



وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
جامعة عبد الحميد ابن باديس مستغانم
Université Abdelhamid Ibn Badis de Mostaganem
كلية العلوم والتكنولوجيا
Faculté des Sciences et de la Technologie



Département de Génie Civil & Architecture

N° d'ordre :M...../GC A/2019

Filière : Génie civil

Spécialité : STRUCTURES

Thème

**ETUDE D'UNE TOUR RDC + 17 ETAGES + 3 SOUS-SOLS
AVEC PLANCHERS EN DALLE PLEINE ET VOILES PORTEURS**

Présenté par :

1. BENDERBAL ASMA
2. MOUZAOUI SOUAD

Soutenu le 11/07/2019 , devant le jury composé de :

Président :	BELAS NADIA
Examineur :	BELBECHIR NESRINE
Encadrant :	BELHOUARI FETHI

Année Universitaire : 2018 / 2019

DEDICACE

Un jour quelqu'un m'a dit :

« La journée de fin d'étude n'est pas loin, c'est comme un rêve, sans faire attention tu vas la rejoindre »

Et oui après des années de sacrifice et de travail je suis devant elle, c'est pour cela ce travail est pour moi le plus cher par ce que c'est le fruit de ses dernières.

Par conséquent je dédie ce modeste travail aux personnes qui me sont chères :

Mes parents qui son support moral, à qui nous sommes à jamais redevable que Ce travail soit un témoignage de gratitude envers elle.

*Mon frère **ABED** et mes sœurs **OUMAIMA, SARA, ZAHIYA***

*A toute la famille **BENDERBAL** spécialement **ABESS***

*Et la famille **Amari** spécialement **ABDALLAH , BOUABDALLAH** et **MAHDJOUBA***

*A chère amie **ing.R.SOUAD***

*A mon binôme **SOUAD**, A mes amis intimes spécialement **AICHA AMARIYA , CHAIMA , HOUDA,KAWTHER** et **ALBATAR, AHMED,LAHCEN,MOURAD, MOUSSA, NORINE** et tous mes amis de genie civil a tous qui m'ont connu surtout **KARIME BELMOKRETAR** .*

En fin j'espère que ce travail sera utile à tous ceux qui en auront besoin.

ASMA

DEDICACE

C'est avec un grand respect que je dédie ce travail aux être les plus chères dans ce monde. A ceux qui ont tout fait pour que je réussisse, à ceux qui ont éclairé ma vie avec leurs durables bénédictions.

A toi très chère mère

A toi très cher père

« Dieu vous protège »

*A mes sœur **KHEIRA, RACHIDA, SAMIA** et mes frères **DERWICHE, MANSOR, MOHAMED NASRO***

*A Toute la famille **Mouzaoui***

*A mon binôme **ASMA***

*A monsieur **KARIME BELMOKRETARE***

*ET mademoiselle **Bouchibane Rabha***

*A mes amis intimes spécialement **IMENE NERIMEN RADHIA SOUAD** et tous mes amis de genie civil*

Ainsi qu'à toute ma famille, mes amis et mes collègues.

SOUAD

Remerciements

Nous rendons grâce à Dieu de nous avoir donné le courage, la volonté et la détermination, nécessaire à l'élaboration de notre projet de fin d'études.

Nous tenons à remercier particulièrement Monsieur belhouari fethi, qui nous fait le grand honneur d'avoir nous encadrer, nous avons eu beaucoup de plaisir en travaillant avec lui.

Nous remercions les plus vifs s'adressent aussi aux membres de jury, l'honorable président Monsieur Bourdim sidi mohamed et l'honorable examinatrice Belbachir Nesrine d'avoir accepté d'examiner et dévaluer notre travail.

Nous remercions aussi tous les enseignants et l'administration de Génie civil d'université Abdelhamid ibn badis , plus particulièrement ceux qui m'ont soutenu et conseillé tout au long de mes Cinq années d'étude.

Et nous ne ratons pas l'occasion de remercier ma proche amis ing R. SOUAD et monsieur KARIME BELMOKRETTAR qui nous ont aidés à réaliser ce travail.

Enfin, nous adressons nos plus sincères remerciements à nos chers amis que nous n'avons pas cité et qui nous ont aidé et encouragé pour la réalisation de ce projet.

Résumé

Ce projet de fin d'étude convient de souligner que pour la conception parasismique , il est très important que l'ingénieur civil et l'Architecte travaillant en étroite collaboration dès début du projet pour minimiser toutes les contraintes , et arrivé à une sécurité parasismique réalisée sans surcout important (aspect économique).

Le but de cette étude est de chercher une meilleure configuration de la structure en matière de disposition des voiles en minimisant le nombre de ces dernier à travers de cas étudiés dans cette mémoire , qui ont fourni des résultats cohérents et significatifs.

Nous pouvons dire que cette étude a été un bon exercice pour nous étudier ce projet complet de structure , partant du plan de la batisse jusqu'à la 'aboutissement final de projet en passant par le choix des matériaux, le calcul de divers éléments de la structure .

ملخص

يجب أن يؤكد هذا المشروع النهائي للدراسة على أنه بالنسبة للتصميم الزلزالي ، من المهم جدًا أن يعمل المهندس المدني والمهندس معًا عن قرب منذ بداية المشروع لتقليل جميع القيود وتوصلنا إلى السلامة الزلزالية دون تكلفة إضافية كبيرة (الجانب الاقتصادي)

الغرض من هذه الدراسة هو البحث عن تكوين أفضل للبنية في ماري التخلص من الأشرطة عن طريق تقليل عدد هذه الأخيرة من خلال حالات للدراسة في هذه الذاكرة ، والتي قدمت نتائج متماسكة وهامة

يمكننا القول أن هذه الدراسة كانت تمرينًا جيدًا بالنسبة لنا لدراسة هذا المشروع الكامل للبناء ، بدءًا من خطة المبنى وحتى النتيجة النهائية لمرور المشروع باختيار المواد ، وحساب عنصر من هيكل مختلف

TABLE DES:

- MATIÈRES
- TABLEAUX
- FIGURES

SOMMAIRE

-Introduction.....	01
Chapitre I : présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux	
I – :Présentation	02
I – 1 : Présentation du projet	02
I - 2 :Caractéristiques générales	02
I - 2- 1 : Caractéristiques géométriques.....	02
I - 2-2 : Caractéristique technique	02
I –3 : Caractéristiques mécaniques des matériaux.....	03
I –3 -1 : Le Béton	03
I –3 -2 : Acier.....	05
I –3 -3 : Caractéristiques du sol.....	07
Chapitre II : Pré dimensionnement	
II- :Pré dimensionnement.....	09
II.1- :Pré dimensionnement des poutres	09
II-1-1 : Poutres principale : PP.....	09
II-1-2 : Poutres secondaire : PS.....	09
II-1-3 : Chainage au croisement et chainage périphérique.....	09
II.2- : Pré dimensionnement des planchers.....	10
II.2.1 :Choix du type de plancher.....	10
II.2.2 : Epaisseurs des planchers.....	10
II.2.3 :Descente de charges.....	11
II.2.3.1 : Plancher Etage courant.....	11
II.2.3.2 : Plancher «Terrasse inaccessible »	11
II.2.3.3 : Balcon.....	12
II.2.3.4 : Surcharges d'exploitation.....	12
II.2.4 :Loi de dégression.....	13
II.3 : Pré dimensionnement des voiles.....	14
II.3 : Pré dimensionnement des escaliers.....	16
II.3.1 : Dimensionnement.....	16
II.3.2 : Pré dimensionnement.....	17
II.3.2.1 : Vérification de l'équation de " BLONDEL ".....	17
II.3.2.2 : Détermination de l'épaisseur de la paille.....	17
II.3.2.3 : Angle d'inclinaison de la paille.....	17
II.3.3 : Évaluation des charges et surcharges.....	17
II.3.4 : Calcule du ferrailage	19
Chapitre III :ETUDE SISMIQUE	
III : ETUDE SISMIQUE.....	24
III-1 : Effets d'un séisme	24
III-2 :La méthode statique équivalente.....	24
III -2-1 : Principe de la méthode.....	24
III -2-2 : Condition d'application	24
III -2-3 : Vérification des conditions d'applications	24

III -2-4 : Calcul de la force statique équivalente.....	24
III -2-4-1 : Calcul de la force sismique.....	24
III -2-4-2 Distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur	27
III -3 Méthode dynamique.....	29
III -3-1 Hypothèses de calcul.....	29
III -3-2 Calcul du centre de masse des différentes inerties.....	29
III -3-3. Spectre de réponse de calcul.....	30
Chapitre IV : Justification de la Sécurité	
IV : Justification de la Sécurité.....	32
IV-1 : Introduction.....	32
IV-2 : Vérification vis-à-vis des déformations.....	33
IV-3 : Vérification des résultantes des forces sismiques de calcul.....	33
IV-4 : Vérification de l'effet P-Delta.....	34
Chapitre V : Etude des éléments Structuraux	
V : Etude des éléments Structuraux.....	37
V-1 : Etude des plancher en dalles Pleines.....	37
V-1-1 : introduction.....	37
V-1-2 : Calcul et vérification des sollicitations des dalles Pleines.....	37
V-1-2-1 : déformation, Moment et efforts Tranchants des dalles pleines du plancher haut Sous-sol	37
V-1-2-2 : Calcul du ferrailage des dalles pleines.....	44
V-1-2-3 : ferrailage finale des deux types de planchers	46
V-1-3 Vérification de la flèche	47
V-1-4 : Vérification du poinçonnement.....	47
V-2 : Etude des Voiles	49
V-2-1 : Introduction.....	49
V-2-2 Ferrailage de trumeaux.....	49
V-2-3 Méthode de calcul.....	49
V-2-4 Descriptions relatives aux armatures des voiles.....	50
V.2.5 Vérification à l'effort tranchant et ferrailage minimal	51
V.2.6 Exemple de calcul des trumeaux	52
V.2.6.1-calcul du ferrailage vertical du voile.....	53
V.2.6.2Calcul du ferrailage	68
V.2.7 : Récapitulatif des armatures des voiles	69
V-3 : Etude des poutres.....	71
V.3.1- Introduction.....	71
V.3.4 Présentation de la méthode de calcul	71
V.3.2- Les sollicitations.....	73
V.3.1- Le ferrailage d'une poutre	73
V.3.1.1-Poutre principale section (35x75)	73
V.3.1.2-Poutre secondaire section (35×40) cm ²	73
Chapitre VI :Etude des fondation	
VI. ÉTUDE DE L'INFRASTRUCTURE.....	86
VI.1-Introduction.....	86

VI.2-Etude du radier.....	86
VI.2.1-Pré dimensionnement du radier.....	86
VI.2.2-Vérification du radier	88
VI.2.2.1-Vérification à l'effet de sous pression.....	88
VI.2.2.2- Vérification de non poinçonnement.....	89
VI.2.3 Détermination des sollicitations.....	89
VI.2.4 Vérification des contraintes sous radier.....	90
VI.2.5 Ferrailage du radier	91
VI.2.6 Ferrailage des nervures.....	97
VI.3-Étude du voile périphérique de soutènement.....	102
Conclusion.....	108

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre I : présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux

Tableau I. 1: récapitulatif des Valeurs de la limite d'élasticité garantie f_e05

Tableau I.2 : Tableau les différentes couches des sondages.....07

Chapitre II : Pré dimensionnement

Tableau II. 1 : Tableau récapitulatif des sections des poutres.....10

Chapitre III : ETUDE SISMIQUE

Tableau III.1 Tableau récapitulatif des facteurs de qualités.....25

Tableau III.2 Tableau récapitulatif des poids de chaque étage.....26

Tableau III.3 : Période et facteur de participation massique.....27

Tableau III.4 : Comparaison entre la période dynamique et la période empirique.....28

Tableau III. 5 Tableaux récapitulatifs des centres de gravité.....30

Tableau III. 6 Tableaux récapitulatifs de comparaisant des forces statiques et dynamiques.....31

Chapitre IV : Justification de la Sécurité

Tableau IV.1 : Tableaux des déplacements totaux et inter étages.....33

Tableau IV.2: Tableaux récapitulatifs de comparaisant des forces statiques et dynamiques...34

Tableau IV.3 : Tableaux récapitulatifs de l'effet P-Delta dans chaque étage (sens XX).....35

Tableau IV.4 : Tableaux récapitulatifs de l'effet P-Delta dans chaque étage (sens YY).....36

Chapitre V : Etude des éléments Structuraux

Tableau V-1 :Tableau récapitulatif des sollicitations maximales.....46

Tableau V-2: Tableaux récapitulatifs du ferrailage des planchers.....46

Tableau V.2 : sollicitations maximales des voiles W_{24} et efforts correspondants.....52

Tableau.V.4 : Poutre principale $(35 \times 75) \text{cm}^2$ 73

Tableau.V.5 : Poutre secondaire $(35 \times 40) \text{cm}^2$ 73

Tableau.V.6 : Ferrailage des poutres principale et poutre secondaire.....84

Chapitre VI Etude des fondation

Tableau VI.1 : Tableau récapitulatif pour les différentes sollicitations.....96

Tableau VI.2 : les efforts agissent sur le radier générale.....96

Tableau VI.3 : ferrailage du radier générale.....96

Tableau VI.4 : sollicitations des nervures.....98

Tableau VI.5 : ferrailage des nervures.....99

Tableau VI.6 : Données et résultats de calcul de l'effort tranchant (utilisation d'un programme en Excel).....100

Tableau VI.7 : Efforts et ferrailage du débord.....102

LISTE DES FIGURES :

Chapitre I : présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux

Fig.I.1 Coupe transversale d'un mur	03
Fig.I.2.Diagramme parabole-rectangle(béton).....	04
Fig.I.3.Diagramme parabole-rectangle(béton).....	06

Chapitre II : Pré dimensionnement

Fig II. 1 Poutre PP.....	09
Fig II. 2 Poutre PP.....	09
Fig II. 3 Poutre PS.....	09
Fig II.4 chainage au croisement.....	10
Fig. II.5: Dimensions d'une dalle pleine.....	10
Fig.II.06 : Coupe transversale d'une dalle pleine.....	11
Fig.II.06: Coupe transversale du plancher terrasse inaccessible	11
Fig.II.08 : Coupe transversale du balcon.....	12
Fig.II.9 Schéma de la loi de dégression.....	13
Fig II.10 Coupe du voile.....	14
Fig II.11 : poteaux voiles.....	15
Fig II.12 : Vue en plan d'escalier.....	16
Fig II.13: schéma statique.....	16
Fig II.14: Sollicitation a' l'état limite ultime de résistance.....	18
Fig II.15 : Représentation le diagramme des moments	18
Fig II .16 Sollicitation a' l'état limite de service.....	19
Fig II.17: Représentation le diagramme des moments.....	19
Fig II.18 : section de calcul.....	20

Fig II.19 ferrailage de l'escalier en travée.....	20
Fig II. 20 ferrailage de l'escalier sur appui.....	22
Fig II.21: ferrailage finale de l'escalier.....	24

Chapitre III :Etude sismique

Fig III.1 : spectre de réponse	29
---	-----------

Chapitre IV : Justification de la Sécurité

Fig IV.1 : justifications nécessaires pour la sécurité des ouvrages.....	32
---	-----------

Chapitre V : Etude des éléments Structuraux

Fig.V.1 : la dalle plein plus sollicitée.....	37
--	-----------

Fig.V.2 : Schéma du Plancher Haut Sous	
/Sol.....	38
Fig.V.3 : Déformation du Plancher sous la charge	
Permanente.....	38
Fig.V.4 : Schéma des Moments en ELU suivant L'Axe (X-X) du Plancher Haut Sous /Sol	
	39
Fig.V.5 : Schéma de Diagramme des Moment en ELU suivant L'Axe (X-X) du Plancher Haut Sous /Sol	
.....	39
Fig.V.6 : Schéma de Diagramme des efforts tranchants en ELU suivant L'Axe (X-X) du Plancher Haut Sous /Sol	
.....	40
Fig.V.7 : Schéma des Moment en ELU suivant L'Axe (Y-Y) du Plancher Haut Sous /Sol	
.....	40
Fig.V.8 : Schéma de Diagramme des Moment en ELU suivant L'Axe (Y-Y) du Plancher Haut Sous /Sol	
.....	41
Fig.V.9 : Schéma des Moment en ELS suivant L'Axe (X-X) du Plancher Haut Sous /Sol	
.....	41
Fig.V.10 : Schéma de Diagramme des moments en ELS suivant L'Axe (X-X) du Plancher Haut Sous /Sol	
.....	42
Fig.V.11 : Schéma de Diagramme des efforts tranchants en ELS suivant L'Axe (X-X) du Plancher Haut Sous /Sol	
.....	42
Fig.V.12 : Schéma de Diagramme des Moment en ELS suivant L'Axe (Y-Y) du Plancher Haut Sous /Sol	
.....	43
Fig.V.13 : Schéma de Diagramme des efforts tranchants en ELS suivant L'Axe (Y-Y) du Plancher Haut Sous /Sol	
.....	43
Fig.V.14: Figure des donnees de calcul du Plancher Haut Sous /Sol au niveau des appuis et Travées - Directions Axe (X-X)	
.....	44
Fig.V.15 : Schéma du ferrailage du Plancher Haut Sous /Sol au niveau des Appuis et Travées - Directions Axe (X-X)	
.....	44
Fig.V.16 : Figure des donnees de calcul du Plancher Haut Sous /Sol au niveau des appuis et Travées - Directions Axe (Y-Y)	
.....	45
Fig.V.17 : Schéma du ferrailage du Plancher Haut Sous /Sol au niveau des Appuis et Travées - Directions Axe (Y-Y)	
.....	47
Fig.V.18 : Déformation du Plancher sous la combinaison 1.35G+1.5P	
.....	47
Fig.V.19 :schema de ferrailage de la dalle pleine	
.....	48
Fig.V.19 Disposition des armatures verticales dans les voiles	
.....	51
Fig.V.20 Données de calcul du 1^{er} cas	
.....	53
Fig.V.21 Résultats du 1^{er} cas (en dessin)	
.....	54
Fig.V.22.Données de calcul du 2^{em} cas	
.....	56
Fig.V.23. Résultats du 2^{em} cas (en dessin)	
.....	57

Fig.V.24 Données de calcul du 3^{em} cas.....	59
Fig.V.25 Résultats du 3^{em} cas (en dessin).....	62
Fig.V.26 Données de calcul du 4^{em} cas	62
Fig.V.27 Résultats du 4^{em} cas (en dessin)	63
Fig.V.28 Données de calcul du 5^{er} cas.....	65
Fig.V.29 Résultats du 5^{em} cas (en dessin).....	66
Fig.V.30 La sollicitation de calcul d'un voile	68
Fig.V.31. Schémas de ferrailage.....	70
Fig.V.31 données de calcul des armatures en travée.....	74
Fig.V.32 Résultats (travée) (en dessin).....	75
Fig.V.33 Résultats (en travée).....	76
Fig.V.34 données de calcul des armatures en appuis78
Fig.V.35 Résultats (sur appuis) (en dessin).....	79
Fig.V.36 Résultats (sur appuis).....	80
Fig V.37: Ferrailage de la poutre principale (35x75).....	85
Fig V.38: Ferrailage de la poutre secondaire (35x40).....	86

Chapitre VI : Etude des fondation

Fig.VI.1: schéma statique du débord.....	87
Fig.VI.2: Dimensions du radier.....	88
Fig.VI.3: Ancrage du radier.....	89
Fig.VI.4 Moments M_{xx}	92
Fig.VI.5 Moments M_{yy}	92
Fig.VI.6 Données de calcul pour des armatures filantes.....	93
Fig.VI.7 Moment résistant pour des armatures filantes.....	93
Fig.VI.8 Moment M_{xx} (position des chapeaux).....	94
Fig.VI.9 Moment M_{yy} (position des chapeaux).....	94
Fig.VI.10 Données de calcul pour des armatures.....	95
Fig.VI.11 Moment résistant pour des armatures.....	95
Fig.VI.12: Croquis de ferrailage du radier générale dans les deux senses.....	97
Fig.VI.13 : Schéma des Moment en ELU suivant L'Axe (X-X) des Nervures (50x150) cm ²	97
Fig.VI.14 : Schéma des efforts tranchants en ELU suivant L'Axe(X-X)des Nervures (50x150)cm ²	98
Fig.VI.15 : Schéma de ferrailage des poutres (nervure).....	101
Fig.VI.16: Croquis de ferrailage du débord.....	102
Fig.VI.17 Schéma des charges appliquées sur le voile périphérique	103
Fig.VI.18. Moment M_{11} au niveau des voiles de soutènement à l'ELU.....	104
Fig.VI.19 Moment M_{yy} au niveau des voiles de soutènement à l'ELU.....	104
Fig.VI.20 Moment M_{xx} au niveau des voiles de soutènement à l'ELS	105
Fig.VI.21. Moment M_{yy} au niveau des voiles de soutènement à l'ELS.....	105
Fig.VI.22 données pour le calcul des armatures du voile de soutènement.....	106
Fig.VI.23 résultats pour le calcul des armatures du voile de soutènement.....	107
Fig.VI.24 :ferrailage des voiles au niveau de s/sol.....	107

Principales notations utilisées

A : coefficient d'accélération de zone
Aa : section d'armature en appui
A_l : section d'armature longitudinale
A_{min} : section d'armature minimale déterminée par les règlements
Ar : section d'armature de répartition
A_{ser} : section d'armature d'état limite de service
At : section d'armature de travée ou transversale
A_u : section d'armature d'état limite ultime de résistance
A_x : section d'armature du sens x-x
A_y : section d'armature du sens y-y
A' : section d'armature comprimée
A₁ : section de l'armature la plus tendue ou la moins comprimée
A₂ : section de l'armature la moins tendue ou la plus comprimée
Br : section réduite du béton
Cp : facteur de force horizontale
Cs : coefficient de sécurité
Cr : charge de rupture
Crn : charge de rupture minimale nécessaire
D : coefficient d'amplification dynamique
E : module de déformation longitudinale
E_{ij} : module de déformation longitudinale instantanée
E_{iv} : module de déformation longitudinale différée
G : action permanente
H : hauteur
HA : armature à haute adhérence
I : moment d'inertie
I_f : moment d'inertie fictif
J : action permanente avant mise en place des cloisons
L : longueur
Le : longueur en élévation
Ln : entre axe des nervures
Lp : longueur en plan
M : moment fléchissant
Ma : moment fléchissant en appui
Mc : moment fléchissant en centre ; masse de la cabine ; moment de la console
Md : moment fléchissant de la droite
Me : masse du câble ; moment au centre de la section
Mf : moment fléchissant totale
Mg : moment fléchissant sous charge permanente ; masse du treuil ; moment dû au garde corps
Mj : moment fléchissant sous charge permanente avant mise en place des cloisons

M_l : masse linéaire
 M_{ser} : moment fléchissant d'état limite de service
 M_t : moment fléchissant de travée
 M_u : moment fléchissant d'état limite ultime de résistance
 M_w : moment fléchissant de la gauche
 M_x : moment fléchissant du sens x-x
 M_y : moment fléchissant du sens y-y
 M_0 : moment de flexion d'une poutre simplement appuyée
 M_1 : moment par rapport aux armatures tendues ; coefficient de Pigeaud
 M_2 : coefficient de Pigeaud
 M_{22} : moment suivant le sens 2-2
 M_{33} : moment suivant le sens 3-3
 N : effort normal
 N_e : effort normal au centre de la section
 N_{pp} : effort normal dû au poids des poutres principales
 N_{ps} : effort normal dû au poids des poutres secondaires
 N_{ser} : effort normal d'état limite de service
 N_u : effort normal d'état limite ultime de résistance
 P : poids propre ; périmètre
 P_r : poids propre du radier
 Q : action variable quelconque ; facteur de qualité
 R : rayon ; coefficient de comportement de la structure
 S : surface
 S_r : surface du radier
 T : effort tranchant
 T_x : période fondamentale dans le sens x-x
 T_y : période fondamentale dans le sens y-y
 U_c : périmètre du contour
 V : action sismique ; effort horizontal
 V_t : effort sismique à la base de la structure
 W : poids total de la structure
 W_p : poids de l'élément en considération.
 a : longueur ; distance ; dimension
 b : largeur
 b_0 : largeur de la nervure
 b_1 : largeur de poteau
 c : enrobage
 d : hauteur utile ;
 e : excentricité ; espacement
 e_a : excentricité additionnelle
 f : flèche
 f_c : contrainte caractéristique du béton à la compression
 f_e : limite élastique d'acier
 f_t : contrainte caractéristique du béton à la traction
 g : giron de la marche
 h : hauteur
 h_c : hauteur du corps creux
 h_d : hauteur de la dalle

h_e : hauteur libre
 h_{moy} : hauteur moyenne
 h_t : hauteur totale
 h' : hauteur de la zone nodale
 h_1 : hauteur du poteau
 i : rayon de giration
 j : nombre des jours
 l : longueur ; distance
 l_f : longueur de flambement
 l_x : la petite dimension du panneau de la dalle
 l_y : la grande dimension du panneau de la dalle
 l' : longueur de la zone nodale
 l_0 : longueur libre
 q_b : charge linéaire induite par les marches
 q_{eq} : charge linéaire équivalente
 q_l : charge linéaire
 q_{ser} : charge linéaire d'état limite de service
 q_u : charge linéaire d'état limite ultime de résistance
 q_p : charge linéaire du palier
 s : espacement
 t : espacement ; période
 x : abscisse
 y : ordonnée
 y_1 : ordonnée du centre de gravité de la section homogène
 α : Angle, coefficient sans dimension
 γ : Coefficient partiel de sécurité, rapport des moments
 β : Coefficient sans dimension, coefficient de pondération
 ε : Coefficient de réponse
 η : Coefficient de fissuration relatif, facteur de correction d'amortissement
 θ : Déviation angulaire, coefficient sans dimension, coefficient globale dépendant du type de construction
 λ : Élancement mécanique d'un élément comprimé, coefficient sans dimension, rapport des dimensions
 μ : Moment réduit
 ν : Coefficient de poisson
 ρ : Rapport de deux dimensions
 σ : contrainte de béton ou d'acier
 τ : Contrainte tangentielle ou de cisaillement
 ψ : Coefficient de pondération
 ξ : Pourcentage d'amortissement critique
 δ : Coefficient de réduction, espacement des armatures transversales, déplacement
 Σ : Sommation
 ϕ : Diamètre d'armature transversale ou treillis soudés

INTRODUCTION

Introduction générale :

L'aboutissement d'un projet de construction d'ouvrage de génie civil en général est le fruit d'un long travail fait par une équipe pluridisciplinaire ayant des domaines de compétences assez variés. Le rôle de l'ingénieur dans cette équipe est de concevoir, d'analyser et de dimensionner les différents éléments porteurs de l'ouvrage ainsi que d'assurer sa fonctionnalité, sa résistance mécanique pendant la durée d'exploitation tout en réduisant le plus possible le coût financier de son édification.

A partir des plans fournis par le bureau d'architecture, il sera procédé à une bonne répartition des différents éléments porteurs de la tour tout en tenant compte des contraintes mécaniques et des conditions d'utilisation de l'ouvrage.

A cet effet, et à travers le monde, on a mis au point des règlements visant à mieux concevoir les constructions en zones sismiques et à réaliser des structures sûres et durables. Ces règlements sont le fruit de longues années d'expériences et de recherche approfondie, dont le but est d'offrir un seuil de sécurité qui permettra de protéger les vies humaines et de limiter les dommages lors des secousses sismiques.

En Algérie les expériences vécues, depuis le séisme dévastateur d'El Asnam en 1980 jusqu'au séisme de Boumerdes en 2003 qui a fait des milliers de victimes a contraint les pouvoirs publics à instruire les experts du génie civil afin d'élaborer un règlement parasismique rigoureux tenant compte de la vulnérabilité sismique des régions nordiques en particulier le littoral dont l'activité sismique est prouvée.

Dans le présent travail nous présenterons l'étude détaillée d'une tour R+17+3 sous-sols L'étude de ce projet est structurée en plusieurs parties :

- La première consiste en une présentation complète du bâtiment : définition des différents éléments, choix des matériaux
- Dans La deuxième partie du projet nous avons procédé au pré dimensionnement des éléments structuraux et non structuraux de la structure suivie du calcul des éléments secondaires (planchers, acrotère, escalier....)
- L'étude dynamique du bâtiment fait l'objet de la troisième partie. L'étude du bâtiment sera faite par l'analyse du modèle de la structure en 3D sur le logiciel de calcul ETABS. L'étude sismique nous permettra d'aborder le calcul des éléments structuraux, poutres et voiles) après exploitation des résultats donnés par ETABS
- Enfin, nous terminerons notre étude par l'étude de l'infrastructure .

L'étude de notre projet est faite conformément aux règlements actuellement en vigueur dans notre pays:

- BAEL 91/version 99, CBA 93 (calcul des éléments en béton armé).
- RPA 99/version 2003 (règlements sismiques).
- DTR B.C2.2 (charges et surcharges applique sur la structure).

CHAPITRE I

PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE ET
CARACTÉRISTIQUES DES MATÉRIAUX

I –Présentation

I - 1 Présentation du projet :

Dans le cadre de notre projet de fin d'étude, il nous a été confié l'étude d'une tour **composée de 03 sous-sols, Rez-de-chaussée et 17 étages à usage d'habitation.**

- Ce projet sera implanté a AVENU MEKKI KHALIFA LES PALMIERS_ORAN_ lotissement 44 lots, lot N°19 ; classée zone de moyenne sismique (zone IIa), selon le règlement parasismique Algérien (RPA_99 version 2003).

- Les trois sous-sols de notre bâtiment sont des parkings, le rez-de-chaussée et les autres niveaux sont à usage d'habitation.

- Le contreventement de ce bâtiment est assuré par des poteaux_ voiles et noyau voiles, ce qui donne au bâtiment une grande rigidité et une bonne résistance vis-à-vis des forces horizontales (la force sismique, le vent), et le bon fonctionnement de portance et de résistance aux charges verticales.

I - 2 Caractéristiques générales :

I - 2- 1 Caractéristiques géométriques :

-La structure présente des décrochements en élévation.

-La Hauteur d'étages courant :..... **$h_{ec}=2.89m$** .

-La Hauteur de RDC :..... **$h_{rdc}=3.74m$** .

-La Profondeur des sous-sols..... **$h_{ss1}=3.06m$**

- La Profondeur des sous-sols..... **$h_{ss2}=h_{ss3}=2.38m$**

-La Hauteur totale du bâtiment **$h_T=63.58m$**

- Les dimensions en plan du bâtiment :

- La largeur du bâtiment : **32.20 m.**
- longueur du bâtiment : **21.70 m.**

I - 2-2 Caractéristique technique :

Selon l'article 2.5.4 du RPA99 (version 2003) les ouvrage doivent en général comporter :

- **les Plancher** :les planchers de tous les niveaux sont en dalle pleine.

- **lesVoiles** : les voiles sont en béton armé continu sur toute la hauteur du bâtiment.

- **lesEscaliers** : les escaliers sont droits à deux volées avec un palier de repos en béton armé au droit de chaque niveau.

- **Les cages d'ascenseurs** : le bâtiment est dote de deux cages d'ascenseurs réalisées en béton arme.

-**L'acrotère** : le bloc a une terrasse inaccessible ; La hauteur de l'acrotère est de 1.00m, exécute en béton armé.

- **Les Façades** :

- **Murs extérieurs** : Les murs extérieurs sont constitués de maçonnerie en doubles parois exécutées en briques creuses dont l'épaisseur est égale à 30 cm.

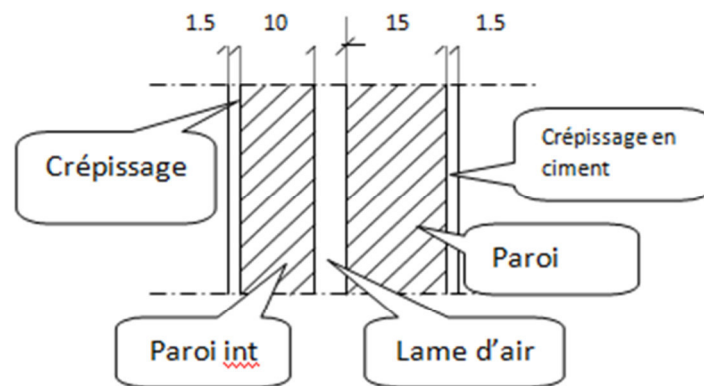


Fig.I.1 Coupe transversale d'un mur

- **Murs intérieurs :** seront composés de murs en briques creuses de 10 cm d'épaisseur. Les parois seront couvertes d'une couche d'enduit en mortier de ciment 1.5cm d'épaisseur.

-Les revêtements :

- Carrelage : **2cm**.
- Enduit ciment de **1.5cm** d'épaisseur à l'extérieur et de **1.5cm** à l'intérieur.

I-3 Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Les matériaux retenus doivent présenter les caractéristiques exigées par le B.A.E.L et le règlement Algérien.

I-3 -1 Le Béton :

Le béton est constitué par un mélange intime de matériaux inertes, appelés "granulats" (sables, graviers, pierres cassées...) avec du ciment et de l'eau. Grâce à réaction du ciment, le mélange ainsi obtenu, appelé "béton frais", commence à durcir après quelques heures et acquiert progressivement ses caractères de résistance.

Le dosage utilisé dans la construction et les proportions de matériaux dans 1 m³ de béton est :

- Ciment (C.P.J 325) dosé à 350 Kg/m³.
- 800 litre de graviers ($D_g \leq 25$ mm).
- 400 litre de sable ($D_s \leq 0.5$ mm).
- **ista** 160 à 180 litre d'eau, elle doit être propre et sans matières organiques.

a-Résistance à la compression :

Pour l'établissement des projets, dans les cas courants, un béton est défini par une valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, dite valeur caractéristique requise (ou spécifiée). Celle-ci, notée f_{c28} est choisie a priori, compte tenu des possibilités locales; et des régions de contrôle qui permettent de vérifier qu'elle est atteinte..

Pour notre projet, il a été choisi de travailler avec $f_{c28} = 25$ MPa (béton à usage courant)

Pour un béton d'âge inférieur à 28 jours, la résistance à la compression peut être obtenue par la formule suivante :

$$F_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} \times f_{c28} \quad \text{Pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa.}$$

Avec : $j \leq 28$ jours

Poids volumique du béton : $\gamma_{\text{béton}} = 25 \text{ KN/m}^3$

Coefficient de poisson :

Pour le calcul des éléments bidimensionnels (dalles, coques...), on prendra :

* $\nu = 0 \Rightarrow$ états limites ultimes (béton fissuré).

* $\nu = 0,2 \Rightarrow$ états limites de service (béton non fissuré).

b-Résistance à la traction :

La résistance caractéristique à la traction d'un béton est donnée par la formule :

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} \Rightarrow f_{t28} = 0,6 + 0,06.(25) \Rightarrow f_{t28} = 2,1 \text{ MPa.}$$

Cette formule étant valable pour les valeurs de : $f_{c_j} \leq 60 \text{ MPa}$.

-Contraintes limites de compression :

La contrainte limite ultime du béton comprimé est donnée par :

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

Avec γ_b : coefficient de sécurité.

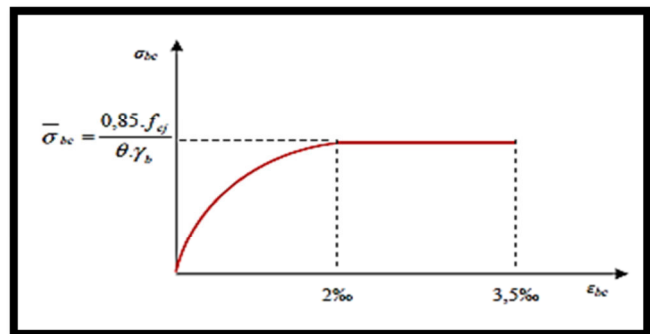


Fig.I. 2. Diagramme parabo-rectangle (béton).

γ_b $\left\{ \begin{array}{l} 1,15 \text{ pour la situation accidentelle (SA).} \\ 1,5 \text{ pour la situation durable et transitoire (SDT).} \end{array} \right.$

- Le coefficient θ est fixé à 1 lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'actions considérée est supérieure à 24 h, à 0,9 lorsque cette durée est comprise entre 1h et 24h, et à 0,85 lorsqu'elle est inférieure à 1h.

$$\checkmark \sigma_{bc} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,2 \text{ MPa (situations durables et transitoires)}$$

$$\checkmark \sigma_{bc} = \frac{0,85 \times 25}{1,15} = 18,5 \text{ MPa (situations accidentelles)}$$

- La contrainte limite service du béton comprimé est donnée par :

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{c_j} / f_{c28} = 25 \text{ MPa} \rightarrow \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

-La contrainte ultime de cisaillement:

La contrainte limite de cisaillement prend les valeurs suivantes :

- Fissuration non préjudiciable (peu nuisible) :

$$\bar{\tau}_U = \min \left(\frac{0,2 \times f_{c_j}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa}$$

- Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\bar{\tau}_U = \min \left(\frac{0,15 \times f_{c_j}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = 2,5 \text{ MPa}$$

-Module de déformation longitudinale du béton :

- Le module de déformation longitudinale instantanée :

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation longitudinale instantanée du béton E_{ij} est donné par :

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164,195 \text{ MPa}$$

- **Le module de déformation longitudinale différée :**

Pour les déformations différées du béton qui comprennent le retrait et le fluage, on considère dans le calcul que les effets de ces deux phénomènes s'additionnent sans atténuation pour le calcul des déformations finales du béton, utilise le module de déformation longitudinale différée E_{ij} qui est donné par la formule :

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,9 \text{ MPa}$$

I-3 -2 Acier :

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

- ✓ Aciers doux ou mi-durs pour 0.15 à 0.25 % de carbone.
- ✓ Aciers durs pour 0.25 à 0.40 % de carbone.

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à :

$$E_s = 200\,000 \text{ MPa.}$$

-Caractéristique de l'acier :

Les valeurs de la limite d'élasticité garantie F_e sont données par le tableau suivant :

Tableau I. 1: récapitulatif des Valeurs de la limite d'élasticité garantie f_e .

Type	Désignation	Limite d'élasticité f_e (MPa)
Ronds lisses	FeE235	235
Barre HA	FeE400	400
	FeE500	500
Treillis soudés Lisses	TSL	500

Dans notre cas on utilise des armatures à haute adhérence avec un acier de nuance

$F_e E400$ Type 1 \rightarrow (limite d'élasticité $f_e = 400$ MPa)

a. Contraintes limites :

- ✓ **Etat limite ultime (E.L.U):**

La contrainte admissible de l'acier est définie par : $\sigma_s = f_e / \gamma_s$

Avec :

σ_s : Contrainte de l'acier .

ϵ_s : Allongement relatif de l'acier, limité à 10 ‰.

E_s : Module d'élasticité longitudinale est pris égal à 200 000 MPa.

F_e : Limite d'élasticité garantie.

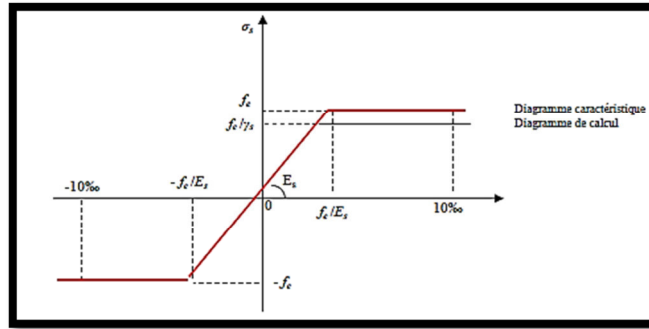


Fig.I. 3. Diagramme contraintes-déformations (Acier).

Le diagramme contraintes déformations de calcul se déduit de précédent en effectuant une affinité parallèlement à la tangente à l'origine et dans le rapport $\frac{1}{\gamma_s}$

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

$$\begin{aligned} \longrightarrow & \quad \epsilon_s \geq \epsilon_L \quad \sigma_s = f_e / \gamma_s \\ \longrightarrow & \quad \epsilon_s < \epsilon_L \quad \sigma_s = E_s \cdot \epsilon_s \end{aligned}$$

Avec :

e : limite élastique de l'acier utilisé ;

γ_s : coefficient de sécurité : $\begin{cases} \gamma_s = 1.15 & \text{situation normale (durable et transitoire).} \\ \gamma_s = 1.00 & \text{situation accidentelle.} \end{cases}$

D'où l'on aura : $\begin{cases} \sigma_s = 348 \text{ Mpa} & \text{situation normale.} \\ \sigma_s = 400 \text{ Mpa} & \text{situation accidentelle.} \end{cases}$

✓ **État limite de service (E.L.S):**

On ne limite pas la contrainte de l'acier sauf en état limite d'ouverture des fissures :

η : Coefficient de fissuration.

$$\begin{cases} \eta = 1 & \text{pour les ronds lisses (RL)} \\ \eta = 1.6 & \text{pour les armatures à haute adhérence (HA)} \end{cases}$$

✓ **Fissuration préjudiciable** : $\bar{\sigma}_s \leq \min ((2/3) f_e ; 110\sqrt{\eta * ftj})$

Donc : $\bar{\sigma}_s \leq 201,63 \text{ MPa (H.A)}$

$\bar{\sigma}_s \leq 156,66 \text{ MPa (R.lisses)}$ avec $f_e = 235 \text{ MPa}$

✓ **Fissuration très préjudiciable** : $\bar{\sigma}_s \leq \min ((1/2) f_e ; 90\sqrt{\eta * ftj})$

Donc : $\bar{\sigma}_s \leq 164,97 \text{ MPa (H.A)}$

$\bar{\sigma}_s \leq 117,5 \text{ MPa (R.lisses)}$ avec $f_e = 235 \text{ MPa}$

✓ **Fissuration peu nuisible** : aucune vérification n'est requise pour les aciers.

Sollicitations de calcul et combinaisons d'actions :➤ **Généralités :**

Les justifications produites doivent montrer pour les divers éléments d'une structure et pour l'ensemble de celle-ci, les sollicitations de calcul définies dans les articles qui suivent ne provoquent pas le phénomène que l'on veut éviter.

❖ **Etat limite ultime :**

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

❖ **Etat limite de service :**

Combinaison d'action suivante : $G + Q$

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

- $G+Q+E$
- $G+Q+ 1,2 E$
- $0,8 G+E$

Avec : G : charge permanente

Q : charge d'exploitation

E : effort de séisme

I-3 -3 Caractéristiques du sol

Le Laboratoire LEGIC a mené une campagne de reconnaissance géologique en réalisant 2 sondages carottés de trente mètres (30 m) de profondeurs, cette opération de carottage a mis en évidence une formation composée de deux couches : calcaire grisâtre et grès compact.

