



*Mémoire de travail de fin d'étude pour l'obtention du diplôme
d'ingénieur d'état*

Sous le thème :

**Conception d'un bâtiment R+16 :
Etude comparative de différentes
variantes de planchers**

Présenté par :

KARATI Assem

OUBOUISK M'hamed

Dirigé par :

M. Abdelmajid ELASRI (Pyramide Ing)

Mme. Nacira KHADOURI (EHTP)

Juin 2012





*À mes très chers parents pour le soutien,
la patience et les immenses sacrifices dont
ils ont toujours fait preuve tout au long de
mes études.*

À mes chers frères.

À ma famille et tous mes amis.

Je dédie ce modeste travail

Assem KARATI



*À mes très chers parents pour le soutien,
la patience et les immenses sacrifices dont
ils ont toujours fait preuve tout au long de
mes études.*

À mes chers frères et sœurs.

À ma famille et tous mes amis.

À tous ceux qui m'aiment.

*Je dédie ce modeste travail
M'hamed OUBOUISK*



Remerciements

Nous tenons à exprimer, au terme de ce travail, nos sincères remerciements à toutes les personnes dont l'intervention, de près ou de loin au cours de ce projet, a favorisé son aboutissement.

Ainsi, nous remercions vivement notre encadrant **M. Abdelmajid ELASRI**, ingénieur structures, qui nous a accueilli au sein du bureau d'étude PYRAMIDE Ingénierie et qui n'a ménagé ni son temps ni son énergie pour nous aider à élaborer ce travail dans les meilleures conditions. Nous sommes très reconnaissants des conseils fructueux qu'il n'a cessé de nous prodiguer.

Nos vifs remerciements s'adressent également à notre encadrant **Mme Nacira KHADOURI**, professeur à l'EHTP, nous la remercions pour nous avoir encadrés de très près et pour tous les efforts qu'il a consentis et ses conseils précieux.

Nous tenons à remercier aussi tous les membres du jury pour leur bienveillance à vouloir évaluer notre travail.

Nous adressons également nos remerciements au corps enseignant pour la formation académique qu'ils nous ont fourni pendant les trois années et à tout le personnel de l'EHTP pour avoir veillé à notre confort durant cette période.

A l'ensemble nous tenons à témoigner de notre profond respect et espérons qu'ils trouveront dans ce rapport l'expression de notre considération et le témoignage de notre estime.



Résumé

Le présent projet de fin d'études a pour objet l'étude et le dimensionnement d'un bâtiment en béton armé avec trois variantes de dalles (dalle pleine, dalle précontrainte en post-tension et dalle réticulée), composée d'un sous-sol et de 16 étages à usage d'habitation.

Les normes et règlements utilisés comme référence dans ce travail sont : le RPS 2000 et le PS92 pour le calcul et les vérifications au séisme, les NV65 pour le calcul au vent, le BAEL 91 pour le dimensionnement des éléments en béton armé et le BPEL 91 pour le dimensionnement des éléments en béton précontraint.

La conception et le pré-dimensionnement des éléments structuraux ont été faits en tenant compte des contraintes architecturales et structurales.

Quant aux logiciels choisis, la modélisation a été réalisée sur le logiciel CONCRETE BUILDING STRUCTURES (CBS) version 2010, et le calcul par la méthode des éléments finis sur le logiciel ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS (RSA) version 2010.

Le contreventement adopté est un contreventement par voiles, permettant d'aboutir à un modèle final avec une meilleure réponse sismique.

Les plans de ferrailage ont été établis pour chaque élément représentatif de la structure à savoir : une dalle en BA, une dalle précontrainte, une dalle réticulée, les voiles.

Une étude comparative entre les trois variantes permettant ainsi de tirer plusieurs conclusions et recommandations et d'établir une estimation du montant global de la structure suivant le type de plancher.



Contenu

Introduction.....	13
Chapitre 1 Introduction générale.....	14
I. Présentation générale de projet	14
II. Généralités sur IGH	16
II.1. Conception des IGH	16
II.2. La résistance au feu :	19
II.3. Caractéristiques des matériaux	20
II.4. Règlements en vigueur	20
Chapitre 2 : Conception et pré dimensionnement	21
I. Contraintes architecturales.....	21
II. Contreventement de la structure	21
III. Le choix du système de planchers	22
III.1 les avantages et inconvénients des types de planchers.	24
III.2 Le choix du système de planchers	25
IV. Les fondations	25
V. Pré dimensionnement des éléments de la structure	26
V.1 Dalles.....	26
V.2 Poutres.....	27
V.3. Voiles	27
VI. Définition des charges par plancher :.....	28
Chapitre 3 L'effet du séisme	29
I. Généralités	29
I.1. Comportement des bâtiments vis-à-vis du séisme	29
I.2. Règlement parasismique marocain.....	32
I.3. Conception parasismique	32
II. Calcul sismique	33
II.1. Irrégularité du bâtiment	33
II.2. Nécessité d'une approche dynamique:.....	39
II.3.Hypothèses du calcul sismique	41
II.4.Résultats du calcul modal	42
Chapitre 4 L'effet du vent.....	43
I. Introduction	43
II. Calcul de la structure au vent	43
II.1 Pression dynamiques de bases	43
II.2. Pression dynamiques corrigées	44
II.3. Actions statiques exercées par le vent	48
II.4. Action dynamiques exercées par le vent.....	51



Chapitre 5 Vérifications.....	53
I. Vérification des déplacements	53
I.1. Les déplacements latéraux inter-étages.....	53
I.2. Le déplacement latéral total du bâtiment	54
II. Stabilité au renversement	54
Chapitre 6 Première variante : Dalle pleine	56
I. Description	56
II. Méthode de calcul	56
III. Dimensionnement	58
III.1 Calcul des charges :	58
III.2 Calcul des moments.....	59
III.3 Ferrailage.....	60
Chapitre 7 Deuxième variante : Dalle précontrainte en post tension	68
I. Description :	68
II. Dimensionnement	69
II.1. Données.....	69
II.2. Epaisseur de la dalle	69
II.3. Effort de la précontrainte.....	69
II.4. Câble.....	70
II.5. Calcul des pertes	70
III. Sollicitations et contraintes	73
IV. Vérifications	75
V. Calcul des armatures passives	75
Chapitre 8 Troisième variante : Dalle réticulée	76
I. Description :	76
II. Dimensionnement	81
II.1 Données de calcul.....	81
II.2 Dimensionnement de la dalle réticulée	81
IV.3 Dimensionnement des panneaux	92
Chapitre 9 Dimensionnement des éléments de contreventement	100
I. Calcul des voiles.....	100
I.1. Introduction.....	100
I.2. Méthode de calcul	100
a. Notations	100
b. Condition d'application	100
c. Aciers minimaux	101
d. Effort de compression à l'ELU.....	102
e. Dimensions des potelets de rive	103



I.3. Calcul du ferrailage du voile 3 :.....	103
II. Calcul des semelles filantes :	109
II.1. Pré-dimensionnement de la semelle :	109
II.2. Calcul de l'excentricité e:	109
II.3. Etat des contraintes:	110
II.4. Ferrailage de la semelle:	110
Chapitre 10 Etude de coût	113
Conclusion	117
Références	118



Liste des figures

Figure 1 : Plan de masse général de projet	14
Figure 2 : Perspective en 3D de l'ensemble résidentiel.....	15
Figure 3 : La tour de l'Ile Verte a Grenoble.....	16
Figure 4 : Tour de Nobel à Puteaux.....	17
Figure 5 : WORLD TRADE CENTER.....	18
Figure 6 : modes de ruine des constructions sous l'effet du séisme.....	29
Figure 7 : Processus d'élaboration d'un spectre de réponse	30
Figure 8 : Spectre de réponse normalisé	31
Figure 9 : Spectre de réponse en déplacement	32
Figure 10 : Emprise du bâtiment	34
Figure 11 : Déformée réelle et déformées modales des 5 premiers modes.....	40
Figure 12 : règle R-III-2 du règlement NV65, coefficient de réduction des pressions dynamiques	46
Figure 13 : Courbe de variation de selon la hauteur.....	46
Figure 14 : Portées d'une dalle pleine.....	56
Figure 15: Exemple de valeurs pour les moments en travée et sur appuis	57
Figure 16 : Situation de la dalle à calculer	58
Figure 17: Ferrailage de panneau 2.....	63
Figure 18 : Exemple d'une dalle précontrainte post tension	68
Figure 19 : Travée de calcul de la dalle précontrainte.....	69
Figure 20 : Action du glissement à l'ancrage sur la contrainte de l'acier	71
Figure 21 : Les moments sur appuis et en travée calculés par ROBOT.....	73
Figure 22 : les cas des charges variables	74
Figure 23 : Une dalle réticulée se définit par $h+c$ (en centimètres) et le type du bloc ($e/e=80*80$). Par exemple : Dalle réticulée de (25+5) cm de blocs récupérables.....	76
Figure 24 : Aspects des panneaux incorporés dans un plancher réticulé.....	77
Figure 25 : Aspect des caissons allégeant configurés avec 6 blocs.....	77
Figure 26 : Caissons récupérables	77
Figure 27 : Distribution théorique idéale des poteaux dans un plancher réticulé	78
Figure 28 : Schéma simplifié des dalles réticulées avec caisson récupérables.....	79
Figure 29 : Dimensions minimales recommandées pour les panneaux	79
Figure 30 : Critère de dimensionnement des panneaux de bord	80
Figure 31 : Epaisseur minimale de la couche de compression des dalles réticulées avant l'apparition de l'EHE.....	80
Figure 32: Plan coffrage du plancher haut 1er étage.....	82
Figure 33: Coefficients de répartition des moments	86
Figure 34: Disposition du ferrailage dans la nervure	89
Figure 35: Caractéristiques géométriques des nervures	89
Figure 36: Ferrailage du panneau suivant x	92
Figure 37: Ferrailage du panneau suivant y	93
Figure 38: Ferrailage du panneau suivant x et y	93
Figure 39 : Notations pour le voile	100
Figure 40 : Niveaux de vérification des contraintes	102
Figure 41 : Dimensions minimales des potelets.....	103
Figure 42 : Schéma du voile et les sollicitations.....	106



Figure 43 : Coupe verticale	108
Figure 44 : Coupe horizontale	109
Figure 45 : Schéma de base et largeur de poutres constituant le portique virtuel	139
Figure 46 : Bandes composantes de la poutre virtuelle afin de répartir les efforts de flexion	139
Figure 47: Pourcentage de distribution des moments dans les différentes bandes, adopté par Florentino Regalado Tesoro suivant l'EH-88 et EH-91 avant l'apparition de l'EHE	140

Liste des tableaux

Tableau 1: les systèmes de plancher	23
Tableau 2: les avantages et inconvénients des types de planchers	24
Tableau 3 : Prédimensionnement de dalle pleine	26
Tableau 4 : la charge supportée par les planchers de Sous-sol.....	28
Tableau 5 : la charge supportée par les planchers des étages	28
Tableau 6 : la charge que supporte le plancher haut de la terrasse.....	28
Tableau 7 : Résumé de vérification de régularité du bâtiment	33
Tableau 8 : Vérification de la distance entre le centre de masse et le centre de torsion	35
Tableau 9 : vérification de la distribution de la rigidité et de la masse.....	36
Tableau 10: Les rétrécissements et les élargissements relatifs et globaux du bâtiment	38
Tableau 11 : la période fondamentale suivant les directions x et y	41
Tableau 12 : Résultats du calcul modal	42
Tableau 13 : Les pressions dynamiques de base des vents dans les différentes régions marocaines...	44
Tableau 14 : Variation du coefficient k_h selon la hauteur	44
Tableau 15: les coefficients des sites	45
Tableau 16 : variation de \square selon la hauteur	47
Tableau 17 : les valeurs limites de la pression dynamique corrigées.....	47
Tableau 18 : Les pressions dynamiques normales et extrêmes selon les étages.....	48
Tableau 19 : les valeurs de coefficient γ_0	49
Tableau 20 : l'action statique résultante par unité de longueur pour un vent normal	50
Tableau 21: l'action statique résultante par unité de longueur pour un vent extrême	50
Tableau 22: coefficient de réponse pour les différentes façades du bâtiment.....	51
Tableau 23: l'action dynamique résultante par unité de longueur pour un vent normal	52
Tableau 24: l'action dynamique résultante par unité de longueur pour un vent extrême	52
Tableau 25 : La vérification des déplacements inter-étages.....	53
Tableau 26 : La vérification de déplacement latéral total du bâtiment	54
Tableau 27 : Calcul de θ_r pour vérification de stabilité au renversement.....	55
Tableau 28: méthode forfaitaire pour le calcul des moments pour les dalles	57
Tableau 29 : Ferrailage de la dalle pleine (partie A).....	62
Tableau 30 : Ferrailage de la dalle pleine (partie B).....	66
Tableau 31 : Ferrailage de la dalle pleine (à gauche de noyau central).....	67
Tableau 32: Valeurs des moments sur la bande pour différents cas de chargements.....	73
Tableau 33: valeurs des moments maximaux et minimaux	74
Tableau 34: Calcul des armatures passives.....	75
Tableau 35 : Les cas de charges nécessaires pour le calcul du moment maximum suivant y	84
Tableau 36 : Calcul des moments sur appuis dans les trois cas de charges suivant y	85
Tableau 37: Calcul des moments en travée maximaux suivant y.....	86



<i>Tableau 38 : Les cas de charges nécessaires pour le calcul du moment maximum suivant x</i>	87
<i>Tableau 39 : Calcul des moments sur appuis dans les trois cas de charges suivant y</i>	88
<i>Tableau 40 : Calcul des moments en travée maximaux suivant y</i>	88
<i>Tableau 41 : Calcul des contraintes tangentielles aux points A, B, C, D et E</i>	98
<i>Tableau 42 : Calcul du nombre de barres en fonction de leur diamètre</i>	99
<i>Tableau 43 : coefficients de flambement d'un mur</i>	101
<i>Tableau 44 : Aciers minimaux</i>	101
<i>Tableau 45 : paramètres de calcul d'un voile</i>	102
<i>Tableau 46 : Données de calcul du voile 3</i>	103
<i>Tableau 47 : Paramètres de calcul et contraintes limites ultimes</i>	104
<i>Tableau 48 : efforts transmis par le P.H rdc et contraintes maximales</i>	104
<i>Tableau 49 : Prix des matériaux de construction (mise en œuvre comprise)</i>	113
<i>Tableau 50 : Quantité d'acier calculée manuellement pour la dalle pleine</i>	113
<i>Tableau 51 : Coût récapitulatif de la structure (variante dalle pleine)</i>	114
<i>Tableau 52 : Coût récapitulatif de la structure (variante dalle précontrainte)</i>	114
<i>Tableau 53 : Coût récapitulatif de la structure (variante dalle réticulée)</i>	115
<i>Tableau 54 : la température en °C selon l'enrobage et la durée d'exposition au feu</i>	131
<i>Tableau 55 : dimension minimale de la cote du poteau selon les critères d'exigence</i>	132
<i>Tableau 56 : épaisseur minimal d'un mur porteur et enrobage selon les critères</i>	132
<i>Tableau 57 : épaisseur et enrobage minimal d'une dalle pleine selon les critères d'exigence</i>	132
<i>Tableau 58 : Distribution des moments dans la bande</i>	140



Introduction

Casablanca propulse le Maroc vers l'avenir. C'est ainsi que dès 1912, les architectes ont fait de Casablanca une ville modèle, surprenant par sa beauté architecturale.

Cependant, le surpeuplement de la ville a engendré sa densification et une augmentation en terme de besoin en logements, ce qui a imposé l'évolution du bâti. L'une des solutions adoptées est la tendance vers la « verticalisation », d'où la multiplication des tours considérées comme des défis sur les plans, techniques et architecturaux.

Les tours sont particulièrement attrayantes, notamment pour les villes encombrées, elles permettent la libération de l'espace au sol, le dégagement des vues étendues et favorisent l'échange. Ainsi, la verticalisation est une solution à l'étalement urbain, et une opportunité aux ambitions de surassements techniques, ce qui ne peut que contribuer à la mise en valeur de la ville.

Le Maroc a lancé divers projets de grande envergure sur la totalité du territoire visant à promouvoir le développement et l'économie du pays.

En raison de la grande diversité qu'offre les nouvelles méthodes de construction qui existent aujourd'hui, les maîtres d'ouvrage visent un compromis entre l'aspect architectural, la stabilité de la structure, la rapidité d'exécution et l'optimisation du coût.

Ainsi, notre mission, au sein du bureau d'études Pyramide ingénierie, se divise en deux parties, premièrement le choix des variantes de planchers qui conviennent le mieux à notre projet, et en second lieu, le dimensionnement de la structure du bâtiment tout en tenant compte des différentes caractéristiques du sol et de la région dans le cadre d'une étude statique, sismique, et enfin l'estimation du montant global de la structure porteuse selon le type de plancher.

Chapitre 1 Introduction générale

I. Présentation générale de projet

Le projet s'inscrit dans le quartier d'Anfa Cité de l'Air, situé à 5 km du centre urbain actuel, au Nord Ouest du projet d'aménagement Casablanca Anfa.

La structure du projet définit trois ensembles bâtis, associant logements et bureaux en partie Nord, logement au centre, et un bâtiment de bureaux au Sud. Les logements s'organisent sur 3 nappes : un socle de 6 m qui prend la forme d'un rez de chaussée double hauteur accueillant des maisons de ville avec jardin, un podium jusqu'à R+7 intégrant des penthouses profitant de vastes toitures terrasses, et des tours ceinturées de balcons filants et loggias émergeant jusqu'à R+16.

