5 \cdot 10^{-3} \dots \dots \dots \text{Non Vérifiée} \end{cases}$$

Une condition n'est pas vérifiée, donc il est nécessaire de calculer la flèche [1]

Tous Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	ρ	σ_s (MPa)	λ_i	λ_v	μ	I_0 (cm ⁴)	I_{fi} (cm ⁴)	I_{fv} (cm ⁴)
12,02	11,31	0,0083	90,54	2,506	1,002	0,732	16369,58	6346,46	10378,99

Tableau VI.16. : Vérification de la flèche de voile périphérique

Donc :

$$\left. \begin{array}{l} f_i = 0,68cm \\ f_v = 1,237cm \end{array} \right\} \Rightarrow \Delta f_T = f_v - f_i = 0,557cm$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{340}{500} = 0,68cm$$

$$\Rightarrow \Delta f_T = 0,557cm < \bar{f} = 0,68cm \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

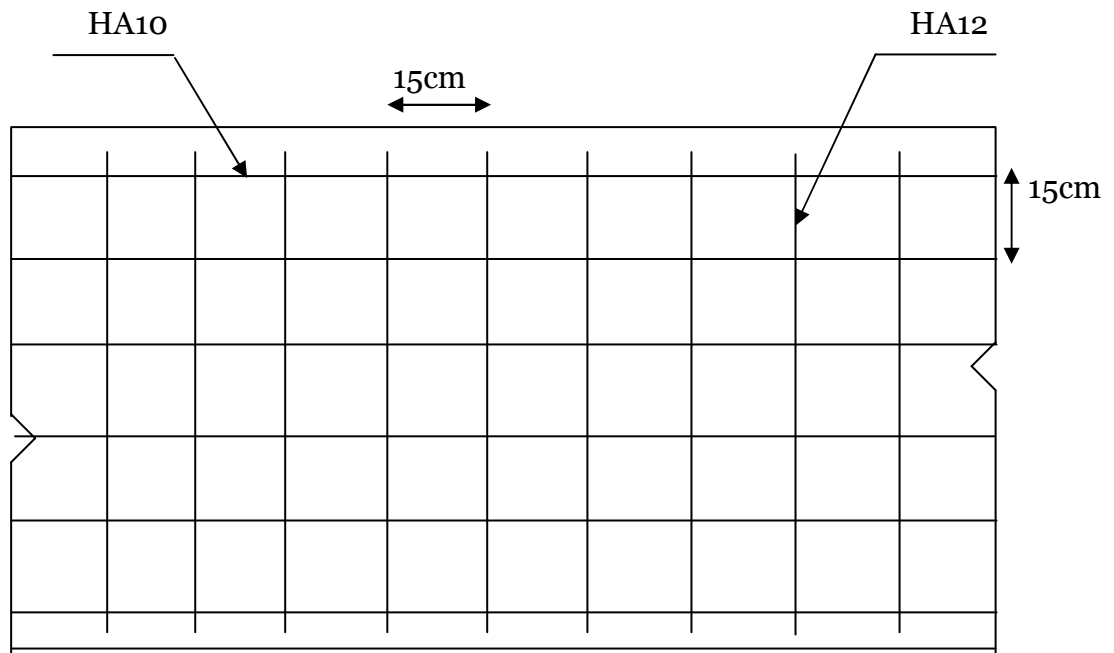


Figure .VII.5 : Ferrailage du voile périphérique (sens x-x)

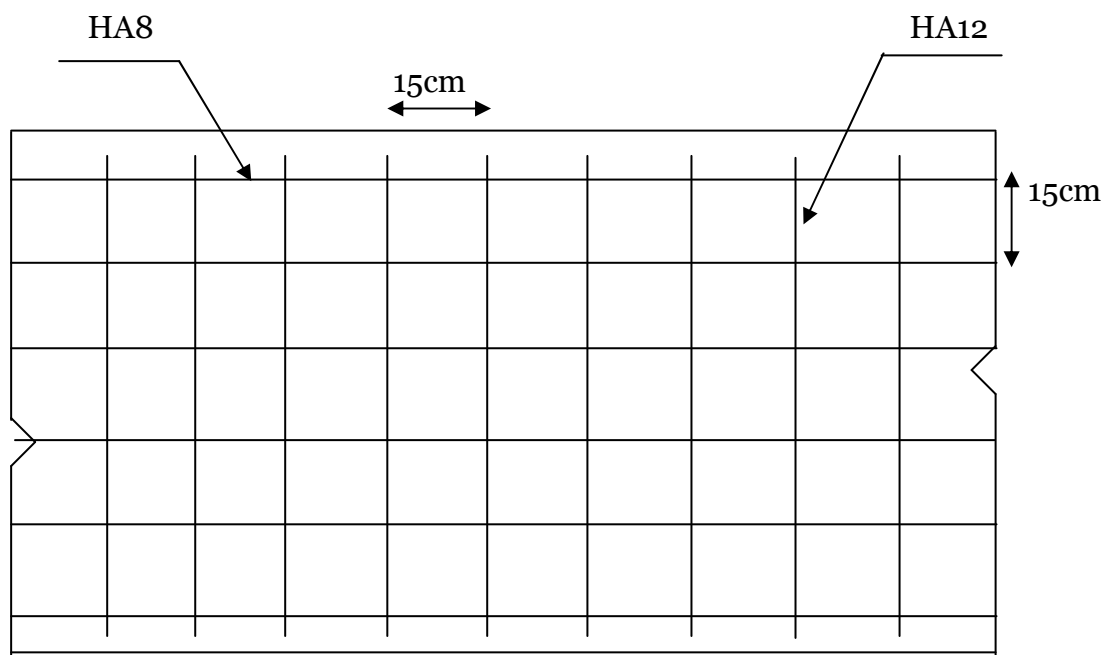


Figure .VII.6 : Ferrailage du voile périphérique (sens y-y)

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.

Les conclusions auxquelles a abouti le présent travail, sont résumées dans les points suivants :

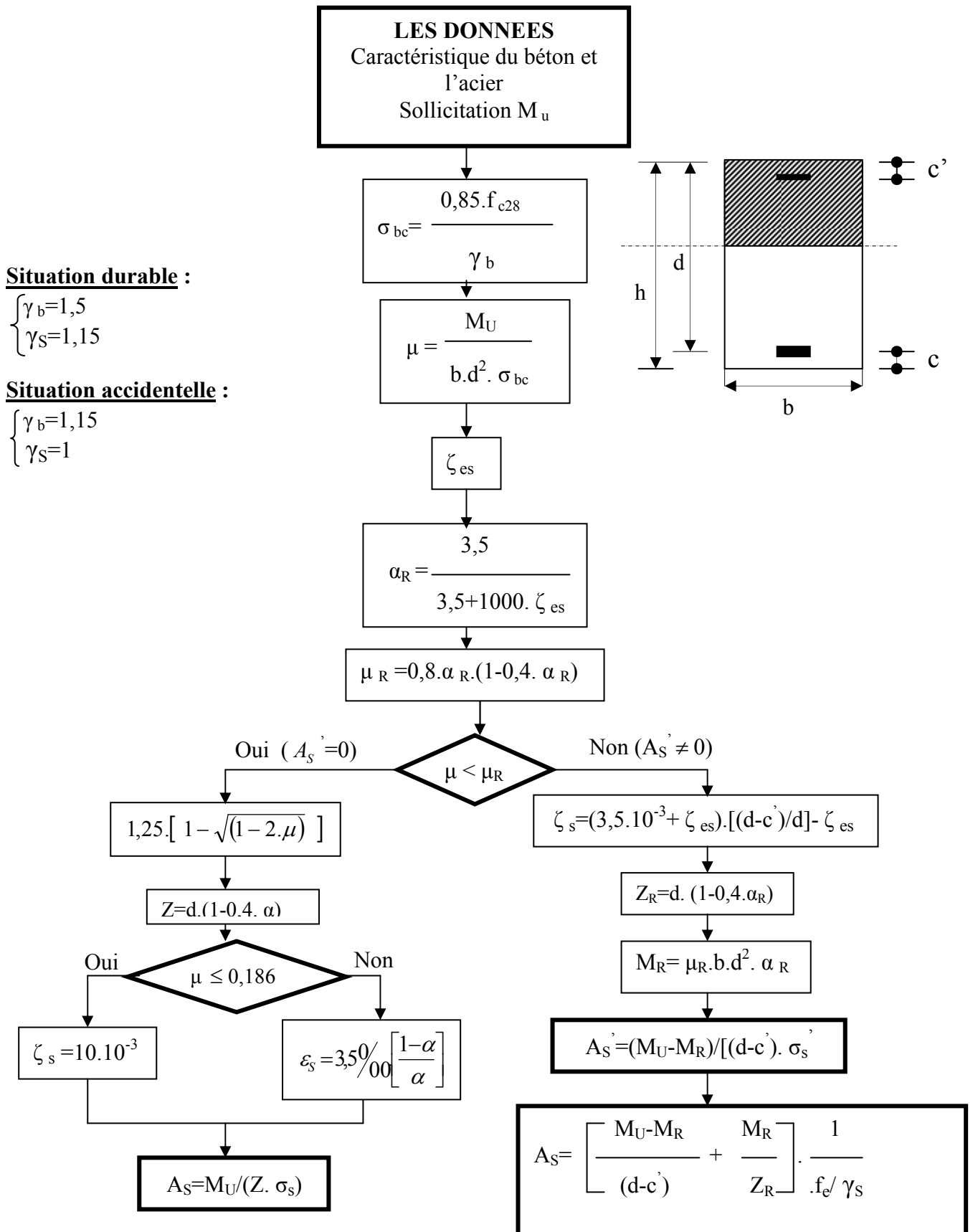
- L'analyse tri dimensionnelle d'une structure irrégulière est rendue possible grâce à l'outil informatique et au logiciel performant de calcul, à savoir le SAP 2000 versions 12.
- Pour le ferrailage : on a remarqué que plusieurs éléments structuraux sont ferrillés par le minimum proposé par le *RPA99 versions 2003*.
- Pour la disposition et comportement des voiles ; La disposition des voiles, est un facteur beaucoup plus important que la quantité des voiles à placer à la structure, elle a un rôle déterminant dans le comportement de cette dernière vis-à-vis du séisme.
- Le ferrailage des voiles a été fait par la méthode simplifiée, basée sur les contraintes. L'utilisation de l'interface graphique (du *SAP2000*) pour visualiser la nature et l'acuité des contraintes a été très utile dans notre cas.