Sondage :

Tableau I.2 : Tableau les différentes couches des sondages

Sondage SC01:		
Profondeur (m).		Nature Lithologique.
00,0	00,3	Terre végétale
00,3	06,9	calcaire grisâtre compact très dur
06,9	30,0	grès compact avec passage des croutes minces de sable fin jaunâtre

Sondage SC02:		
Profondeur (m).		Nature Lithologique.
00,0	00,7	Terre végétale
00,7	08,9	calcaire grisâtre compact très dur
08,9	30,0	grès compact avec passage des croutes minces de sable fin jaunâtre

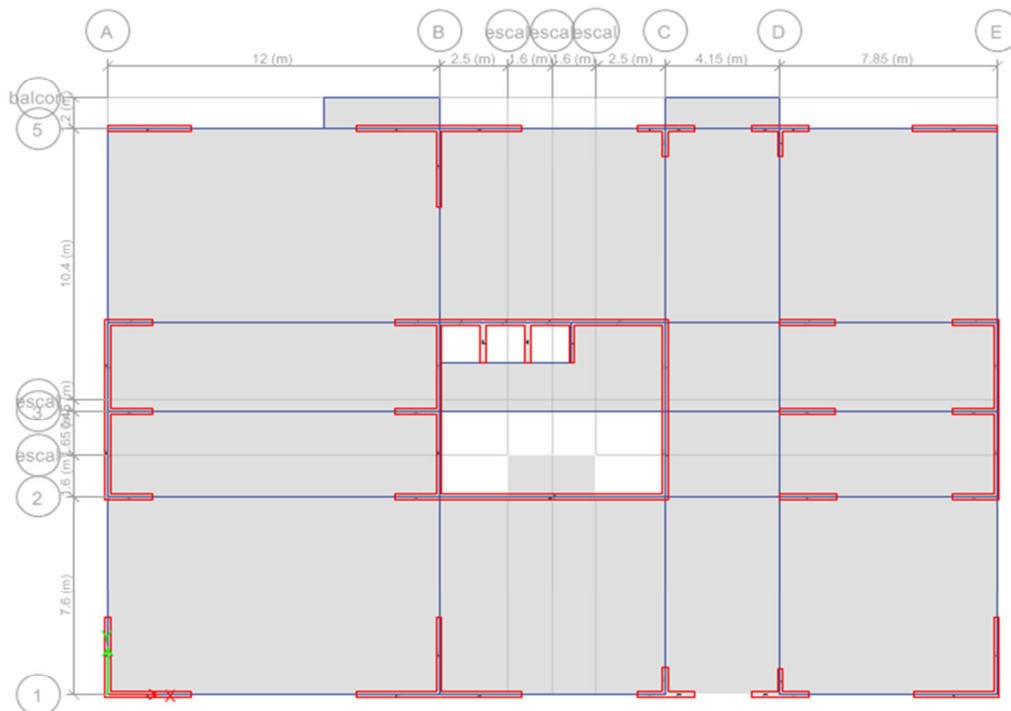
- * La contrainte admissible du sol est de 3.6 bar,
- * Le poids volumique du sol est de 1853 Kg/m^3 .
- * L'angle de frottement interne est de 30.37° .
- * La cohésion du sol est de : 0.4

Les plans RDC :

Plan d'architecte



plan de structure



CHAPITRE II

PRÉS-DIMENSIONNEMENT

II-Pré dimensionnement

Le pré dimensionnement des éléments nous a permis d'avoir et de déterminer l'ordre de grandeur au niveau du coffrage de chaque élément constituant l'ouvrage. Pour cela nous utiliserons le règlement parasismique Algérien **RPA99 version 2003** et **BAEL91**.

II.1-Pré dimensionnement des poutres :

Les dimensions des poutres doivent respecter les règles imposées par le « R.P.A. 99 »,

$$b \geq 20 \text{ cm.}$$

$$h \geq 30 \text{ cm.}$$

$$h / b \leq 4.$$

D'après les règles du « B.A.E.L. 91 », la hauteur et la largeur de la poutre doivent répondre aux conditions de flèche suivantes :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} ; \quad L : \text{c'est la portée entre nus d'appuis.}$$

II-1-1 Poutres principale : PP

□ **PP :**

L : la plus grande portée

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} ; \quad L=1095\text{cm}$$

$$\Rightarrow 73 \leq h \leq 109.5$$

On prend : $h = 75\text{cm}$ & $b = 35\text{cm}$

♦ Vérification des conditions du « R.P.A.99- Version 2003 »

- $h = 75\text{cm} \geq 30\text{cm}$ condition vérifiée.

- $b = 35\text{cm} \geq 20\text{cm}$ condition vérifiée.

$$\frac{h}{b} = \frac{75}{35} = 2.14 \leq 4 \quad \text{condition vérifiée.}$$

Donc la section des poutres principales est de dimension $(35 \times 75) \text{ cm}^2$

II-1-2 Poutres secondaire : PS

□ **PS :** entre le noyau et les voiles.

L : la plus grande portée entre nus d'appuis

$$L=592\text{cm}$$

On prend $h = 40\text{cm}$ & $b = 35\text{cm}$

♦ Vérification des conditions du « R.P.A.99-Version 2003 »

Les trois conditions de « R.P.A.99-Version 2003 » sont vérifiées.

Donc la section des poutres principales est de dimension $(35 \times 40) \text{ cm}^2$.

II-1-3 Chainage au croisement et chainage périphérique :

□ Chainage au croisement des éléments de contreventement avec Plancher

D'après le « R.P.A.99-Version 2003 » Article N°7.8 Les Chainage au croisement des éléments de contreventement avec Plancher sont obligatoire. Voir schéma suivant :

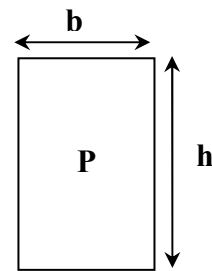


Fig II . 1 Poutre

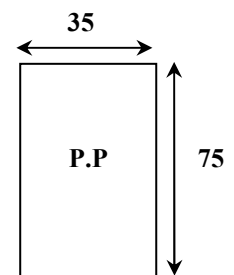


Fig II. 2 Poutre PP1

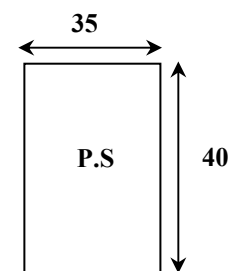


Fig II. 3 Poutre PP2

chainage au croisement (c.c)

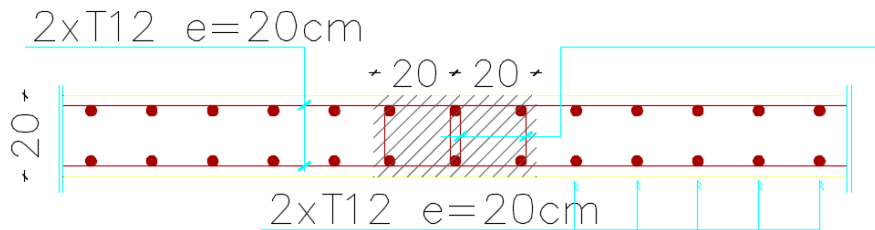


Fig II.4 chainage au croisement

Tableau II. 1 : Tableau récapitulatif des sections des poutres

	Poutres principales		Chainage
	PP	PS	
Bloc	(35 x 75) cm ²	(35 x 40) cm ²	(20 x 40) cm ²

II.2-Pré dimensionnement des planchers :

II.2.1-Choix du type de plancher

Pour notre projet, on a pris comme type de planchers dalles pleines. Il nous assure une isolation acoustique entre les différents étages,

II.2.2- Epaisseurs des planchers

L'épaisseur de la dalle est déterminée à partir des conditions de résistance à la flexion (B.A.E.L. 91) :

$$\rho = \frac{I_x}{I_y}$$

Lx : la plus petite portée ;
Ly : la plus grande portée.

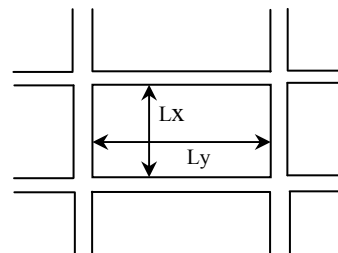


Fig. II.5: Dimensions d'une dalle pleine

Pour des raisons de flexibilité et de rigidité la hauteur des dalles est donnée par :

$$\frac{Lx}{35} \leq h \leq \frac{Lx}{30} \quad , \quad \text{Si : } \rho < 0,40 \quad \Rightarrow \text{La dalle porte dans une direction.}$$

$$\frac{Lx}{50} \leq h \leq \frac{Lx}{40} \quad , \quad \text{Si : } 0,40 \leq \rho \leq 1 \Rightarrow \text{La dalle porte dans deux directions.}$$

□ Elle dépend également des conditions d'isolation acoustique :

- Contre les bruits aériens : $2500 \times h_d \geq 350 \text{ kg/m}^2$
 $\Rightarrow h_d \geq 14 \text{ cm.}$
- Contre les bruits d'impact : $2500 \times h_d \geq 400 \text{ kg/m}^2$

$\Rightarrow h_d \geq 16 \text{ cm.}$

□ Condition de sécurité en matière d'incendie :

$h_d = 7 \text{ cm}$ pour 1 heure de coupe feu ;

$h_d = 11 \text{ cm}$ pour 2 heures de coupe feu.

Pour notre projet, le panneau le plus défavorable est de dimensions :

$$\left. \begin{array}{l} L_x = 7.6 \text{ m} \\ L_y = 12 \text{ m} \end{array} \right\} \rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.63 \Rightarrow 0,40 \leq \frac{l_x}{l_y} = 0.63 \leq 1$$

\Rightarrow La dalle pleine porte dans deux directions, on aura donc :

$$\frac{L_x}{50} \leq h \leq \frac{L_x}{40} \Rightarrow (15.2 \leq h \leq 19) \text{ cm.}$$

Pour satisfaire les conditions de la flèche, d'incendies et les moyennes des conditions d'isolation acoustique, on opte pour une épaisseur de la dalle pleine égale à 20 cm .

II.2.3-Descente de charges :

II.2.3.1-Plancher Etage courant :

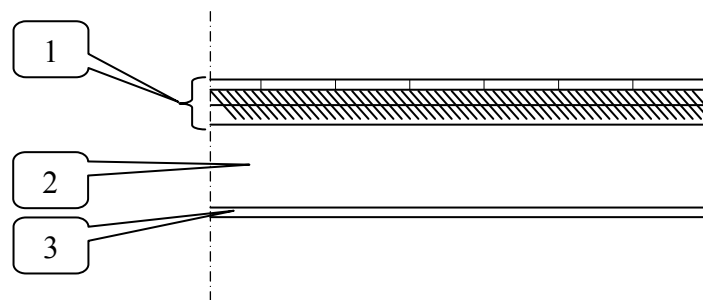


Fig.II.06 : Coupe transversale d'une dalle pleine.

Charges permanentes

1. Carrelage + sable + mortier de pose :.....	$\rightarrow 104 \text{ kg / m}^2$
2. Dalle en béton armé (20 cm) : $2500 \times 0,20$	$\rightarrow 500 \text{ kg / m}^2$
3. Enduit au plâtre (1,5 cm) : $0,015 \times 1800$	$\rightarrow 27 \text{ kg / m}^2$
4. Cloisons légères :.....	$\rightarrow 75 \text{ kg / m}^2$
	G = 706 kg / m²

II.2.3.2-Plancher «Terrasse inaccessible »

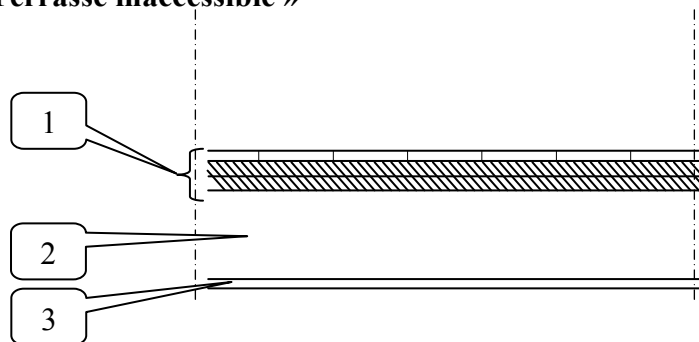


Figure.II.07 : Coupe transversale du plancher terrasse inaccessible

Charges permanentes

- 1. Gravillon de protection → 80 kg / m²
- 2. Etanchéité multicouche (2 cm) :..... → 12 kg / m²
- 3. Chape de réglage en mortier de ciment (2 cm) : → 36 kg / m²
- 4. Forme de pente en béton (h moy = 9 cm) : 2200×0,09.....→ 198 kg / m²
- 5. Dalle en béton armé (20 cm) : 2500×0,20..... → 500 kg / m²
- 6. Enduit en ciment (1,5 cm) : 0,015×1800..... → 27 kg / m²

II.2.3.3 Balcon

G = 853 kg / m²

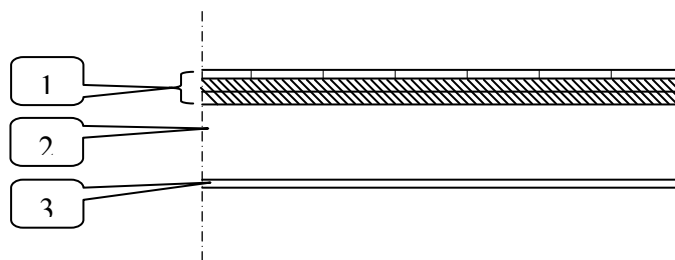


Fig.II.08 : Coupe transversale du balcon

Charges permanentes

- 1. Carrelage + sable + mortier de pose :..... → 104 kg / m²
- 2. Dalle en béton armé (20 cm) : 2500×0,20..... → 500 kg / m²
- 3. Enduit ciment (1,5 cm) : 0,015×1800..... → 27 kg / m²

G = 631 kg / m²

II.2.3.4-Surcharges d’exploitation

- Parkings 2.5 kN/m²
- Commerces..... 5 kN/m²
- Plancher Etage Courant..... 1.5 kN/m²
- Plancher Terrasse..... 1 kN/m²
- Balcons..... 3.5kN/m²
- Escalier..... 2.5KN/m²

II.2.4-Loi de dégression

Soit Q_0 la charge d'exploitation sur la terrasse ; $Q_1, Q_2, Q_3, \dots, Q_n$, les charges d'exploitation respectives des planchers des étages numérotés à partir du sommet du bâtiment.

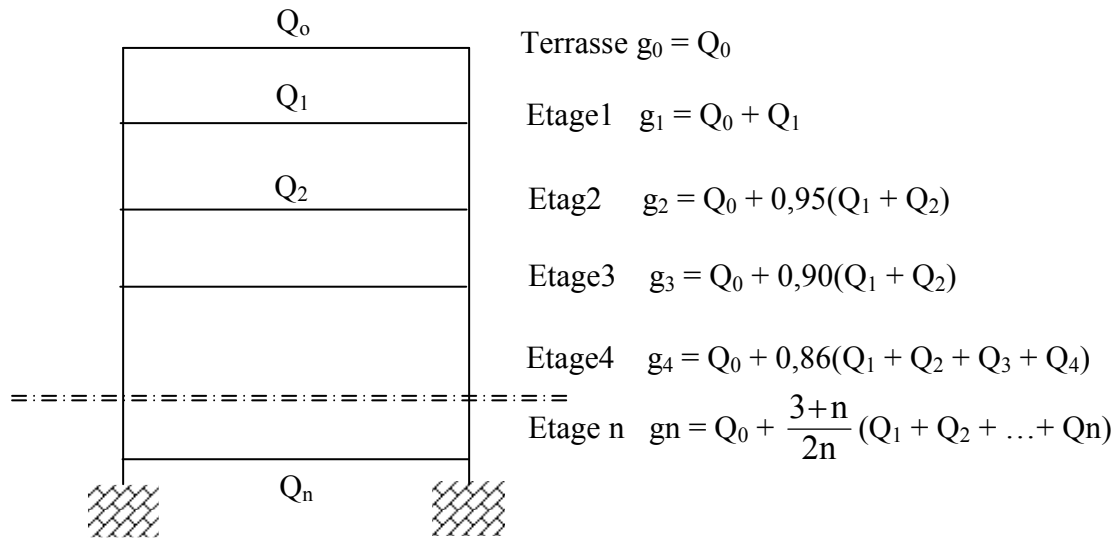


Fig.II.9 Schéma de la loi de dégression

Application

Terrasse... ($n = 0$) : $Q_0=100 \text{ kg/m}^2$

17^{ième} étage ($n = 1$) : $Q_0 + Q_1=250 \text{ kg/m}^2$

16^{ième} étage ($n = 2$) : $Q_0 + 0,95 \times (Q_1 + Q_2)=385 \text{ kg/m}^2$

15^{ième} étage ($n = 3$) : $Q_0 + 0,90 \times (Q_1 + Q_2 + Q_3)= 505 \text{ kg/m}^2$

14^{ième} étage ($n = 4$) : $Q_0 + 0,85 \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)= 610 \text{ kg/m}^2$

13^{ième} étage ($n = 5$) : $Q_0 + 0,80 \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)= 700 \text{ kg/m}^2$

12^{ième} étage ($n = 6$) : $Q_0 + 0,75 \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)= 775 \text{ kg/m}^2$

11^{ième} étage ($n = 7$) : $Q_0 + 0,71 \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7)= 850 \text{ kg/m}^2$

10^{ième} étage ($n = 8$) : $Q_0 + 0,68 \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8)= 925 \text{ kg/m}^2$

9^{ième} étage ($n = 9$) : $Q_0 + 0,67 \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9)= 1000 \text{ kg/m}^2$

8^{ième} étage ($n = 10$) : $Q_0 + 0,65 \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10})= 1075 \text{ kg/m}^2$

7^{ième} étage ($n = 11$) : $Q_0 + 0,64 \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10} + Q_{11})= 1150 \text{ kg/m}^2$

6^{ième} étage ($n = 12$) : $Q_0 + 0,63 \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10} + Q_{11} + Q_{12})= 1235 \text{ kg/m}^2$

5^{ième} étage ($n = 13$) : $Q_0 + 0,62 \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10} + Q_{11} + Q_{12} + Q_{13})= 1300 \text{ kg/m}^2$

4^{ième} étage ($n = 14$) : $Q_0 + 0,61 \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10} + Q_{11} + Q_{12} + Q_{13} + Q_{14})= 1381 \text{ kg/m}^2$

3^{ième} étage ($n = 15$) : $Q_0 + 0,60 \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10} + Q_{11} + Q_{12} + Q_{13} + Q_{14} + Q_{15})= 1450 \text{ kg/m}^2$

2^{ième} étage ($n = 16$) : $Q_0 + 0,59 \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10} + Q_{11} + Q_{12} + \dots + Q_{16})= 1516 \text{ kg/m}^2$

1^{ère} étage ($n = 17$) : $Q_0 + 0,58 \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10} + Q_{11} + Q_{12} + \dots + Q_{17})= 1580 \text{ kg/m}^2$

RDC étage ($n = 18$) : $Q_0 + 0,57 \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10} + Q_{11} + Q_{12} + \dots + Q_{18})= 1540 \text{ kg/m}^2$

SS 1 étage ($n = 19$) : $Q_0 + 0,57 \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10} + Q_{11} + Q_{12} + \dots + Q_{19})= 1725 \text{ kg/m}^2$

SS 2 étage ($n = 19$) : $Q_0 + 0,57 \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10} + Q_{11} + Q_{12} + \dots + Q_{19})= 1725 \text{ kg/m}^2$

SS 3 étage ($n = 19$) : $Q_0 + 0,57 \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10} + Q_{11} + Q_{12} + \dots + Q_{19})= 1725 \text{ kg/m}^2$

II.3. Pré dimensionnement des voiles :

L'épaisseur du voile doit satisfaire aux trois (03) conditions du [RPA99/A.7.7.1]

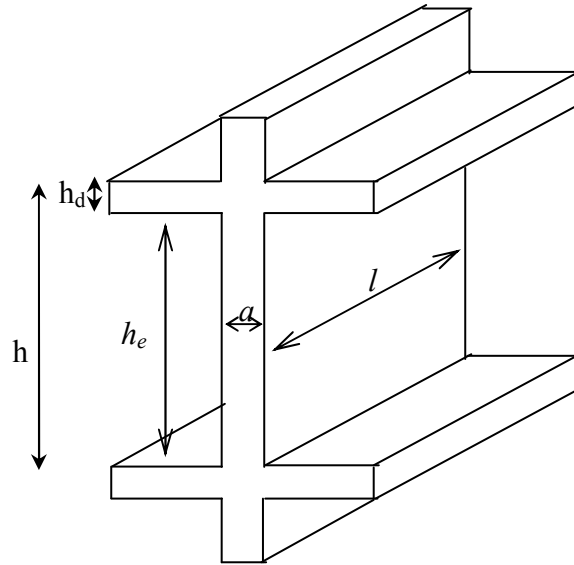


Fig II.10 Coupe du voile

Première condition :

$$L \geq 4a \Rightarrow a \leq \frac{l}{4}$$

Avec :

l : largeur du voile correspond à la portée minimal ;

Deuxième condition :

$$a_{\min} \geq 15 \text{ cm}$$

Avec :

a_{\min} : épaisseur minimal du voile ;

Troisième condition : Condition de rigidité aux extrémités :

Dans notre structure on trouve 2 types de voiles :

▪ **Noyau central**

Pour le 1^{er} type : $a \geq \frac{he}{25}$

he : hauteur libre d'étage.

h : hauteur d'étage

h_d : épaisseur de la dalle.

$$h = 374 \text{ cm}$$

$$he = h - h_d = 374 - 20 = 354$$

$$a \geq 354/25 = 14.16$$

On prendre: $E_p = 20 \text{ cm}$

▪ **Poteaux-Voiles :**

Pour le 2^{ème} type :

$$a \geq he/22 \quad \text{Avec :}$$

he : hauteur libre d'étage.

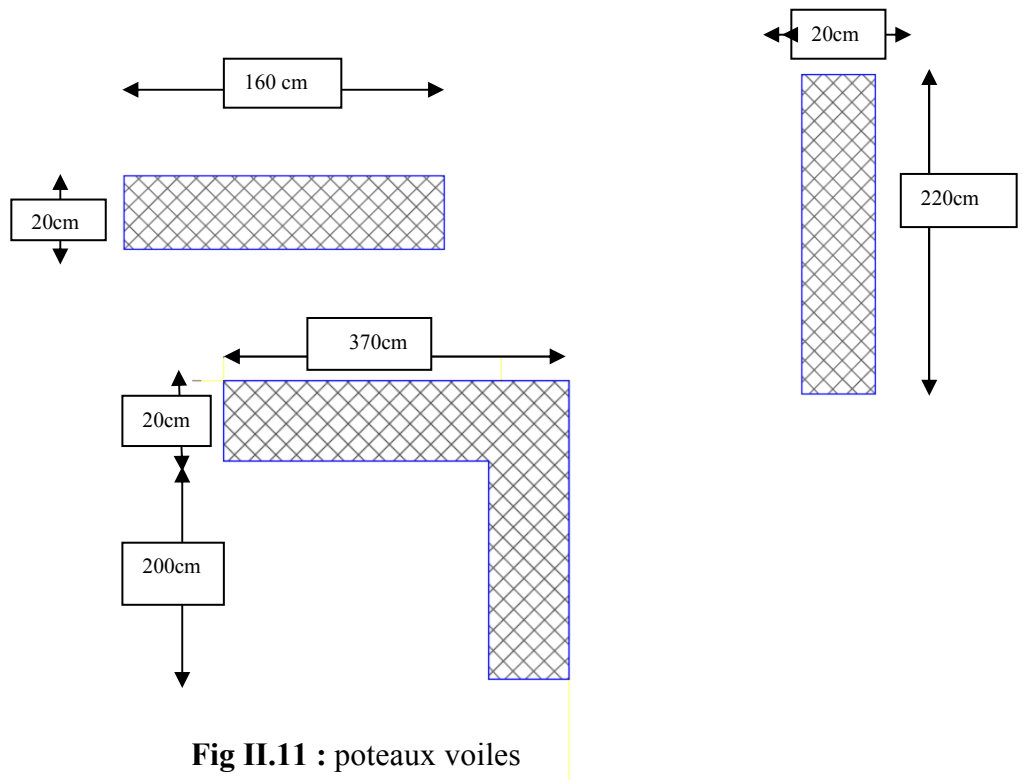
h : hauteur d'étage

h_d : épaisseur de la dalle.

$$h = 374 \text{ cm}$$

$$he = h - h_d = 374 - 20 = 354 \text{ cm}$$

$a \geq 349/22=16.09\text{cm}$
 On prend: $E_p = 20\text{cm}$



II.3-Pré dimensionnement escaliers :

Un escalier est une suite des plans horizontaux disposés en gradins afin de permettre de se déplacer à pied d'un niveau à un autre.

Notre type escalier est un escalier balancé composé de deux volées droites comme il est présenté dans la figure suivante :

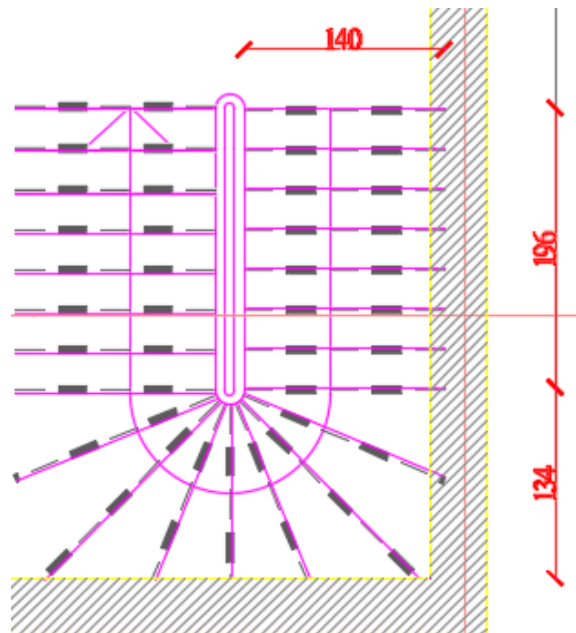


Fig II.12 : Vue en plan d'escalier

II.3.1.Dimensionnement :

Pour le dimensionnement de la marche « g » et la hauteur de contre marche « h », on utilise la formule de « BLONDEL ». $59 \leq g + 2h \leq 64$.

Soit (n) le nombre des contres marches, alors (n-1) est le nombre des marches

Avec : n : nombre de contres marches.

n - 1 : nombre de marches.

n . h = H : Hauteur à monter.

(n-1). g = L : longueur de la foulée.

Schéma statique :

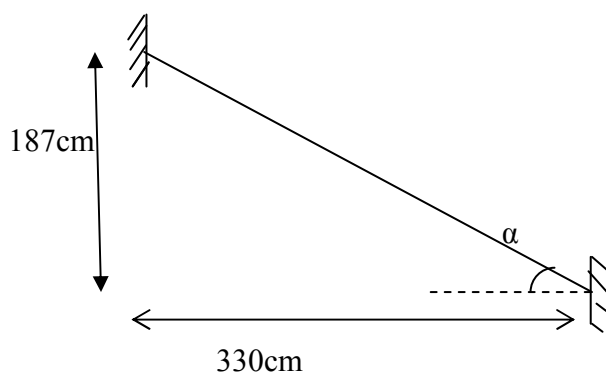


Fig II.13: schéma statique de la paillasse porteuses

Caractéristiques géométriques :

Hauteur : H = 374 cm. Giron : g = 28 cm.

Hauteur de la marche : h = 17 cm

II.3.2. Prédimensionnement

le nombre de contre marches égale :

$$N_c = \frac{H}{h} = \frac{374}{17} = 22$$

le nombre de contre marchen=22

le nombre des marchesn-1=21

II.3.2.1- Vérification de l'équation de "BLONDEL"

$$\begin{cases} (59 \leq (g + 2h) \leq 66)cm \\ (16 \leq h \leq 18)cm \\ (22 \leq g \leq 33)cm \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 2h + g = 62cm \\ h = 17cm \\ g = 28cm \end{cases} \quad \text{Vérifiée}$$

II.3.2.2- Détermination de l'épaisseur de la paillasse

$$\frac{l}{30} \leq e \leq \frac{l}{20} \Rightarrow \frac{330}{30} \leq e \leq \frac{330}{20}$$

Avec :

$$l = 330cm$$

On prend donc l'épaisseur e=16cm

II.3.2.3-Angle d'inclinaison de la paillasse

$$tg\alpha = \frac{H}{L} = \frac{187}{330} = 0,57 \Rightarrow \alpha = 29,54^\circ$$

Résumé

e = 16 cm

h = 17 cm

g = 28 cm

L_{horizontale} = 330 cm

II.3.3. Évaluation des charges et surcharges :

▪ **La paillasse :**

Revêtement horizontal (Carrelage + mortier de pose + sable).....1,04KN/m²

Revêtement vertical (104 * $\frac{h}{g}$).....0.63KN/m²

Poids propre des marches ($\frac{25 \times h}{2}$)2.13KN/m²

Poids propre de la paillasse ($\frac{25 \times ep}{\cos \alpha}$).....4.60KN/m²

Enduit en ciment (0.18 * $\frac{1.5}{\cos \alpha}$).....0.31KN/m²

G=8.71KN/m²

La charge permanente : **G = 8.71KN/m²**

La charge d'exploitation : **Q=2,50KN/m²**

- Sollicitation:

Le calcul se fait pour une bande de 1m

a) À l'état limite ultime (E.L.U):**La paillasse :**

$$q_u = (1,35.G + 1,5.Q) \times 1 \text{ m} = 15.51 \text{ KN/ml}$$

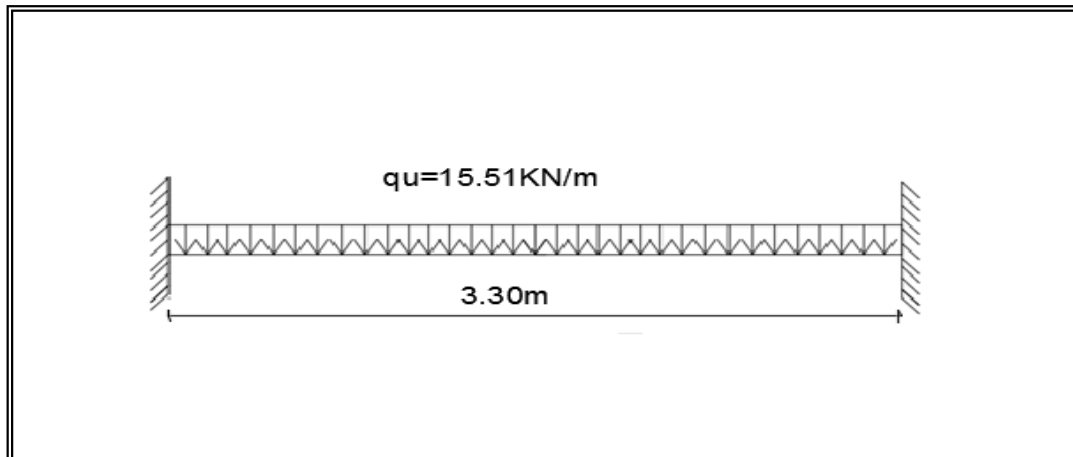
Schéma statique :

Fig II.14: Sollicitation a' l'état limite ultime de résistance

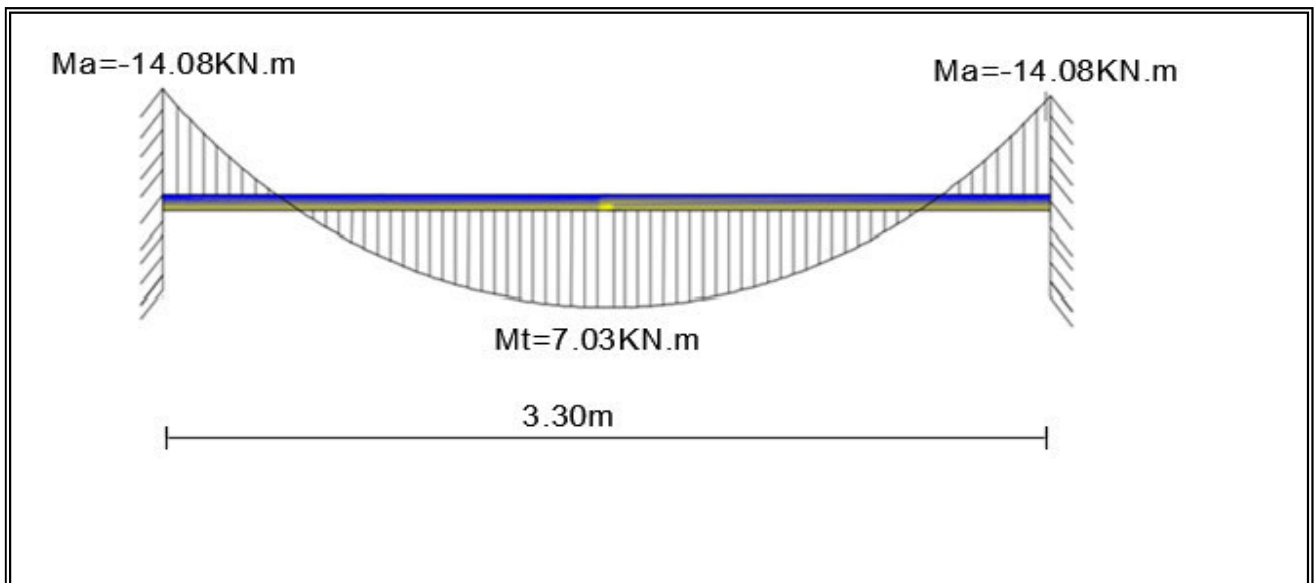
Calcul de moments fléchissant et effort tranchant :

Fig II.15 : Représentation le diagramme des moments

Moment sur appuis (encastrement) = - 14.08 KN.m

Moment en travée = 7.03 KN.m

b) À l'état limite service (E.L.S):**La paillasse :**

$$q_1 = (G_1 + Q) \times 1 \text{ m} = 11.21 \text{ KN/m}$$

Schéma statique :

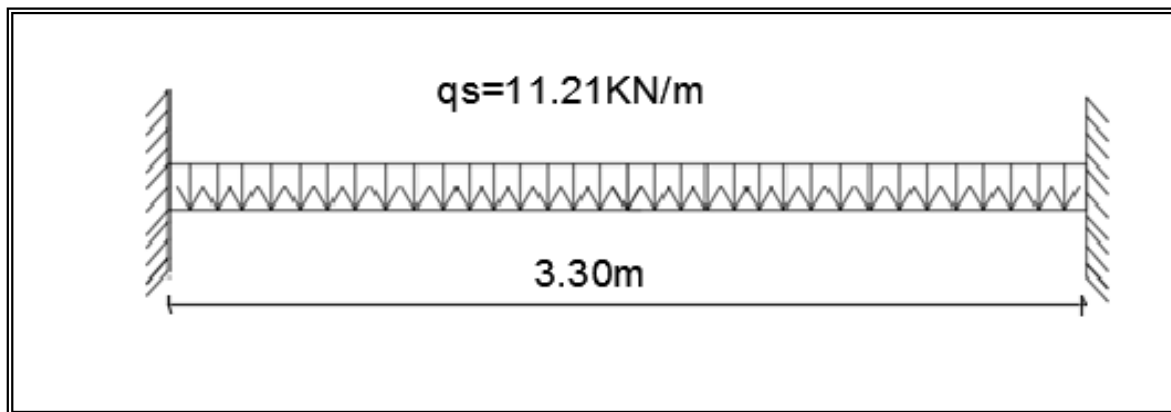


Fig II .16 Sollicitation a' l'état limite de service

Calcul de moments fléchissant et effort tranchant :

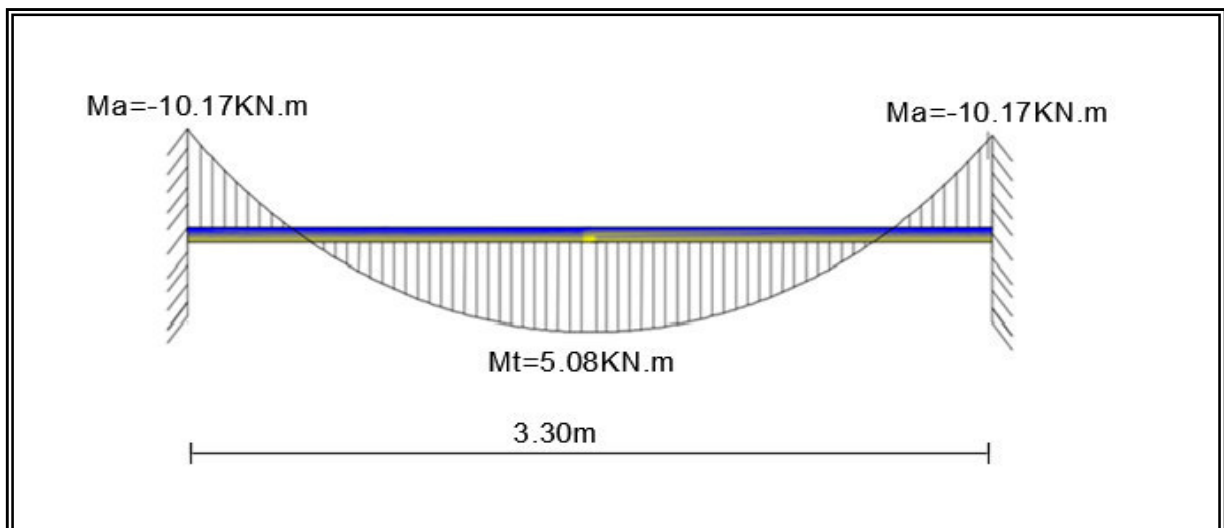


Fig II.17: Représentation le diagramme des moments

Moment sur appuis (encastrement) = - 10.17 kN.m

Moment en travée = 5.08 kN.m

II.3.4. Calcul du ferrailage :

Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une bande de 1m de largeur.

1) En travée :

$M_t = 7.03 \text{ kN.m}$; $b = 100 \text{ cm}$; $c = 2.6 \text{ cm}$; $d = 13.4 \text{ cm}$; acier FeE400.

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{7.03 \times 10^3}{14.2 \times 100 \times 13.4^2} = 0,028 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu < 0,1 \Rightarrow A_1 = \frac{1,07 \cdot M_t}{\sigma_s \cdot d} = \frac{1,07 \times 7.03 \times 10^3}{348 \times 13.5} = 1.60 \text{ cm}^2$$

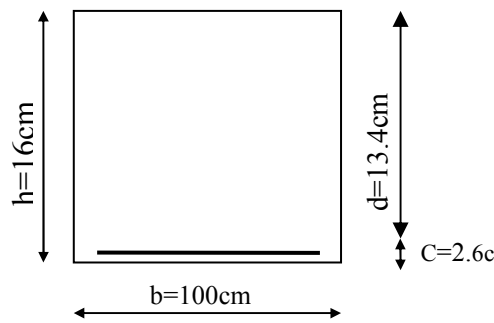


Fig II.18 : section de calcul

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \max \left\{ \frac{b \cdot h}{1000}; 0,0008 \times b \times h \right\} = \max \{1,6; 1,63\} = 1,63 \text{ cm}^2$$

$$A = \max (A_1 ; A_{\min}) \Rightarrow A = 1,60 \text{ cm}^2$$

Alors on prend : $A = 4T10/ml = 3,14 \text{ cm}^2$.
($e = 25 \text{ cm}$)

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{3,14}{4} = 0,79 \text{ cm}^2.$$

on prend $A_r = 4T8/ml = 2,01 \text{ cm}^2$

L'espacement :

$$S \leq \min (4h ; 45 \text{ cm}) = \min (64 \text{ cm} ; 45 \text{ cm}) \Rightarrow e \leq 45 \text{ cm}$$

on prend : $S = 25 \text{ cm}$

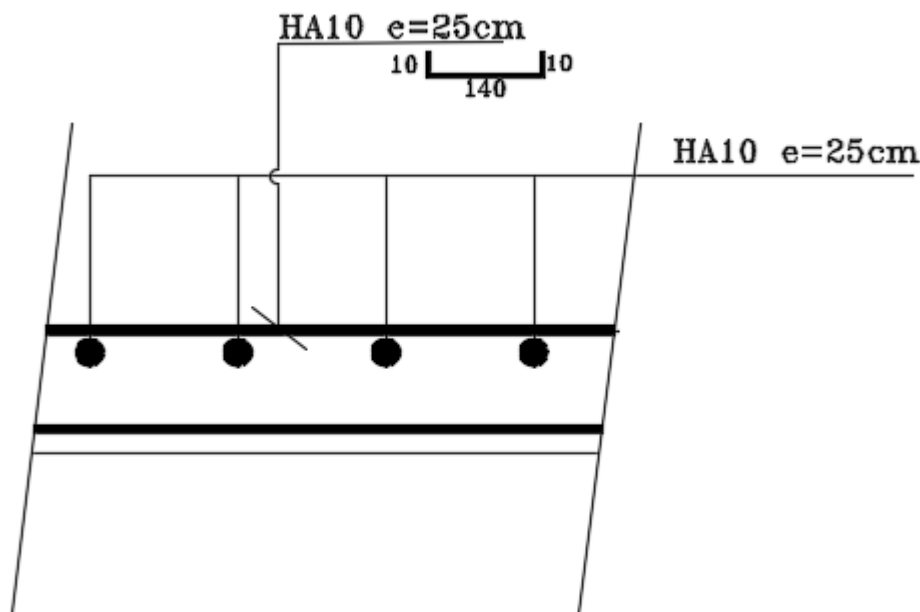


Fig II.19 ferrailage de l'escalier en travée

2) Sur appui :

➤ **Appui A et B :**

$M_a = -14.08 \text{ KN.m}$; $b = 100 \text{ cm}$; $d = 13.4 \text{ cm}$; $h = 16 \text{ cm}$

$$\mu = \frac{Ma \times 10^3}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{14.08 \times 10^3}{14,2 \times 100 \times 13.4^2} = 0,055 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2\mu}}{2} = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2 \times 0.055}}{2} = 0.972$$

$$A_1 = \frac{Ma \times 10^3}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{14.08 \times 10^3}{348 \times 0,973 \times 13.4} = 3.10 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \max \left\{ \frac{b \cdot h}{1000} ; 0,0008 \times b \times h \right\} = \max \{1,6 ; 1,28\} = 1,6 \text{ cm}^2$$

$A = \max (A_1 ; A_{\min}) \Rightarrow A = 3.10 \text{ cm}^2$

on prend : **A = 4T10/ml = 3,14 cm²**
(e = 25 cm)

Armature de répartition :

$$A = \frac{A_r}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.78 \text{ cm}^2$$

on prend **A = 4T8/ml = 2.01 cm²**

L'espacement :

$e \leq \min (4h ; 45 \text{ cm}) = \min (64 \text{ cm} ; 45 \text{ cm}) \Rightarrow e \leq 45 \text{ cm}$

on prend : **e = 25 cm**

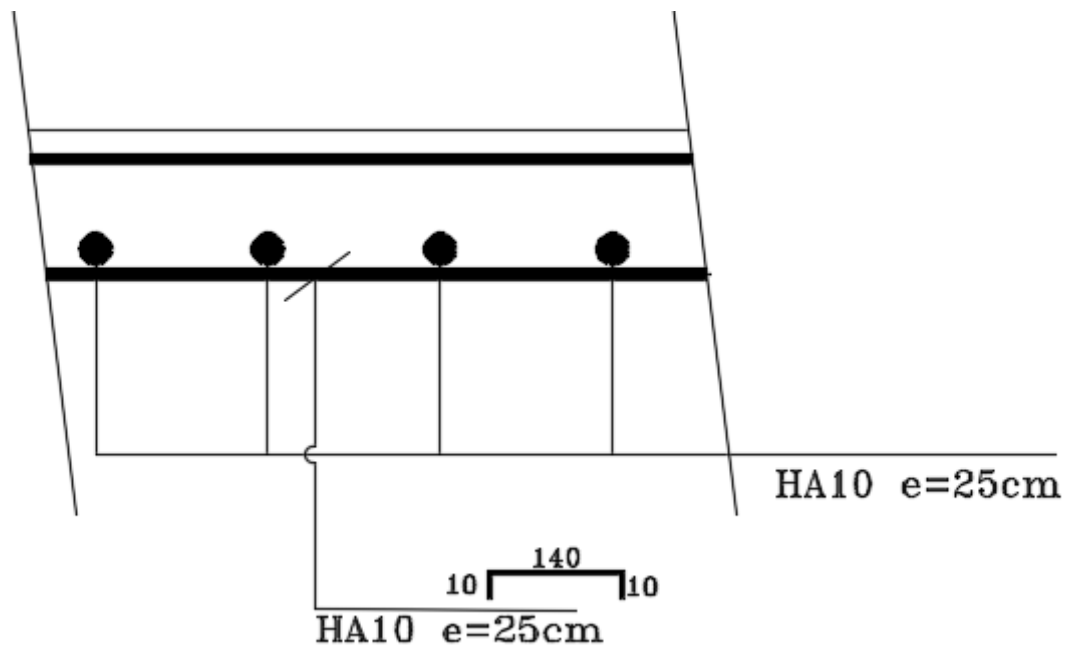


Fig II. 20 ferrailage de l'escalier sur appui A

▪ **Vérification (L'E.L.U.R):**

Vérification de l'effort tranchant

Puisque les armatures ne sont pas exposées aux intempéries, la fissuration est peu nuisible

$$V_{\max} = \frac{q.l}{4} = \frac{15.51 \times 3.30}{4} = 12.80 \text{KN}$$

$$\tau_U = \frac{V_{\max}}{b.d} = \frac{12.80 \times 10}{100 \times 13.4} = 0,096 \text{MPa}$$

$$\tau_U \leq \bar{\tau}_U = \min\left(0,2 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{MPa}\right) = 3.33 \text{MPa}$$

$$\tau_U = 0,096 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_U = 3.33 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{(CV)}$$

- **Vérification de l'influence des efforts tranchants aux voisinages de l'appui :**

a) Appui A :

Compression du béton :

$$V_U \leq 0,4.a.b. \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec : a= 0,9.d= 0,9 × 13.4=12.06cm

$$V_U = 12.80 \text{KN} \leq 0,4 \times 12.06 \times 100 \times \frac{25}{1,5} \times 10^{-4} = 0,0804 \text{MN} = 80.4 \text{KN} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

Armatures longitudinales :

$$A_s = 3.14 \text{cm}^2 \geq \frac{V_u + H_u}{f_e / \gamma_s} = \frac{12.80 + \frac{-14.08}{0.9 \times 0.16}}{400/1.15} \times 10 = -2,44 \text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

▪ **Vérification (L'E.L.S):**

$$M_s = 5.08 \text{KN.m} \quad ; A = 3,14 \text{cm}^2 \quad ; A' = 0 \text{cm}^2$$

-En travée

Position de l'axe neutre:

Y est solution de l'équation du deuxième degré suivante

$$b.y^2 + 30.(A_s + A'_s).y - 30(d.A_s + d'.A'_s) = 0$$

$$A'_s = 0 \longrightarrow b.y^2 + 30.(A_s).y - 30(d.A_s) = 0$$

$$100.y^2 + 30 \times 3,14 \times y - 30 \times 13,4 \times 3,14 = 0$$

$$100y^2 + 94,2y - 1262,28 = 0 \longrightarrow y = 3,10 \text{cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} Y^3 + 15 A (d - Y)^2$$

$$I = \frac{100}{3} (3,10)^3 + 15 \times 3,14 \times (13,4 - 3,10)^2$$

$$I = 5989,87 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_s}{I} = \frac{5,08 \times 10^3}{5989,87} = 0,85 \text{ Mpa / cm}$$

Etat limite de compression du béton :

$$\sigma_b = K.y = 0,85 \times 3,10 = 2,64 \text{MPa}$$

$$\overline{\sigma_b} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{MPa}$$

$$\sigma_b = 2,64 \text{MPa} < \overline{\sigma_b} = 15 \text{MPa} \dots\dots\dots CV$$

Donc les armatures calculées à l'E.L.U.R sont convenables.