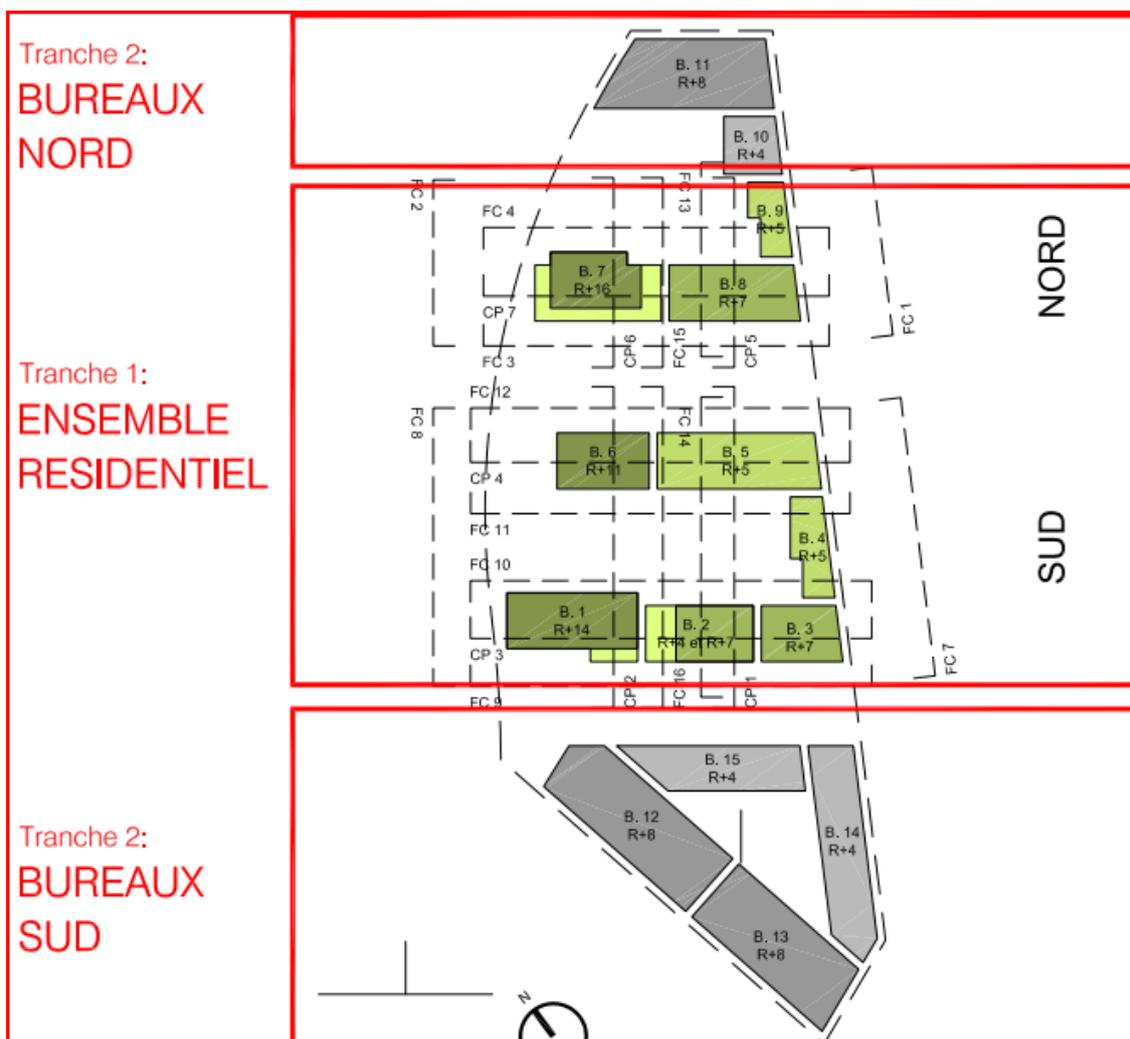


Figure 1 : Plan de masse général de projet



Le bureau d'architecture français, Reichen et Roberts & associés en collaboration avec le cabinet local Groupe 3A, a été choisi pour concevoir l'ébauche du projet. Quant aux études techniques, celles-ci sont menées pour le compte du maître d'ouvrage, la Compagnie Générale Immobilière (CGI), par Pyramide Ingénierie, en synergie avec l'équipe de notre filiale française Beterem Ingénierie.



Figure 2 : Perspective en 3D de l'ensemble résidentiel

Nous nous contenterons de l'étude du bâtiment 7, les différents bâtiments sont séparés par des joints, au niveau des sous-sols, afin d'assurer une souplesse d'ensemble, et du fait, le bâtiment étudié pourra être considéré comme indépendant.

Quelques plans architecturaux sont joints dans l'annexe 1.

II. Généralités sur IGH

II.1. Conception des IGH

L'essor des bâtiments de grande hauteur en béton armé est étroitement lié au développement des connaissances théoriques de l'ingénieur, provoqué en grande partie par la pression constante des architectes et maîtres d'ouvrage en quête de formes inédites.

L'évolution dans le concept des IGH a été accompagnée de l'évolution générale de la technique de calcul, marquée d'une manière spectaculaire par l'apparition d'ordinateurs puissants et de logiciels très perfectionnés en termes de modélisation et de calcul. Dans ce qui suit, nous ferons le point de la situation concernant la structure de résistance des IGH, et nous donnerons quelques exemples de bâtiments-tours exécutés à l'étranger.

a) Portiques

Les portiques en béton armé, utilisés fréquemment entre les deux guerres mondiales, ont connu un essor remarquable après la découverte de méthodes de calcul simplifiées (par exemple, la méthode de Cross). Cette structure continue d'être utilisée pour des immeubles de faible et moyenne hauteur cependant elle devient onéreuse et de conception lourde pour des bâtiments de plus de 10 à 15 niveaux.

b) Refends linéaires

Au fur et à mesure que la nécessité de construire des immeubles de plus en plus hauts se faisait sentir, les portiques ont commencé à être remplacés par des refends disposés au droit des cages d'escalier et des ascenseurs. Les refends linéaires se sont avérés satisfaisants de point de vue économique pour des immeubles ne dépassant pas 20 à 25 niveaux. Une des premières méthodes de calcul de refends appliquée sur grande échelle a été la méthode de MM. Albiges et Goulet, publiée en France en 1960. Au début des années 70, M. Despeyroux a élaboré une méthode générale de calcul des refends linéaires.



Un exemple typique de bâtiment-tour à refends linéaires est indiqué sur la figure 4, il s'agit de l'un des premiers bâtiments tours à usage d'habitation en France, la tour de l'Île Verte à Grenoble.

Figure 3 : La tour de l'Île Verte a Grenoble



c) Structure mixte refends-portiques

Dans certains cas où les refends ne suffisent plus à assurer le contreventement, une liaison avec des portiques permet d'augmenter leur capacité de résistance. Le calcul manuel est laborieux mais les avancées informatiques ont rendu possible l'étude d'exécution de telles structures. Les difficultés d'exécution dues à la complexité de la structure de résistance confèrent à ce type de construction un caractère assez limité.

d) Noyau central

Les limites des structures comprenant des refends se sont fait sentir dès que les bâtiments-tours ont été conçus pour l'usage de bureaux. Les premiers à chercher de nouvelles structures ont été les ingénieurs américains, obligés par les architectes à dégager l'espace utile des immeubles. Pour ce faire, les américains ont pensé à concentrer les services (ascenseurs, escaliers, toilettes) dans un noyau central, laissant un grand espace libre sans cloisons, et muni d'une installation d'air conditionné. On obtient la structure type « Noyau central », celui-ci assurant le contreventement du bâtiment, tandis que les poteaux, sur la périphérie, ne sont destinés à transmettre aux fondations que des charges verticales. Un exemple de ce type de structure est la Tour Nobel à Puteaux

Toutefois, les structures à noyau central continuent d'avoir un emploi limité en Europe à cause de l'appréhension qu'ont les architectes européens à augmenter les dimensions en plan, la limite de hauteur étant parfois imposée par la déformation du sommet.

En tout état de cause, le noyau central reste économique jusqu'à 50-60 niveaux ; son exécution est aisée grâce au coffrage glissant.



Figure 4 : Tour de Nobel à Puteaux



e) Structure mixte noyau central-façade

Une augmentation très importante de la capacité de résistance des bâtiments-tours est obtenue en faisant participer la façade au contreventement.

La façade devient un élément structural, généralement composé de pièces préfabriquées en béton armé ou en acier. Dans certains cas, une façade structurale permet, grâce à sa rigidité importante, d'équilibrer plus de la moitié des efforts produits par le vent (ou le séisme).

Aux Etats-Unis, L'ex - World Trade Center a été conçu suivant ce principe

D'un point de vue économique, les limites de ce type de structure sont atteintes vers 100-120 étages.



Figure 5 : WORLD TRADE CENTER



II.2. La résistance au feu :

Nous allons consacrer ce chapitre aux dispositions prises contre le feu pour les IGH afin d'avoir des ordres de grandeur à prendre en considération lors du dimensionnement.

En effet cette étude s'avère nécessaire du fait que notre structure a une hauteur de 55m. La résistance au feu ne peut donc pas être prise à la légère.

Les immeubles de grande hauteur sont traités dans le Code de la construction et de l'habitation français (applicable au Maroc) à travers les articles suivants :

Article R. 122-9

« Pour assurer la sauvegarde des occupants et du voisinage, la construction des immeubles de grande hauteur doit permettre de respecter les principes de sécurité ci-après :

- pour permettre de vaincre le feu avant qu'il n'ait atteint une dangereuse extension : l'immeuble est divisé en compartiments [...], dont les parois ne doivent pas permettre le passage du feu de l'un à l'autre en moins **de deux heures** [...] »

Article R. 122-10

« Les compartiments [...] ont la hauteur d'un niveau, une longueur n'excédant pas 75 mètres et une surface au plus égale à 2 500 mètres carrés.

Les compartiments peuvent comprendre deux niveaux si la surface totale n'excède pas 2500 mètres carrés ; ils peuvent comprendre trois niveaux pour une surface totale de 2 500 mètres carrés quand l'un d'eux est accessible aux engins des services publics de secours et de lutte contre l'incendie.

Les parois de ces compartiments, y compris les dispositifs tels que sas ou portes permettant l'accès aux escaliers, aux ascenseurs et monte-charge et entre compartiments, doivent être coupe-feu de degré **deux heures**. »

Les dispositions constructives adoptées figurent en annexe 3.



II.3. Caractéristiques des matériaux

- ❖ Résistance caractéristique du béton : $f_{c28} = 25 \text{ MPA}$;
- ❖ Limite élastique des aciers : $f_e = 500 \text{ MPA}$;
- ❖ Contrainte de calcul du béton à l'ELU : $\sigma_{bc} = 14,17 \text{ MPA}$;
- ❖ Contrainte de calcul de l'acier à l'ELU : $\sigma_{su} = \frac{f_e}{1.15} = 434,78 \text{ MPA}$;
- ❖ Fissuration préjudiciable
- ❖ Enrobage des aciers 5 cm pour les fondations et 4cm pour les autres éléments.

II.4. Règlements en vigueur

Pour tous les calculs, nous avons basé notre travail sur les règlements suivants :

- ❖ Règlement de construction parasismique RPS 2000 : C'est un règlement officiel. Il est approuvé par le décret n°2-02-177. Les administrations, les maîtres d'ouvrage et les professionnels dans l'acte de construire au Maroc sont donc tenus de respecter ses articles.
- ❖ Règles BAEL 91 : pour le dimensionnement des éléments en béton armé.
- ❖ Règles de construction parasismique PS 92 : c'est un règlement français pour les constructions parasismiques.
- ❖ Règles BPEL 91 : pour le dimensionnement des éléments en béton précontraint.
- ❖ DTU 23.1 applicable aux murs en béton banché.
- ❖ NV 65 : pour la détermination des sollicitations du vent.



Chapitre 2 : Conception et pré dimensionnement

Avant d'être exécuté, tout bâtiment doit tout d'abord être étudié techniquement. Une telle étude a pour objectif évaluer le comportement du bâtiment vis-à-vis des différents efforts auxquels il sera probablement soumis, et par suite le dimensionner afin qu'il puisse y résister.

L'étude technique comporte généralement trois phases :

1. Conception de l'ouvrage et pré dimensionnement de la structure afin de vérifier la faisabilité technique du projet
2. Dimensionnement des différents éléments et vérification de la phase précédente afin de sortir les éléments nécessaires au bordereau du prix tels que les quantités de béton, d'acier...
3. Vérification et justification du dimensionnement retenu et élaboration des plans de coffrage et de ferrailage.

I. Contraintes architecturales

Dans un premier temps il s'agit d'adapter la conception à l'architecture technique retenue, tout en répondant et aux exigences de stabilité et de résistance, et aux contraintes architecturales de viabilité de sécurité et d'esthétique.

La conception a été ainsi réalisée en collaboration avec l'architecte .les conditions architecturales prises en considération se résument à:

Nécessité d'espaces dégagés.

Existence des portes à faux.

Eviter de grandes retombées susceptibles de limiter le nombre d'étages.

II. Contreventement de la structure

Du point de vue de la stabilité sous charges horizontales (vent, séisme...), on distingue deux types de structures :

- ✚ Structures auto-stables ou auto-contreventées qui, de part leur conception vis-à-vis des charges gravitaires, sont également stables sous l'action des charges horizontales. C'est par exemple le cas des constructions comportant des portiques dans les deux directions principales, ainsi que celui des structures dites « spatiales » ou « tridimensionnelles » (coques, treillis 3D...)
- ✚ Structures contreventées qui comportent un ensemble d'éléments de construction appelé contreventement, dans le but d'assurer la stabilité et la rigidité de l'ouvrage vis-à-vis des charges horizontales.



Le contreventement a donc principalement pour objet :

D'assurer la stabilité des constructions non auto-stables vis-à-vis des charges horizontales, donc de transmettre ces charges jusqu'au sol

De raidir les constructions, car les déformations excessives de la structure sont sources de dommages aux éléments non structuraux

Dans le cas d'une construction parasismique, le contreventement comporte obligatoirement deux familles d'éléments : le contreventement horizontal (diaphragme) et le contreventement vertical (voiles, treillis, portiques).

Notons que les contreventements par panneaux rigides, notamment les voiles, sont plus rigides que ceux des autres catégories.

Nous optons alors pour **un contreventement par voiles concentrés au milieu du bâtiment** : il s'agira donc d'une structure à noyau centrale. Ce système de contreventement procure souvent la solution la plus économique et permet aussi de dégager plus d'espace puisqu'on concentre au milieu du bâtiment tous les dispositifs de communication verticale (ascenseurs, escaliers, gaines et réseaux divers) ainsi que certains services (sanitaires, espaces de rangement etc.). Le rôle et l'emplacement des équipements de communication, des gaines de transport et de fluides, des services, sont quasiment immuables durant la vie de l'immeuble. Il est donc logique de rassembler dans un espace figé les cages d'escalier et autres ascenseurs ainsi que certains locaux de services, et d'enserrer cet espace dans une structure rigide en béton armé dont la fonction, sur le plan structural, est de reprendre toutes les sollicitations horizontales et une partie des charges verticales s'exerçant sur le bâtiment puis de les transmettre aux fondations.

III. Le choix du système de planchers

Les planchers ou les dalles se composent de trois parties distinctes

- ✓ la partie portante
- ✓ le revêtement
- ✓ le plafond

La partie portante doit résister aux charges transmises par le poids propre et aux surcharges prévues par les règlements en vigueur. Le poids propre comprend, outre le poids de l'élément porteur lui-même, le poids du revêtement et celui du plafond. Les surcharges à admettre, dans le calcul des planchers, sont fixées par NF P 06-001 et NF P 06-004 du règlement BAEL 91 Révisé 99.

Il y a une multitude de système de plancher dans le domaine de construction. Les plus courants sont donnés dans le tableau suivant :



Type de dalle	définition	Illustration
Plancher-dalle	C'est un plancher à sous face horizontale, sans aucune retombée de poutre et s'appuis directement sur des poteaux.	
Plancher-dalle caissonné	C'est un plancher reposant sur des poteaux et non des poutres, constitué de caissons avec joints	
Dalle pleine sur 2 appuis	C'est une dalle qui porte dans une seule direction, où les appuis sont généralement parallèles (poutre ou voile)	
Dalle pleine sur 4 appuis	C'est une dalle qui porte dans deux directions.	
Plancher nervuré	C'est l'ensemble constitué des nervures (ou poutrelles) supportant des dalles de faible portée.	
Plancher-caisson	Il est constitué de deux ou plusieurs système de poutres avec des espacements faibles (moins de 1.5m), reposant elle-même sur des poutres principales ou des voiles.	

Tableau 1: les systèmes de plancher



III.1 les avantages et inconvénients des types de planchers.

Dans ce paragraphe, on va établir un benchmarking de différents types de dalles en essayant de dégager leurs avantages et inconvénients pour qu'on puisse optimiser au mieux notre plancher selon des critères techniques et financières.

Types de plancher	Avantages	Inconvénients
Plancher-dalle	Coffrage simple, sans retombées, économie possible de faux-plafond, isolation acoustique, inertie thermique.	Calculs longs et difficiles, exécution délicate du ferrailage, déformable, pas de préfabrication possible.
Plancher-dalle caissonné	Plus léger, grandes portées, sans retombées.	Plus coûteux, ferrailage délicat, difficultés de disposer des trémies près des appuis.
Dalle pleine sur 2 appuis	Facile à calculer et à mettre en œuvre, économique, isolation acoustique, inertie thermique, préfabrication possible.	Retombée de poutre.
Dalle pleine sur 4 appuis	Facile à calculer et à mettre en œuvre, peu déformable, grandes portées, isolation acoustique, inertie thermique.	Retombées dans 2 directions, préfabrication difficile.
plancher nervuré	Plus léger que la dalle pleine, plus grandes portée, préfabrication possible des nervures.	Plus petites retombées, mais généralisées.
Plancher-caisson	Grandes portée, plus léger.	Plus coûteux.
Dalle à corps creux	Mise en œuvre facile, pas de coffrage, Le plancher est relativement léger, Isolation thermique améliorée.	Portée limitée à 6 ou 7 mètres, « Mauvaise » isolation acoustique, Mise en œuvre relativement longue
Dalle alvéolée	Préfabrication en usine, Peu ou pas d'armatures complémentaires, Cadence de pose élevée.	Coût élevé, Problèmes de fixations ultérieures, Joints très nombreux.

