Sommaire :

Introduction générale 07

1. Chapitre I : 09
   1.1 présentation du batiments 10
   1.2 Dimensionnement 10
   1.3 Caractéristiques mécaniques des matériau 12
   1.4 Règlement utilisées 13

2. Chapitre II : Pré dimensionnement et descente de charges 19
2.1 Introduction 19
2.2 Pré dimensionnement des planchers 20
   2.2.1 Condition de résistance au feu 20
   2.2.1 Isolation phonique 20
   2.2.3 Limitation de flèche 20
2.3 Pré dimensionnement des voiles 22
2.4 Evaluation des charges et surcharges 24
   2.4.1 Plancher terrasse 24
   2.4.2 Plancher étage courant 24
   2.4.3 Maçonnerie 24
   2.4.4 Balcon 25
   2.4.5 Paillasse 25
   2.4.5 Palier 25
   2.4.6 Surcharges d'exploitation 25

3. Chapitre III : Les planchers 26
3.1 Etude de la dalle pleine 27
   3.1.1 Introduction : 27
   3.1.2 Combinaisons des charges et surcharges : 27
   3.1.3 Evaluation des moments appliqués sur la dalle : 27
   3.1.4 Calcul des moments isostatique : 27
   3.1.5 Le moment total applique sur la dalle : 28
   3.1.6 Vérification des conditions de BAEL91 : 28
3.2 Ferraillages des bandes noyées 34
   3.2.1 Armatures longitudinales: 34
   3.2.2 Armatures transversales : 34
   3.2.3 Calcul des bandes noyées 34

4. Chapitre IV : Dimensionnement des éléments non structuraux 36
4.1 Pré dimensionnement des escaliers 37
4.1.1 Hauteur et largeur des marches h et g 37
4.2.2 Epaisseur des paillasses escaliers 38
4.2.3 Calcul des escaliers 38
4.2 Acrotère 46
4.2.1 Évaluation des charges de calcul : 47
4.2.2 Calcul du ferraillage 47
4.3 Étude de l'ascenseur : 50
4.3.1 Définition : 50
4.3.2 Étude de la dalle de l'ascenseur : 50

5. Chapitre V : Etude dynamique 56
5.1 Introduction 57
5.2 Méthodes de calcul 57
5.3 Présentation de la méthode modale spectrale 58
5.4 Spectre de réponse de calcul 59
5.5 Analyse modale 59
5.5.1 Caractéristiques de la structure relativement à l'étude dynamique 59
5.5.2 Modélisation de la structure 59
5.5.3 Résultats et observations de l'analyse modale 61
5.5.4 Analyse sismique 62

6. Chapitre VI : Les voiles 68
6.1 Procédure de ferraillage des voiles 69
6.2 Combinaison 69
6.3 Ferraillage horizontal à l'effort tranchant 72
6.4 Calcul des armatures horizontales résistantes à l'effort tranchant 72
6.5 Armatures horizontales 73
6.6 Détermination des sollicitations 73
6.7 Armatures horizontale 73

7. Chapitre VII : Etude de l'infrastructure 76
7.1 Pré dimensionnement du radie 77
7.2 Caractéristiques géométriques du radier 77
7.3 Vérifications des contraintes 78
7.3.1 Evaluation et vérification des contraintes sous le radier : 78
7.3.2 Vérification de la stabilité : 80
7.3.3 Vérification au cisaillement 80
7.3.4 Evaluation et vérification des contraintes sous le radier : 81
7.4 Ferraillage des panneaux du radier 82

Conclusion général 85

Liste des tables :

1.1 : valeur de la limite d'élasticité garantie f_e
2.1 : Charges permanente dues au plancher
2.2 : Charges permanente dues au plancher étage
2.3 : Charge permanente due au mur cloison
2.4 : Charge permanente due au
2.5 : Charge permanente dues à la paillasse
2.6 : charges permanente dues au palier
2.7 : charges permanente dues au surcharge d'exploitation
3.1 : Résultats des calculs à ELU
4.1 : Charge permanente dues à la paillasse
4.2 : charges permanente dues au palier
4.3 : Effort tranchant et moment fléchissant (E.L.U)
4.4 : Sollicitations de calcul à l'ELU et l'ELS
4.5 : Ferraillage des escaliers
4.6 : Sollicitations de calcul à l'ELU et l'ELS
4.7 : Résultats des calculs.
5.1 : Résultats de l'analyse modale
5.2 : Poids des différents niveaux
5.3 : Valeurs de la période dans les deux sens
5.4 : Valeurs des forces sismiques et des efforts tranchants des différents niveaux.
5.5 : vérification de la stabilité au renversement
5.6 : Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ
6.1 : Sollicitations dans les voiles pour la zone I
6.2 : Ferraillage verticale des voiles de la zone I
6.3 : Ferraillage horizentale des voiles de la zone I
7.1 : Vérification de renversement : 0,8 G ± E
7.2 : vérification de soulèvement: G + Q + E
7.3 : Vérification selon le RPA

Liste des figures :

Figure 1.1 : présentation de bâtiment
Figure 1.2 : Plan de masse
Figure 1.3 : Diagramme contrainte-déformation du béton
Figure1.4 : Diagramme contraintes - déformations du béton à l'ELU
Figure 1.5 : Diagramme contraintes- déformations du béton à l'ELS
Figure 1.6 : digramme contrainte - déformation
Figure 1.7 : règle des trois pivots
Figure 2.1 : Plan des voiles
Figure 2.2 : Coupe de voile en élévation
Figure 2.3 : Coupe de voile en plan
Figure 4.1 : Deux volé schéma d'escalier
Figure 4.2 : RDC volé schéma d'escalier
Figure 4.3 Schéma statique de l'escalier à l'ELU.
Figure 4.4 Diagramme des sollicitation
Figure 4.5 Diagrammes des moments retenus.
Figure 4.6 Schéma statique de l'escalier à l'ELU.
Figure 4.7 : Diagramme des sollicitations
Figure 4.8 : Diagrammes des moments retenus
Figure 4.9 : Caractéristiques géométrique de l'acrotère
Figure 4.10 : Modèle de calcul de l'acrotère.
Figure 4.11 : Cage d'ascenseur.
Figure 4.12 : Schéma représenta nt la surface d'impacte
Figure 5.1 : Spectre de réponse de l'accélération
Figure 7.1 : Diagramme de charges
Figure 7.2 : Schéma de transmission des charges

Liste de notation :

À: Coefficient d'accélération de zone.
Ast : Aire d'une section d'acier tendue
Asc: Aire d'une section d'acier comprimée
Ah: Somme des aires des sections droites d'un cours d'armatures transversales
Ar : Armatures de répartition
B: Aire d'une section de béton
Br : Section réduite du poteau
Bc : Section brute
c: Enrobage
D: Débordement
d: Position des armatures tendues (et comprimées) par rapport à la fibre la plus Comprimée de la section de béton
Eij: Module de Young instantané à « j » jours
E: Charges sismiques
e: Excentricité de l'effort normal (ou épaisseur d'une dalle ou d'un voile)
fe : Limite d'élasticité de l'acier
fcj: Résistance caractéristique à la compression du béton à « j » jours
ftj: Résistance caractéristique à la traction du béton à « j » jours
fbu: Contrainte ultime du béton en compression
G: Charges permanentes
h: Hauteur d'une section d'une poutre ou d'un poteau, d'une fondation
I: Moment d'inertie d'une section
Ij: Nombre de jours de maturité du béton
L: Portée d'une poutre ou d'une dalle
Lf: Longueur de flambement
$Mser$: Moment fléchissant de calcul de service
Mu: Moment fléchissant de calcul ultime
Mr : Moment renversant
Ms : Moment stabilisant
Ns : Effort normal de calcul de service
Nu: Effort normal de calcul ultime
Q : Charges variables (charges d'exploitations), Facteur de qualité
R : Coefficient de comportement de la structure
St : Espacement des armatures transversales
T1 et T2: Périodes caractéristiques
Vu: Effort tranchant à l'état limite ultime
W : Poids total de la structure
α : Angle d'une armature avec la fibre moyenne, coefficient de sécurité sans dimension en général (alpha)
Υs : Coefficient partiel de sécurité sur l'acier (gamma)
Υb : Coefficient partiel de sécurité sur le béton
η : Coefficient de fissuration relatif à une armature, Facteur de correction d'amortissement (êta)
ν : Coefficient de poisson (nu)
ξ : Pourcentage d'amortissement critique (xi)
ρ : Poids volumique, rapport de la section d'acier sur celle du béton (rho)
σ : Contrainte normale (sigma)
$\bar{\sigma}b\bar{c}$: Contrainte admissible du béton comprimé
$\bar{\sigma}s$: Contrainte admissible dans les aciers
σst : Contrainte dans les aciers tendus
σs : Contrainte dans les aciers comprimés
τ : Contrainte tangente (tau)
$\bar{\tau}$: Contrainte tangente admissible
Φl : Diamètre d'une armature longitudinale (phi)
Φt : Diamètre d'une armature transversale

Liste des Abréviations :

ELU : Etat limite ultime
ELS : Etat limite de service
ELA : Etat limite accidentel
RDC : Rez-de-chaussée
HA : haute adhérence
TS : Treillis soudé
RPA : Règlement parasismique algérien
BAEL : Béton armé à l'état limite
CBA : Règles de conception et de calcul des structures en béton armé
DTR : Document technique règlementaire algérien
DDL : Degré de liberté
SET : Section entièrement tendue
SPT : Section partiellement tendue
N: Nervure BN: Bande noyée

بسم الله الرحمن الرحيم

Rapport-Gratuit.com

Introduction générale

Introduction générale

Construire était et reste un des grandes préoccupations de l'homme depuis des siècles. Cette préoccupation s'est accrue avec le développement de l'industrie et la véritable explosion démographique qui a suivi la 2ème guerre mondiale. C'est ainsi que suite aux limitations des terrains en villes et les importantes demandes en logements et espaces de travail (bureaux, ateliers …), les constructions en hauteur se sont généralisées.

Cette solution n'est pas sans difficultés. En augmentant de hauteur, les structures deviennent plus vulnérables et plus exposées aux sollicitations latérales (sismiques et/ou dues au vent), mettant ainsi les vies humaines en danger sans oublier les pertes matérielles.

Les ingénieurs sont toujours confrontés au problème de la non connaissance exacte des lois de comportement des matériaux, ainsi que celles des sollicitations ce qui a conduit à l'établissement des règlements de conception et de calcul des structures avec un compromis entre coût et niveau de sécurité à considérer.

En Algérie les expériences vécues durant les derniers séismes ont conduit les pouvoirs publics avec l'assistance des experts du domaine à revoir et à modifier le règlement parasismique Algérien en publiant le RPA99 version2003 dans lequel des règles de conception et de calculs sont spécifiées. Ce règlement vise à assurer un niveau de sécurité acceptable des vies humaines et des biens vis-à-vis des actions sismiques par une conception et un dimensionnement appropriés.

Dans le présent travail on présentera l'étude détaillée d'une tour en R+11 à usage d'habitation, l'étude de ce projet sera menée selon les étapes principales suivantes:

- le pré dimensionnement et le calcul des éléments secondaires.
- l'étude dynamique du bâtiment.
- le ferraillage des éléments principaux (voiles, fondations).

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

Chapitre I

Présentation du projet

I. Présentation du bâtiment

II. Caractéristiques des matériaux

III. Règlements utilisées

IV. Caractéristique du sol

Présentation du projet

1. Présentation du bâtiment

– L'ouvrage objet de cette analyse est un bâtiment type a usage service et habitation en faisant partie d'un projet de construction intitulé :400 logements a BOUHANAK, implanté à la commune de BOUHANAK wilaya de TLEMCEN, cette région est classé en zone sismique 1et en groupe2 selon le règlement parasismique en vigueur de Algérie(RPA99 version 2003).

■ Le projet sera réalisé en béton arme avec des coffrages tunnels. Les cellules (A7) en R+11 tous les étages a usages d'habitation. Avec un système de contreventement par voiles porteurs Avec des escaliers et un ascenseur qui relient entre les étages.

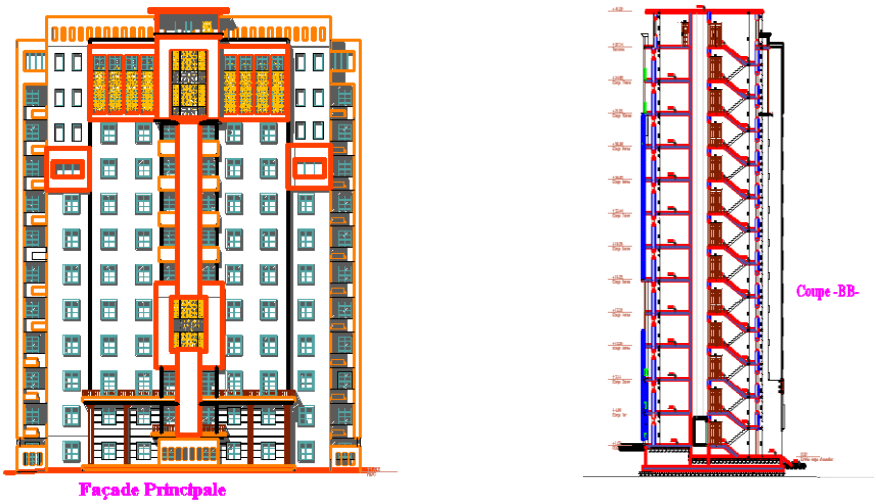


Figure 1.1 :présentation de bâtiment

2. Dimensionnement :

Dimension en plan

Le bâtiment se particularise par sa forme irrégulière en plan suivant les deux sens (transversale et longitudinal).

Les plus grandes dimensions sont :

- Au RDC 29.70x17.80 m
- Hauteur totale : 41.00m
- hauteur de RDC : 3.06m
- hauteur d'étage : 3.06m

I.2.1. Système structural

La stabilité du bâtiment sous l'effet des actions verticales et horizontales est assurée par une structure résistante constituée uniquement de voiles en béton armé.

Au niveau du sous-sol se trouve une forte concentration de voiles en béton armé. Ce niveau forme une base très rigide pour le bâtiment grâce aux murs de soubassement.

Puis, en partant vers le haut, les voiles qui constituent continuent leurs montées sans décalages, avec quelques interruptions au RDC et d'autres au premier.
Ce qui nous donne les répartitions suivantes selon les niveaux :

Plancher Ce sont des diaphragmes rigides d'une faible épaisseur par rapport aux autres dimensions.
On a eu recours seulement aux planchers dalle pleine qui sont les plus répandus pour ce genre de construction vu leur caractère économique et leur facilité d'exécution surtout lorsqu'on a le coffrage approprié, banches et coffrage tunnel.

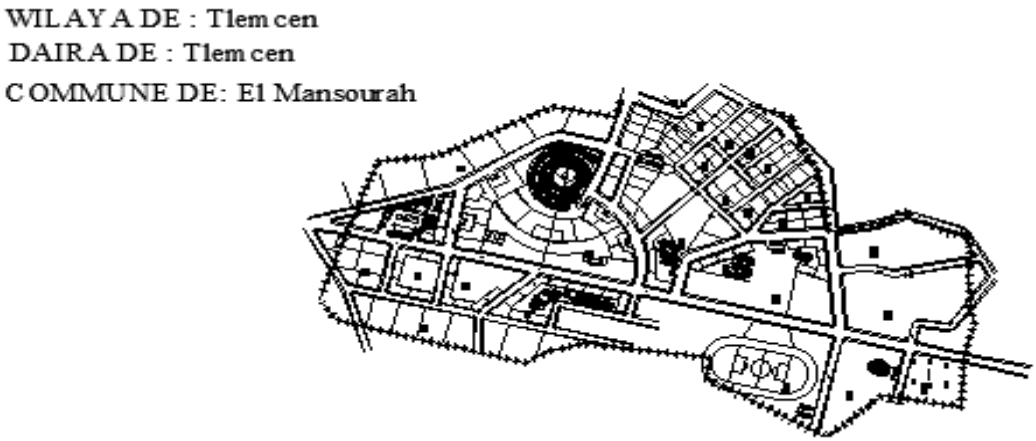


Figure 1.2 : Plan de masse

I.2.2. Maçonneries

La maçonnerie la plus utilisée en ALGERIE est en briques creuses pour cet ouvrage nous avons deux types de murs :

- **Murs extérieurs** : Le remplissage des façades est en maçonnerie non rigide elles sont composées d'une double cloison en briques creuses a 8 trous de 10 cm d'épaisseur et a 12 trous de 15 cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5cm d'épaisseur
- **Murs intérieurs :** cloison de séparation de 10 cm

I.2.3. Revêtements

Les différents revêtements utilisés dans le bâtiment sont :

– Carrelage de 2 cm d'épaisseur pour les chambres, les couloirs et les escaliers.
– Céramique recouvrant tous les murs des salles d'eau.
– Enduit plâtre pour les murs intérieurs et les plafonds.

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

– Mortier de ciment pour les crépissages des façades extérieurs.

I.2.4. Balcon

Pour les balcons on a opté des balcons en dalles pleines.

I.2.5. Acrotère

Comme la terrasse est inaccessible, le dernier niveau est entouré d'un acrotère en béton armée de 60 cm de hauteur et de 10 cm d'épaisseur.

I.2.6. Garde-corps

Pour assurer la sécurité des habitants les balcons et les escaliers sont bordées par des garde-corps métallique de 85 cm.

I.2.7. Escaliers

Les escaliers utilisés dans ce projet sont des escaliers droits avec :

- un palier de repos et deux volées pour toute la structure

I.2.8. Ascenseur

Un ascenseur est un dispositif mobile assurant le déplacement des personnes (et des objets) en hauteur sur des niveaux définis d'une construction

L'ascenseur est installé la plupart du temps dans une "cage d'ascenseur", une trémie verticale fermée, située à l'intérieur ou à l'extérieur de construction. Dans le cas du bâtiment à étudier, l'ascenseur se trouve à l'intérieure.

3. Caractéristiques mécaniques des matériaux

La structure de notre bâtiment est conçue avec du béton armé, qui est constitué de béton et d'acier.

La justification de ce choix est la suivante :

- l'absence de réaction chimique entre le béton et l'acier.
- la protection de l'acier par le béton contre la corrosion (enrobage).
- le béton a une très grande résistance à la compression et une faible résistance à la traction, ainsi l'acier est utilisé pour reprendre les efforts de compressions, par des aciers comprimes lorsque le béton ne peut pas les reprendre.

Le coefficient thermique est sensiblement le même pour le béton et l'acier, ce qui empêche l'apparition de contraintes dues aux chargements de température.

Le béton :

Composition :

● Le ciment :

Le ciment est un liant hydraulique à base de calcaire et d'argile qui se présente sous la forme d'une poudre minérale fine, le "cru ", s'hydratant en présence d'eau. Il forme ainsi une pâte qui fait prise et qui durcit progressivement. C'est le constituant de base du béton puisqu'il permet la transformation d'un mélange sans cohésion en un corps solide.

On peut adjoindre au ciment des ajouts comme le laitier de haut fourneau, les cendres volantes, les fillers calcaires, les fumées de silice,… afin d'améliorer les qualités mécaniques du béton.

● Les granulats :

Ils constituent le squelette du béton et sont classés en trois catégories :

- **les sables :** grains de dimensions comprises entre 0.08mm et 5mm.
- **les gravillons :** grains de dimensions comprises entre 5mm et 25mm.
- **les cailloux :** grains de dimensions supérieures à 25mm.

Les ouvrages courants (bâtiments, habitations, …) sont en général construits en béton réalisé avec des granulats de type gravillons et sables.

Enfin, les granulats doivent être chimiquement inertes vis-à-vis du ciment ; c'est à dire qu'ils ne doivent pas réagir avec le ciment.

● L'eau :

L'eau sert à l'hydratation du ciment et à assurer une ouvrabilité suffisante du béton. On peut utiliser de l'eau potable, mais pas d'eau de mer. Il faut faire attention à l'excès d'eau qui peut amplifier le phénomène de retrait et provoquer la fissuration du béton.

4. Règlements utilisés

La résistance nominale à la compression a prévue pour le béton à 28 jours est de

f_{c28} = 25 MPa.

Soit dans notre projet : $f_{c28} = 25MPa$

Lorsque les sollicitations s'exercent sur le béton dont l'age (j) jours est inférieur à 28, on se refera à la résistance (f_{cj}).

Pour j< 28, f_{c28} du béton non traite thermiquement est :

$$\begin{cases} f_{cj} = j \times f_{c28} / (4.76 + 0.83j) & \text{si : } f_{c28} \leq 40\text{MPa} \\ f_{cj} = j \times f_{c28} / (1.40 + 0.95j) & \text{si : } f_{c28} > 40\text{MPa} \end{cases}$$

Pour $j > 28$ on a $f_{cj} = f_{c28}$ pour vérification de la résistance des sections mais pour le calcul des déformations, il faut tenir compte des valeurs probables au-delà de 28 jours.

f_{c28} sera évaluée à condition que le béton ne sont pas traité thermiquement.

$$\begin{cases} f_{cj} = j \times f_{c28} / (4.76 + 0.83j) & \text{si : } 28 \leq j \leq 60 \text{ jours} \\ f_{cj} = j \times f_{c28} / (1.40 + 0.95j) & \text{si : } j > 60 \text{ jours} \end{cases}$$

4.1 Résistance à la traction

Conventionnellement déduite de celle à la compression selon la formule suivante:

$f_{t28} = 0.6 + 0.06\, f_{c28} = 2.1\,\text{MPa}$ $\quad [Art : 2.1.12]$ ***BAEL91***

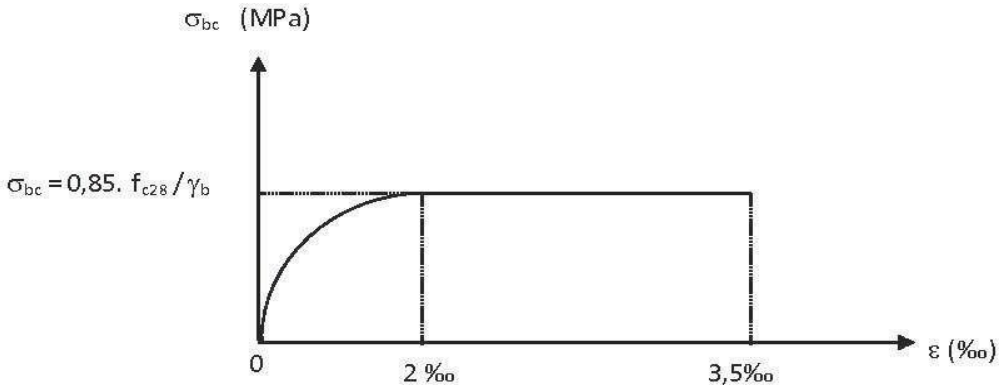


Figure 1.3 : Diagramme contrainte-déformation du béton

Module de déformation longitudinale du béton :

Sous les contraintes normales d'une durée d'application inférieur à 24 heures, le module de déformation longitudinale instantané du béton age de (j)jours note E_{ij} est égale à :

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \qquad (\textbf{\textit{BAEL 91 Art 2.1.21}})$$

Dans notre cas : $E_{ij} = 32164.2MPa$

On admet que sous contraintes de longue durée d'application, le module de déformation différée est égal : $E_{vj} = E_{ij}/3 \quad \Rightarrow E_{vj} = 10721.4MPa$

a. Module de déformation transversale :

La valeur du module de déformation transversale est donnée par :

$$G = E/(2(1+\nu)) \quad ; \quad \upsilon = \frac{\varepsilon_t}{\varepsilon_l}$$

b. Coefficient de poisson ν :

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

ν = 0.20 : dans le cas des états limites de services. **(Donné par l'article A2.1.3 du BAEL 91)**

ν = 0 : dans le cas des états limites ultimes

c. Contraintes limites (article 4.3.4 du BAEL91) :

Le diagramme contraintes déformations du béton est le diagramme de calcul dit :

(Parabole rectangle), il comporte un arc de parabole qui s'étend de l'origine des coordonnées ou $\varepsilon_{bc} = 2‰$ et $\sigma_{bc} = f_{bu}$ suivi d'un segment de droite parallèle à l'axe des déformations et tangent à la parabole à son sommet.