REFERENCES

- [1] MOUGIN J.P Cours de béton armé BAEL91 modifié 99 et DTU associés.
- [2] CGS, Règlement Parasismique Algérien RPA99 version 2003, Document technique réglementaire, DTR-BC 2.48, Centre national de recherches appliquées en génie parasismique, Alger, 2004.
- [3] CGS, Charges permanentes et Surcharges d'exploitation, document technique réglementaire, DTR-B.C.2.2, Centre national de recherches appliquées en génie parasismique, Alger.
- [4] DAVIDOVICCI V, formulaire de béton arme 1, Vol 1. Edition Le moniteur. Paris. ISBN 2.281.11151.1. 368, (1995).
- [5] THONIER H, conception et calcul des structures (tome1, tome2).
- [6] DTR B-C 2.42 Règles de Conception et de Calcul des Parois et Murs en Béton Banché.
- [7] Introduction au Calcul des Fondations, par Ali Bouafia, O.P.U, 2003.
- [8] Mécanique des Sols Appliqués, par Ali Bouafia, O.P.U, 2000.

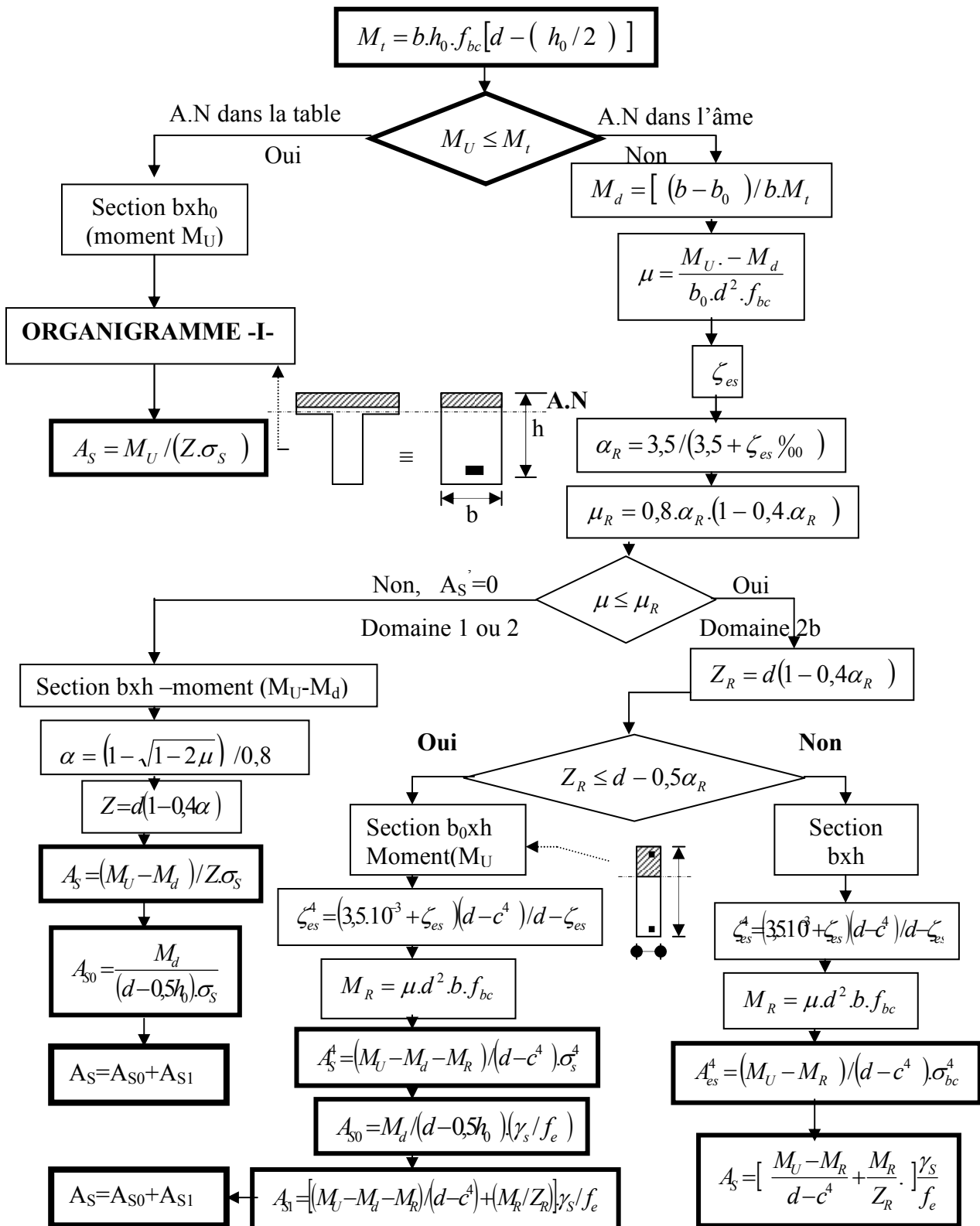
BIBLIOGRAPHIE

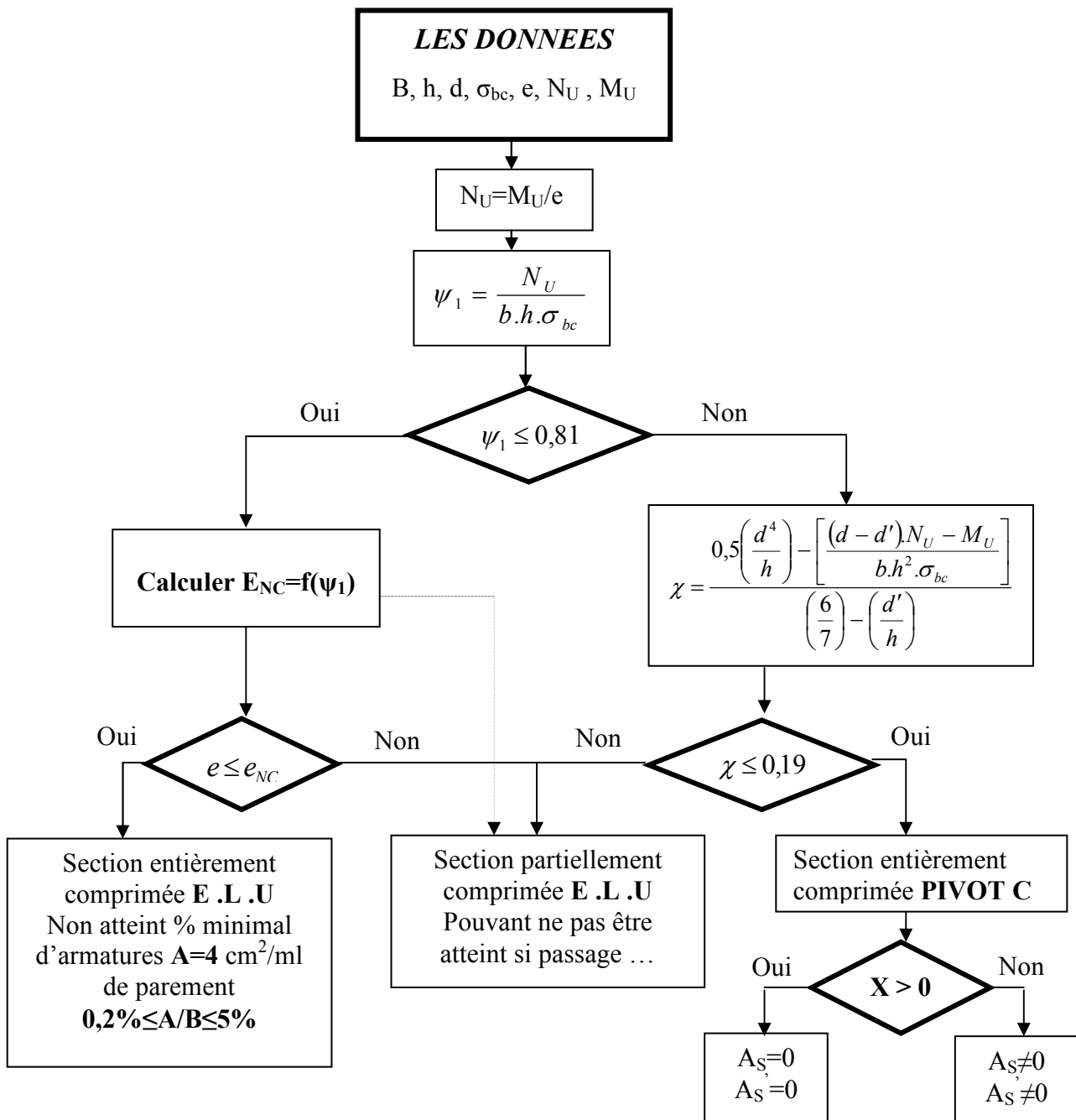
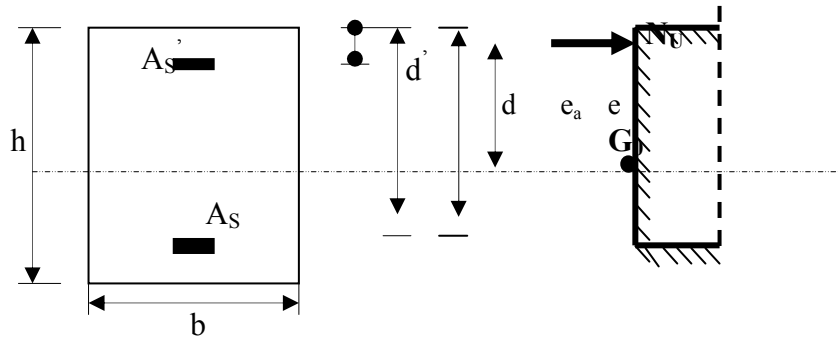
1. BAEL 91 modifié 99, DTU associés, par Jean Pierre Mougin, deuxième Edition Eyrolles 2000
2. Règlement Parasismique Algérien 99, DTR B C 2 48.
3. Charges Permanentes et Charges d'Exploitation, DTR B C 2 2.
4. La Construction en Zone Sismique, par Victor Davidovici, Moniteur 1999.
5. Formulaire du Béton Armé: Volume 2; 'Constructions', par Victor Davidovici, Moniteur, 1995
6. Conception et Calcul des Structures de Bâtiment, par Henry Thonier, Tome 3, Presses de l'école Nationale des Ponts et Chaussées, 1999.
7. Calcul Des Ouvrages, par Belazougi, O.P.U 1991.
8. Three Dimensional Static and Dynamic Finite Element Analysis of Structures, Aphysical Approach with Emphasis on Earthquake Engineering, by Edward L. Wilson, Computers and Structures, Inc. Berkley, California, USA, April 2000.
9. Introduction au Calcul des Fondations, par Ali Bouafia, O.P.U, 2003.
10. Mécanique des Sols Appliquées, par Ali Bouafia, O.P.U, 2000.
11. La Construction du Bâtiment, par Gérard Baud, Dunod, 1988.
12. DTR B-C 2.42 Règles de Conception et de Calcul des Parois et Murs en Béton Banché.
13. Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé. CBA93, Ministère de l'Habitat.
14. Document Technique Réglementaire DTR-BC 2-41.
15. Ossatures des Bâtiments, par André Coin, Eyrolles, Septième édition.
16. Cours de Conception et Calcul des Structures de Bâtiments, par A. Fuentes, Ecole nationale des Ponts et Chaussées, 1980.
17. Béton Armé aux Etats Limites Selon l'Additif du BAEL91, par José Ouin, Casteilla, 1999.
18. Etude d'une tour (R+9) en béton à usage commercial, Saida 2007.
19. Etude d'une tour (R+10) en béton à usage bureautique, Bechar 2006
20. Conception Et Etude D'une Tour R+14+SS Avec Un Système De Contreventement Mixte, par Achour et Esserhane, Thèse PFE, Encadrés par Cherfa, USTB, 2002-2003.
21. Etude de deux Bloc à Ossature Auto Stable en Béton Armé, par T.Ouledjem, Thèse de PFE, USTB, 2000