Etat limite d'ouverture des fissures :

NB : Les fissuration est peu nuisible la vérification pour l'état limite d'ouverture des fissures n'est pas nécessaire.

-En appuis A :

$$M_s = -10,17 \text{KN.m} \quad ; A = 3,14 \text{cm}^2 \quad ; A' = 0 \text{cm}^2$$

Position de l'axe neutre:

Y est solution de l'équation du deuxième degré suivante

$$b.y^2 + 30.(A_s + A'_s).y - 30(d.A_s + d'.A'_s) = 0$$

$$A'_s = 0 \longrightarrow b.y^2 + 30.(A_s).y - 30(d.A_s) = 0$$

$$100.y^2 + 30 \times 3,14 \times y - 30 \times 13,4 \times 3,14 = 0$$

$$100y^2 + 94,2y - 1262,28 = 0 \longrightarrow y = 3,10 \text{cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} Y^3 + 15 A (d - Y)^2$$

$$I = \frac{100}{3} (3.10)^3 + 15 \times 3.10 \times (13.4 - 3.10)^2$$

$$I = 59893.87 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_s}{I} = \frac{10.17 \times 10^3}{5989.87} = 1.44 \text{ Mpa / cm}$$

a) Etat limite de compression du béton :

$$\sigma_b = K.y = 1.44 \times 3.10 = 4.46 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 4.46 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots CV$$

Donc les armatures calculées à l'E.L.U.R sont convenables

b) Etat limite d'ouverture des fissures :

NB : Les fissuration est peu nuisible la vérification pour l'état limite d'ouverture des fissures n'est pas nécessaire.

Schéma de ferrailage :

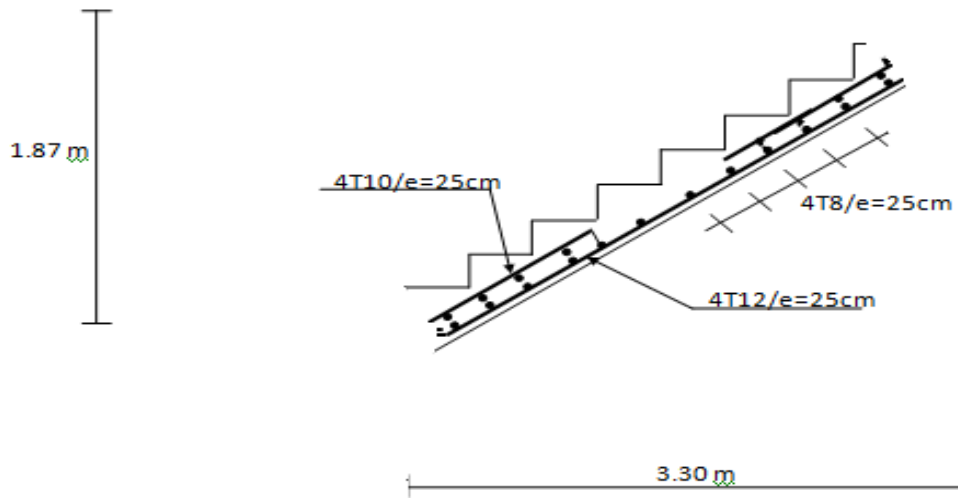


Fig II.21: ferrailage finale de l'escalier

CHAPITRE III

ETUDE SISMIQUE

III - ETUDE SISMIQUE

III-1 Effets d'un séisme :

Le séisme ou le tremblement de terre est un phénomène naturel qui attaque les structures, des secousses plus ou moins violentes imprimées au sol et qui peuvent causer d'importants dégâts dans les constructions si ces dernières ne sont pas conçues pour résister à ces effets.

Ce dernier provoque des effets horizontaux importants qui peuvent abîmer ou effondrer la structure.

Le calcul de ces efforts sera l'objet de ce chapitre.

Selon le « R.P.A.99-Version 2003 », le calcul des forces sismiques peut être menu suivant deux méthodes :

- Méthode statique équivalente.
- Méthode dynamique directe (analyse modale spectrale).

III -2 La méthode statique équivalente

III -2-1 Principe de la méthode

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

III -2-2 Condition d'application

La méthode statique équivalente ne peut être utilisée que pour les structures satisfaisant aux conditions suivantes :

- ✓ Régularité en plan :
 - Le bâtiment doit être symétrique suivant les deux axes orthogonaux.
 - A chaque niveau la distance entre le centre de masse et le centre de rigidité ne dépasse pas 15% de la dimension face à l'effort de séisme.
 - Le rapport longueur / largeur est inférieur à 4.
 - La surface totale des ouvertures des planchers doit être inférieure à 15% de sa surface.
- ✓ Régularité en élévation :
 - Le contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur discontinu, dont la largeur ne se transmette pas directement aux fondations.
 - Les raideurs et masses des différents niveaux, restent constantes ou diminuent progressivement du bas au sommet du bâtiment.
 - La variation de dimension en plan entre deux niveaux successifs ne dépasse pas 20%.
 - La plus grande dimension latérale du bâtiment n'excède pas 1.5 fois la plus petite dimension.

III -2-3 Vérification des conditions d'applications

La résultante des forces sismiques au bas V_t obtenue par combinaison des valeurs modales, ne doit par être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalent.

III -2-4 Calcul de la force statique équivalente :

III -2-4-1 Calcul de la force sismique :

La force sismique totale à là-bas de la structure doit être calculée dans les deux directions par :

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

Avec :

- A: coefficient d'accélération de zone (tableau 4.1 « R.P.A.99-Version 2003 »)
- D: facteur d'amplification dynamique.
- Q: facteur de qualité (tableau 4.4 « R.P.A.99-Version 2003 »).
- W: poids total de la structure.
- R: coefficient de comportement (tableau 4.3 « R.P.A.99-Version 2003 »).

La force sismique totale sera distribuée horizontalement et verticalement sur les différents éléments de la structure.

a. Coefficient d'accélération de zone A :

Donné par le tableau 4.1 du « R.P.A.99-Version 2003 » suivant la zone et le groupe d'usage du bâtiment.

La zone d'implantation de notre structure est dans la Wilaya d'ORAN classée comme une zone IIa sur la carte sismique algérienne.

Notre bâtiment est destiné à être un bâtiment d'habitation faisant ainsi partie des ouvrages de grande importance du groupe 1B.

On a $\left(\begin{array}{l} \text{zone IIA} \\ \text{Groupe d'usage II} \end{array} \right) \Rightarrow A = 0.20$

b. Coefficient de comportement global de la structure R :

Notre structure à un système de contreventement de voiles porteurs et noyau correspondant d'après le tableau 4.3 du R.P.A99 à un coefficient de comportement R = 3.5.

c. Facteur de qualité Q :

Donné par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^6 p_q$$

Tableau III.1 Tableau récapitulatif des facteurs de qualités

Critère q	p_{q_x}	p_{q_y}
1. conditions minimales sur les files de contreventement	0.05	0.05
2. redondance en plan	0.05	0.05
3. régularité en plan	0	0
4. régularité en élévation	0	0
5. contrôle de la qualité des matériaux	0.05	0.05
6. contrôle de la qualité d'exécution	0.1	0.1

$$Q_x = 1 + \sum_1^6 p_{q_x} = 1.25$$

$$Q_y = 1 + \sum_1^6 p_{q_y} = 1.25$$

d. Pourcentage d'amortissement critique ζ :

Structure en voile Porteur \Rightarrow Béton armé $\Rightarrow \zeta = 10$

e. Facteur de correction d'amortissement η :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \zeta}} \geq 0.7 = \sqrt{\frac{7}{2 \cdot 10}} = 0.76 \geq 0.7$$

f. Période fondamentale de la structure T :

$$T = C_T h_n^{\frac{3}{4}} \dots\dots (1)$$

$$C_T = 0.05$$

$$h_n = 52.87 \text{ m}$$

$$(1) \Rightarrow T = 0.98$$

$$T_x = 0.09 \times \frac{h_n}{\sqrt{L_x}} \qquad T_x = 0.83$$

$$T_y = 0.09 \times \frac{h_n}{\sqrt{L_y}} \qquad T_y = 1.02$$

h_n : Hauteur totale de la structure.

L_x : dimension mesurée au bas dans la direction considérée

Le minimum entre les deux périodes dans ce sens X= 0.83sec.

Le minimum entre les deux périodes dans ce sens Y= 0.98 sec.

$$T_x = 0.83s$$

$$T_y = 0.98s$$

g. Facteur d'amplification dynamique D :

Fonction de la catégorie de site du facteur de correction d'amortissement η .

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \times \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3 \\ 2.5\eta \times \left(\frac{T_2}{T_3}\right)^{\frac{2}{3}} \times \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0 \end{cases}$$

Compte tenu de l'ensemble des résultats obtenus au terme de différents essais, l'ancrage de notre structure est à partir de 5.40m.

Dans ce cas, le site de cette couche est : calcaire grisâtre compacte très dur.

Donc : la catégorie de site est : site meuble S3 (rapport géotechnique).

T_2 : période caractéristique associée à la catégorie du site donnée par le tableau (4.7) du « R.P.A.99-Version 2003 »

$$T_2 = 0.50 \Rightarrow 0.5 \leq \langle T_x = 0.83s ; T_y = 0.98s \rangle \leq 3$$

$$\text{Donc: } D = 2.5\eta \times \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \Rightarrow D_x = 1.35 \text{ et } D_y = 1.21$$

h. Poids de la structure

- Calcul des masses :

Tableau III.2 Tableau récapitulatif des poids de chaque étage

Story	Diaphragm	Mass X (ton)	Mass Y (ton)
17 ^{eme} Etage	D1	730.0423	730.0423
16 ^{eme} Etage	D1	818.8771	818.8771
15 ^{eme} Etage	D1	820.9659	820.9659
14 ^{eme} Etage	D1	820.9659	820.9659
13 ^{eme} Etage	D1	820.9659	820.9659
12 ^{eme} Etage	D1	820.9659	820.9659
11 ^{eme} Etage	D1	820.9659	820.9659
10 ^{eme} Etage	D1	820.9659	820.9659
9 ^{eme} Etage	D1	820.9659	820.9659
8 ^{eme} Etage	D1	820.9659	820.9659
7 ^{eme} Etage	D1	820.9659	820.9659
6 ^{eme} Etage	D1	820.9659	820.9659

5 ^{ème} Etage	D1	820.9659	820.9659
4 ^{ème} Etage	D1	820.9659	820.9659
3 ^{ème} Etage	D1	820.9659	820.9659
2 ^{ème} Etage	D1	820.9659	820.9659
1 ^{er} Etage	D1	820.9659	820.9659
RDC	D1	850.449	850.449

Periode :

Après l'étude de plusieurs variantes par logiciel ETABS nous avons opté la disposition suivant :

Tableau III.3 : Période et facteur de participation massique

Case	Mode	Period	UX	UY	UZ
		sec			
Modal	1	1.233	3.43E-05	0.6805	0
Modal	2	0.768	0.7167	3.57E-05	0
Modal	3	0.697	0.011	3.43E-05	0
Modal	4	0.285	2.39E-06	0.1834	0
Modal	5	0.216	0.1507	0	0
Modal	6	0.2	0.0002	0	0
Modal	7	0.126	2.54E-06	0.0627	0
Modal	8	0.106	0.053	1.02E-05	0
Modal	9	0.076	0.0007	0.0311	0
Modal	10	0.065	0.028	0.0031	0
Modal	11	0.045	0.0144	0.0214	0
Modal	12	0.036	0.0169	0.0129	0

D'après le « R.P.A.99-Version 2003 » le poids total de la structure est égal à :

$$W = \sum_1^{14} W_i \quad \text{Avec} \quad W_i = W_{GI} + \beta \times W_{PI}$$

Le coefficient β est donné par le tableau 4.5 du R.P.A99, bâtiment d'habitation, bureaux ou assimilés $\Rightarrow \beta = 0.20$.

W_{GI} : Poids du aux charges permanentes.

W_{PI} : Poids du aux charges d'exploitation.

i . La force sismique totale :

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

$V_x = 11497.2991t$

$V_y = 8451.8934t$

III -2-4-2 Distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur :

On a $T_x = 0.83s > 0.7$

On a $T_y = 0.98s > 0.7$

Donc $F_i = 0.07 \times T \times V$

$$F_i = \frac{(V - F_t) \times W_i \times h_i}{\sum_1^{14} W_i \times h_i}$$

- Ft : force concentrée au sommet de la structure.
- V : force sismique totale.
- Wi : poids de la structure.
- hi : hauteur de chaque étage.
- **Comparaison entre la période dynamique et la période empirique :**

Tableau III.4 : Comparaison entre la période dynamique et la période empirique

Tx [s]	Ty [s]	1.3 Tx [s]	1.3 Ty [s]	T (x)mod [s]	T(y) mod [s]	Condition du RPA
0.83	0.98	1.07	1.27	0.77	1.23	Vérifier

METHODE STATIQUE EQUIVALENTE
 =====
 SELON LES REGLES PARASISMIQUES ALGERIENNES
 =====
 (RPA 99)
 =====

- Le coefficient d'accélération de zone A= 2.000000E-01
- Le facteur de qualité QX dans le sens X= 1.250000
- Le facteur de qualité QY dans le sens Y= 1.250000
- Le coefficient de comportement RX dans le sens X= 3.500000
- Le coefficient de comportement RY dans le sens Y= 3.500000
- Le pourcentage d'amortissement KSIX dans le sens X= 10.000000 %.
- Le pourcentage d'amortissement KSIY dans le sens Y= 10.000000 %.
- Le coefficient de période CTX= 5.000000E-02
- Le coefficient de période CTY= 5.000000E-02
- La catégorie du site considéré= 3.000000
- La dimension du bâtiment dans les sens X, LX= 32.200000 m.
- La dimension du bâtiment dans les sens Y, LY= 21.700000 m.
- Le nombre de niveaux= 21

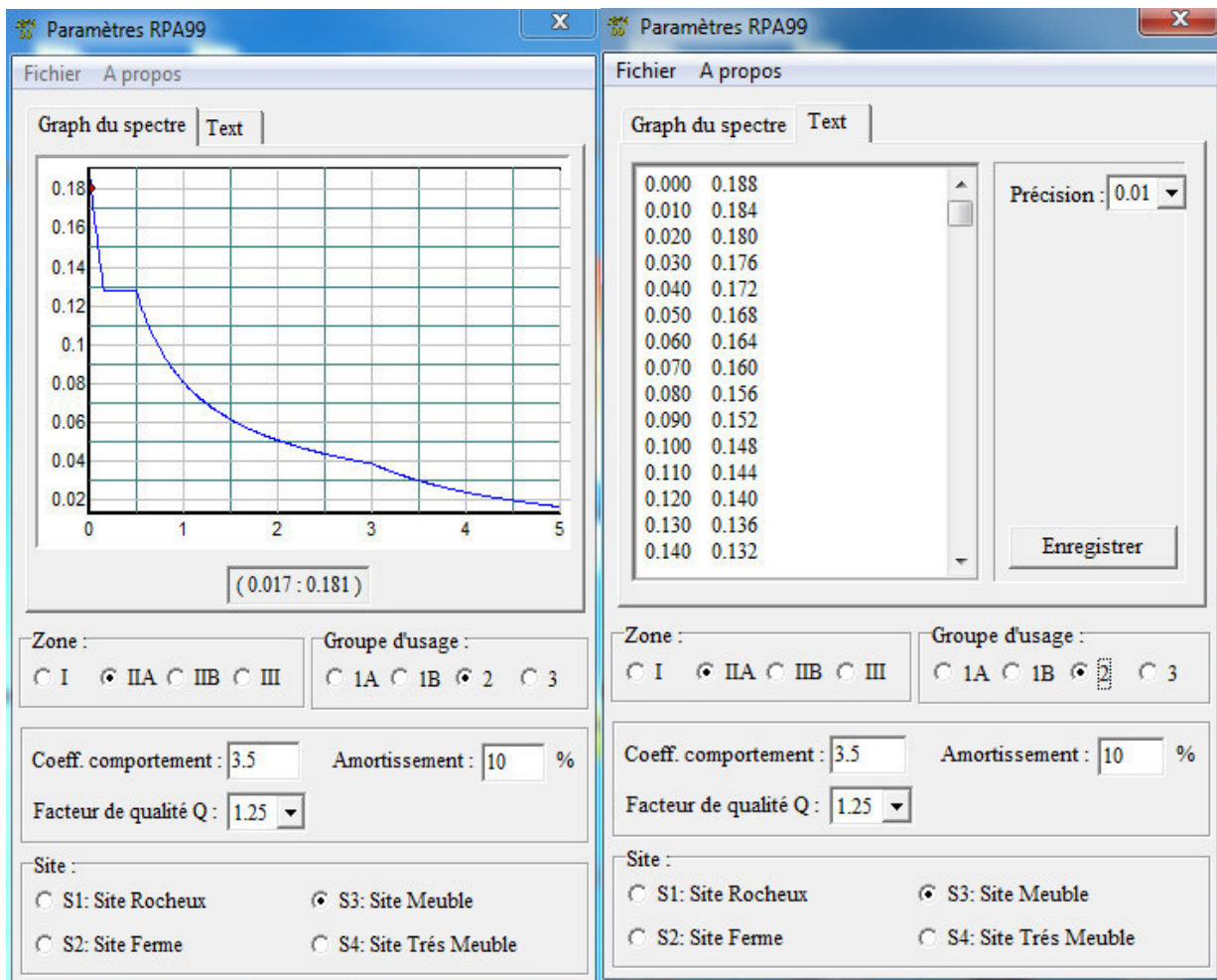


Fig III.1 : spectre de réponse

III -3 Méthode dynamique

C'est une analyse dynamique de la structure sous des forces sismiques représentées par un spectre de réponse, par cette méthode il est recherché pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrée par ces forces, ces effets seront par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

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

III -3-1 Hypothèses de calcul

- Les masses sont supposées concentrées au niveau des planchers ;
- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte ;
- Les planchers et les fondations doivent être rigides dans leur plan (vis-à-vis des déplacements horizontaux) ;
- Le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des coefficients de participation massique de ces modes soit au moins égale à 90%. Article 4.3.4 « R.P.A.99-Version 2003 »

III -3-2 Calcul du centre de masse des différentes inerties :

a- Détermination des centres de gravité :

Pour l'étude de la torsion, il faut calculer les coordonnées x, y, z du centre de masse pour les différents planchers par rapport à un repère X, Y, Z global.

Les coordonnées du centre de gravité sont données par la formule suivante :

$$G(X_G; Y_G) = \frac{\sum_1^n A_i(X_G; Y_G)}{\sum_1^n A_i}$$

A_i : Surface du plancher « i »

Tableau III. 5 Tableaux récapitulatifs des centres de gravité.

Story	Diaphragm	Mass X (ton)	Mass Y (ton)	XCM (m)	YCM (m)	XCCM (m)	YCCM (m)	XCR (m)	YCR (m)
17 ^{eme} Etage	D1	730.0423	730.0423	16.1363	10.9514	16.1363	10.9514	16.3349	11.3585
16 ^{eme} Etage	D1	818.8771	818.8771	16.159	10.906	16.1483	10.9274	16.3219	11.3431
15 ^{eme} Etage	D1	820.9659	820.9659	16.1609	10.9059	16.1527	10.92	16.3085	11.3262
14 ^{eme} Etage	D1	820.9659	820.9659	16.1609	10.9059	16.1548	10.9163	16.2944	11.3094
13 ^{eme} Etage	D1	820.9659	820.9659	16.1609	10.9059	16.156	10.9142	16.2802	11.2924
12 ^{eme} Etage	D1	820.9659	820.9659	16.1609	10.9059	16.1568	10.9128	16.2657	11.2755
11 ^{eme} Etage	D1	820.9659	820.9659	16.1609	10.9059	16.1574	10.9118	16.2503	11.2588
10 ^{eme} Etage	D1	820.9659	820.9659	16.1609	10.9059	16.1579	10.911	16.2336	11.2421
9 ^{eme} Etage	D1	820.9659	820.9659	16.1609	10.9059	16.1582	10.9105	16.2148	11.2257
8 ^{eme} Etage	D1	820.9659	820.9659	16.1609	10.9059	16.1585	10.91	16.1933	11.2095
7 ^{eme} Etage	D1	820.9659	820.9659	16.1609	10.9059	16.1587	10.9096	16.1687	11.1941
6 ^{eme} Etage	D1	820.9659	820.9659	16.1609	10.9059	16.1589	10.9093	16.14	11.1804
5 ^{eme} Etage	D1	820.9659	820.9659	16.1609	10.9059	16.159	10.9091	16.1067	11.1704
4 ^{eme} Etage	D1	820.9659	820.9659	16.1609	10.9059	16.1592	10.9088	16.0676	11.1688
3 ^{eme} Etage	D1	820.9659	820.9659	16.1609	10.9059	16.1593	10.9086	16.0214	11.1865
2 ^{eme} Etage	D1	820.9659	820.9659	16.1609	10.9059	16.1594	10.9085	15.9677	11.2517
1 ^{er} Etage	D1	820.9659	820.9659	16.1609	10.9059	16.1595	10.9083	15.9002	11.4543
RDC	D1	850.449	850.449	16.1588	10.9379	16.1594	10.91	15.915	11.6158

III -3-3. Spectre de réponse de calcul :

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left[1 + \frac{T}{T_i} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right] & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.00s \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T} \right)^{\frac{5}{3}} \left(\frac{Q}{R} \right) & T \geq 3.00s \end{cases}$$

D'où :

- ♦ g : La gravité pesanteur déclaré dans le fichier de Calcul comme facteur d'échelle de La réponse spectrale.

- ♦ A : Coefficient d'accélération du zone $A = 0.15$ (Tableau 4.2).
- ♦ R : Coefficient de comportement de la structure $R = 3.5$. (Tableau 4.3).
- ♦ Q : Facteur de qualité $Q = 1.25$. (Tableau 4.4)
- ♦ T2: Période caractéristique associée à la catégorie de site $T2 = 0.5$ (Tableau 4.7).
- ♦ T : Période fondamentale de la structure $T = 1.23$
- ♦ η : Facteur de correction d'amortissement $\eta = 0.76$

Vérification la condition de : **V. Dynamique > 0.80 V. statique**

Tableau III. 6 Tableaux récapitulatifs de comparaisant des forces statiques et dynamiques.

Spec	Mode	Dir	V_{dyn}	V_{dyn}/V_{stat}	Observation
E1	All	All	7482.209	0.650	Majoration de 1.53
E2	All	All	8002.6836	0.946	-

La majoration peut être introduite par deux méthodes suit :

1. dans l'étude sismique au lieu d'introduire la valeur de la pesanteur on la multiplie par la majoration exemple : $g_x = 10.44$ et $g_y = 10.58$
2. dans les combinaisons où on majore la force sismique exemple : au lieu de G+P+E on aura $G+P\pm 1.044 E_x$ et $G+P\pm 1.058 E_y$.

CHAPITRE IV

JUSTIFICATION DE LA SECURITE

IV : Justification de la Sécurité

IV-1 : Introduction :

Les différentes justifications nécessaires se résument dans la figure suivante :

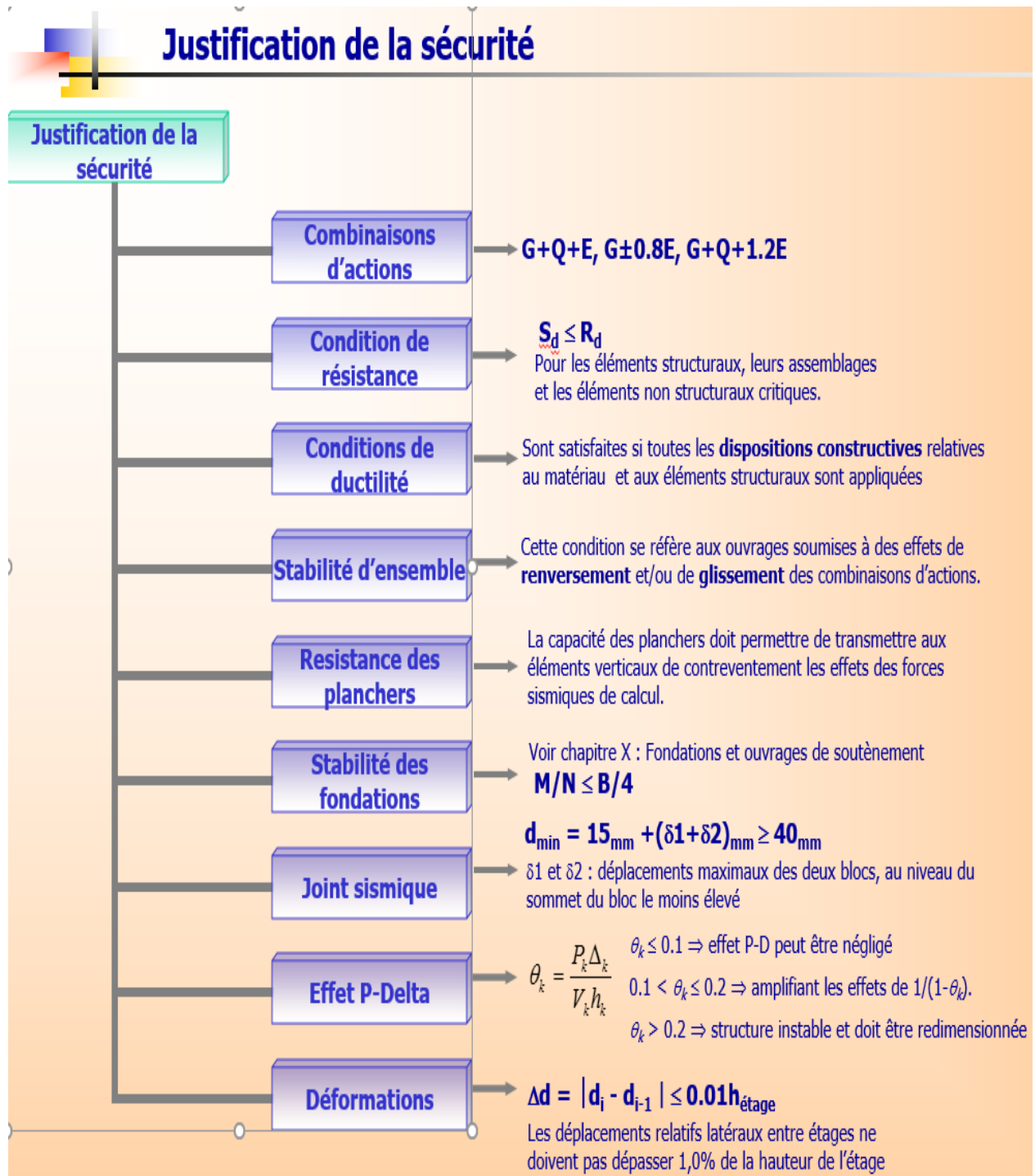


Fig IV.1 : justifications nécessaires pour la sécurité des ouvrages.

IV-2 : Vérification vis-à-vis des déformations

Tableau IV.1 : Tableaux des déplacements totaux et inter étages

<i>Niveau</i>	δ_{ekx} (mm)	δ_{eky} (mm)	Δ_{kx} (mm)	Δ_{ky} (mm)	1% h_e (mm)	$\Delta_k(x,y) \leq 1\% h_e$
17 étage	0.042414	0.057345	0.0064505	0.0124705	28.9	Condition vérifié
16 étage	0.040571	0.053782	0.0070315	0.0127155	28.9	Condition vérifié
15 étage	0.038562	0.050149	0.0075075	0.0129535	28.9	Condition vérifié
14 étage	0.036417	0.046448	0.0080045	0.0131775	28.9	Condition vérifié
13 étage	0.03413	0.042683	0.0084805	0.013356	28.9	Condition vérifié
12 étage	0.031707	0.038867	0.008918	0.0134715	28.9	Condition vérifié
11 étage	0.029159	0.035018	0.009303	0.0134995	28.9	Condition vérifié
10 étage	0.026501	0.031161	0.0096075	0.0134225	28.9	Condition vérifié
9 étage	0.023756	0.027326	0.0098315	0.0132335	28.9	Condition vérifié
8 étage	0.020947	0.023545	0.0099435	0.0129115	28.9	Condition vérifié
7 étage	0.018106	0.019856	0.009933	0.0124355	28.9	Condition vérifié
6 étage	0.015268	0.016303	0.0097895	0.0117915	28.9	Condition vérifié
5 étage	0.012471	0.012934	0.009478	0.010969	28.9	Condition vérifié
4 étage	0.009763	0.0098	0.0089775	0.009933	28.9	Condition vérifié
3 étage	0.007198	0.006962	0.0082565	0.008673	28.9	Condition vérifié
2 étage	0.004839	0.004484	0.0072345	0.0071435	28.9	Condition vérifié
1 étage	0.002772	0.002443	0.0057645	0.0053165	28.9	Condition vérifié
RDC	0.001125	0.000924	0.0039375	0.003234	37.4	Condition vérifié

Condition satisfaite

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \quad \Delta_k < 1\% * h_e$$

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

h_e : hauteur d'étage

IV-3 : Vérification des résultantes des forces sismiques de calcul :

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80%.

La force Sismique totale :

$$V_{stat} = \frac{A.D.Q}{R} . W$$

$$V_x = 11497.2991 \text{ t}$$

$$V_y = 8451.8934 \text{ t}$$

Tableau IV.2: Tableaux récapitulatifs de comparaisant des forces statiques et dynamiques.

Spec	Mode	Dir	Vstat	V dyn	Vdyn/Vstat \geq 80%	Observation	
E1	All	All	11497.2991	7482.209	0.650	C.N.V	Majoration de 1.53
E2	All	All	8451.8934	8002.6836	0.946	C.V	Pas de majoration

Il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (Forces ; Déplacement ; Moment ...) Dans le rapport (Vs/Vd) x0.8

IV-4 : Vérification de l'effet P-Delta :

$$\theta_k = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k}$$

$\theta_k \leq 0.1 \Rightarrow$ effet P-D peut être négligé

$0.1 < \theta_k \leq 0.2 \Rightarrow$ amplifiant les effets de $1/(1-\theta_k)$.

$\theta_k > 0.2 \Rightarrow$ structure instable et doit être redimensionnée

Tableau IV.3 : Tableaux récapitulatifs de l'effet P-Delta dans chaque étage (sens XX)

Niveaux	h (mm)	V_{Kx} (KN)	P_K (KN)	Δ_{Kx} (mm)	θ_{k_x}	Vérification
17 étage	2890	2549.5113	8092.703	52.01	0.06	Condition vérifié
16 étage	2890	5142.0176	16346.6296	45.39	0.05	Condition vérifié
15 étage	2890	7435.4927	24600.5562	38.5	0.04	Condition vérifié
14 étage	2890	9451.8541	32854.4828	31.5	0.04	Condition vérifié
13 étage	2890	11240.8147	41108.4094	24.54	0.03	Condition vérifié
12 étage	2890	12854.764	49362.336	17.89	0.02	Condition vérifié
11 étage	2890	14330.9793	57616.2625	11.76	0.02	Condition vérifié
10 étage	2890	15686.0093	65870.1891	6.51	0.01	Condition vérifié
9 étage	2890	16923.6191	74124.1157	2.52	0.00	Condition vérifié
8 étage	2890	18047.0194	82378.0423	2.52	0.00	Condition vérifié
7 étage	2890	19063.5578	90631.9689	2.52	0.00	Condition vérifié
6 étage	2890	19978.6918	98885.8954	2.52	0.00	Condition vérifié
5 étage	2890	20788.9504	107139.822	2.52	0.00	Condition vérifié
4 étage	2890	21486.457	115393.749	2.52	0.00	Condition vérifié
3 étage	2890	22070.5013	123647.675	2.52	0.00	Condition vérifié
2 étage	2890	22539.8224	131901.602	2.52	0.01	Condition vérifié
1 étage	2890	22866.5103	140155.528	2.52	0.01	Condition vérifié
RDC	3740	23089.8939	149033.575	2.52	0.00	Condition vérifié

Tableau IV.4 : Tableaux récapitulatifs de l'effet P-Delta dans chaque étage (sens YY)

Niveaux	h (mm)	V_{ky} (KN)	P_K (KN)	Δ_{Ky} (mm)	θ_{ky}	vérification
17 étage	2890	1594.5483	8092.703	35.69	0.06	Condition vérifié
16 étage	2890	3074.8911	16346.6296	33.56	0.06	Condition vérifié
15 étage	2890	4257.061	24600.5562	29.98	0.06	Condition vérifié
14 étage	2890	5197.6031	32854.4828	25.14	0.05	Condition vérifié
13 étage	2890	5972.2053	41108.4094	24.22	0.06	Condition vérifié
12 étage	2890	6644.4862	49362.336	17.36	0.04	Condition vérifié
11 étage	2890	7250.6079	57616.2625	11.2	0.03	Condition vérifié
10 étage	2890	7806.3258	65870.1891	6.055	0.02	Condition vérifié
9 étage	2890	8324.7698	74124.1157	2.24	0.01	Condition vérifié
8 étage	2890	8824.4127	82378.0423	2.24	0.01	Condition vérifié
7 étage	2890	9319.8531	90631.9689	2.24	0.01	Condition vérifié
6 étage	2890	9808.4943	98885.8954	2.24	0.01	Condition vérifié
5 étage	2890	10271.9081	107139.822	2.24	0.01	Condition vérifié
4 étage	2890	10693.3778	115393.749	2.24	0.01	Condition vérifié
3 étage	2890	11069.8459	123647.675	2.24	0.01	Condition vérifié
2 étage	2890	11394.9575	131901.602	2.24	0.01	Condition vérifié
1 étage	2890	11633.7109	140155.528	2.24	0.01	Condition vérifié
RDC	3740	11814.3586	149033.575	2.24	0.01	Condition vérifié

1. $G+P \pm 1.044 E_x$ et $G+P \pm 1.058 E_y$.

Toutes les Conditions de sécurité de la structure sont satisfaites

CHAPITRE V

ETUDE DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX

- PLANCHERS EN DALLE PLEINE
- VOILES
- POUTRES

V : Etude des éléments Structuraux**V-1 : Etude des plancher en dalles Pleines****V-1-1 : introduction :**

Les planchers sont des parties horizontales de la construction dont la largeur est nettement supérieure à l'épaisseur, ils séparent les différents niveaux d'un bâtiment et ont deux fonctions principales, la première est la résistance car ils supportent la totalité des charges permanentes et d'exploitation, et la seconde d'isolation en isolant thermiquement et acoustiquement les différents d'étages.

Dans notre construction on a uniquement les plancher en dalles pleines.

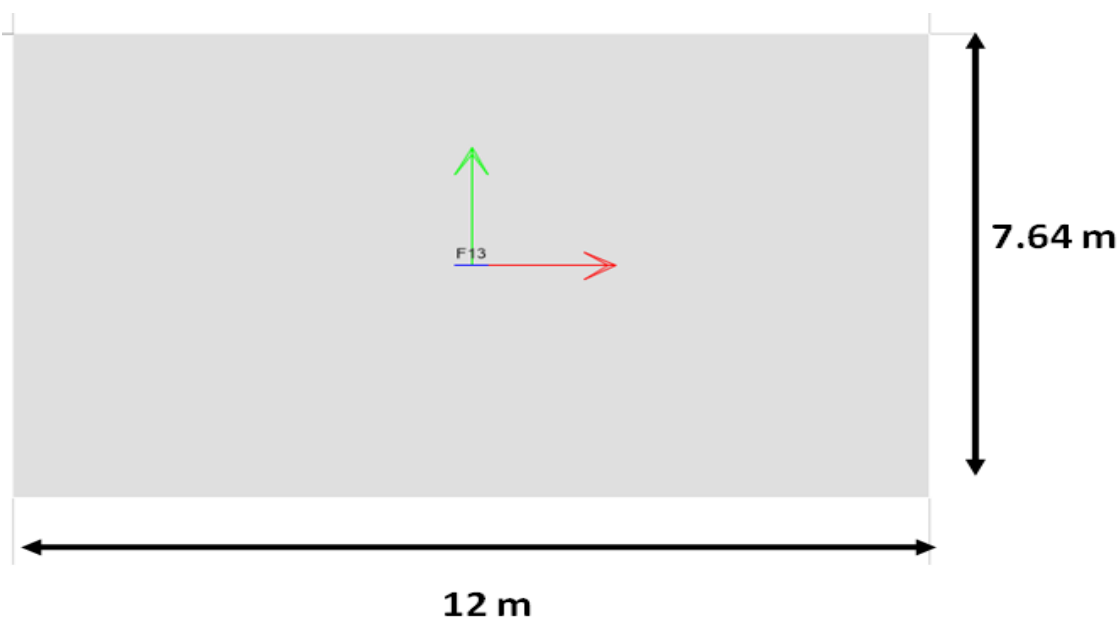


Fig.V.1 : la dalle plein plus sollicitée

V-1-2 : Calcul et vérification des sollicitations des dalles Pleines :

Pour le calcul et la vérification des armatures des dalles pleines on peut distinguer dans notre projet deux types de plancher, et ça suivant les différentes charges,

Dans les pages suivantes on va donner un exemple de calcul du plancher haut sous-sol avec le logiciel **SAFE** (logiciel utiliser pour le calcul des dalles), la même méthode sera utilisée pour les planchers des étages courants où on va mettre un tableau récapitulatif en V-1-2-3.