C.1 Diagramme contraintes- déformations du béton à l'ELU :

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

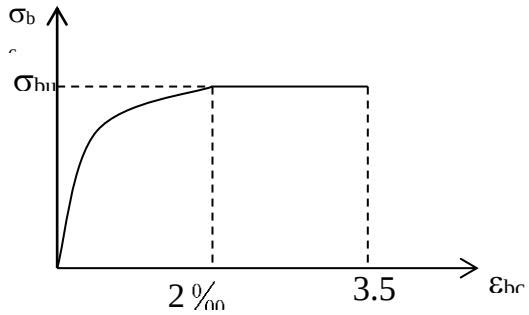


Figure1.4 : Diagramme contraintes - déformations du béton à l'ELU

Sachant que : $\gamma_b = \begin{cases} 1.5 & \text{en situation durable ou transitoire S.D.T} \\ 1.15 & \text{en situation accidentalle S.A} \end{cases}$

- θ = est en fonction de la durée T d'application des combinaisons d'action :

$$\theta = \begin{cases} 1 & T > 24h \\ 0.9 & 1h < T < 24h \\ 0.85 & T < 1h \end{cases}$$

Pour notre cas : fc28 =25MPa, on obtient : $f_{bu} = 14.2 \ MPa \ en \ S.D.T$; $f_{bu} = 18.48 \ MPa \ S.A$

C.2 Diagramme contraintes- déformations du béton à l'ELS :(Art.A.4.5.2 du BAEL 91)

Dans le cas ou le diagramme contraintes déformations est considérer linéaire et la contrainte

Pour notre cas :

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

On obtient : $\sigma_{bc} = 15 \ MPa$

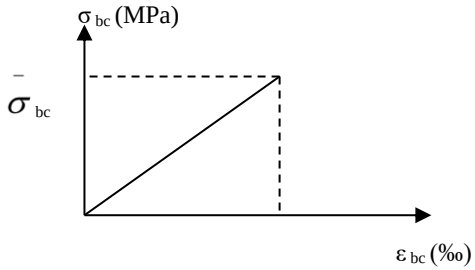


Figure 1.5 : Diagramme contraintes- déformations du béton à l'ELS

C.3 Contrainte de cisaillement du béton à l'Etat- Limite Ultime :

Armatures droites ($\alpha = 90°$) :

- Fissuration peu préjudiciable :

$$\overline{\tau_u} = \min \left\{ 0.2 f_{cj} / \gamma_b \; ; \; 5MPa \right\} \Rightarrow \tau_u = 3.33\, MPa$$

- Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\overline{\tau_u} = \min \left\{ 0.15 f_{cj} / \gamma_b \; ; \; 4MPA \right\} \Rightarrow \tau_u = 2.5\, MPa$$

d. Le retrait :

Dans le cas des pièces de dimension courante à l'air libre, on admettra un raccourcissement relatif de retrait qui n'excède 3‰

Acier :

a. Définition :

L'acier est un alliage fer carbone en faible pourcentage, leur rôle est d'absorbé 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 MPa

b. Caractéristiques mécaniques

Tableau 1. 1 : valeur de la limite d'élasticité garantie f_e

Type	Nuance	f_e (MPa)	Emploi
Ronds lisses	F_eE 22 F_eE 24	215 235	Emploi courant Epingle de leage des pièces préfabriquées
Barre HA Type 3	F_eTE 40 F_eTE 50	400 500	Emploi courant
Fils tréfiles HA type 3	F_eTE40 F_eTE50	400 500	Emploi sous forme de Barres droites ou de treillis
Fil tréfiles lisses type 4	TL 50 ϕ > 6 mm TL 52 $\phi \leq 6$ mm	500 520	Treillis soudés uniquement emploi courant

Dans notre cas on utilise des armatures à haute adhérence,

Un acier de F_eE40 type .f_e = 400 MPa

c. Contrainte limite :

Les contraints d'élasticité de traction sont donnés par l'article A.4.5.3du BAEL 91 :

c.1- Etat limite ultime :

Pour le calcul on utilise le digramme contrainte- déformation suivant

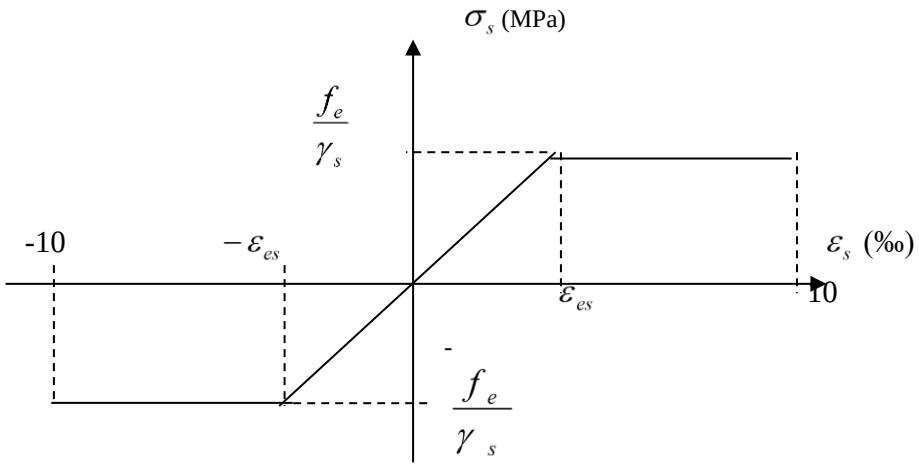


Figure 1.6 : digramme contrainte - déformation

$\varepsilon_{es} = \frac{\sigma_s}{E_s}$; avec E_s = 200 000 MPa.

(E_S : Est défini par la pente de la droite passant par l'origine)

γ_s : Coefficient de sécurité.

γ_s =1 cas de situations accidentelles.

γ_s =1.15 cas de situations durable où transitoire.

Pour notre cas $\sigma_s = f_e/\gamma_s \Rightarrow \begin{cases} 348\text{MPa} & enS.D.T \\ 400\text{MPa} & enS.A \end{cases}$

c.2- Etat limite de service :

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

- Fissuration peu nuisible : pas de limitation $\sigma_s = f_e/\gamma_s$
- Fissuration préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_s$ = min (2/3f_e , 110 $\sqrt{\eta f_{tj}}$)
- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_s$ = min (1/2 f_e , 90 $\sqrt{\eta f_{tj}}$)

η : Coefficient de fissuration.

η = 1 pour les ronds lisses (RL)

η =1.6 pour les armatures à hautes adhérence (HA).

Hypothèses de calcul :

a/ Calcul aux états limites de services :

- Les sections droites restent planes, et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- La résistance de traction de béton est négligée.

- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques.
- Le rapport des modules d'élasticités longitudinaux de l'acier et de béton est pris égal à:

$$(n = \frac{E_s}{E_b} = 15)$$, n : est appelé coefficient d'équivalence.

b/ calcul aux états limite ultimes de résistance :

- Les sections droites restent planes, et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- Le béton tendu est négligé.
- L'allongement relatif de l'acier est limite à : 10‰.
- Le raccourcissement ultime du béton est limité à

$\varepsilon_{bc} = 3.5$ ‰ en flexion

$\varepsilon_{bc} = 2$ ‰ en compression centrée

- La règle des trois pivots qui consiste à supposer que le domaine de sécurité est défini par un diagramme des déformations passant par l'un des trois pivots A, B ou C définis par la figure ci-dessous

Tel que :

A : traction simple ou composée, flexion avec état-limite ultime atteint dans l'acier.
B : flexion avec état-limite ultime atteint dans le béton.
C : compression simple ou composée.

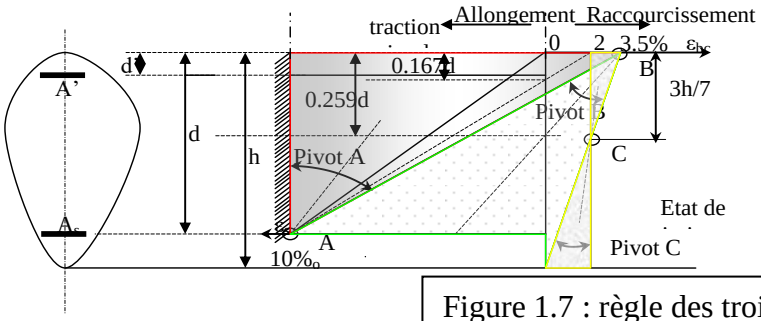


Figure 1.7 : règle des trois pivots

Actions et sollicitations :

Définitions :

a/ les actions :

Les actions ce sont des forces directement appliquées à une construction (charges permanentes, d'exploitation, climatique, etc.,…) ou résultant de déformations imposées (retrait, fluage, variation de température, etc. …).

b/ les sollicitations :

Les sollicitations ce sont des efforts (effort normal, effort tranchant, moment de flexion, moment de torsion) développés dans une combinaison d'action donnée.

Rapport de sol

La synthèse des résultats obtenus a partir des essais in situ a permis de conclure que la classification du site à prendre en considération est S_1 « site Rocheux » a cet effet il'est suggére ce qui suit :

✓ Sauf avis contraire, il serait souhaitable de prévoir des fondations superficielles de type semelle filante.

✓ La contrainte admissible du sol sera prise égale a **q_{adm}=3,00 bars.**

✓ L'eau n'a pas été signalée lors de nos travaux d'investigation.

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

Pré dimensionnement et descente de charges

Chapitre II

I. Introduction

II. Pré dimensionnement du plancher

III. Pré dimensionnement des voiles

IV. Evaluation des charges et surcharges

Pré dimensionnement et descente de charges

2.1 Introduction

Le but du pré dimensionnement est de définir les dimensions des différents éléments de la structure. Ces dimensions sont choisies selon les préconisations du **RPA99/V2003** et du **CBA93**. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être augmentés après vérifications dans la phase du dimensionnement.

2.2 Pré dimensionnement des planchers

Le plancher est une séparation entre les niveaux qui transmet les charges et les surcharges qui lui sont directement appliquées aux éléments porteurs tout en assurant des fonctions de confort comme l'isolation phonique, thermique et l'étanchéité des niveaux extrêmes.

Pour le bâtiment étudié, on a un seul type de planchers:

Plancher dalle pleine.

2.2.1 Condition de résistance au feu

- e = 7 cm pour 1 heure de coupe-feu
- e = 11 cm pour 2 heures de coupe-feu
- e = 17.5 cm pour 4 heures de coupe-feu

On prend une épaisseur de 15 cm

2.2.2 Isolation phonique

Selon les règles **CBA93**, l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13cm, pour obtenir une bonne isolation acoustique.

On limite donc notre épaisseur à : 15 cm.

2.2.3 Limitation de flèche

Si $\frac{Lx}{Ly} \leq 0.4$: la dalle porte suivant sa petite portée uniquement et son calcul se fera comme pour une poutre de 1 mètre de largeur.

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

Si $\frac{Lx}{Ly} \geq 0.4$: la dalle porte suivant les 2 directions x et y, et c'est le cas pour lequel on pré dimensionne les planchers.

L_x : petite portée du plancher.

L_y : grande portée du plancher.

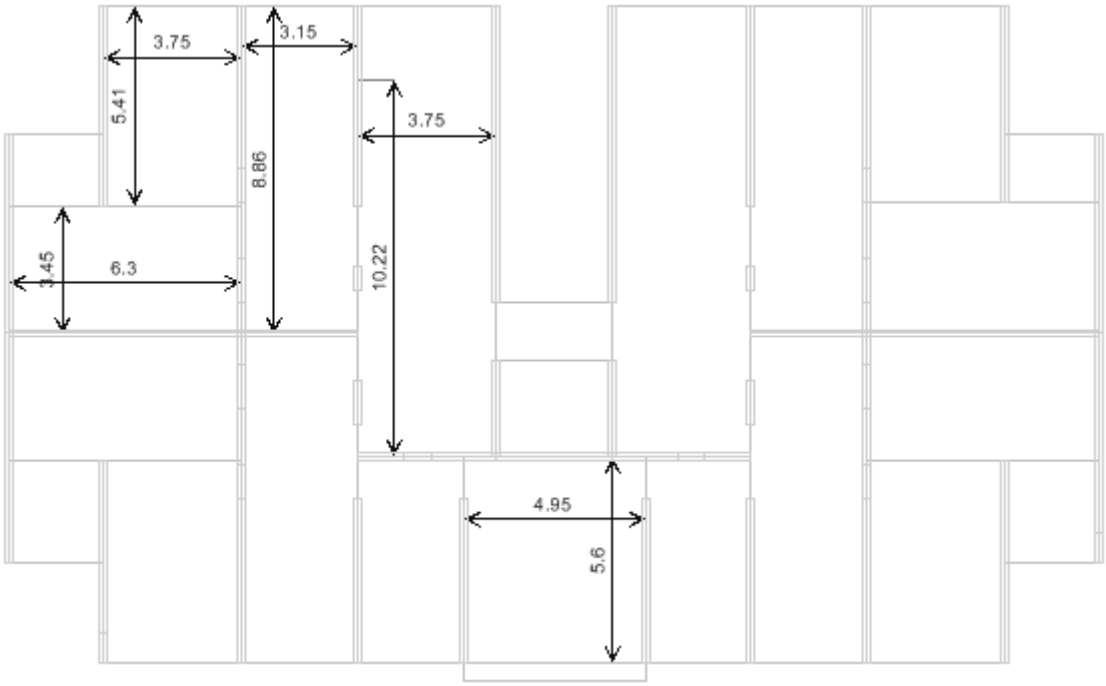


Figure 2.1 : **Plan des voiles**

- **Nous avons choisi le cas plus défavorable.**
- Panneau à pour dimensions, **L_x = 480 cm** et **L_y = 550 cm**.
- $\frac{Lx}{Ly} = \frac{480}{550} = 0.872 \geq 0.4$ donc notre cas la dalle porte suivant les 2 directions x et y
- pour une dalle s'appuyant sur 3 ou 4 appuis, l'épaisseur du plancher doit obtenir à la loi suivante :

$$\frac{Lx}{50} \leq e \leq \frac{Lx}{40}$$

Donc : $9.6 \leq e \leq 12$ cm Finalement on choisit d'une épaisseur de **15 cm.**

2.3 Pré dimensionnement des voiles

Pré dimensionnement des murs en béton armé justifiés par l'article 7.7.1 du RPA99 ils servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part de reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

D'après le RPA 99 article7.7.1« les éléments satisfaisants la condition ($L \geq 4$ e) sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires. Avec : L : porté du voile.
e : épaisseur du voile.

L'article 7.7.1 RPA99 « l'épaisseur minimale est de 15 cm » de plus l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités comme indiqué à la figure II.1.

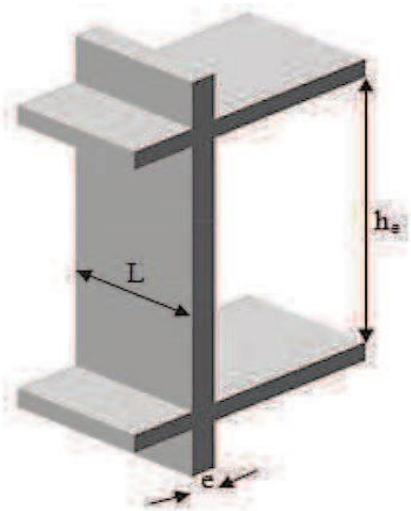


Figure 2.2 : Coupe de voile en élévation

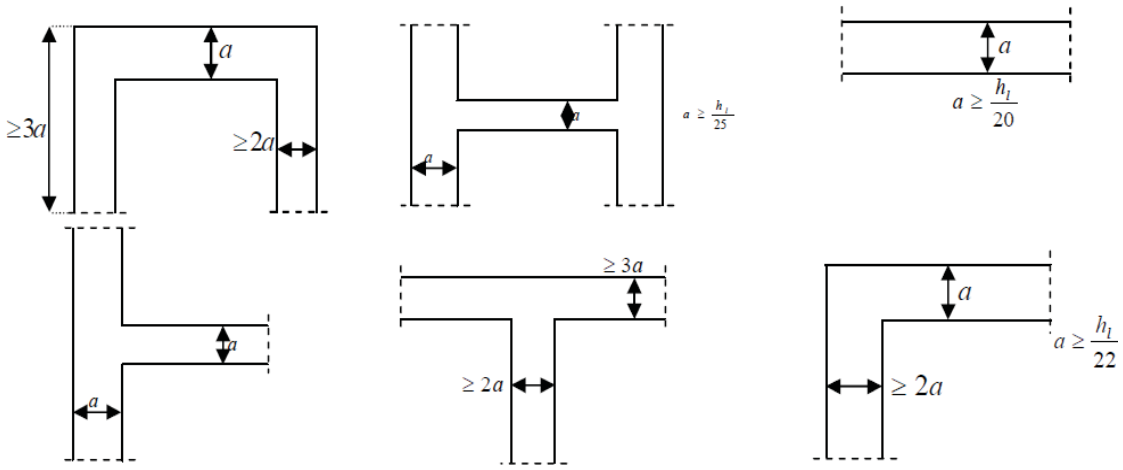


Figure 2.3 : Coupe de voile en plan

A partir de la hauteur d'étage he =3.06m et des conditions de rigidité aux extrémités, on a :

- $e \leq \frac{he}{25}$ ⟹ $e \leq 12.24$ cm
- $e \leq \frac{he}{22}$ ⟹ $e \leq 13.90$ cm
- $e \leq \frac{he}{20}$ ⟹ $e \leq 15,30$ cm
- $e \geq \text{Max}\left(e_{min} ; \frac{he}{25} ; \frac{he}{22} ; \frac{he}{20}\right)$ d'où $e \geq 15,30$ cm
- On adopte $e = 20$cm .

2.4 Evaluation des charges et surcharges

✓ **Plancher terrasse**

Tableau 2.1 : Charges permanente dues au plancher

plancher terrasse		
Couches	**Epaisseur [cm]**	**G [kN/m²]**
Protection en gravillons roulés	5	0,04
Etanchéité multicouches	2	0,15
Forme de pente	10	2,2
Isolation en liège	4	0,2
Papier Kraft	0	0,05
Pare vapeur	0,01	0,06
Film en polyane	0	0,05
Dalle pleine	15	3,75
Enduit de ciment	2	0,4
Enduit de plâtre	2	0,2
	charge Permanente	**7,20**

✓ **Plancher étage courant**

Tableau 2.2 : Charges permanente dues au plancher étage

plancher étage courant		
Couches	**Epaisseur [cm]**	**G [kN/m²]**
Carrelage	2	0,4
Mortier de pose	2	0,4
Lit de sable	2	0,36
Dalle pleine	15	3,75
Enduit de ciment	2	0,4
Enduit de plâtre	2	0,2
	charge Permanente	**5,51**

✓ **Maçonnerie**

Tableau 2.3 : Charge permanente due au mur cloison

mur cloison unique		
Couches	**Epaisseur [cm]**	**G [kN/m²]**
enduit de plâtre	2	0,2
chape de ciment	2	0,36
Brique intérieure.	10	0,9
Brique extérieure	15	1,35
	charge permanente	2,81

✓ **Balcon**

Tableau 2.4 : Charge permanente due au

Balcon		
Couches	**Epaisseur [cm]**	**G [kN/m²]**
Carrelage	2	0,44
Mortier de pose	2	0,3
Lit de sable	2	0,36
Dalle pleine	15	3,75
Enduit de ciment	2	0,30
Garde corps	/	1
	charge permanente	**6,20**

✓ **Paillasse**

Tableau 2.5 : Charge permanente dues à la

Paillasse		
Couches	**Epaisseur [cm]**	**G [kN/m²]**
Carrelage	2	0,4
Mortier de pose	2	0,4
Marche	8,5	1,87
Paillasse	17	4,31
Enduit de ciment	1,5	0,3
	charge permanent	**7,28**

Tableau 2.6 : charges permanente dues au palier

✓ **Palier**

Palier		
Couches	**Epaisseur [cm]**	**G [kN/m²]**
Carrelage	2	0,4
Mortier de pose	2	0,4
Palier	15	3,75
Enduit de ciment	2	0,4
	charge Permanente	**4,95**

✓ **Surcharges d'exploitation**

Tableau 2.7 : charges permanente dues au palier

	Terrace non accessible	**Niveau courant**	**Escaliers**	**Balcon**
Q [kN/m²]	**1**	**1,5**	**2,5**	**3,5**

Les planchers

Chapitre III

I. Etude de la dalle pleine.

II. Calcul des bandes noyées.

Rapport-Gratuit.com

3.1. Étude de la dalle pleine :

3.1.1 Introduction :

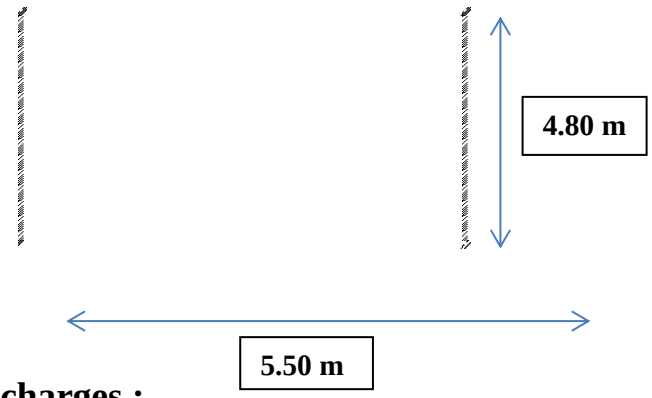
Les dalles sont des pièces minces (une dimension nettement inférieure aux deux autres dimensions) et plane. Elles reposent sans ou avec continuité sur 1, 2, 3 ou 4 appuis constitués par des poutres, poutrelles ou voiles.

On appelle panneau de dalle dans un plancher les parties de dalles bordées par des appuis.

Lx : la plus petite dimension du panneau.

Ly : la plus grande dimension du panneau

Les charges appliquées sur la dalle pleine sont :
G :la charge permanente ⇒ **G=7.20 KN/m²**
Q :la charge d'exploitation ⇒ **Q=1 KN/m²**
Le calcul se fait pour la terrasse.



3.1.2 Combinaisons des charges et surcharges :

ELU :

$1{,}35G + 1{,}5Q = 11.22$ KN/m²

ELS

G+Q=8,20 KN/m²

3.1.3 Evaluation des moments appliqués sur la dalle :

$M_x = \mu_x . q_u . l_x^2$

$M_y = \mu_y . M_x$

$\alpha = \frac{lx}{ly} = \frac{4{,}80}{5{,}50} = 0.88 > 0.4$ ➔dalle portante sur deux sens

3.1.4 Calcul des moments isostatique :

$\alpha = \frac{lx}{ly} = 0{,}88$

ELU :

μ Dépendent de α et sont donner par un tableau

μ_x = 0.0476
μ_y = 0.7446

Calcul des moments isostatiques :
$M_0(x)$ = 12.30 KN/m
$M_0(Y)$ = 09.16 KN/m

3.1.5 Le moment total applique sur la dalle :

Moment en travée
$M_{tx}=0.85M_0x=10,46KN.m$
$M_{ty}=0.85M_{0y}=7.77KN.m$
Moment en appui :
$M_{ax}= 0.5M_0x=6,15KN.m$
$M_{ay}=0.5M_0y=4,58KN.m$

3.1.6 Vérification des conditions de BAEL91 :

Suivant x-x
$M_d=0.5M_x=6,15KN.m$
$M_g=0.3M_x=3,69KN.m$
$M_{tx}+\frac{Mg+Md}{2}>1,25M_0x$ **→15,38 KN ≥ 15,375 KN** **C.V**
Suivant y-y
Md=0.5My=4,58 KN.m
Mg=0.3My=2,75 KN.m
$M_{ty}+\frac{Mg+Md}{2}>1.25M_{0y}$ **→ 11,43 < 11,45** **C.N.V**
Donc $M_{ty}=0.9M_{0y}=8,24$
Max=May=0.5Mx=6,15
May=6,15
8,24+4,92=**13.16 KN > 11,45 KN** **C.V**

3.1.7 Détermination de ferraillage

Le calcule se fera pour une bande de 1m de largeur.

$\mu = \frac{Mu}{bd^2fbu} = \frac{10.46x10^{-3}}{1x0.13^2x14.2} = 0.043 \leq \mu_l = 0.392$ (acier feE400)

$\alpha = 1.25(1-\sqrt{1-2\mu}) = 0.055$

z=d(1-0.4α)=0,127 m

$\sigma s=\frac{fe}{\gamma s}=\frac{400}{1.15} = 348MPA$

$A=\frac{Mt}{Z\sigma s}=\frac{10.46x10^{-3}}{0.127x348} = 2.36\ cm^2$

4T12=4.52 cm²

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

Les résultats sont résume dans le tableau suivant :

Tableau 3.1 : *Résultats des calculs à ELU*

		M_u(Kn/m)	A_S(cm²)	A adopte (cm²/ml)
Sens xx	En appuis	06.15	1.38	4T10=3.14
	En travée	10.46	2.51	4T12=4.52
Sens yy	En appuis	04.57	1.09	4T10=3.14
	En travée	7.77	1.86	4T12=4.52

Condition de non-fragilité et section minimale d'armatures :

Les conditions de non-fragilité et de section minimale d'armatures résultantes peuvent être énoncées comme suit : ***BAEL91*** *(Article B.7.4).*

$\boldsymbol{\rho_0}$: Le taux des armatures défini de la façon suivante :

*0.0012 s'il s'agit de ronds lisses (Fe E 215 ou Fe E 235)

*0.0008 s'il s'agit de barres ou fils à haute adhérence de classe Fe E 400 ou de treillis soudés à fils lisses de diamètre supérieur à 6 mm

*0.0006 s'il s'agit de barres ou fils à haute adhérence de classe Fe E 500 ou de treillis soudés à fils lisses de diamètre au plus égal à 6 mm

Le type d'acier utilisé dans notre projet, c'est Haute Adhérence FeE400

Donc on prend $\boldsymbol{\rho_0}$= 0,0008.