Tableau 2: les avantages et inconvénients des types de planchers



III.2 Le choix du système de planchers

Notre choix dépend de plusieurs paramètres, parmi lesquels on trouve :

- ✚ L'utilisation du bâtiment : l'architecture des appartements ne permet pas le rapprochement des poteaux et des voiles, augmentant ainsi les portées des dalles.
- ✚ La facilité et la rapidité de la construction joue également un rôle dans notre sélection du système de plancher.
- ✚ Le bâtiment est exposé à des forces horizontales, le plancher doit assurer la fonction de diaphragme (assez rigide pour la transmission des charges).
- ✚ Etc...

Pour ces raisons on a opté pour les trois variantes suivantes des planchers :

- Dalle pleine
- Dalle précontrainte en post-tension
- Dalle réticulée

IV. Les fondations

L'examen analytique des sondages carottés réalisés de parts et d'autres de la surface du futur projet a permis de reconstituer la colonne lithologique. Elle débute par un substratum schistoquartzitique atteint à des cotes altimétriques fluctuant entre 6 et 10 m à partir de la surface du sol en place. Ce socle est surmonté de formations grésocalcaires relativement karstifiées, entrecoupées par des niveaux altérés marno-tuffacés, dont l'épaisseur varie de 3 à 5.5m. L'ensemble de ces dépôts est coiffé par des argiles tuffacées et une terre végétale.

- ❖ Pour les bâtiments avec un seul sous-sol :
 - Adopter un système de fondation superficiel à l'aide d'appuis isolés ancrés dans les grès calcaires conglomératiques à passages marno-tuffacés, atteints à une profondeur fluctuant entre environ 2 m et 4 m.
 - L'assise de fondation correspond aux formations grésocalcaires conglomératiques, entrecoupés de niveaux marno-tuffacés ;
 - Le taux de travail sera limité à 3 bars.
 - Le rattrapage du niveau sera assuré par le gros béton.

La nappe d'eau souterraine s'écoulant à l'échelle du site a été atteinte à des profondeurs variant entre 4.50 et 7.20 m à partir de la surface du sol en place. Bien entendu, il est recommandé de procéder à un pompage intensif avant la mise en place des semelles.



V. Pré dimensionnement des éléments de la structure

V.1 Dalles

Pour toute la structure, on optera d'abord pour des dalles pleines.

a) résistance au feu :

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

On admet: $e = 15\text{ cm}$.

b) Résistance à la flexion :

Dalle	Travée isostatique portant dans une direction	Travée isostatique portant dans 2 directions	Travée d'une dalle continue portant dans une direction	Travée d'une dalle continue portant dans 2 directions
Faibles charges	$h = L/25$	$h = L/35$	$h = L/33$	$h = L/45$
Fortes charges	$h = L/20$	$h = L/30$	$h = L/25$	$h = L/40$

Tableau 3 : Prédimensionnement de dalle pleine

L_x : est la petite portée du panneau le plus sollicité, dans notre cas, le panneau le plus sollicité a une portée égale à : $L_x = 7,5\text{ m}$

Donc $e > 23\text{ cm}$ à 30 on prend $e = 25\text{ cm}$

✚ Nous devons vérifier les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{ll} f_{\max} < L_{\max} / 500; & \text{si la portée } L \text{ est au plus égale à } 5\text{m.} \\ f_{\max} < 0.5\text{ cm} + L_{\max} / 1000; & \text{si la portée } L \text{ est supérieur à } 5\text{ m} \end{array} \right.$$

Dans notre cas : $L_{\max} = 750\text{ cm}$, donc on doit vérifier que $f_{\max} < 1,25$

Pour ce faire on considère une bande de la dalle de largeur $b = 1\text{ m}$ avec une épaisseur $e = 25\text{cm}$:

- Poids propre: $G = 2500 \times e \times 1 = 0,625\text{ t/m}^2$
 - Surcharge d'exploitation: $Q = 0,150\text{ t/m}^2$
- $\Rightarrow q = G + Q = 0,775\text{ t/m}^2$



On doit vérifier la condition suivante :

$$f_{\max} \leq 0,5 \text{ cm} + L_{\max}/1000 \quad \text{telle que } f_{\max} \leq (5 \cdot q \cdot Lx^4) / (384 EI)$$

$$\Rightarrow 5 \cdot q \cdot Lx^4 \leq 0,5 \text{ cm} + L_{\max}/1000 \quad \text{et } I = b \cdot e^3 / 12$$

$$\Rightarrow \text{Donc on trouve : } \left(\frac{60 \times 7,75 \times 10^{-3} Lx^4}{384 \times E \times b \times 1,25 \times 10^{-2}} \right)^{1/3} = 22 \text{ cm}$$

Avec $E = 32164,195 \text{ Mpa}$

La condition de flèche est donc vérifiée pour l'épaisseur $e = 25 \text{ cm}$

On optera pour une dalle de **25 cm**.

V.2 Poutres

Les poutres sont rectangulaires de section $b \times h$, avec b la largeur et h la hauteur de la poutre.

Selon les règles de pré dimensionnement des poutres, on doit avoir :

$$\left\{ \begin{array}{ll} L/16 \leq h \leq L/10 & h : \text{la hauteur de la poutre} \\ b = 0,3h \text{ à } 0,6h & L : \text{la portée entre nus d'appuis de la poutre} \end{array} \right.$$

Dans notre cas, pour plus de sécurité, on a fixé les hauteurs des poutres à la valeur de **L/12** ou **L/16** arrondie à 5 cm près

V.3. Voiles

Selon l'article 7.3.1.4.1 du RPS 2000 ; L'épaisseur minimale du voile est fonction de la hauteur nette h_e de l'étage.

$e_{\min} = \min(15 \text{ cm}, h_e/20)$ pour un voile non rigidifié à ses deux extrémités.

$e_{\min} = \min(15 \text{ cm}, h_e/22)$ pour un voile rigidifié à une extrémité.

$e_{\min} = \min(15 \text{ cm}, h_e/25)$ pour un voile rigidifié à ses deux extrémités.

• Pour les étages, $h_e = 3,17 \text{ m}$ donc $e_{\min} = 15 \text{ cm}$

Pour plus de sécurité on prend **$e = 20 \text{ cm}$** pour tous les voiles à part les cages d'ascenseurs on prend **$e = 30 \text{ cm}$** .



VI. Définition des charges par plancher :

- Plancher haut sous-sol :

	<i>Le poids de l'élément</i>	<i>G</i>	<i>Q</i>
<i>Dalle pleine</i>	0.625		
<i>Cloison légère</i>	0.075		
<i>3 cm de chape</i>	0.06		
<i>Mortier de pose (ep=2)</i>	0.038		
<i>Enduit sous plafond</i>	0.03		
<i>La somme</i>		0.828 T/m ²	0.15 T/m ²

Tableau 4 : la charge supportée par les planchers de Sous-sol

- ❖ G : la charge permanente,
- ❖ Q : la charge d'exploitation.

- Plancher haut des étages:

	<i>Le poids de l'élément</i>	<i>G</i>	<i>Q</i>
<i>Dalle pleine</i>	0.625		
<i>Cloison légère</i>	0.075		
<i>revêtement</i>	0.14		
<i>Enduit sous plafond</i>	0.03		
<i>La somme</i>		0.87 T/m ²	0.15 T/m ²

Tableau 5 : la charge supportée par les planchers des étages

- Le plancher terrasse :

	<i>Le poids de l'élément</i>	<i>G</i>	<i>Q</i>
<i>Dalle pleine</i>	0.625		
<i>Forme de pente</i>	0.2		
<i>Protection lourde</i>	0.1		
<i>Enduit sous plafond</i>	0.03		
<i>La somme</i>		0.955 T/m ²	0.15 T/m ²

Tableau 6 : la charge que supporte le plancher haut de la terrasse

Chapitre 3 L'effet du séisme

Il est nécessaire que la préoccupation parasismique soit intégrée dès les premières phases de la conception du projet et qu'elle devienne un réflexe, de façon à en réduire et en contrôler les dommages probables. Ce réflexe, de constructions parasismiques, ne peut résulter que d'une collaboration permanente entre utilisateurs, architectes, ingénieurs et entreprises.

Il convient de rappeler qu'une application stricte des règles générales de la construction lors de la conception du projet, ainsi qu'une bonne exécution des travaux, permettent aux bâtiments de résister de façon satisfaisante aux séismes de faible à moyenne intensité.

I. Généralités

I.1. Comportement des bâtiments vis-à-vis du séisme

Les photos suivantes nous montrent des destructions d'immeubles dont la structure est en béton armé.

Elles illustrent bien le fait qu'il existe une grande variété de modes de ruine pour un même type apparent de construction. Nous pourrions illustrer une même variété d'effets sur les petits bâtiments comme les maisons individuelles ou pour d'autres matériaux de structure comme le bois, l'acier ou la maçonnerie porteuse. Le fait qu'une construction soit détruite d'une façon ou d'une autre ou ne soit pas détruite n'est pas l'effet du hasard. Si nous regardons de plus près comment la construction a été conçue, nous pouvons expliquer les phénomènes en cause.



Figure 6 : modes de ruine des constructions sous l'effet du séisme

Soumis à une force identique (à la « poussée » des secousses à un moment donné) les différents éléments d'une construction se déforment plus ou moins selon leur forme (un poteau se déforme plus qu'un mur), leurs matériaux (le bois se déforme plus que le béton armé), leurs masses (dont dépendent les foies d'inertie) et la nature des liaisons entre les éléments. Les secousses d'un séisme génèrent des forces alternées dans toutes les directions, forces qui déforment le bâtiment de façon aléatoire, mais selon ses caractéristiques architecturales et constructives.

Comme le passager soumis aux secousses d'un véhicule en mouvement (accélérations, coups de frein, coups de volant à droite et à gauche, trous et bosses dans la chaussée), les masses d'un bâtiment soumis aux accélérations désordonnées du sol (dans toutes les directions) pendant un tremblement de terre « tendent » à rester là où elles se trouvent au début de chaque mouvement du sol.

Les forces qui le « retiennent à sa position d'origine » s'appellent les forces d'inertie : elles sont d'autant plus importantes que les masses sont élevées et que les accélérations sont violentes. Les fondations, ancrées dans le sol se déplacent avec celui-ci, et le haut du bâtiment « suit » avec un retard d'autant plus important que les forces d'inertie sont importantes et que le matériau peut se déformer.

Les valeurs maximales du déplacement, de la vitesse et de l'accélération sont celles qui intéressent prioritairement le concepteur de l'ouvrage. D'où l'introduction de la notion du spectre de réponse. Ce spectre permet de définir, dans une zone sismique, une sollicitation enveloppe pour le système.

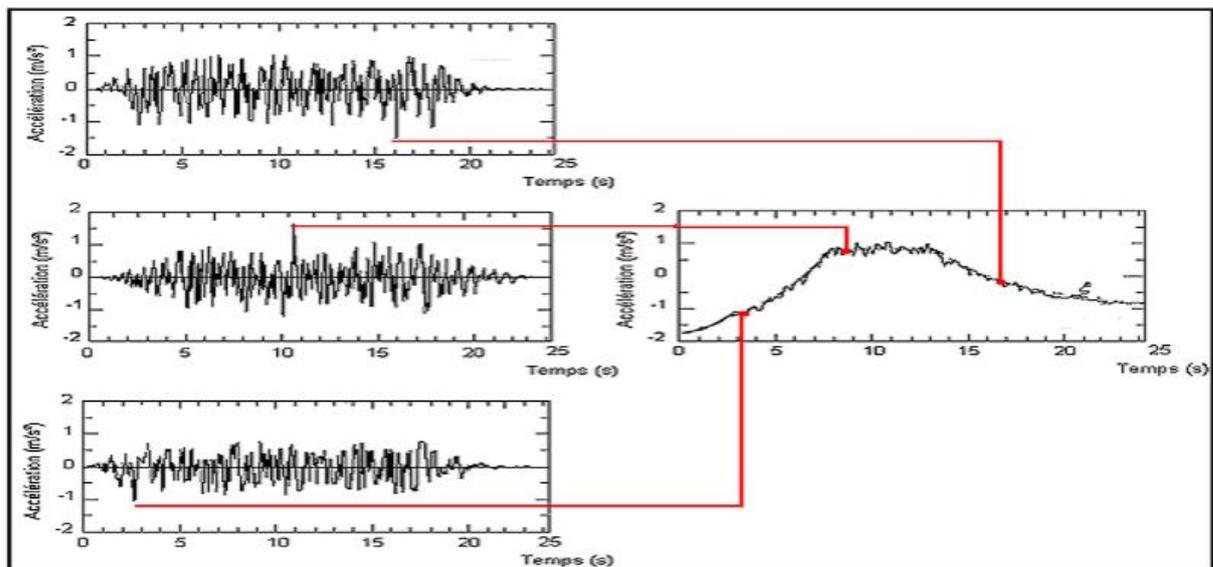


Figure 7 : Processus d'élaboration d'un spectre de réponse

Par contre, la définition d'un spectre enveloppe normalisé est très utile pour obtenir une approximation acceptable de la réponse d'une structure vis-à-vis d'un tremblement de terre dans un site donné et élaborer les règlements de construction parasismique. Ces spectres

y sont définis à partir de traitements statiques des spectres d'enregistrement réels et possèdent généralement tous des formes identiques.

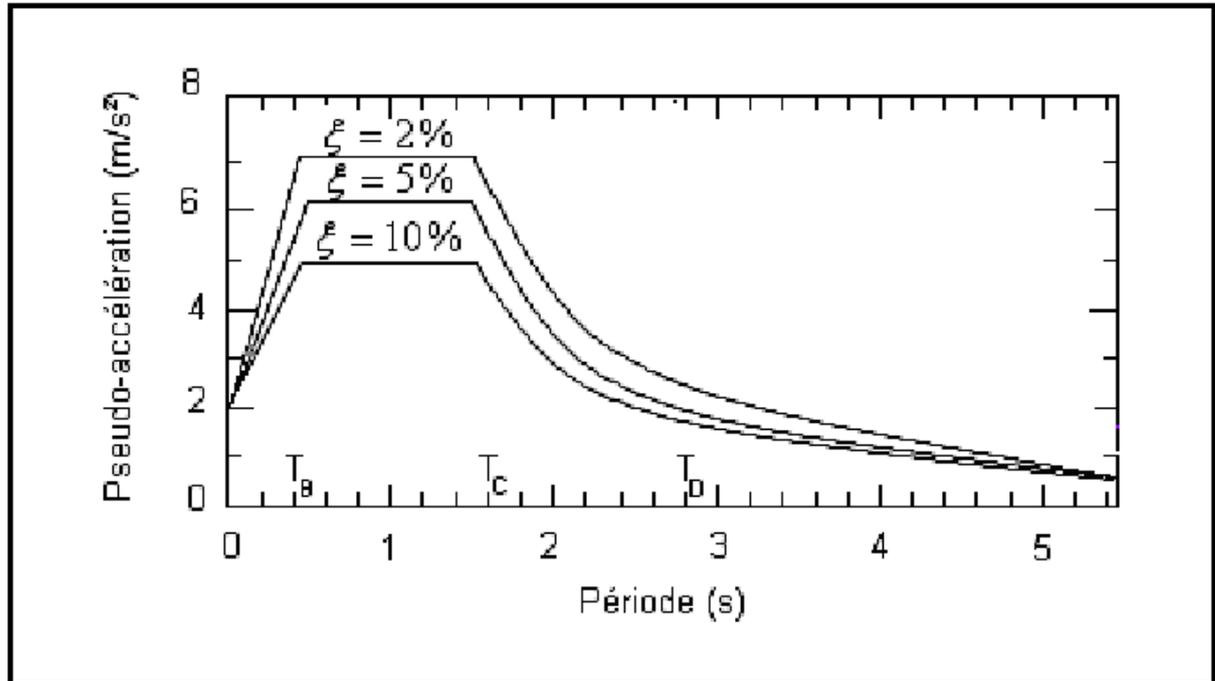


Figure 8 : Spectre de réponse normalisé

Pour les faibles périodes, la pseudo-accelération croît linéairement jusqu'à une valeur d'amplification maximale atteinte pour une période T_B .

La pseudo-accelération est constante et maximale pour des périodes comprises entre T_B et T_C .

Entre les périodes T_C et T_D , la pseudo-vitesse relative est constante, ce qui signifie que le pseudo accélération décroît en $1/T$ (équation $S_a = \omega 2SD = \omega SV$).

Au-delà de T_D , le déplacement relatif est constant, ce qui signifie que la pseudo-accelération décroît en $1/T^2$.

Il est intéressant d'examiner les deux extrémités du spectre, à période nulle et à période infinie :

- A période nulle, la pseudo-accelération est égale à l'accélération maximale du support, quel que soit la valeur de l'amortissement tous les spectres se raccordent à l'accélération maximale.
- A période infinie, le déplacement relatif), ($\xi \infty DS$ tend vers le déplacement maximal du support. Ces résultats s'expliquent par le fait qu'un oscillateur de période infinie correspond à un système avec une raideur nulle : tout se passe comme si la masse n'était plus connectée au support ; par suite, lors de l'excitation de celui-ci, elle reste immobile. Son mouvement relatif par rapport au support est donc égal au mouvement du support.