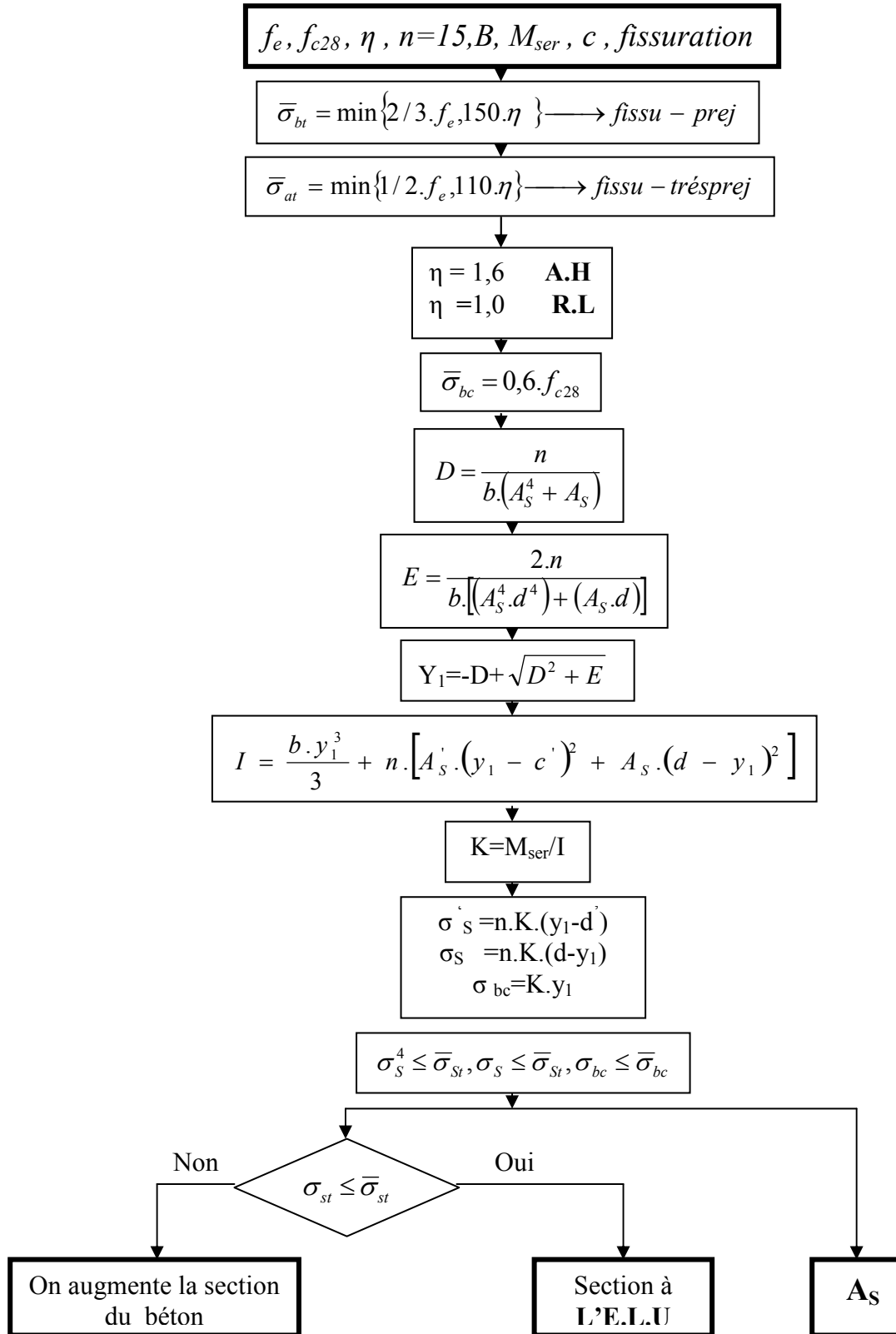
ORGANIGRAMME -I-**SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE**

ORGANIGRAMME -II-

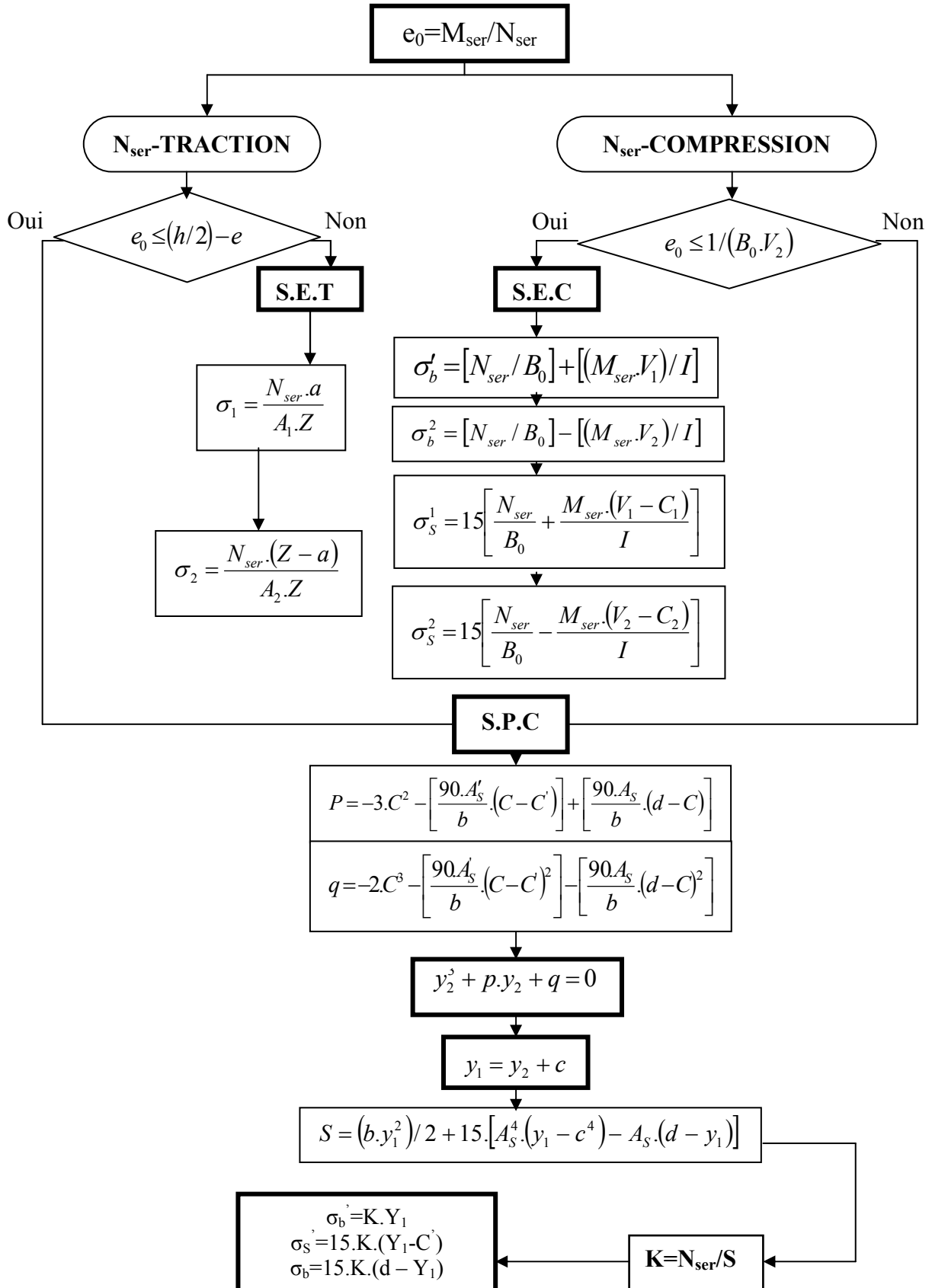
CALCUL D'UNE SECTION EN -Té- A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE

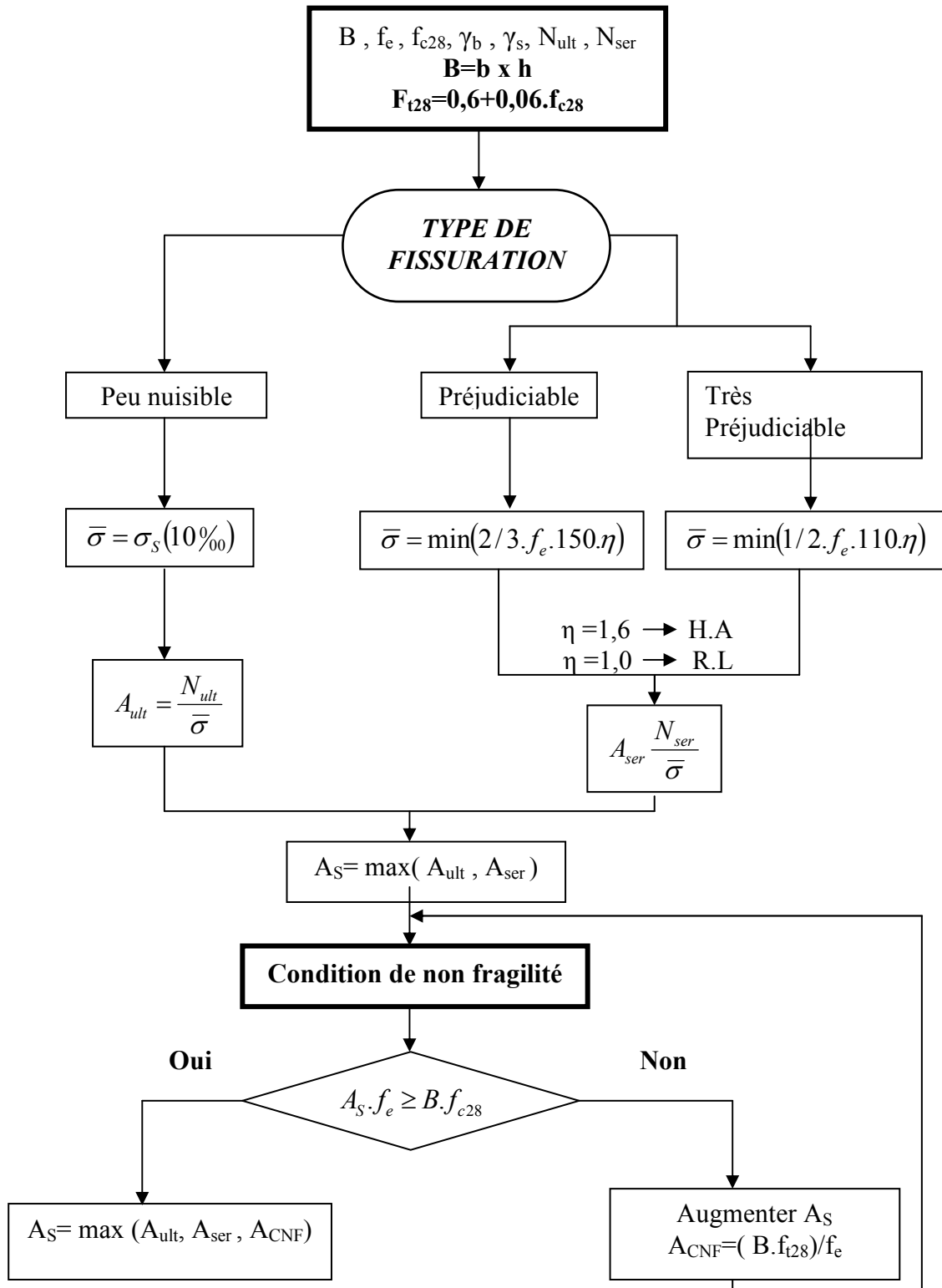


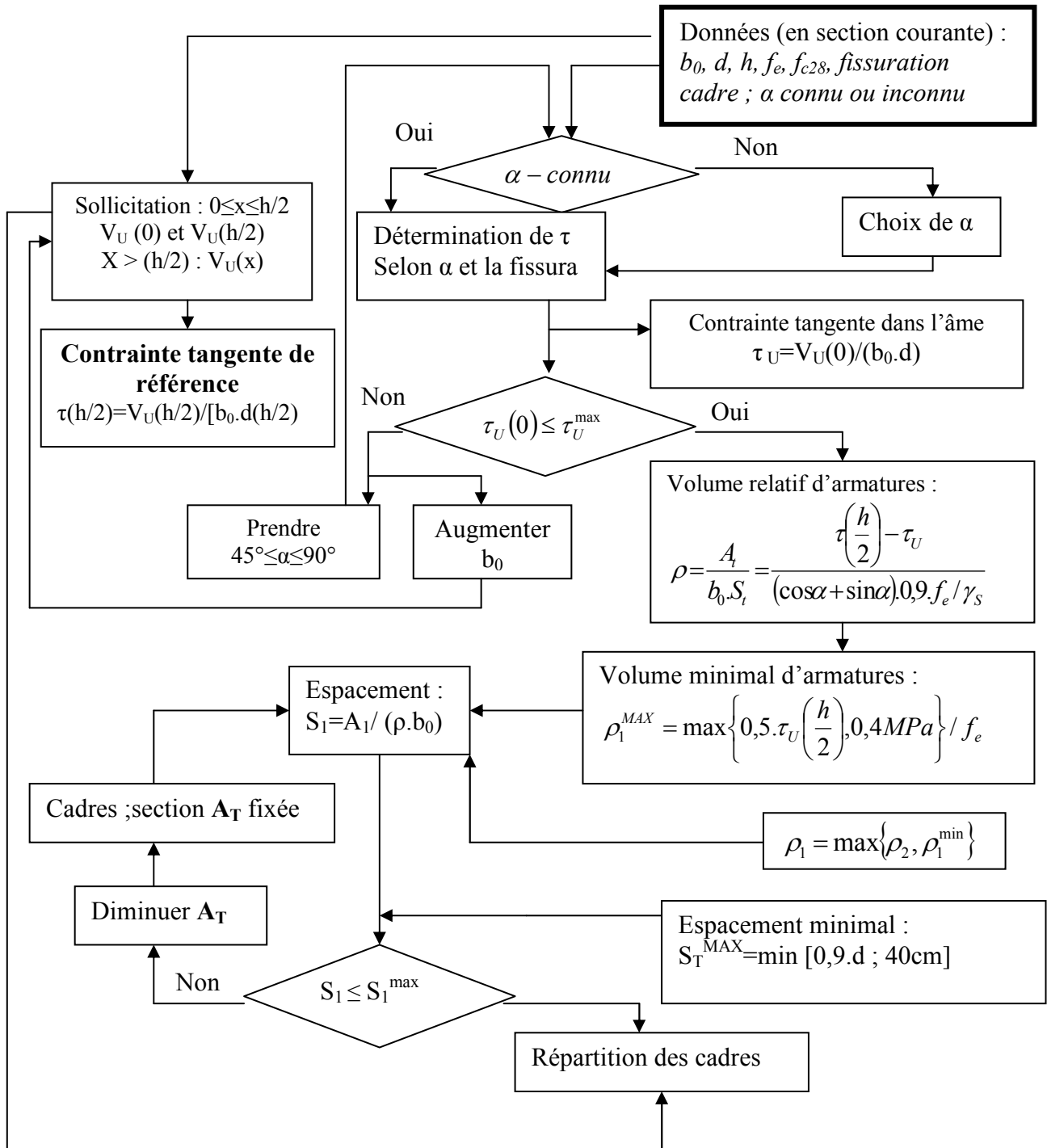
ORGANIGRAMME -III-**CALCUL D'UNE SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.U EN FLEXION COMPOSEE**

ORGANIGRAMME -IV-**VERIFICATION D'UNE SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.S**