$\rho \geq 0{,}4$ donc :

$A_{xmin} = \rho_0 \times \frac{(3-a)}{2} \times b \times h_0 = 0.0008 X \frac{(3-0.88)}{2} x\ 1 \times 0.15 = 1.272\ cm^2$

$A_{ymax} = \rho_0 \times b \times h_0 = 0.0008\ X\ 1 \times 0.15 = 1.2\ cm^2$

<u>Vérification effort tranchant</u>

$\tau_u = \frac{Vmax}{bd}$ **BAEL91** (Article A.5.1.1)

$\tau = 0.07 x \frac{fc28}{\gamma b} = 1.16$ MPA **BAEL91** (Article A.5.2.2)

$V_{ux} = \frac{qu.Lx.Ly}{Lx+2Ly}$ et $Vuy = qu\frac{Lx}{3}$

$\mathbf{V_{ux}}$= 12,03 KN et $\mathbf{V_{uy}}$=11.52 KN

Donc $\mathbf{V_{max}}$=12,03 KN

τu=0.092 MPA≤ $\boldsymbol{\tau}$=1.16MPA

<u>Espacement des barres :</u>

La fissuration est préjudiciable :

- **Choix des barres:**

Les sections des deux dalles presque les même donc on prend même ferraillage tel que:

$$sens\ (x-x)\begin{cases} En\ Travée & 7HA6 \\ En\ appui & 7HA6 \end{cases} \qquad sens\ (y-y)\begin{cases} En\ Travée & 7HA6 \\ En\ appui & 7HA6 \end{cases}$$

Calcul de l'espacement :

Dans le cas des charges réparties, fissuration peu préjudiciable on a: (BAEL 91)

$$S_{TX} \le Min\begin{cases} 3\times h \\ 33cm \end{cases} \quad \text{Armatures dans le sens x}$$

$$S_{TY} \le Min.\begin{cases} 4\times h \\ 45cm \end{cases} \quad \text{Armatures dans le sens y}$$

$$sens\ (x-x)\begin{cases} En\ Travée & S_t = 15cm \\ En\ appui & S_t = 15cm \end{cases} \qquad sens\ (y-y)\begin{cases} En\ Travée & S_t = 15cm \\ En\ appui & S_t = 15cm \end{cases}$$

Calcul des moments isostatique :

ELS

$\mu_{x=}0.0476$ $\mu_{y=}$ 0.7446

$$\begin{cases} Mx = \mu x.qs.lx2 \\ My = \mu y.Mx \end{cases} \qquad \begin{cases} Mx = 0.0476x8{,}20x4{,}80^2 \\ My = 8{,}99x0.7446 \end{cases}$$

$$\begin{cases} Mx = 8{,}99KN.m \\ My = 6{,}69KN.m \end{cases}$$

Le moment total applique sur la dalle :

Moment en travée

$M_{tx}=0.85M_{x=}7.64KN.m$

$M_{ty}=0.85M_y=5.68KN.m$

Moment en appui :

$M_{ax}= 0.5M_x=4.49$ KN.m

$M_{ay}=0.5M_y=3.34$ KN.m

Vérification des conditions de BAEL91 :

Suivant x-x

$M_d=0.5M_x=4{,}49$ KN.m

$M_g=0.3M_x=2{,}70KN.m$

$M_{tx}+\frac{Mg+Md}{2}>1{,}25M_x$ **→11,23 KN ≥ 11,23 KN** **C.V**

Suivant y-y

Md=0.5My=3,34 KN.m

Mg=0.3My=2,00 KN.m

$M_{ty}+\frac{Mg+Md}{2}>1.25M_y$ **→ 8,35 <8,36** **C.N.V**

Donc $M_{ty}=0.9M_y=6{,}02$

$M_{ax}=M_{ay}=0.5M_x=4{,}49$

6,02+2,67=**8,69 KN > 8,36 KN** **C.V**

Tableau 3.1 : *Résultats des calculs à ELU*

	Mt (KN.m)	Ma (KN .m)
Sens x	7.64	4,49
Sens y	6,02	4,49

Vérification des contraintes :

- ✓ En travée

Sens x-x

M_{tx}=7.64 KN.m A_t=4.52 cm²

Position de l'axe neutre (x) :

$\frac{bx^2}{2}$ – n.A_S(d-x) = 0

50x^2 -15 x 4,52 x (13-x) = 0

$$\begin{cases} x_1 = -4{,}87\ cm \\ x_2 = 3{,}52\ cm \end{cases}$$

Calcule moment d'inertie :

I=$\frac{bx^3}{3}$ + n.A_S(d-x)²

$\frac{100(3{,}52)^3}{3}$ + 15 x 4,52 x (13-3,52)² =7547,02 cm⁴

Vérification des contraintes :

$\sigma_{bc} = \frac{M_S .x}{I} = \frac{7.64 \text{ x } 10^{-3} \text{x } 3{,}52 \text{ x } 10^{-2}}{7547{,}02 \text{ x } 10^{-8}}$ = 3,56 MPa < $\bar{\sigma}_{bc}$ = 0,6 x f_{c28} =15 MPa

$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ **C.V**

σ_{st} = n.$\frac{M_S(d-x)}{I} = \frac{15 \text{ x } 7{,}64 \text{ x } 10^{-3} \text{ x } (0{,}13-0{,}035)}{7547{,}02 \text{ x } 10^{-8}}$ =144,25 MPa

$\bar{\sigma}_{st}$ = min $\left(\frac{2}{3}f_e ; 110\sqrt{n.f_{c28}}\right)$= 201,63 MPa

$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$ **C.V**

Donc le ferraillage calcule a ELU convient à l'ELS.

Sens y-y

M_{ty}=6,02KN.m A_t=4.52 cm²

Position de l'axe neutre (x) :

$\frac{bx^2}{2}$ – n.A_S(d-x) = 0

50x^2 -15 x 4,52 x (13-x) = 0

$$\begin{cases} x_1 = -4{,}87\ cm \\ x_2 = 3{,}52\ cm \end{cases}$$

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

Calcule moment d'inertie :

I=$\frac{bx^3}{3}$ + n.A_S(d-x)²

$\frac{100(3{,}52)^3}{3}$ + 15 x 4,52 x (13-3,52)² =7547,02 cm⁴

Vérification des contraintes :

$\boldsymbol{\sigma}_{\mathbf{bc}} = \frac{M_S.x}{I} = \frac{6{,}02\text{x } 10^{-3}\text{x } 3{,}52 \text{ x } 10^{-2}}{7547{,}02 \text{ x } 10^{-8}}$ = 2,80 MPa < $\bar{\boldsymbol{\sigma}}_{\mathbf{bc}}$ = 0,6 x f_{c28} =15 MPa

$\boldsymbol{\sigma}_{\mathbf{bc}} < \bar{\boldsymbol{\sigma}}_{\mathbf{bc}}$ **C.V**

$\boldsymbol{\sigma}_{\mathbf{st}}$ = n.$\frac{M_S(d-x)}{I} = \frac{15 \text{ x } 6{,}02\text{x } 10^{-3} \text{ x } (0{,}13-0{,}035)}{7547{,}02 \text{ x } 10^{-8}}$ =113,66 MPa

$\bar{\boldsymbol{\sigma}}_{\mathbf{st}}$ = min $\left(\frac{2}{3}f_e ; 110\sqrt{n.f_{c28}}\right)$= 201,63 MPa

$\boldsymbol{\sigma}_{st} < \bar{\boldsymbol{\sigma}}_{st}$ **C.V**

Donc le ferraillage calcule a ELU convient à l'ELS.

- ✓ En appuis :

  <u>Les deux sens :</u>

  $\boldsymbol{M_a}$= 4,49 KN.m

  $\mathbf{A_a}$=3.14 cm²

  <u>Position de l'axe neutre :</u>

$\frac{bx^2}{2}$ – n.A_S(d-x) = 0

$50x^2$ -15 x 3,14 x (13-x) = 0

$$\begin{cases} x_1 = -4{,}00\ cm \\ x_2 = 3{,}06\ cm \end{cases}$$

<u>Calcule moment d'inertie :</u>

I=$\frac{bx^3}{3}$ + n.A_S(d-x)²

$\frac{100(3{,}06)^3}{3}$ + 15 x 3.14 x (13-3,06)² =5608,74 cm⁴

Vérification des contraintes :

$\boldsymbol{\sigma}_{\mathbf{bc}} = \frac{M_S.x}{I} = \frac{4{,}49 \text{ x } 10^{-3}\text{x } 3{,}06 \text{ x } 10^{-2}}{5608{,}74 \text{ x } 10^{-8}}$ = 2,44 MPa < $\bar{\boldsymbol{\sigma}}_{\mathbf{bc}}$ = 0,6 x f_{c28} =15 MPa

$\boldsymbol{\sigma}_{\mathbf{bc}} < \bar{\boldsymbol{\sigma}}_{\mathbf{bc}}$ **C.V**

$\boldsymbol{\sigma}_{\mathbf{st}}$ = n.$\frac{M_S(d-x)}{I} = \frac{15 \text{ x } 4{,}49\text{x } 10^{-3} \text{ x } (0{,}13-0{,}0306)}{5608{,}74 \text{ x } 10^{-8}}$ =119,36 MPa

$\bar{\boldsymbol{\sigma}}_{\mathbf{st}}$ = min $\left(\frac{2}{3}f_e ; 110\sqrt{n.f_{c28}}\right)$= 201,63 MPa

$\boldsymbol{\sigma}_{st} < \bar{\boldsymbol{\sigma}}_{st}$ **C.V**

Donc le ferraillage calcule a ELU convient à l'ELS.

Vérification au poinçonnement :

$q_u \leq 0{,}045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$

Avec ;

q_u : Charge de calcul à l'état limite.

U_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

h : Épaisseur totale de la dalle.

L_0:$Longueur\ du\ voile$

e :$Epaisseur\ du\ voile$

Avec $f_{c28}=25\ MPa$; $\gamma_b=1.5$

$U_c = 2\times(u+v)$

$u=L_0+h=2{,}5+0.15=2{,}65$ m

$v=e+h=0{,}15+0{,}15=0{,}30$ m

$Uc=2\times(2.65+0.30)=5{,}90$ m

$q_u \leq 0.045\times 5{,}90 \times 0.15 \times \frac{25.10^3}{1{,}5}$

$\boldsymbol{q_u}=74{,}05\ \boldsymbol{KN} \leq 663{,}75\ \boldsymbol{KN}$ ***CV***

Calcul des bandes noyées :

Les poutres doivent respecter les dimensions ci-après:

$-\ b \geq 20$ cm

$-\ h \geq 30$ cm

$-\ h/b \leq 4.0$

$-\ b_{max} \leq 1{,}5h + 1$

Pour notre cas on va ramener une hauteur de 20 cm, car notre bâtiment est contreventé par des voiles porteurs. **RPA99 (A.7.5.1)**

Pour la largeur de la bande noyée, on prend 30 cm.

3.2. Ferraillages des bandes noyées

3.2.1. Armatures longitudinales :

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de:
- 4% en zone courante
- 6% en zone de recouvrement
-la longueur minimale de recouvrement est de: 40 Φ en zone I.

$A_v \geq 0{,}5\%\ b \times h = 0{,}5\%(20 \times 30) = 30cm^2$

On prend : **A_v =6,79 cm²** ⇒ **$A_{choisit}$= 6T12**

3.2.2. Armatures transversales :

$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l\right)$ = min (0,57 ; 3 ; 1,20) ⇒ $\phi_t = \phi 6$

RPA99V2003: espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

- Zone nodale : $S_t \leq$ min (h/4 ; 12ϕ_{min} ; 30 cm)
- Zone courante : $S'_t \leq$ h/2

ϕ ; Le diamètre minimal des armatures longitudinales de la poutre considérée.

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

$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_{min}; 30\text{ cm}\right) = 5\text{cm} \Rightarrow$ **S_t** = 10 cm

$S'_t \leq \frac{h}{2} = 10$ cm ⇒ **S'_t** = 10 cm

3.2.3. Calcul des bandes noyées

Les poutres doivent respecter les dimensions ci-après:

$- b \geq 20cm - h \geq 30cm - h/b \leq 4.0 - b_{max} \leq 1{,}5h + b1$

Pour notre cas on va ramener une hauteur de 20 cm, car notre bâtiment est contreventé par des voiles porteurs. **RPA99 (A.7.5.1)**

Pour la largeur de la bande noyée, on prend 20 cm.

Ferraillages des bandes noyées :

Armatures longitudinales :

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de:
- 4% en zone courante
- 6% en zone de recouvrement
-la longueur minimale de recouvrement est de: 40 Φ en zone I.

$Av \geq 0.5\%\ b \times h = 0.5\%(20\times20) = 2\ cm^2$

On prend: $\boldsymbol{Av = 6.79\ cm^2 \Rightarrow A_{choisit} = 6T12}$

Armatures transversales

$\Phi_t \leq$ min ($h/35$;$b/10$;Φ_l)=min(0.57 ;2 ;1.20)
$\Rightarrow \Phi_t = \Phi 6$
RPA99V2003: espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :
-Zone nodale: $S_t \leq min$ (h/4 ; 12 Φ_{min} ; 30cm)
-Zone courante: $S'_t \leq h/2$
Φ : Le diamètre minimal des armatures longitudinales de la poutre considérée.
Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.
$St \leq min$ ($h/4$; 12 Φ_{min} ; 20cm)= 5 $cm \Rightarrow$ $\boldsymbol{St}$ =**10** $\boldsymbol{cm}$
$S't \leq h/2$= 10 $cm \Rightarrow$ $\boldsymbol{S't}$ = **10** $\boldsymbol{cm}$

Dimensionnement des éléments non structuraux

Chapitre IV

I. Escalier
II. Acrotère
III. Ascenseur

Rapport-Gratuit.com

Dimensionnement des éléments son structuraux

4.1. Pré dimensionnement des escaliers

Les escaliers sont des éléments non structuraux permettant le passage d'un niveau à un autre, constitués de gradins, dalles inclinée (volées), avec des dalles horizontales (paliers), ces dernières sont coulées sur place.

Même s'ils sont considérés comme des éléments secondaires, on intègre leur raideur au modèle afin d'avoir une meilleure appréciation du comportement de la structure.

Pour notre construction, il y'a un cage d'escaliers, les escaliers sont droits à deux volées.

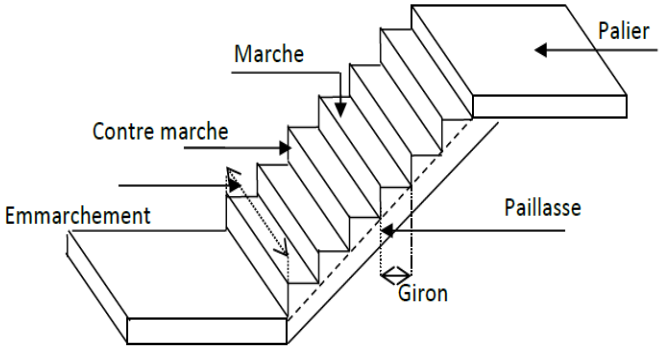


Schéma d'escalier.

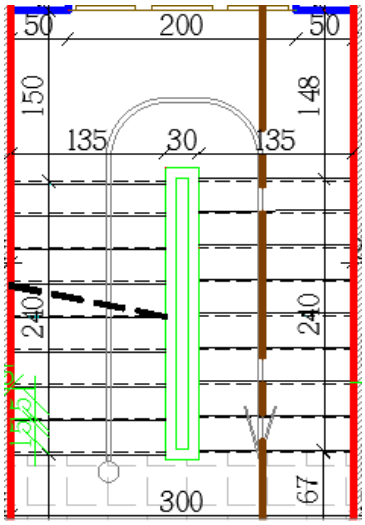


Figure 4.1 : Deux volé schéma d'escalier

4.1.1. Hauteur et largeur des marches h et g

La détermination des caractéristiques géométriques des escaliers, sont données par des relations empiriques offrant des conditions de confort et de sécurité aux usagers, données comme suit :

- la formule de confort ou de commodité : g- h=12
- la relation de Blondel qui est la plus utilisée : 60 ≤2h+g≤65

h: hauteur de la contre marche ; tel que : **h** varie de 14 cm à 18.5 cm.

g: giron ou la largeur de la marche ; tel que : **g** varie de 22 cm à 33 cm.

En se fixant la hauteur des contre marches h = 17 cm ; on trouve un giron de g=30cm.

- type 1 : escaliers à deux volées et un palier de repos $h_{étage}$=3.06 m
- N=$\frac{153}{17}$= 9 contre marche donc nombre des marches 8
- $\alpha = \tan^{-1}(\frac{17}{30})$=29.53°
- longueur de paillasse =$\frac{153}{\sin(29.53°)}$=3.10m.

Volée d'accès : h = 1.02 M »» $\frac{102}{17}$ = 6 contre marche.

La portée est de 172.40 N

- $\alpha = \tan^{-1}\left(\frac{17}{30}\right)$=29,53°

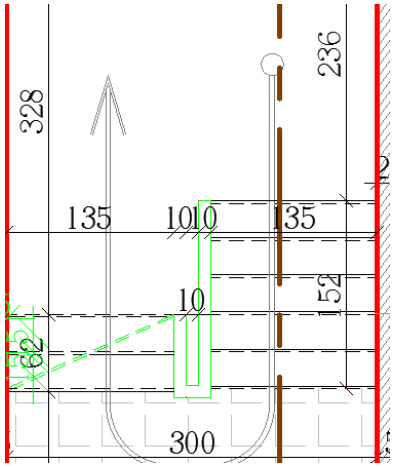


Figure 4.2 : RDC volé schéma d'escalier

4.1.2. Largeur des escaliers

Afin de faciliter la circulation des personnes la largeur minimale des escaliers est fixée à 0.60m, Dans notre cas on prend une largeur de 1.35 m Pour la première cage d'escalier et 0.90 m pour la deuxième cage d'escalier.

4.1.3. Epaisseur des paillasses escaliers

L'épaisseur de la paillasse est donnée par les formules suivantes :
L= $\frac{240}{\sin(29.53°)}$ =252,43cm en prend L= 255 cm

- Condition de résistance : L/30 e L/20
- Condition de limitation de la flèche : e =max (255 /30 ; 10 cm)
- On prend e=15 cm pour la paillasse et le palier de repos.

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

4.1.4. Calcul des escaliers :

Les escaliers sont calculés en flexion simple en considérant la section à ferrailler comme une section rectangulaire de largeur 1m linéaire

Tableau 4.1 : Charge permanente dues à la paillasse

Paillasse		
Couches	**Epaisseur [cm]**	**G [kN/m²]**
Carrelage	2	0,4
Mortier de pose	2	0,4
Marche	8,5	1,87
Paillasse	17	4,31
Enduit de ciment	1,5	0,3
	charge Permanent	**7,28**
	Charge Exploitation	**2,5**

q_u=(1,35G+1 ,5Q)x 1ml = 13,57 Kn/ml

q_s =(G+Q)x1ml= 9,78 Kn/ml

Tableau 4.2 charges permanente dues au palier

Palier		
Couches	**Epaisseur [cm]**	**G [kN/m²]**
Carrelage	2	0,4
Mortier de pose	2	0,4
Palier	15	3,75
Enduit de ciment	2	0,4
	charge Permanente	**4,95**
	Charge Exploitation	**2,5**

q_u=(1,35G+1 ,5Q)x 1ml = 10,43 Kn/ml

q_s =(G+Q)x1ml= 7,45 Kn/ml

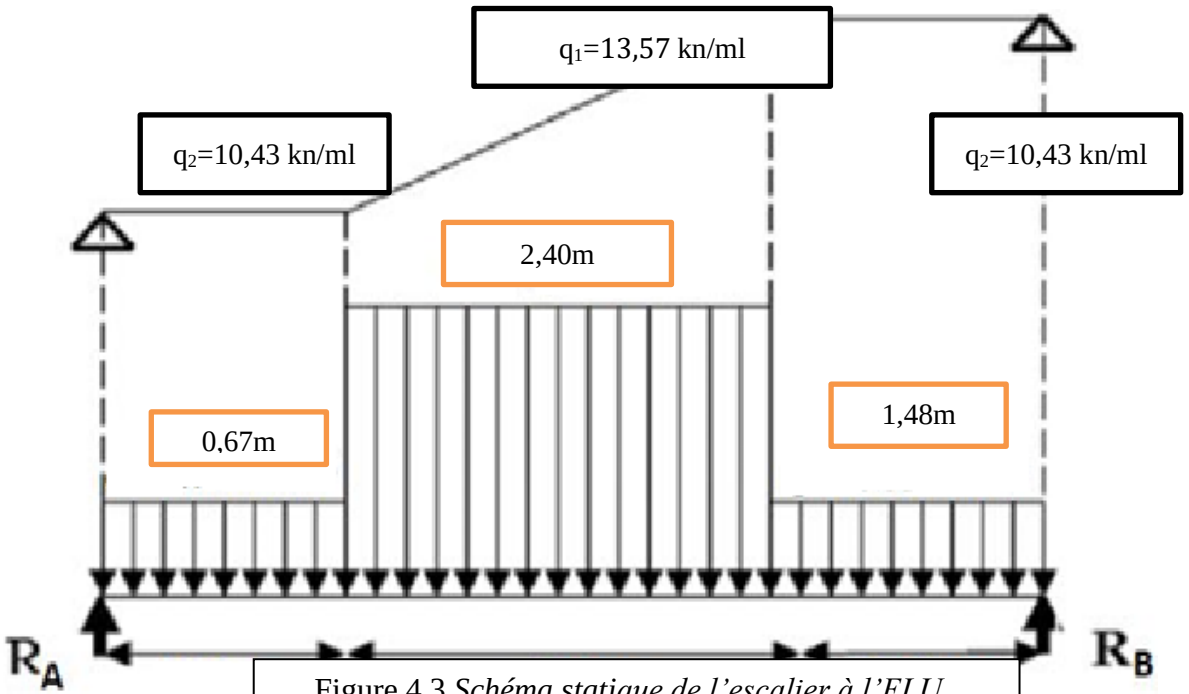


Figure 4.3 *Schéma statique de l'escalier à l'ELU.*

Calcule à ELU :

❖ Réaction En appuis :

$$\sum F_V = R_A + R_B = (q_2 \times 0{,}67) + (q_1 \times 2{,}40) + (q_2 \times 1{,}48)$$

$$R_A + R_B = 54{,}99 \text{ KN}$$

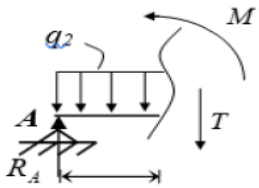
$$\sum M/_B = 0 \Rightarrow R_A = \left[\frac{1{,}48^2}{2} q_2 + 2{,}40\left(\frac{2{,}40}{2} + 1{,}48\right) q_1 + 0{,}67\left(\frac{0{,}67}{2} + 2{,}40 + 1{,}48\right) q_2\right] / 4{,}55$$

$$R_A = 28{,}17\ KN$$

$$R_B = 26{,}82\ KN$$

❖ Effort tranchant et moment fléchissant

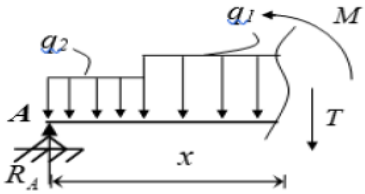
$0 \leq x \leq 0{,}67$m



$T_X = R_A - q_2 x$

$M_X = R_A x - q_2 \frac{x^2}{2}$

$0{,}67 \leq x \leq 3{,}07$m



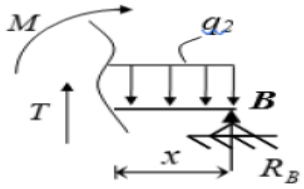
$T_X = R_A - 0{,}67 q_2 - q_1 (x - 0{,}67)$

$M_x = R_A x - 0{,}67 q_2 \left(x - \frac{0{,}67}{2}\right) - \frac{(x-0{,}67)^2}{2} q_1$

0 ≤ x ≤ 1,48m

$T_X = -R_B + q_2 x$

$M_X = -R_B x + q_2 \frac{x^2}{2}$



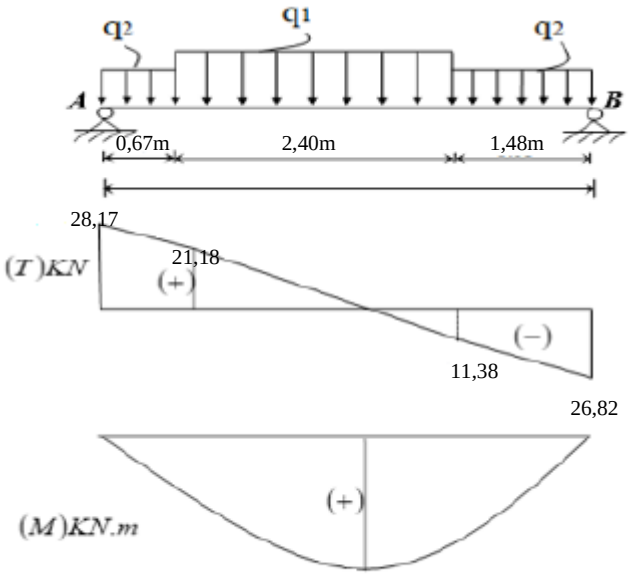


Figure 4.4 Diagramme des sollicitation

X(m)	Reactions (KN)	Effort tranchant (KN)	Moment fléchissant (KN.m)	T_{max} (KN)	M_{max} (KN.m)	Moment sur appuis (M_a=0,5M_0)	Moment en travée (M_t=0,75M_0)
0	28,17	28,17	0	28,17	41,32	20,66	30,99
0,67	-	21,18	16,53				
2,23	-	0	41,32				
3,07	-	-11.38	28,28				
4,55	26,82	-26,82	0				

Remarque: *les appuis doivent équilibrer un moment:* M_a=0.5M_0 *qui conduit à un moment réduit en travée:* M_t=0.75M_0

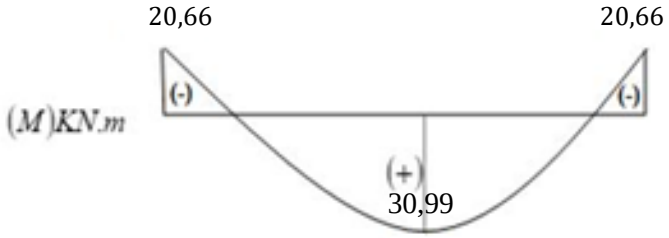


Figure 4.5 *Diagrammes des moments retenus.*

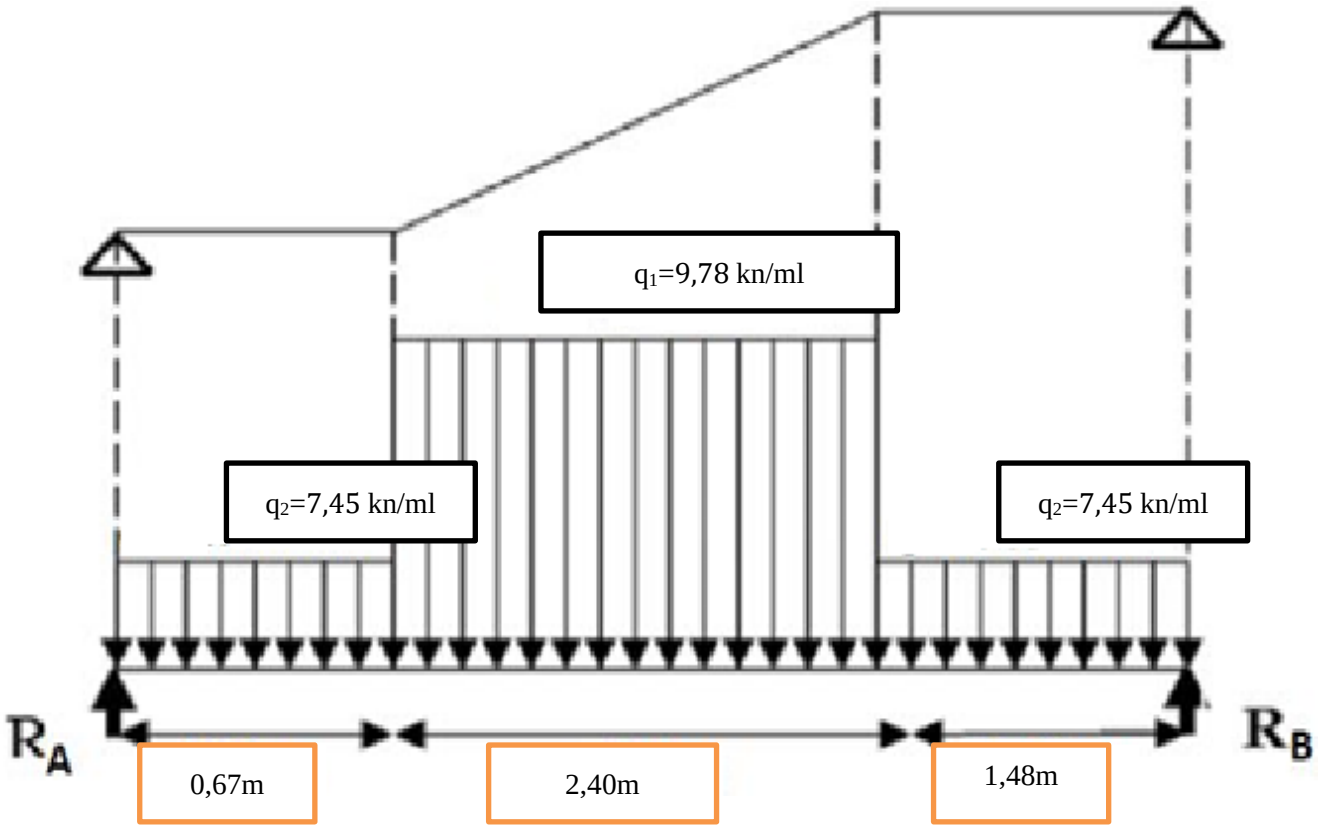


Figure 4.6 *Schéma statique de l'escalier à l'ELU.*

Calcule à ELS :