V-1-2-1 : déformation, Moment et efforts Tranchants des dalles pleines du plancher haut Sous-sol :

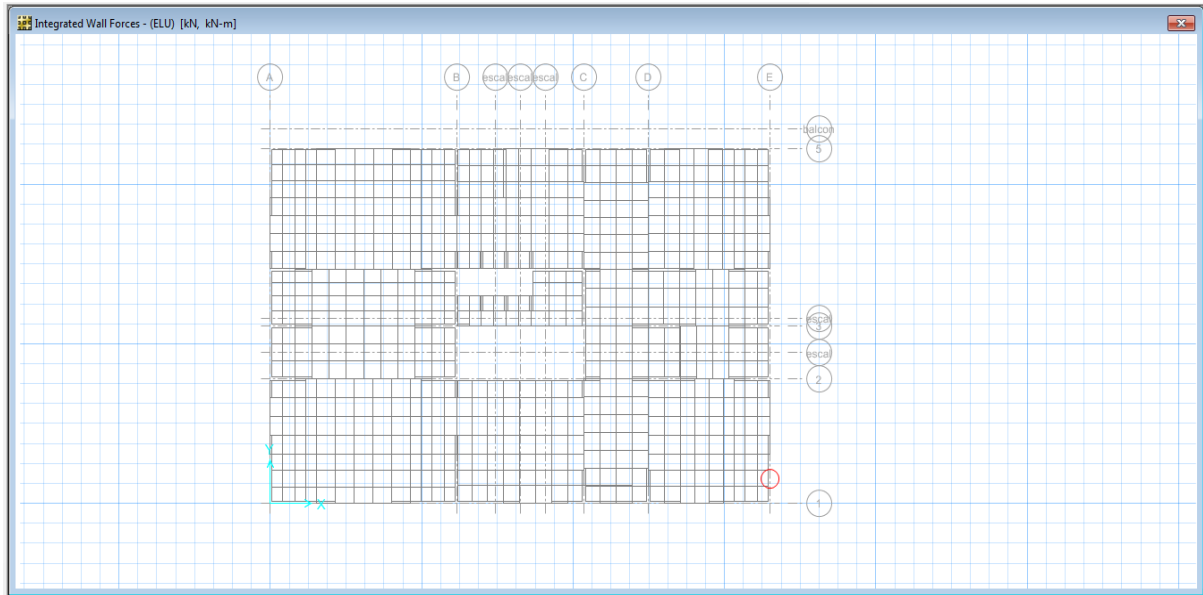


Fig.V.2 : Schéma du Plancher Haut Sous /Sol

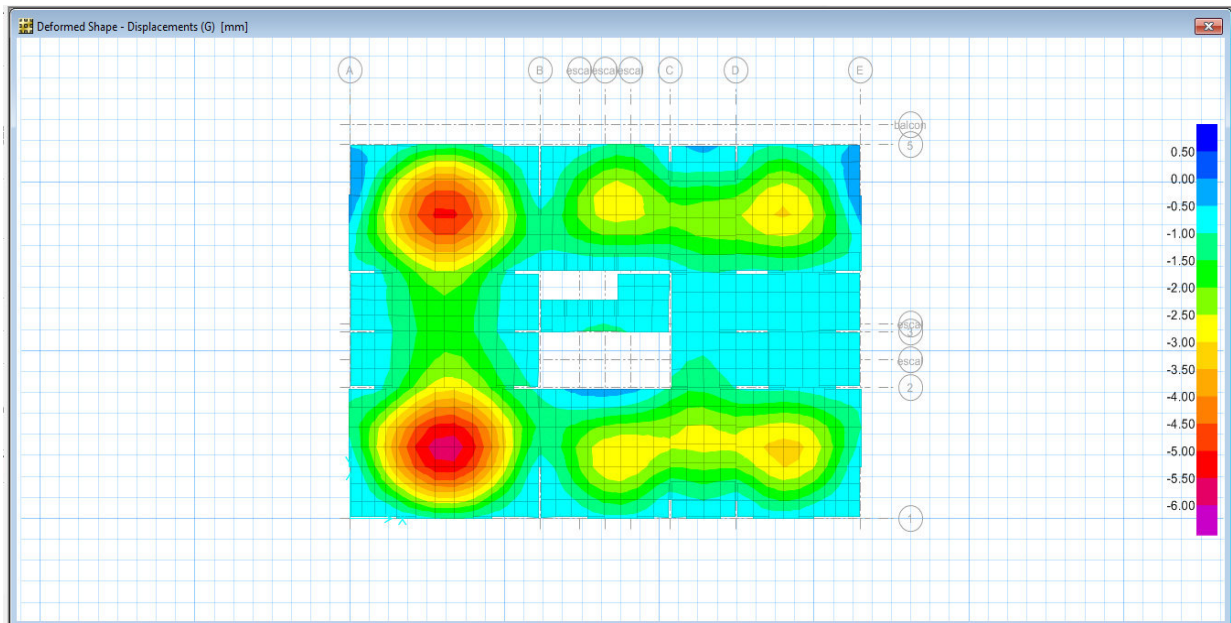


Fig.V.3 : Déformation du Plancher sous la charge Permanente.

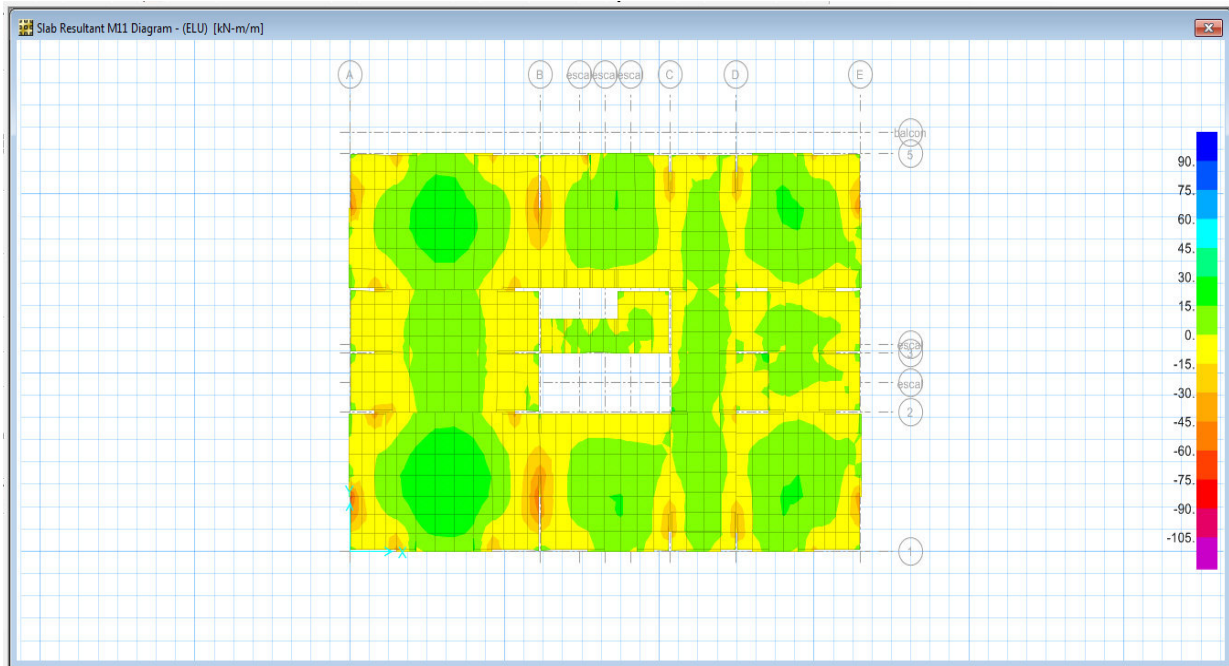


Fig.V.4 : Schéma des Moments en ELU suivant L' Axe (X-X) du Plancher Haut Sous /Sol

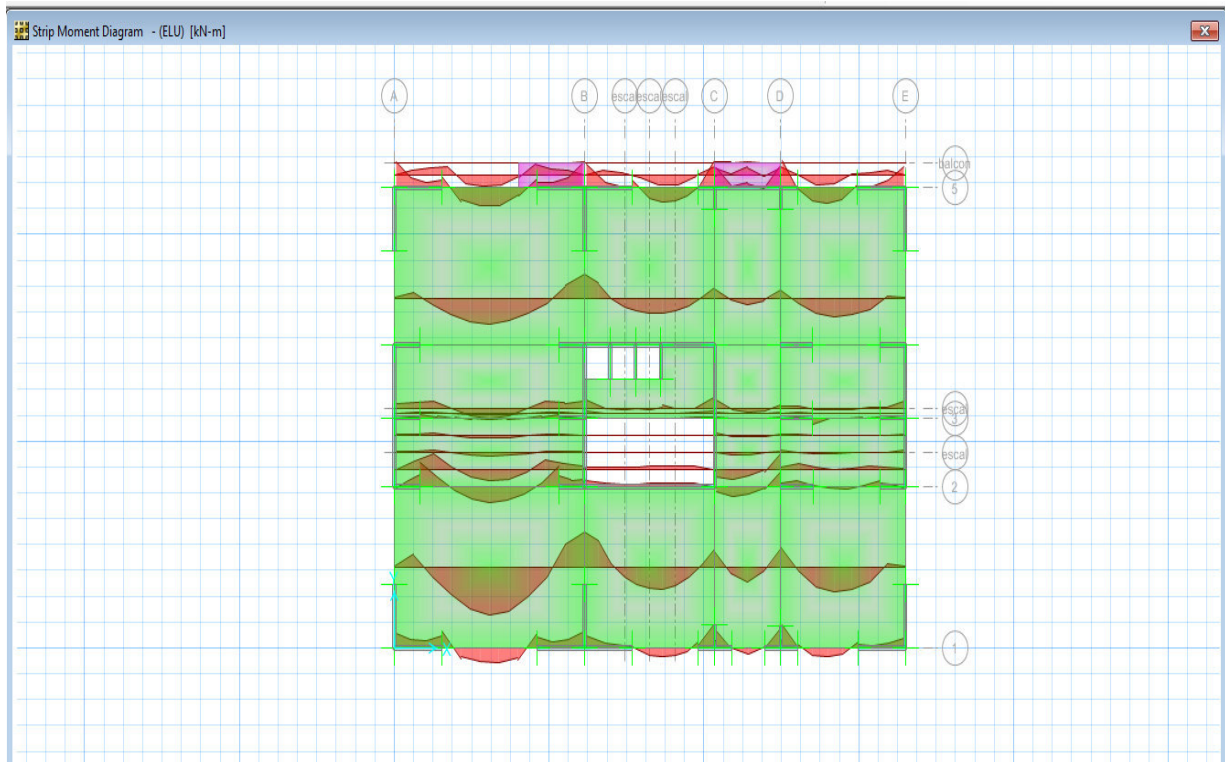


Fig.V.5 : Schéma de Diagramme des Moment en ELU suivant L' Axe (X-X) du Plancher Haut Sous /Sol

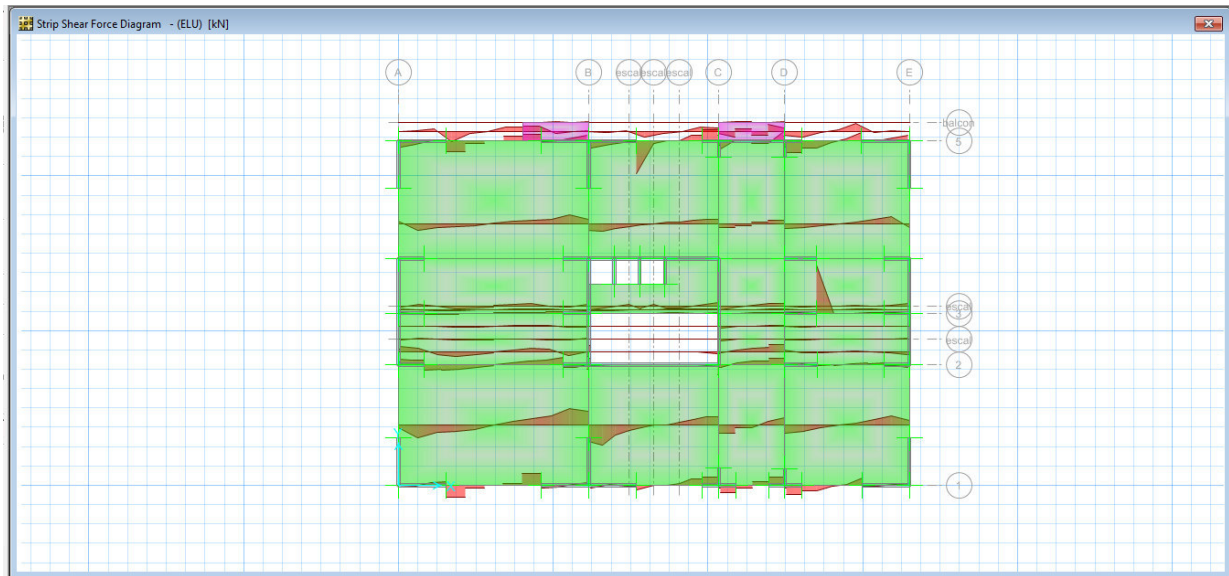


Fig.V.6 : Schéma de Diagramme des efforts tranchants en ELU suivant L'Axe (X-X) du Plancher Haut Sous /Sol

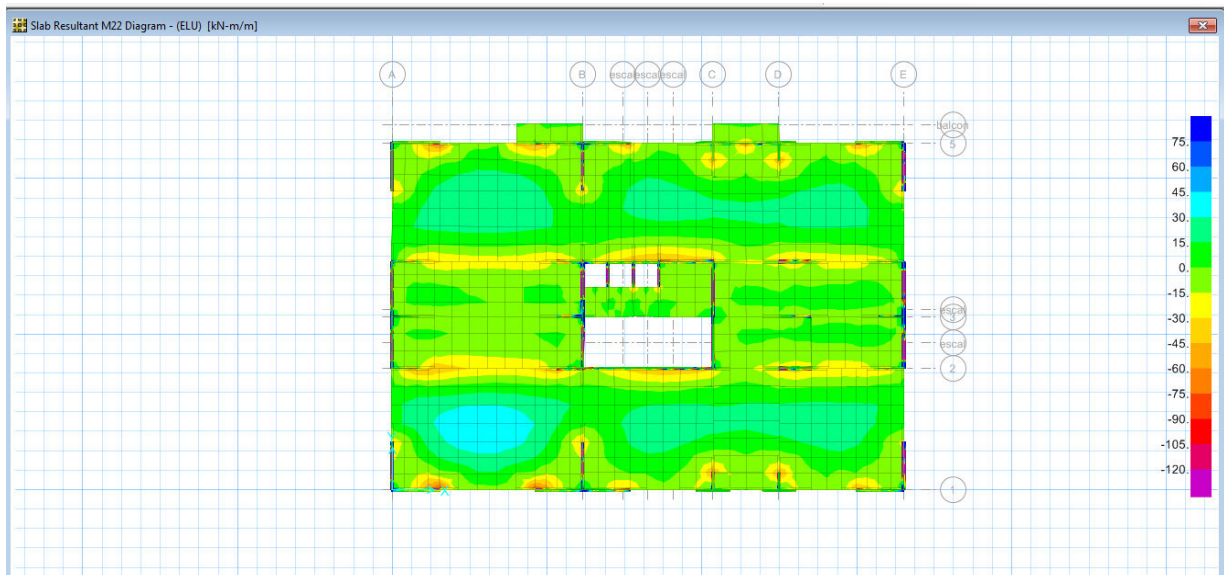


Fig.V.7 : Schéma des Moment en ELU suivant L'Axe (Y-Y) du Plancher Haut Sous /Sol

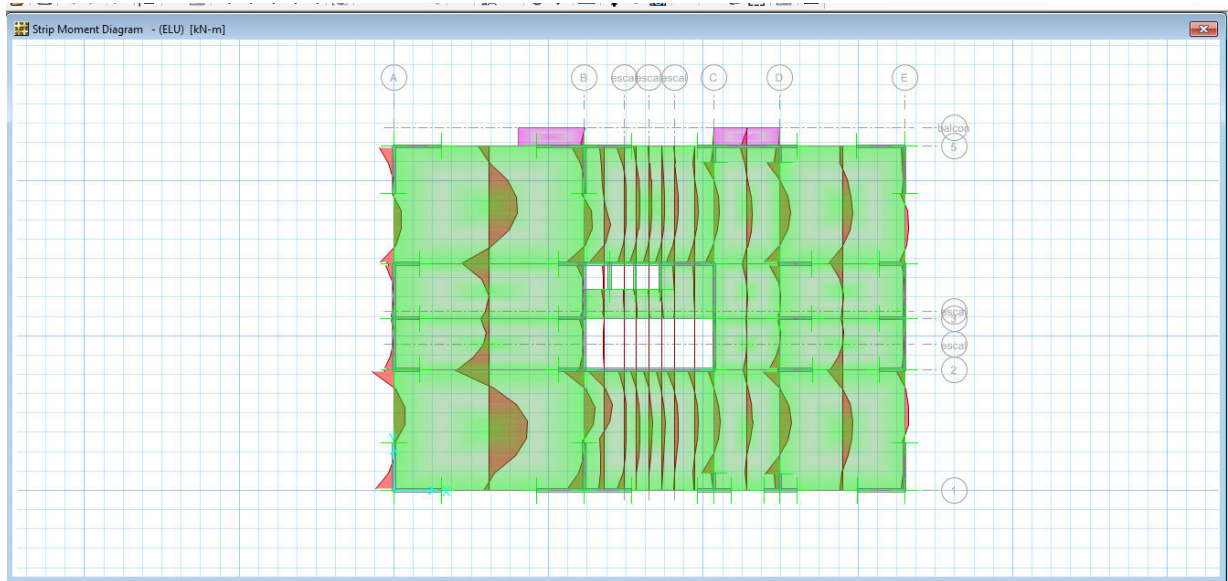


Fig.V.8 : Schéma de Diagramme des Moment en ELU suivant L'Axe (Y-Y) du Plancher Haut Sous /Sol

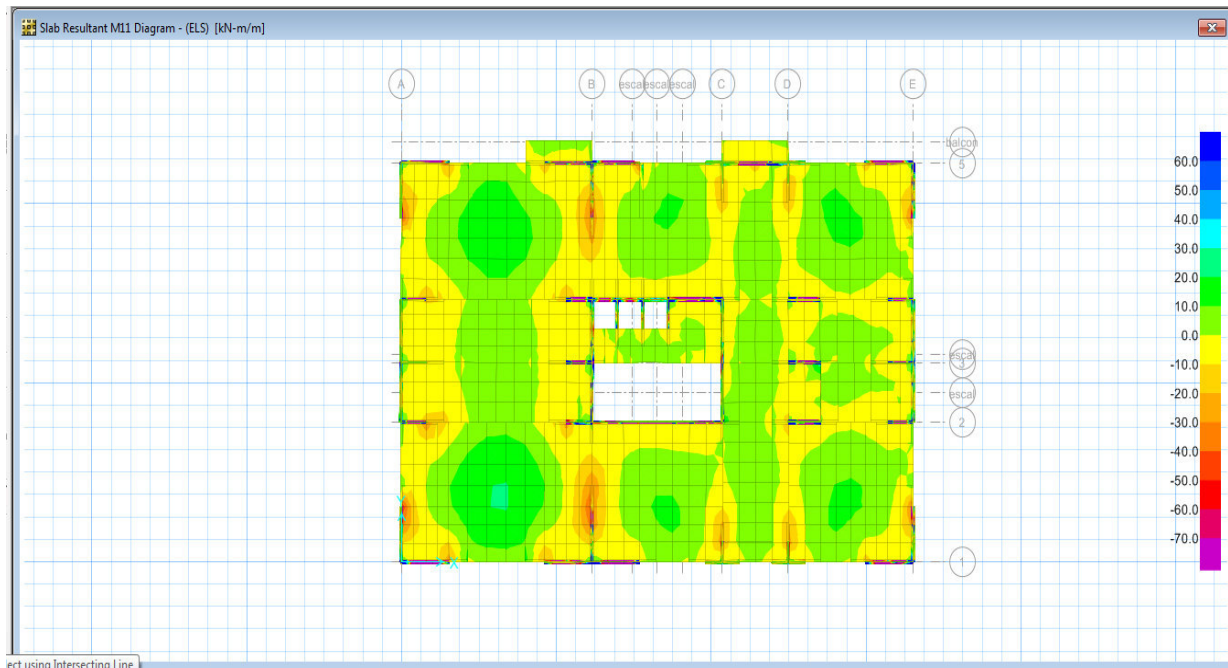


Fig.V.9 : Schéma des Moment en ELS suivant L'Axe (X-X) du Plancher Haut Sous /Sol

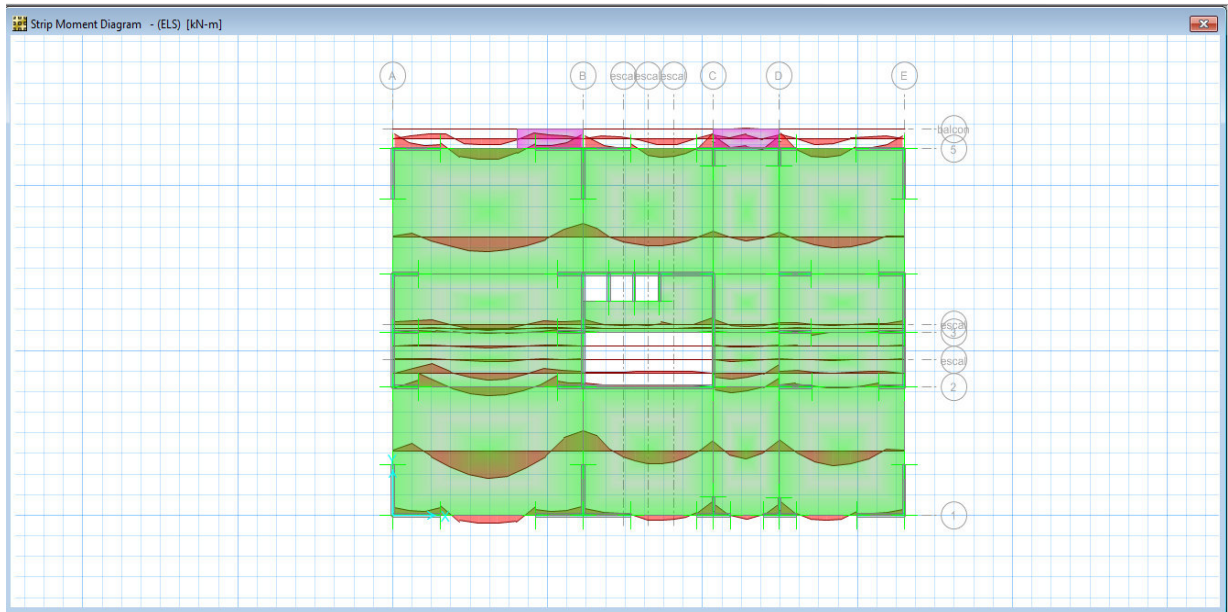


Fig.V.10 : Schéma de Diagramme des moments en ELS suivant L' Axe (X-X) du Plancher Haut Sous /Sol

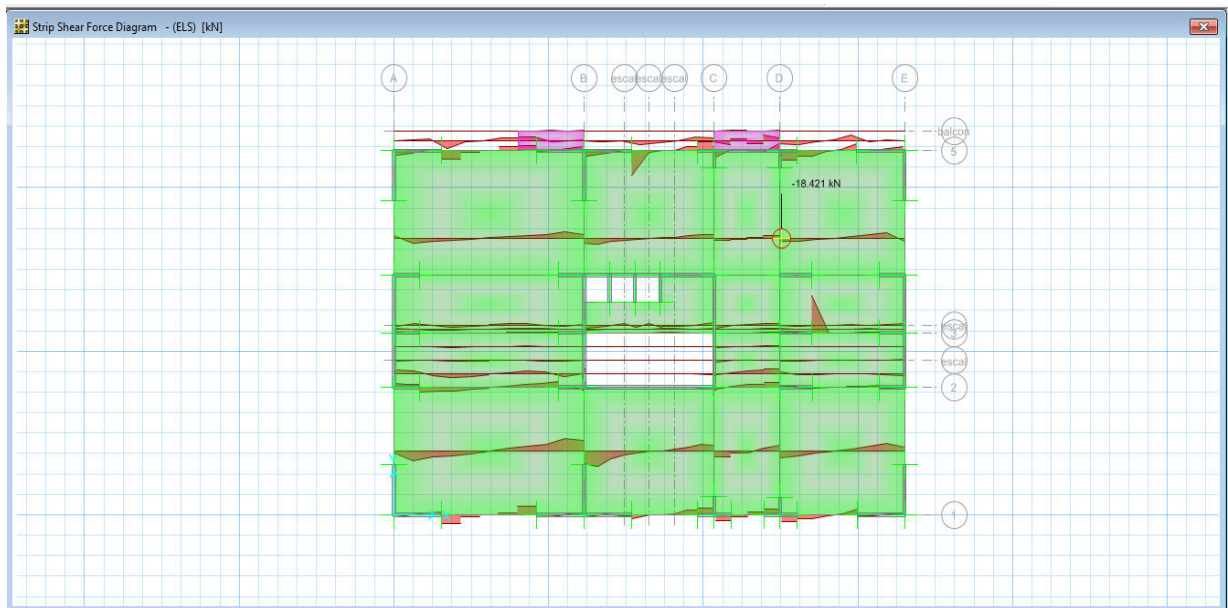


Fig.V.11 : Schéma de Diagramme des efforts tranchants en ELS suivant L' Axe (X-X) du Plancher Haut Sous /Sol

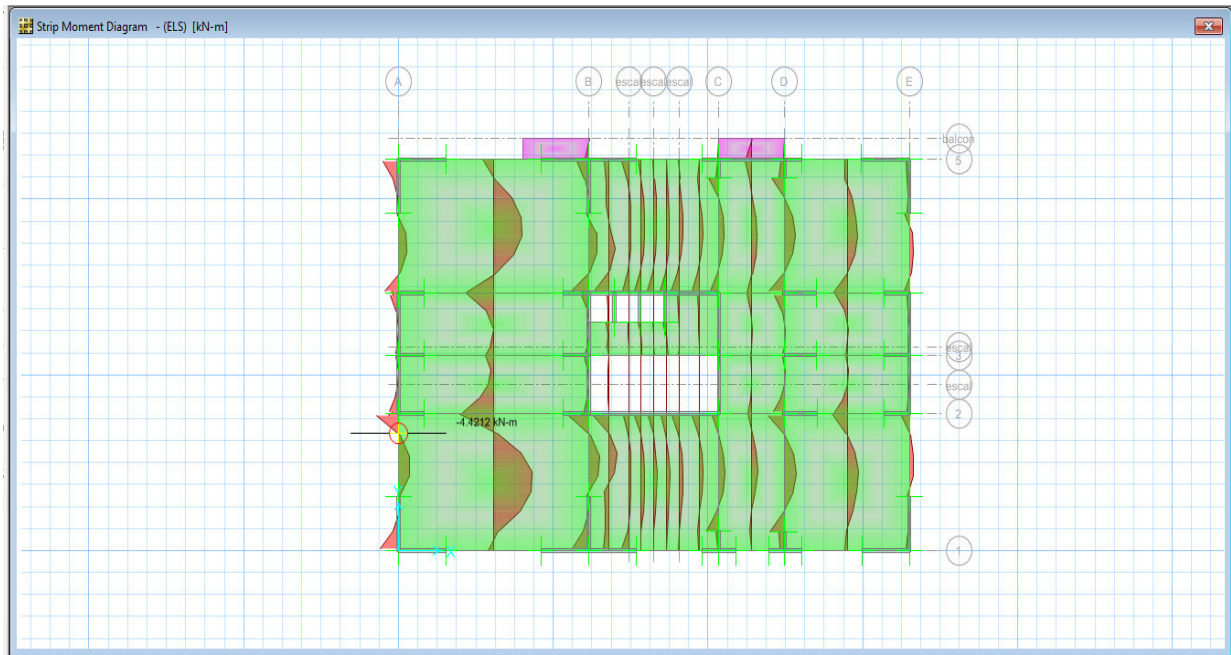


Fig.V.12 : Schéma de Diagramme des Moment en ELS suivant L'Axe (Y-Y) du Plancher Haut Sous /Sol

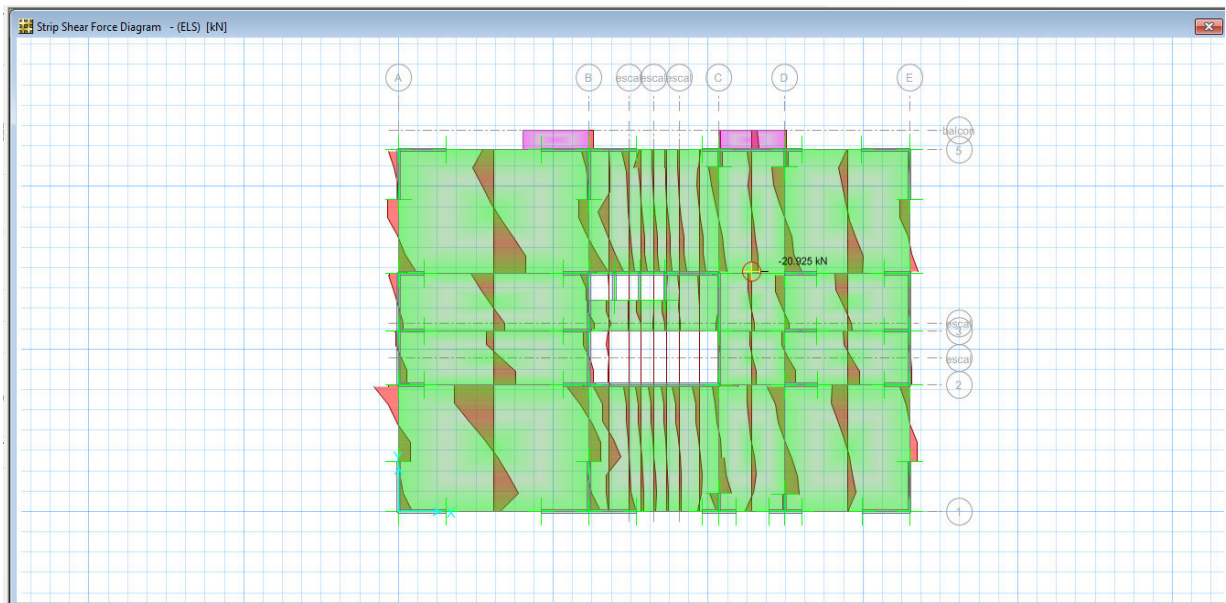


Fig.V.13 : Schéma de Diagramme des efforts tranchants en ELS suivant L'Axe (Y-Y) du Plancher Haut Sous /Sol

V-1-2-2 : Calcul du ferrailage des dalles pleines :

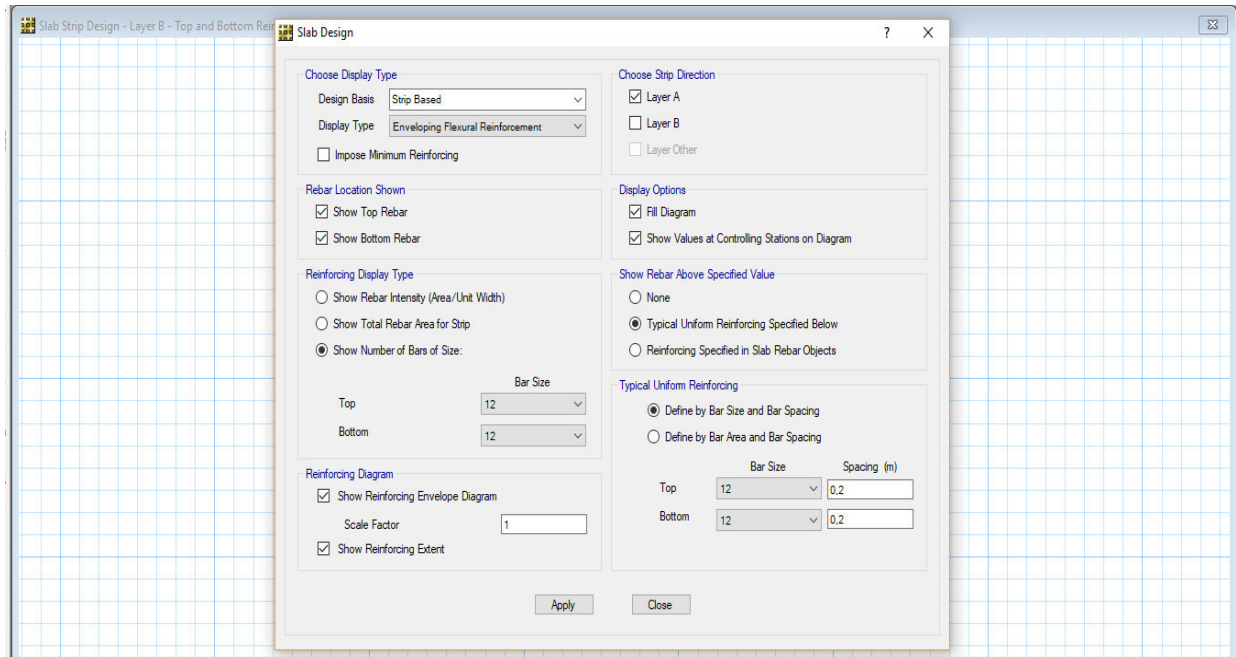


Fig.V.14: Figure des donnees de calcul du Plancher Haut Sous /Sol au niveau des appuis et Travées - Directions Axe (X-X)

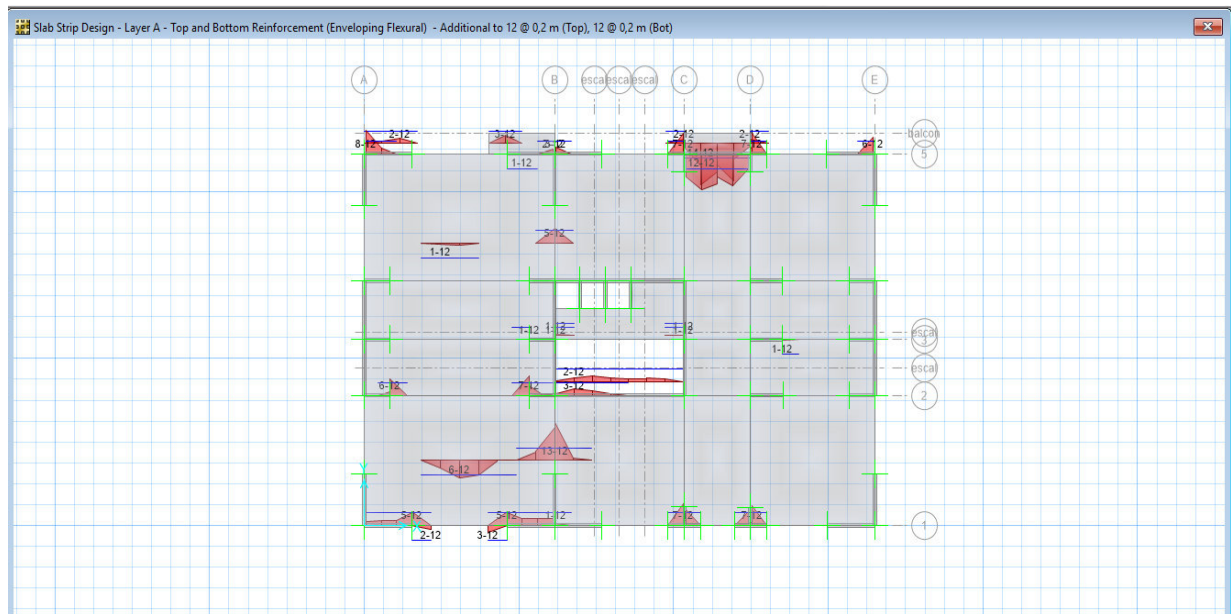


Fig.V.15 : Schéma de déformation de ferrailage du Plancher Haut Sous /Sol au niveau des Appuis et Travées - Directions Axe (X-X)

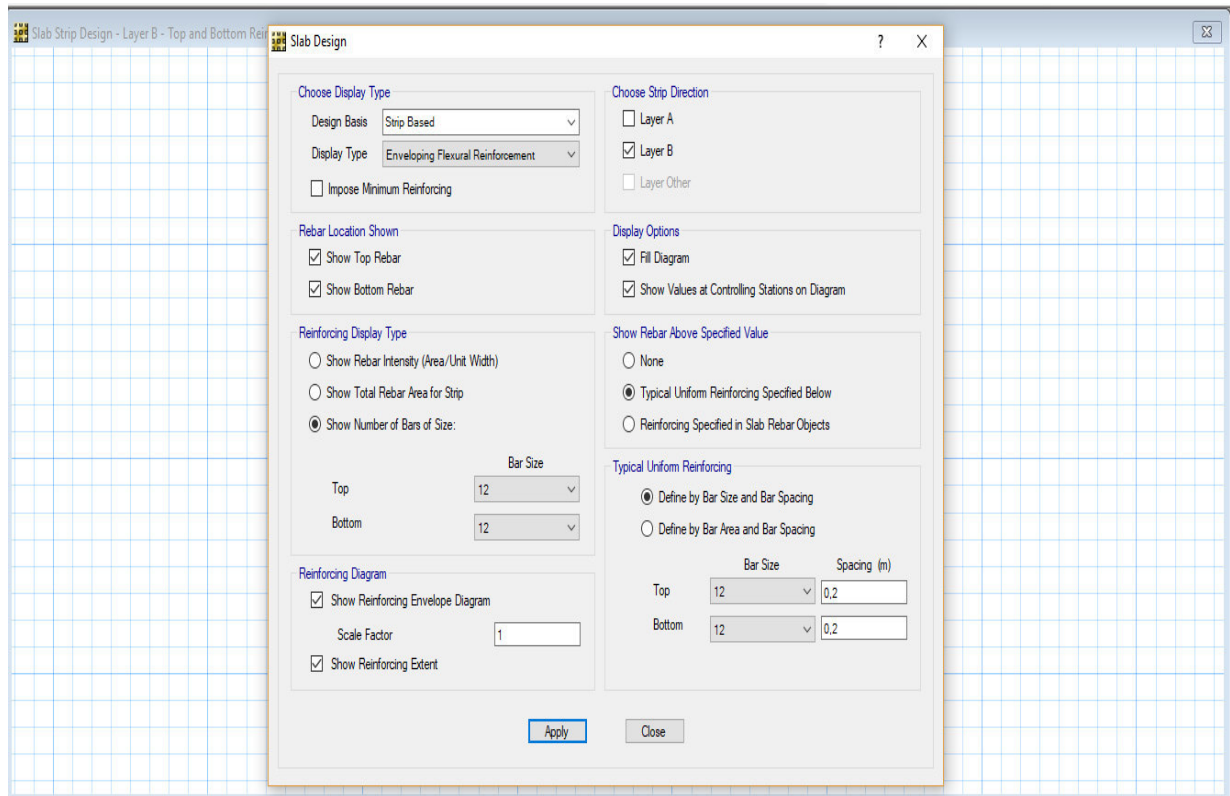


Fig.V.16 : Figure des donnees de calcul du Plancher Haut Sous /Sol au niveau des appuis et Travées - Directions Axe (Y-Y)

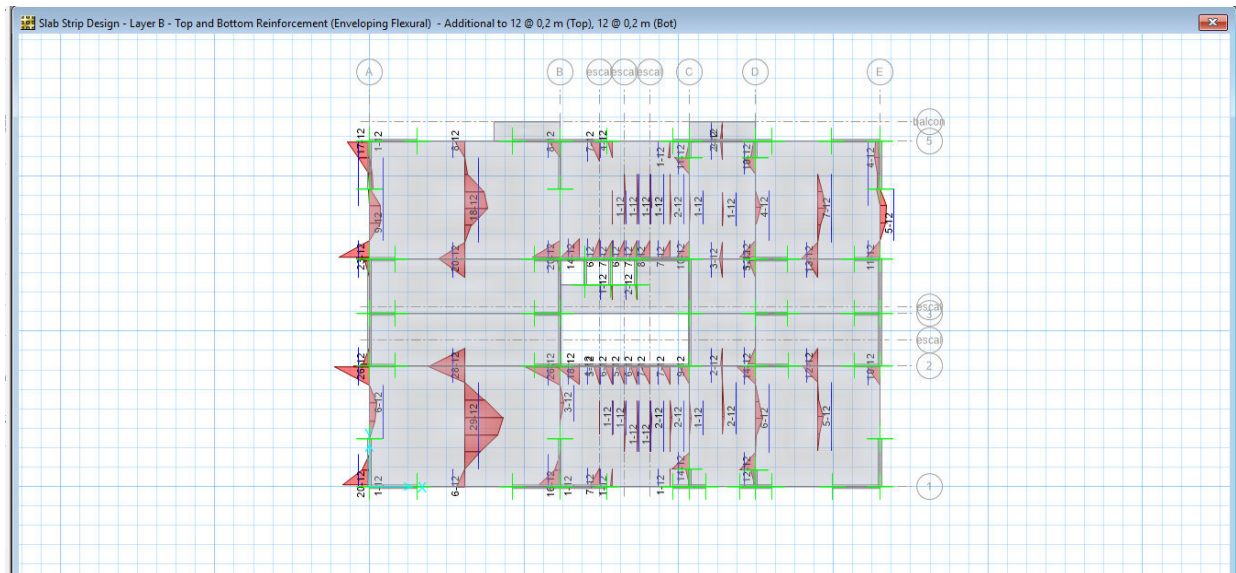


Fig.V.17 : Schéma de déformation de ferrailage du Plancher Haut Sous /Sol au niveau des Appuis et Travées - Directions Axe (Y-Y)

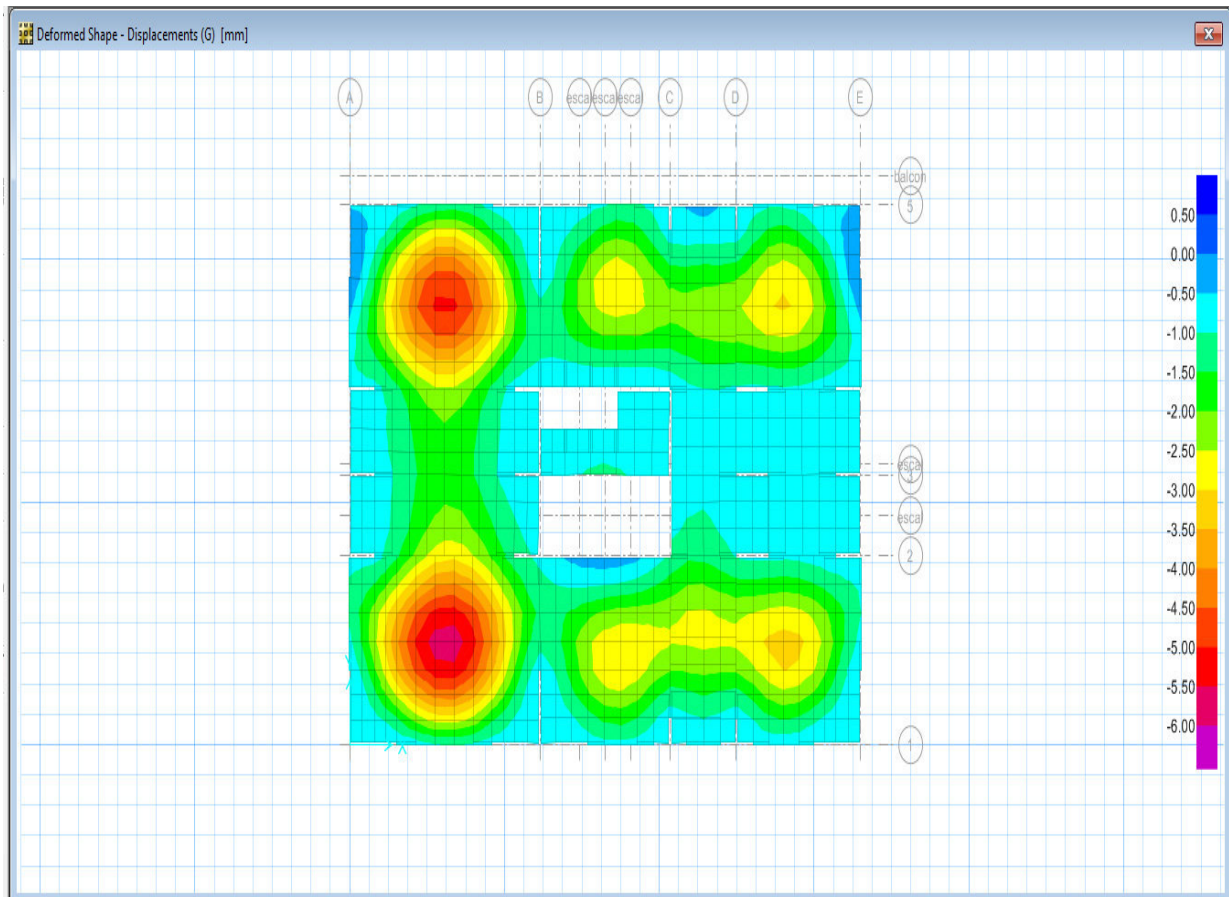
V-1-2-3 : ferrailage finale des deux types de planchers :

Tableau V-1 Tableau récapitulatif des sollicitations maximales

	M (travée) KN/m	M (appuis) KN/m
Sous-sol	2720	3624.43
Terrasse et Etage courant	48	142.5

Tableau V-2 : Tableaux récapitulatifs du ferrailage des planchers

<u>Plancher Ssl et RDC</u>				
	X-X		Y-Y	
	Travée	Appuis	Travée	Appuis
A calculé (cm ²)	12.55	15.98	13.42	18.01
choix des armatures	6T12+6T12 Renfort	6T12+6T14 Renfort	6T12+6T12 Renfort	6T12+6T16 Renfort
	A=13.57cm ²	A=21.3cm ²	A=16.03cm ²	A=18.85cm ²
	e=20cm	e=20cm	e=20cm	e=20cm
<u>plancher Etage courant et Terrasse</u>				
	X-X		Y-Y	
	Travée	Appuis	Travée	Appuis
A calculé (cm ²)	12.82	15.21	12.28	15.24
choix des armatures	6T12+6T12 Renfort	6T12+6T14 Renfort	6T12+6T12 Renfort	6T12+6T16 Renfort
	A=13.58cm ²	A=16.03cm ²	A=13.58cm ²	A=21.3cm ²
	e=20cm	e=20cm	e=20cm	e=20cm

V-1-3 Vérification de la flèche :

*

Fig.V.18 : Déformation du Plancher sous la combinaison 1.35G+1.5P.