ORGANIGRAMME-V-
FLEXION COMPOSEE A L' E.L.S



ORGANIGRAMME -VI-**TRACTION SIMPLE**

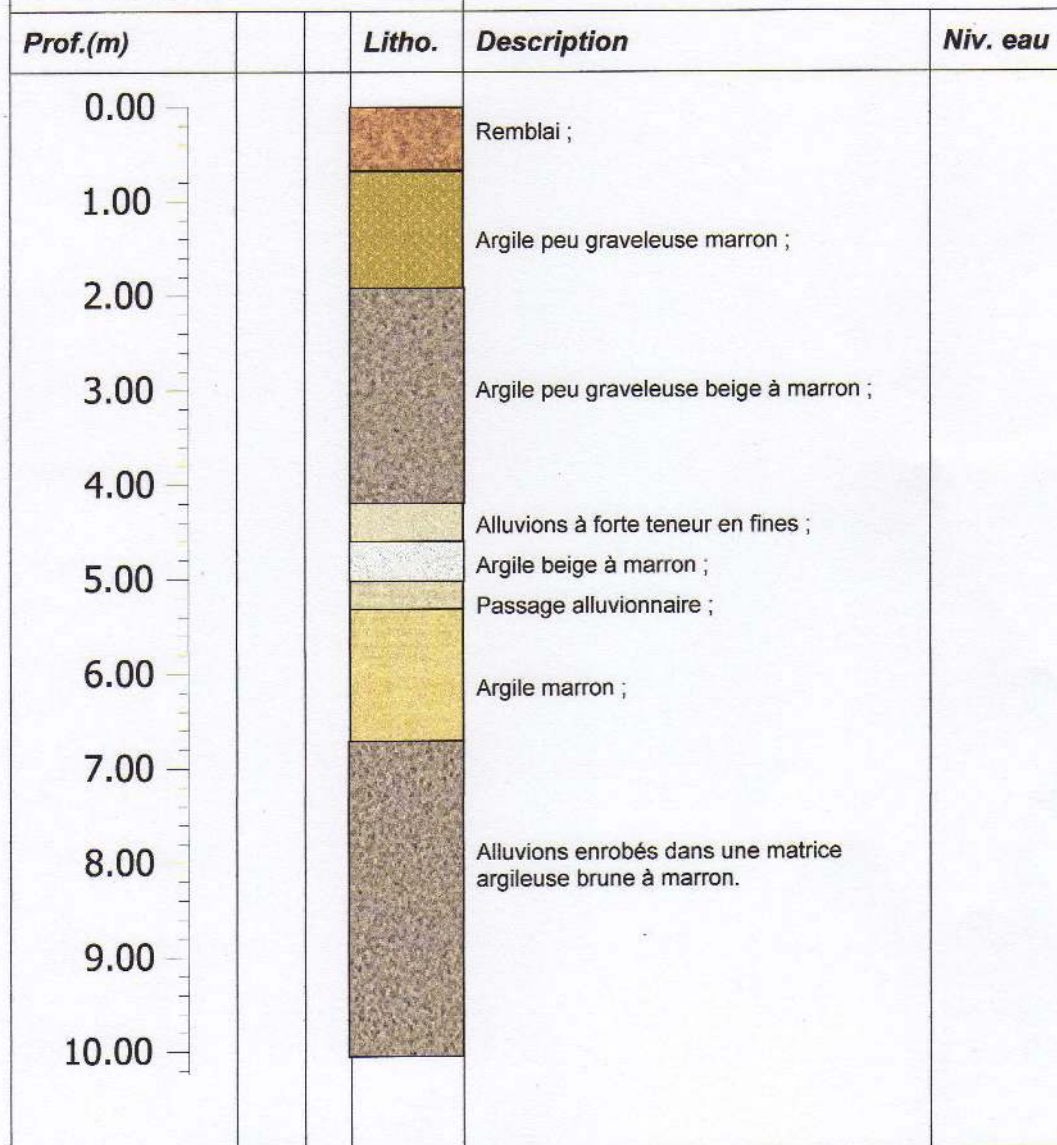
ORGANIGRAMME -VII-**CALCUL DES ARMATURES D'UNE POUTRE SOUMISE A L'EFFORT TRANCHANT**



Projet : Etude de sol du site : " Manège à l'école des équestres, Ouled Yaïch, w. de Blida "

Figure n°03 : Coupe lithologique du sondage carotté SC1

Date : Avril 2012





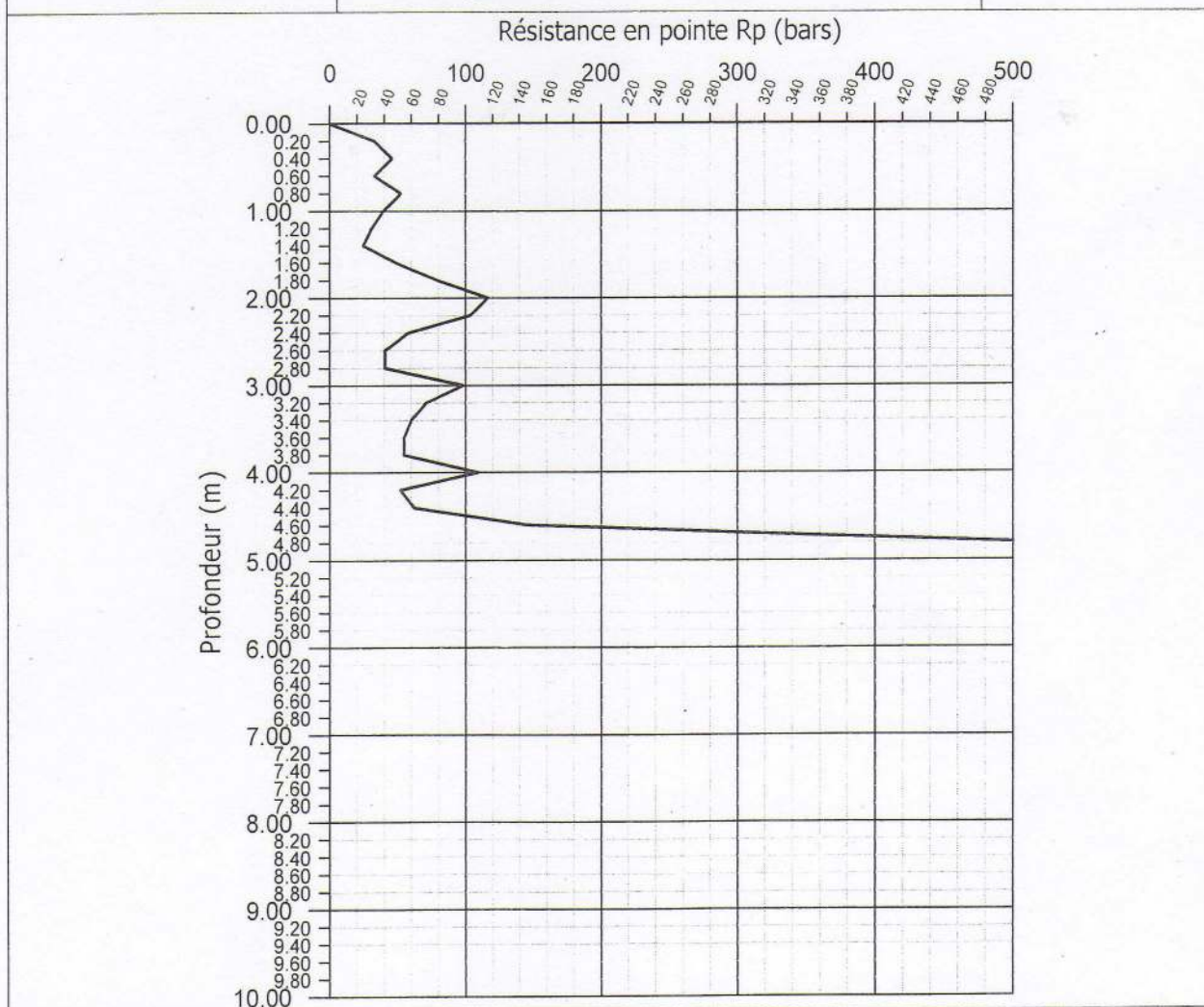
Résultats des essais in-situ
SONDAGE AU PENETROMETRE DYNAMIQUE LOURD

Dossier n° : **G 022/2012**
Lieu du site : **Ouled Yaïch, Blida.**
Projet : **Manège à l'école des équestres**
Maître de l'œuvre : **D.J.S. de Blida.**

Date : **Mars 2012**

Pénétrogramme du sondage n°SP1

Refus: **4,80 m**



GEOTECHNICAL AND
CONSTRUCTION ENGINEERING
LABORATOIRE: SOL & BÉTON



جيو تكنولوجي وهندسة البناء
مختبر التربة وخرسانة

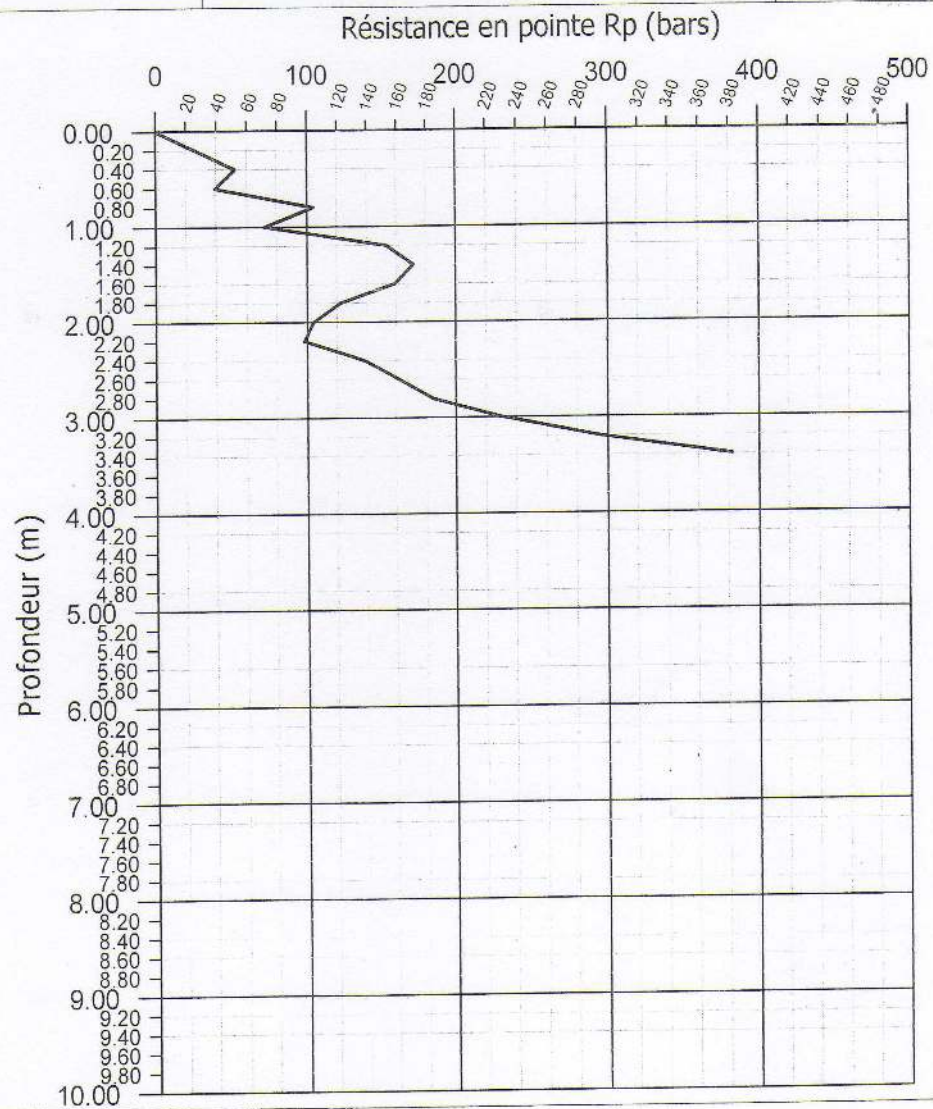
Résultats des essais in-situ
SONDAGE AU PENETROMETRE DYNAMIQUE LOURD

Dossier n° : G 022/2012
Lieu du site : Ouled Yaïch, Blida.
Projet : Manège à l'école des équestres
Maître de l'œuvre: D.J.S. de Blida.