❖ Réaction En appuis :

$$\sum F_V = R_A + R_B = (q_2 \times 0{,}67) + (q_1 \times 2{,}40) + (q_2 \times 1{,}48)$$

$$R_A + R_B = 39{,}48 \text{ KN}$$

$$\sum M/_B = 0 \Rightarrow R_A = \left[\frac{1{,}48^2}{2} q_2 + 2{,}40\left(\frac{2{,}40}{2} + 1{,}48\right) q_1 + 0{,}67\left(\frac{0{,}67}{2} + 2{,}40 + 1{,}48\right) q_2\right] / 4{,}55$$

$$R_A = 20{,}23\ KN$$

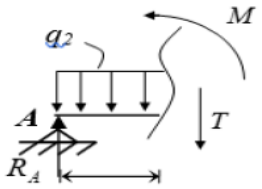
$$R_B = 19{,}25\ KN$$

❖ Effort tranchant et moment fléchissant :

$0 \leq x \leq 0{,}67$m

$T_X = -R_A + q_2 x$

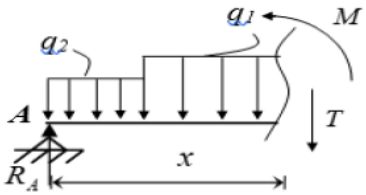
$M_X = -R_A x + q_2 \frac{x^2}{2}$



$0{,}67 \leq x \leq 3{,}07$m

$T_X = -R_A + 0{,}67 q_2 + q_1 (x - 0{,}67)$

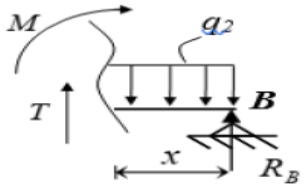
$M_x = -R_A x + 0{,}67 q_2 \left(x - \frac{0{,}67}{2}\right) + \frac{(x-0{,}67)^2}{2} q_1$



0 ≤ x ≤ 1,48m

$T_X = -R_B + q_2 x$

$M_X = -R_B x + q_2 \frac{x^2}{2}$



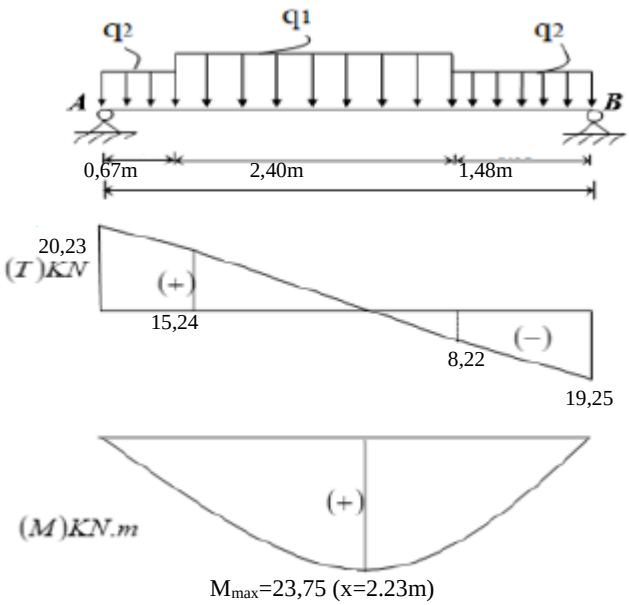


Figure 4.7 : Diagramme des sollicitations

X(m)	Reactions (KN)	Effort tranchant (KN)	Moment fléchissant (KN.m)	T_{max} (KN)	M_{max} (KN.m)	Moment sur appuis (M_a=0,5M_0)	Moment en travée (M_t=0,75M_0)
0	20,23	20,23	0	20,23	23,75	11,87	17,81
0,67	-	15,24	11,88				
2,23	-	0	23,75				
3,07	-	-8,22	20,33				
4,55	19,25	-19,25	0				

Tableau 4.3 : *Effort tranchant et moment fléchissant (E.L.U)*

Remarque:

les appuis doivent équilibrer un moment: M_a=0.5M_0 *qui conduit à un moment réduit en travée:* M_t=0.75M_0

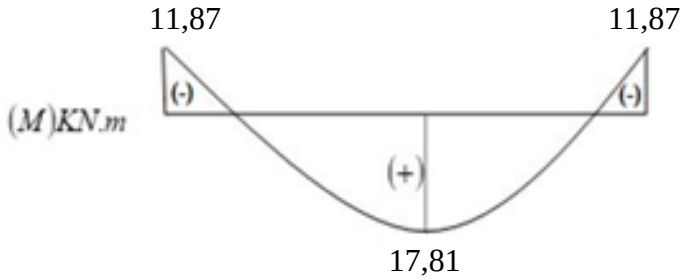


Figure 4.8 : *Diagrammes des moments retenus*

Tableau 4.4 : *Sollicitations de calcul à l'ELU et l'ELS*

	ELU	ELS
M_{max}(Travée) (KN.m)	30,99	17,81
M_{max} (appuis) (KN.m)	20,66	11,87
T_{max} (KN)	28,17	20,23

Calcul de ferraillage :
ELU :

En travée :

$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{30,99 \text{ x } 10^{-3}}{1\text{x}0,135^2\text{x}14,2}$=0,12 < μ_l = 0.392 (*Acier FE*400)
$\alpha = 1,25(1-\sqrt{1-2\mu})$=0,16
$z = d(1-0,4\alpha) = 0,126$
$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15}$=348 MPa
$A = \frac{M_{Tmax}}{z\sigma_s} = \frac{30,99 \text{ x } 10^{-3}}{0,126 \text{ x } 348}$= 7,067 cm^2

$A_{min} = 0,23.b.d\frac{f_{t28}}{f_e}$= 0.23x1x0.135x$\frac{2,1}{400}$=1.63 cm^2

$A = \max[A_{cal}; A_{min}]$=7,067 cm^2

Choix $\mathbf{5T14 = 7,70\ cm^2}$

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

Espacement : **e=20cm**

$A_{rep} = \frac{A}{4} = \frac{7,70}{4}$=1.92 cm^2

A_{rep}: 4T8 → A_{rep}= 2,01 cm^2/ml

T8 → e = 25cm ≤ min (4h ; 45cm) =min (60; 45) cm= 45 cm → $condition\ vérifiée.$
Avec h: Épaisseur de palier

En appuis :
$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{20,66 \text{ x } 10^{-3}}{1\text{x}0,135^2\text{x}14,2}$=0.079 < μ_l=0,392 (***Acier FeE*400**)
α=0.09 ; z=0.13
σ_s=348 MPa
A=4,43 cm^2 ; A_{min}=1.63 cm^2

A= max [A_{cal};A_{min}]=4.43 cm^2

***Choix*: 4*T*12=4,52 cm^2** → esp= 25 cm.

$Arep$: 4T8→ $Arep$= 2.01 cm^2/ml → e = 25 cm.

<u>ELS:</u>

$\{Fissuration\ peu\ nuisible Flextion\ simple Section\ rectangulaire FE400\}$

Vérification des contraintes :
On ne vérifie que les contraintes dans le béton
.
En travée :

M_{ser}=17,81$KN.m$ A_t=7.70 cm^2

Position de l'axe neutre (x)

$\frac{bx^2}{2}-n.(d-x)=0$
$50x^2-15\times7,70(13,5-x)=0$
$50x^2+115.5x-1559.25=0$
$\begin{cases} x_1 = 4.54 \text{ cm} \\ x_2 = -6.85 \text{ cm} \end{cases}$

Calcule moment d'inertie
$$\boldsymbol{I} = \frac{bx^3}{3} + nA_S(d-x)^2$$
$$\boldsymbol{I} = \frac{100(4,54)^3}{3} + 15.7,70(13,57-4,54)^2 = 12392\ cm^4$$

Vérification des contraintes :

$\sigma_{bc} = \frac{M_S.x}{I} = \frac{17,81 \text{ x } 10^{-3} \text{x} 4,54 \text{ x} 10^{-2}}{12392 \text{ x } 10^{-8}}$=6,52 MPa < $\overline{\sigma_{bc}}$ =0.6×f_{c28}=15 MPa

$\boldsymbol{\sigma_{bc}} < \overline{\boldsymbol{\sigma_{bc}}}$ **C.V**

En appuis :

M_{ser}=11,87$KN.m$ A_a=4,52 cm^2

Position de l'axe neutre (x)

$\frac{bx^2}{2}-n.(d-x)=0$
$50x^2-15\times4,52\ (13,5-x)=0$
$50x^2+67,8x-915,3=0$
$\begin{cases} x_1 = 3,65 \text{ cm} \\ x_2 = -5,01 \text{ cm} \end{cases}$

Calcule moment d'inertie
$$\boldsymbol{I} = \frac{bx^3}{3} + nA_S(d-x)^2$$
$$\boldsymbol{I} = \frac{100(3,65)^3}{3} + 15.4,52(13,57-3,65)^2 = 7116,03\ cm^4$$

Vérification des contraintes :

$\sigma_{bc} = \frac{M_s.x}{I} = \frac{11,87\text{x } 10^{-3}\text{x}3,65 \text{ x}10^{-2}}{7116,03 \text{ x } 10^{-8}} = 6,088\ MPa < \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{c28} = 15\ MPa$

$\boldsymbol{\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}}}$ **C.V**

Vérification des efforts tranchants

$\mathbf{T}_{\max} = \frac{q_u.l}{2} = 28,17$ KN

$\tau_u = \frac{\mathrm{T}_{\max}}{\mathrm{b.d}} = \frac{28,17.}{100\text{x } 13,5} = 0,0208\ MPa$

$\tau_l = min\left[\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa\right] = 3,33MPa$

$\tau_u = 0,0208\ MPa < \tau_l = 3,33MPa$ ***C.V***

Armature longitudinale (cm²)				**Armature de répartition (cm²)**			
Travée		**Appuis**		**Travée**		**Appuis**	
$A_{st\ cal}$ (cm²)	**Ferr. Choisi**	**$A_{st\ cal}$ (cm²)**	**Ferr. Choisi**	**$A_{st\ cal}$ (cm²)**	**Ferr. Choisi**	**$A_{st\ cal}$ (cm²)**	**Ferr. Choisi**
7,067	$5T14$	4.43	$4T12$	1.92	$4T8$	2,01	$4T8$

Tableau 4.5 : Ferraillage des escaliers

4.2. Acrotère

C'est un élément en béton armé qui assure la sécurité totale au niveau de la terrasse.
Elle est assimilée à une console encastrée dans le plancher-terrasse dont le ferraillage se calcule sous l'effet de deux efforts et sera déterminé en flexion composée avec compression.
L'acrotère est sollicité par:
• Un effort normal (G) dû à son poids propre,
• Un effort horizontal (Q) dû au vent engendrant un moment de renversement (M).
Le calcul se fera pour une bande de 1m dans la section d'encastrement.

Rapport-Gratuit.com

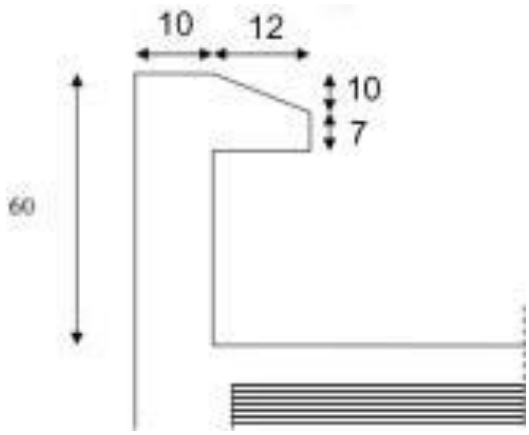


Figure 4.9 : *Caractéristiques géométrique de l'acrotère*

.

4.2.1. Évaluation des charges de calcul :

Les sollicitations à utiliser pour le calcul du ferraillage sont données dans le tableau suivant:

$\gamma_b = 25\ Kn/m^3$

$s = (0{,}6\ \times 0{,}1) + (0{,}07\ \times 0{,}12) + 0{,}1(\frac{0{,}12}{2})$=0,0744 m^2

G=$\gamma_b \times s = 25 \times 0{,}0744$

G=1,86 Kn/ml

Q=1 Kn/ml

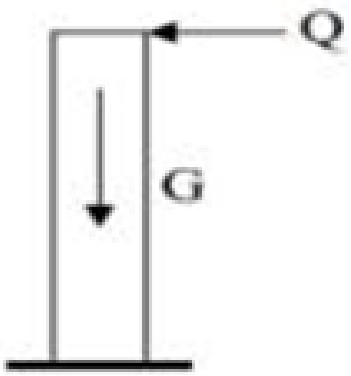


Figure 4.10 : *Modèle de calcul de l'acrotère.*

4.2.2. Calcul du ferraillage

Il consiste à l'étude d'une section rectangulaire (100cm x 10cm) soumise à la flexion composée à l'ELU avec une vérification à l'ELS.
La fissuration est considérée comme préjudiciable parce que les éléments sont exposés aux intempéries (variation de température, l'eau, neige, etc. …) donc le calcul effectuera à l'ELS.
Les forces horizontales peuvent agir sur les deux faces de l'acrotère donc on adopte la même section d'armatures pour la zone comprimée (soit: As'=As).

La force horizontale due à la force de séisme :

On a :

$Fp = 4.A.C_p.W_p$ ***RPA99*** *version 2003 (Article 6.2.3)*

A : coefficient d'accélération de zone

A=0,1 (groupe 2, zone I). ***RPA99** version 2003 (Tableau 4.1)*
C_p = 0,80 (élément console). ***RPA99** version 2003 (Tableau 6.1)*
W_p=1,86 *KN/ml*. (Poids de l'acrotère)
D'où :

Fp =0,595 *KN/ml* → $Fp < 1{,}5Q$ → $Fp < 1{,}5\ KN/ml$ ⇒ $\boldsymbol{C.V}$

On retient comme ferraillage de l'acrotère celui obtenu sous l'ELU et l'ELS.

Évaluation des sollicitations

***ELU :**

Nu=1,35G = 2,511 *KN*
Mu=1,5 x Q x H= 0,9 KN.ml
Vu=1,5 x Q =1,5 KN

Tableu 4.6 : *Sollicitations de calcul à l'ELU et l'ELS*

	Moment [KN.m]	Effort normal [KN]	Effort tranchant [KN]
ELU	0.9	2.511	1.5
ELS	0.6	1.86	1

Calcul du ferraillage à l'ELU
l'excentricité

<e> c'est la distance entre le centre de pression et le centre de gravité d'une section.

$$e = \frac{Mu}{Nu} = \frac{0{,}9}{2{,}511} = 0{,}358\ m$$

$$e > \frac{h}{6} = \frac{0{,}1}{6} = 0{,}0167m$$

Section partiellement comprimée (SPC), ainsi le calcul se fera par assimilation a la flexion simple.

<u>Le moment au centre de gravité des armatures inférieures</u> (e_a):

e_a=e+(d+$\frac{h}{2}$)

$$M_A = N \times e_a = N \times e + N\left(d + \frac{h}{2}\right)$$

$$M_A = N \times e_a = Mu + Nu\left(d - \frac{h}{2}\right)$$

$$M_A = 0{,}9 + 2{,}511\left(0{,}08 - \frac{0{,}1}{2}\right)$$

$$\boldsymbol{M_A = 0{,}975 KN.m}$$

<u>Vérification des conditions des domaines:</u>

<u>Domaine 2 :</u>

a = (0,337h-0,81d').b.h.f_{bu} = (0,337 x 0,1 – 0,81 x 0,02) x 1 x 0,1 x 14,2
$\boldsymbol{a}$ **= 0,02485**
b = Nu ×(d - d') -M_A
b = 2.511 × (0.08 - 0.02) - 0.975

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

b = -0.824

a > b : ⇒ CV ⇒Donc on se trouve dans le domaine 2, 3eme cas.

Flexion simple

$\mu = \frac{M_A}{bd^2 f_{bu}} = \frac{0,975 \text{ x } 10^{-3}}{1\text{x}0,08^2\text{x}14,2} = 0,0107$

$\mu_R = 0,186$

$\boldsymbol{\mu < \mu_R} \Rightarrow section\ simplement\ armée$

$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,134$

$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,08 \times (1 - 0,4 \times 0,0134) = 0,079m$

$A_1 + \frac{M_A}{Z.\sigma_S} = \frac{0,975.10^{-3}}{0,079 \times 348} = 0,3546$ cm²

$A_{st,u} = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_S} = 0,3546 \text{x } 10^{-4} - \frac{2,511 \times 10^{-3}}{348} =$

$A_{st,u}$=0,28cm²

Ferraillage minimal :

A_{min} $=0,23 \times b \times d \times (\frac{f_{t28}}{f_e}) \Rightarrow$ Condition de non fragilité

$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1$Mpa

$f_e = 400Mpa$

A_{min} $=0,23 \times 1 \times 0,08 \times (\frac{2,1}{400})$

A_{min}=0,966cm²

Calcul du ferraillage a l'ELS

On doit calculer les armatures a l'ELS et comparer avec celles trouvées a l'ELU :

$e = \frac{M_S}{N_S} = \frac{0,6}{1,86} = 0,32m > \frac{h}{6} = \frac{0,1}{6} = 0,0167m \Rightarrow section\ partiellement\ comprimee.$

$\overline{\sigma_{bc}} = 0,6 f_{c28} = 15$ MPa

$\overline{\sigma_{st}} \leq \min\left[\frac{2}{3} f_e; 110\sqrt{\eta f_{tj}}\right] = 201,63MPa \Rightarrow fissuration\ prejiduciable.$

$\bar{\alpha} = \frac{15\overline{\sigma_{st}}}{15\sigma_{bc} + \overline{\sigma_{st}}} = 0,527$m

$Z = d\ (1 - \frac{\bar{\alpha}}{3}) = 0,066$m

$y = \bar{\alpha}.d = 0,527 \times 0,08 = 0,042$m

$M_B = M_S + N_S \times (d - \frac{h}{2}) = 0,6 + 1,86 \times (0,08 - \frac{0,1}{2})$

M_B=0,6558 KN.m

$\boldsymbol{A_2 = \frac{M_B}{z.\overline{\sigma_{st}}} = \frac{0,6558.10^{-3}}{0,066.201,6} = 0,4929cm^2}$ $\qquad$ $\boldsymbol{A_{st,ser} = A_2 - \frac{N_S}{\sigma_s} = 0,439cm^2}$

$\boldsymbol{A_{min} = 0,966\ cm^2 > A_{st,ser} = 0,439\ cm^2 > A_{st,u} = 0,28\ cm^2}$

$\boldsymbol{A_{st} = MAX(A_{min}; A_{st,u} A_{st,ser}) = 0,966\ cm^2}$

On adopte 4HA8 (2,01cm²) avec espacement de **e=25cm**

Vérification au cisaillement :

$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{1,5 \text{ x } 10^{-3}}{1 \text{ x } 0,08} = 0,019$MPa

$$\bar{\tau} = Min\left(\frac{0{,}2f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa\right) \rightarrow fissuration\ préjiduciable$$

$$\bar{\tau} = 0{,}33MPa$$

$$\tau_u < \bar{\tau} \rightarrow \boldsymbol{C.V}$$

Calculer des armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{0{,}966}{4} = 0{,}2415\ cm^2$$

On adopte ; 4HA8 (2,1 cm^2) avec espacement **S_t=15 cm**

4.3. Étude de l'ascenseur :

4.3.1. Définition :

C'est un appareil au moyen duquel on élève ou on descend des personnes aux différents niveaux du bâtiment. Dans notre structure on utilise un ascenseur pour huit (08) personnes dont les caractéristiques sont les suivantes :

L : Longueur de l'ascenseur=140cm.

l : Largeur de l'ascenseur=110cm.

H : Hauteur de l'ascenseur=220cm.

F_c : Charge due à la cuvette = *145KN*.

P_m : Charge due à l'ascenseur = 15*KN*

D_m : Charge due à la salle des machines = 51*KN*

La charge nominale est de 630kg.

La vitesse *V* = 1.6*m/ s*.

4.3.2. Étude de la dalle de l'ascenseur :

La dalle de la cage d'ascenseur doit être épaisse pour qu'elle puisse supporter les charges importantes (machine + ascenseur) qui sont appliquées sur elle.

On a l_x = 2.00 et l_y = 2.40 donc une surface *S* = 2x 2.4 = 4.8 m^2

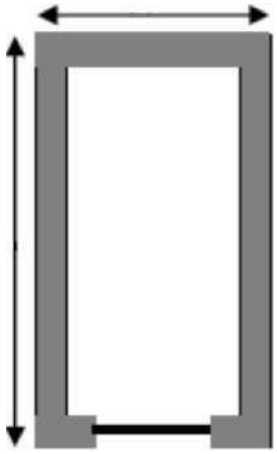


Figure 4.11 : *Cage d'ascenseur.*

Cas d'une charge concentrée :

La charge concentrée *q* est appliquée à la surface de la dalle sur une aire $a_0 x b_0$, elle agit uniformément sur une aire *u* x *v* située sur le plan moyen de la dalle.

$A_O x b_0$: Surface sur laquelle s'applique la charge donnée en fonction de la vitesse.

u x v : Surface d'impact.

a_0 et *u* : Dimensions suivant le sens x-x'.

b_0 et *v* : Dimensions suivant le sens y-y'.

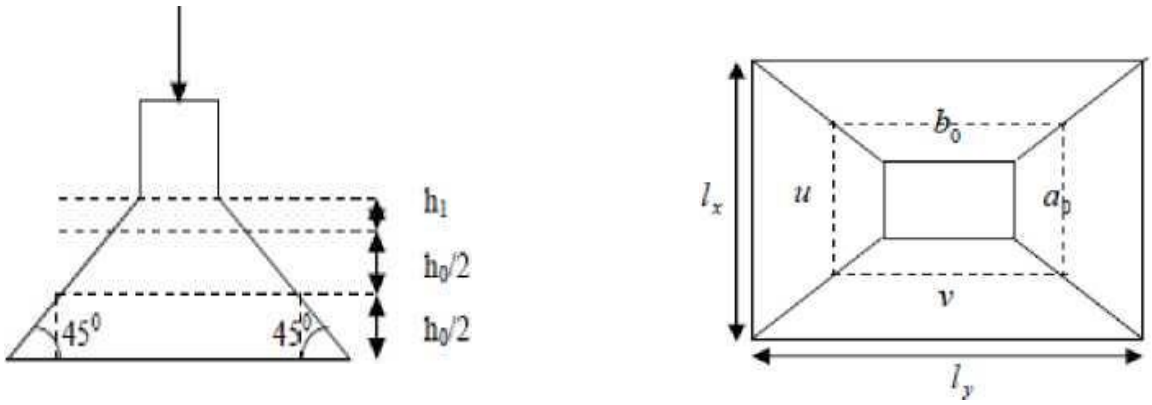


Figure 4.12 : *Schéma représenta nt la surface*

$tu = a_0 + h_0 + 1.5.\varepsilon_c.h_r$ BAEL
$(v = b_0 + h_0 + 2.\ \varepsilon_c.\ h_r$

On a une vitesse V=1.6 m/s = $\begin{cases} a_0 = 150 \text{ cm} \\ h_0 = 160 \text{ cm} \end{cases}$

On a un revêtement en béton d'épaisseur h_1 = 5 cm => ε_c= 1
Donc :

u = 150 + 20 + 2 x 1 x 5 = 180 cm
v = 160 + 20 + 2 x 1 x 5 = 190cm

Calcul des sollicitations :

Mx=Pu× ($M1$+υ×$M2$)
My=Pu× ($M2$+υ×$M1$)
Avec υ : coefficient de poisson :
υ =0 →ELU
υ =0.2 →ELS
M1 : En fonction de $\frac{U}{LX}$et ρ ⇒ $\frac{U}{LX}$=0.90 et ρ =0.83

M2 : En fonction de $\frac{V}{LX}$ ET ρ ⇒$\frac{V}{LX}$ =0.79 et ρ =0.83

En se réfère à l'annexe n° 4 on trouve :

$M1$=0.058 et $M2$=0.038

Évaluation des moments $Mx1$ et $My1$du système de levage à l'ELU

$$\begin{cases} M_{x1} = P_u \times M_1 \\ M_{y1} = P_u \times M_2 \end{cases}$$

On a : G =Dm+Pm+Pp=51+15+6.3=72.3 KN
Pu=1.35×G=1.35×72.3=97.60 KN
M_{x1}=5.66 $KN.m$
M_{y1}=3.7 $KN.m$
Évaluation des moments dus au poids propre de la dalle à l'ELU :
q_u=1.35×8.43+1.5×1=12.88 KN

$$M_{x2} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 2{,}73\ KN.m$$
$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 1{,}17 KN.m$$
$$\frac{l_x}{l_y} = \frac{2}{2{,}4} = 0{,}83 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0{,}065 \\ \mu_y = 0{,}053 \end{cases}$$

Superposition des moments :
Les moments agissants sur la dalle sont ;
$M_x = M_{X1} + M_{X2} = 8{,}39 KN.m$
$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 4{,}87 KN.m$
<u>Moment en travée:</u>
$M_{tx} = 0{,}75 \times M_X = 0{,}75 \times 7{,}71 = 6{,}292\ KN.m$
$M_{ty} = 0{,}75 \times M_y = 0{,}75 \times 5.03 = 3.652\ KN.m$
<u>Moment en appuis</u> :
$M_{ax} = M_{ay} = 0{,}5 \times M_x = 0{,}5 \times 6{,}292 = 4{,}19 KN.m$

Ferraillage :

Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur et en prenant. Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 4.7 : *Résultats des calculs.*

	$M_t(KN.m)$	$M_a(KN.m)$	$A_t.calculé$ (cm²/ml)	$A_a.calculé$ (cm²/ml)	$M_t.adopté$ (cm²/ml)	$M_a adopt$è (cm²/ml)
Sens X	6,292	4,19	1,01	0,66	5T10=3,93	5T10=3,93
Sens Y	3,652	4,19	0,58	0,66	5T10=3,93	5T10=3,93

Vérification à l'ELU :

Condition de non-fragilité :

$Ast \geq 0.23.b.d.f_{t28}/fe$

$Ast \geq 0.23 \times 1 \times 0.18 \times 2.1/400 = 2.17\ cm^2 \Rightarrow$ **CV**

Vérification au poinçonnement :

$qu \leq 0{,}045 \times U_c \times h \times f_{c28}\gamma_b$ ***BAEL91*** *(Article A.5.2,42)*

Avec :

qu : Charge de calcul à l'état limite.