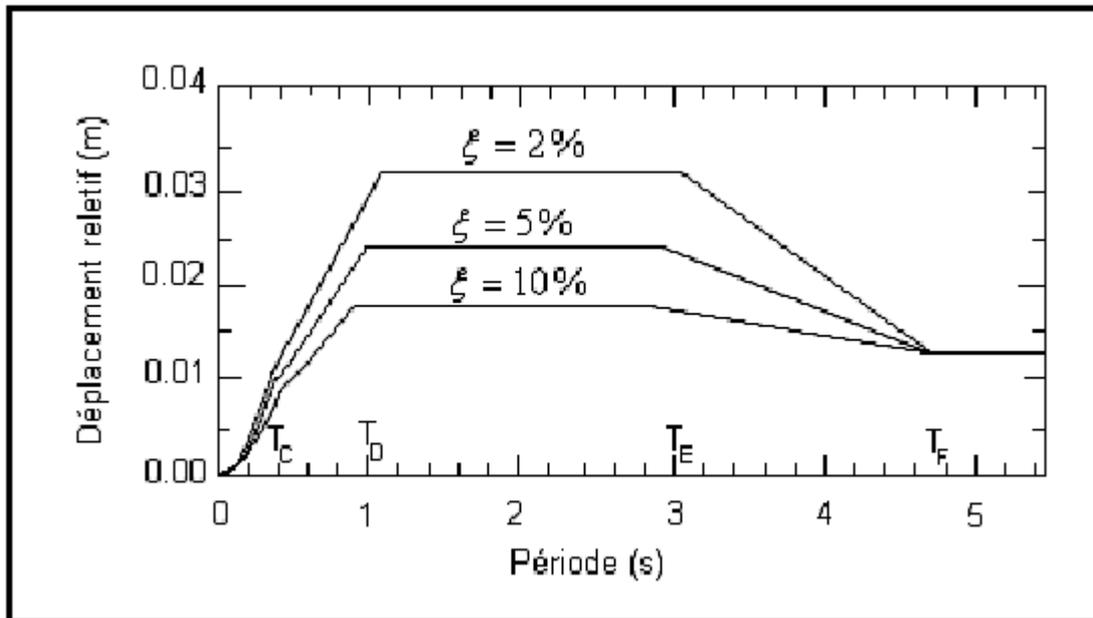


Figure 9 : Spectre de réponse en déplacement

I.2. Règlement parasismique marocain

Le règlement parasismique marocain RPS2000 définit la méthode de l'évaluation de l'action sismique sur les bâtiments à prendre en compte dans le calcul des structures et décrit les critères de conception et les dispositions techniques à adopter pour permettre à ces bâtiments de résister aux secousses sismique .Pour simplifier le calcul des charges sismiques et uniformiser les exigences de dimensionnement des structures à travers de grandes régions du pays, le RPS2000 utilise l'approche des zones. Il s'agit de diviser le pays en trois zones de sismicité homogène et présentant approximativement le même niveau de risque sismique pour une probabilité d'apparition de 10% en 50 ans.

I.3. Conception parasismique

Le but de la construction parasismique consiste à trouver des techniques de génie civil permettant aux bâtiments de résister à toutes les secousses d'intensités inférieures ou égales à l'intensité nominale fixée par le règlement en vigueur. Différentes techniques de conception parasismique ont été élaborées à l'issue des expériences passées :

- Implantation judicieuse des constructions, hors des zones instables (faille, instabilité de pente, risque de liquéfaction...).
- Adaptation des fondations au type de sol.
- Utilisation de matériaux de qualité adéquate.
- Utilisation de dispositions constructives énoncées dans les guides techniques de construction parasismique (distribution des masses, chaînages horizontaux et verticaux, etc.)



- Prise en compte de "l'agression sismique" sur le site considéré dans l'élaboration des plans de construction et donc éviter toute architecture susceptible de donner lieu à des effondrements.

Ainsi la construction parasismique ne consiste pas uniquement en l'élaboration des techniques de construction mais d'un ensemble de méthodes permettant aux bâtiments de résister aux secousses sismiques.

II. Calcul sismique

Le calcul des actions sismiques peut être mené par deux approches distinctes : Une approche dite statique équivalente et une approche dynamique.

L'approche statique équivalente a comme principe de base de substituer aux efforts dynamiques développés dans une structure par le mouvement sismique du sol, des sollicitations statiques calculées à partir d'un système de forces, dans la direction du séisme, et dont les effets sont censés équivaloir à ceux de l'action sismique.

D'après l'article 6.2.1.2 du RPS 2000 ; L'approche statique équivalente adoptée, est requise dans les conditions suivantes :

- a) Le bâtiment doit être régulier conformément aux critères définis dans l'article 4.3.1 du RPS.
- b) La hauteur du bâtiment n'excède pas 60 m et sa période fondamentale ne dépasse pas 2 secondes.

II.1. Irrégularité du bâtiment

Selon les critères des règles RPS 2000, le bâtiment n'est manifestement pas régulier.

Les conditions générales suivantes issues de l'article 4.3.1.1 ne sont pas vérifiées :

Critère	Vérification
4.3.1.1.1 (a) Forme en plan simple	Vérifié
4.3.1.1.1 (b) Les dimensions des parties saillantes et rentrantes	Non vérifié (voir figure)
4.3.1.1.1 (c)	Non vérifié
4.3.1.1.1 (d) L'élancement	Vérifié

Tableau 7 : Résumé de vérification de régularité du bâtiment

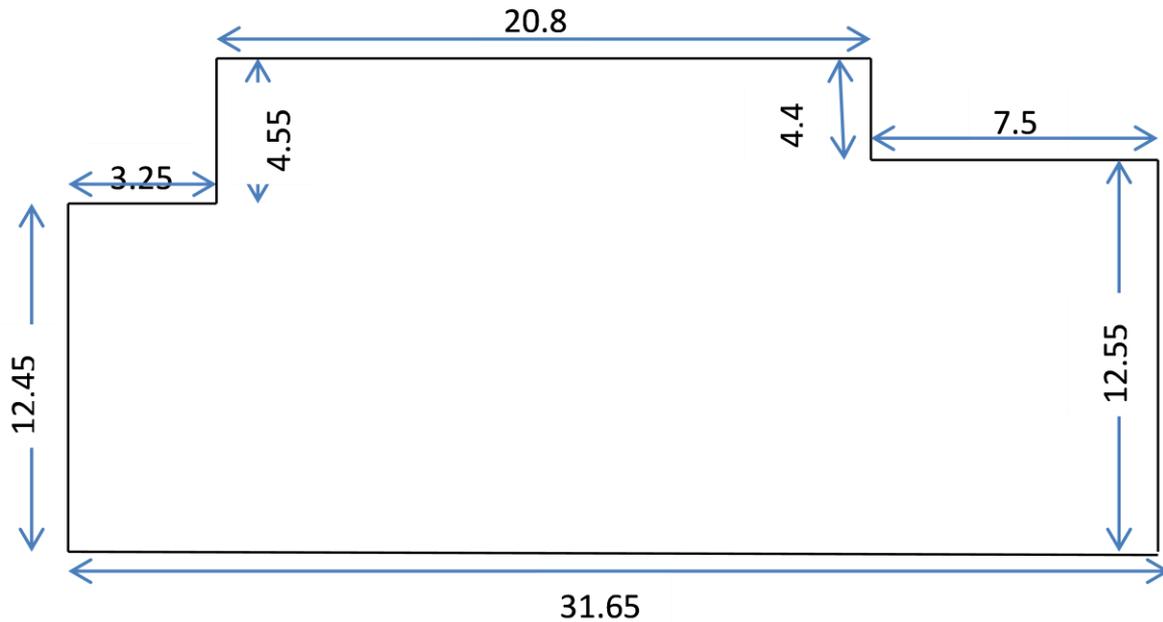


Figure 10 : Emprise du bâtiment

Régularité en plan

- ❖ Les dimensions des parties saillantes et rentrantes :

Suivant B=31.65 : $3,25+7,5 = 10,75 > 0,25*31,65 = 7,91$

Suivant L=17 : $4,55+4,4 = 8,95 > 0,25*17 = 4,25$

- ❖ Distance entre centre de masse et centre de rigidité :

« A chaque niveau, la distance entre le centre de masse et le centre de rigidité, mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique, ne doit pas dépasser 0.20 fois la racine carrée du rapport de la raideur de torsion sur la raideur de translation».

Cela se traduit numériquement de la façon suivante :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Condition no 1 : } e_x \leq 0,2 r_x \\ \text{Condition no 2 : } e_y \leq 0,2 r_y \end{array} \right.$$

Avec $r^2 = \frac{\text{raideur torsion}}{\text{raideur translation}}$ et $e_x = |XG - Xc|$ et $e_y = |YG - Yc|$

$$r_x^2 = \frac{\sum I_j \cdot x_j^2}{\sum I_j} \quad \text{et} \quad r_y^2 = \frac{\sum I_j \cdot y_j^2}{\sum I_j}$$



Niveau	Centre de torsion		Centre de masse		r _x et r _y				Vérifié ou non
	X (m)	y(m)	x(m)	y(m)	r _x (m)	r _y (m)	e _x (m)	e _y (m)	
Sous-sol	14,024	9,894	20,05	9,78	14,165	9,944	6,026	0,114	Non
RDC	14,024	9,894	19,533	9,419	14,165	9,944	5,509	0,476	Non
1 à 4	14,024	9,894	18,743	8,047	14,165	9,944	4,719	1,847	Non
5	14,024	9,894	20,164	10,283	14,165	9,944	6,139	0,388	Non
6	14,024	9,894	20,164	9,919	14,165	9,944	6,139	0,025	Non
7, 9, 11, 13	13,765	9,895	17,797	10,615	13,781	9,944	4,033	0,720	Non
8,10, 12,14	13,765	9,895	19,593	10,192	13,781	9,944	5,828	0,297	Non
15 et 16	13,765	9,895	18,830	10,572	13,781	9,944	5,065	0,678	Non

Tableau 8 : Vérification de la distance entre le centre de masse et le centre de torsion

❖ « *L'élancement (grand coté L/petit côté B) ne doit pas dépasser la valeur 3,5* »

L = grand coté = 31,65

B = petit côté = 17m

Donc L/B= 1,86 ≤ 3,5

Régularité en élévation

a) « *La distribution de la rigidité et de la masse doit être sensiblement régulière le long de la hauteur. Les variations de la rigidité et de la masse entre deux étages successifs ne doivent pas dépasser respectivement 30 % et 15 %.* »

La traduction mathématiquement de cette règle, est donnée par les formules suivantes pour deux étages successifs :

$$\left\{ \begin{array}{l} (\Sigma I_x(i) - \Sigma I_x(i+1)) / \Sigma I_x(i) < 30\% \quad \text{dans la direction x,} \\ (\Sigma I_y(i) - \Sigma I_y(i+1)) / \Sigma I_y(i) < 30\% \quad \text{dans la direction y,} \\ (M_i - M_{i+1}) / M_i < 15\%. \end{array} \right.$$

Avec I_i = l'inertie du voile i ,

M_i = la masse de l'étage i .



Le tableau suivant représente les ratios des inerties et des masses pour les différents niveaux :

Niveau	X		Y		m	
	li (m ⁴)	Ratio	li (m ⁴)	Ratio	Mi (T)	Ratio
Sous-sol	186,93	0,000	100,861	0,000	491,93	25%
RDC	186,93	0,000	100,861	0,000	361,94	84%
1	186,93	0,000	100,861	0,000	666,50	0,0%
2	186,93	0,000	100,861	0,000	666,50	0,0%
3	186,93	0,000	100,861	0,000	666,50	0,0%
4	186,93	0,000	100,861	0,000	666,50	28%
5	186,93	0,000	100,861	0,000	479,53	2,5%
6	186,93	2,030	100,861	0,007	491,93	19%
7	183,13	0,000	100,854	0,000	396,26	12%
8	183,13	0,000	100,854	0,000	446,22	11%
9	183,13	0,000	100,854	0,000	396,26	12%
10	183,13	0,000	100,854	0,000	446,22	11%
11	183,13	0,000	100,854	0,000	396,26	12%
12	183,13	0,000	100,854	0,000	446,22	11%
13	183,13	0,000	100,854	0,000	396,26	12%
14	183,13	0,000	100,854	0,000	446,22	10%
15	183,13	0,000	100,854	0,000	397,18	0,0%
16	183,13		100,854		397,18	
		Vérifié		Vérifié		Non vérifié

Tableau 9 : vérification de la distribution de la rigidité et de la masse



b) « Dans le cas d'un rétrécissement graduel en élévation, le retrait à chaque niveau ne doit pas dépasser 0.15 fois la dimension en plan du niveau précédent sans que le retrait global ne dépasse 25% de la dimension en plan au niveau du sol. »

Prenons par exemple le rétrécissement de l'étage 7 par rapport à l'étage 6 :

$$0,15 \times 31,65 = 4,75 < 7,1$$

⇒ Non vérifié

c) « Dans le cas d'un élargissement graduel sur la hauteur, la saillie ne doit pas dépasser 10% de la dimension en plan du niveau précédent sans que le débordement global ne dépasse 25% de la dimension en plan au niveau du sol. »

Prenons par exemple le rétrécissement de l'étage 7 par rapport à l'étage 6

$$0,10 \times 17 = 1,7 < 3,4$$

⇒ Non vérifié



Niveau	0		1		2		3		4		5		6		7		8		9		10		11		12		13		14		15		16	
	x	y	x	y	x	y	x	y	x	y	x	y	x	y	x	y	x	y	x	y	x	y	x	y	x	y	x	y	x	y	x	y	x	y
0			0	0	0	0	0	0	0	0	6,9	0	0	0	3,2	0	0	0	3,2	0	0	0	3,2	0	0	0	3,2	0	0	0	7,6	0	7,6	0
1	4,35	2,9			0	0																												
2	4,35	2,9	0	0			0	0																										
3	4,35	2,9			0	0			0	0																								
4	4,35	2,9					0	0			6,9	2,9																						
5	0	0							0	0			0	0																				
6	1,45	0,9									1,45	0,9			7,1	2,1																		
7	0	0											0	1,95			0	0																
8	3,4	0,9													3,4	0,9			3,4	0,9														
9	0	0															0	0					0	0										
10	3,4	0,9																	3,4	0,9			3,4	0,9										
11	0	0																			0	0			0	0								
12	3,4	0,9																					3,4	0,9			3,4	0,9						
13	0	0																							0	0			0	0				
14	3,4	0,9																									3,4	0,9			8,9	2,8		
15	0	0																											0	0			0	0
16	0	0																													0	0		

Tableau 10: Les rétrécissements et les élargissements relatifs et globaux du bâtiment



d) « Pour les bâtiments dont la hauteur totale ne dépasse pas 12 m ; les pourcentages relatifs à la configuration peuvent être ramenés à 40%. »

Le bâtiment de notre étude a une hauteur qui dépasse 12m, il ne fait donc pas partie de la catégorie mentionné dans l'article.

D'après l'article 4.3.1.1 Critères de régularité – 2 – Forme en élévation – alinéa (a) du RPS 2000, le bâtiment ne remplit pas les conditions de régularité en élévation.

Conclusion :

Les critères de l'article 4.3.1.1.1.b du RPS 2000 ne sont donc pas vérifiés.

Les conditions de régularité exigées par l'approche statique équivalente ne sont pas satisfaites, il faut donc utiliser une approche dynamique pour l'analyse de l'action sismique.

II.2. Nécessité d'une approche dynamique:

Si les conditions de régularité ou de hauteur d'une structure, exigées par l'approche statique équivalente ne sont pas satisfaites, il est admis d'utiliser une approche dynamique pour l'analyse de l'action sismique.

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

- ✓ un spectre de réponse caractérise la sollicitation sismique.
- ✓ La structure est supposée à comportement élastique ce qui permet le calcul des modes propres.
- ✓ La réponse d'une structure est prépondérante au voisinage des fréquences de résonance.
- ✓ Le comportement de la structure pour ces fréquences de résonances est appelé mode de vibration.
- ✓ Le comportement global est considéré comme la somme des contributions des différents modes.

Le calcul des modes doit être poussé de façon à satisfaire les deux conditions suivantes issues du PS 92 6.6.2.2.

- ✓ atteindre la fréquence minimale de 33 Hz dite « fréquence de coupure » dans chaque direction d'excitation.
- ✓ Solliciter 90% de la masse M totale du système dans chaque direction d'excitation.

Au-delà de la fréquence de coupure l'apport des modes supérieurs est négligeable.

Pour un séisme donné, la réponse globale de la structure n'est constituée que de quelques modes principaux. Ces modes principaux sont retenus en fonctions des masses modales effectives. La masse modale étant pour un mode donné la masse effective dans la direction du séisme étudié.

Les réponses modales (déplacements et efforts maximaux) calculés pour les différents modes retenus sont ensuite combinés de façon à restituer l'ensemble des effets du séisme réel. La méthode de combinaison retenue dans ce calcul est la CQC (combinaison quadratique

complète) → Si X est la réponse, alors : $X = \sqrt{\sum_{i,j} \alpha_{i,j} X_i X_j}$

Avec $\alpha_{i,j}$ coefficient de corrélation des fréquences et des coefficients d'amortissement des modes i et j.

« Cette formule est l'expression du fait que l'on peut interpréter le mouvement globale d'une structure soumise à un séisme comme une combinaison des n déformées des modes de vibration (décomposition modale), pondérés chacune de manière adéquate »

Le schéma ci-dessous en fait l'illustration.

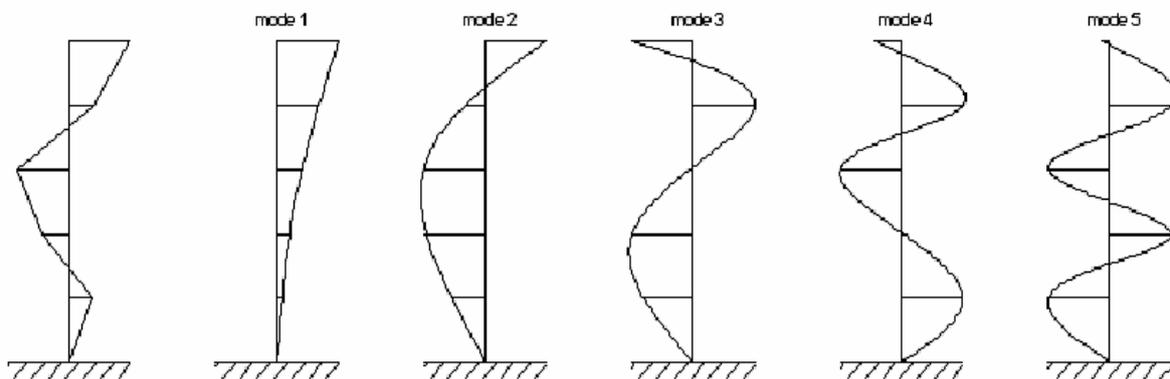


Figure 11 : Déformée réelle et déformées modales des 5 premiers modes

Les maxima des effets de chaque composante peuvent être ensuite recombinaés en utilisant les combinaisons de Newmark.

$$S = \pm S_x \pm \lambda S_y \pm \mu S_z$$

$$S = \pm \lambda S_x \pm S_y \pm \mu S_z$$

$$S = \pm \lambda S_x \pm \mu S_y \pm S_z$$

Dans les cas courants on a : $\lambda = \mu = 0.3$.