Vue que le déplacement maximal à ELU du plancher Haut Sous/Sol (-6 cm) est inférieur au déplacement limite ($L/500 = 745/500=1.49\text{cm}$), on peut conclure que la condition de la flèche est satisfaite.

V-1-4 : **Vérification du poinçonnement :**

Le poinçonnement se fait par expulsion d'un bloc de béton de forme tronconique à 45° .
la vérification se fait pour le voile le plus sollicité.

Dans notre cas : on a le voile (w36) de longueur 6.68 m

Nous devons vérifier :

$$N_u \leq 0,045 \times u_c \times f_{c28}$$

N_u : charge de calcul à l'ELU

$$N_u = \frac{Nu}{L} \quad \text{avec } L=6.68\text{m}$$

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

$$N_u = 13713,86t$$

$$N_u/ml = 13713.86/6.68 = 2052,97t/ml = 2,05MN/ml$$

u_c : périmètre de contour cisailé, projeté sur le plan moyen du radier.

$$u_c = 2(a+b+2h_r) = 2(0.2+6.68+2 \times 0.5) = 16.56$$

$$u_c = 15.76 \text{ m}$$

$$N_u \leq 0,045 \times u_c \times h_r \times f_{c28} = 0.045 \times 0.5 \times 250 = 5.63 \text{ MN/ml (C.B.A art A.5.2.4.3)}$$

$$N_u/ml = 2,05 \text{ MN} < N_u = 5,62 \text{ MN}$$

→ Donc : La dalle résiste au poinçonnement.

Schéma de ferrailage de la dalle pleine :

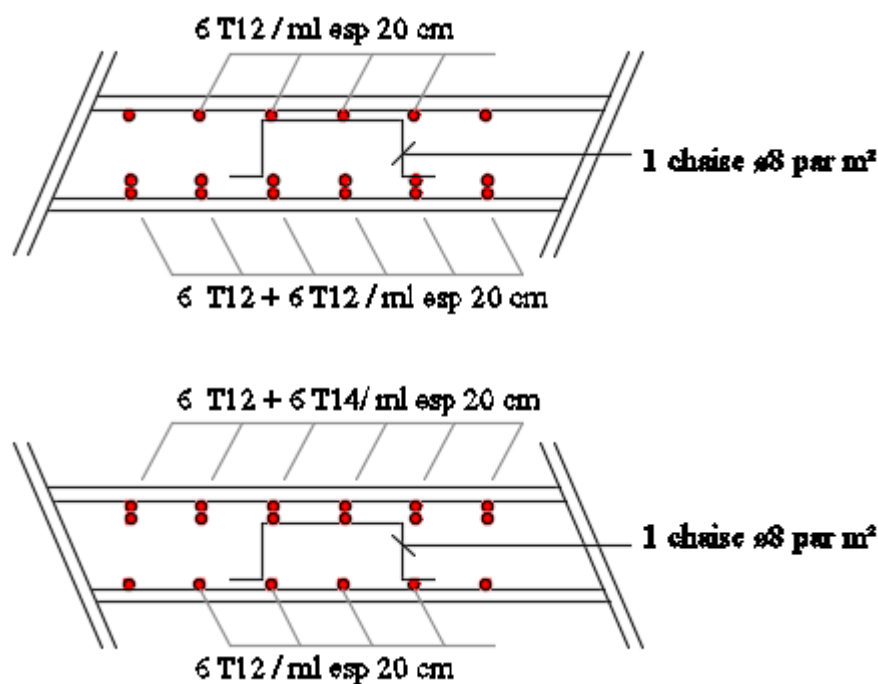


Fig.V.19 :schema de ferrailage des dalles pleines

V-2 : Etude des Voiles :**V-2-1 : Introduction :**

Les voiles sont des plaques en béton armé où la longueur est nettement supérieure à l'épaisseur.

Les voiles doivent résister aux efforts de compression, ils travaillent également à la flexion en provenance de la poussée des terres ou tout autre effort horizontal.

Dans le cadre de ce projet, on distingue deux types de voiles :

- ♦ Voile intérieur (de contreventement) ;
- ♦ Voile périphérique.

Les voiles seront ferrillés à l'aide des résultats des efforts internes tirés du fichier ETABS.

V-2-2 Ferrailage de trumeaux

Le ferrailage des voiles se fera en fissuration peu nuisible sous les sollicitations calculées à partir des combinaisons d'actions dues aux charges verticales et horizontales ; en considérant la situation durable et transitoire sous la combinaison (1.35G+1.5P) ; et la situation accidentelle sous les combinaisons données par le « RPA 99-Version 2003 » : (G+P±E) et (0.8G±E).

V-2-3 Méthode de calcul :♦ **Section entièrement tendue (S.E.T).**

Une section est entièrement tendue si :

N est un effort de traction et, le centre de pression « c » se trouve entre le segment des armatures, à cet effet on aura deux nappes d'armatures, dont les sections seront comme suit :

$$A_1 = \frac{N.(d - e)}{100(d - c).\sigma_1} \quad ; \quad A_2 = \frac{N}{100.\sigma_2} - A_1$$

$$\text{Avec : } \sigma_1 = \sigma_2 = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

♦ **Section partiellement comprimée (S.P.C).**

Une section est dite partiellement comprimée si :

Le centre de pression « c » se trouve à l'extérieur du segment limité par les armatures, quelque soit la nature de l'effort normale « N » de compression ou traction, Si le centre de pression « c » se trouve à l'intérieur du segment limité par les armatures, et la condition suivante vérifiée.

$$N.(d - c_1) - M_1 \leq (0.337 - 0.81 \frac{c_1}{h}).b.h^2.\sigma_b$$

Donc le calcul peut être ramené à un calcul par assimilation à la flexion simple sous l'effet d'un moment fictif :

$$M_1 = N.e$$

Avec :

e : la distance entre le centre de pression et le centre de gravité des armatures tendues.

On détermine alors A1 ; A'1 et on aura deux cas :

$$\text{Avec : } A_1 = \frac{M}{\sigma_s.\beta.d} \quad ; \quad A'_1 = 0.$$

$$A = A_1 + \frac{N}{100.\sigma_s} \quad \text{Si } N > 0$$

$$A = A_1 - \frac{N}{100.\sigma_s} \quad \text{Si } N < 0$$

♦ **Section entièrement comprimée (S.E.C).**

La section est entièrement comprimée si :

L'effort normal « N » est un effort de compression, et le centre de pression se situe entre les armatures et, la condition suivante est vérifiée.

$$(0.337 - 0.81 \cdot \frac{c_1}{h}) \cdot \sigma_b \cdot b \cdot h^2 \leq N(d - c_1) - M_1 \leq (0.5h - c_1) \sigma_b \cdot b \cdot h$$

Les sections des armatures seront calculées comme suite.

1^{er} Cas :

$$N \cdot (d - c_1) \cdot M_1 \geq (0.337 - 0.81 \cdot \frac{c_1}{h}) \cdot \sigma_b \cdot b \cdot h^2$$

$$A_1 = \frac{M_1 \cdot (d - 0.5h) \cdot b \cdot h \cdot \sigma_b}{(d - c) \cdot \sigma_2} \quad A_2 = \frac{N - b \cdot h \cdot \sigma_b}{100 \sigma_2} - A_1$$

2^{ième} Cas :

$$N(d - c_1) - M_1 \leq (0.5h - c_1) \sigma_b \cdot b \cdot h$$

$$\phi = \frac{0.3571 + \frac{N \cdot (d - c_1) - 100 \cdot M_1}{100 \cdot \sigma_b \cdot b \cdot h^2}}{0.8571 + \frac{c_1}{h}}$$

$$A_1 = \frac{M_1 - \phi \cdot b \cdot h \cdot \sigma_b}{100(d - c) \cdot \sigma_2} \quad A_2 = 0 \quad cm^2$$

V-2-4 Descriptions relatives aux armatures des voiles

□ Ferrailage minimal :

Le ferrailage minimal préconisé par le « RPA 99-Version 2003 » globalement dans la section du voile est :

- Armatures longitudinales $A_{min} = 0.0015 \cdot b \cdot h$
- Armatures transversales

$$\text{Pour : } \begin{aligned} \tau_b \leq 0.025 \cdot f_{c28} &\Rightarrow A_t \geq 0.0015 \cdot b \cdot \delta_t \\ \tau_b > 0.025 \cdot f_{c28} &\Rightarrow A_t > 0.0025 \cdot b \cdot \delta_t \end{aligned}$$

Avec : τ_b : Contrainte de cisaillement dans le béton.

δ_t : Espacement des armatures transversales

- Armatures en section courante (armature de peau) :

Les armatures longitudinales intermédiaires ou les armatures de peau « Ac » (02 nappes) doivent avoir au total un minimum égal à 0.2%.

□ Dispositions constructives des armatures :

On devra disposer le ferrailage suivant :

- Les aciers verticaux.
- Les aciers horizontaux.

□ 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 minimal des armatures verticales sur toutes les zones tendues est 0.2%.

Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas dépasser l'épaisseur des voiles.

Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies des crochets a la partie supérieure ; toutes les autres barres n'ont pas des crochets et leurs jonctions sera par recouvrement.

A chaque extrémité du voile (trumeaux), l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile, et l'espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15 cm.

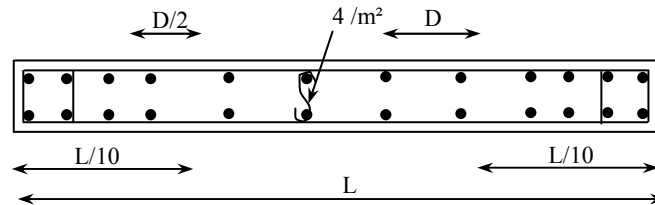


Fig.V.19 Disposition des armatures verticales dans les voiles.

❑ **Aciers horizontaux :**

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une largeur de 10 Ø.

❑ **Règle commune :**

Le pourcentage minimal d'armatures verticales et horizontales des trumeaux est donné par :

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 :

$$\delta_t \leq 1.5 a$$

$$\delta_t \leq 30 \text{ cm.}$$

Avec a : l'espacement du voile en centimètres.

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées à au moins 04 épingles au m², 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 :

- 40Ø pour les barres situées dans les zones ou le renversement du signe des efforts est possible

- 20Ø pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles des charges.

V.2.5 Vérification à l'effort tranchant et ferrailage minimal :

a. Contrainte limite de cisaillement :

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa} \right)$$

il faut que :
$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b_0 \cdot d} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec : $V_u^{\max} = 1.4 V_u^{\text{cal}}$.

b_0 : l'épaisseur du voile.

d : hauteur utile = 0,9.H.

H : hauteur totale de la section.

b. Espacement minimal des armatures horizontales :

Selon RPA 99 : $S_t \leq \min (30 \text{ cm} ; 1.5 a) = 30 \text{ cm}$.

Les règles BAEL 91 : $S_t \leq \min (0.9 d ; 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$.

On adoptera donc : $S_t = 30 \text{ cm}$.

c. Calcul des armatures horizontales :

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3 \cdot f_{t28} \cdot K}{0.9 \cdot \frac{f_{t28}^*}{\gamma_s}}$$

Avec :

$K=0$: pas de reprise de bétonnage.

$$f_{t28}^* = \min(f_{t28}, 3.3 \text{ MPa})$$

d. Pourcentage minimal

$$\left(\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \right) \geq \frac{1}{f_e} \min \left(\frac{\tau_u}{2} ; 0,4 \text{ MPa} \right)$$

V.2.6 Exemple de calcul des trumeaux :

Après l'utilisation logiciel on obtient les résultats suivants :

Voiles W_{24} :

Les sollicitations des voiles W_{24} sont regroupées dans le tableau suivant :

Tableau V.2 sollicitations maximales des voiles W_{24} et efforts correspondants

W ₂₄ : (20x160) cm							
Story	Pier	Load	Loc	P	V	M2	M3
RDC	P9	ELU	Bottom	-1998.63	3.376	1.039	2.084
RDC	P9	ELS	Bottom	-1454.65	3.376	0.737	1.476
RDC	P13	G+Q+EX Min	Bottom	-4389.33	2.07	0.952	0.648
RDC	P20	EX Max	Top	2934.67	0.324	0.17	0.851
17	P19	G+Q+EY Max	Bottom	-92.652	-10.19	14.992	74.959
17	P19	G+Q+EY Max	Top	166.334	-38.68	12.489	62.446

V.2.6.1-calcul du ferrailage vertical du voile :

On détermine les sections d'acier « Ai » correspondant aux cas suivants :

$$\left. \begin{array}{l} 1^{\text{er}} \text{ Cas} : N_{\max} \longrightarrow (M_{22\text{corresp.}}, M_{33\text{corresp}}) \longrightarrow A1 \\ 2^{\text{ième}} \text{ Cas} : N_{\min} \longrightarrow (M_{22\text{corresp.}}, M_{33\text{corresp}}) \longrightarrow A2 \\ 3^{\text{ième}} \text{ Cas} : M_{22\max} \longrightarrow (N_{\text{corresp.}}) \longrightarrow A3 \\ 4^{\text{ième}} \text{ Cas} : M_{33\max} \longrightarrow (N_{\text{corresp.}}) \longrightarrow A4 \end{array} \right\} A = \max. (A1 ; A2 ; A3 ; A4).$$

▪ 1^{er} cas :

The screenshot shows the 'voils - Flexi' software interface. The main window displays the following data:

- Matériaux:**
 - Contrainte béton: f_{tj} = 25 MPa
 - Module élast. acier: E_a = 200 000 MPa
 - Limite élast. acier: f_{tj} = 400 MPa
 - Coeff. acier/béton: n = 15
- Convention signes:**
 - $N > 0$: compression
 - $M_x > 0$: tend la fibre inférieure
 - $M_y > 0$: tend la fibre gauche
- Calcul aux ELS (checked):**
 - Effort normal: N_u = 1.999 kN
 - Moment fléchissant: M_{xu} = 1.04 kN*m
 - Moment fléchissant: M_{yu} = 2.08 kN*m
- Calcul aux ELS (checked):**
 - Effort normal: N_s = 1.455 kN
 - Moment fléchissant: M_{xs} = 0.74 kN*m
 - Moment fléchissant: M_{ys} = 1.48 kN*m
- Coefficients:**
 - durée chargement: θ = 1
 - sécurité du béton: γ_b = 1.5
 - sécurité de l'acier: γ_s = 1.15
 - fluage du béton: φ = 2
 - alpha du béton: α = 0
- Rissuration:**
 - peu préjudiciable
 - préjudiciable
 - très préjudiciable

At the bottom right, there is a diagram of a rectangular cross-section with a horizontal X-axis and a vertical Y-axis. The center of gravity is marked as 'G'.

Fig.V.20 Données de calcul du 1^{er} cas

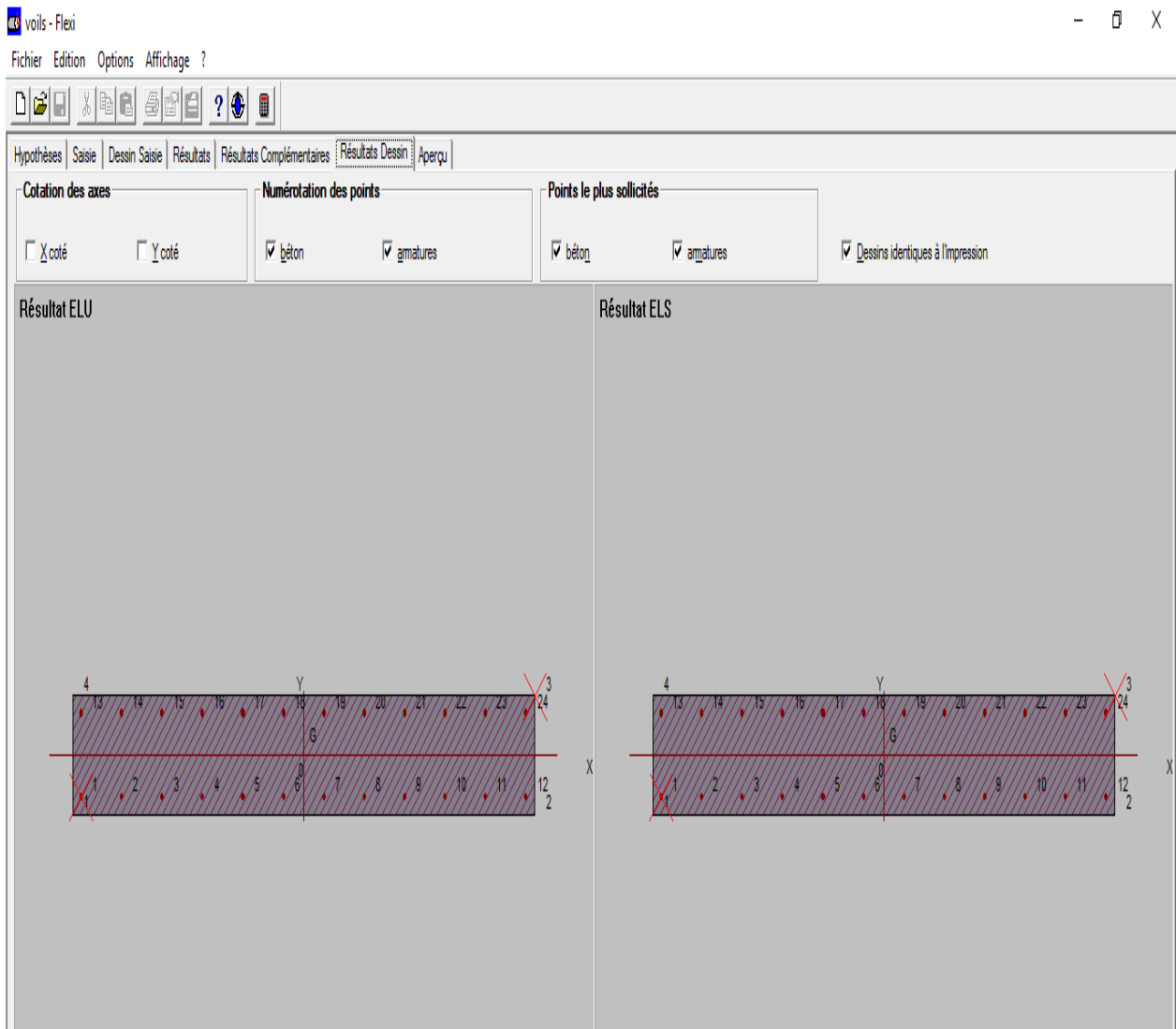


Fig.V.21 Résultats du 1^{er} cas (en dessin)

Données saisies :

Contrainte du béton : $f_{c,d}$	25 MPa
Limite d'élasticité d'acier : $f_{t,d}$	400 MPa
Module d'élasticité d'acier : E_a	200 000 MPa
Coefficient d'équivalence acier/béton : n	15

Coefficient de durée d'application des charges : θ	1
Coefficient de sécurité du béton : γ_b	1,5
Coefficient de sécurité de l'acier : γ_s	1,15
Coefficient du fluage de béton : ϕ	2
Coefficient alpha du béton : α	0

Effort normal (ELU) : N_u	1 999 kN
Moment fléchissant (ELU) : M_{xu}	1,04 kN*m
Moment fléchissant (ELU) : M_{yu}	2,08 kN*m

Effort normal (ELS) : N_s	1 455 kN
Moment fléchissant (ELS) : M_{xs}	0,74 kN*m
Moment fléchissant (ELS) : M_{ys}	1,48 kN*m

Fissuration peu préjudiciable;

Résultats des calculs aux ELU

La convergence est obtenue après 15 itérations.

La pente des déformations est 7.2E-005

L'axe neutre coupe l'axe X à $x = -184,6$ m et l'axe Y à $y = -6,07$ m

Raccourcissement maximal dans le béton :	0,45 ‰
Raccourcissement admissible du béton :	3,5 ‰

Allongement maximal dans les armatures :	0,43 ‰
Allongement admissible des armatures :	10 ‰

2^{em} cas :

voils - Flexi

Fichier Edition Options Affichage ?

Hypothèses Saisie Dessin Saisie Résultats Résultats Complémentaires Résultats Dessin Aperçu

Nom d'affaire : voile cas 2

Nom du fichier : voils

Dessin Géométrie Type
 Dessin Géométrie Saisie

Matériaux

Contrainte béton : f_{ct} 25 MPa Module élast. acier : E_a 200 000 MPa
 Limite élast. acier : f_{lg} 400 MPa Coeff. acier/béton : n 15

Convention signes

$N > 0$: compression
 $M_x > 0$: tend la fibre inférieure
 $M_y > 0$: tend la fibre gauche

Saisir la section ...

Calcul aux ELU

Effort normal : N_u 4.389 kN
 Moment fléchissant : M_{xu} 0.95 kN*m
 Moment fléchissant : M_{yu} 0.65 kN*m

Calcul aux ELS

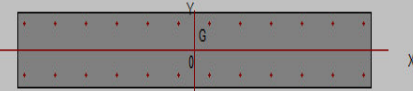
Effort... : N_s kN
 Moment... : M_{xs} kN*m
 Moment... : M_{ys} kN*m

Coefficients

durée chargement : θ 1
 sécurité du béton : γ_b 1.5
 sécurité de l'acier : γ_s 1.15
 fluage du béton : ϕ 2
 alpha du béton : α 0

Fissuration

peu préjudiciable
 préjudiciable
 très préjudiciable



Pour l'aide, appuyez sur F1

NUM

Fig.V.22.Données de calcul du 2^{em} cas

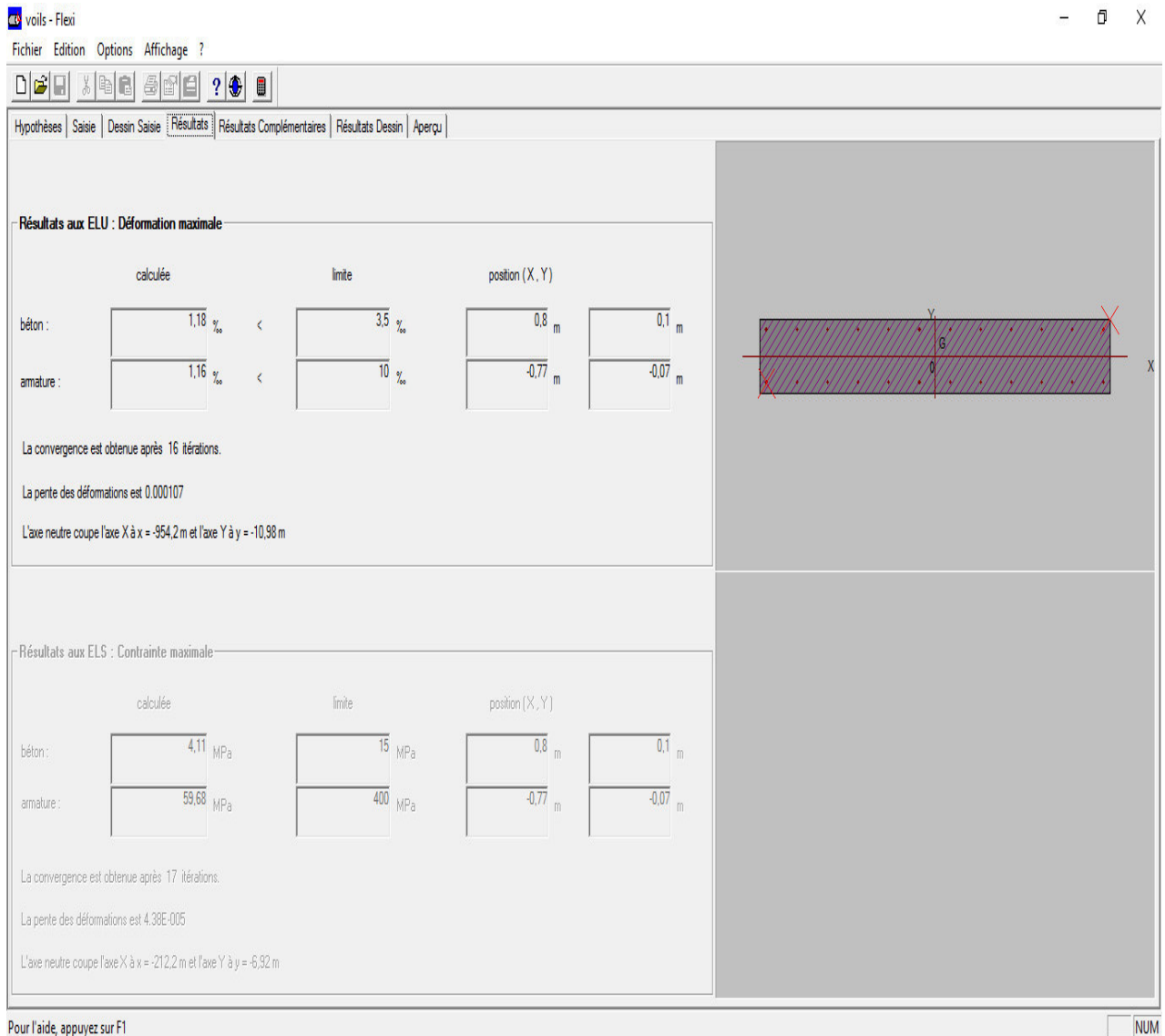


Fig.V.23. Résultats du 2^{em} cas (en dessin)

Données saisies :

Contrainte du béton : f_{tj}	25 MPa
Limite d'élasticité d'acier : f_{yk}	400 MPa
Module d'élasticité d'acier : E_s	200 000 MPa

Coefficient de durée d'application des charges : ψ	1
Coefficient de sécurité du béton : γ_b	1,5
Coefficient de sécurité de l'acier : γ_s	1,15
Coefficient du fluage de béton : ϕ	2
Coefficient alpha du béton : α	0

Effort normal (ELU) : N_u	4 389 kN
Moment fléchissant (ELU) : M_{xu}	0,95 kN*m
Moment fléchissant (ELU) : M_{yu}	0,65 kN*m

Résultats des calculs aux ELU

La convergence est obtenue après 16 itérations.

La pente des déformations est 0.000107

L'axe neutre coupe l'axe X à $x = -954,2$ m et l'axe Y à $y = -10,98$ m

Raccourcissement maximal dans le béton :	1,18 ‰
Raccourcissement admissible du béton :	3,5 ‰

Allongement maximal dans les armatures :	1,16 ‰
Allongement admissible des armatures :	10 ‰

3^{em} cas :

voils - Flexi

Fichier Edition Options Affichage ?

Hypothèses Saisie Dessin Saisie Résultats Résultats Complémentaires Résultats Dessin Aperçu

Nom d'affaire : voile cas 2

Nom du fichier : voils

Dessin Géométrie Type
 Dessin Géométrie Saisie

Matériaux

Contrainte béton : f_{cd} 25 MPa Module élast. acier : E_a 200 000 MPa

Limite élast. acier : f_{lg} 400 MPa Coeff. acier/béton : n 15

Convention signes

$N > 0$: compression
 $M_x > 0$: tend la fibre inférieure
 $M_y > 0$: tend la fibre gauche

Saisir la section ...

Calcul aux ELL

Effort normal : N_u 2.935 kN

Moment fléchissant : M_{ux} 0.17 kN/m

Moment fléchissant : M_{uy} 0.85 kN/m

Calcul aux ELS

Effort : N_s kN

Moment : M_{xs} kN/m

Moment : M_{ys} kN/m

Coefficients

durée chargement : θ 1

sécurité du béton : γ_b 1.5


sécurité de l'acier : γ_s 1.15

fluage du béton : ϕ 2

alpha du béton : α 0

Fissuration

peu préjudiciable
 préjudiciable
 très préjudiciable



Pour l'aide, appuyez sur F1

NUM

Fig.V.24 Données de calcul du 3^{em} cas

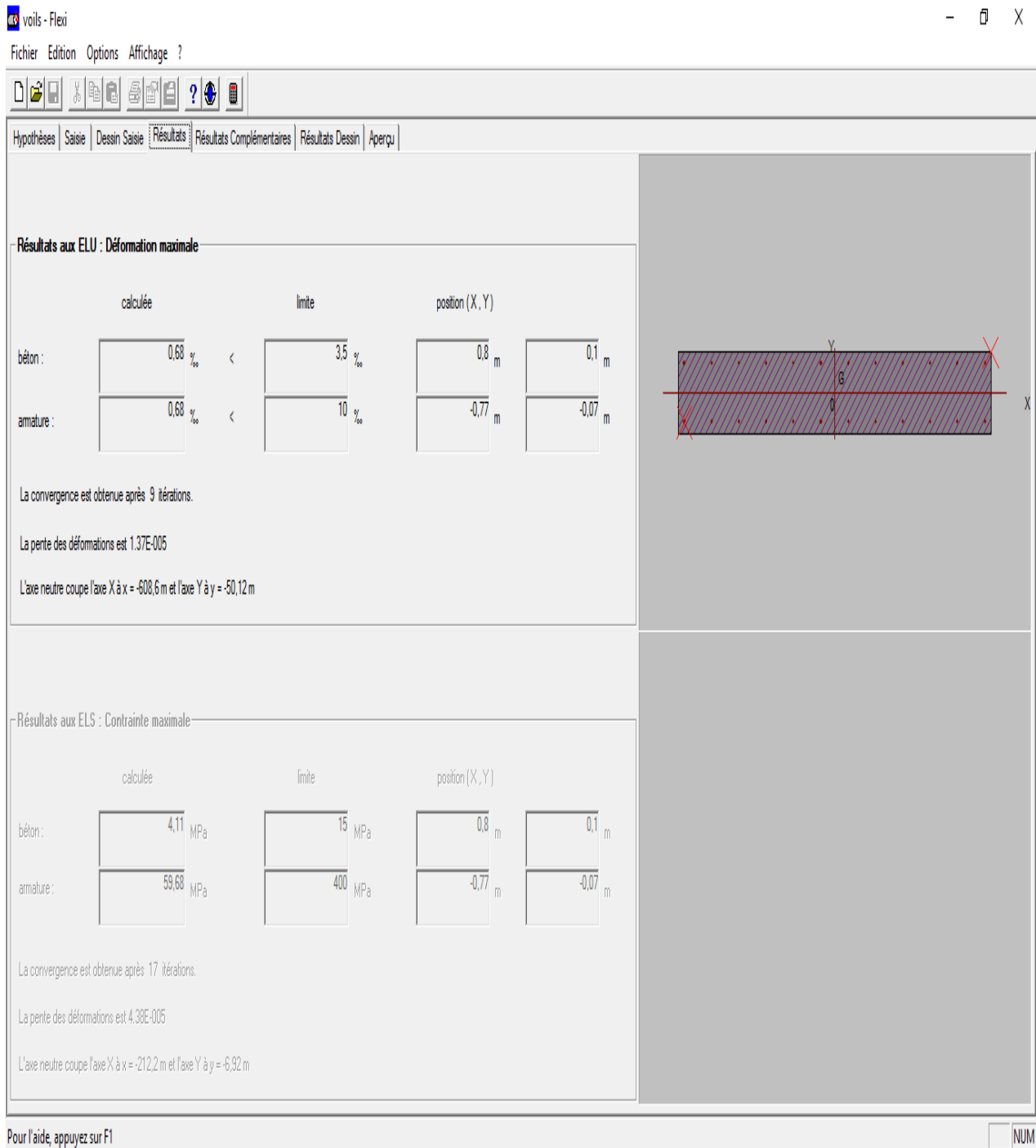


Fig.V.25 Résultats du 3^{em} cas (en dessin)

Données saisies :

Contrainte du béton : $f_{c,d}$	25 MPa
Limite d'élasticité d'acier : $f_{y,d}$	400 MPa
Module d'élasticité d'acier : E_s	200 000 MPa

Coefficient de durée d'application des charges : ψ	1
Coefficient de sécurité du béton : γ_b	1,5
Coefficient de sécurité de l'acier : γ_s	1,15
Coefficient du fluage de béton : ϕ	2
Coefficient alpha du béton : α	0

Effort normal (ELU) : N_u	2 935 kN
Moment fléchissant (ELU) : M_{xu}	0,17 kN*m
Moment fléchissant (ELU) : M_{yu}	0,85 kN*m

Résultats des calculs aux ELU

La convergence est obtenue après 9 itérations.

La pente des déformations est 1.37E-005

L'axe neutre coupe l'axe X à $x = -608,6$ m et l'axe Y à $y = -50,12$ m

Raccourcissement maximal dans le béton :	0,68 ‰
Raccourcissement admissible du béton :	3,5 ‰

Allongement maximal dans les armatures :	0,68 ‰
Allongement admissible des armatures :	10 ‰

■ **4^{em} cas :**

Matériaux

Contrainte béton :	f_{tj}	25 MPa	Module elast. acier :	E_a	200 000 MPa
Limite elast. acier :	f_{tj}	400 MPa	Coeff. acier/béton :	n	15

Convention signes

$N > 0$: compression
 $M_x > 0$: tend la fibre inférieure
 $M_y > 0$: tend la fibre gauche

Calcul aux ELU

Effort normal :	N_u	92,65 kN
Moment fléchissant :	M_{ux}	14,99 kN·m
Moment fléchissant :	M_{uy}	74,96 kN·m

Calcul aux ELS

Effort ... :	N_s	kN
Moment ... :	M_{sx}	kN·m
Moment ... :	M_{sy}	kN·m

Coefficients

durée chargement :	θ	1
sécurité du béton :	γ_b	1,5
sécurité de l'acier :	γ_s	1,15
fluage du béton :	φ	2
alpha du béton :	α	0

Fissuration

peu préjudiciable
 préjudiciable
 très préjudiciable

Saisir la section ...

NUM

Fig.V.26 Données de calcul du 4^{em} cas

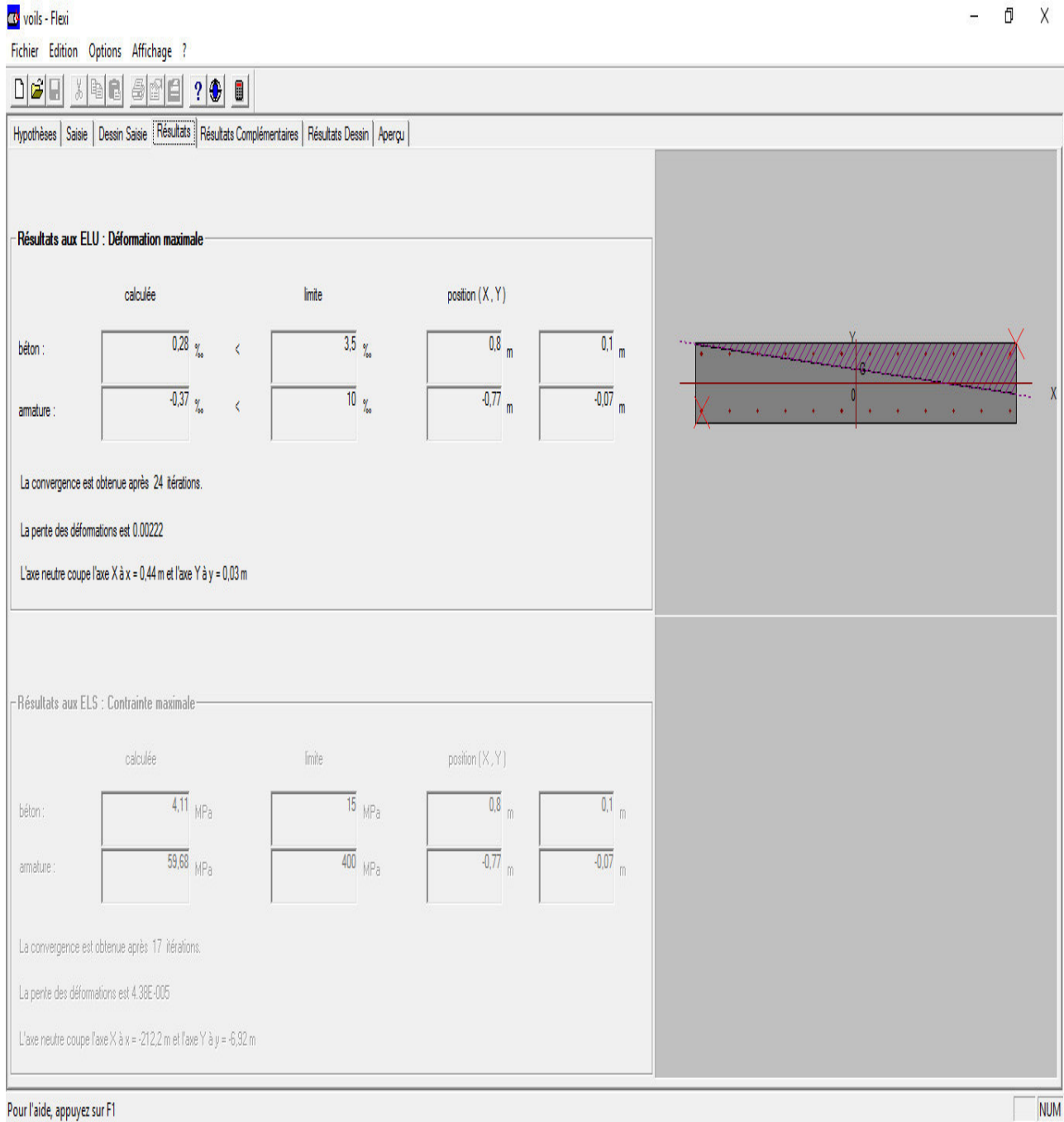


Fig.V.27 Résultats du 4^{em} cas (en dessin)

Données saisies :

Contrainte du béton : f_{ct}	25 MPa
Limite d'élasticité d'acier : f_{yk}	400 MPa
Module d'élasticité d'acier : E_s	200 000 MPa

Coefficient de durée d'application des charges : θ	1
Coefficient de sécurité du béton : γ_b	1,5
Coefficient de sécurité de l'acier : γ_s	1,15
Coefficient du fluage de béton : ϕ	2
Coefficient alpha du béton : α	0

Effort normal (ELU) : N_u	92,65 kN
Moment fléchissant (ELU) : M_{xu}	14,99 kN*m
Moment fléchissant (ELU) : M_{yu}	74,96 kN*m

Résultats des calculs aux ELU

La convergence est obtenue après 24 itérations.
 La pente des déformations est 0.00222
 L'axe neutre coupe l'axe X à $x = 0,44$ m et l'axe Y à $y = 0,03$ m

Raccourcissement maximal dans le béton :	0,28 ‰
Raccourcissement admissible du béton :	3,5 ‰

Allongement maximal dans les armatures :	-0,37 ‰
Allongement admissible des armatures :	10 ‰

5^{em} cas :

voils - Flexi

Fichier Edition Options Affichage ?

Hypothèses Saisie Dessin Saisie Résultats Résultats Complémentaires Résultats Dessin Aperçu

Nom d'affaire : voils cas 2

Nom du fichier : voils

Dessin Géométrie Type
 Dessin Géométrie Saisie

Matériaux

Contrainte béton : f_{ct} 25 MPa Module élast. acier : E_a 200 000 MPa

Limite élast. acier : f_{te} 400 MPa Coeff. acier/béton : n 15

Convention signes

$N > 0$: compression
 $M_x > 0$: tend la fibre inférieure
 $M_y > 0$: tend la fibre gauche

Saisir la section ...

Calcul aux ELU

Effort normal : N_u 166.33 kN

Moment fléchissant : M_{ou} 12.49 kN*m

Moment fléchissant : M_{yu} 62.45 kN*m

Calcul aux ELS

Effort ... : N_s kN

Moment ... : M_{xs} kN*m

Moment ... : M_{ys} kN*m

Coefficients

durée chargement : θ 1

sécurité du béton : γ_b 1.5

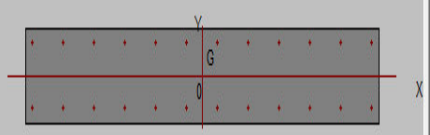
sécurité de l'acier : γ_s 1.15

fluage du béton : φ 2

alpha du béton : α 0

Fissuration

peu préjudiciable
 préjudiciable
 très préjudiciable



Pour l'aide, appuyez sur F1

NUM

Fig.V.28 Données de calcul du 5^{em} cas

voils - Flexi - □ X

Fichier Edition Options Affichage ?

Hypothèses Saisie Dessin Saisie Résultats Résultats Complémentaires Résultats Dessin Aperçu

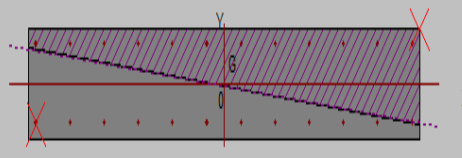
Résultats aux ELU : Déformation maximale

	calculée	limite	position (X, Y)	
béton :	0,21 ‰	3,5 ‰	0,8 m	0,1 m
armature :	-0,16 ‰	10 ‰	-0,77 m	-0,07 m

La convergence est obtenue après 22 itérations.

La pente des déformations est 0.00121

L'axe neutre coupe l'axe X à x = -0,04 m et l'axe Y à y = -0 m



Résultats aux ELS : Contrainte maximale

	calculée	limite	position (X, Y)	
béton :	4,11 MPa	15 MPa	0,8 m	0,1 m
armature :	59,68 MPa	400 MPa	-0,77 m	-0,07 m

La convergence est obtenue après 17 itérations.