Uc : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

h : Épaisseur totale de la dalle.

$Uc = 2 \times (u+v) = 2 \times (180+190) = 740\ cm$

$q_u = 12.88\ KN \leq 0.045 \times Uc \times h \times f_{c28.}\gamma_b = 1110\ KN \Rightarrow$ ***CV***

Avec $f_{c28} = 25\ MPa$; $\gamma_b = 1.5$

Vérification de l'effort tranchant :

$\tau u = V_{max} b.d \leq \bar{\tau} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25\ MPa$

$Vux = \frac{\text{qu.Lx.Ly}}{\text{Lx+2.Ly}}$ et $V_{uy} = q_u \frac{\text{Lx}}{3}$

$V_{ux} = 9.09\ KN$ et $V_{uy} = 8.58\ KN$

Donc : $V_{max} = 9.09\ KN$

$\tau_u = 0{,}0505\ MPa \leq \bar{\tau} = 1.25\ MPa \Rightarrow$ ***CV***

Espacement des barres :

Sens x : $St = 20\ cm \leq \min\ (2e; 25\ cm) = 25\ cm$

Sens y : $St = 25\ cm \leq \min\ (3e; 33\ cm) = 33\ cm$

Calcul à l'ELS :

Les moments engendrés par le système de levage :

$q_{ser}=G=72.3\ KN$

$M_{x1}=q_{ser}\times(M_1+\upsilon\times M2)=4.74\ KN.m$

$M_{y1}=q_{ser}\times(M_2+\upsilon\times M_1)=3.58\ KN.m$

Les moments dus au poids propre de la dalle :
$q_{ser}=8.43+1=9.43\ KN$

$\mu_x=0.060\mu_y=0.075 \Rightarrow$ **L'annexe 5.**

$M_{x2}=\mu_x\times q_{ser}\times l_{x2} \Rightarrow M_{x2}=2.26\ KN.m$

$M_{y2}=\mu_y\times M_{x2} \Rightarrow M_{y2}=0.17\ KN.m$

Superposition des moments :

Les moments agissants sur la dalle sont :

$$\begin{cases} \mathrm{Mx} = \mathrm{Mx1} + \mathrm{Mx2} = 7\ \mathrm{KN.m} \\ \mathrm{My} = \mathrm{My1} + \mathrm{My2} = 3.75\ \mathrm{KN.m} \end{cases}$$

- *Moment en travée:*

$Mtx=0.75\times Mx=0.75\times 7=5.25\ KN.m$
$Mty=0.75\times My=0.75\times 3.75=2.81\ KN.m$

- *Moment en appuis:*

$Max=May=0.5\times Mx=0.5\times 6.292=3.5\ KN.m$

Vérification des contraintes :

En travée :

Sens x
$Mtx=5.25\ KN.m$
$At=3.93\ cm2$
Position de l'axe neutre (x)
$\frac{bx^2}{2}-n.(d-x)=0$
$50x^2-15\times 3.93\ (18-x)=0$
$50x^2+58.95x-1061.1=0$

$$\begin{cases} x1 = 4.05\ \mathrm{cm} \\ x2 = -5.23\ \mathrm{cm} \end{cases}$$

<u>Calcul de moment d'inertie</u>

$$\boldsymbol{I} = \frac{bx^3}{3} + nA_S(d-x)^2$$

$$\boldsymbol{I} = \frac{50 \times 4.05x^3}{3} + 15 \times 3.93 \times (18 - 4.05)2 = 12579 \text{ cm}^4$$

✦ **Vérification des contraintes** :

$$\boldsymbol{\sigma_{bc}} = \frac{M_S x}{I} = \frac{5{,}25 \times 10^{-3} \times 4{,}05 \times 10^{-2}}{12579 \times 10^{-8}} = 1{,}69MPa < \overline{\boldsymbol{\sigma_{bc}}} = 0{,}6 \times f_{c28} = 15MPa$$

$$\boldsymbol{\sigma_{bc}} < \overline{\boldsymbol{\sigma_{bc}}} \Rightarrow \boldsymbol{C.V}$$

$$\boldsymbol{\sigma_{st}} = n.\frac{M_S(d-x)}{I} = \frac{15 \times 5{,}25 \times 10^{-3} \times (0{,}18 - 4{,}05 \times 10^{-2})}{12579 \times 10^{-8}} = 87{,}33MPa$$

$\overline{\boldsymbol{\sigma_{st}}}$=min$\left(\frac{2}{3} f_e; 110\sqrt{nf_{c28}}\right) = 201{,}63MPa$

$\boldsymbol{\sigma_{st}} < \overline{\boldsymbol{\sigma_{st}}} \Rightarrow \boldsymbol{C.V}$

Donc le ferraillage calcule en ELU convient a l'ELS :
Sens-y :
Mtx=2.81 $KN.m$
As=3.93 $cm2$

✦ <u>Position de l'axe neutre (x)</u> :

$\frac{bx^2}{2} - n.(d-x)$=0
X_1=4,05 cm I=12579 cm^4

✦ **<u>Vérification des contraintes :</u>**

$$\boldsymbol{\sigma_{bc}} = \frac{M_S x}{I} = \frac{2{,}81 \times 10^{-3} \times 4{,}05 \times 10^{-2}}{12579 \times 10^{-8}} = 1{,}20MPa < \overline{\boldsymbol{\sigma_{bc}}} = 0{,}6 \times f_{c28} = 15MPa$$

$$\boldsymbol{\sigma_{bc}} < \overline{\boldsymbol{\sigma_{bc}}} \Rightarrow \boldsymbol{C.V}$$

$$\boldsymbol{\sigma_{st}} = n.\frac{M_S(d-x)}{I} = \frac{15 \times 2{,}81 \times 10^{-3} \times (0{,}18 - 4{,}05 \times 10^{-2})}{12579 \times 10^{-8}} = 46{,}74MPa$$

$\overline{\boldsymbol{\sigma_{st}}}$=min$\left(\frac{2}{3} f_e; 110\sqrt{nf_{c28}}\right) = 201{,}63MPa$

$$\boldsymbol{\sigma_{st}} < \overline{\boldsymbol{\sigma_{st}}} \Rightarrow \boldsymbol{C.V}$$

Donc le ferraillage calcule en ELU convient à l'ELS

Etude dynamique

Chapitre V

V.1. Introduction
V.2. Méthodes de calcul
V.3. Analyse modale
V.4. Analyse sismique
V.5. Vérification de la stabilité au renversement
V.6. Vérification des déplacements.

Rapport-gratuit.com
Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

Etude dynamique

5.1. Introduction

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. Une telle étude pour notre structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe c'est pourquoi on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment les problèmes pour permettre l'analyse.

5.2. Méthodes de calcul

Le choix des méthodes de calcul et la modélisation de la structure ont comme objectif de prévoir aux mieux le comportement réel de l'ouvrage. Les règles parasismiques algériennes proposent trois méthodes de calcul des sollicitations.

1. la méthode statique équivalente,
2. Méthode dynamique qui regroupe :
   - la méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.
   - la méthode d'analyse modale spectrale.

- La méthode statique équivalente
- Dans cette méthode, le RPA propose de remplacer les forces réelles dynamiques engendrées par un séisme, par un système de forces statiques fictives dont les effets seront identiques et considérés appliqués séparément suivant les deux directions définies par les axes principaux de la structure.

- L'action sismique V où l'effort tranchant à la base de la construction considérée par :

  - À: Coefficient d'accélération de zone.
  - D: Facteur d'amplification dynamique moyen.
  - Q: Facteur de qualité.
  - R: Coefficient de comportement.
  - W: Poids total de la structure

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

Conditions d'application de la méthode statique équivalente

Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncées, les conditions complémentaires suivantes :

➢ **Zone I** : tous groupes

➢ **Zone IIa** :

- Groupe d'usage 3.
- Groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23 m.
- Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
- Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

➢ **Zone IIb et III** :

- Groupe d'usages 3 et 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
- Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.
- Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08m.

Dans notre cas la méthode statique équivalente n'est pas applicable (les conditions de l'article 4.1.2 des RPA ne sont pas satisfaites).

➢ Méthodes dynamiques

- 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.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

5.3. Présentation de la méthode modale spectrale

Dans cette méthode on recherche pour chaque mode de vibration le maximum d'effets engendrés dans la structure par les forces sismiques, représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets vont être combinés suivant la combinaison la plus appropriée pour obtenir la réponse totale de la structure.

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

5.4. Spectre de réponse de calcule

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

- ✓ **À :** coefficient d'accélération de zone.
- ✓ **η:** facteur de correction d'amortissement.
- ✓ **ξ (%):** le pourcentage d'amortissement critique fonction
- ✓ du matériau constitutif, du type de structure
- ✓ et de l'importance des remplissages.
- ✓ **T_1, T_2 :** périodes caractéristiques associées
- ✓ à la catégorie de site.
- ✓ **Q :** facteur de qualité.

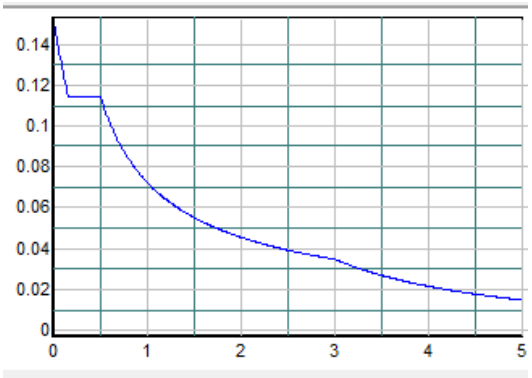


Figure 5.1 : Spectre de réponse de l'accélération

5.5. Analyse modale

5.5.1. Caractéristiques de la structure relativement à l'étude dynamique

- ✓ La structure est classée en groupe d'usage 2.
- ✓ Le site est ferme, donc le sol est de catégorie S2.
- ✓ L'ouvrage se trouve dans une zone I.
- ✓ La structure a 41,00 m de hauteur.
- ✓ Le système structural est constitué entièrement de voiles en béton armé, donc le pourcentage d'amortissement critique ξ = 10%.
- ✓ La composante verticale de la force sismique n'est pas considérée vu l'absence de porte à faux dépassant 1.5 m de portée comme stipulé dans le RPA99.

5.5.2. Modélisation de la structure

Vu la complexité de la structure étudiée, l'utilisation de l'outil informatique et des logiciels de calcul des structures devient nécessaire.

Il doit donc être effectué une analyse modale sur un modèle tridimensionnel qui consiste à calculer les effets maximaux d'un séisme sur une structure. Pour cela, on recherche les modes de vibration de la structure qui caractérisent son comportement au voisinage des fréquences dites de résonance. En effet, la réponse d'une structure est prépondérante au droit de ces fréquences de résonance.

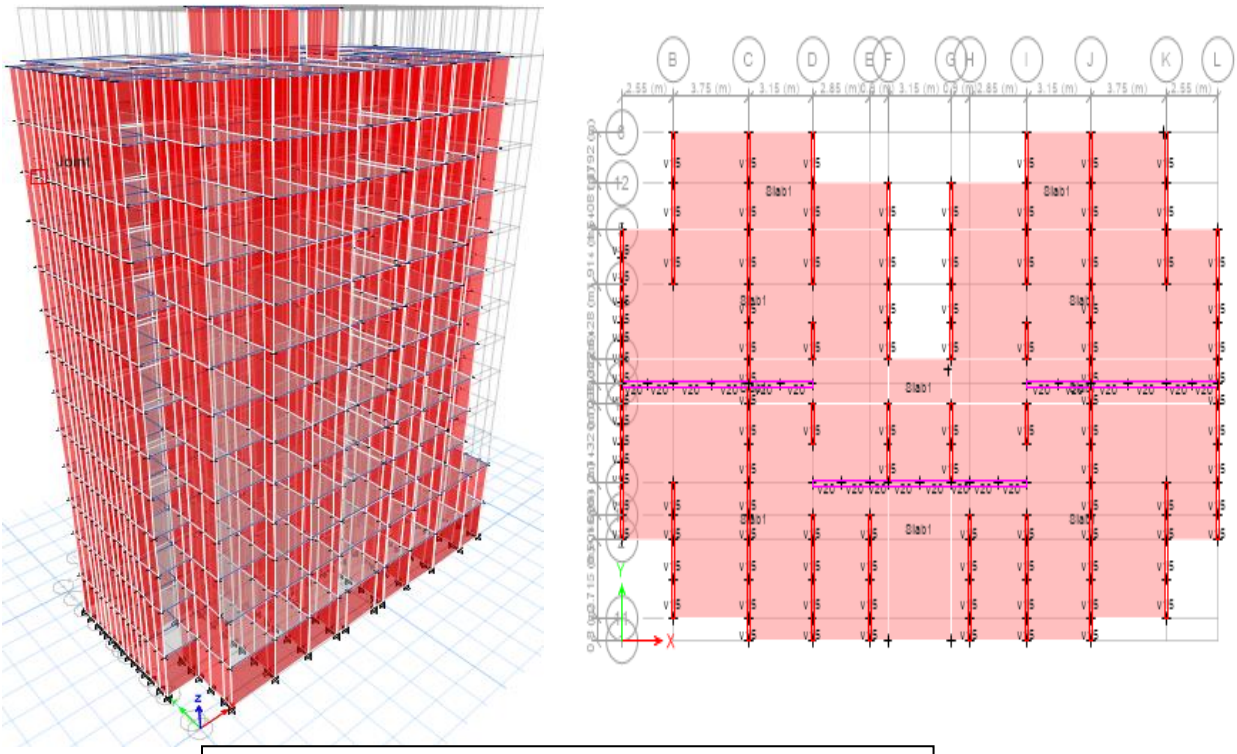


Figure 5.2 :

Dans le logiciel ETABS, les paramètres suivants ont été utilisés pour effectuer l'analyse modale :

- ✓ Méthode : Itération sur le sous-espace par blocs (méthode conseillée pour les structures comportant un nombre important de modes).
- ✓ Matrice des masses : concentrées sans rotations;
- ✓ Paramètre :

Tolérance : 0.0001 écart entre deux itérations à atteindre pour passer au mode suivant ;

Nombre d'itérations : 40 (à augmenter si l'itération ne converge pas) ;

Négliger la densité : pour ne pas prendre en compte deux fois le poids propre de la structure lorsqu'il est déjà intégré dans la déclaration des masses.

Vérification de Strum : permet de vérifier que tous les modes trouvés sont bien les premiers modes.
Participation massique : $W = G + \beta Q$

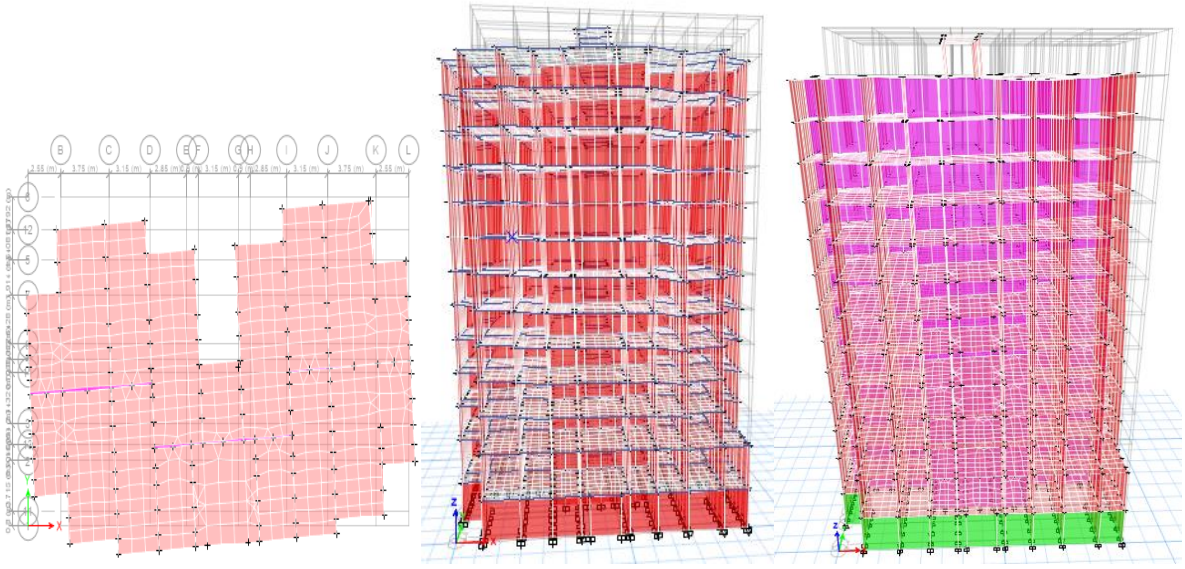
Avec :
G comme poids propre,

Q comme charge d'exploitation

β comme coefficient de pondération égal à 0.2 (Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés selon le RPA99).

Les modes 1 et 2 sont des translations suivantes les directions principales de la structure.

La troisième mode c'est une rotation suivant l'axe z.



3em mode | 2em mode | 1er mode

Figure 5.3 :

5.5.3. Résultats et observations de l'analyse modale

Le tableau suivant présente les différents résultats obtenus de l'analyse modale (fréquences, périodes, masses cumulées, masse modale) :

Tableau 5.1 : Résultats de l'analyse modale

Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
1	1,90	0.525	63%	0%	63%	0%
2	2.23	0.448	68%	21%	5%	21%
3	2.36	0.423	69%	65%	2%	44%
4	5	0.2	70%	65%	1%	0%
5	7.57	0.132	86%	65%	16%	0%
6	9.52	0.105	86%	80%	0%	15%
7	10.01	0.099	86%	86%	0%	6%
8	15.38	0.065	91%	86%	5%	0%
9	20.40	0.049	91%	91%	0%	5%
10	22.22	0.045	91%	93%	0%	2%
11	23.80	0.042	93%	93%	2%	0%
12	25	0.04	93%	93%	0%	0%

On remarque que T_{12}= 0.04 s < 0.2 s, donc le choix de 12 modes est justifié.

Les résultats numériques résumés dans le tableau précédant, met clairement en évidence la translation, pour le premier et le deuxième mode, et la torsion pour le troisième mode.

Les conditions à vérifier :
Art 4.3.4 RPA 2003 :

Le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale a au moins à 90 % de la masse totale de la structure.

Direction (x-x) : 93 modes (90.88% de la masse sismique de la structure)

Direction (y-y) : 135 modes (92.74% de la masse sismique de la structure)

Art 4.3.6 RPA 2003 :

La résultante des forces sismiques à la base obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

La valeur de l'effort tranchant par la méthode statique équivalente (RPA 2003).

$$\begin{cases} V_{Xst} = \dfrac{A\,.\,D_X\,.\,Q_X}{R}\,.\,W_{tot} \\ V_{Yst} = \dfrac{A\,.\,D_Y\,.\,Q_Y}{R}\,.\,W_{tot} \end{cases}$$

5.5.4. Analyse sismique

Poids total de la structure (W)

$\mathbf{W}=\sum_{i=1}^{n} \mathbf{W}_i$ avec $\mathbf{W_i} = \mathbf{W_G} + \boldsymbol{\beta}\mathbf{W_Q}$

W_G : poids du aux charge permanente

W_Q : poids de charge d'exploitation

$\boldsymbol{\beta}$: coefficient donne par le tableau 4-5 RPA → pour usage d'habitation $\boldsymbol{\beta} = \mathbf{0,2}$

Le tableaux suivant résumés les défirent niveau de poids.

Tableau 5.2 : Poids des différents niveaux

Niveaux	**RDC**	**1**	**2**	**3**	**4**	**5**
Poids (Kg)	374239.05	331691.85	327505.83	327505.83	327505.83	327505.83
Niveaux	**6**	**7**	**8**	**9**	**10**	**11**
Poids (Kg)	327505.83	327505.83	327505.83	327505.83	327505.83	20387.36

$$\sum_{RDC}^{11} Wi = 4001376.56 \text{ Kg}$$

Coefficient d'accélération de zone(A) :

$\begin{cases} \textbf{Groupe d'usage 2} \\ \textbf{ZONE I} \end{cases}$ **A=0.10** $\boldsymbol{RPA}\ \mathbf{99}\ (tableau\ 4-1)$

Coefficient de comportement (R):

Il est en fonction du système de contreventement ***RPA99*** *(TABLEAU 4.3)*

Dans le cas de notre projet, on adopte un système formé par des voiles porteurs, donc :

R **= 3.5**

Facteur de qualité(Q) :

$Q=1+\sum_{1}^{6} p_q$ ***RPA99*** *(Formule 4.4)*

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

Critère q	Px	Py
Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0
Redondance en plan	0.5	0.5
Régularité en plan	0.5	0.5
Régularité en élévation	0.5	0.5
Contrôle de la qualité des matériaux	0.5	0.5
Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0

Donc : $\mathbf{Q_x=1.2}$ et $\mathbf{Q_y=1.2}$

Facteur d'amplification dynamique moyen. (D)

$$D=\begin{cases} 2,5\eta & 0 \le T \le T_2 \\ 2,5\eta.\left(T_2/T\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \le T \le 3,0s \\ 2,5\eta.\left(T_2/3\right)^{\frac{2}{3}}.\left(3/T\right)^{\frac{5}{3}} & T \le 3,0s \end{cases}$$ **RPA99**

(Formule 4-2)

η : facteur de correction d'amortissement.

T : période fondamentale.

T2 : période caractéristique associée à la catégorie de site.

ξ (%) : le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages : **ξ =10%**

$\eta=\sqrt{7/(2+10)}=0,76 > 0,7$

T_2: Période caractéristique, associée à la catégorie du site. ***RPA 99*** *(Tableau 4.7)*

Le site est rocheux, donc en aura : $\begin{cases} T_1 = 0,15s \\ T_2 = 0,30s \end{cases}$

$T_C = c_T H_n^{\frac{3}{4}}$ ***RPA99*** (*Formule 4-6*)

H_n : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

(H_n=41m)

C_T: le coefficient, fonction du système de contreventement du type de remplissage.

RPA99 (*tableau 4-6*)

Pour le contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, qui est notre cas: C_T=0.050

Vérification de la période de vibration

La valeur de la période donnée par ETABS doit vérifier la condition de l'article (4.2.4 Du RPA99).
Ce dernier exige que cette période ne doit pas dépasser la valeur calculée par la formule empirique appropriée de plus de 30%

Avec :

$T_{empirique}=\min\left\{0,09\frac{h_n}{\sqrt{D}}; c_T H_n^{\frac{3}{4}}\right\}$; pour notre cas C_T =0.050

$T_C = c_T H_n^{\frac{3}{4}} = (0,050.(41)^{\frac{3}{4}})=0.81s$

$T_{x,y}=0,09\frac{h_n}{\sqrt{D}} = 0,09\frac{41}{\sqrt{DX.DY}}$

D_X=29,70m…….D_Y=17.80m

T_x=0,67s …… T_y=0,87s

$T_{Xempirique}=\min\{0,67; 0,81\}=0,67s > 30s$

$T_{Yempirique}=\min\{0,87; 0,81\}=0,81s > 30s$

Donc la période fondamentale statique majorée de 30% :

T_X=0,67x1,3=0,87 s T_y=0,81x1,3=1.05 s

La valeur de la période analytique donné par ETABS :

$T_{Xanalytique}$=0,52s $T_{Yanalytique}$=0,45s

si	**la période choisit pour le calcul du facteur D**
$T_{analytique} \leq T_{empirique}$	$T = T_{empirique}$
$T_{empirique} < T_{analytique} < T_{empirique}$	$T = T_{analytique}$
$T_{analytique} \geq 1{,}3T_{empirique}$	$T = 1{,}3T_{empirique}$

Estimation le tableau empirique

Tableau 5.3 : Valeurs de la période dans les deux sens

Periode	**$T_{analytique}$ (s)**	**$T_{empirique}$ (s)**	**$1{,}3xT_{empirique}$ (s)**
SENS X-X	0,52	0,67	0,87
SENS Y-Y	0,45	0,81	1,05

D'apre ce tableau on déduit :

Sens x-x : **$T_{analytique}$ (s) < $T_{empirique}$ (s) T_X=0,67s**

Sens y-y : **$T_{analytique}$ (s) < $T_{empirique}$ (s) T_Y=0,81s**

$D=2.5\eta.(T_2/T)^{2/3}$ car : $T_2=0{,}30s \leq T \leq 3{,}0s$

$D_x=0{,}65$ $D_Y=0.98$

<u>Effort tranchant à la base de la structure est:</u>

$$\begin{cases} V_{Xst} = \dfrac{0{,}1\,.\,0{,}65\,.\,1{,}2}{3{,}5}.400137 = 8917.33\ KN \\ V_{Yst} = \dfrac{0{,}1\,.\,0{,}98\,.\,1{,}2}{3{,}5}.400137 = 13444.60\ KN \end{cases}$$

<u>Détermination de la force sismique de chaque niveau:</u>

Les forces sismiques de chaque niveau sont données par la formule suivante :

$$F_i = \frac{(V - F_t).Wh_i}{\sum_1^n W_j h_j}$$ ***RPA99*** *(Formule 4-11)*

F_t=0 car T < 0.7s

Le tableau suivant résume les valeurs des forces sismiques et les efforts tranchants des différents niveaux dans les deux sens (x-x) et (y-y).

Tableau 5.4 : Valeurs des forces sismiques et des efforts tranchants des différents niveaux.