Date : Mars 2012

Pénétragramme du sondage n°SP2

Refus: 3,40 m



**GEOTECHNICAL AND
CONSTRUCTION ENGINEERING**
LABORATOIRE: SOL & BÉTON



جيو تكنولوجي وهندسة البناء
مختبر: تربة وخرسانة

Résultats des essais in-situ

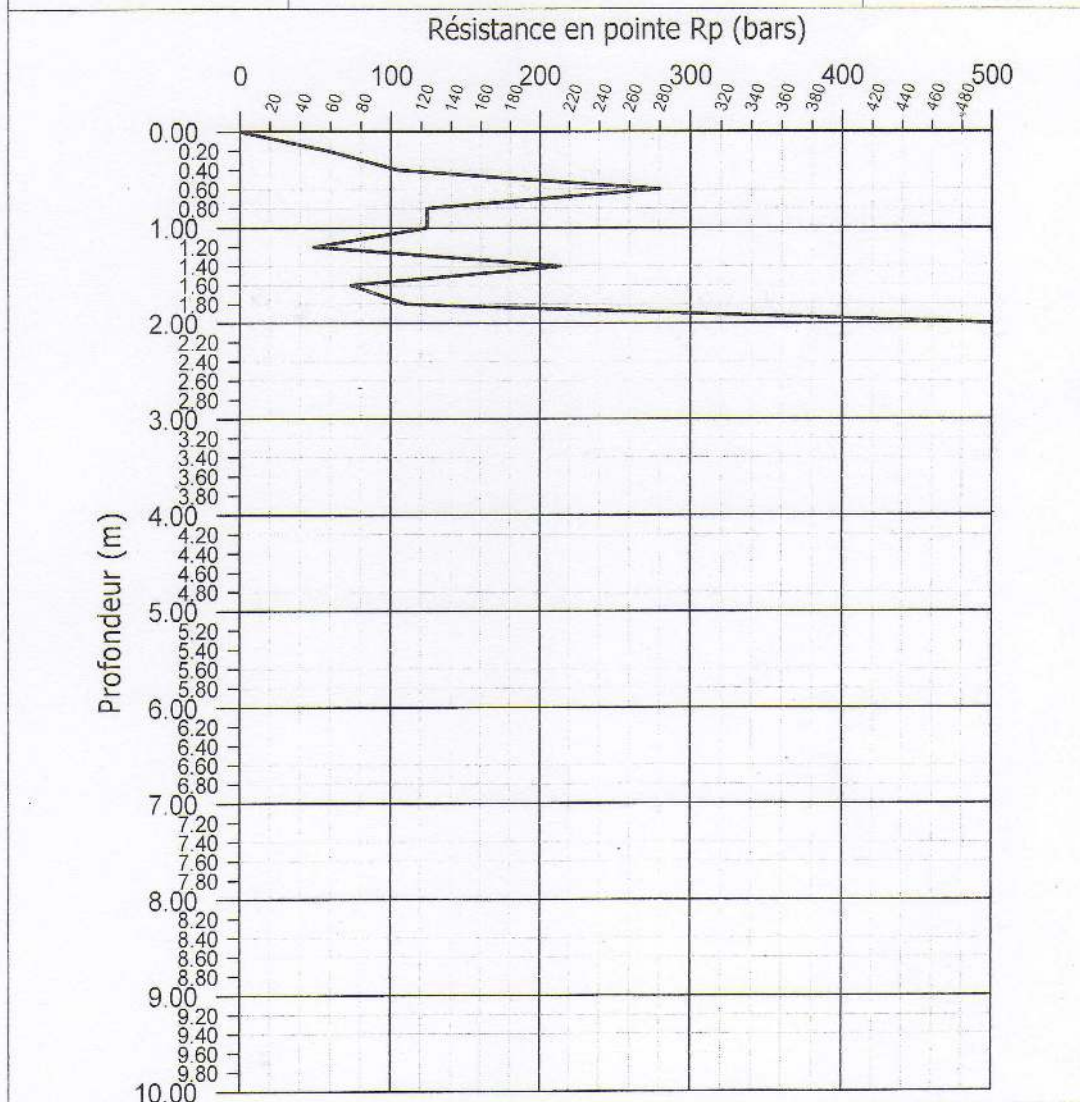
SONDAGE AU PENETROMETRE DYNAMIQUE LOURD

Dossier n° : **G 022/2012**
Lieu du site : **Ouled Yaich, Blida.**
Projet : **Manège à l'école des équestres**
Maître de l'œuvre: **D.J.S. de Blida.**

Date : **Mars 2012**

Pénétragramme du sondage n°SP3

Refus: **2,00 m**



**GEOTECHNICAL AND
CONSTRUCTION ENGINEERING**
LABORATOIRE: SOL & BÉTON



جيو تكنولوجية وهندسة البناء
مخبر: تربة وخرسانة

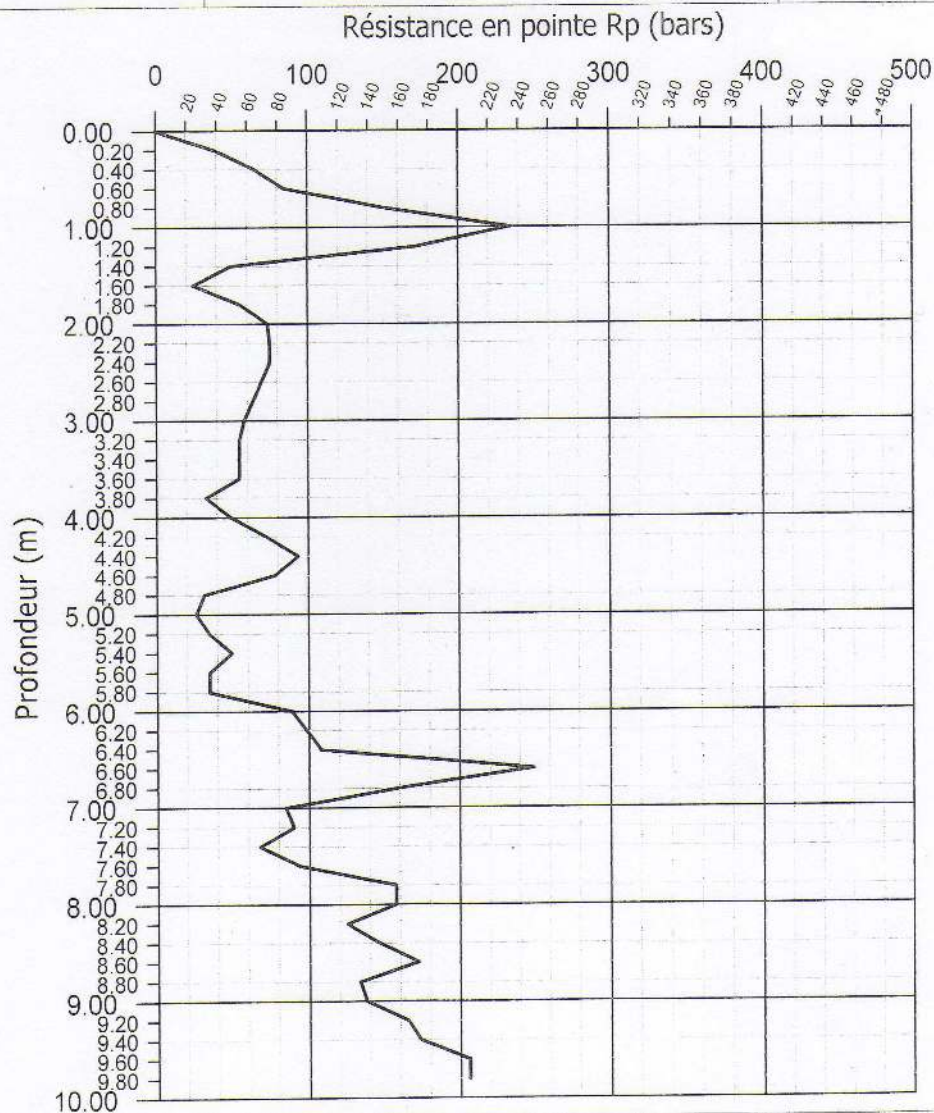
Résultats des essais in-situ
SONDAGE AU PENETROMETRE DYNAMIQUE LOURD

Dossier n° : **G 022/2012**
Lieu du site : **Ouled Yaïch, Blida.**
Projet : **Manège à l'école des équestres**
Maître de l'œuvre: **D.J.S. de Blida.**