La pente des déformations est 4.39E-005

L'axe neutre coupe l'axe X à x = -212,2 m et l'axe Y à y = -6,92 m

Fig.V.29 Résultats du 5^{em} cas (en dessin)

Données saisies :

Contrainte du béton : f_{cj}	25 MPa
Limite d'élasticité d'acier : f_{yk}	400 MPa
Module d'élasticité d'acier : E_a	200 000 MPa

Coefficient de durée d'application des charges : θ	1
Coefficient de sécurité du béton : γ_b	1,5
Coefficient de sécurité de l'acier : γ_s	1,15
Coefficient du fluage de béton : ϕ	2
Coefficient alpha du béton : α	0

Effort normal (ELU) : N_u	166,33 kN
Moment fléchissant (ELU) : M_{xu}	12,49 kN*m
Moment fléchissant (ELU) : M_{yu}	62,45 kN*m

Résultats des calculs aux ELU

La convergence est obtenue après 22 itérations.

La pente des déformations est 0.00121

L'axe neutre coupe l'axe X à $x = -0,04$ m et l'axe Y à $y = -0$ m

Raccourcissement maximal dans le béton :	0,21 ‰
Raccourcissement admissible du béton :	3,5 ‰

Allongement maximal dans les armatures :	-0,16 ‰
Allongement admissible des armatures :	10 ‰

V.2.6.2) Calcul du ferrillage :

Voile de contreventement :

Exemple de calcul

-Vérification au flambement :

$$\bar{\lambda} = \max \left[50; \min \left(\frac{67 \cdot e_a}{h}; 100 \right) \right]$$

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

$$\bar{\lambda} = \max \left[50; \min \left(\frac{67 \cdot 2}{100}; 100 \right) \right]$$

$$\bar{\lambda} = 50$$

$$L_f = 0,7 \times 374 = 261,8 \text{ cm}$$

$$\lambda = 261,8 \times \frac{\sqrt{12}}{20} = 45,35 \text{ cm}$$

$$\lambda = 45,35 \text{ cm} \leq \bar{\lambda} = 50 \Rightarrow$$

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

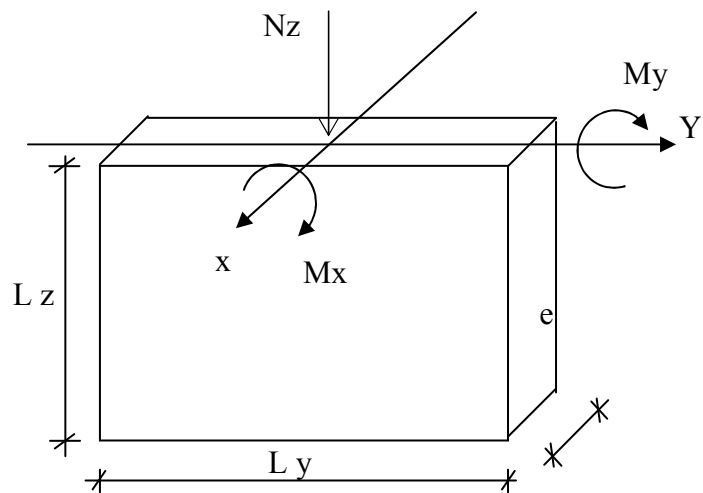


Fig.V. 30: Les sollicitations de calcul d'un voile.

le calcul se fera à la flexion composée son majoration des sollicitations et l'excentricité

-Après l'interprétation des résultats donnés par le fichier « ETABS » les sollicitations maximales

-Armatures minimales

$$A_{\min} = 0,0015 \times b \times h = 0,0015 \times 20 \times 100 = 3 \text{ cm}^2$$

$$A = \max (A_{CAL}, A_{\min}) = (2,9; 3) \text{ cm}^2$$

Le choix :

$$2T14/ml \longrightarrow A = 3,08 \text{ cm}^2$$

-Condition du RPA99(version 2003/7.7.4.1

Donc $A_v = \max (A_1; A_2)$ avec :

$$A_1 = [(L - 2a) \times e] \times 0,10\% = [(668 - 2 \times 15) \times 20] \times 0,10\%$$

$$A_1 = 12,76 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = (L \times e \times 0,15\%) - 2 A = (668 \times 20 \times 0,15\%) - 2 \times 3,14$$

$$A_2 = 13,76 \text{ cm}^2$$

$$A_v = \max (A_1; A_2). \text{ Donc } A_v = 13,76 \text{ cm}^2$$

-Le choix :

$$7T16/mL \longrightarrow A = 13,85 \text{ cm}^2/mL$$

-L'espace minimal des barres verticales et horizontales :

Selon RPA99 (version 2003) :

$$S \leq \min (1,5 \times e; 30 \text{ cm})$$

$S \leq \min (1,5 \times 20; 30 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$, alors l'espace se prend en fonction du nombre de barre à condition que : $S \leq 30 \text{ cm}$.

Donc, on adoptera un espacement : $S = 25 \text{ cm}$.

$$S' = 25/2 = 12,5 \text{ cm}$$

Vérification à l'effort tranchant et ferrailage transversale :

- Vérification de l'effort tranchant :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2}{\gamma_b} f_{c28}; 5MPa\right) = 3.33MPa.$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{e \times d} \quad ; \quad T = 1 \times 4T_u$$

$$\tau_u = \frac{1,4 \times 38.68 \times 10^3}{20 \times 663 \times 100} = 0,041MPa.$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \quad \text{C.V}$$

-Calcul des armatures transversales :

- Espacement des armatures transversales :

$$S \leq \min(1,5 \times 20 ; 30cm) \leq 30cm$$

Donc on adoptera un espacement : S=25cm

- Armatures transversales :

$$\frac{At}{b_0 \times S} \geq \frac{\tau_u - (0,3 \times f_{t28} \times k)}{0,9 \frac{fe}{\gamma_s}} \rightarrow (\text{Pas de reprise de bétonnage})$$

$$\frac{At}{b_0 \times S} \geq \frac{\tau_u}{0,9 \times \frac{fe}{\gamma_s}} \Rightarrow At \geq \frac{\tau_u}{0,9 \times \frac{fe}{\gamma_s}} \times b_0 \times S$$

$$\Rightarrow At \geq \frac{0,041}{0,9 \times \frac{400}{1}} \times 20 \times 25 = 0,065cm^2$$

- Armatures transversales minimales :

$$\frac{A_{t\min}}{b \times S} \geq \frac{1}{fe} \min\left[\frac{\tau_u}{2}; 0.4MPa\right]$$

$$\Rightarrow A_{t\min} \geq \frac{b \times S}{fe} \times \frac{\tau_u}{2} = \frac{20 \times 25}{400} \times \frac{0,041}{2} \Rightarrow A_{t\min} = 0,026cm^2$$

$$At = \max(A_{\text{cal}}; A_{t\min})$$

$$At = \max(0,065cm^2; 0.026cm^2) = 0,065cm^2$$

Choix :

$$2\phi 8 \rightarrow A = 1,01cm^2$$

V.2.7 Récapitulatif des armatures des voiles

Armature longitudinales : Après calcul et vérification de tous les voiles, et pour faciliter les travaux au niveau du chantier on a choisi pour tous les voiles (de w1 à w6 et voile du noyau) deux types de ferrailage :

T16 e=14 cm du radier au plancher haut 1^{er} étage (11.56 m)

T14 e=15 cm du plancher haut 1^{er} étage (11.56 m) au plancher terrasse

Armature transversales :

2× T12 e=15cm pour les voiles w1 à w4 a tous les niveaux.

2× T14 e=15 cm pour tout les etage pour le noyau

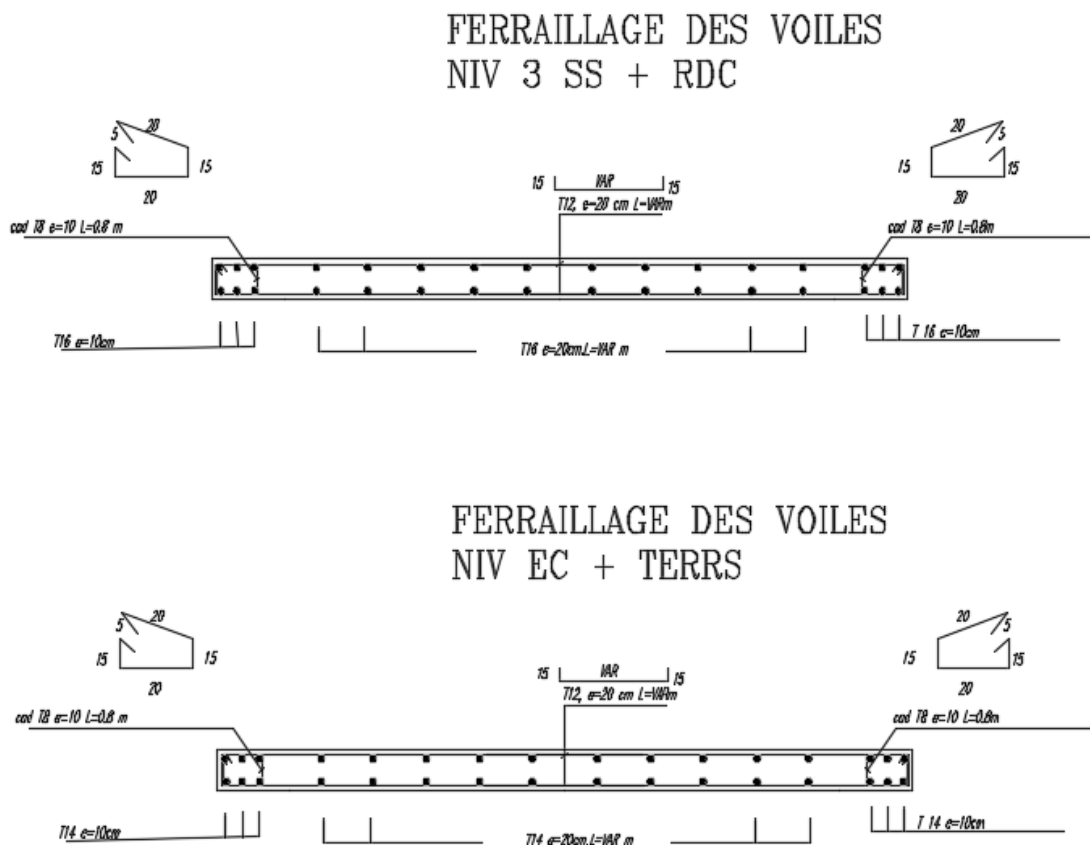


Fig.V.31. Schémas de ferrailage

V-3 : Etude des poutres**V.3.1- Introduction**

Les poutres sont des éléments non exposés aux intempéries et sollicités par des moments de flexion et des efforts tranchants, Donc le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible.

-Les combinaisons de calcul :

- $1.35 G + 1.5 Q$ selon CBA93
- $G + Q \pm E$ selon RPA99/2003
- $0.8 G \pm E$ selon RPA99/2003
- $G+Q$ selon CBA93

- Recommandations du RPA99 version 2003 :**a) Armatures longitudinales :**

- ✓ Le pourcentage minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre 0,5% en toute section.
- ✓ Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de : 4% en zone courante et 6% en zone de recouvrement.
- ✓ La longueur minimale de recouvrement est de $40\varnothing$ en zone Iia.
- ✓ L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .

b) Armatures transversales :

- ✓ La quantité minimale des armatures transversales est de :
 $A_t = 0.003 \times S_t$
- ✓ L'espacement maximum entre les armatures transversales est de :

-Zone nodale :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4} ; 12 \varnothing_1\right)$$

-Zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2}$$

Avec :

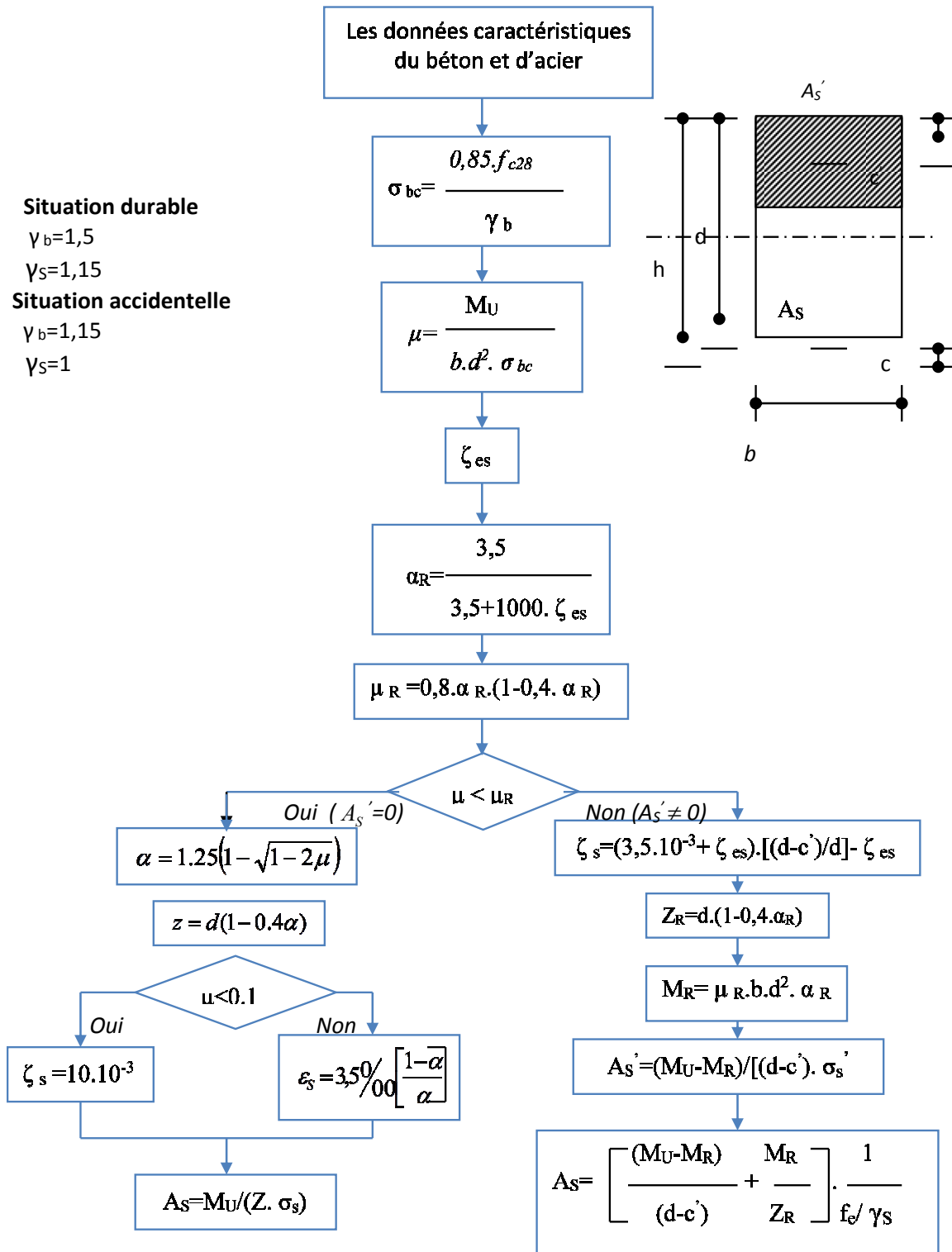
\varnothing : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures transversales

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

V.3.4 Présentation de la méthode de calcul :

Le ferrailage des poutres est donné par l'organigramme :

**ORGANIGRAMME -I-
SECTION RECTANGULAIRE
A L'ELU EN FLEXION SIMPLE**



-Vérification de la contrainte tangente :

Les règles CBA93 considérant la contrainte tangente conventionnelle ou nominal comme étant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d}$$

V_u = effort tranchant à L'E.L.U.

b_0 = largeur de la poutre ou le poteau.

d = hauteur utile.

τ_u doit vérifier la condition :

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u} = \min (0,13 f_{c28} , 4\text{MPa}) = 3,25\text{MPa} \quad (\text{fissuration peu nuisible}).$$

$$f_{cj} = 25 \text{ Mpa} \quad ; \quad \overline{\tau_u} = 3,25 \text{ Mpa}$$

- Disposition constrictives :

Calcul de l'espacement : espacement S_t des cours d'armatures transversales CBA93:

$$S_t \leq \min (0.9 d ; 40 \text{ cm})$$

Calcul de la section minimale : CBA93 nous donne la formule suivante :

$$\frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \leq 0.4 \text{ Mpa}$$

V.3.2- Les sollicitations :

Tableau.V.1. Poutre principale (35× 75)cm²

sollicitation	ELU		ACC		ELS	
	Mt	Ma	Mt	Ma	Mt	Ma
M (KN.m)	258	-506.88	863.35	-1014.9	185.61	-36.5
T (KN)	23.46	315.58	-89.83	-89.62	-	-

Tableau.V.2. Poutre secondaire (35× 40)cm²

sollicitation	ELU		ACC		ELS	
	Mt	Ma	Mt	Ma	Mt	Ma
M (KN.m)	54.38	-178.97	192.43	-342.15	39.57	-130.29
T (KN)	6.39	73.39	57.64	-251.31	-	-

V.3.1- Le ferrailage d'une poutre:

V.3.1.1-Poutre principale section (35x75)

➤ Travée:

Les sollicitations plus défavorables :

- ✓ M max (sur l'appui) = -1014.9 KN.m
- ✓ M max (en travée) = 863.35 KN.m

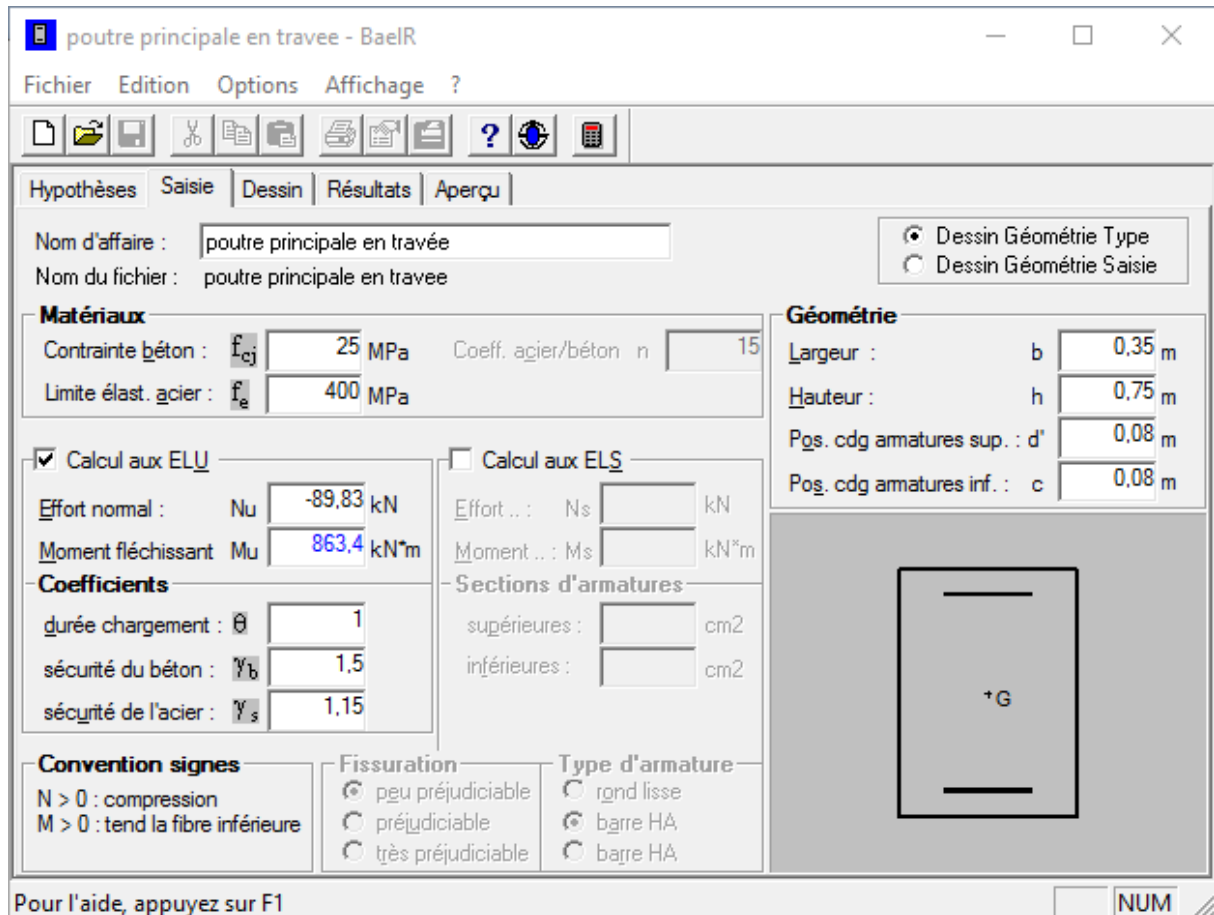


Fig.V.31 données de calcul des armatures en travée

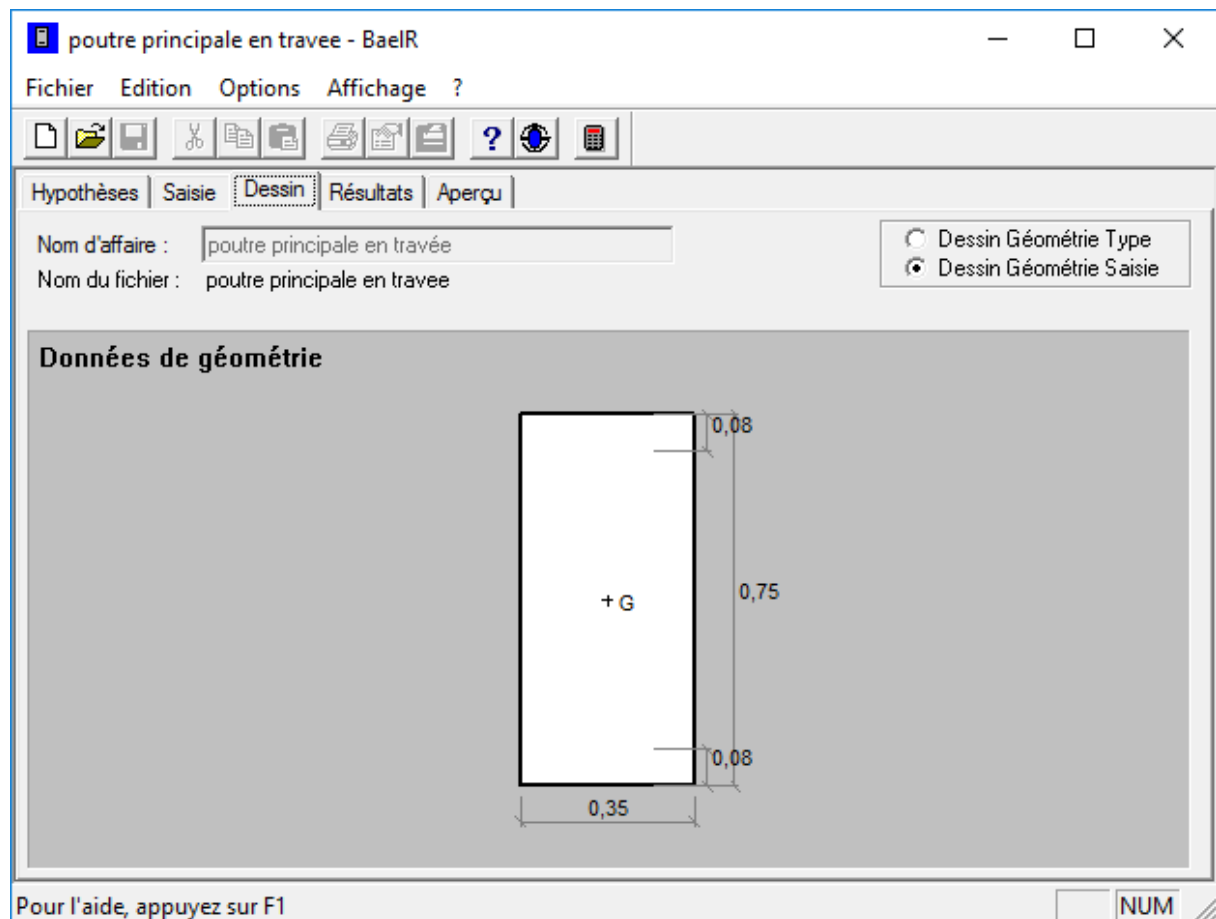


Fig.V.32 Résultats (travée) (en dessin)

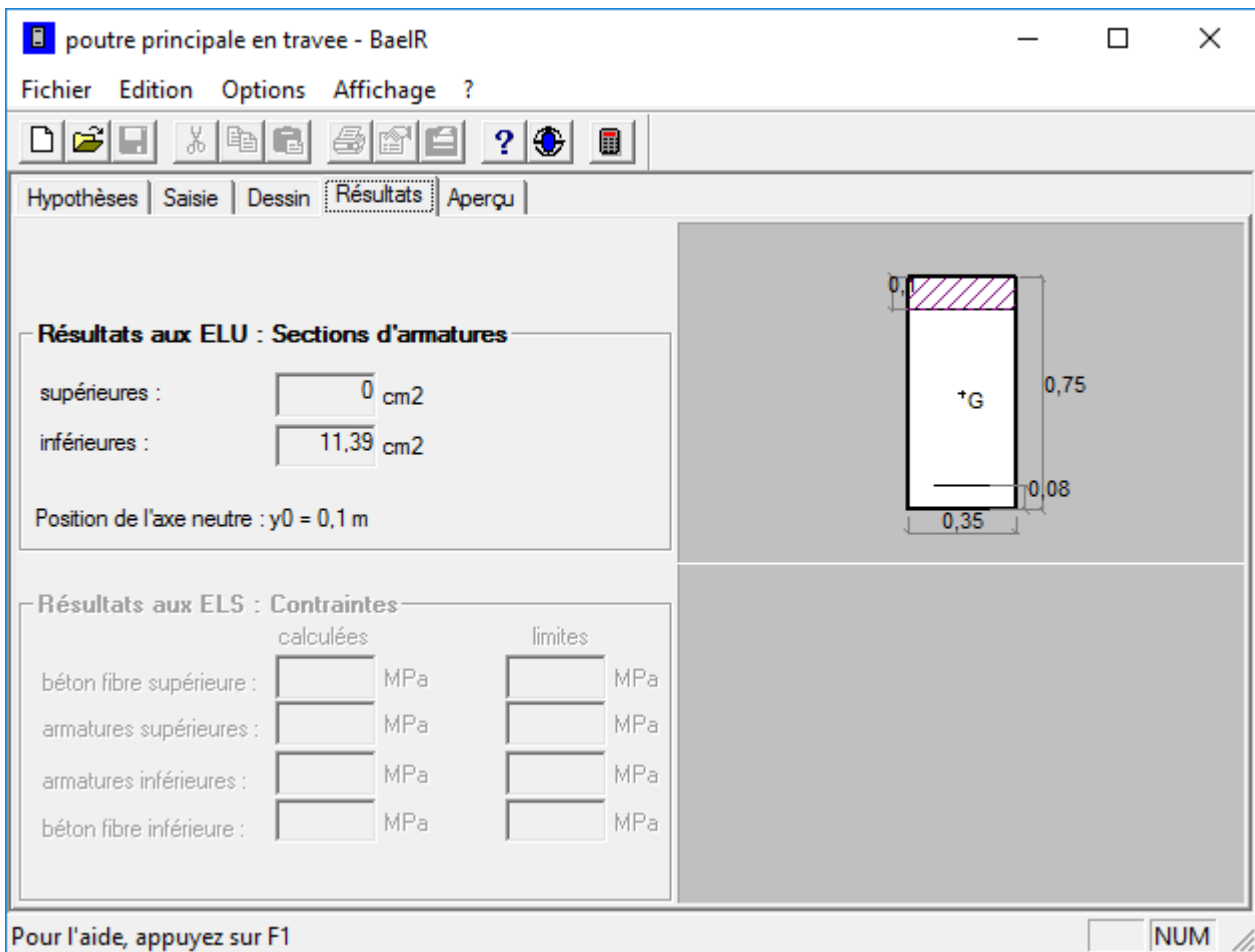


Fig.V.33 Résultats (en travée)

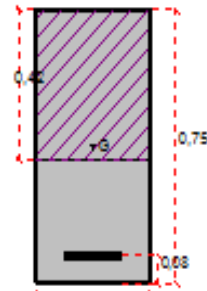
Données saisies :

Largeur section :	0,35 m
Hauteur section :	0,75 m
Position centre de gravité des armatures supérieures :	0,08 m
Position centre de gravité des armatures inférieures :	0,08 m
Contrainte du béton : f_{cj}	25 MPa
Limite élastique de l'acier : f_s	400 MPa
Coefficient de durée d'application des charges : θ	1
Coefficient de sécurité du béton : γ_b	1,5
Coefficient de sécurité de l'acier : γ_s	1,15
E ffort normal ELU :	-89,83 kN
Moment fléchissant ELU :	863,4 kN*m

Résultats des calculs aux ELU

Section des armatures supérieures :	0 cm ²
Section des armatures inférieures :	11.39 cm ²

Position de l'axe neutre : $y_0 = 0,42$ m



Donc :

$$A_{cal} = 11.39 \text{ cm}^2$$

-Les armatures minimales :

1-condition imposée par le BAEL91 :

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e} = 0,23 \times 35 \times 67.5 \times \frac{2,1}{400} = 2.85 \text{ cm}^2$$

2-condition imposée par le RPA :

$$A_{min} = 0,5\% \times b \times h = 0,5\% \times 35 \times 75 = 13.13 \text{ cm}^2$$

- Les armatures choisies:

$$A = \max(A_{cal} ; A_{RPA} ; A_{min(BAEL)}) = \max(11.39 ; 2.85 ; 13.13) = 13.13 \text{ cm}^2$$

Le choix : 4T14+4T16 \longrightarrow $A = 14.06 \text{ cm}^2$

➤ En Appui:

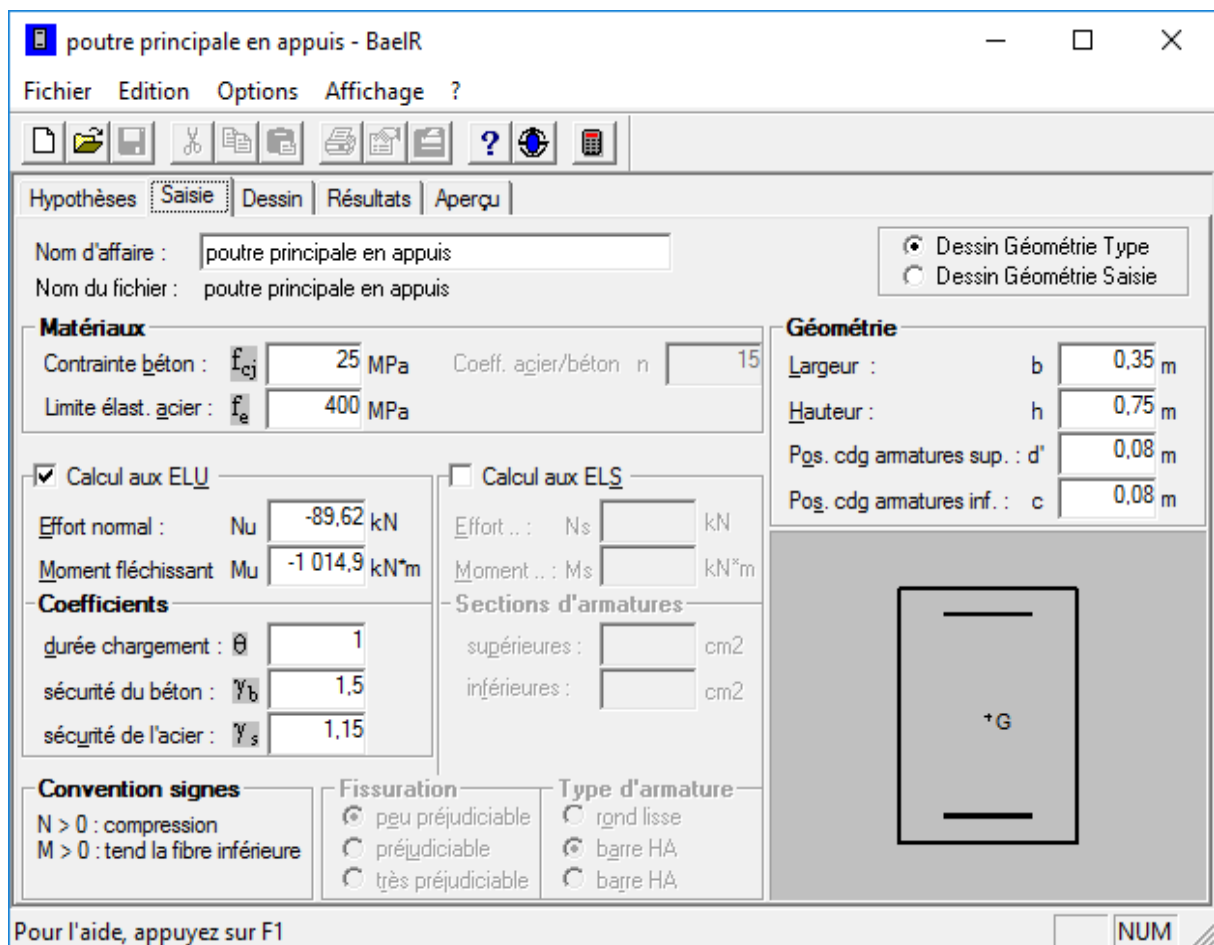


Fig.V.34 données de calcul des armatures en appuis

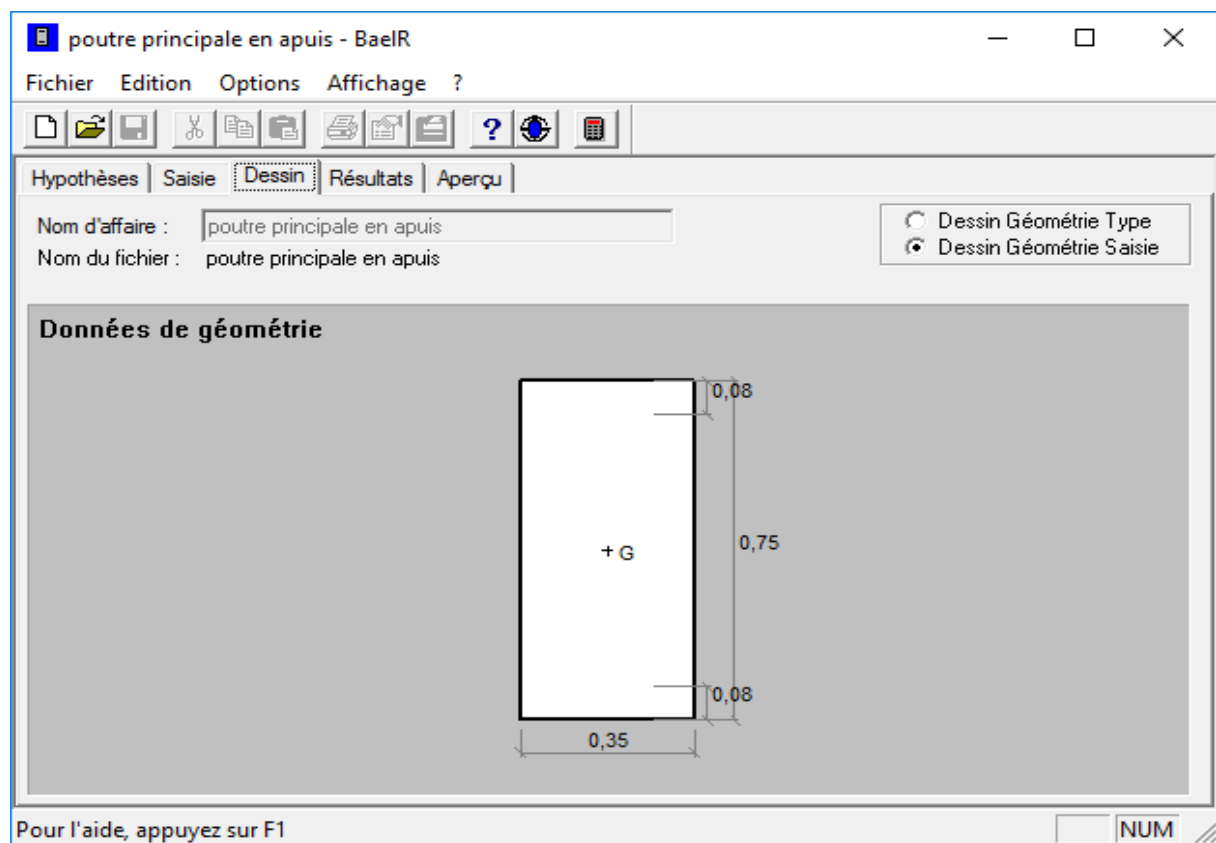


Fig.V.35 Résultats (sur appuis) (en dessin)

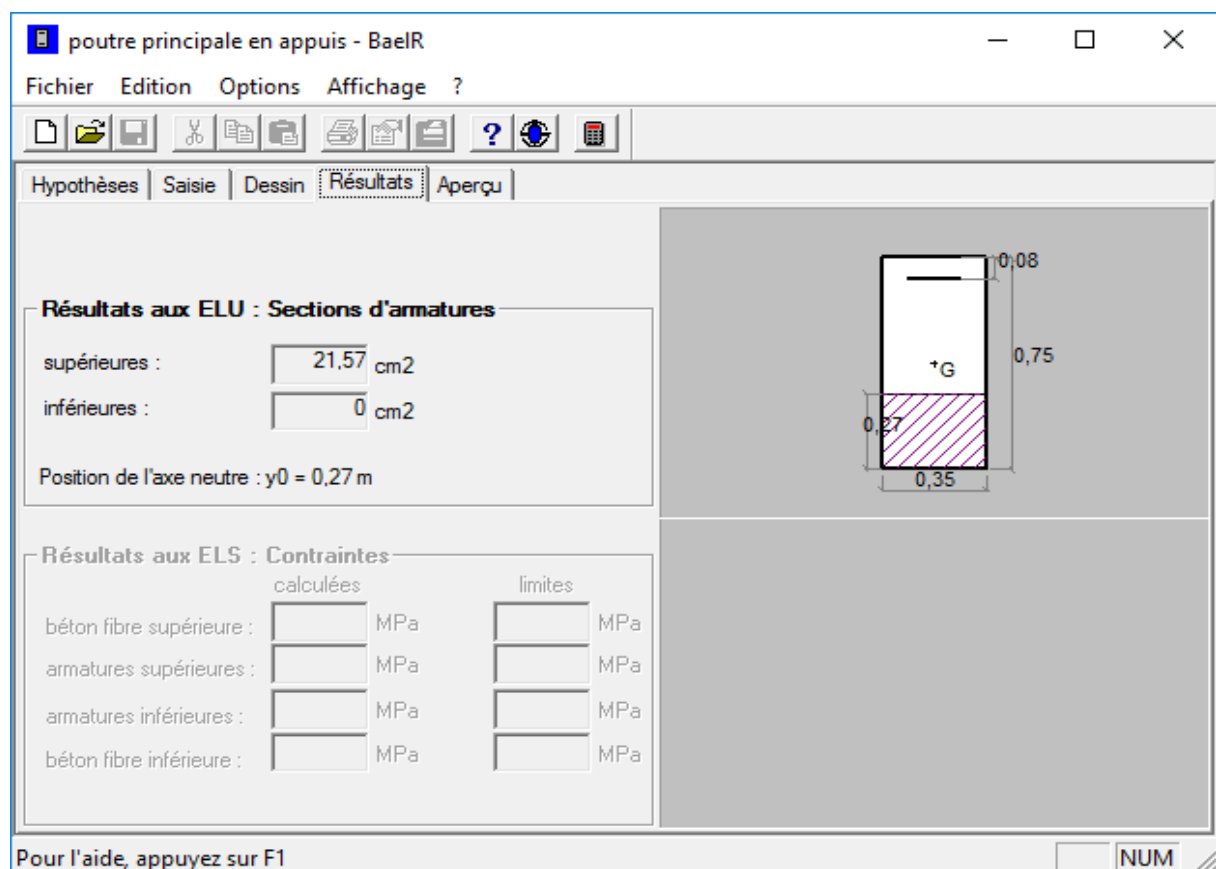


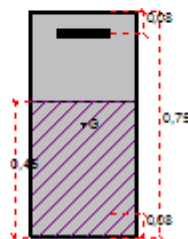
Fig.V.36 Résultats (sur appuis)

Données saisies :

Largeur section :	0,35 m
Hauteur section :	0,75 m
Position centre de gravité des armatures supérieures :	0,08 m
Position centre de gravité des armatures inférieures :	0,08 m
Contrainte du béton : f_{tj}	25 MPa
Limite élastique de l'acier : f_e	400 MPa
Coefficient de durée d'application des charges : θ	1
Coefficient de sécurité du béton : γ_b	1,5
Coefficient de sécurité de l'acier : γ_s	1,15
E ffort normal ELU :	-89,62 kN
Moment fléchissant ELU :	-1 014,9 kN*m

Résultats des calculs aux ELU

Section des armatures supérieures :	21.57 cm ²
Section des armatures inférieures :	0 cm ²
Position de l'axe neutre : $y_0 = 0,45$ m	



Donc

$$A_{cal}=21.57\text{cm}^2$$

1-condition imposée par le BAEL91 :

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e} = 0,23 \times 35 \times 67.5 \times \frac{2,1}{400} = 2.85\text{cm}^2$$

2-condition imposée par le RPA :

$$A_{min}=0,5\% \times b \times h=0,005 \times 35 \times 75 =13.12 \text{ cm}^2.$$

$$A=\max (A_{cal} ; A_{RPA} ; A_{min(BAEL)}) = \max (21.57 ; 13.12 ; 2.85) = 21.57\text{cm}^2$$

-Choix des armatures

en Appui: 8T16+4T14 =22.24 cm²

-Armatures transversales:

-Vérification si les armatures sont perpendiculaires à la ligne moyenne de la Poutre:

$$T_u^{\max} = 315.58\text{KN}$$

$$\overline{\tau}_u = \min \left(0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa} \right) = 3,33\text{MPa} \text{ (Fissuration peu nuisible)}$$

$$\tau_{uF} = \frac{T_u^{\max}}{100 \times b \times d} = \frac{315580}{100 \times 35 \times 67.5} = 1.34 \text{ MPA}$$

$\tau_u = 1.34 MPa < \bar{\tau}_u = 3.33 MPa \Rightarrow$ Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne de la poutre

-Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{t \min}\right)$$

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{750}{35}; \frac{350}{10}; 14\right) \leq 14 mm$$

$$\phi_t \leq \min(21.43; 35; 14 mm) \leq 14 mm$$

On prend : $\phi_t = 10 mm$ de nuance d'acier FeE400 \Rightarrow

$$2\phi 10 \rightarrow A_t = 1.57 cm^2 \text{ (1 cadre + 1 étrier)}$$

Armature de peau (A_c)

$$A_c \geq 0.002 \cdot b \cdot h = 0.002 \cdot 35 \cdot 75 = 5.25 cm^2$$

Le choix :

$$6T12 \longrightarrow A = 6.79 cm^2$$

- L'espacement des armatures transversales :

- Selon (B.A.E.L.91 article A.5.1,23) :

$$\frac{A_t}{b_0 \times \delta_{t1}} \geq \frac{\tau_u - 0.3 f_{tj} \times K}{0.8 f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

$K = 1$ (flexion simple)

$$\alpha = 90^\circ$$

$$\text{Donc : } \delta_{t1} \leq \frac{A_t \times 0.9 \times f_e}{b_0 \times \gamma_s (\tau_u - 0.3 f_{t28})} = \frac{1.57 \times 0.9 \times 400}{35 \times 1.15 \times (1.34 - 0.3 \times 2.1)} = 19.78 cm$$

$$St_2 \leq \min(0.9 \times d; 40 cm) \leq \min(0.9 \times 67.5; 40) \Rightarrow St_2 \leq 40 cm$$

$$St_3 \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b} = \frac{1.57 \times 400}{0.4 \times 35} \leq 44.86 cm .$$

-Selon « R.P.A. 99 » :

$$\text{-Zone nodale : } S_t \leq \min\left\{\frac{h}{4}; 12 \phi_1\right\} = \min(75/4; 12 \times 1.4\$)$$

$$S_t < 18.75 cm$$

$$\text{-Zone courante : } S_t \leq \frac{h}{2} = 37.5 cm$$

Donc on prend :

$$St = 18.75 cm : \text{ en zone courante.}$$

$St = 37,5$ cm : en zone nodale.