NIVEAU	Fx (KN)	Vx (KN)	Fy (KN)	Vy (KN)
RDC	417,01	24419,64	344,30	21272,54
1	739,20	24002,63	610,31	20928,23
2	1094,80	23263,44	903,92	20317,92
3	1459,74	22168,63	1205,22	19414,01
4	1824,67	20708,90	1506,53	18208,78
5	2189,60	18884,23	1807,83	16702,26
6	2554,54	16694,63	2109,14	14894,43
7	2919,47	14140,09	2410,44	12785,29
8	3284,40	11220,62	2711,75	10374,85
9	3649,34	7936,21	3013,05	7663,10
10	4014,27	4286,88	3314,36	4650,05
11	272,60	272,60	1335,69	133.569

Vérification de la stabilité au renversement

Cette condition d'équilibre se réfère a la stabilité d'ensemble du bâtiment ou de l'ouvrage, soumis à des effets de renversement. Pour que le bâtiment soit stable au renversement il doit vérifier la relation suivante:

$$\frac{M_S}{M_R} > 1,50$$

Elle se traduit par la vérification dans les deux sens (longitudinal et transversal)

$$\sum_i^N = F_i h_i$$

Suivant x $M_{sx}=W*X_0$

Suivant y $M_{sy}=w*Y_0$

(X_0,y_0) coordonnées du centre de gravité.

W :Poids du batiment

Fi :Force sismique au niveau i

Hi : hauteur du niveau 1

Tableau 5.5 : vérification de la stabilité au renversement

Direction	W(MN)	G(m)	$M_S(MN.m)$	$M_R(MN.m)$	M_S/M_R
Suivant **x**	97,0004	16,14	1565,58	364,03	4,03
Suivant **Y**		13,93	1351,12	478,83	2,82

vérification des déplacements :

L'une des vérifications préconisées par le RPA99, concerne les déplacements latéraux inter étages .en effet, selon l'article 5.10 du RPA99 , l'inégale ci-dessous doit nécessairement être vérifiée :

$$\Delta_x^k \leq \bar{\Delta}$$

Rapport-Gratuit.com

$$\Delta_y^k \leq \bar{\Delta}$$

Avec ;

$\bar{\Delta} = 0{,}01h_e$ ou h_e=représente la hauteur de l'étage

Le déplacement horizontal chaque niveaux « K »de la structure est donne par ;

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

δ_{ek} ; déplacement du aux forces sismiques de l'étage k.

R coefficient de comportement de la structure (R=3,5)

Le deplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « K-1 » est égale a :

$$\Delta_k = \boldsymbol{\delta_K - \delta_{k-1}}$$

Tableau 5.6 : *Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ*

Etage	$\delta_{ek}(cm)$		$\delta_k(cm)$		Sens X		Sens Y	
	Sens X	Sens-Y	Sens X	Sens-Y	$\Delta_k(cm)$	$\bar{\Delta}$	$\Delta_k(cm)$	$\bar{\Delta}$
11	4770	0,98525	1553,79	0,01029	1,48925	1119,73	0,02158	4770
10	10040	1,0024	3147,22	0,01088	1,5274	2275,87	0,02292	10040
09	15430	1,0143	4648,72	0,01145	1,56345	3372,88	0,02433	15430
08	20840	1,0248	6025,57	0,01206	1,5974	4385,86	0,02582	20840
07	26260	1,0297	7273,15	0,01265	1,624	5310,3	0,02732	26260
06	31690	1,0283	8390,35	0,01321	1,6401	6143,97	0,02877	31690
05	37110	1,0178	9373,22	0,01371	1,6422	6882,82	0,03012	37110
04	42530	0,9975	10225,19	0,01411	1,6275	7527,98	0,03127	42530
03	47950	0,9653	10948,85	0,01438	1,5939	8080,17	0,03217	47950
02	53370	0,92085	11548,35	0,01448	1,53755	8541,23	0,03268	53370
01	58790	0,86135	12029,42	0,01432	1,45635	8914,12	0,03267	58790
RDC	64210	0,7861	12399,69	0,01385	1,3447	9203,42	0,03191	64210

Conclusions :

Reposons sur ces résultats obtenus dans cette étude dynamique, on peut dire que notre bâtiment est bien dimensionné, il peut résister aux différents chocs extérieurs tels que les séismes car il répond aux vérifications exigées par le [RPA99/VERSION2003] : période, résultante des forces sismiques et déplacements .

Les Voiles

Chapitre VI

I. Procédure de ferraillage des voiles
II. Combinaison
III. Ferraillage horizontal à l'effort tranchant
IV. Calcul des armatures horizontales résistantes à l'effort tranchant
V. Armatures horizontales
VI. Détermination des sollicitations
VII. Armatures horizontales
VIII. Armatures transversales

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

Les voiles

6.1. Procédure de ferraillage des voiles :

Le calcul des armatures sera fait par la méthode des contraintes et vérifiée selon R.P.A.V2003 sous les sollicitations suivantes :

- N_{max} et M correspondant.
- N_{min} et M correspondant.
- M_{max} et N correspondant

6.2.Combinaison :

Selon le règlement parasismique Algérienne (RPA 99) les combinaisons à considérer dans notre cas (voiles) sont les suivantes :

- $G + Q \pm E$
- $0.8G \pm E$

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

Prescriptions imposées le RPA99

➢ ***Aciers verticaux***

- Les armatures verticales doivent reprendre la totalité de l'effort de traction.
- Le pourcentage minimum des armatures verticales sur la zone tendue est de 0.20 %.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure.
- A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur (L/10) de largeur du voile, cet espacement doit être au plus égal à 15cm.
- Le pourcentage minimum des armatures longitudinales des voiles dans chaque direction est pris comme suit :

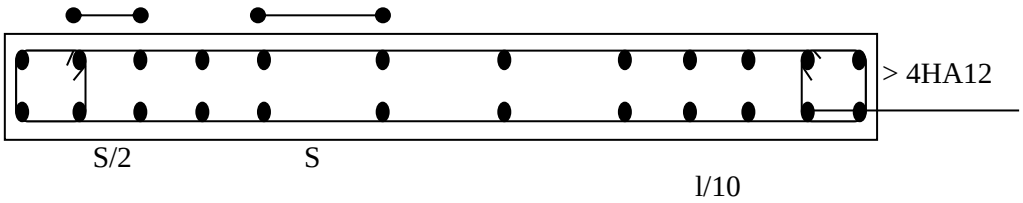
✓ En zone courante 0.1 % ;

✓ Globalement dans la section du voile 0.15 %.

➢ L'espacement minimum des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

✓ $S \leq 1.5\ a$;

✓ $S \leq 30$ cm.



- ***Aciers horizontaux***

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur doivent être disposées sur chacune des faces entre les armatures verticales et la paroi du coffrage et doivent être munie de crochets à (135°) ayant une longueur de 10Φ.

Ces armatures reprennent les sollicitations de l'effort tranchant.

- ***Aciers transversaux***

Les armateurs transversaux doivent respecter les dispositions suivantes :

a) L'espacement des barres verticales et horizontales doivent être inférieur à la plus petite valeur de deux valeurs suivantes :

$$S \leq 1.5.e$$
$$S \leq 30cm$$

Article 7.7.4.3 RPA

e : épaisseur du voile

b) Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

c) 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.

d) Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- ✓ **40Φ** pour les barres situées dans les zones ou le renversement du signe des efforts sont possibles.
- ✓ **20Φ** pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons des charges possibles.

❖ ***Méthode de calcul***

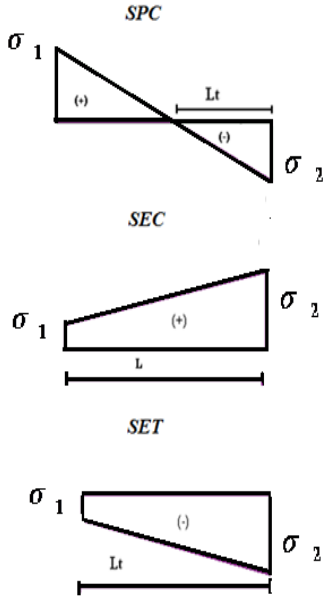
- Pour déterminer les armatures verticales, on utilisera la méthode des contraintes
- Pour le calcul du ferraillage on a partagé l'ouvrage en trois parties.

- ***Partie I* :** RDC et 1^{ier} étage ;
- ***Partie II*** : 2ème ,3ème ;
- ***Partie III* :** 4ème, 5ème.

a. Détermination des contraintes

$$\sigma_1 = \frac{N}{\Omega} + \frac{M.v}{I}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{\Omega} - \frac{M.v}{I}$$



Avec :

- **N :** effort normal appliqué
- **M :** Moment fléchissant appliqué.
- **Ω :** Section transversale du voile.
- **V :** bras de levier $V = \frac{L_{voile}}{2}$
- **I :** l'inertie de voile

a. Calcul de L_t

$$L_t = L\left(\frac{\sigma_1}{\sigma_1 + \sigma_2}\right)$$

b. Calcul de la force F

- ***Section partiellement comprimée (SPC)***

$$F = \frac{\sigma_2}{2} L_t .e$$

Avec :

L_t : section d'armature verticale

e : épaisseur de voile

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

$$F = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} l_c .e$$

- ***Section entièrement tendue (S.E.T)***

$$F = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} L_t .e$$

c. Calcul des armatures verticales

$$\mathbf{A_v} = \frac{F}{fe} + \mathbf{A_{vj}} \quad ; \quad \mathbf{A_{vj} = 1{,}1}\ \frac{V}{f_e} \qquad / \text{ V = l'effort tranchant}$$

d. Armatures minimales de RPA 99

D'après le RPA 99 (Art 7.7.4.1):

- $A_{RPA} = 0.20\% \times b \times L_t$
- b : épaisseur du voile

- L_t : longueur de la section tendue.

e. Le pourcentage minimal

- ***Dans la section du voile courante :***

$$A_{min}=0.15\% \times b \times l$$

- ***Dans la zone courante:***

$$A_{min}= 0.10\% \times b \times c_{ourantes}$$

6.3.Ferraillage horizontal à l'effort tranchant

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile majoré de 40% (Art 7.2.2 RPA 99).

La contrainte de cisaillement est : $\boldsymbol{\tau_u = 1.4\, V_{cal} / b_0 d}$

Avec :

- **V :** l'effort tranchant à la base du voile.
- **b_0 :** épaisseur de voile.
- **d:** hauteur utile.
- **h:** hauteur totale de la section brute.

La contrainte limite est : $\bar{\tau} = \mathbf{0.2 \times f_{c28}}$.

Il faut vérifier la condition suivante : $\boldsymbol{\tau_u} \leq \bar{\tau}$

6.4.Calcul des armatures horizontales résistantes à l'effort tranchant

La section A_t des armatures d'âmes est donnée par la relation suivante :

$$\frac{A_T}{b_0 \times S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3 f_{tj} \times k}{0.8 \times f_e}$$

Avec :

- $St \leq \min(1{,}5 \times a; 30\text{ cm}) = 30$ cm.

k = 0 en cas de fissuration jugé très préjudiciable ; en cas de reprise de bétonnage non munie d'indentation dans la surface de reprise.

k = 1 en flexion simple, sans reprise de bétonnage.

$k = 1+3\sigma_{cm}/f_{c28}$ en flexion composée avec N, effort de compression.

$k = 1-10\sigma_{tm}/f_{c28}$ en flexion composée avec N, effort de traction.

σ_{tm}, σ_{cm} : étant les contraintes moyennes de traction et de compression obtenues en divisant l'effort normal de calcul par la section du béton.

Dans notre cas, on a de reprise de bétonnage ; donc on prend :

k = 1+3σ_{cm}/f_{c28} (N : effort de compression).

6.5.Armatures horizontales

Selon l'article 7.7.4.2 du RPA 2003, les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10 Ǿ.

La détermination des armatures horizontales est comme suit :

A_h = 0,15% b.h

6.6.Détermination des sollicitations:

Tableau 6.1 : *Sollicitations dans les voiles pour la zone I*

Combinaison	F11**(KN)**	M11(KN.m)	F22(KN)	M22(KN.m)	Vmax(KN)
ELU	621.8	1.22	3108.8	6.1	18.86
ELS	456.1	0.91	2280.6	0.91	13.83
ELA	3.44	1.74	17.20	8.68	0.49
ELA	4.15	0.143	20.77	0.716	0.51

Calcul des contraintes:

L=1.50m , e = 0,2 m

B= 0,3 m² , I= 0,056m4

σmax= $N/B + \frac{M*V}{I}$ =-3108.8/0.3 + (6.1*0.75/0.056)=10444.36KN/m²

σmin== $N/B - \frac{M*V}{I}$=-3108.8/0.3 - (6.1*0.75/0.056)=-10444.36KN/m²

V=V'= Vvoil/2=1.502=0,75m

La section entièrement tendu (Pas de zone comprimée)

Soit un tronçon d =0,75m

Tronçon 'd':

σ1= (σmax+σmin /2) =10444.36KN/m²

N1=(σmax+σ1)/2 *d*e=1566.64 KN

Armatures verticales :

Av1= N1/σs= 45.01 cm² et σ_s=348 MPA

Armatures minimales :

Amin=max(15%B ;(B*ft28)/fe)=15.5cm²

6.7.Armatures horizontales :

D'après le BAEL 91 :Ah=Av/4 ; 45.01/4=11.25 cm²

D'après le RPA révise 2003 : $A_H \geq 0{,}15\% \times B$=4,5 cm²

Armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au minimum par (04) épingles au mètre carré soit HA8.

Vérification à l`ELS :

On considère : $N_{ser}=G+Q$
σb=N/B+15A≤0.6*fc28= 3108.8/0.3+15*0.00629≤0.6*25
7.883≤15MPa CV

Tableau 6.2 : Ferraillage verticale des voiles de la zone I

Voile	L(m)	e(m)	Section	$A_{vmin(cm^2)}$	$A_{vadobté/nappe(cm2}$	A_v choisit/nappe	Esp(cm)
V2	1	0.2	ET	10.5	20.1	10T16	10
V3	1	0.2	ET	1.5	11.31	10T12	10
V4	1.5	0.2	ET	15.75	15.82	14T12	11
V5	4.5	0.2	ET	47.25	24.86	22T12	21
V6	1.5	0.2	ET	15.75	15.85	14T12	11
V7	3	0.2	ET	31.5	16.95	15T12	21
V8	4	0.2	ET	42	22.6	20T12	20
V9	4	0.2	ET	42	22.6	20T12	20
V10	1	0.2	ET	10.5	15.4	10T14	10
V11	1	0.2	ET	10.5	15.4	10T14	10
V12	1	0.2	ET	10.5	15.4	10T14	10
V13	2.5	0.2	ET	26.25	16.95	15T12	17
V14	3.5	0.2	ET	36.75	20.34	18T12	20
V15	2	0.2	ET	21	11.3	10T12	21
V16	1	0.2	ET	10.5	11.31	10T12	10
V17	2.5	0.2	ET	26.25	16.95	15T12	18
V18	3	0.2	ET	31.5	16.95	15T12	21
V19	4.5	0.2	ET	47.25	24.86	22T12	21
V20	1	0.2	ET	10.5	11.31	10T12	11
V21	3	0.2	ET	31.5	16.95	15T12	21
V22	1	0.2	ET	10.5	15.4	10T14	10

Tableau 6.3 : Ferraillage horizentale des voiles de la zone I

voile	Hauteur (m)	$A_{h\ min\ (cm^2)}$	$A_{h\ adopte/nappe}$	$A_{h\ choisit/nappe}$	Esp(cm)
V2	3.06	3	11,06	10T12	15
V3	3.06	3	11,06	10T12	15
V4	3.06	4.5	11,06	10T12	15
V5	3.06	13.5	11,06	10T12	15
V6	3.06	4.5	11,06	10T12	15
V7	3.06	9	11,06	10T12	15
V8	3.06	12	11,06	10T12	15
V9	3.06	12	11,06	10T12	15
V10	3.06	3	11,06	10T12	15
V11	3.06	3	11,06	10T12	20
V12	3.06	3	11,06	10T12	20
V13	3.06	7.5	11,06	10T12	15
V14	3.06	10.5	11,06	10T12	15
V15	3.06	6	11,06	10T12	15
V16	3.06	3	11,06	10T12	15
V17	3.06	7.5	11,06	10T12	15
V18	3.06	9	11,06	10T12	15
V19	3.06	13	11,06	10T12	15
V20	3.06	3	11,06	10T12	15
V21	3.06	4.5	11,06	10T12	20
V22	3.06	3	11,06	10T12	20

Conclusion :

La vérification des éléments structuraux (voile), les dimensions des voiles sous sollicitations normales, tangentes et thermique est obligatoire afin d'arriver à une structure durable économique et performante vis à vis au chargement dynamique.

Rapport-Gratuit.com

Etude de l'infrastructure

Chapitre VII

I. Pré dimensionnement du radier :

II. Caractéristiques géométriques du radier

III. Vérification des contraintes du radier

IV. Ferraillage des panneaux du radier

Etude de l'infrastructure

Etude du radier général :

Un radier est une fondation qui couvre une aire entière sous une superstructure, sur laquelle les voiles et poteaux prennent appuis.

7.1. Pré dimensionnement du radier :

a) L'épaisseur du radier :

a.1) Condition forfaitaire:

- Sous voiles :

L'épaisseur du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$\frac{L\max}{8} \leq hr \leq \frac{L\max}{5}$$

L_{max} = 3.60 m: plus grande distance entre deux points d'appuis.

D'où : 45.0 cm ≤ h_r ≤ 72.00cm.

a.2) Condition de rigidité :

$$Le \geq \frac{2L_{\max}}{\pi}$$

L_{max} : plus grande distance entre deux points d'appuis.

L_e : longueur élastique $Le = \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kb}}$ Avec $I = \frac{bh^3}{12}$

E : Module d'élasticité du béton E =32164.195 KN/m^2.

b : largeur du radier (bande de 1 mètre).

K : coefficient de raideur du sol rapporté à l'unité de surface

Pour un sol moyen ; K=40000 KN/m^3

$$h_r \geq \sqrt[3]{\frac{48KL\max^4}{E\pi^4}} \quad => \quad h_r \geq \sqrt[3]{\frac{48\times 40\times (3.60)^4}{10721.10\pi^4}} \quad => \quad h_r \geq 0.676m$$

7.2. Caractéristiques géométriques du radier

a) Centre de masse du radier :

(Xr, Yr) = (14.78, 8.86) m

b) Inertie du radier :

L'inertie du radier par rapport aux axes passant par son centre de gravité est :

S = 494.625 m^2

Ix = 12169.58 m^4

Iy = 32541.38 m^4

c) Centre d'application des efforts :

$(X_S, Y_S) = (13.702, 8.264)$ m

d) L'excentricité :

$$e_x = |X_s - X_r| = 0.368m$$
$$e_y = |Y_s - Y_r| = 0.401m$$

Surface minimale du radier:

Pour la détermination de la surface de radier il faut vérifier la condition suivante:

$$\frac{N_{ser}}{S_{min}} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow S_{min} \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

On a: $N_{ser} = 67010.28$ KN $\bar{\sigma}_{adm} = 3.00$ bars = 300 KN /m².

$$S_{min} = \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}} = \frac{67010.28}{300} = 223.37m^2$$

La surface totale de l'immeuble est de (S= 510.30 m²), est donc par conséquent supérieure à la surface nécessaire au radier.

7.3. Vérifications des contraintes

7.3.1. Evaluation et vérification des contraintes sous le radier :

Les contraintes transmises au sol par le radier devront être compatible avec le risque de rupture du sol situé sous le radier. La résultante des charges verticales ne coïncide pas avec le centre de gravité é de l'aire du radier, donc les réactions du sol ne sont pas uniformément réparties, leurs diagramme est triangulaire ou trapézoïdale.

Quel que soit le diagramme, la valeur de la contrainte moyenne est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} < 1.5\sigma_{adm}$$

Avec $\sigma_1 = \frac{N}{S} + \frac{M \cdot V}{I}$; $\sigma_2 = \frac{N}{S} - \frac{M \cdot V}{I}$

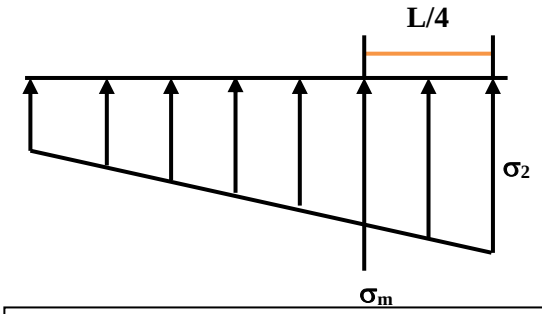


Figure 7.1 : Diagramme de charges

Le radier est sollicité par les efforts suivants :

-N : Effort normal du au charges verticales :

-M : Moment d'excentricité dus aux charges verticales : M = N x e

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

	ELU		ELS	
	Sens XX	**Sens YY**	**Sens XX**	**Sens YY**
N (Ton)	9346.81	9346.81	6833.15	6833.15
e(m)	0.368	0.401	0.368	0.401
M (Ton.m)	3439.62608	3748.0708	2514.5992	2740.09315
V (m)	14.78	8.86	14.78	8.86
I (m^4)	12169.58	32541.38	12169.58	32541.38
S (m^2)	494.62	494.62	494.62	494.62
σ_1(Bar)	0.230743898	0.1991743	0.168689389	0.145609905
σ_2 (Bar)	0.147195126	0.1787647	0.107609588	0.130689072
σ_{moy}(Bar)	2.09856705	1.9407192	1.534194387	1.418796968
σ_{adm}(Bar)	4.5	4.5	3	3
La condition	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée

7.3.2. Vérification de la stabilité : Le moment de renversement à la base du radier est donné par la formule suivante : $M = M_0 + T_0 \times h$ Avec :

M_0 : Moment sismique à la base de la structure.
T_0 : L'effort tranchant à la base de la structure.
h : profondeur de l'infrastructure. h = 3.00m.

A cet effet, les extrémités du radier doivent être vérifiées :

- Aux contraintes de traction (soulèvement) avec la combinaison **0,8G ± E.**
- Aux contraintes de (compression) maximales avec la combinaison **G + Q + E.**

Vérification de renversement : 0,8 G ± E

Tableau 7.1 : Vérification de renversement : 0,8 G ± E

	0,8G+E		0,8G-E	
	Sens XX	**Sens YY**	**Sens XX**	**Sens YY**
N (Ton)	4815.53	4815.53	4815.53	4815.53
M (Ton.m)	9858.803	10603.545	-9082.988	-6974.803
V (m)	14.78	8.86	14.78	8.86
I (m^4)	12169.58	32541.38	12169.58	32541.38
S (m^2)	494.62	494.62	494.62	494.62
σ_1(Bar)	0.217093702	0.1262283	-0.01295505	0.078367967
σ_2 (Bar)	-0.02237735	0.068488	0.2076714	0.116348381
σ_{moy}(Bar)	1.572259378	1.1179324	0.422015611	0.878630704
σ_{adm}(Bar)	4.5	4.5	4.5	4.5
La condit	vérifiée	vérifiée	Vérifiée	vérifiée

Vérification de soulèvement: G + Q + E.

Tableau 7.2 : vérification de soulèvement: G + Q + E

	G+Q+E		G+Q-E	
	Sens XX	**Sens YY**	**Sens XX**	**Sens YY**
N (Ton)	6833.15	6833.15	6833.15	6833.15
M (Ton.m)	9872.436	11360.525	-9069.355	-6217.823
V (m)	14.78	8.86	14.78	8.86
I (m^4)	12169.58	32541.38	12169.58	32541.38
S (m^2)	494.62	494.62	494.62	494.62
σ_1(Bar)	0.2580506	0.16908064	0.0280018	0.1212203
σ_2 (Bar)	0.0182484	0.10721833	0.2482971	0.1550787
σ_{moy}(Bar)	1.9810004	1.53615067	0.8307566	1.2968489
σ_{adm}(Bar)	4.5	4.5	4.5	4.5
La condition	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée

7.3.3. Vérification au poinçonnement :

Sous l'action des forces localisées. Il y a lieu de vérifier la résistance du radier au poinçonnement par l'effort tranchant.

Cette vérification s'effectue comme suite :

$$N_u \leq 0{,}045\ \mu_C \times h_r \times f_{c28} / \gamma_b$$ …… (art A.5.2.4) CBA93.

_ μ_C : périmètre de la surface d'impact projetée sur le plan moyen du radier.

_ N_u: la charge de calcul vis à vis de l'état limite.

• **<u>Sous voile</u> :v3**

On prendra pour la vérification le voile le plus sollicité de langueur L = 4.47 m.

N_u = 3.014 MN

μ_c : périmètre du conteur cisaillé

$\mu_c = 2(e + L + 2\ h_r) = 2(4.67 + 2\ h_r)$

$$N_u \leq \frac{0.045 \times \mu_c \times h_r \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$N_u \leq \frac{0.045 \times 2(4.67 + 2h_r) \times h_r \times 25}{1.5}$$

$$N_u \leq 1.5(4.67 + 2h_r)h_r$$

$$3h_r^2 + 7.005h_r - 3.014 \geq 0 \quad \Rightarrow \mathbf{h_r \geq 0.371\ m}$$

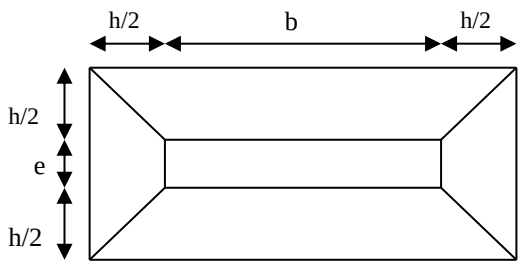


Figure 7.2 : Schéma de transmission des charges

7.3.4. Vérification 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) il faut vérifier la condition suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \overline{\tau_u} = \frac{0.06 f_{cj}}{\gamma_b}$$

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

b : désigne la largeur.