Date : **Mars 2012**

Pénétragramme du sondage n°SP4

Refus : /



**GEO TECHNICAL AND
CONSTRUCTION ENGINEERING**
LABORATOIRE: SOL & BÉTON



جيو تكنولوجي و هندسة البناء
مختبر: تربة و خرسانة

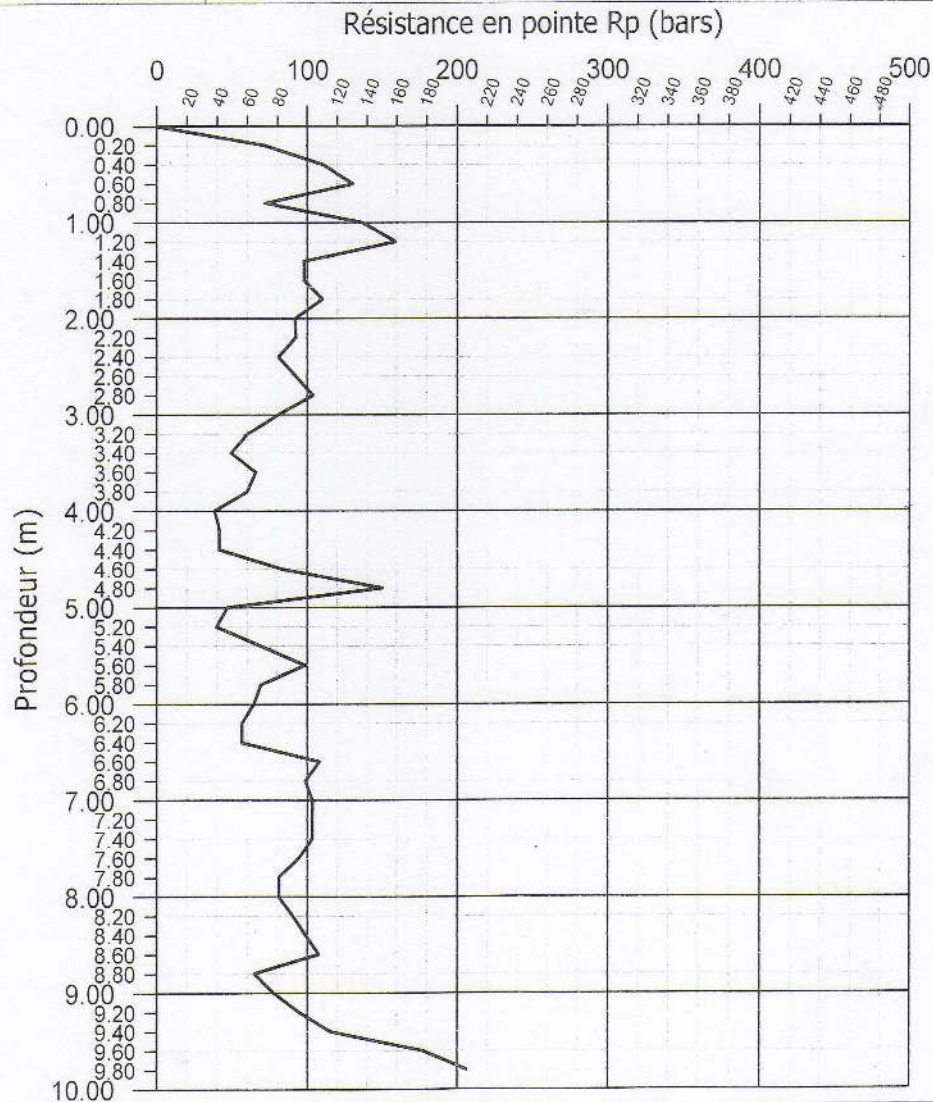
Résultats des essais in-situ
SONDAGE AU PENETROMETRE DYNAMIQUE LOURD

Dossier n° : **G 022/2012**
Lieu du site : **Ouled Yaïch, Blida.**
Projet : **Manège à l'école des équestres**
Maître de l'œuvre: **D.J.S. de Blida.**

Date : **Mars 2012**

Pénétrogramme du sondage n°SP5

Refus: /



GEOTECHNICAL AND
CONSTRUCTION ENGINEERING
LABORATOIRE: SOL & BÉTON



جيو تكنولوجية وهندسة البناء
مختبر: التربة وخرسانة

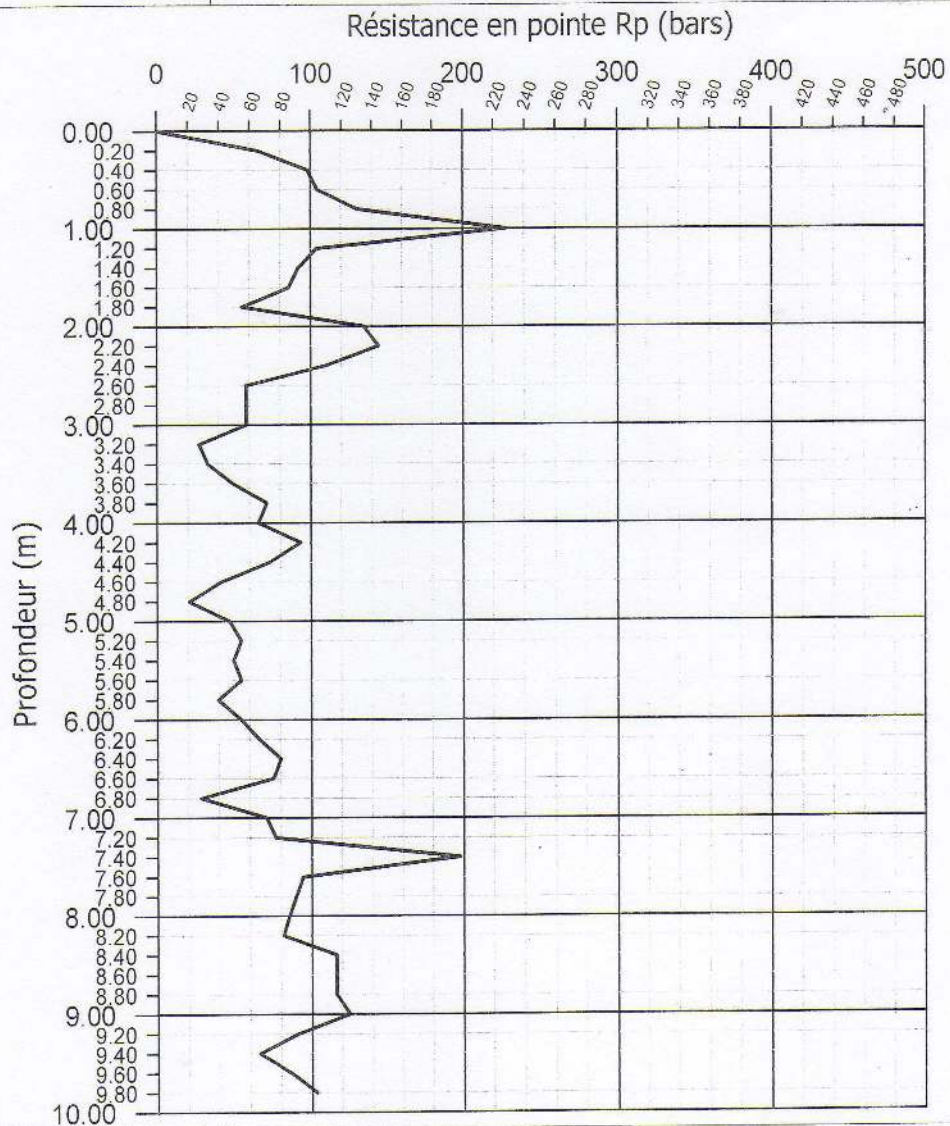
Résultats des essais in-situ
SONDAGE AU PENETROMETRE DYNAMIQUE LOURD

Dossier n° : G 022/2012
Lieu du site : Ouled Yaïch, Blida.
Projet : Manège à l'école des équestres
Maître de l'œuvre: D.J.S. de Blida.

Date : Mars 2012

Pénétragramme du sondage n°SP6

Refus: /



GEOTECHNICAL AND
CONSTRUCTION ENGINEERING

LABORATOIRE: SOL & BÉTON



جيو تكنولوجي و هندسة البناء

مختبر: تربة و خرسانة

Résultats des essais in-situ

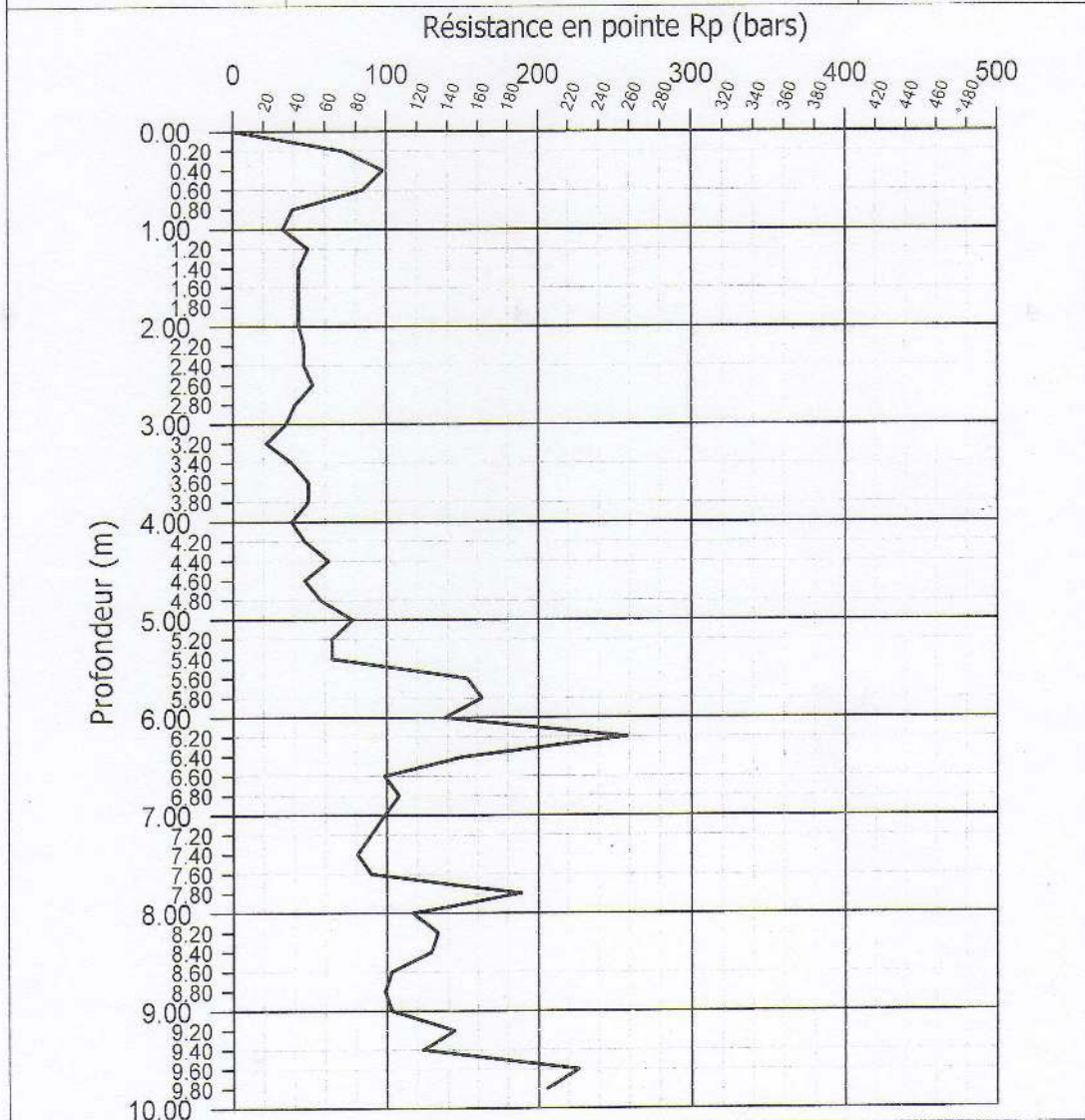
SONDAGE AU PENETROMETRE DYNAMIQUE LOURD

Dossier n° : **G 022/2012**
Lieu du site : **Ouled Yaïch, Blida.**
Projet : **Manège à l'école des équestres**
Maître de l'œuvre: **D.J.S. de Blida.**