II.3.Hypothèses du calcul sismique

Toutes les hypothèses, les valeurs de calcul parasismique de cette partie et les mentions des numéros d'article, de figure ou de tableau sont issues du règlement parasismique de construction (RPS 2000).

- Selon le zonage sismique de la figure 5.2, notre site (situé à Casablanca) fait partie de la zone 2.

D'après le tableau 5.1, le coefficient d'accélération $A=0,08$ g

- Le bâtiment regroupe des pièces à usage d'habitation.

D'après l'article 3.2.2, le bâtiment est de classe II, ce qui donne, selon le tableau 3.1, un coefficient de priorité $I=1$, et selon le tableau 3.2, le niveau de ductilité de la structure ND1.

- Le rapport géotechnique précise que le site est de type S1.

D'après le tableau 5.3, le coefficient du site est de 1.

- Pour le système de contreventement par voile :

D'après le tableau 3.3, le facteur de comportement $K=1.4$.

- D'après la formule 6.5, la période fondamentale $T=0,09H/\sqrt{L}$

Avec H : hauteur totale du bloc = 55.02

L : longueur du bloc selon chaque direction x et y .

	L (m)	T(s)
x	31.7	0.88
y	17.0	1.2

Tableau 11 : la période fondamentale suivant les directions x et y

- D'après le tableau 5.5, le facteur d'amplification dynamique
 $D_x=1.59$ $D_y=1.20$



II.4. Résultats du calcul modal

Afin de satisfaire les exigences réglementaires, il faut mobiliser au moins 90% de la masse de la structure avant d'atteindre la fréquence de coupure 33Hz. Les résultats obtenus pour un calcul poussé jusqu'aux 11 modes donne des résultats satisfaisants.

N° de mode	fréquence(Hz)	masses participantes [%]	
		DirectionX	direction Y
1	0,86	66,35	0,42
2	1,11	66,82	63,45
3	1,40	66,82	63,71
4	2,94	85,80	63,83
5	3,62	86,33	66,46
6	4,53	86,37	86,00
7	6,17	91,21	86,31
8	6,97	91,97	86,84
9	8,26	92,71	86,86
10	9,20	92,72	89,35
11	10,11	92,91	92,04

Tableau 12 : Résultats du calcul modal

L'annexe 6 montre la déformée de la structure dans les quatre premiers modes.



Chapitre 4 L'effet du vent

I. Introduction

La réalisation de construction de grande dimension sont presque toujours limitées par les incidences climatiques. Parmi l'ensemble des risques naturels, les effets du vent concernent tout particulièrement les structures élancées et audacieuses rendues réalisables grâce à une meilleure connaissance du comportement des structures vis-à-vis du vent. L'étude de l'effet du vent sur les structures fait l'objet des règles NV 65 et annexes qui définissent les effets de la neige et du vent sur les constructions.

II. Calcul de la structure au vent

La structure étudiée est une structure de grande hauteur présentant les caractéristiques suivantes :

- Le bâtiment étudié est une construction à densité normale de paroi (voir commentaire III-1,511 du NV 65), supposé implantée en région I dans un site normale.
- La hauteur du bâtiment est $H = 54,02$ m (flèche non comprise)
- La structure est en béton armé et le contreventement est assuré par des voiles.

Pour le calcul, on considère que la direction d'ensemble moyenne du vent est horizontale ; ceci est bien justifié par le fait que le terrain ne présente pas des dénivellations importante sachant que les grands courants aériens suivent les mouvement du terrain et par conséquent parallèle au sol.

Afin de déterminer l'action du vent sur une construction, on distingue d'une part, les caractéristiques du vent et, d'autre part, les dispositions de la construction. Cette action, tout en la considérant normale à l'élément étudié, est fonction de plusieurs paramètres :

- La vitesse du vent
- La catégorie de la construction et de ses proportions d'ensemble
- L'emplacement de l'élément considéré dans la construction et de son orientation par rapport au vent
- Des dimensions de l'élément considéré (coefficient de réduction suivant dimensions)
- La forme de la paroi (plane ou courbe) à laquelle appartient l'élément considéré.

II.1 Pression dynamiques de bases

Les pressions dynamiques de base normales et extrêmes sont celles qui s'exercent à une hauteur de 10m au-dessus du sol, pour un site normal sans effet de masque sur un élément dont la plus grande dimension est égale à 0.5. Ses valeurs varient selon les zones.

Le tableau suivant donne les valeurs des pressions dynamiques de base normales et extrêmes en fonction des différentes régions indiquées selon la répartition de la carte du Maroc. Les pressions dynamiques de base pour la région 1 sont : $q_{10}(\text{normal}) = 53,5$ DaN/m² et $q_{10}(\text{extrême}) = 93,63$ DaN/m² tirés du tableau 13 :



Région	Pression dynamique de base normale (DaN/m ²)	Pression dynamique de base extrême (DaN/m ²)
Région 1	53.5	93.63
Région 2	68	119
Région 3	1350	236.25

Tableau 13 : Les pressions dynamiques de base des vents dans les différentes régions marocaines

II.2. Pression dynamiques corrigées

Elle est donnée par la formule :

$$q = q_{10} k_h k_s k_m \delta$$

Avec :

- K_h Effet de la hauteur au-dessus du sol

La variation de la vitesse du vent avec la hauteur H dépend de plusieurs facteurs : le site, la vitesse maximale du vent et le freinage dû au sol. Pour H compris entre 0 et 500 m, le rapport entre q_H et q_{10} est défini par la formule :

$$\frac{q_H}{q_{10}} = 2,5 \frac{H + 18}{H + 60}$$

Avec :

- q_H : la pression dynamique agissant à la hauteur H au-dessus du sol exprimée en mètres.
- q_{10} : La pression dynamique de base à 10 m de hauteur.
- H : La hauteur comptée à partir du sol environnant supposé sensiblement horizontal dans un grand périmètre en plaine autour de la construction

Etage	h(m)	Kh
Rdc	3,17	0,838
R +1	6,34	0,917
R +2	9,51	0,989
R +3	12,68	1,055
R +4	15,85	1,116
R +5	19,02	1,171
R +6	22,19	1,222
R +7	25,36	1,270
R +8	28,53	1,314
R +9	31,7	1,355
R +10	34,87	1,393
R +11	38,04	1,429
R +12	41,21	1,463
R +13	44,38	1,494
R +14	47,55	1,524
R +15	50,72	1,552
R +16	53,89	1,578

Tableau 14 : Variation du coefficient k_h selon la hauteur



➤ **Effet du site**

A l'intérieur d'une région à laquelle correspondent des valeurs déterminées par des pressions dynamiques de base, il convient de tenir compte de la nature du site d'implantation de la construction.

Le tableau suivant donne les valeurs correspondantes à chaque région et pour chaque site (Art III-1,242 du NV65) :

k_s	Région 1	Région 2
Site protégé	0.8	0.8
Site normal	1	1
Site exposé	1.35	1.3

Tableau 15: les coefficients des sites

L'implantation de la construction étudiée dans une position en l'absence d'un voisinage océanique ou d'une colline à proximité nous oblige à considérer un site normal et donc de prendre un coefficient de site égal à 1,35.

➤ **Effet de masque**

Il y a effet de masque lorsqu'une construction est masquée partiellement ou totalement par d'autres constructions ayant une grande probabilité de durée. Cet effet peut se traduire :

- Soit par une aggravation des actions du vent, lorsque la construction située derrière le masque se trouve dans une zone de sillage turbulent
- Soit par une réduction des actions du vent dans les autres cas. Dans ce dernier cas, les pressions dynamiques de base peuvent alors être réduites de 25%.
- Les surfaces intéressées doivent remplir simultanément les deux conditions suivantes :
- Etre abritées entièrement par le masque pour toutes les directions du vent dans le plan horizontal.
- Etre situées au-dessous de la surface décrite par une génératrice ayant une pente de 20% vers le sol, dirigée vers l'intérieur du masque et prenant appui sur le contour apparent des constructions protectrices

Dans le cas de notre structure, ces conditions n'étant pas vérifiées, on prend $k_m = 1$

➤ **Effets des dimensions**

Le coefficient de réduction δ tient compte de la variation de la pression dynamique moyenne du vent en fonction de la dimension de la surface frappée ; en effet la structure du vent n'étant pas uniforme, les tourbillons locaux influencent les pressions dynamiques moyennes qui, toutes choses égales par ailleurs, sont plus faibles sur les grandes surfaces que sur des surfaces réduites.

Le coefficient δ est fonction de la plus grande dimension (horizontale ou verticale) de la surface offerte au vent, et de la cote H du point le plus haut de cette surface est donné par l'abaque suivant :

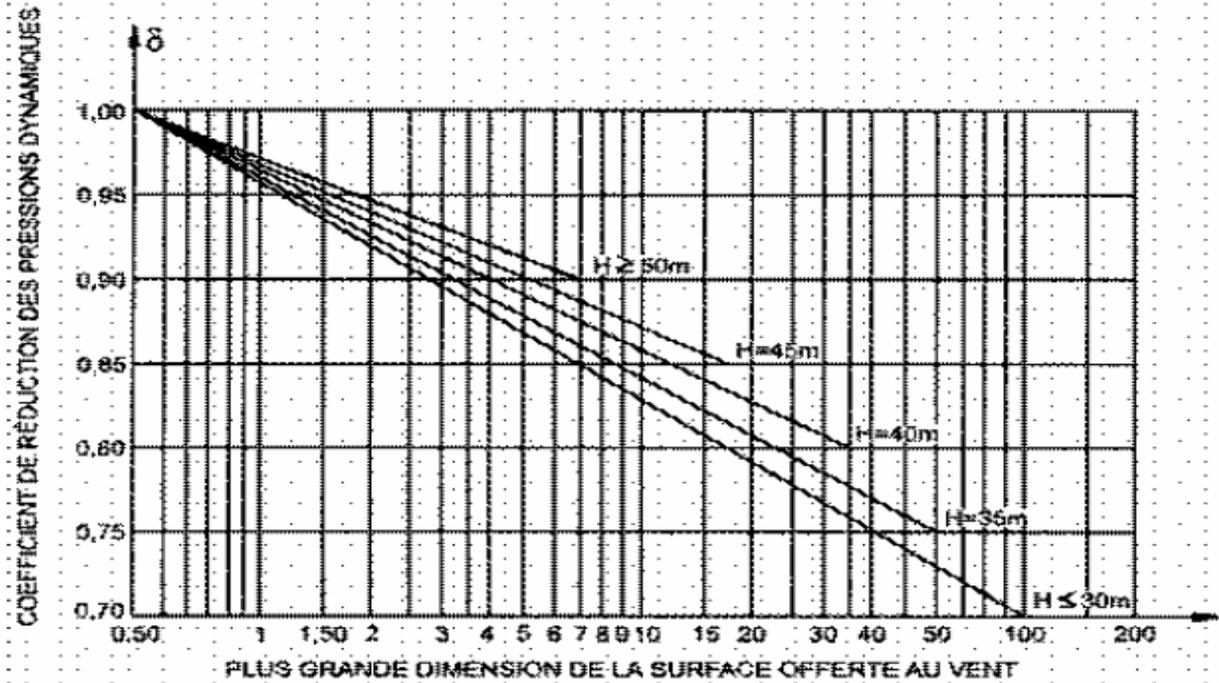


Figure 12 : règle R-III-2 du règlement NV65, coefficient de réduction des pressions dynamiques

Notons que Ce coefficient garde, entre les cotes 0 et 30 m, une valeur presque constante correspondant à celle de la cote H_b de la base de la construction, après il varie linéairement en fonction de la hauteur.

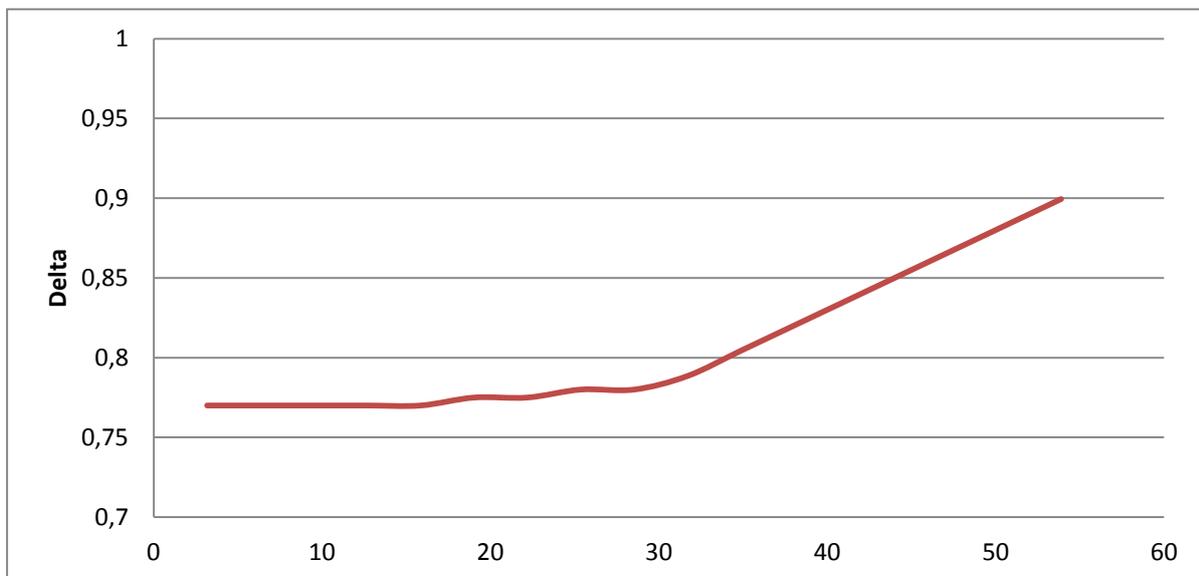


Figure 13 : Courbe de variation de selon la hauteur



Etage	h(m)	δ
Rdc	3,17	0,77
R +1	6,34	0,77
R +2	9,51	0,77
R +3	12,68	0,77
R +4	15,85	0,77
R +5	19,02	0,775
R +6	22,19	0,775
R +7	25,36	0,78
R +8	28,53	0,78
R +9	31,7	0,79
R +10	34,87	0,80
R +11	38,04	0,82
R +12	41,21	0,84
R +13	44,38	0,85
R +14	47,55	0,87
R +15	50,72	0,88
R +16	53,89	0,90

Tableau 16 : variation de δ selon la hauteur

*la plus grande dimension de la construction est par hypothèse la largeur a du maître-couple.

➤ **Vérification de la réduction maximale de la pression de base**

Pour les constructions définitives, la totalité des réductions autorisées par les règles de la NV65 (Art 1,245 NV65) concernant « l'Effet de masque » et « l'Effet des dimensions » ne doit, en aucun cas dépasser 33%.

Avec $k_m = 1$ et $\delta_{\min} = 0.77$, on a bien $k_m * \delta_{\min} = 77\% > 67\%$

➤ **Vérification de la pression dynamique maximale**

Quelle que soit la hauteur H, la nature du site, l'effet de masque et l'effet des dimensions, les valeurs de la pression dynamique corrigées sont limitées (Art III-1,246 NV65)

	Valeurs maximales	Valeurs minimales
Pression dynamique normale corrigée	170	30
Pression dynamique extrême corrigée	297,5	52,5

Tableau 17 : les valeurs limites de la pression dynamique corrigées



➤ Récapitulatif des résultats

	q/q(10)	q normale (DaN/m ²)
RDC	0,645	34,514
R + 1	0,706	37,786
R + 2	0,762	40,759
R + 3	0,813	43,474
R + 4	0,859	45,961
R + 5	0,908	48,562
R + 6	0,947	50,687
R + 7	0,991	52,994
R + 8	1,025	54,832
R + 9	1,068	57,159
R + 10	1,121	59,954
R + 11	1,172	62,706
R + 12	1,223	65,418
R + 13	1,273	68,094
R + 14	1,322	70,738
R + 15	1,371	73,351
R + 16	1,419	75,937

Tableau 18 : Les pressions dynamiques normales et extrêmes selon les étages

II.3. Actions statiques exercées par le vent

On distingue deux types d'actions : les actions intérieures et les actions extérieures.

Actions extérieures : Quelle que soit la construction, la face extérieure de ses parois est soumise à :

- des succions, si les parois sont sous le vent.
- des pressions ou des succions, si les parois sont au vent.

Ces actions sont dites des actions extérieures et sont caractérisées par un coefficient C_e
actions intérieures : Les parois intérieures peuvent être en état de surpression ou de dépression selon

L'orientation des ouvertures par rapport au vent et leur importance relative. Ces actions sont dites des actions intérieures et sont caractérisées par un coefficient C_i .

Afin de pouvoir estimer ces actions, on doit tout d'abord déterminer les deux coefficients : le rapport de dimensions λ et le coefficient γ_0 .

On est dans le cas d'un bâtiment prismatique à base rectangulaire : on appliquera alors les règles correspondantes de la NV65 (R-III-2,1). Cette considération est bien justifiée vu qu'à partir du 4^{ème} niveau, la forme de la dalle est rectangulaire et que même au niveau des étages inférieurs, sa forme est trapézoïdale mais assimilable à un rectangle.

On examinera alors selon les règles en vigueur, deux cas de figures : vent frappant la façade ouest et vent frappant la façade sud tout en considérant que la direction du vent est normale à la façade.

Signalons aussi que les dimensions diffèrent selon les étages, cependant quel que soit les dimensions considérées, on trouve la même valeur.