$\gamma_b = 1.5$; $d = 0.9\ h_r$. ; $b = 1m$

L_{max} : la plus grande portée de la dalle = 4.20m.

$$\begin{cases} \tau_u = \dfrac{V_u}{b_0 \times d} d. \\ V_u = \dfrac{qL_{\max}}{2}. \\ q = \dfrac{N}{S_{radier}}. \end{cases}$$

a) Détermination des charges et des surcharges :

- ***Superstructure*** : **G =** 6019.42Ton ; **Q =** 813.73 Ton

Infrastructure :

Infrastructure :

- Poids de la dalle **G =** 494.625*0.10*2.5=123.65Ton ; **Q =** S*0.25=123.65Ton

-Poids du remblai : $G_{remblai} = S_{reble} x\ h_v\ x\ d$ = 494.625 x1.8 x 0.90 =801.29 Ton

- Poids du radier : G_{rad} = G (dalle)

= (S_{rad} x h x 2.5)

= (494.625 x 0.70 x 2.5) = 865.59 Ton

Donc : **G_{totale} = 7809.95Ton** ; **Q_{totale} = 937.38 Ton**

b) Détermination des efforts

Sollicitations :

-ELU : $N_U = 1,35N_G + 1,5N_Q$ $N_U = 11949.50$Ton

-ELS: $N_S = N_G + N_Q$ $N_S = 8747.33$ Ton

Donc : $V_u = \dfrac{q_u \times L_{\max}}{2} = \dfrac{N_u}{S_{rad}} \times \dfrac{L_{\max}}{2}$ $h_r \geq \dfrac{N_u \times L_{\max} \times \gamma_b}{0.9 \times 2S_{rad} \times 0.06 f_{cj}}$

$$h_r \geq \frac{11949.50 \times 3.60 \times 1.5}{0.9 \times 2 \times 494.62 \times 0.06 \times 25} = 0.483m$$

Conclusion sur le coffrage du radier :

On adopte comme coffrage : hauteur de la dalle $h_r = 0.70m$

Hauteur des nérvurs $h_D = 0.70m$

Vérification sous l'effet de la pression hydrostatique :

La vérification du radier sous l'effet de la pression hydrostatique est nécessaire afin de s'assurer du non soulèvement du bâtiment sous l'effet de cette dernière. Elle se fait en vérifiant que :

$W \geq F_s \cdot \gamma \cdot Z \cdot S_{radier}$

Avec :

W : poids total du bâtiment à la base du radier,

W = W radier + W bâtiment

W = 865.59 + 7997.42 = 8863.01 Ton

Fs : coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement, Fs = 1,5 ;

γ : poids volumique de l'eau (γ = 10KN / m^3) ;

Z : profondeur de l'infrastructure (h = 1.7m) ;

S_{radire} : surface du radier, (S_{radier} = 510.31 m).

$F_s \cdot \gamma \cdot Z \cdot S_{radier}$ = 1,5×1×1.7×494.625= 1261.29 Ton

Donc : $W = 8863.01$ Ton > 1261.29 Ton **Condition vérifiée.**

Vérification selon le RPA :

D'après le RPA99 VERSION 2003(art 10.1.5) le radier reste stable si :

e = $\frac{M}{N} \leq \frac{l}{4}$ (e : l'excentricité de la résultante des charges verticales.)

Tableau 7.3 : **Vérification selon le RPA**

	0,8G+E		0,8G-E		G+Q+E	
	Sens XX	**Sens YY**	**Sens XX**	**Sens YY**	**Sens XX**	**Sens YY**
N (Ton)	4815.53	4815.53	4815.53	4815.53	6833.15	6833.15
M (Ton.m)	9858.803	10603.545	9082.988	9082.988	9872.436	11360.525
E	**2.05**	**2.202**	**1.886**	**1.886**	**1.445**	**1.663**
L(m)	29.7	17.8	29.7	17.8	29.7	17.8
L/4	**7.425**	**4.45**	**7.425**	**4.45**	**7.425**	**4.45**
La condition	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée

7.4. Ferraillage des panneaux du radier :

Le radier sera calculé comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les voiles de l'ossature, les panneaux seront calculés comme des dalles appuyées sur 4 côtés et chargés par les contraintes dues au chargement du sol, en tenant compte des ventilations des moments selon les conditions données par le **BAEL91**, le ferraillage sera calculé en flexion simple avec fissuration préjudiciable en raison de la présence de l'eau

Calcul des sollicitations

Notre radier comporte des panneaux de dalle appuyés sur 4 cotés soumis à une charge uniformément répartie.

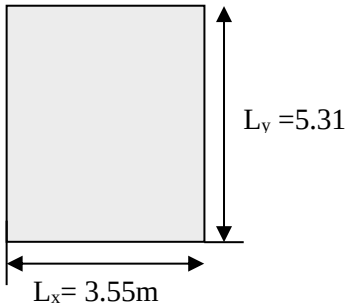
Concernant les dalles rectangulaires librement appuyés sur leurs contours, nous distinguons deux cas :

- $0 < \alpha < 0.4 \Rightarrow$ la dalle porte sur un seul sens.
- $0.4 \leq \alpha \leq 1 \Rightarrow$ la dalle porte sur deux sens.

Avec : $\alpha = \frac{L_x}{L_y}$

- $0.4 \leq \alpha \leq 1$

Les moments dans les dalles se calculent pour une bande de largeur d'unité et ont pour valeurs :



Le panneau le plus sollicité

- dans le sens de la petite portée : $\mathbf{M_x = \mu_x.q.L_x^2}$
- dans le sens de la grande portée : $\mathbf{M_y = \mu_y.M_x}$

Les valeurs des μ_x, μ_y ont fonction de ($\alpha = L_x/L_y$)

- $0 \leq \alpha \leq 0.4$

- dans le sens de la petite portée : $\mathbf{M_x = q.L_x^2/8}$
- dans le sens de la grande portée : $\mathbf{M_y = 0}$
-

D'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

Si le panneau considéré est continu au-delà des appuis (panneau intermédiaire)

- Moment en travée :($\mathbf{M_{tx} = 0.75M_x}$, $\mathbf{M_{ty} = 0.75M_y}$)
- Moment sur appuis :($\mathbf{M_{ax} = 0.5M_x}$, $\mathbf{M_{ay} = 0.5M_y}$)

Si le panneau est considéré un panneau de rive

- Moment en travée : ($\mathbf{M_{tx} = 0.85M_x}$, $\mathbf{M_{ty} = 0.85M_y}$)
- Moment sur appuis : ($\mathbf{M_{tx} = 0.3M_x}$, $\mathbf{M_{ty} = 0.3M_y}$)

Les moments sur appuis et en travées doivent respecter l'inégalité suivante:

$$M_t + \frac{M_e + M_w}{2} \geq 1.25M_0$$ (D'après le BAEL 91).

Evaluation des charges et surcharges :

- **ELU :**

$$N_u = 1.35(7809.95) + 1.5(937.38) = 11949.50 Ton$$

$$q_u = \frac{N_u}{s_{rad}} = \frac{11949.50}{494.625} = 24.15 Ton/m^2$$

- Dans notre cas on a des dalles pleines repose sur trois appuis

Calcul du ferraillage longitudinal

Le ferraillage est déterminé par le calcul de la section rectangulaire en flexion simple pour le panneau le plus sollicité.

Dalle N°01 repose sur trois appuis

a) Evaluation des moments : $\alpha = \frac{L_x}{L_y}$

$M_{0x} = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2$ Dans le sens de la petite portée.

$M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x}$ Dans le sens de la grande portée.

DALLE	L_X	L_Y	α	μ_x	μ_y	P (kn/m²)	M_{0X}	M_{0Y}	M_{ax}	M_{Tx}	M_{ay}	M_{Ty}
1	3.55	5.31	0.699	0.073	0.388	258.8	222.18	86.20	111.09	188.85	43.10	73.27

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

Calcul du ferraillage :

a) Pourcentage minimal :

Sens // l_y : $A_{y\min}(cm^2/m) = 8h = 5.60cm^2/m$

Sens // l_x : $A_{x\min}(cm^2/m) = A_{y\min}\dfrac{3-\alpha}{2} = 5.6\dfrac{3-0.70}{2} = 6.44cm^2/m$

Zone xx	M (KN.m)	A_s (cm^2)	A_{min} (cm^2)	Choix des barres	A adopté
Appuis	111.09	4.17	6.44	**6HA14**	9.24
Travée	188.85	7.13	6.44	**6HA14**	9.24
Zone yy	**M (KN.m)**	**A_s (cm^2)**	**A_{min} (cm^2)**	**Choix des barres**	**A adopté**
Appuis	43.10	1.61	5.6	**6HA14**	9.24
Travée	73.27	2.75	5.6	**6HA14**	9.24

b) Espacement maximal :

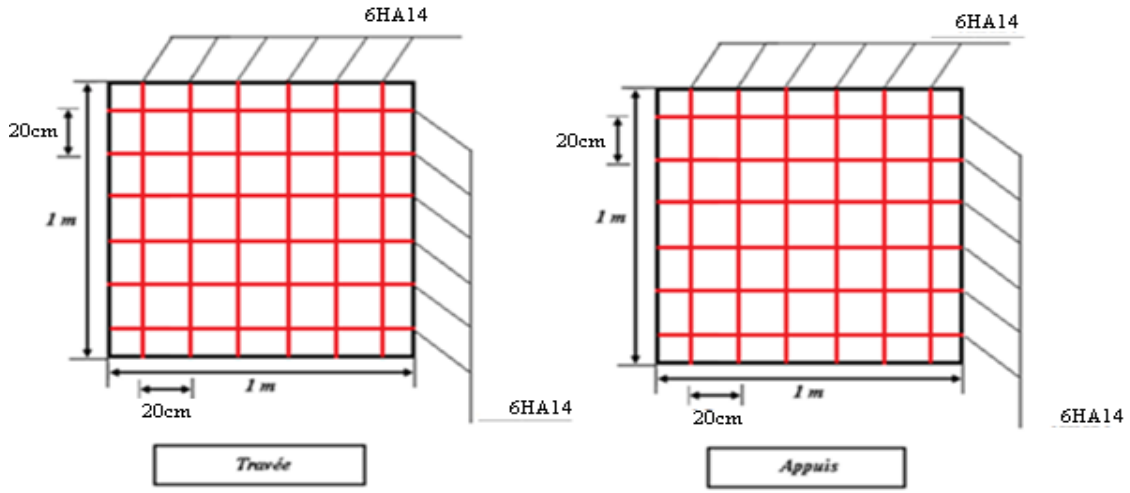
Fissuration préjudiciable

S_{tx} et $S_{ty} \leq Min(2 \cdot h_r, 25cm) = 25cm$ …… BAEL 91 $S_{tx} = S_{ty} = 15cm$

c) Calcul des armatures à L'ELU :

- Le détail de calcul de la dalle est indiqué ci après :

❖ Schéma de ferraillage du radier :



Conclusion générale :

Ce projet de fin d'étude, nous a permis de mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle, d'approfondirons connaissances en se basant sur les documents techniques et réglementaires, de mettre en application les méthodes de calcul récentes, et de mettre en évidence les principes de base qui doivent être prises dans la conception des structures des bâtiments.

D'après l'étude effectuée dans le cadre de ce projet, il convient de souligner que pour une bonne conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début de projet afin de prendre en charge toutes les contraintes induites par la structure adoptée par rapport à l'architecture proposée et arriver à une sécurité maximale de l'ouvrage sans surcoût important.

Lors de la conception de ce bâtiment, nous avons particulièrement rencontré des difficultés, parmi d'autres dans la dis position des voiles.

Enfin, l'objectif principal de la conception est de réduire le risque sismique à un niveau minimal et de facilité l'exécution de l'ouvrage en adoptant une conception optimale qui satisfait les exigences architecturale et les exigences sécuritaires et d'économie.

Références bibliographiques :

[BAEL, 91] Révisé 99, Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites.

[CBA 93] Règle de Conception et de Calcul des Structures en Béton armé.

- [DTR B.C 2.2] Charges permanentes et Charges d'Exploitation.

- [RPA99version 2003] Règles parasismiques algériennes RPA99 Version 2003.

-mémoire l'étude dynamique et économique d'une structure R+9 contreventée par des voiles porteurs à usage d'habitation YOUBI, BOUANANI (2017/2018)

Logiciel utilisé :

AUTOCAD

SOCOTECH

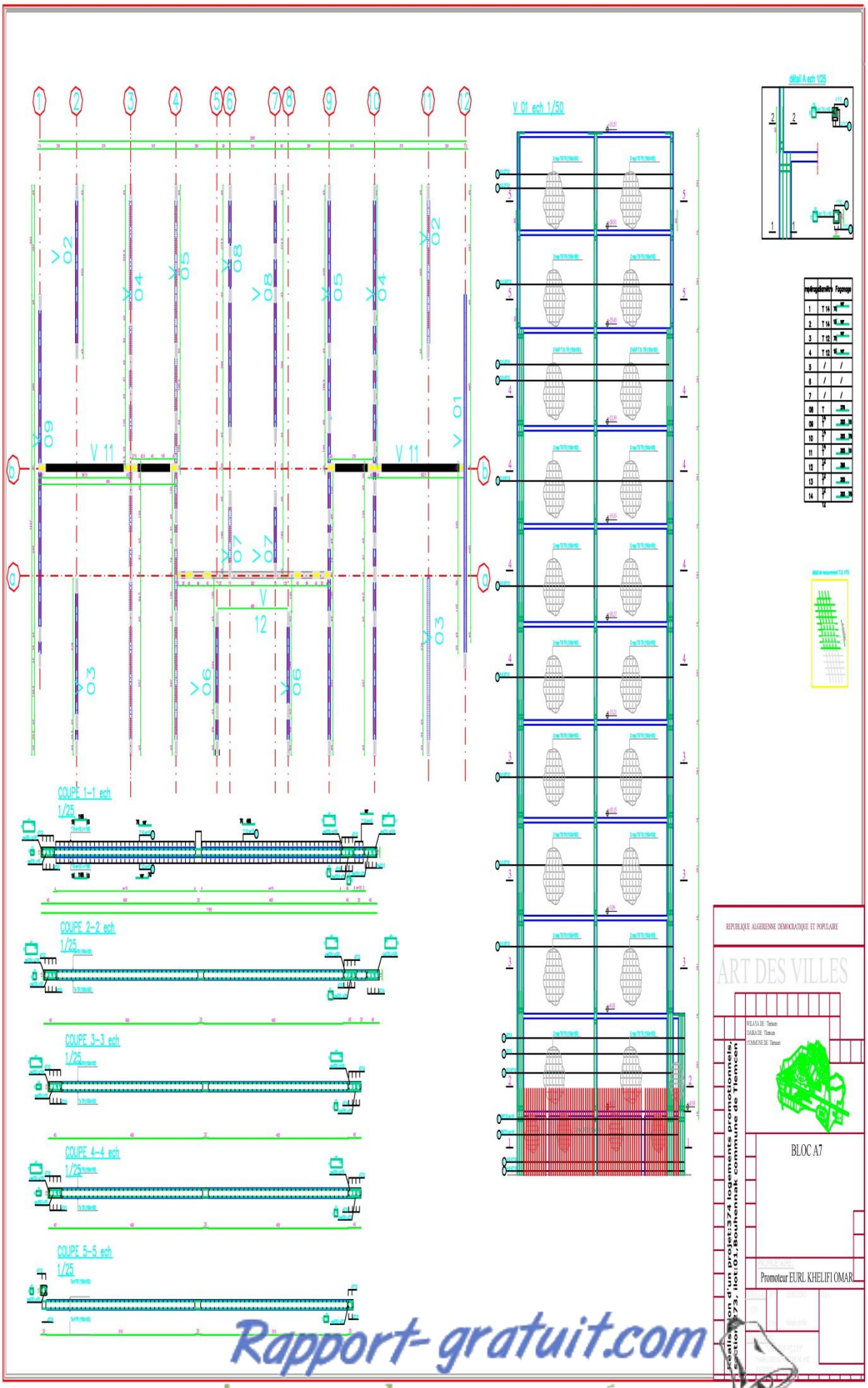
ETABS

Microsoft Word 2016

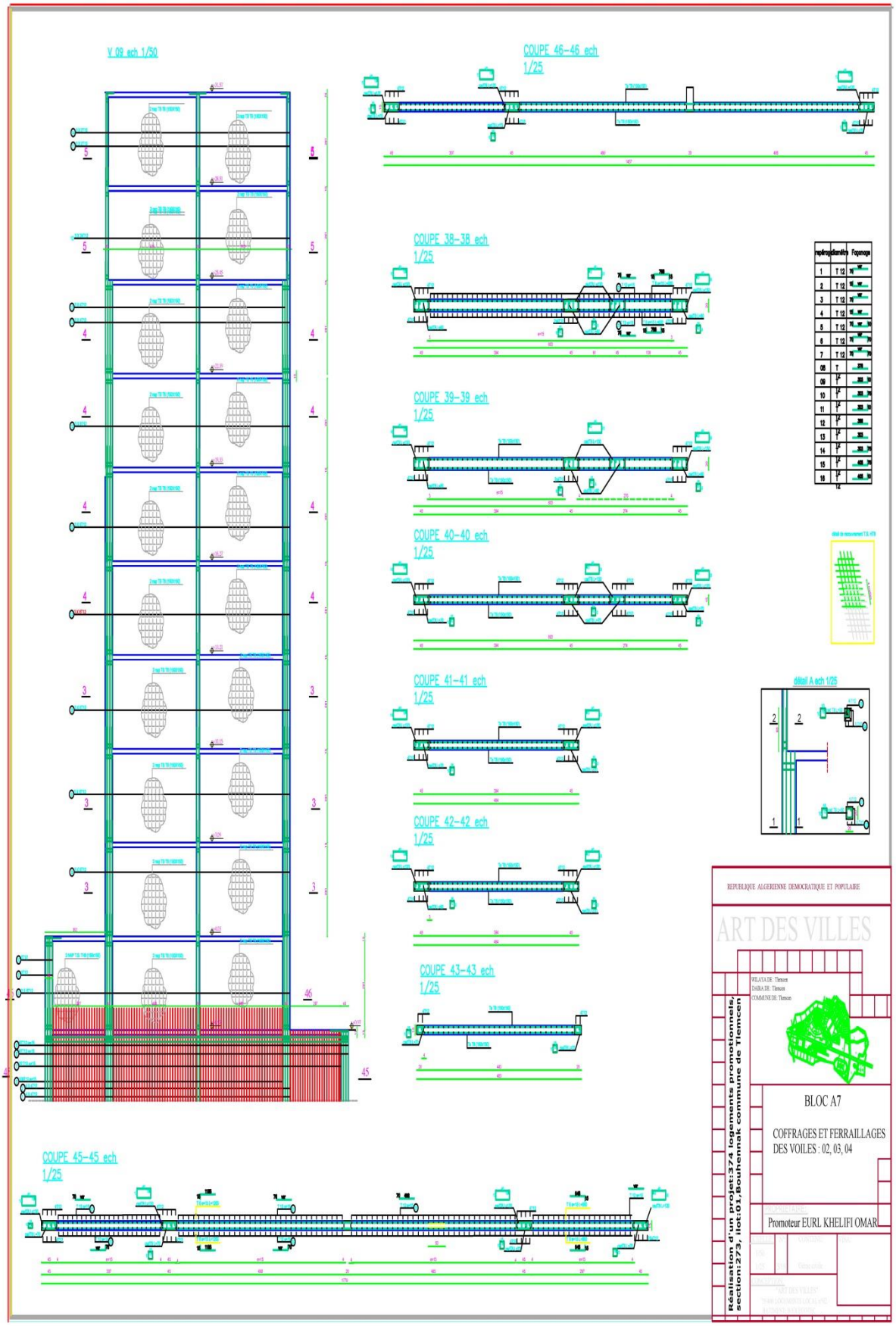
Microsoft Excel 2016

Rapport-Gratuit.com

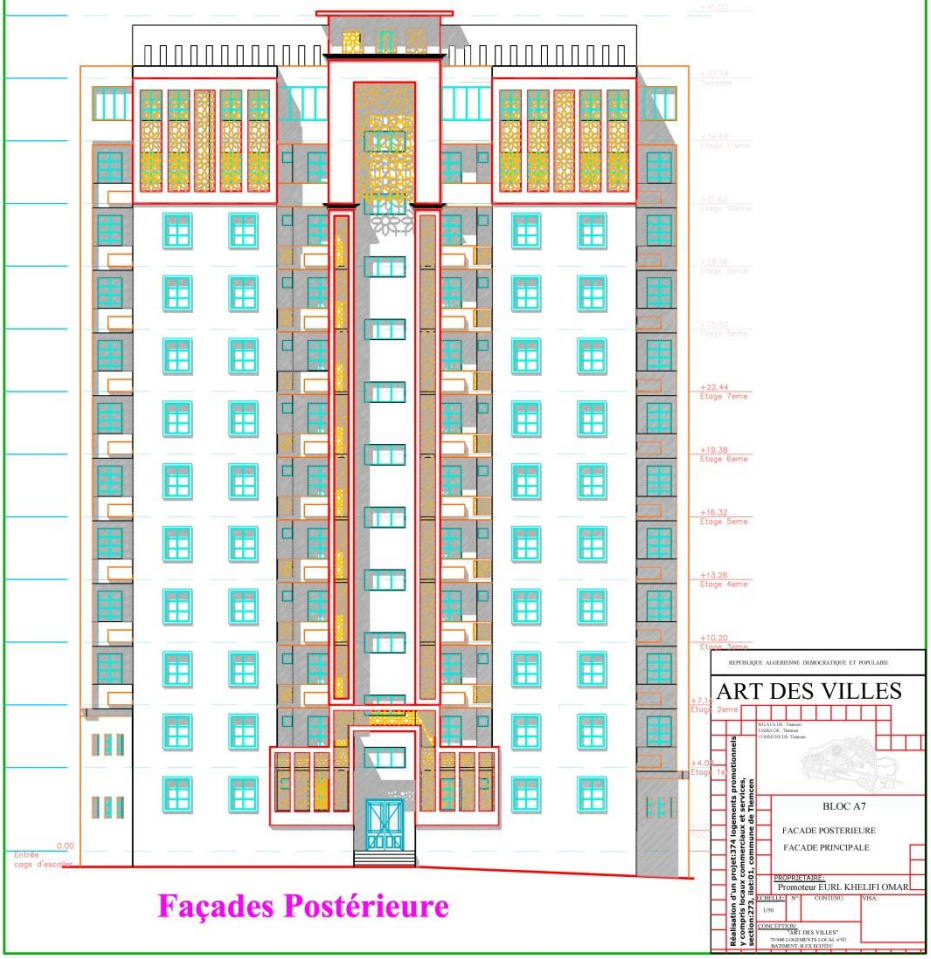
ANNEXE



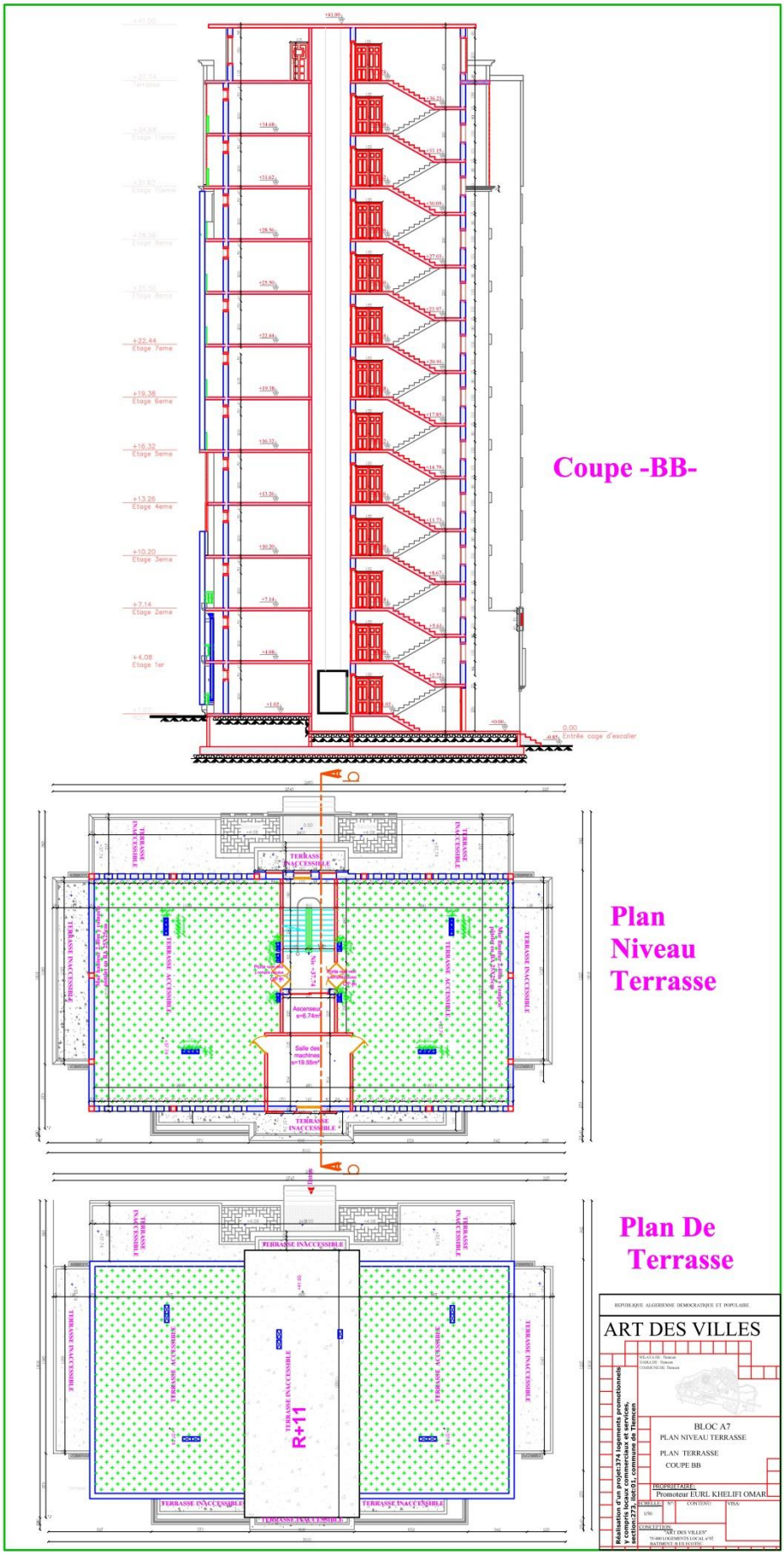
Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