Date : **Mars 2012**

Pénétréogramme du sondage n°SP7

Refus: /



**GEOTECHNICAL AND
CONSTRUCTION ENGINEERING**
LABORATOIRE: SOL & BÉTON



جيو تكنولوجي وهندسة البناء
مختبر: تربة وخرسانة

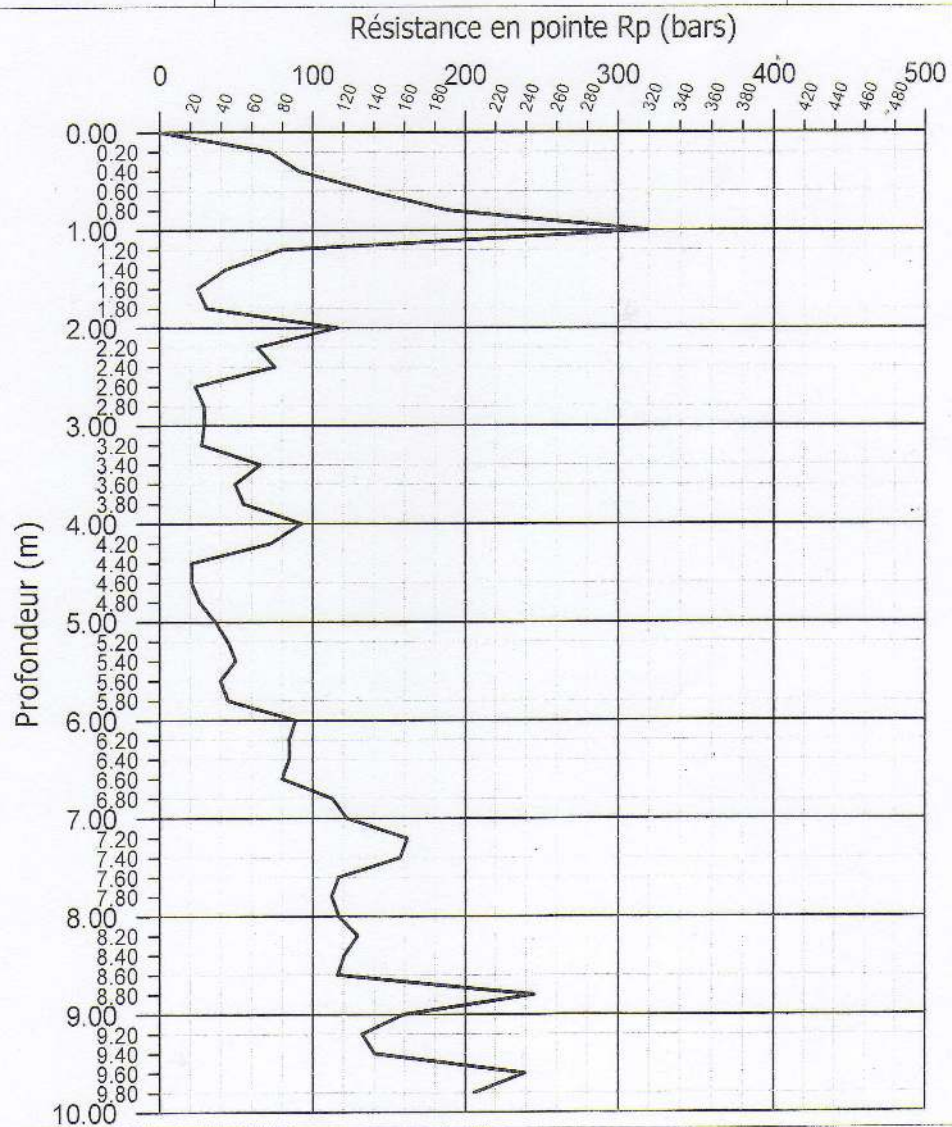
Résultats des essais in-situ
SONDAGE AU PENETROMETRE DYNAMIQUE LOURD

Dossier n° : **G 022/2012**
Lieu du site : **Ouled Yaich, Blida.**
Projet : **Manège à l'école des équestres**
Maître de l'œuvre: **D.J.S. de Blida.**

Date : **Mars 2012**

Pénétragramme du sondage n°SP8

Refus: /



**GEOTECHNICAL AND
CONSTRUCTION ENGINEERING**
LABORATOIRE: SOL & BÉTON



جيو تكنولوجي هندسة البناء
مختبر التربة والحجارة

Résultats des essais de laboratoire
POIDS VOLUMIQUE - TENEUR EN EAU

Dossier n° : G 022/ 2012
Projet : Etude de sol du site " Manège à l'école des équestres, Ouled Yaïch, w. de Blida "
Date : Mai 2012

Sondage	Prof. (m)	γ_d (kN/m ³)	W (%)	W _{sat} (%)	S _r (%)
SC 01	2,25 – 2,60	16,60	13,00	23,20	56,25
	4,70 – 4,85	19,90	10,50	13,21	79,45

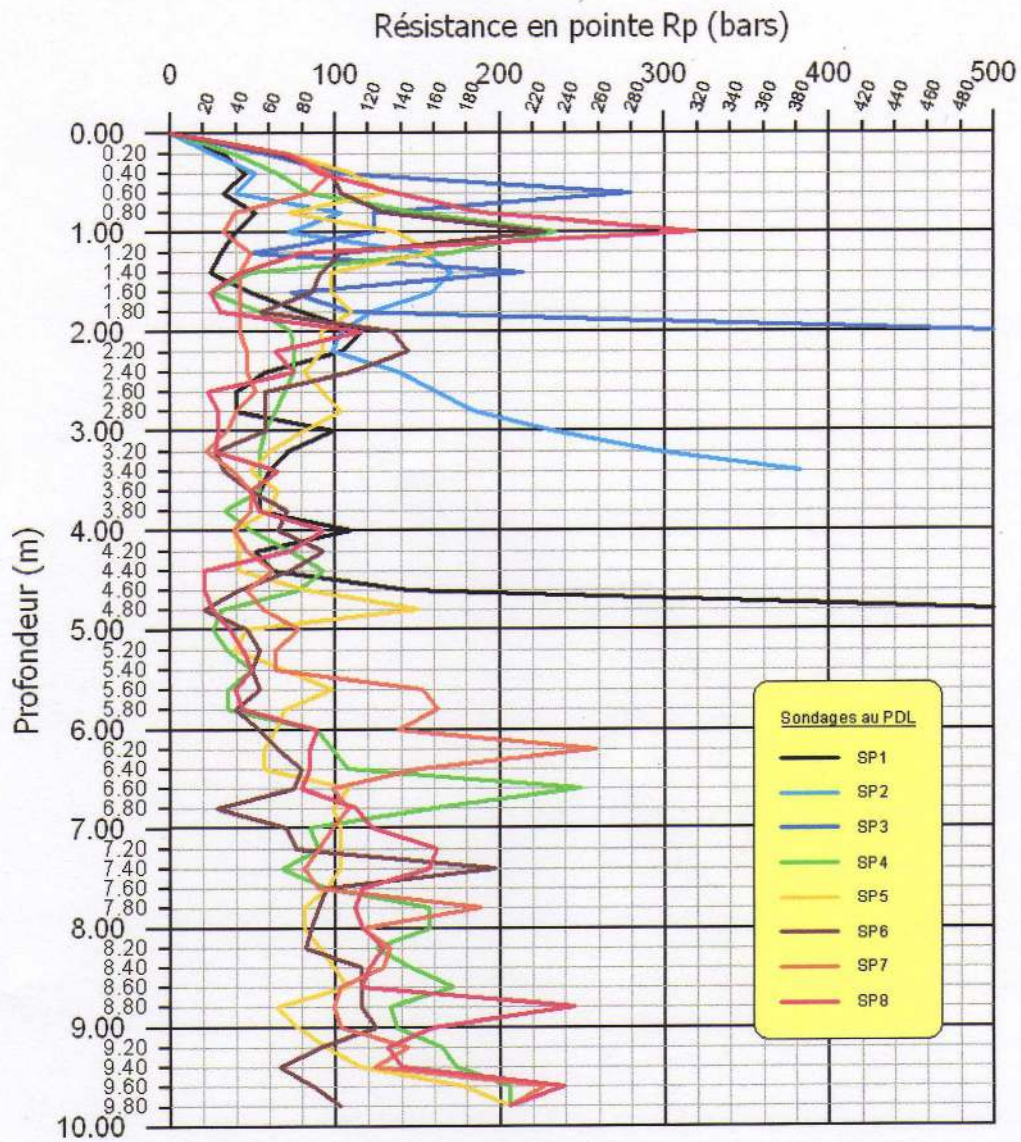


Figure n°09 : Diagrammes pénétrométriques des sondages au P.D.L. réalisés au site étudié.