Le coefficient γ_0 relatif à l'une des façades est lu sur le diagramme de la figure R-III-5 en fonction du rapport de dimensions correspondant à cette façade.

a	b	h/a	h/b	γ_0
28	17	1,92	3,17	1
25	17	2,15	3,17	1
32	17	1,68	3,17	1

Tableau 19 : les valeurs de coefficient γ_0

Dans les deux cas, façade sud ou façade ouest, on trouve $\gamma_0=1$

➤ **Actions extérieures : (Voir III-2,131 du NV 65)**

Nous sommes dans le cas de vent normal frappant des parois verticales et nous rappelons que $\gamma_0=1$.

Selon les règles NV65, on a :

Face au vent : $C_e = + 0.8$ (quel que soit γ_0)

Face sous le vent : $C_e = - (1.3 * \gamma_0 - 0.8) = - 0.5$

➤ **Actions intérieures :**

Une paroi a une perméabilité au vent de μ % si elle comporte des ouvertures de dimensions quelconques dont la somme des aires représente μ % de son aire totale.

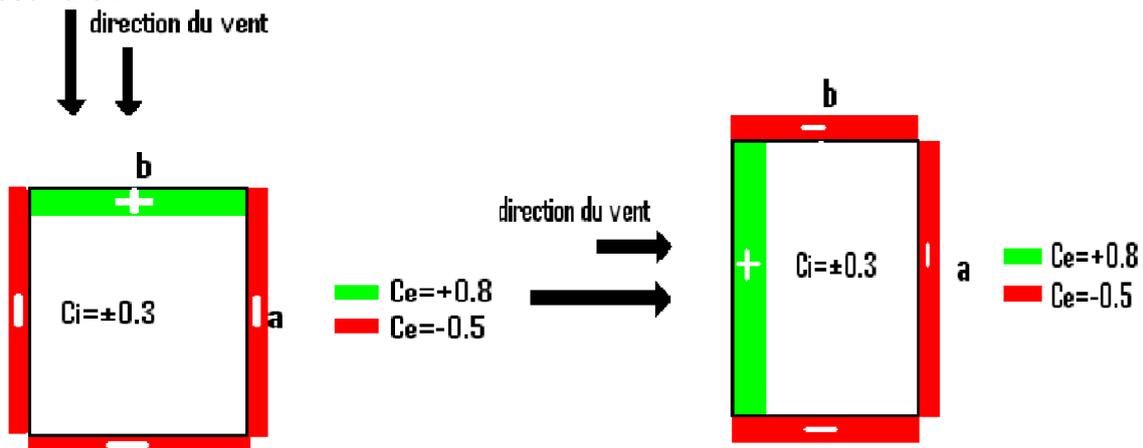
L'immeuble étudié est un bâtiment à usage de bureaux donc il peut être considéré comme une construction fermée c'est-à-dire que $\mu \leq 5\%$. (Voir commentaire III-1,313 page 68 du NV 65).

Par suite, les actions intérieures exercées sont :

Une surpression : $C_i = + 0.6 * (1.8 - 1.3 * \gamma_0) = + 0.3$

Une dépression : $C_i = - 0.6 * (1.3 * \gamma_0 - 0.8) = - 0.3$

Résultats :



On a donc : $C_e - C_i = 0.8 - (-0.3) = 1.1$ pour les face au vent et $C_e - C_i = (-0.5) - 0.3 = -0.8$ pour les faces sous le vent.

Rappelons que :

- $q'_r(i) = 0.5(q_r(i).h(i) + q_r(i+1).h(i+1))$ en daN/m
- $p_r(i) = q'_r(i).(C_e - C_i)$ en daN/m



Le tableau suivant donne l'action statique résultante par unité de longueur appliquée sur les parties exposées du plancher haut de chaque niveau pour les face au vent (+) et les faces sous le vent (-).

Vent normal	q(normales)	H (m)	q'r (DaN/m)	pr(+) (DaN/m)	pr(-) (DaN/m)
RDC	34,51	3,17	114,60	126,05	-91,68
R + 1	37,79	6,34	124,49	136,94	-99,60
R + 2	40,76	9,51	133,51	146,86	-106,81
R + 3	43,47	12,68	141,75	155,93	-113,40
R + 4	45,96	15,85	149,82	164,80	-119,85
R + 5	48,56	19,02	157,31	173,04	-125,85
R + 6	50,69	22,19	164,33	180,77	-131,47
R + 7	52,99	25,36	170,90	187,99	-136,72
R + 8	54,83	28,53	177,50	195,26	-142,00
R + 9	57,16	31,70	185,62	204,19	-148,50
R + 10	59,95	34,87	194,42	213,86	-155,53
R + 11	62,71	38,04	203,08	223,38	-162,46
R + 12	65,42	41,21	211,62	232,78	-169,29
R + 13	68,09	44,38	220,05	242,05	-176,04
R + 14	70,74	47,55	228,38	251,22	-182,70
R + 15	73,35	50,72	236,62	260,28	-189,30
R + 16	75,94	53,89	120,36	132,40	-96,29

Tableau 20 : l'action statique résultante par unité de longueur pour un vent normal

Vent extrême	q extrême	H(m)	q'r (DaN/m)	pr(+) (DaN/m)	pr(-) (DaN/m)
RDC	60,40	3,17	200,55	220,61	-160,44
R + 1	66,13	6,34	217,88	239,66	-174,30
R + 2	71,33	9,51	233,65	257,02	-186,92
R + 3	76,08	12,68	248,08	272,89	-198,47
R + 4	80,44	15,85	262,20	288,42	-209,76
R + 5	84,99	19,02	275,31	302,84	-220,24
R + 6	88,71	22,19	287,60	316,36	-230,08
R + 7	92,74	25,36	299,10	329,01	-239,28
R + 8	95,96	28,53	310,65	341,71	-248,52
R + 9	100,03	31,70	324,86	357,35	-259,89
R + 10	104,93	34,87	340,25	374,27	-272,20
R + 11	109,74	38,04	355,40	390,94	-284,32
R + 12	114,49	41,21	370,35	407,38	-296,28
R + 13	119,17	44,38	385,11	423,62	-308,08
R + 14	123,80	47,55	399,69	439,66	-319,75
R + 15	128,37	50,72	414,11	455,52	-331,29
R + 16	132,90	53,89	210,64	231,71	-168,51

Tableau 21: l'action statique résultante par unité de longueur pour un vent extrême



II.4. Action dynamiques exercées par le vent

Aux effets statiques calculés précédemment, s'ajoutent les effets dynamiques qui dépendent des caractéristiques mécaniques et aérodynamiques de la construction.

Pour tenir compte de l'effet produit par une succession de rafales de vent, on multiplie les pressions trouvées par un coefficient majorant β donné par la formule :

$$\beta = \theta * (1 + (\xi * \tau))$$

τ : coefficient de pulsation déterminé en fonction de la cote H. Il est déterminé par le diagramme RIII- 4 du règlement NV65.

ξ : coefficient de réponse, donné en fonction de la période T par le diagramme R-III-3 du NV65.

θ : coefficient global dépendant du type de la construction.

➤ **Détermination de τ :**

$\tau = 0.32$ (R III-1.511- des règles NV65)

➤ **Détermination de θ :**

$\theta = 0.7 + 0.01 (H_s - 30)$ car $30 \text{ m} < H_s < 60 \text{ m}$ (R III-1.511- des règles NV65)

On trouve $\theta = 0.94$

➤ **Détermination de ξ :**

Il faut d'abord déterminer la période T du mode fondamental. Pour une structure contreventée par voiles en béton armé, la formule est la suivante (voir l'annexe 4,452):

$$T = 0,08 \frac{H}{\sqrt{L_x}} \sqrt{\frac{H}{L_x + H}}$$

Avec : H : hauteur totale du bâtiment en m.

L_x : la dimension en plan dans la direction x considérée en m.

On trouve les résultats suivant pour notre structure :

	Largeur	Période	Coefficient de réponse
Selon x :	31,75	0,61	0,40
	28,00	0,66	0,40
	25,00	0,71	0,50
Selon y :	17,00	0,91	0,60

Tableau 22: coefficient de réponse pour les différentes façades du bâtiment

On trouve par la suite un coefficient β variant entre 1,06 et 1,12, puisque β est un coefficient majorant on prendra alors la plus grande valeur pour se placer du côté de la sécurité

$$\beta = 1.12$$

Résultats



(Les tableaux suivants donnent l'action dynamique résultante par unité de longueur appliquée sur les parties exposées de la dalle pour les face au vent (+) et les faces sous le vent (-))

Vent extrême	pr+)(DaN/m)	pr-)(DaN/m)
RDC	247,08	-179,69
R + 1	268,42	-195,22
R + 2	287,86	-209,35
R + 3	305,64	-222,28
R + 4	323,03	-234,93
R + 5	339,18	-246,67
R + 6	354,32	-257,69
R + 7	368,49	-267,99
R + 8	382,72	-278,34
R + 9	400,23	-291,07
R + 10	419,18	-304,86
R + 11	437,86	-318,44
R + 12	456,27	-331,83
R + 13	474,45	-345,05
R + 14	492,42	-358,12
R + 15	510,18	-371,04
R + 16	259,51	-188,73

Tableau 23: l'action dynamique résultante par unité de longueur pour un vent normal

Vent normal	pr+)(DaN/m)	pr-)(DaN/m)
RDC	141,18	-102,68
R + 1	153,38	-111,55
R + 2	164,48	-119,62
R + 3	174,64	-127,01
R + 4	184,58	-134,24
R + 5	193,80	-140,95
R + 6	202,46	-147,24
R + 7	210,55	-153,13
R + 8	218,69	-159,04
R + 9	228,69	-166,32
R + 10	239,52	-174,20
R + 11	250,19	-181,96
R + 12	260,71	-189,61
R + 13	271,10	-197,16
R + 14	281,36	-204,63
R + 15	291,52	-212,01
R + 16	148,28	-107,84

Tableau 24: l'action dynamique résultante par unité de longueur pour un vent extrême



Chapitre 5 Vérifications

I. Vérification des déplacements

Le but est de vérifier que la structure évolue dans le domaine de ses propriétés qui est pris en compte dans le calcul est contenir les dommages structuraux dans des limites acceptables.

I.1. Les déplacements latéraux inter-étages

Selon l'article 8-4 alinéa b) du RPS 2000 Les déplacements latéraux inter-étages Δe_l évalués à partir des actions de calcul doivent être limités à :

$$K \cdot \Delta e_l \leq 0.010 h \quad \text{pour les bâtiments de classe II}$$

Avec : h : la hauteur de l'étage ;

K : coefficient du comportement.

En ce qui concerne notre cas, nous avons :

Niveau	Hauteur	Direction X (cm)		Direction Y (cm)		Déplacement limite (cm)
		Ux	Uy	Ux	Uy	
-1	3,60					2,57
0	3,17	0,19	0,04	0,03	0,11	2,26
1	3,17	0,12	0,04	0,03	0,13	2,26
2	3,17	0,18	0,03	0,03	0,14	2,26
3	3,17	0,21	0,04	0,03	0,16	2,26
4	3,17	0,21	0,04	0,02	0,17	2,26
5	3,17	0,23	0,03	0,03	0,17	2,26
6	3,17	0,24	0,04	0,03	0,17	2,26
7	3,17	0,23	0,01	0,03	0,18	2,26
8	3,17	0,24	0,05	0,03	0,21	2,26
9	3,17	0,25	0,04	0,03	0,22	2,26
10	3,17	0,25	0,04	0,03	0,21	2,26
11	3,17	0,24	0,05	0,03	0,22	2,26
12	3,17	0,24	0,04	0,03	0,21	2,26
13	3,17	0,23	0,04	0,02	0,2	2,26
14	3,17	0,22	0,04	0,03	0,19	2,26
15	3,17	0,21	-0,07	0,02	0,07	2,26
16	3,17	0,18	0,03	0,01	0,17	2,26

Tableau 25 : La vérification des déplacements inter-étages

D'après le tableau ci-dessus, on trouve que les déplacements inter-étages vérifient la condition préconisée dans le RPS2000.



I.2. Le déplacement latéral total du bâtiment

Le déplacement latéral total du bâtiment Δg doit être limité à $\Delta g \text{ limite} = 0.004.H$.

Pour notre structure $\Delta g \text{ limite} = 0,004 \times 54.02 = 21.6\text{cm}$

H étant la hauteur totale de la structure.

Les tableaux suivants résument les déplacements latéraux totaux U_x et U_y suivant les deux sens sismiques X et Y :

Direction sismique	Déplacement	Déplacement latéral maximal (cm)	Déplacement latéral limite (cm)
X	U_x	3,76	21,6
	U_y	0,54	21,6
Y	U_x	0,47	21,6
	U_y	2,97	21,6

Tableau 26 : La vérification de déplacement latéral total du bâtiment

Le déplacement latéral maximal du bâtiment selon les deux directions X et Y est largement inférieur aux limites imposées par le RPS2000

II. Stabilité au renversement

La structure doit être dimensionnée pour résister aux effets de renversement dû aux combinaisons des actions de calcul. Un ancrage est exigé si l'effet des charges de calcul tendant à provoquer ce phénomène est supérieur à l'effet de stabilisation (Article 8.2.3 RPS 2000)

Pour vérifier la stabilité au renversement, nous allons calculer l'indice de stabilité θ_r pour chaque niveau.

$$\theta_s = \frac{K \cdot W \cdot \Delta_{el}}{V \cdot h}$$

- La stabilité est considérée satisfaite si : $0.1 \geq \theta_s$
- l'effet du second ordre est à prendre en compte dans le calcul pour $0.1 \leq \theta_s \leq 0.2$
- La stabilité est considérée non satisfaite si :

Avec :

- K : Coefficient de comportement.
- θ_s : Indice de stabilité.
- W : Poids au-dessus de l'étage considéré.
- V : Action sismique au niveau considéré.
- h : Hauteur d'étage.
- Δ_{el} : Déplacement relatif au niveau considéré.



Vu l'irrégularité de cette structure, on n'a pas pu évaluer l'action sismique par la méthode statique simplifiée. Cependant, on a pu évaluer l'action sismique V à l'aide des résultats donnés par ROBOT en sommant les forces pseudo statiques appliquées aux nœuds de la structure situés au-dessus du niveau considéré suivant la combinaison de NEWMARK selon les deux directions du séisme considérées.

Les résultats obtenus sont donnés dans les tableaux suivants :

Niveau	Hauteur(m)	Sens X			Sens Y		
		V (T)	Δ_{el} (cm)	θ_r	V (T)	Δ_{el} (cm)	θ_r
0	3,17	12,65	0,19	0,0210	9,36	0,11	0,0164
1	3,17	27,76	0,12	0,0096	20,53	0,13	0,0141
2	3,17	48,81	0,18	0,0078	36,1	0,14	0,0082
3	3,17	76,1	0,21	0,0058	56,28	0,16	0,0060
4	3,17	109,5	0,21	0,0040	80,98	0,17	0,0044
5	3,17	139,2	0,23	0,0026	102,95	0,17	0,0026
6	3,17	177,55	0,24	0,0024	131,31	0,17	0,0023
7	3,17	211,86	0,23	0,0015	156,68	0,18	0,0016
8	3,17	255,32	0,24	0,0015	188,82	0,21	0,0017
9	3,17	297,62	0,25	0,0012	220,1	0,22	0,0014
10	3,17	350,28	0,25	0,0011	259,04	0,21	0,0013
11	3,17	400,6	0,24	0,0008	296,25	0,22	0,0010
12	3,17	462,42	0,24	0,0008	341,96	0,21	0,0009
13	3,17	520,83	0,23	0,0006	385,15	0,2	0,0007
14	3,17	591,64	0,22	0,0006	437,51	0,19	0,0007
15	3,17	648,87	0,21	0,0004	479,84	0,07	0,0002
16	3,17	748,74	0,18	0,0003	567,48	0,17	0,0004

Tableau 27 : Calcul de θ_r pour vérification de stabilité au renversement.

On remarque que, pour chaque niveau, θ_r est inférieur à 0,1 et donc il n'y a pas de risque de renversement. Ainsi, l'effet du second ordre ne sera pas pris en compte dans les calculs.

Chapitre 6 Première variante : Dalle pleine

I. Description

Une dalle pleine est un élément à contour généralement rectangulaire dont les appuis peuvent être continus (poutres, voiles ou murs maçonnés) ou ponctuels (poteaux). Les dalles pleines sur appuis continus peuvent porter dans deux directions ou bien dans une seule.

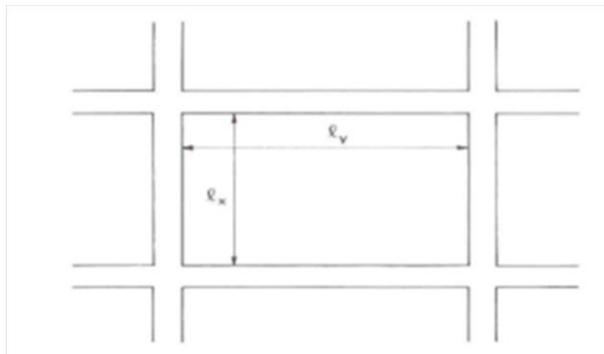


Figure 14 : Portées d'une dalle pleine

Les portées l_x et l_y d'un «panneau» de dalle sont mesurées entre les nus des appuis:

- Si $0,4 \leq \frac{l_x}{l_y} = \alpha \leq 1$, la dalle est considérée comme portant dans deux directions.

Si $\alpha \leq 0,4$, la dalle est considérée comme portant uniquement dans le sens de sa petite portée.

II. Méthode de calcul

Les moments fléchissant développés au centre du panneau ont pour expression :

- Dans le sens de la petite portée l_x : $M_{0x} = \mu_x p l_x^2$
- Dans le sens de la grande portée l_y : $M_{0y} = \mu_y M_{0x}$

Où les coefficients μ_x et μ_y sont des fonctions du rapport des portées l_x/l_y et du type d'état limite considéré (puisque la valeur du coefficient de Poisson n'est pas identique à l'ELU et l'ELS).