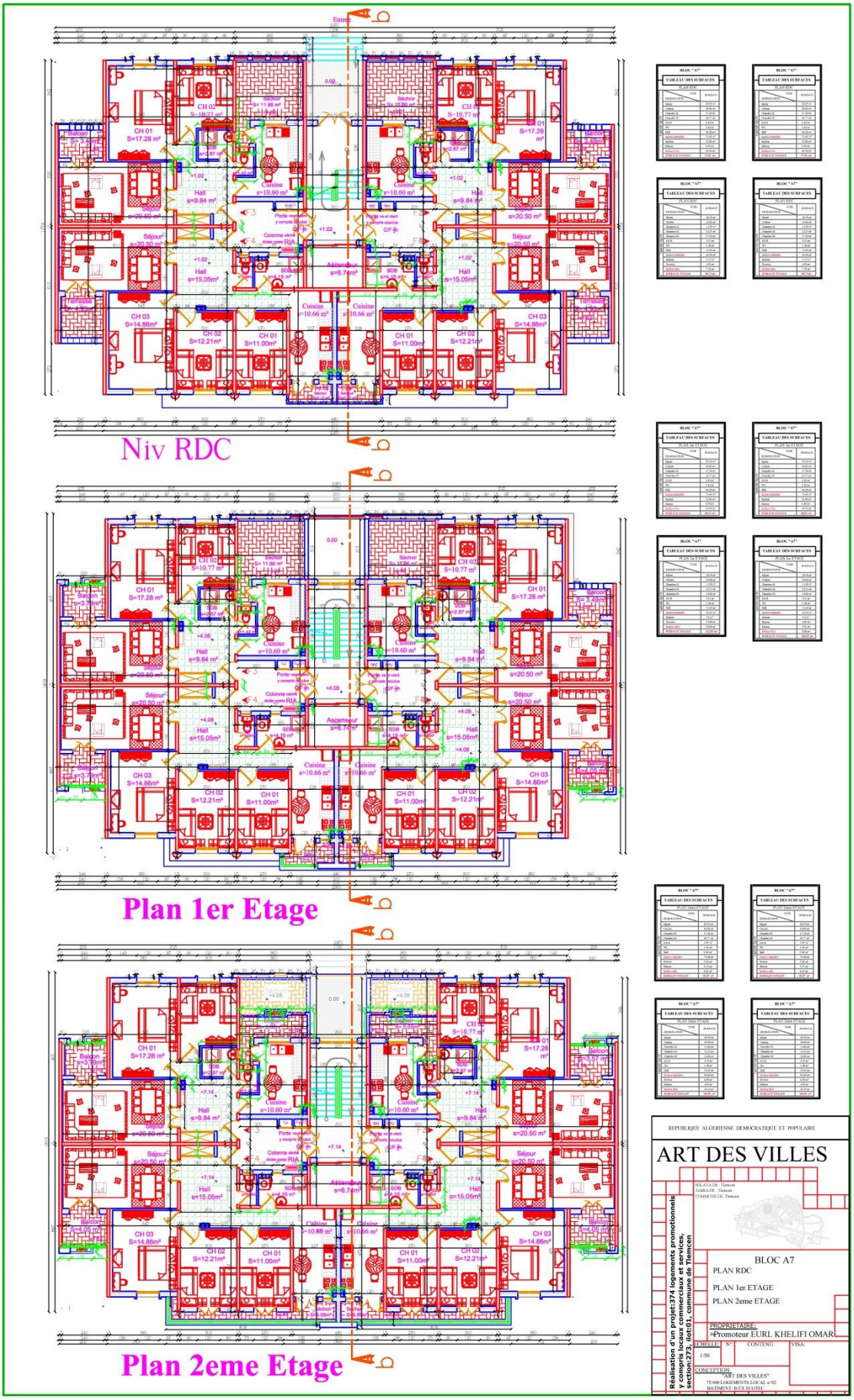

V 09 ech 1/50
COUPE 46-46 ech 1/25
COUPE 38-38 ech 1/25
COUPE 39-39 ech 1/25
COUPE 40-40 ech 1/25
COUPE 41-41 ech 1/25
COUPE 42-42 ech 1/25
COUPE 43-43 ech 1/25
COUPE 45-45 ech 1/25
détail A ech 1/25
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
ART DES VILLES
WILAYA DE : Tlemcen
DAIRA DE : Tlemcen
COMMUNE DE : Tlemcen
BLOC A7
COFFRAGES ET FERRAILLAGES DES VOILES : 02, 03, 04
Promoteur EURL KHELIFI OMAR
Réalisation d'un projet:374 logements promotionnels, section:273, lot:01,Bouhennak commune de Tlemcen

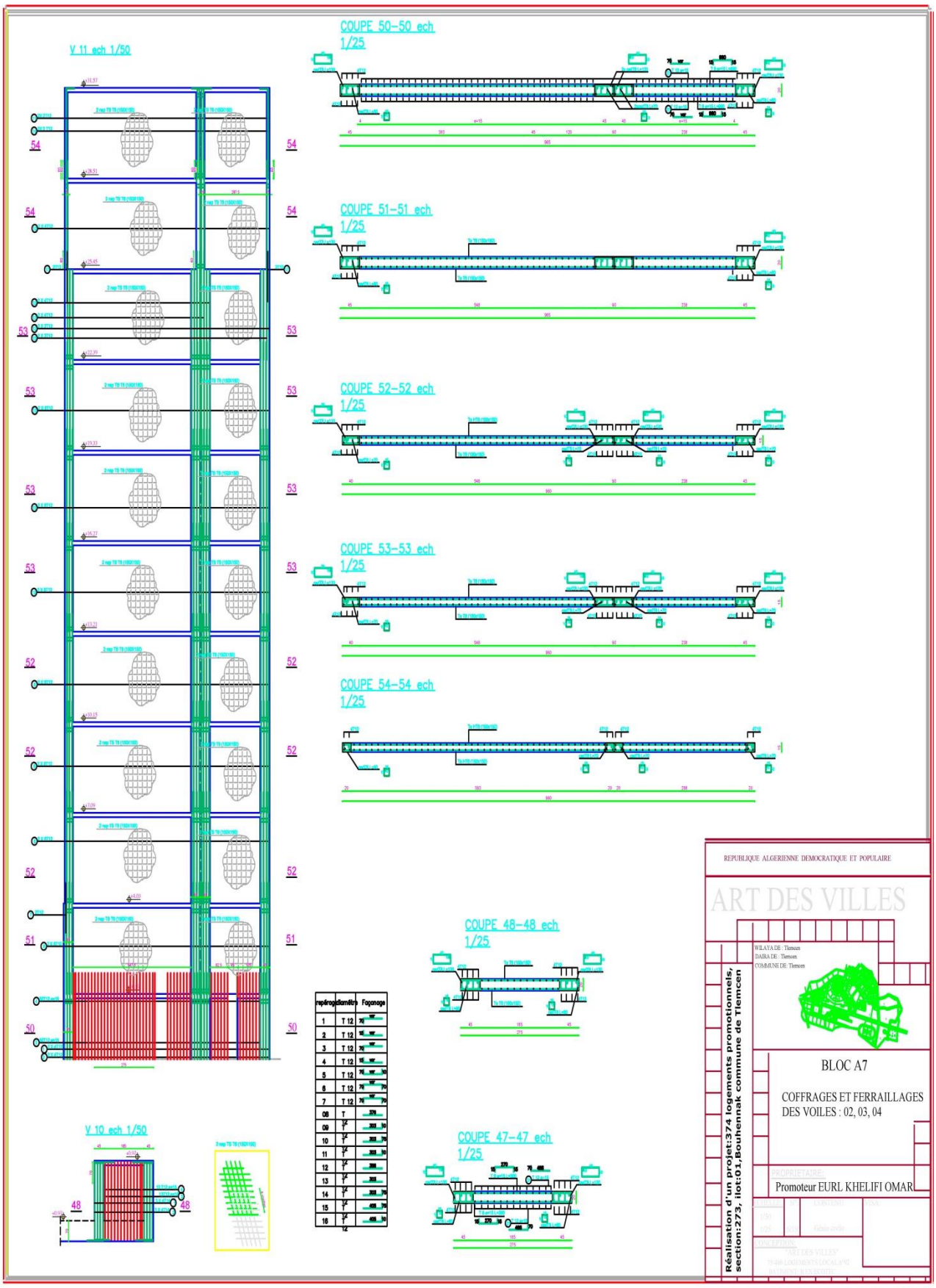
Façade Principale

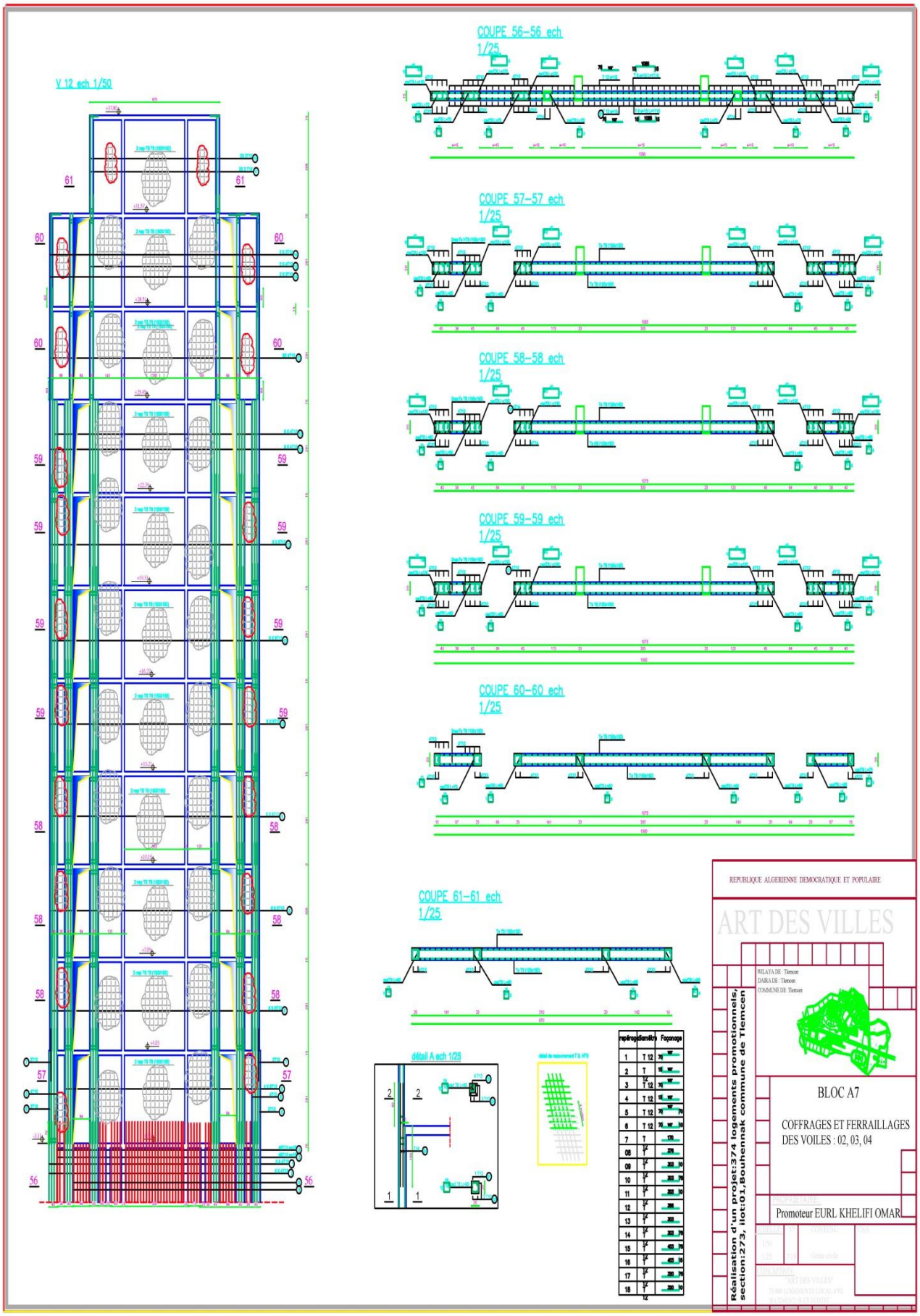


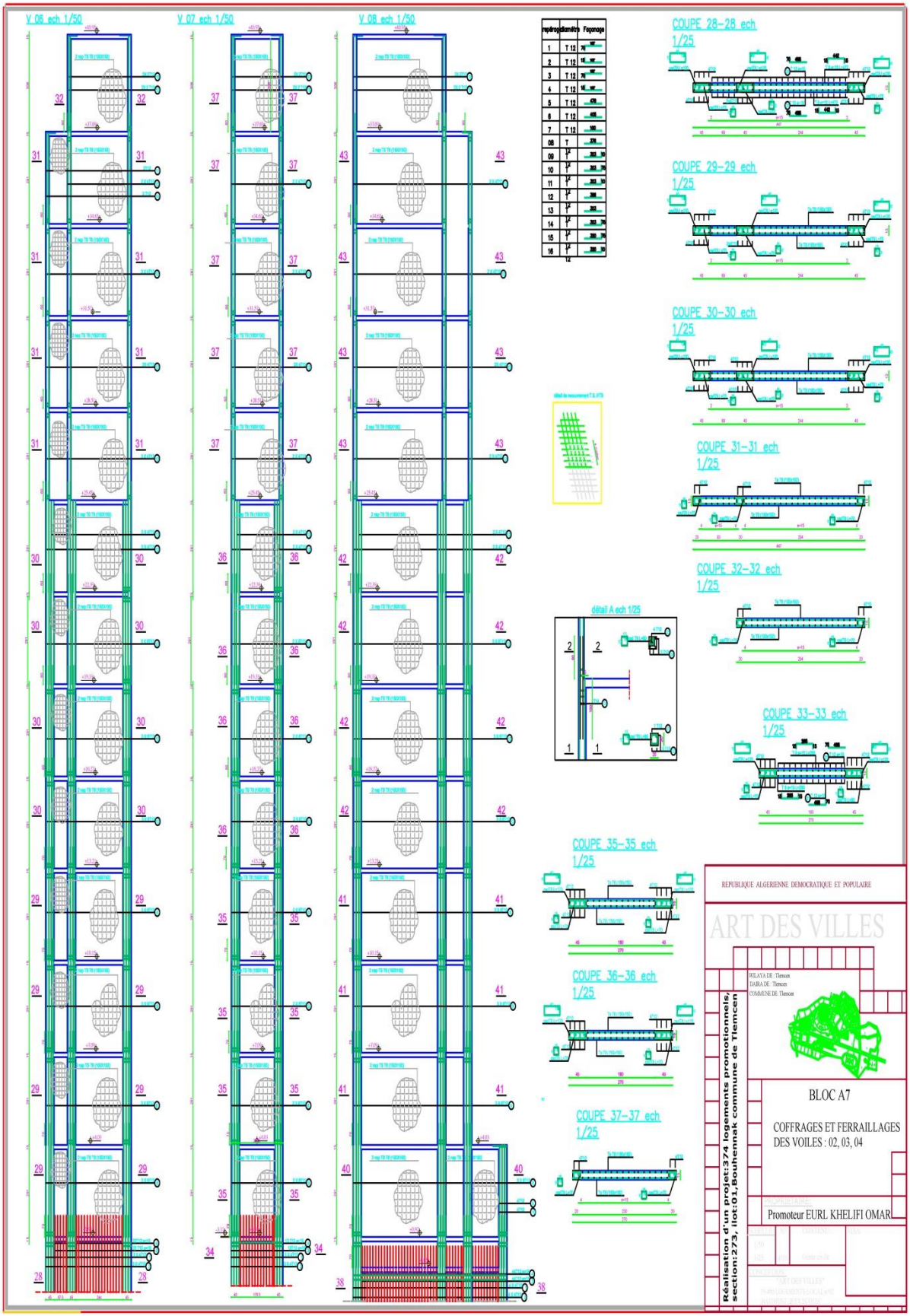
Façades Postérieure


Coupe -BB-
Plan Niveau Terrasse
Plan De Terrasse
TERRASSE INACCESSIBLE
TERRASSE ACCESSIBLE
R+11
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
ART DES VILLES
BLOC A7
PLAN NIVEAU TERRASSE
PLAN TERRASSE
COUPE BB
PROPRIETAIRE:
Promoteur EURL KHELIFI OMAR

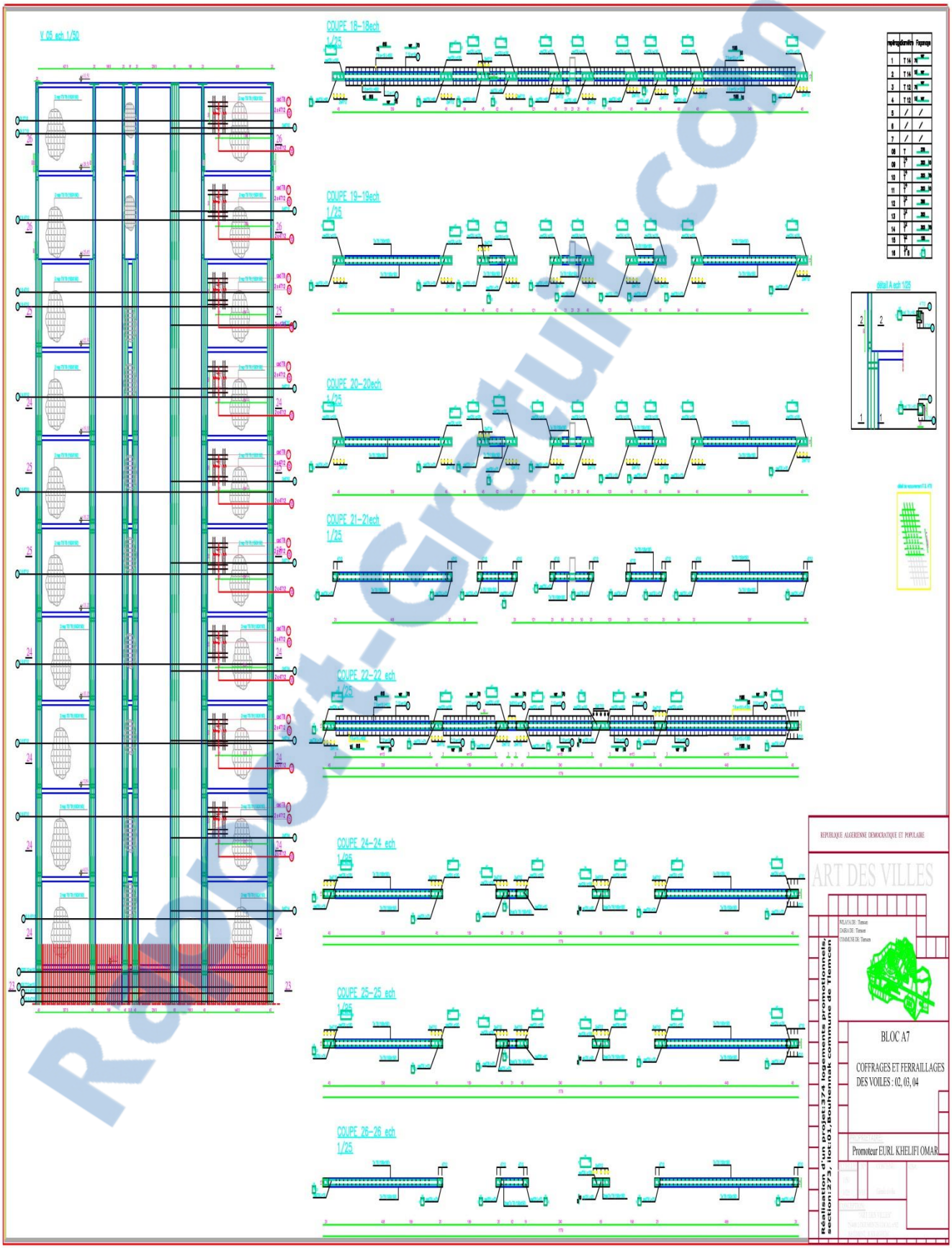

Niv RDC
Plan 1er Etage
Plan 2eme Etage
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
ART DES VILLES
BLOC A7
PLAN RDC
PLAN 1er ETAGE
PLAN 2eme ETAGE
PROPRIETAIRE:
Promoteur EURL KHELIFI OMAR
Réalisation d'un projet:374 logements promotionnels y compris locaux commerciaux et services section:273, îlot:01, commune de Tlemcen
1/50
CONCEPTION:
"ART DES VILLES"
75/400 LOGEMENTS LOCAL a '02
BATIMENT: B EX ECOTEC


V 11 ech 1/50
COUPE 50-50 ech 1/25
COUPE 51-51 ech 1/25
COUPE 52-52 ech 1/25
COUPE 53-53 ech 1/25
COUPE 54-54 ech 1/25
COUPE 48-48 ech 1/25
COUPE 47-47 ech 1/25
V 10 ech 1/50
repérage diamètre Façonage
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
ART DES VILLES
WILAYA DE : Tlemcen
DAIRA DE : Tlemcen
COMMUNE DE: Tlemcen
BLOC A7
COFFRAGES ET FERRAILLAGES DES VOILES : 02, 03, 04
PROPRIETAIRE:
Promoteur EURL KHELIFI OMAR
Réalisation d'un projet:374 logements promotionnels, section:273, ilot:01,Bouhennak commune de Tlemcen

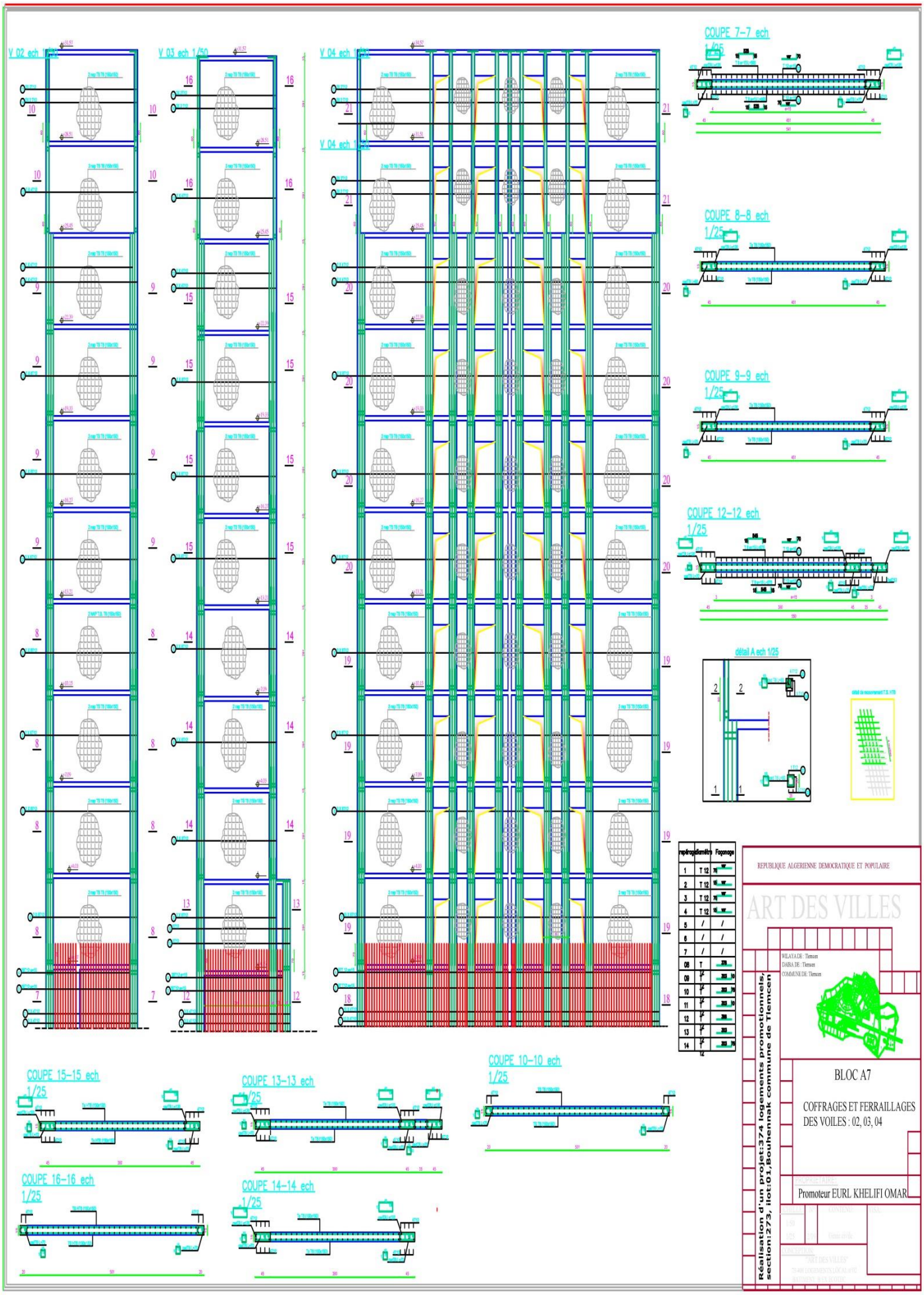

V 12 ech 1/50
COUPE 56-56 ech 1/25
COUPE 57-57 ech 1/25
COUPE 58-58 ech 1/25
COUPE 59-59 ech 1/25
COUPE 60-60 ech 1/25
COUPE 61-61 ech 1/25
détail A ech 1/25
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
ART DES VILLES
WILAYA DE : Tlemcen
DAIRA DE : Tlemcen
COMMUNE DE : Tlemcen
BLOC A7
COFFRAGES ET FERRAILLAGES DES VOILES : 02, 03, 04
Promoteur EURL KHELIFI OMAR
Réalisation d'un projet:374 logements promotionnels, section:273, ilot:01,Bouhennak commune de Tlemcen



Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES



Rapport-Gratuit.com


V 02 ech 1/50
V 03 ech 1/50
V 04 ech 1/50
V 04 ech 1/50
COUPE 7-7 ech 1/25
COUPE 8-8 ech 1/25
COUPE 9-9 ech 1/25
COUPE 12-12 ech 1/25
détail A ech 1/25
COUPE 15-15 ech 1/25
COUPE 13-13 ech 1/25
COUPE 10-10 ech 1/25
COUPE 16-16 ech 1/25
COUPE 14-14 ech 1/25
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
ART DES VILLES
WILAYA DE : Tlemcen
DAIRA DE : Tlemcen
COMMUNE DE: Tlemcen
BLOC A7
COFFRAGES ET FERRAILLAGES DES VOILES : 02, 03, 04
Promoteur EURL KHELIFI OMAR
Réalisation d'un projet:374 logements promotionnels, section:273, îlot:01,Bouhennak commune de Tlemcen