-Vérification des armatures transversales selon les conditions du « R.P.A.99 Version 2003 » :

-Selon « R.P.A. 99 article 7.5.2.2 »

- $A_t \min = 0,003 \times S \times b$

- $A_t \min = 0,00322 \times 18,75 \times 35 = 2,11 \text{ cm}^2 < A_t = 3,93 \text{ cm}^2$... Condition vérifiée.

-Longueur de recouvrement :

$L_r = 40 \times \Phi L = 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm}$

On prend : $L = 64$ cm

V.3.1.2-Poutre secondaire section (35×40) cm² :

Les sollicitations plus défavorables :

✓ $M \max$ (sur l'appui) = 342.15 KN.m

✓ $M \max$ (en travée) = 192.43 KN.m

• Armatures longitudinales :

Avec le même principe de calcul, on trouve les résultats suivants.

a) En travée :

$A = 7 \text{ cm}^2$ Soit : $A_t = 3T14 + 3T12 = 8,01 \text{ cm}^2$

b) En appui

$A = 16,65 \text{ cm}^2$ Soit : $A_t = 6T16 + 3T14 = 16,68 \text{ cm}^2$

• vérification à l'effort tranchant :

1) vérification du béton :

$V_{u \max} = 251,31 \text{ kN}$

$$\tau_u = \frac{V_{u \max}}{b \times d \times 100} = \frac{251,310}{35 \times 36 \times 100} = 1,99 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ Mpa}$$
 Fissuration peu nuisible.

$\tau_u = 1,99 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow$ Les armatures transversales droites $\alpha = 90^\circ$.

2) Armatures transversales :

a) Le diamètre (ϕ_t)

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10} \right) = \min(11,42; 14; 35) \text{ mm}$$

$$\phi_t \leq 11,42 \text{ mm},$$

On prend $\phi_t = 8 \text{ mm}$.

b) section des armatures transversales :

$A_t \geq 0,003 \times St \times b$

$St = 20 \text{ cm}$ en zone courante.

$St = 10 \text{ cm}$ en zone nodale.

$A_t \geq 0,003 \times 10 \times 30 = 0,9 \text{ cm}^2$.

Soit : $A_t = 4\phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2$.

c) Espacement (St)

- $St_1 \leq \min(0,9d;40cm) \rightarrow St \leq \min(32.4;40cm) = 32,4cm$
- $St_2 \leq \frac{A_t \times f_t}{0,4 \times b_0} = \frac{2,01 \times 400}{0,4 \times 35} \leq 57,43cm \rightarrow St_2 \leq 57.43cm$
- $St_3 \leq \frac{A_t \times fe}{0,4 \times b} = \frac{2.01 \times 400}{0,4 \times 35} = 57.43cm$

$$K = 1 \begin{cases} \text{flexion simple;} \\ \text{fissuration peu nuisible;} \\ \text{pas de reprise de bétonnage.} \end{cases}$$

$$f_{ij}^* = \min(3,3; f_{ij}) = \min(2,1;3,3) = 2,1MPa$$

$St = 20cm$ en zone courante.

$St = cm$ en zone nodale.

Donc Les espacements choisis vérifient la condition.

- **Recouvrement des barres longitudinales :**

$$L_r = 40\phi$$

$$L_r = 40 \times 1,6 = 64cm \quad \text{soit } L_r = 64cm$$

Tableau.V.3. Ferrailage des poutres principale et poutre secondaire

Section (cm ²)	Position	M ^{max}	A _s ^{max} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{sRPA} ^{min} (cm ²)	A _s ^{cal} (cm ²)	Choix des armatures	A _s ^{adp} (cm ²)
35x75	Travée	863.53	13.12	2.85	13.12	11.39	4T16+4T14	14.06
	Appui	-1014.9	21.57			21.57	8T16+4T14	22.24
35x40	Travée	192.43	7	1.52	7	4.46	3T14+3T12	12.57
	Appui	-342.15	16.65			16.65	6T16+3T14	16.68

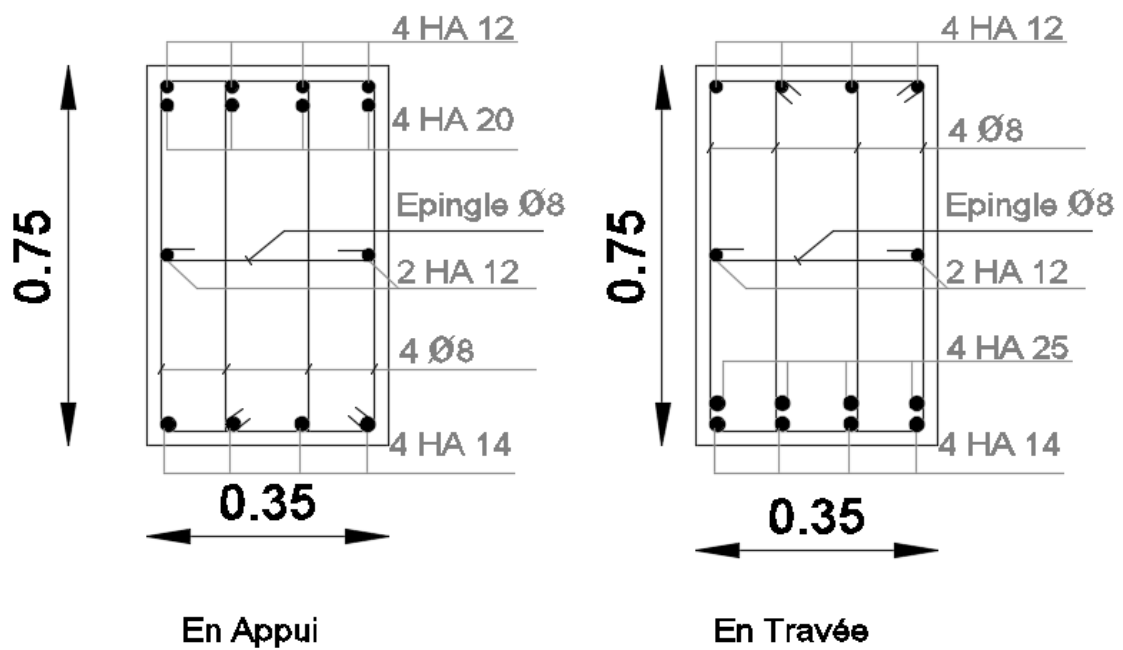


Figure V.37: Ferrailage de la poutre principale (35x75)

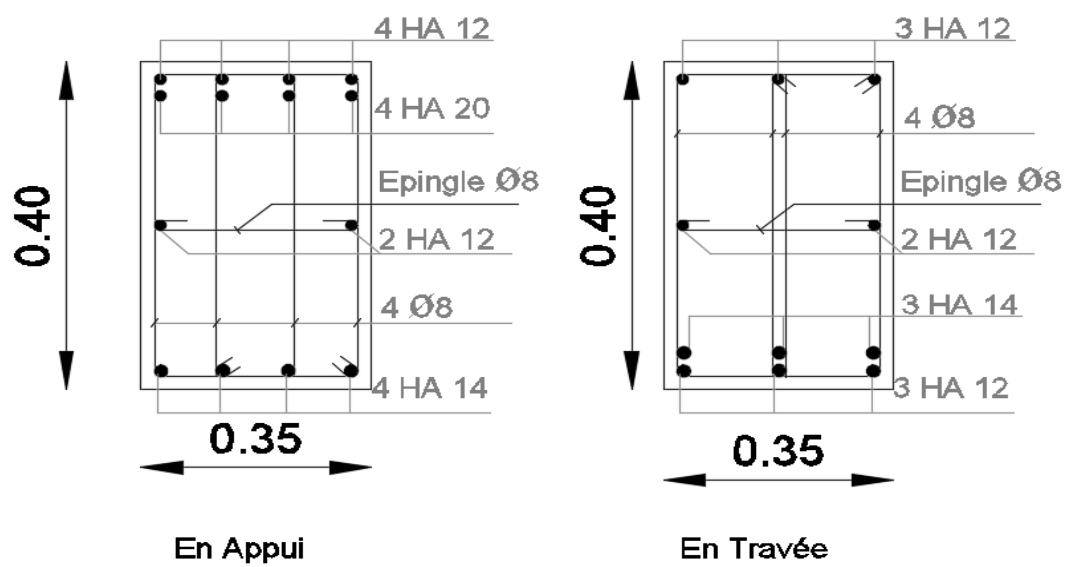


Figure V.38: Ferrailage de la poutre secondaire (35x40)

CHAPITRE VI

ETUDES DES FONDATION

VI. ÉTUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VI.1-Introduction

Les fondations constituent la partie infrastructure d'un bâtiment. Elles devront être suffisamment rigides pour réaliser l'encastrement de la structure dans le terrain et transmettre au sol les charges engendrées par la superstructure dans les bonnes conditions.

Le choix du type de fondation dépend de plusieurs paramètres :

- Le système de contreventement.
- Le type de sol (dur, ferme, meuble...etc.) ;
- La profondeur du bon sol ;

Le choix d'un radier général dépend de deux paramètres :

- ♦ Le sous-sol de notre immeuble comporte un parking.
- ♦ Rapport géotechnique « SARL KING CONSTRUCTION-ORAN »

Compte tenu de l'ensemble des résultats obtenus au terme de nos différents essais, le type de fondation sera superficiel au moyen de radiers généraux ancrés à partir de 8m.

Choix du type de fondation :

Notre ouvrage étant réalisé en voiles porteurs, avec un taux de travail admissible du sol d'assise qui est égal à 4 bars, il y a lieu de projeter à priori

- Un radier général.

VI.2-Etude du radier

VI.2.1-Pré dimensionnement du radier

Un radier général est un type de fondation superficielle qui est constitué par un plancher renversé couvrant toute la surface du sol d'assise du bâtiment, cette semelle déborde par des consoles extérieures. Le radier général présente les avantages suivants.

Le radier se présente sous la forme d'un plancher renversé composé d'un système de nervure continu et une dalle pleine d'une épaisseur égale à : $\frac{L}{10}$.

Avec : L : la plus grande portée entre axes des poteaux.

$$e = \frac{879.96}{10} = 87.996 \text{ cm.}$$

On prendra donc : $e = 90 \text{ cm}$

L'épaisseur du radier

A-Condition de résistance au cisaillement :

L'épaisseur du radier sera déterminée en fonction de la contrainte de cisaillement du radier.

D'après le règlement CBA93 (art . A.5.1) .

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq 0.07 f_{cj} / \gamma_b$$

Où :

V_u : valeur de calcul de l'effort tranchant vis à vis l'ELU.

b : désigne la largeur.

γ_b : 1,5

d : 0,9h.

$b : 1\text{m}$.

$$\text{avec : } V_u = \frac{q_u \times L_{\max}}{2}$$

L_{\max} : la plus grande portée de la dalle = 8.7996m.

$$q_u = \bar{\sigma}_{sol} \cdot 1\text{m} = 200 \text{ KN/ml}$$

$$\Rightarrow V_u = \frac{200 \cdot 8.7996}{2} = 879.96 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{879.96}{1.0 \cdot 9} \leq \frac{0.07 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow h \geq \frac{879.96 \cdot \gamma_b}{0.9 \cdot 1 \cdot 0.07 \cdot f_{c28}} \Rightarrow h \geq \frac{879.96 \cdot 1.15}{0.9 \cdot 1 \cdot 0.07 \cdot 25} \Rightarrow h \geq 64.25 \text{ cm}$$

On prend une épaisseur du radier $h = 70 \text{ cm}$.

B-Condition de flèche :

La hauteur des nervures doit vérifier les conditions suivantes:

Critère de flèche :

$$\text{Avec : } \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

L : distance entre les axes des poteaux et on choisit la plus grande portée.

h : hauteur de la poutre.

On a : $L = 8.7996 \text{ m}$

$$\text{Donc : } \begin{cases} \frac{879.96}{15} \leq h \leq \frac{879.96}{10} \\ 58.66 \text{ cm} \leq h \leq 87.99 \text{ cm} \end{cases} \rightarrow \text{on prend : } h = 70 \text{ cm}$$

C-Calcul de surface minimale du radier :

Avec :

$$N_{\max} : 228323.92 \text{ KN}$$

$$S_t : \text{La surface de la base de tour} = 698.74 \text{ m}^2$$

S_r : La surface de radier

$$S_r = \frac{N_{\max}}{\sigma_{sol}} = \frac{228323.92}{400}$$

$$S_r = 570.8098 \text{ m}^2 < \text{Surface de la base de tour} (698.74 \text{ m}^2)$$

Conclusion

La surface du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, à cet effet, nous avons prévu un débordement (D).

C-Calcul du D (débordement) :

-Dimensionnement du débord :

$$D \geq \text{Max} \left(\frac{h_r}{2}, 30\text{cm} \right) = 45 \text{ cm} \text{ On prend } D = 50\text{cm}$$

$$\text{D'où : } S_r = S_{BA} + D \times 2 \times (X + Y)$$

$$S_r = 698.74 + 0.5 \times 2 \times (21.7 + 32.2) = 752.64 \text{ m}^2$$

S_r : surface de radier

S_{BA} : surface de bâtiment

X : longueur de bâtiment

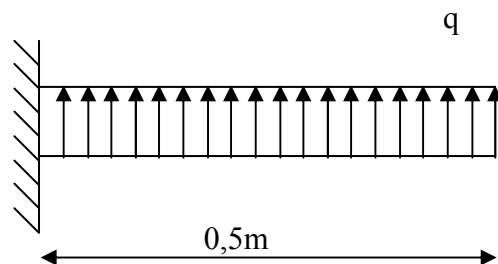


Fig.VI.1: schéma statique du débord

Y : largeur de bâtiment

Alors la surface de radier est $S_r = 752.64 \text{ m}^2$

D-Dimensionnement des nervures :

➤ **Hauteur de la nervure:**

Condition de flèche :

$$h_n \geq h_n = \frac{L}{10} \cdot \text{ Avec : } L_{\max} = 8.7996 \text{ cm}$$

$$h_n \geq 87.996$$

On prend : $h_n = 90 \text{ cm}$

Condition de rigidité :

$$\text{Pour un radier rigide} \Rightarrow L \leq \frac{\pi}{2} \times L_e$$

$$L_e : \text{longueur élastique donnée par : } L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{k \times b}} \quad (2)$$

k : coefficient de rigidité du sol : $k = 3 \text{ kg/cm}^3$ (sol moyen : 4 bars) ;

$$I : \text{inertie du radier : } I = \frac{b \times h^3}{12} ;$$

E : module d'élasticité longitudinal du béton : $E = 3,22 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$;

b : largeur du radier.

$$(2) \Rightarrow h \geq \sqrt[3]{\frac{3 \times k \times (2 \times L)^4}{E \times \pi}}$$

Donc : $h \geq 140.24 \text{ cm}$.

Pour satisfaire les deux conditions, on prendra une hauteur totale égale à 150 cm.

Le radier se présente sous la forme d'un plancher renversé composé d'un système de nervure continu

➤ **Largeur de la nervure:**

$$0,4h \leq b \leq 0,8h \Rightarrow 60 \leq b \leq 120 : \text{ donc on prend : } b = 50 \text{ cm}$$

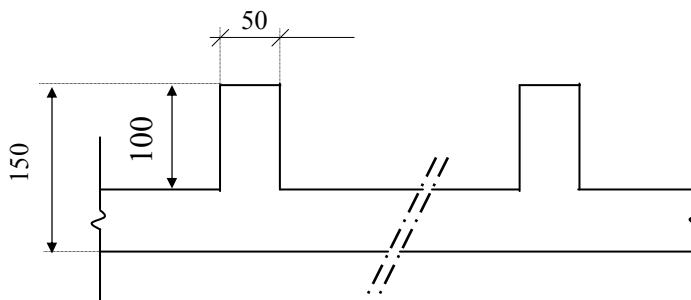


Fig.VI.2: Dimensions du radier

VI.2.2-Vérification du radier :

VI.2.2.1-Vérification à l'effet de sous pression :

Il faut vérifier le soulèvement du bâtiment sous l'effet de la pression hydrostatique. Cette vérification est donnée par la formule suivante :

$$P \geq 1,5 \times S \times V \times Z$$

Avec : P : le poids du bâtiment ;

S : la surface d'assise du bâtiment ;

Z : l'ancrage du bâtiment ;

V : poids volumique de l'eau = 1 t/m³.

$$1,5 \times S \times V \times Z = 1,5 \times 698,74 \times 1 \times 8 = 8384,88 \text{ t.}$$

$$P = 14713,8569 > 8384,88 \text{ t} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

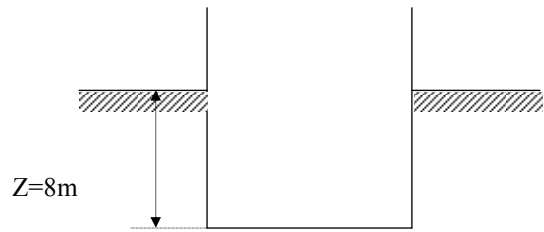


Fig.VI.3: Ancrage du radier

Conclusion : Donc la structure est stable.

VI.2.2.2- Vérification de non poinçonnement :

Le poinçonnement se fait par expulsion d'un bloc de béton de forme tronconique à 45°.

la vérification se fait pour le voile le plus sollicité.

Dans notre cas : on a le voile (W₃₆) de longueur 6.68 m

Nous devons vérifier :

$$N_u \leq 0,045 \times u_c \times f_{c28}$$

N_u : charge de calcul à l'ELU

$$N_u = \frac{Nu}{L} \text{ avec } L = 6,68 \text{ m}$$

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

$$N_u = 14713,85 \text{ t} = 14,71 \text{ MN}$$

$$N_u / \text{ml} = 14713,85 / 6,68 = 2202,67,92 \text{ t/ml} = 2,20 \text{ MN/ml}$$

u_c : périmètre de contour cisailé, projeté sur le plan moyen du radier.

$$u_c = 2(a + b + 2h_r) = 2(0,5 + 6,68 + 2(0,5))$$

$$u_c = 16,36 \text{ m}$$

$$N_u \leq 0,045 \times u_c \times h_r \times f_{c28} = 9,20 \text{ MN/ml (C.B.A art A.5.2.4.3)}$$

$$\underline{N_u / \text{ml} = 2,20 \text{ MN} < N_u = 9,20 \text{ MN}}$$

Donc : il y a pas de poinçonnement

VI.2.3 Détermination des sollicitations :

○ Calcul des inerties

Section de poutre (150 × 50) cm²

$$I_x = \frac{L \times b^3}{12} \quad \text{et} \quad I_y = \frac{b \times L^3}{12}$$

$$\underline{\text{On trouve : } I_x = 0,20 \text{ m}^4}$$

$$I_y = 0,04 \text{ m}^4$$

Les contraintes agissant sur le radier sont données par la formule :

$$\sigma = \frac{N}{S} \pm \frac{M \times V}{I}$$

$$\text{Sens } x : \quad \sigma_{x1,2} = \frac{N}{S} \pm \frac{M_x \times V_y}{I_x} \quad (1)$$

$$\text{Sens } y : \quad \sigma_{y1,2} = \frac{N}{S} \pm \frac{M_y \times V_x}{I_y} \quad (2)$$

Dont :

N : est la somme algébrique de toutes les réactions sur le radier.

S : la surface du radier ;

M : la somme de tous les moments dans la direction considérée ;

V_x et V_y : distance entre l'axe neutre et les fibres extrêmes.

○ **Calcul du poids du radier**

- Surface du radier : 752.64 m
- Poids des nervures : 863.12 ton
- Le poids de la dalle : 14713.86 ton
- Surcharge d'exploitation du radier : 0.20 ton.
- Remblais : 1837.99KN.

VI.2.4 Vérification des contraintes sous radier :

a- ELU :

$$\diamond \quad \text{Sens x-x : } \sigma_{1,2} = \frac{Nu}{S_f} \pm \frac{Mu}{I_x} \cdot V_x$$

$$\diamond \quad \sigma_{1,2} = \frac{2283.23}{752.64} \pm \frac{24.92}{0.20} \cdot 16.1 = 2.8 \text{ bars}$$

$$\sigma_{1,2} = 2.8 \text{ bars} \leq \begin{cases} 3.6 * 1.3 \text{ bars} \\ -2.8 \text{ bars} \end{cases} \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\diamond \quad \text{Sens y-y : } \sigma_{1,2} = \frac{Nu}{S_f} \pm \frac{Mu}{I_y} \cdot V_y$$

$$\diamond \quad \sigma_{1,2} = \frac{2283.23}{752.64} \pm \frac{24.92}{0.04} \cdot 10.85 = 1.8 \text{ bars}$$

$$1.8 \text{ bars} \leq \begin{cases} 4 * 1.3 \text{ bars} \\ -1.8 \text{ bars} \end{cases} \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\text{Les contraintes moyennes : } \sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

$$\sigma_m = 2.55 \text{ bars}$$

b. ELS :

$$\diamond \quad \text{Sens x-x : } \sigma_{1,2} = \frac{Ns}{S_f} \pm \frac{Ms}{I_x} \cdot V_x$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{1666.9}{752.64} \pm \frac{18.26}{0.20} \cdot 16.1 = 2.09 \text{ bars}$$

$$\sigma = 2.09 \text{ bars} \leq 4 * 1.3 = 5.2 \text{ bars} \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\diamond \quad \text{Sens y-y : } \sigma_{1,2} = \frac{Ns}{S_f} \pm \frac{Ms}{I_y} \cdot V_y$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{1666.9}{752.64} \pm \frac{26.66}{0.04} \cdot 10.85 = 1.9 \text{ bars}$$

$\sigma = 1.9 \text{ bars} \leq 4 * 1.3 = 5.2 \text{ bars}$ Condition vérifiée

Les contraintes moyennes : $\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$

$$\sigma_m = 2.04 \text{ bars}$$

Tableau VI.1 : Tableau récapitulatif pour les différentes sollicitations

	ELU	ELS
N (KN)	2283.23	1666.9
M (KN.m)	24.92	-26.66
σ_1	2.8	2.09
σ_2	1.8	1.9
σ_{moy}	2.55	2.04
σ_{adm}	4	4
La condition	Vérifié	Vérifié

VI.2.5 Ferrailage du radier :

Pour la détermination du ferrailage du radier qui est calculé comme un plancher renversé, on va utiliser le logiciel ETABS en suivant les étapes suivantes :

- Découpage de la dalle en parties de 25 cm.
- Détermination de la valeur des moments dans les deux sens.
- Pré dimensionnement du ferrailage des armatures filantes en choisissant un diamètre et un espacement qui reflète la moyenne des résultats des moments dans les deux sens. (Dans notre projet on a choisi T16e15cm).
- Détermination du moment résistant correspondant au ferrailage choisi.
- Détermination des zones qui nécessitent l'ajout des chapeaux après détermination des moments supérieurs au moment résistant.
- Refaire l'étape 2, 3 et 4 pour déterminer la position, le diamètre et l'espacement des chapeaux supérieur et inférieur dans le radier.

Les résultats obtenus de Logiciel utilisé (ETABS)

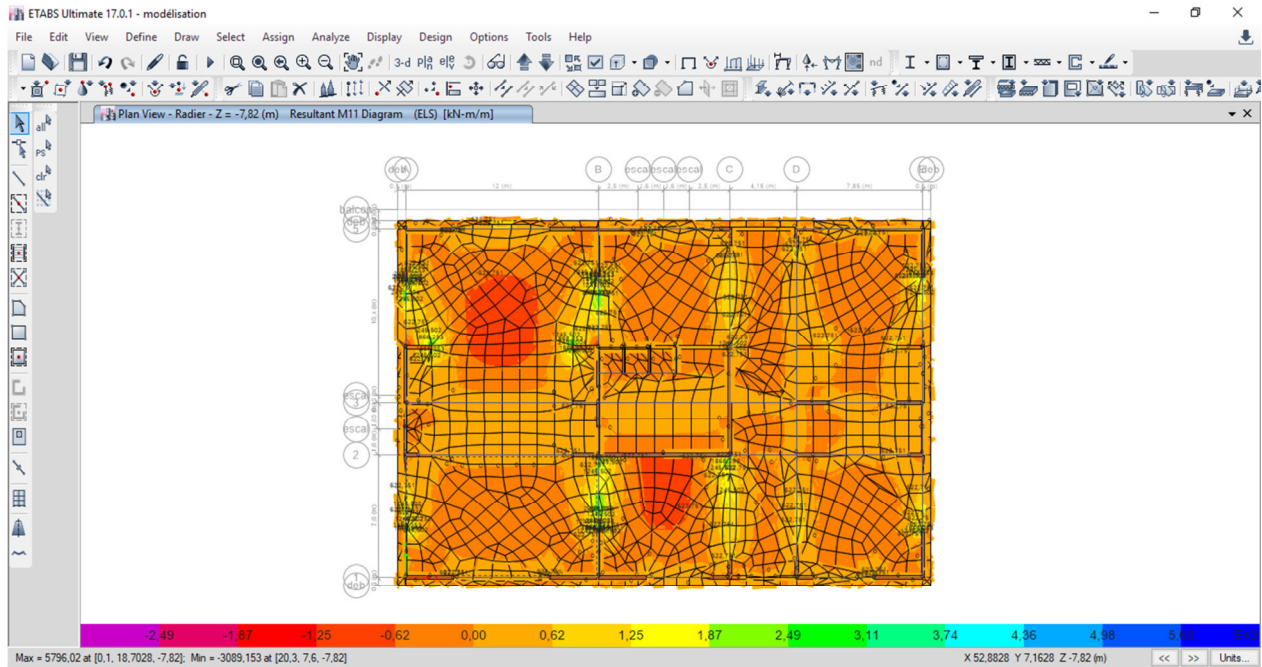


Fig.VI.4 Moments M_{xx}

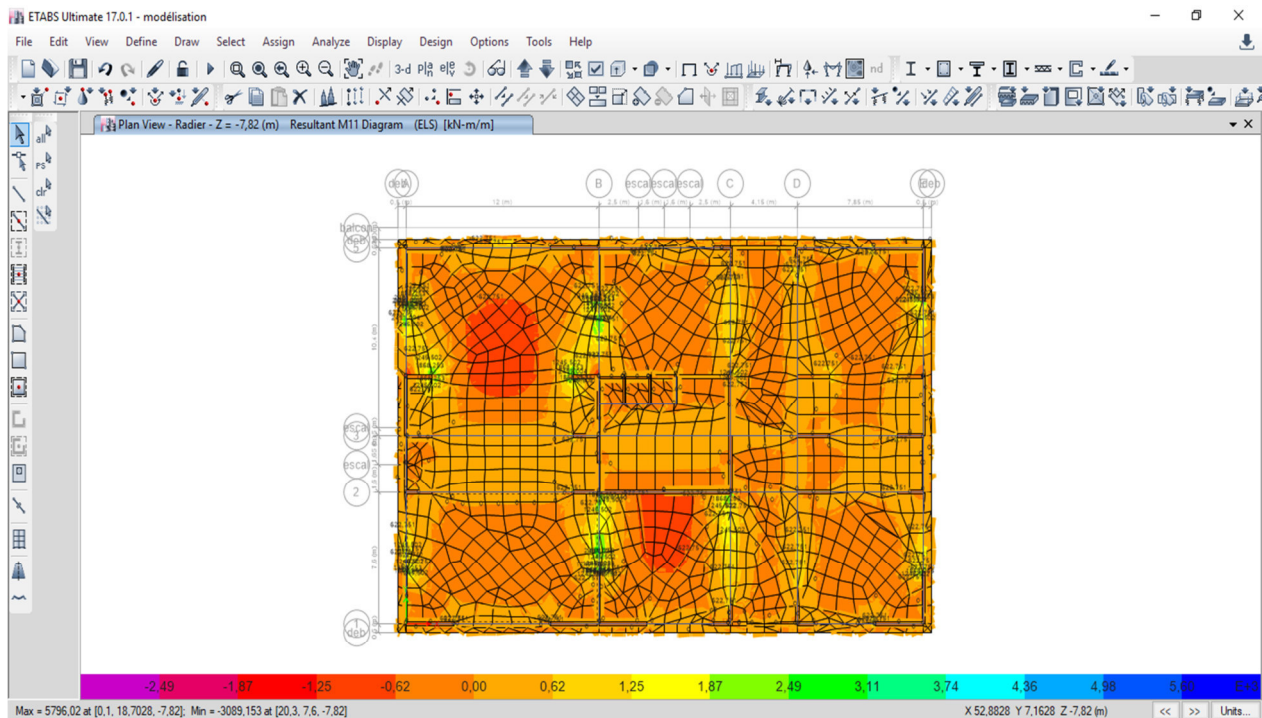


Fig.VI.5 Moments M_{yy}

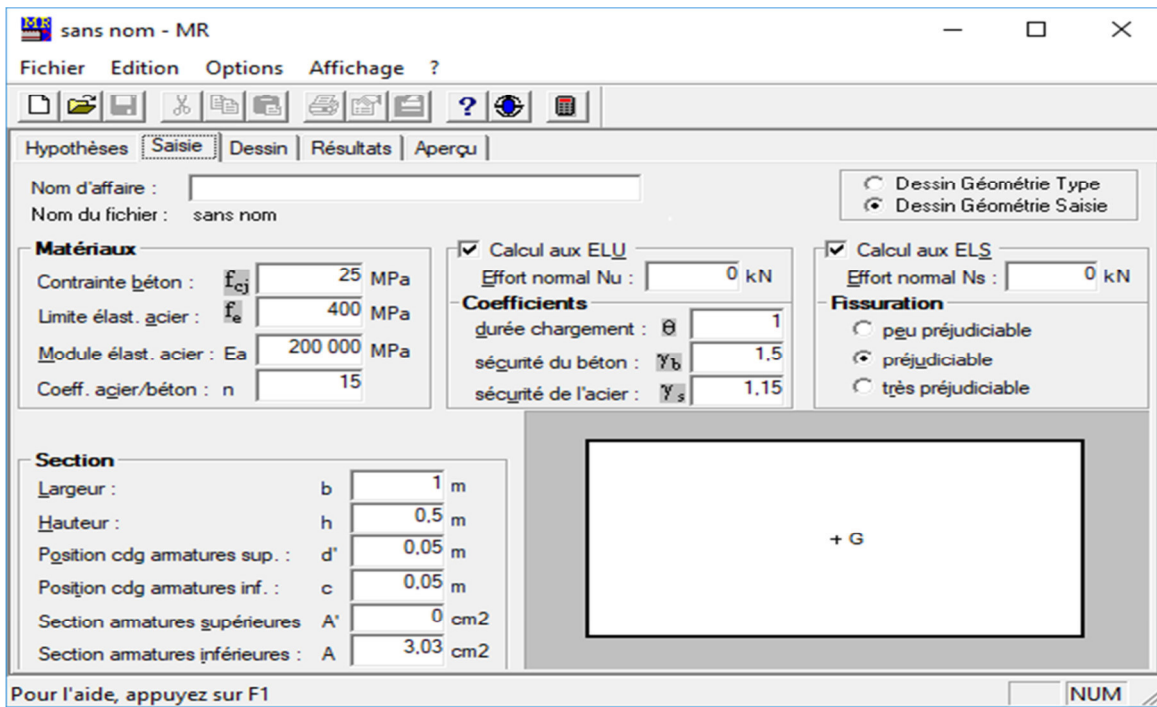


Fig.VI.6 Données de calcul pour des armatures filantes

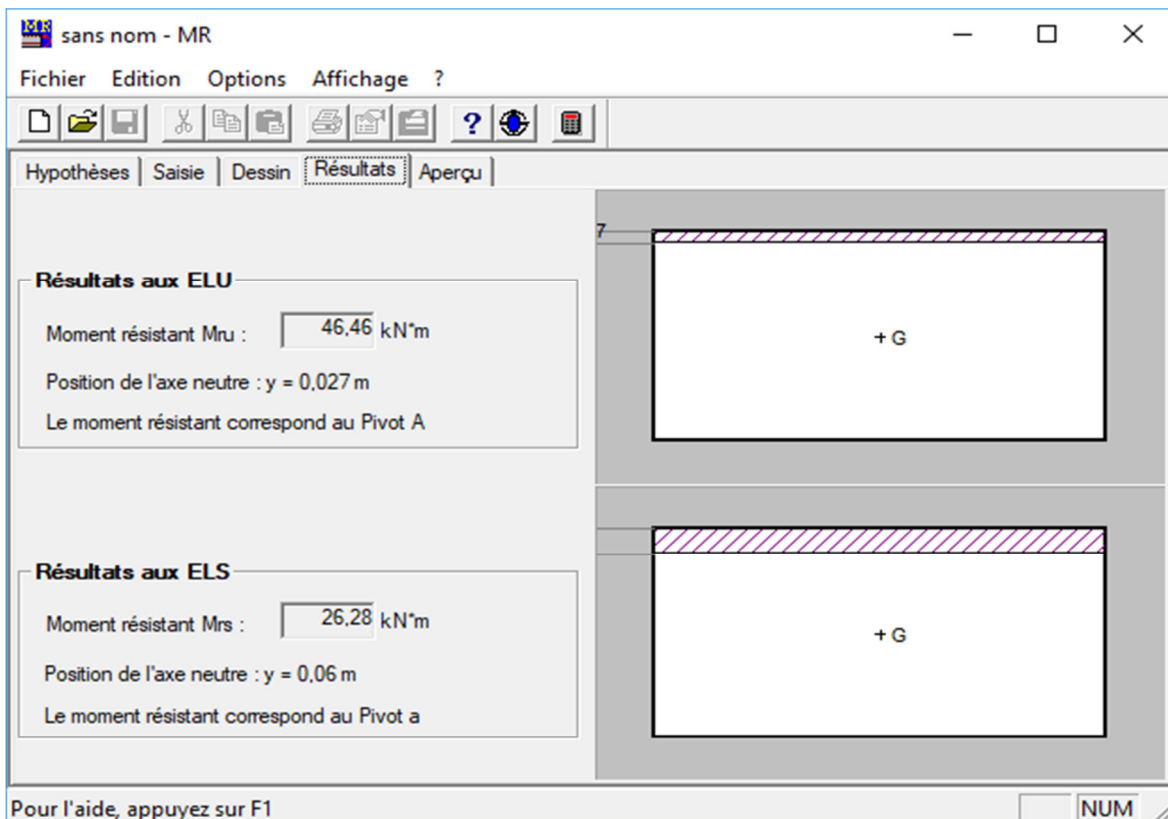


Fig.VI.7 Moment résistant pour des armatures filantes

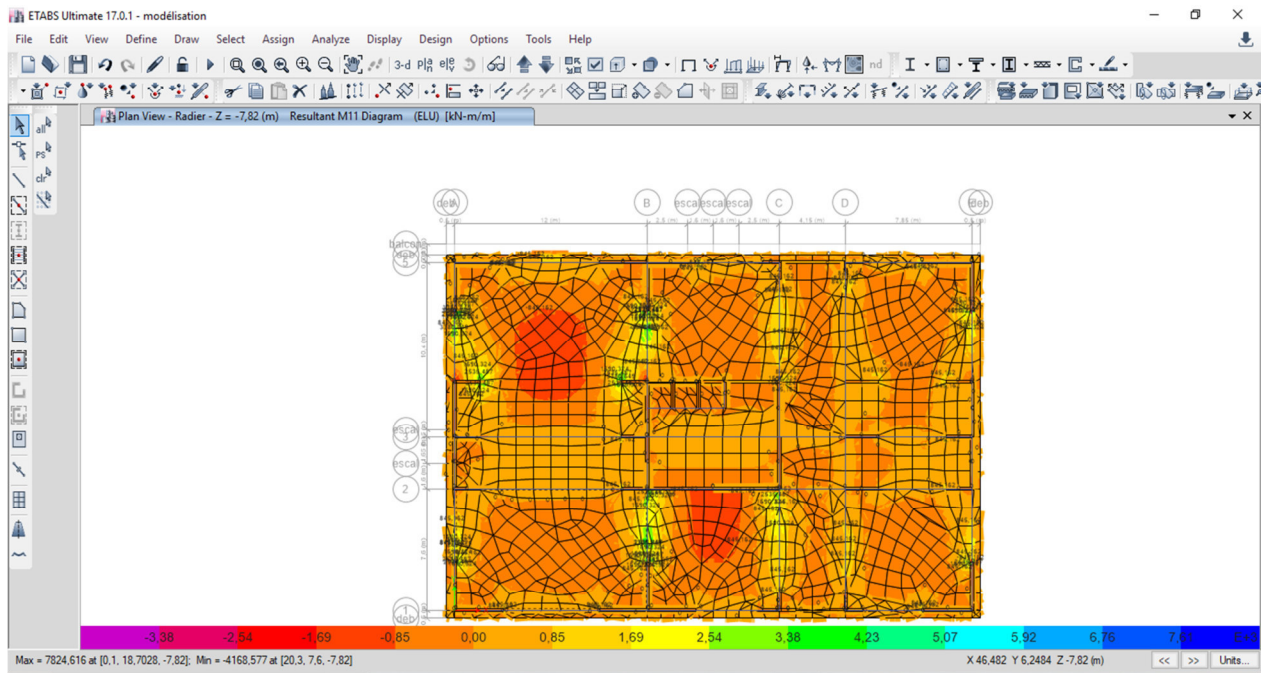


Fig.VI.8 Moment M_{xx} (position des chapeaux)

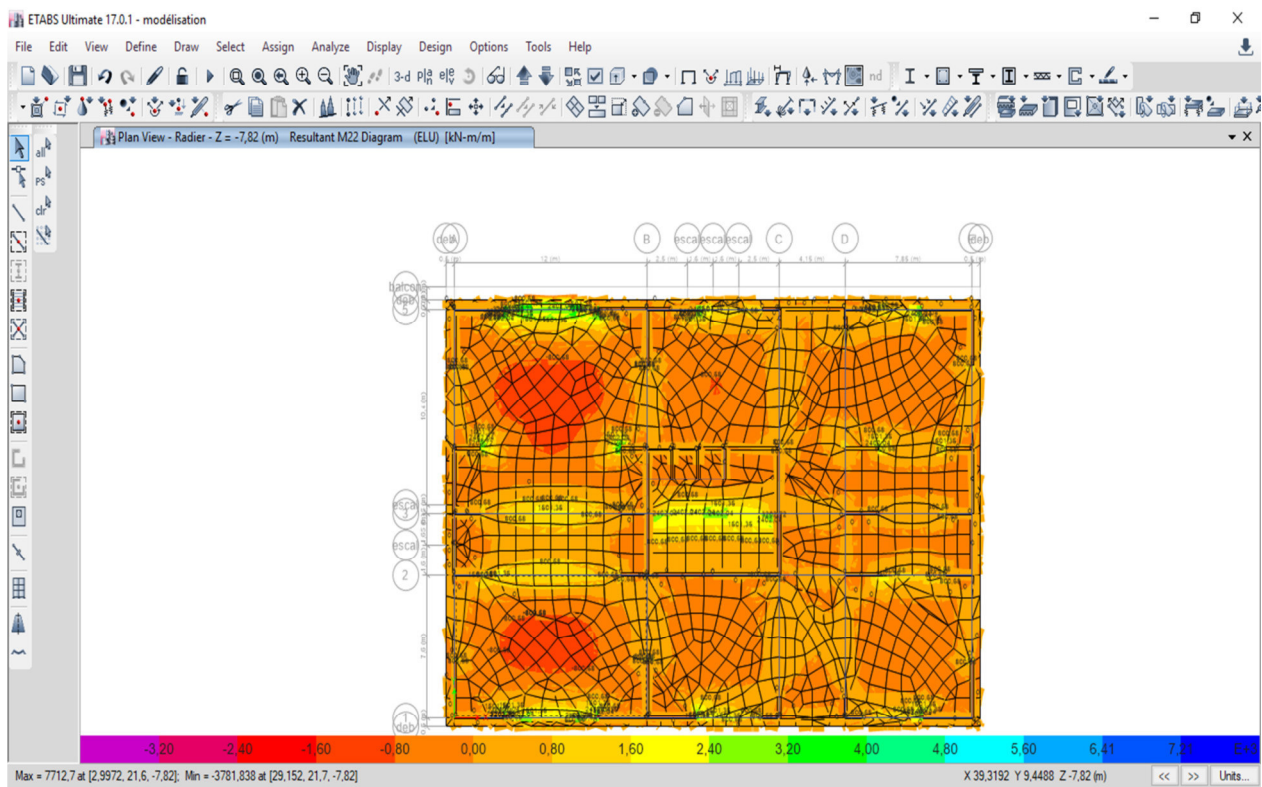


Fig.VI.9 Moment M_{yy} (position des chapeaux)