Le rapport de la section la moins sollicitée sur celle armant la direction la plus sollicitée doit être supérieur à $\frac{1}{4}$, la valeur du coefficient μ_y est limitée à 0,25.

Prise en compte de la continuité :

Dans la réalité, les dalles en BA ne sont pas articulées sur leurs contours. On prend en compte un moment d'encastrement, qui permet de diminuer dans une certaine mesure la valeur des moments en travée déterminés pour la dalle articulée.

- les moments en travée peuvent être réduits de 25% au maximum par rapport aux moments de la dalle articulée, selon les conditions de continuité aux appuis,
- les moments d'encastrement sur les grands cotés sont évalués à au moins 40 ou 50% du moment de la dalle articulée M_{0x} ,
- les moments d'encastrement sur les petits côtés prennent des valeurs du même ordre que sur les grands côtés, dans la portée principale l_x , on doit respecter :

$$M_{tx} + \frac{M_{wx} + M_{wy}}{2} > 1,25M_{0x} \quad \text{et} \quad M_{tx} \leq M_{0x}$$

Ce qui conduit à adopter les valeurs suivantes pour le moment en travée M_{tx} , en fonction des valeurs des moments sur appuis :

	0	$0.15M_{0x}$	$0.30M_{0x}$	$0.50M_{0x}$
Appui simple 0	M_{0x}	M_{0x}	M_{0x}	M_{0x}
Encastrement faible $0.15M_{0x}$	M_{0x}	M_{0x}	M_{0x}	$0.925M_{0x}$
Encastrement partiel $0.30M_{0x}$	M_{0x}	M_{0x}	$0.95M_{0x}$	$0.85M_{0x}$
Continuité $0.50M_{0x}$	M_{0x}	$0.925M_{0x}$	$0.85M_{0x}$	$0.75M_{0x}$

Tableau 28: méthode forfaitaire pour le calcul des moments pour les dalles

Ce même tableau est utilisé pour déterminer les moments dans la direction y.

Lorsque deux dalles ont un appui commun, on garde la plus grande des deux valeurs des moments calculés sur l'appui, sans changer la valeur des moments en travée.

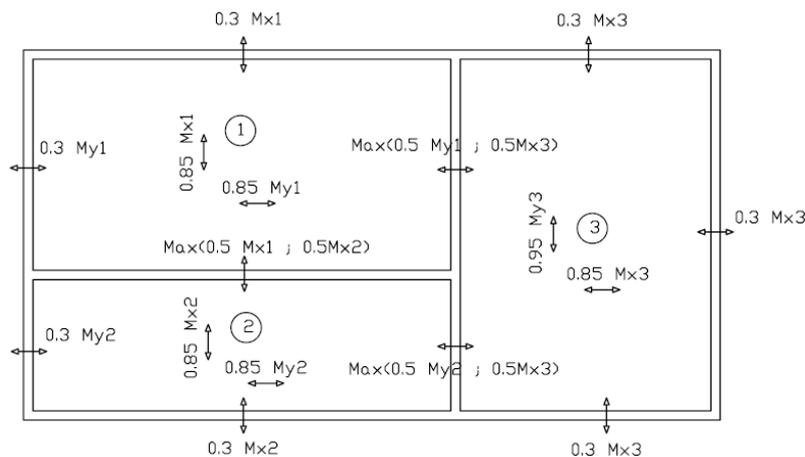


Figure 15: Exemple de valeurs pour les moments en travée et sur appuis

III. Dimensionnement

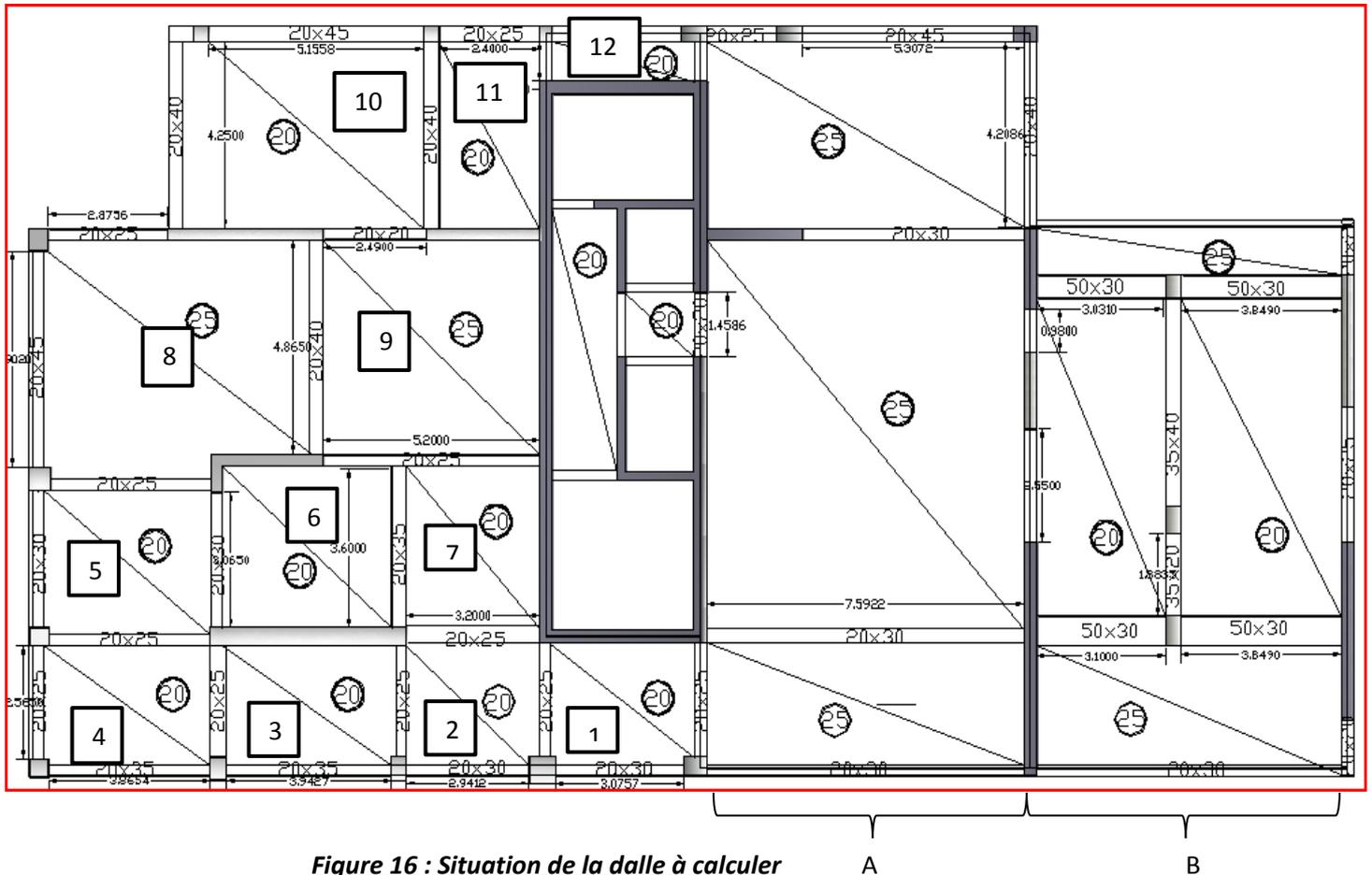


Figure 16 : Situation de la dalle à calculer

✚ A droite de noyau central

Partie A :

III.1 Calcul des charges :

- Poids propre de la dalle pleine (25cm) : $P_p = 0,25 \times 2,5 = 0,625 \text{ T/m}^2$
- Charge permanente sur la dalle : $0,25 \text{ T/m}^2$
- Charge d'exploitation : $0,15 \text{ T/M}^2$



III.2 Calcul des moments

Etat limite ultime (ELU) :

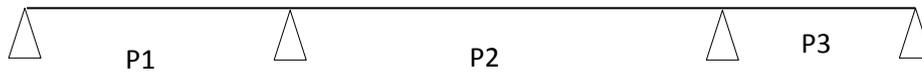
$$P_u = 1,35G + 1,5Q = 1,55 \text{ T/m}^2$$

Le tableau suivant présente le calcul des moments des différents panneaux du plancher.

Panneau	Lx(m)	Ly(m)	p	ux	uy	P(T/m ²)	M0x(T.m)	M0y(T.m)
1	4,02	7,6	0,53	0,0922	0,25	1,55	2,31	0,58
2	7,6	8,82	0,86	0,0496	0,7052	1,55	4,44	3,13
3	3,11	7,6	0,41	0,1088	0,25	1,55	1,63	0,41

Suivant la direction X

- Les moments sur appuis :



$$M_{xap1} = 0,3 \times M_{x1} = 0,693 \text{ T.m}$$

$$M_{xap2} = 0,5 \max (M_{x1}, M_{x2}) = 2,22 \text{ T.m}$$

$$M_{xap3} = 0,5 \max (M_{x2}, M_{x3}) = 2,22 \text{ T.m}$$

$$M_{xap4} = 0,3 \times M_{x4} = 0,381 \text{ T.m}$$

- Les moments en travées :

Les moments en travées doit vérifier les deux conditions suivantes :

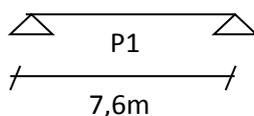
$$M_t + \frac{M_e + M_w}{2} > 1,25 M_0$$

$$M_t < M_0$$

travée	M0x(T.m)	Mtx(T.m)	Mtx < M0
1	2,31	1,431	vérifiée
2	4,44	3,33	vérifiée
3	1,63	0,287	vérifiée

Suivant la direction Y :

- Les moments sur appuis :



$$M_{yap11} = 0,3 M_{y1} = 0,3 \times 0,58 = 0,171 \text{ T.m/ml}$$

$$M_{yap12} = 0,5 \max (M_{y1} ; M_{y4}) = 0,5 \times 0,58 = 0,29 \text{ T.m/ml}$$



$$M_{yap21} = 0,3 M_{y2} = 0,3 \times 3,13 = 0,939 \text{ T.m/ml}$$

$$M_{yap22} = 0,5 \max(M_{y2}; M_{y5}) = 0,5 \times 3,13 = 1,565 \text{ T.m/ml}$$

$$M_{yap31} = 0,3 M_{y3} = 0,3 \times 0,41 = 0,123 \text{ T.m/ml}$$

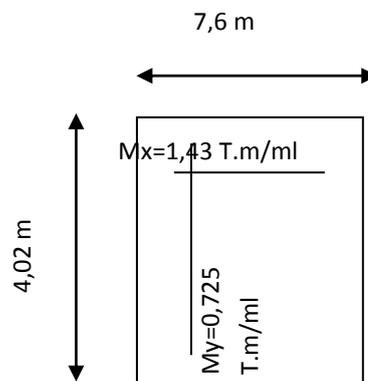
$$M_{yap32} = 0,5 \max(M_{y3}; M_{y6}) = 0,5 \times 0,41 = 0,205 \text{ T.m/ml}$$

- **Les moments en travées :**

Panneau	M0y	Mty	Mty<M0y
1	0,58	0,725	vérifié
2	3,13	3,91	vérifié
3	0,41	0,513	vérifié

III.3 Ferrailage

- ♦ **Panneau 1 :**



$$\text{Max } \Phi = \frac{ht}{10} = 25 \text{ mm}$$

On prend pour enrobage 3cm

$$d = 0,25 - 0,03 = 0,22\text{m}$$

Suivant la direction X :

- **Les moments en travées :**

$$M_t = 1,431 \text{ T.m/ml}$$

$$\mu = 0,0208$$

D'après l'abaque on tire K :

$$k = 23,3$$

$$A_{st} = \frac{23,3 \times 1,431 \times 10^{-2}}{0,22} = 1,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{st} = 11,51 \text{ cm}^2$$



▪ **Les moments sur appuis :**

Appui 1 :

$$M_{xap1} = 0,693 T.m/ml$$

$$\mu = 0,010 ; k = 23,13$$

$$A_{st} = 0,73 cm^2$$

Appui2 :

$$M_{xap2} = 2,22T.m/ml$$

$$\mu = 0,084 ; k = 23,45$$

$$A_{st} = 2,36 cm^2$$

Suivant la direction Y :

▪ **Les moments en travées :**

$$M_t = 0,725T.m/ml$$

$$\mu = 0,081 ; k = 23,15$$

$$A_{st} = 0,76 cm^2/ml$$

$$A_{st} = 3,07 cm^2$$

▪ **Les moments sur appuis :**

Appui 1.1:

$$M_{yap11} = 0,171 T.m/ml$$

$$\mu = 0,029 ; k = 23,03$$

$$A_{st} = 0,18 cm^2$$

Appui 1.2 :

$$M_{yap12} = 0,29 T.m/ml$$

$$\mu = 0,048 ; k = 23,05$$

$$A_{st} = 0,3 cm^2$$

❖ **Condition de non fragilité et section minimale d'armatures :**

Les pourcentages minimaux dans les deux directions doivent vérifier :

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho_x \geq \rho_0 \left(3 - \frac{L_x}{L_y} \right) / 2 \\ \rho_y \geq \rho_0 \end{array} \right.$$

Avec : $\rho_x = \frac{A_x}{bh}$

$$\rho_y = \frac{A_y}{bh}$$

$$\rho_0 = 0,0006$$



Tableau recapitulatif:

FERRAILLAGE ELU					
Panneau 1					
	x		y		
	appui1	Travée	appui 1.1	Travée	Appui1.2
Moment	-0,693	1,431	-0,171	0,725	-0,29
l	7,6		4,02		
μ	0,01	0,02	0,002	0,01	0,004
k	23,13	23,29	23,03	23,14	23,06
Ast/m	0,73	1,85	0,18	1,5	0,3
Ast		14,09		6,03	
Acier	2HA8	4HA8	1HA8	3HA8	1HA8
Panneau 2					
	x		y		
	appui2	Travée	appui 1.1	Travée	Appui1.2
Moment	-2, 22	3,33	-0,939	3,91	1,565
l	7,6		8,82		
μ	0,032	0,048	0,014	0,057	0,023
k	23,45	23,67	23,19	23,81	23,31
Ast/m	2,37	3,59	0,99	4,23	1,66
Ast		27,25		37,33	
Acier	4HA10	4HA12	2HA10	4HA12	3HA10
Panneau3					
	x		y		
	appui3	Travée	appui 1.1	Travée	Appui1.2
Moment	-2,22	0,287	-0,123	0,513	0,205
l	7,6		3,11		
μ	0,023	0,004	0,002	0,007	0,003
k	23,45	23,06	23,02	23,10	23,04
Ast/m	2,37	1,50	0,13	2,00	0,22
Ast		11,4		5,11	
Acier	4HA12	3HA8	1HA8	4HA8	1HA8

Tableau 29 : Ferrailage de la dalle pleine (partie A)

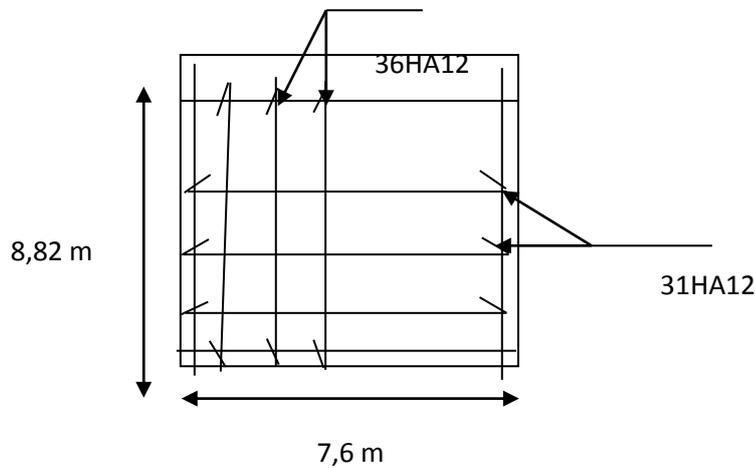


Figure 17: Ferrailage de panneau 2

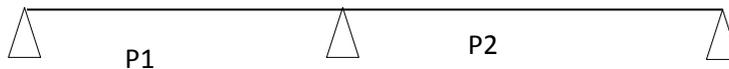
Partie B :

Le tableau suivant présente le calcul des moments des différents panneaux du plancher.