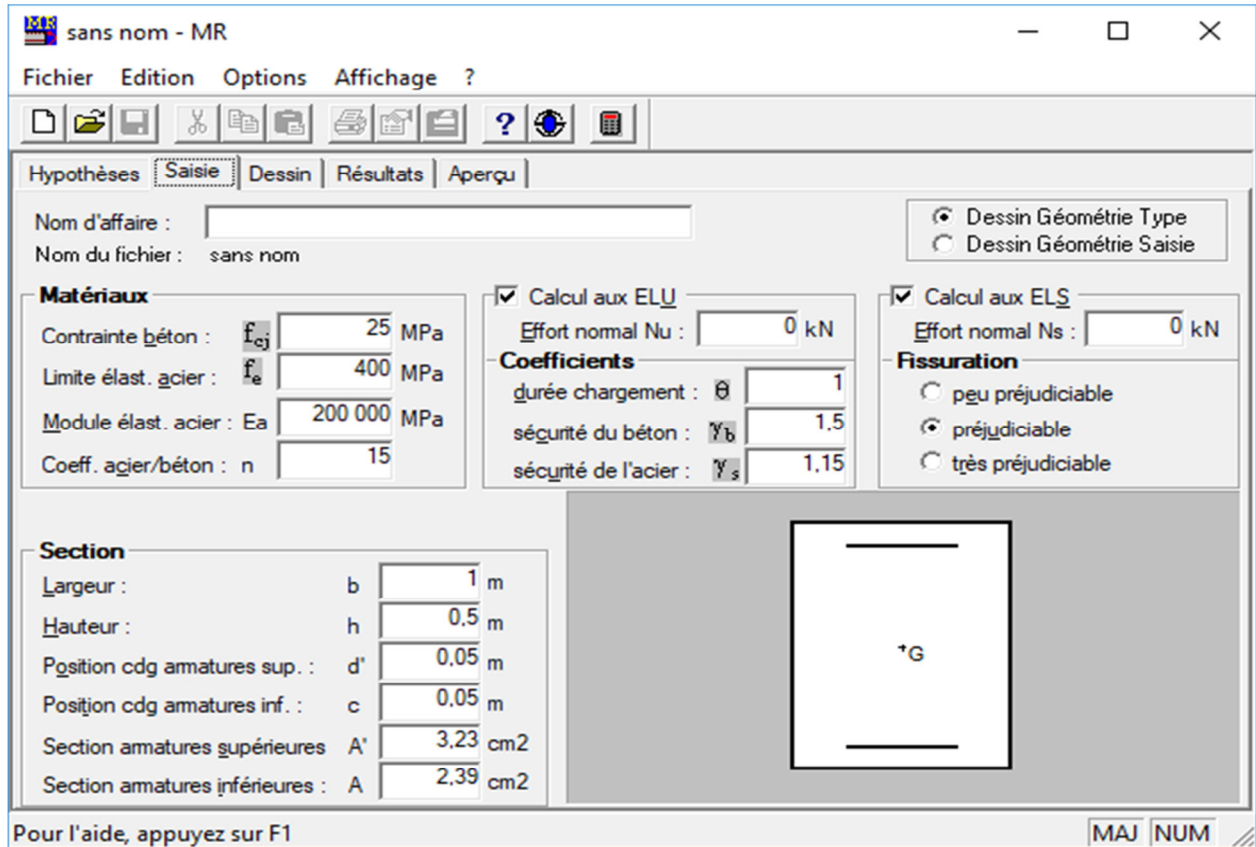


Fig.VI.10 Données de calcul pour des armatures

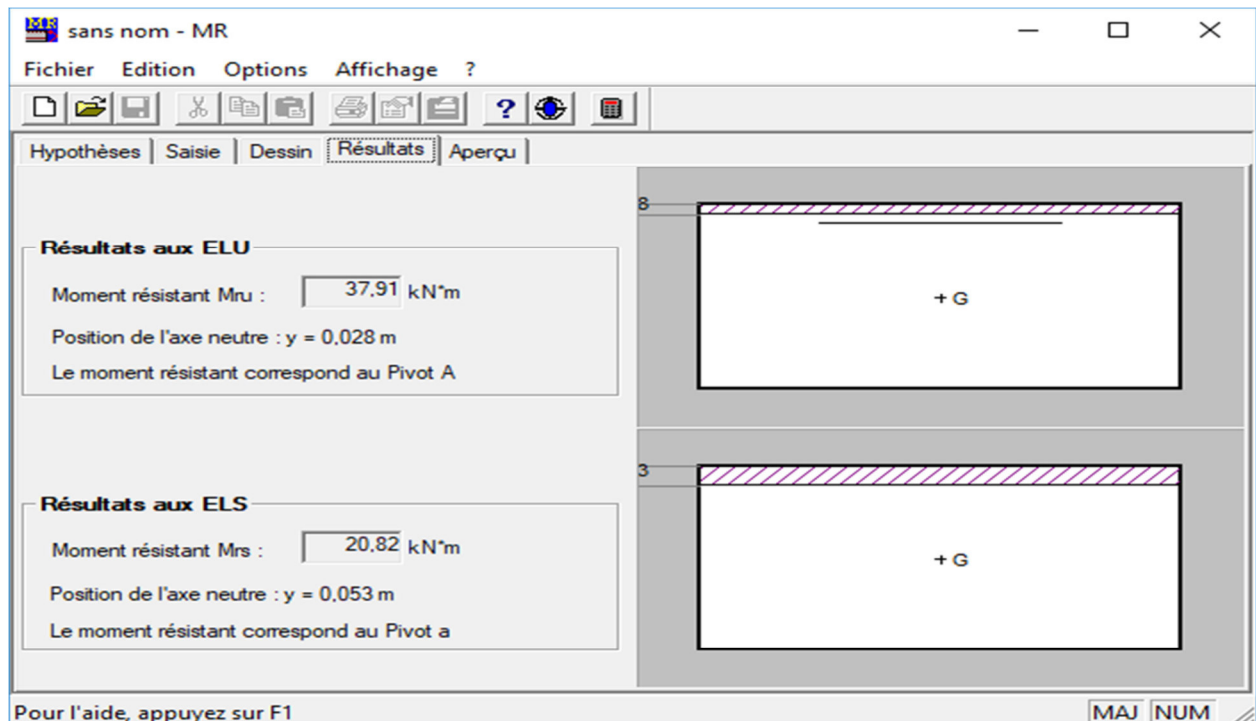


Fig.VI.11 Moment résistant pour des armatures

Radier :

D'après les résultats de logiciel utiliser (ETABS) les moments :

On trouve :

Tableau VI.2 : les efforts agissent sur le radier générale

	Moment en travée [KN.m]	Moment en appui [KN.m]	Effort tranchant [KN]
Sens XX	15.94	11.8	284,128
Sens YY	14.97	9.11	232,159

Tableau VI.3 : ferrailage du radier générale

		A_{cal} [cm ² /ml]	A_{min} [cm ² /ml]	A Choisi [cm ² /ml]	Espacement (cm)
Sens XX	Travée	3,23	5,98	6 HA14 (6,786)	16,66
	Appuis	2,39	5,98	6 HA14 (6,786)	16,66
Sens yy	Travée	3,03	5,98	6 HA14 (6,786)	16,66
	Appuis	1,84	5,98	6 HA14 (6,786)	16,66

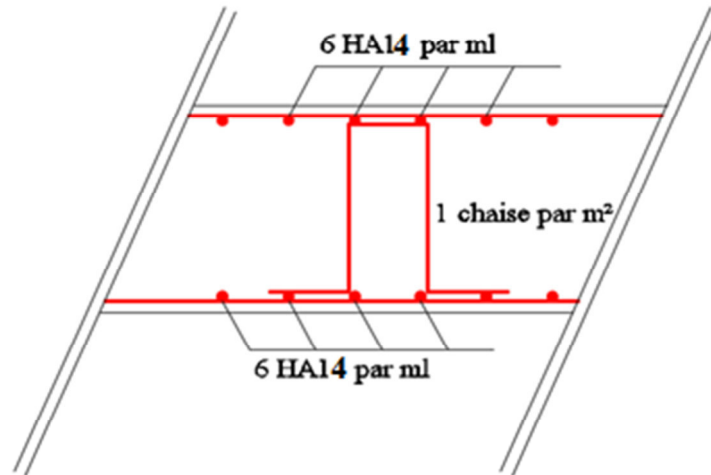
Schéma de ferrailage :

Fig.VI.12: Croquis de ferrailage du radier générale dans les deux sens .

VI.2.6 Ferrailage des nervures :

Après la modélisation du radier générale nous avons trouvés les résultats suivants :

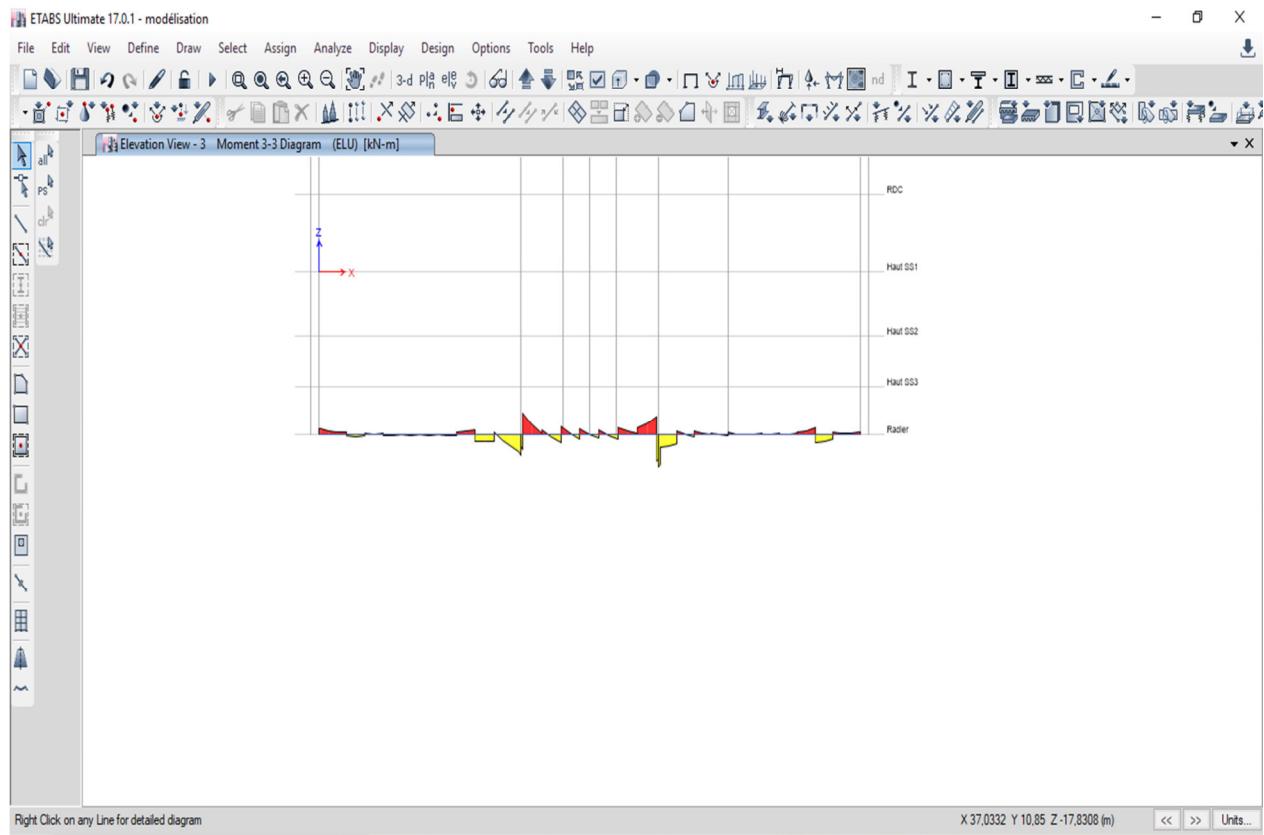
Les nervures :

Fig.VI.13 : Schéma des Moment en ELU suivant L'Axe (X-X) des Nervures (50x150) cm²

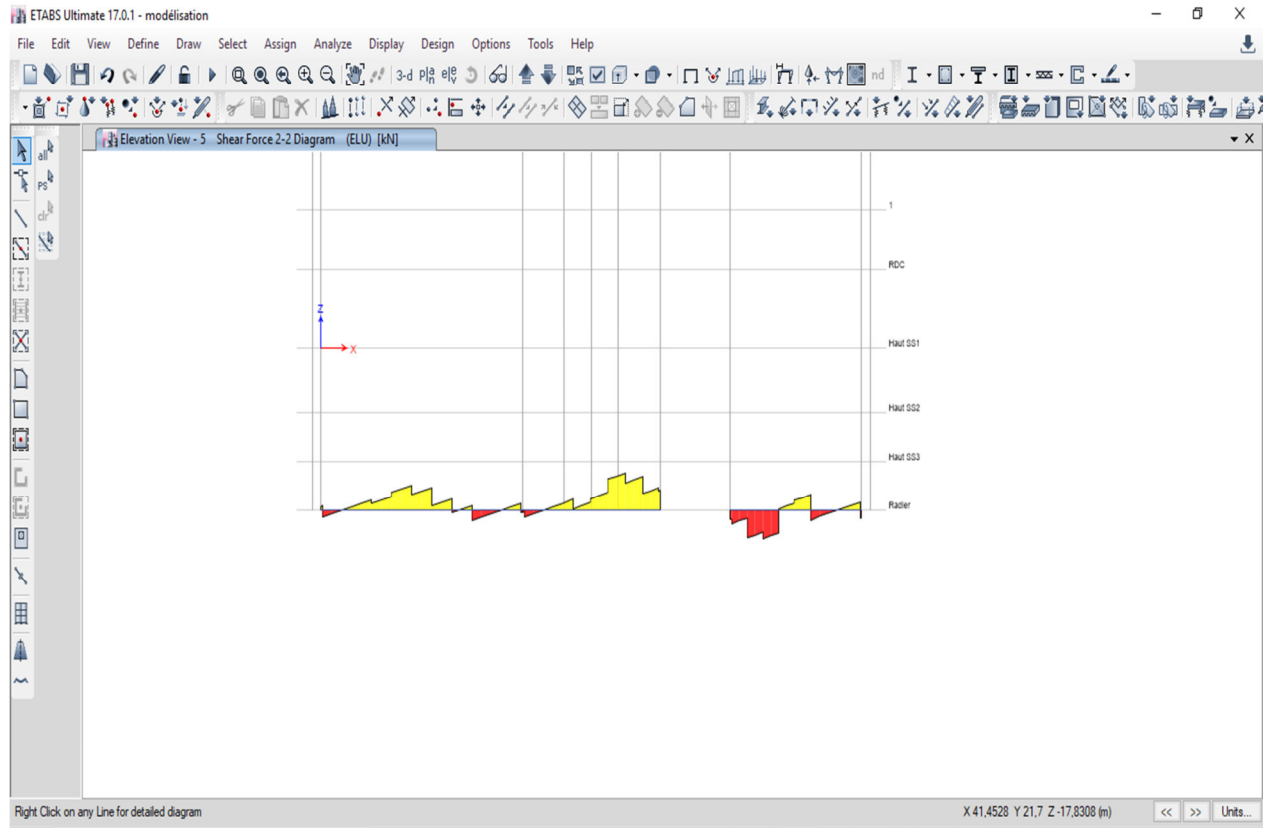


Fig.VI.14 : Schéma des efforts tranchants en ELU suivant L' Axe(X-X)des Nervures (50x150)cm²

Tableau VI.4 : sollicitations des nervures

Nervure PS	B54	B54
V [KN]	376	
M _{max} en appui [KN.m]	/	-48.82
M _{max} en Travée [KN.m]	78.85	/

Tableau VI.5 : ferrailage des nervures

Largeur [cm]	Hauteur [cm]	M [KN.m]	As cal [cm ²]	A' scal [cm ²]	A (min) [cm ²]	As retenue [cm ²]	A' sretenue [cm ²]	Choix d'armatures				A (RPA) [cm ²]	Condition est vérifiée ?
								As [cm ²]	Armaturede montage [cm ²]	Armature de peau [cm ²]	Armature transversal [cm ²]		
Appui :													
50	150	-48,82	13,65	0	4,35	13,65	0	10 HA14 15.39	5 HA 14 7.70	2 HA 12 2,262	2 ø8 + 2 ø10 2,576	20	25,35 > 20 OK
Travée :													
50	150	78,85	22,14	0	4,35	22,14	0	8HA16+ HA14 23.78	5 HA 14 7.70	2 HA 12 2,262	2 ø8 + 2 ø10 2,576	20	33,74 > 20 OK

Tableau VI.6 : Données et résultats de calcul de l'effort tranchant (utilisation d'un programme en Excel)

calcul du ferrailage d'une poutre rec a l'effort tranchant(ELU)			
	1MN = 1000000 N		1tonne=1,02*0,01MN
V(tonne)=	37,6	V(MN)=	0,376
on remplit les cases en rouge puis on deduit les espacements en fonction de la section d'acier			
effort tranchant V(MN)		0,376	$0,8 \cdot A_t \cdot f_e$
largeure de la poutre b		0,5	$b \cdot 0 \cdot t_u$
hauteure de la poutre h(m)		1,5	
hauteure util d(m)		1,5	
t(Mpa)=v/bd	0,5		
fc28(Mpa)=	25		
fissur peu prejudiciable	$0,13 \cdot f_{c28} =$	3,25	A_t 2,58
	4(Mpa)		St 13,65
fissur prejudiciable	$0,10 \cdot f_{c28} =$	2,5	dans le cas ou on est dans une combinaison du 2 eme genre(seisme)
	3Mpa		
			At= 2,58
	fe(Mpa)=	400	St= 13,65
	pour les aciers lisse fe=235 Mpa		
	pour les aciers tors fe=400Mpa		

Schéma de ferrailage :

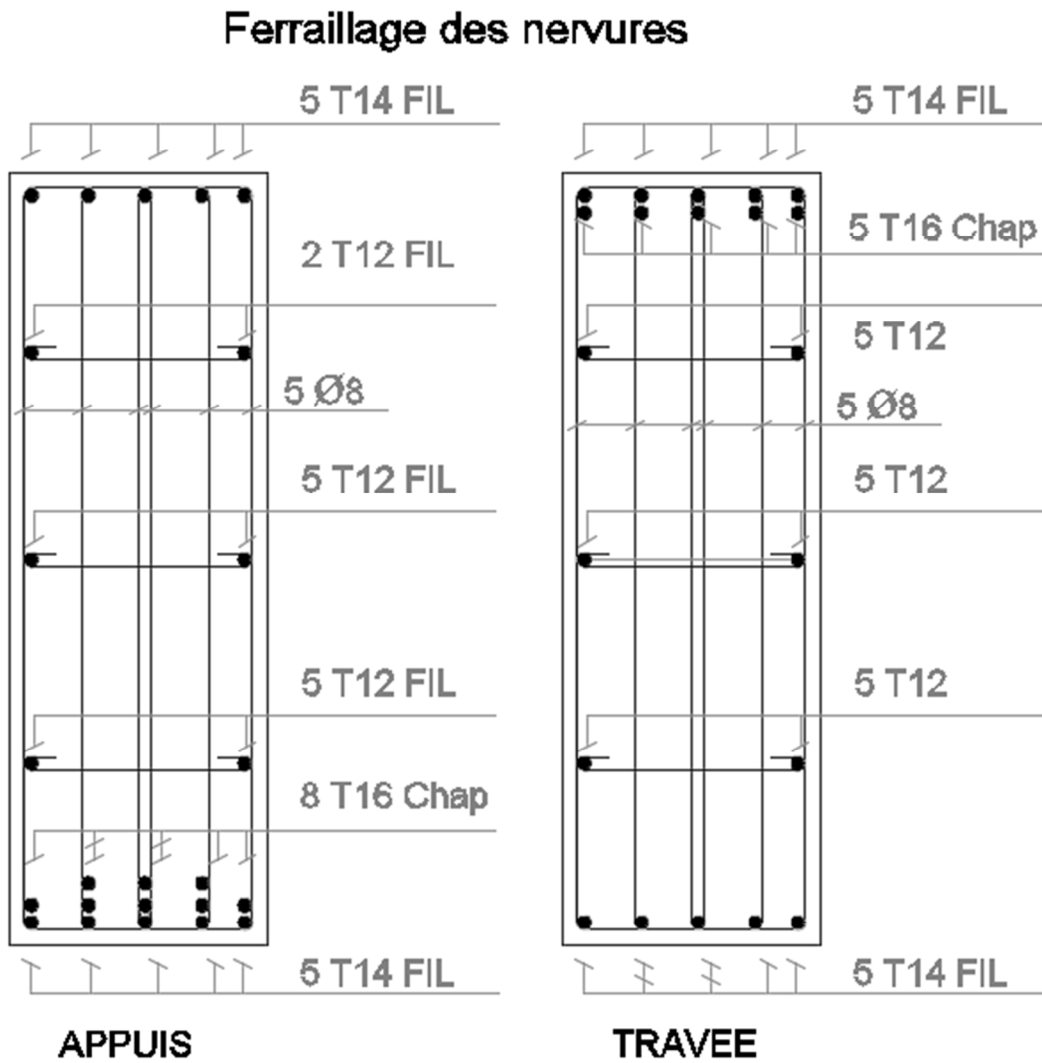
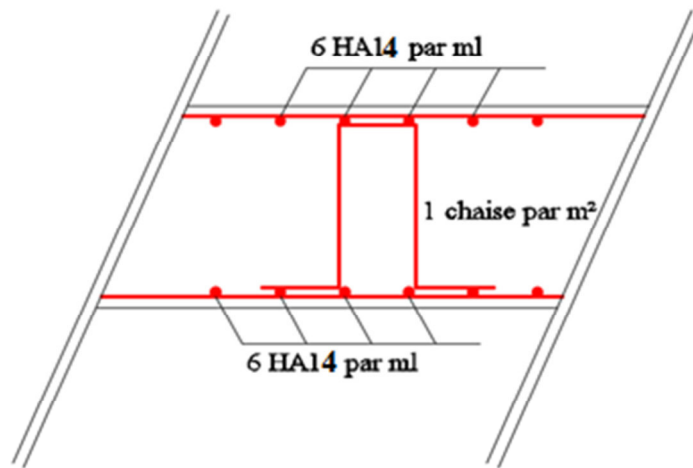


Fig.VI.15 :Schéma de ferrailage des poutres (nervure)

Ferraillage du débord :**Tableau VI.7 :** Efforts et ferraillage du débord

Moment [KN.m]	Effort tranchant [KN]	A_{cal} [cm ² /ml]	A_{min} [cm ² /ml]	Armature principale [cm ² /ml]	Espacement (cm)	Armature de répartition [cm ² /ml]	Espacement (cm)
15,94	38,2	3,23	5,98	6HA14 (6,786)	16,66	4HA12 (4,524)	25

**Fig.VI.16:** Croquis de ferraillage du débord**I.3-Étude du voile périphérique de soutènement :****Dimensionnement :**

Selon le RPA99/version 2003 le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales suivantes :

- Épaisseur ≥ 15 cm.
- Les armatures sont constituées de deux nappes.

- Le pourcentage minimum des armatures est de 0,10 % dans les deux sens (horizontal et vertical).
- Un recouvrement de 40ϕ pour les renforcements des angles.

Nous adoptons une épaisseur $e=20\text{cm}$.

La hauteur de voile périphérique $=3.06\text{m}$.

Le voile étant une dalle pleine encastré sur les 4 cotés chargée par la pression des terres qui présentent dans la réalité une répartition triangulaire.

Le calcul des charges horizontales sur le mur sera avec la formule

$$g_{\text{mur}} = k_p \cdot \gamma \cdot h$$

Détermination du coefficient de poussée :

$$K_p = \text{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right)$$

φ : Angle de frottement du remblai $=30^\circ$

D'où $k_p=0,33$ ($\gamma=1,9 \text{ t/m}^3$)

g_{mur} : La charge surfacique appliqué sur l'écran

γ : le poids volumique du sol $=1,9 \text{ t/m}^3$

h : La profondeur de la charge

$$g_{01} = 0.33 \times 1.9 \times 7.82 = 4.90 \text{ ton/m}^2$$

$$g_{02} = 0.33 \times 1.9 \times 5.44 = 3.41 \text{ ton/m}^2$$

$$g_{03} = 0.33 \times 1.9 \times 2.38 = 1.49 \text{ ton/m}^2$$

$$g_i = 0.33 \times 1.9 \times 3.06 = 1.92 \text{ ton/m}^2$$

Le calcul se fait pour le voile le plus sollicité ($6,7 \times 6,5$) m^2 et pour une bande de 1 m de largeur.

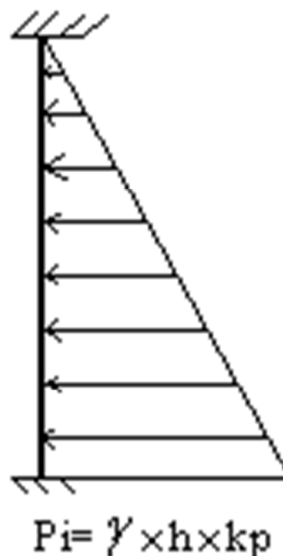


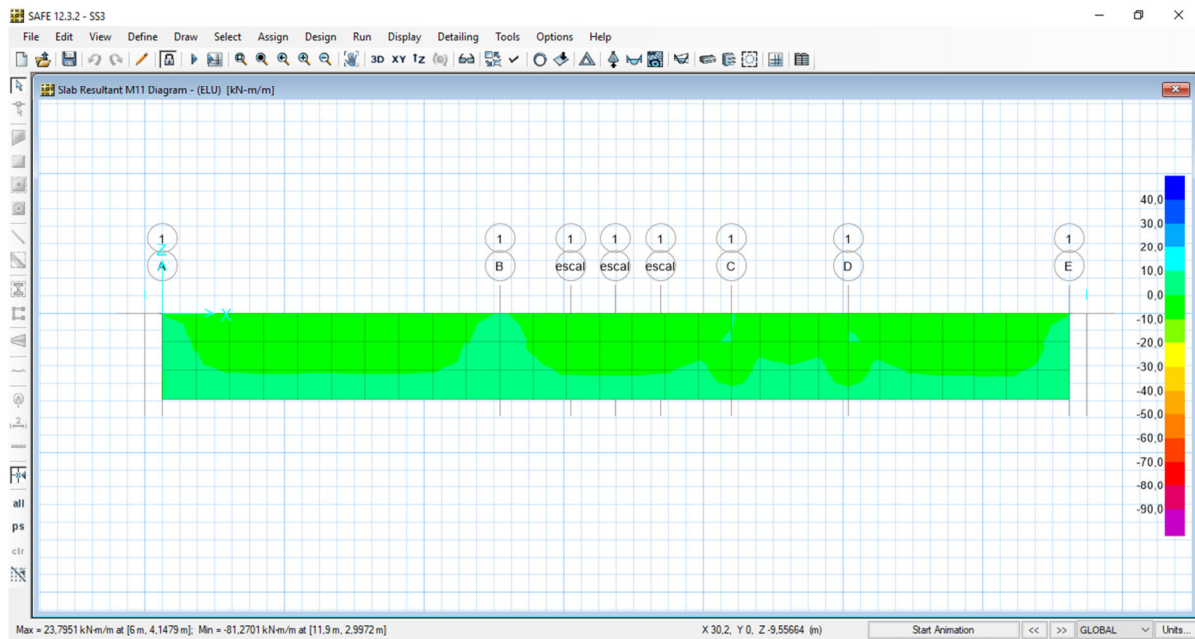
Fig.VI.17 Schéma des charges appliquées sur le voile périphérique

L'introduction des charges du sol seront directement dans le logiciel ETABS qui va nous fournir les moments au niveau du voile.

Les voiles vont être calculés comme une dalle appuyée sur 04 appuis

Donc : $W \geq F_s \cdot \gamma \cdot Z \cdot S$

Alors cette Condition est vérifiée.

**Fig.VI.18.** Moment M_{11} au niveau des voiles de soutènement à l'ELU

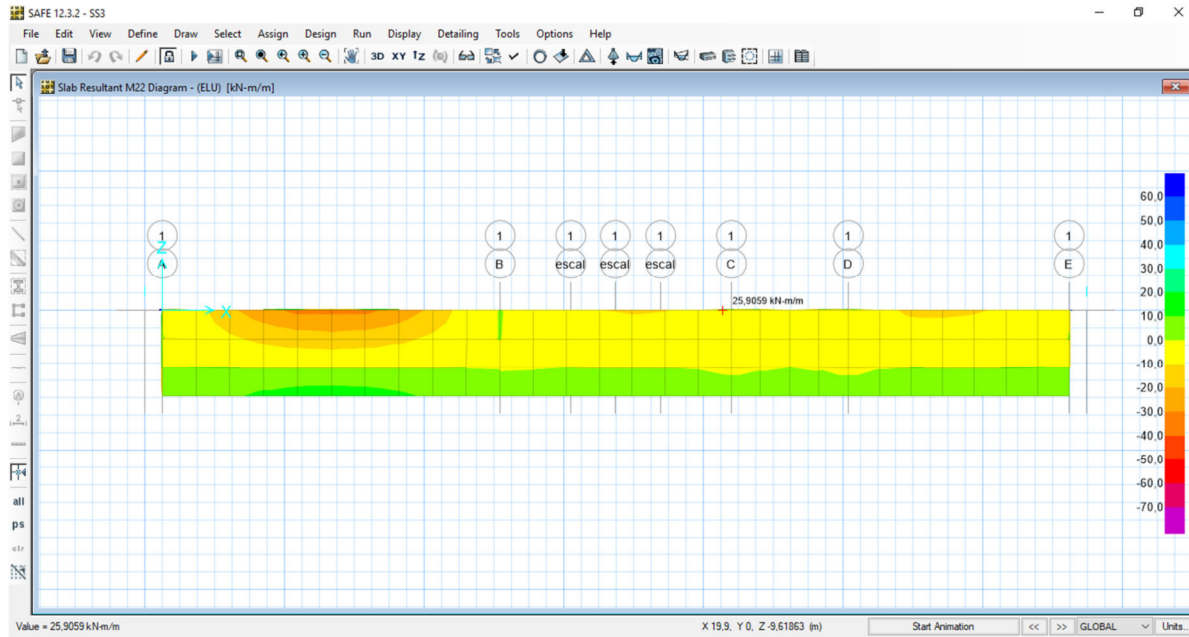


Fig.VI.19 Moment M_{yy} au niveau des voiles de soutènement à l'ELU

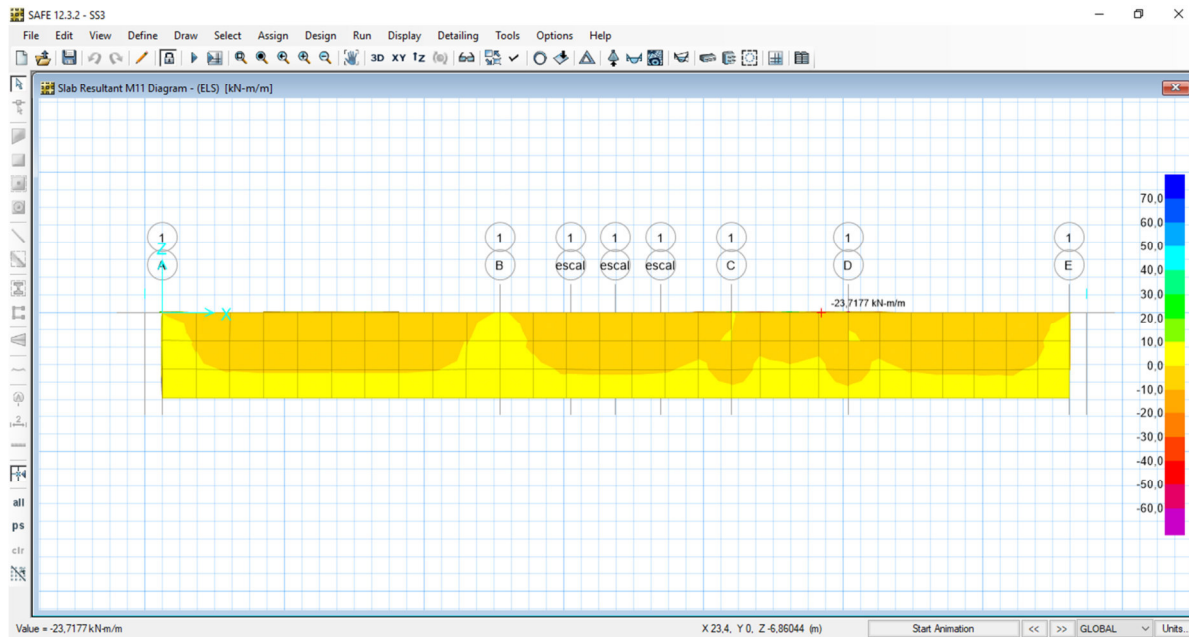


Fig.VI.20 Moment M_{xx} au niveau des voiles de soutènement à l'ELS

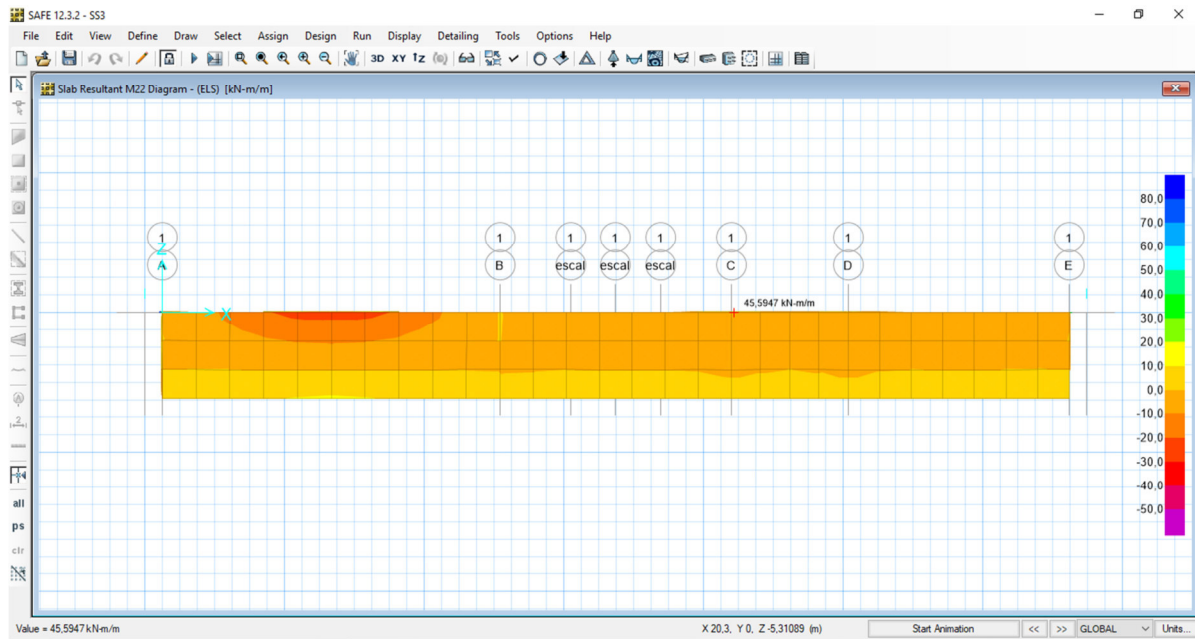


Fig.VI.21. Moment M_{yy} au niveau des voiles de soutènement à l'ELS

Après vérifications des moments on peut déterminer les moments maximaux qui sont :

$$M_{ELU} = 25.54 \text{ kN.m}$$

$$M_{ELS} = 18.58 \text{ kN.m}$$

Le calcul de la section donne une section d'armature de 4.01 cm^2 et la vérification à l'État limite de service exige une section supérieure à 5.5 cm^2 .

Le choix des armatures sera égal à T12 espacement $15 \text{ cm} = 5.5 \text{ cm}^2$ (voir figures ci après utilisation de logiciel **SOCOTEC**)

sans nom - BaelR

Fichier Edition Options Affichage ?

Hypothèses Saisie Dessin Résultats Aperçu

Nom d'affaire :

Nom du fichier : sans nom

Dessin Géométrie Type
 Dessin Géométrie Saisie

Matériaux

Contrainte béton : f_{cj} MPa Coeff. acier/béton n

Limite élast. acier : f_g MPa

Calcul aux ELU Calcul aux ELS

Effort normal : Nu kN Effort .. : Ns kN

Moment fléchissant Mu kN*m Moment .. : Ms kN*m

Coefficients

durée chargement : θ

sécurité du béton : γ_b

sécurité de l'acier : γ_s

Sections d'armatures

supérieures : cm²

inférieures : cm²

Convention signes

N > 0 : compression
M > 0 : tend la fibre inférieure

Fissuration

peu préjudiciable
 préjudiciable
 très préjudiciable

Type d'armature

rond lisse
 barre HA $\varnothing > 6$
 barre HA $\varnothing \leq 6$

Géométrie

Largeur : b m

Hauteur : h m

Pos. cdg armatures sup. : d' m

Pos. cdg armatures inf. : c m

1G

Pour l'aide, appuyez sur F1

Fig.VI.22 données pour le calcul des armatures du voile de soutènement

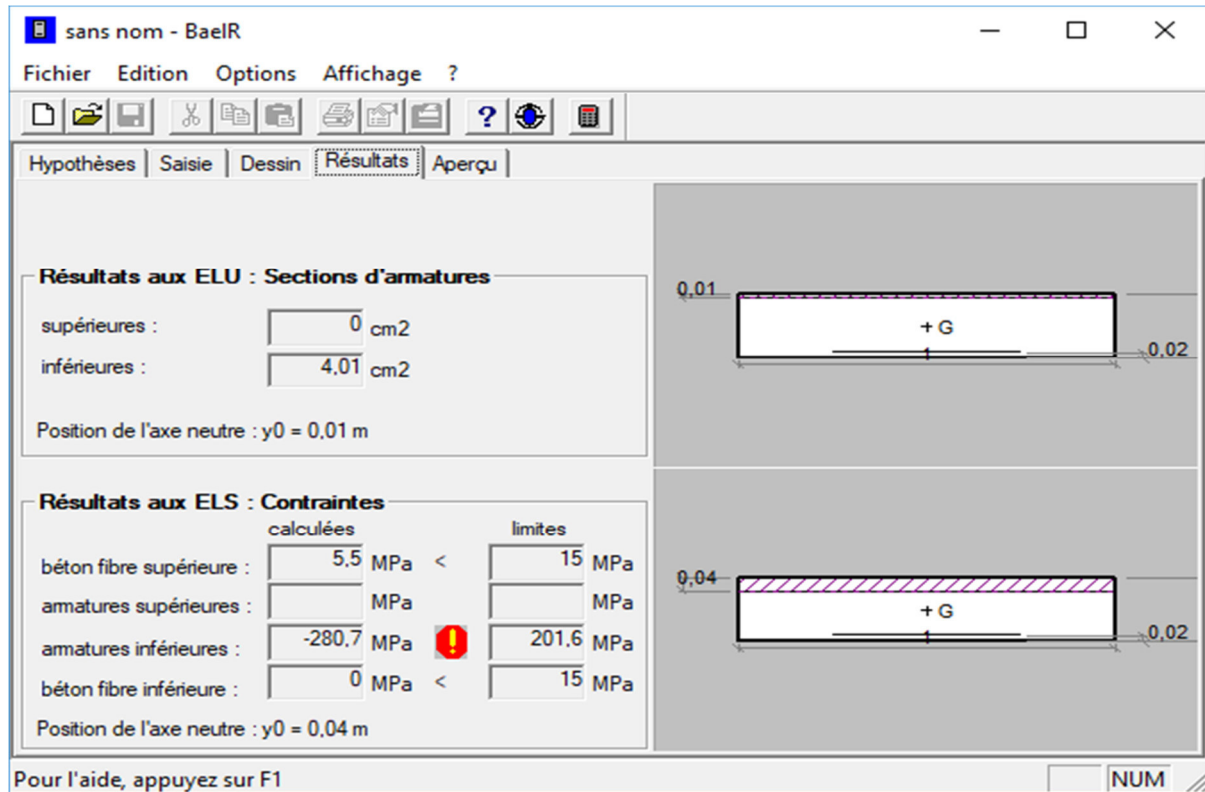


Fig.VI.23 résultats pour le calcul des armatures du voile de soutènement

Schéma de ferrailage

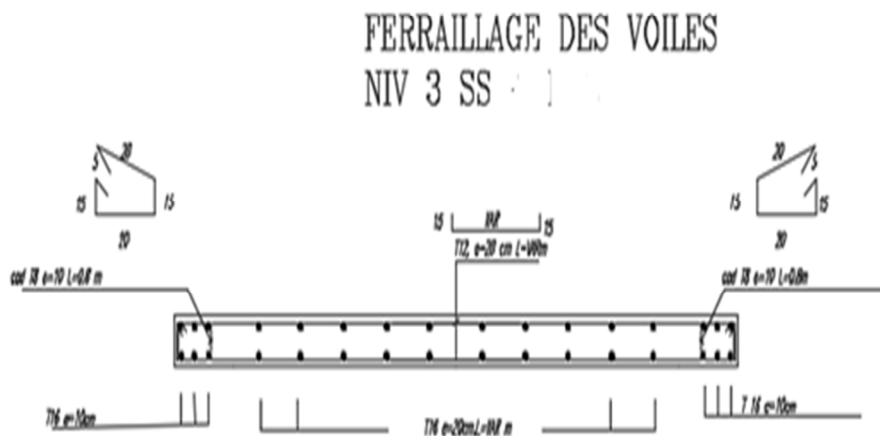


Fig.VI.24 : ferrailage des voiles au niveau de s/sol

CONCLUSION

Conclusion

Conclusion générale

Ce projet nous a permis d'un côté d'assimiler les différentes techniques et logiciels de Calcul ainsi que la réglementation régissant les principes de conception et de calcul des Ouvrages dans le domaine du bâtiment.

Ce projet nous a permis de voir au détail l'ensemble des étapes à suivre dans le calcul de cette tour, ainsi que le choix de ces éléments et leur dimensionnement.

Les conclusions auxquelles a abouti le présent travail, sont résumé dans les points suivant :

- Le pré dimensionnement et une étape préliminaire. Son but est de choisir les sections des éléments structuraux de la tour qui peuvent être changé après l'étude dynamique.
- Le choix du logiciel de calcul et sa version est très important dans le calcul.
- la disposition des voiles est un facteur plus important que la quantité des voiles placer dans la structure.
- La justification de l'effet P- Δ selon le RPA99 version 2003, dans le cas du bâtiment étudié, s'est avérée non nécessaire vu que les valeurs des coefficients θ_k calculées étaient inférieures à 0,1.
- Vue le poids de notre structure qui est très important, le radier nervuré est le type de fondation le plus adéquat.

Finalement cette étude, nous a permis de concrétiser l'apprentissage théorique du cycle de formation et surtout d'apprendre les différentes techniques de calcul, les concepts et les règlements régissant le domaine étudié.

RÉFÉRENCES

BIBLIOGRAPHIQUE

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- ✚ Calcule des ouvrages en béton armé-M.BELAZOUGUI-*Office des publications universitaires1991 ;
- ✚ D.T.R.-B.C. 2-42 C.B.A.93.
- ✚ Cours de béton armé BAEL91-Jean-pierre MOUGIN-*EYROLLES1992* ;
- ✚ Règlement parasismique Algérien 99 version 2003
- ✚ Pratiques de BAEL91-Jean PERCHAT et Jean ROUX-*3^{eme} édition99* ;
- ✚ DTU Règles BAEL 91révisées 99*EYROLLES 2000* ;
- ✚ D.T.R.B.C-2.2 Charges permanentes et charges d'exploitation ;
- ✚ Guide de la conception parasismique des bâtiments –association français du génie parasismique.
- ✚ Mémoire de fin d'étude 2017.2018 présenté par M.Khaloul et B.Belnouar
- ✚ Mémoire de fin d'étude 2017.2018 présenté par S.Kerbouche et H.Snouci

Outils informatiques ;

- ✚ Logiciel AUTOCAD
- ✚ Logiciel ETABS 9.7.4
- ✚ Logiciel SOCOTEC
- ✚ Logiciel safe
- ✚ Logiciel microsoft (Exel , word)