Panneau	Lx(m)	Ly(m)	p	ux	uy	P	Mox(T.m)	Moy(T.m)
1	1,90	3,10	0,61	0,08	0,33	1,24	0,37	0,12
2	1,90	3,90	0,49	0,10	0,26	1,24	0,43	0,11
3	3,10	4,70	0,66	0,08	0,38	1,24	0,89	0,34
4	3,90	4,70	0,83	0,06	0,68	1,24	1,06	0,72

Suivant la direction X

- **Les moments sur appuis :**



$$M_{xap11} = 0,3 \times M_{x1} = 0,111 \text{ T.m}$$

$$M_{xap12} = 0,5 \max (M_{x1}, M_{x2}) = 0,215 \text{ T.m}$$

$$M_{xap13} = 0,3 \times M_{x2} = 0,129 \text{ T.m}$$

$$M_{xap21} = 0,3 \times M_{x3} = 0,267 \text{ T.m}$$

$$M_{xap22} = 0,5 \max (M_{x3}, M_{x4}) = 0,53 \text{ T.m}$$

$$M_{xap23} = 0,3 \times M_{x4} = 0,318 \text{ T.m}$$



- Les moments en travées :

Les moments en travées doit vérifier les deux conditions suivantes :

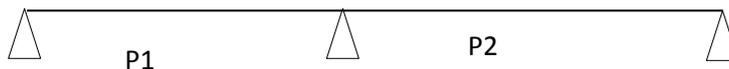
$$M_t + \frac{M_e + M_w}{2} > 1,25 M_0$$

$$M_t < M_0$$

Travé	M0x (T.m)	Mtx (T.m)	Mtx<M0
11	0,37	0,30	vérifié
12	0,43	0,37	vérifié
21	0,89	0,95	vérifié
22	1,06	1,15	vérifié

Suivant la direction Y

- Les moments sur appuis :



$$M_{yap11} = 0,3 \times M_{y1} = 0,036 \text{ T.m}$$

$$M_{yap12} = 0,5 \max (M_{y1}, M_{y2}) = 0,06 \text{ T.m}$$

$$M_{yap13} = 0,3 \times M_{y2} = 0,033 \text{ T.m}$$

$$M_{yap21} = 0,3 \times M_{y3} = 0,102 \text{ T.m}$$

$$M_{yap22} = 0,5 \max (M_{y3}, M_{y4}) = 0,36 \text{ T.m}$$

$$M_{yap23} = 0,3 \times M_{y4} = 0,216 \text{ T.m}$$

- Les moments en travées :

Les moments en travées doit vérifier les deux conditions suivantes :

$$M_t + \frac{M_e + M_w}{2} > 1,25 M_0$$

$$M_t < M_0$$

Travé	M0y (T.m)	Mty (T.m)	Mty<M0
11	0,12	0,10	Vérifié
12	0,11	0,08	Vérifié
21	0,34	0,19	Vérifié
22	0,72	0,61	Vérifié



Ferrailage :

Panneau 1						
	x			y		
	appui 1.1	travée	appui 1.2	appui 1.1	travée	appui 1.2
Moment	0,111	0,3	0,215	0,036	0,1	0,06
l		1,9			3,1	
μ	0,00	0,01	0,01	0,00	0,00	0,00
k	23,04	23,10	23,07	23,01	23,03	23,02
Ast/m	0,15	0,41	0,29	0,05	0,14	0,08
Ast		0,77			0,42	
Acier	1HA8	2HA8	1HA8	1HA8	2HA8	1HA8

Panneau 2						
	x			y		
	appui 1.1	travée	appui 1.2	appui 1.1	travée	appui 1.2
Moment	0,22	0,37	0,13	0,06	0,08	0,03
l		1,90			3,90	
μ	0,01	0,01	0,00	0,00	0,00	0,00
k	23,07	23,13	23,04	23,02	23,03	23,01
Ast/m	0,29	0,50	0,17	0,08	0,11	0,04
Ast(cm ²)		0,96			0,42	
Acier	1HA8	2HA8	1HA8	1HA8	2HA8	1HA8

Panneau 3						
	x			y		
	appui 1.1	travée	appui 1.2	appui 1.1	travée	appui 1.2
Moment	0,27	0,95	0,53	0,10	0,19	0,36
l		3,10			4,70	
μ	0,01	0,02	0,01	0,00	0,00	0,01
k	23,09	23,32	23,18	23,03	23,06	23,12
Ast/m	0,36	1,30	0,72	0,14	0,26	0,49
Ast(cm ²)		4,04			1,21	
Acier	1HA8	6HA10	1HA10	1HA8	3HA8	1HA8

Panneau 4						
	x			y		
	appui 1.1	travée	appui 1.2	appui 1.1	travée	appui 1.2
Moment	0,5	1,2	0,3	0,4	0,6	0,2
l		3,9			4,7	
μ	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
k	23,2	23,4	23,1	23,1	23,2	23,1



Ast/m	0,7	1,6	0,4	0,5	0,8	0,3
Ast(cm ²)		6,2			3,9	
Acier	1HA10	8HA10	1HA8	1HA10	5HA10	1HA8

Tableau 30 : Ferrailage de la dalle pleine (partie B)

✚ A gauche de noyau central

Toutes les dalles à gauche de noyau central sont isostatiques (2 appuis).

- Poids propre de la dalle pleine (20cm) : $P_p = 0,20 \times 2,5 = 0,5 \text{ T/m}^2$
- Charge permanente sur la dalle : $0,25 \text{ T/m}^2$
- Charge d'exploitation : $0,15 \text{ T/M}^2$
 $P_u = 1,35G + 1,5Q = 1,24 \text{ T/m}^2$

Panneau	Lx(m)	Ly(m)	p	u _x	u _y	P	Mox(t.m)	Moy(t.m)
1	2,56	3,10	0,83	0,06	0,60	1,24	0,46	0,27
2	2,56	2,90	0,88	0,06	0,72	1,24	0,45	0,32
3	2,56	3,90	0,66	0,08	0,38	1,24	0,61	0,23
4	2,56	3,90	0,66	0,08	0,38	1,24	0,61	0,23
5	3,10	3,90	0,79	0,06	0,69	1,24	0,67	0,46
6	3,60	3,90	0,92	0,04	0,88	1,24	0,67	0,59
7	3,20	3,60	0,89	0,06	0,72	1,24	0,70	0,50
8	4,80	4,90	0,98	0,04	0,89	1,24	1,17	1,04
9	4,80	5,20	0,92	0,04	0,88	1,24	1,20	1,05
10	4,25	5,30	0,80	0,06	0,60	1,24	1,26	0,75
11	2,40	4,25	0,56	0,09	0,33	1,24	0,64	0,21
12	0,90	3,40	0,26	0,125	0,125	1,24	0,13	1,79



Ferrailage :

$$Max \Phi = \frac{ht}{10} = 20 \text{ mm}$$

On prend pour enrobage 3cm

$$d = 0,20 - 0,03 = 0,17m$$

	Panneau 1		Panneau 2		Panneau 3		Panneau 4	
	x	y	x	y	x	y	x	y
Moment	0,46	0,27	0,45	0,32	0,61	0,23	0,61	0,23
u	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01
K	23,15	23,09	23,15	23,11	23,21	23,08	23,21	23,08
Ast/m	0,62	0,37	0,61	0,44	0,83	0,31	0,83	0,31
Ast(cm ²)	1,59	1,14	1,56	1,27	2,13	1,22	2,13	1,22
Acier	4HA8	3HA8	4HA8	3HA8	5HA8	3HA8	5HA8	3HA8
	Panneau 5		Panneau 6		Panneau 7		Panneau 8	
	x	y	x	y	x	y	x	y
Moment	0,67	0,46	0,67	0,59	0,70	0,50	1,17	1,04
u	0,02	0,01	0,02	0,01	0,02	0,01	0,03	0,03
K	23,23	23,16	23,23	23,20	23,24	23,17	23,40	23,36
Ast/m	0,91	0,63	0,92	0,81	0,96	0,69	1,61	1,43
Ast(cm ²)	2,83	2,44	3,32	3,15	3,06	2,48	7,74	7,00
Acier	6HA8	5HA8	7HA8	7HA8	7HA8	5HA8	7HA12	7HA12
	Panneau 9		Panneau 10		Panneau 11		Panneau 12	
	x	y	x	y	x	y	x	y
Moment	1,20	1,05	1,26	0,75	0,64	0,21	0,13	1,79
u	0,03	0,03	0,03	0,02	0,02	0,01	0,00	0,04
K	23,41	23,36	23,43	23,26	23,22	23,07	23,04	23,62
Ast/m	1,65	1,45	1,73	1,03	0,87	0,28	0,17	2,49
Ast(cm ²)	7,93	7,53	7,36	5,43	2,09	1,21	0,15	8,46
Acier	7HA12	7HA12	7HA12	7HA10	5HA8	3HA8	2HA6	8HA12

Tableau 31 : Ferrailage de la dalle pleine (à gauche de noyau central)

Chapitre 7 Deuxième variante : Dalle précontrainte en post tension

I. Description :

Le béton possède des propriétés mécaniques intéressantes en compression, alors que la résistance en traction est limitée provoquant rapidement sa fissuration et sa rupture.

Ainsi le béton armé fissuré ne fait qu'enrober les armatures mais ne participe pas à la résistance. Il pèse presque inutilement.

C'est ainsi qu'il devient intéressant de créer une compression initiale suffisante pour que le béton reste entièrement comprimé sous les sollicitations ; ainsi toute la section du béton participe à la résistance : c'est le principe du béton « précontraint ».

Selon que cette tension appliquée aux armatures est effectuée avant la prise complète du béton ou postérieurement à celle-ci, on distingue la précontrainte par « pré-tension » et la précontrainte par « post-tension ».

Dans la pré-tension, les armatures sont mises en tension avant la prise du béton. Elles sont ensuite relâchées, mettant ainsi le béton en compression par simple effet d'adhérence. Cette technique ne permet pas d'atteindre des valeurs de précontrainte aussi élevées qu'en post-tension.

La post-tension consiste à disposer les câbles de précontrainte dans des gaines incorporées au béton. Après la prise du béton, les câbles sont tendus au moyen de vérins de manière à comprimer l'ouvrage au repos. Cette technique, relativement complexe nécessite la mise en œuvre d'encombrantes « pièces d'about » (dispositifs mis en place de part et d'autre de l'ouvrage et permettant la mise en tension des câbles).

La précontrainte par post-tension dans les dalles de bâtiment offre de nombreux avantages dont on cite : La compensation des actions des charges permanentes, voire d'une partie des charges variables, est assurée par une charge verticale uniforme ascendante s'opposant aux charges gravitaires.

La diminution des flèches (quasi nulle sous charges permanentes par exemple), la limitation, voire absence d'ouvertures de fissures dues au retrait et à la flexion sous combinaison des charges quasi permanente.

Cependant, elle présente quelques inconvénients, comme la nécessité d'une main d'œuvre qualifiée et spécialisée et un surcoût éventuel.



68 **Figure 18 : Exemple d'une dalle précontrainte post tension**

II. Dimensionnement

La dalle de notre structure présente une certaine irrégularité, donc on ne peut pas calculer la distribution de la précontrainte manuellement pour toute la dalle.

Cependant, on va choisir un panneau qui satisfait les conditions d'application du BPEL 91 afin de pouvoir illustrer la méthode de calcul :

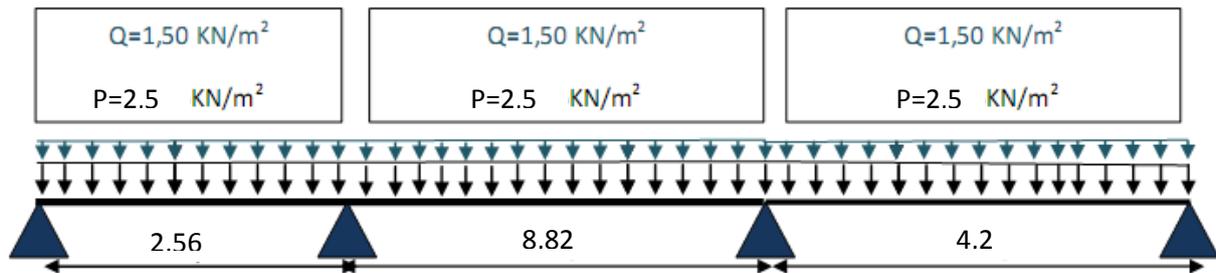


Figure 19 : Travée de calcul de la dalle précontrainte

II.1. Données

Le panneau est soumis aux charges suivantes : $g = 2,5 \text{ KN/m}^2$ et $q = 1,50 \text{ KN/m}^2$.

Les hypothèses de calcul sont les suivantes : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ et $f_e = 500 \text{ MPa}$.

La précontrainte est assurée par des mono-torons gainés graissés **T15S** de classe **1860TBR** dont la section est $S = 150 \text{ mm}^2$, $f_{prg} = 1860 \text{ MPa}$ et la relaxation à 1000h = 2,5%.

II.2. Epaisseur de la dalle

Avec une dalle précontrainte, on peut aller jusqu'à des portées de 11m. L'épaisseur de la dalle est égale à $L/40$ à $L/50$ de la plus grande portée.

Dans notre cas, on a $h = 8,82/40$ à $8,82/50 = 17 \text{ cm}$ à 22 cm

On prend **$h = 20 \text{ cm}$** . D'où $g = 2,5 + 25 * 0,2 = 7,5 \text{ KN/m}^2$.

II.3. Effort de le précontrainte

On souhaite limiter au maximum les déformations de la dalle, pour cela on équilibre les charges permanentes g par l'action de la précontrainte p .

- ❖ Travée de rive 1 : $P = \frac{-p l^2}{8 * \delta * 0,084}$ (car $(2,45/8,82)^2 = 0,084$)
- ❖ Travée de rive 2 : $P = \frac{-p l^2}{8 * \delta * 0,21}$ (car $(4,02/8,82)^2 = 0,21$)
- ❖ Travée intermédiaire : $P = \frac{-p l^2}{8 * \delta}$

Ainsi, on aura la même valeur de la précontrainte pour toutes les travées.

Et $\delta = h - 2 \cdot d' = 0,2 - 0,06 = 0,14\text{m}$ Soit $P = \frac{g l^2}{8 \cdot \delta} = 0,521 \text{ MN}$

II.4. Câble

On suppose une contrainte finale après pertes de 70% de f_{prg} . Soit $\sigma_p = 1300\text{MPa}$.

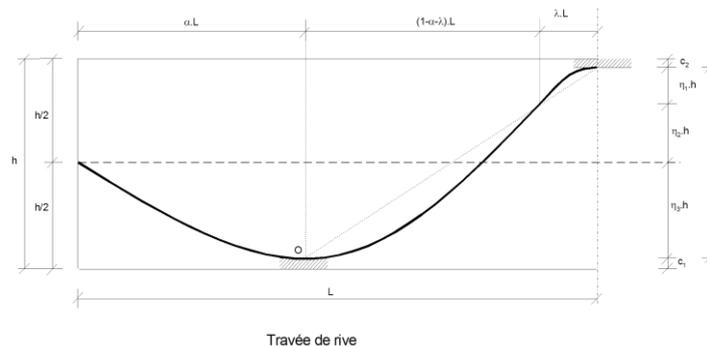
D'où $A_p = P / \sigma_p = 400,71 \text{ mm}^2$. Soit **3T15S/Mètre de largeur**

On a donc $A_p = 450 \text{ mm}^2$. Soit donc $P = 450 \cdot 1300 \cdot 10^{-6} = 0,585\text{MN}$.

II.5. Calcul des pertes

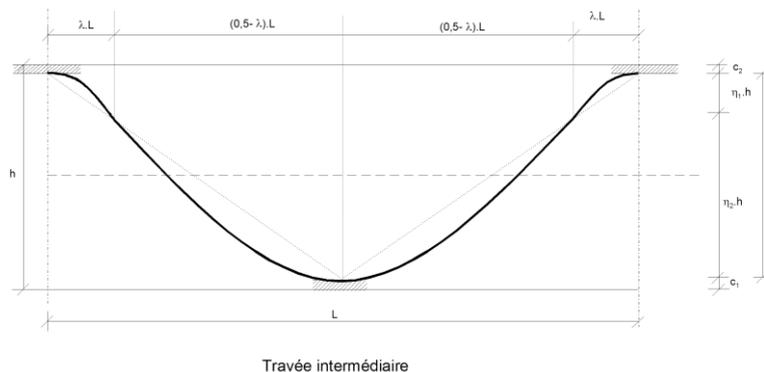
(1) Pertes instantanées

❖ Variation d'angle en travée de rive :



La variation est égale à $\alpha_1 + \alpha_2 * 2$, avec $\alpha_1 = 2,5d/L$ et $\alpha_2 = d/0,3L$

❖ Variation d'angle travée intermédiaire :



La variation est égale à $4 \alpha_3 = 4\delta/L$

D'où la variation totale à mi-longueur est égale à :

$$\sum \alpha = \frac{2,5d}{L} + \frac{2d}{0,3L} + \frac{4\delta}{L} = 0,17 \text{ rad}$$



a) Pertes par frottement

$$\Delta\sigma_f(x) = 0,8 f_{prg} (f \alpha + \phi x)$$

$$\Delta\sigma_f(x) = 1488(0,05*0,17 + 0,001*6,97) = \mathbf{23,02 \text{ MPa}}$$

b) Pertes par non simultanéité de mise en tension et raccourcissement élastique du béton

On a: $\Delta\sigma_n = 0,5 E_p \frac{\sigma_{bc0}}{E_{bi}}$

Avec E_p : 190000MPa pour les torons

σ_{bc0} : La contrainte moyenne du béton au niveau du câble sous charge permanente qui est équilibrée par la précontrainte. Soit $\sigma_{bc0} = P_{mi}/S = ((\sigma_{max} - \Delta\sigma_f(x)) * A_p)/S = 3,30\text{MPa}$.

E_{bi} module d'Young du béton le jour de la mise en tension lorsque celui-ci aura une résistance au moins égale à 23MPa, soit à 10j pour $f_{c28} = 25\text{MPa}$.

$$E_{bi} = 11000 \sqrt[3]{f_{ci}} = 32164,2 \text{ MPa. D'où } \Delta\sigma_n = \mathbf{9,75 \text{ MPa}}$$

c) Pertes par recul d'ancrage

Le recul des clavettes lors du blocage du câble est de l'ordre de 5    7mm,

on prend $g = 6\text{mm}$.

La longueur de répercussion du recul d'ancrage est déterminée par :

$$\lambda = \sqrt{\frac{g E_p}{p_f}} \text{ avec } p_f : \text{ la perte due au frottement par unité de longueur.}$$

$P_f = 23,02/7,8 = 2,95 \text{ MPa/m}$ d'où $\lambda = 19,66 \text{ m} > 15,6 \Rightarrow$ l'influence de recul à l'ancrage s'exerce jusqu'à l'autre extrémité.

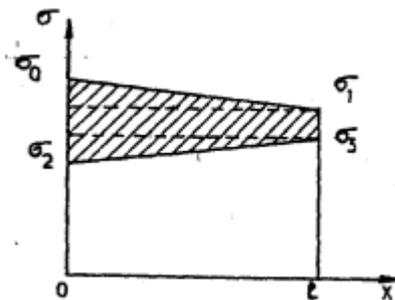


Figure 20 : Action du glissement à l'ancrage sur la contrainte de l'acier

$$\text{Aire} = l^2 * \text{pente} + l (\sigma_1 - \sigma_3) = g E_p = 0,006 * 190000 = 1140 \text{ MPa.m}$$



Avec pente=2,95 MPa/m

$$\text{Soit l'inconnue } \sigma_1 - \sigma_3 = \frac{1140 - 2,95 \times 15,6^2}{15,6} = 27,06$$

$$\text{D'où : } \sigma_0 = 1488$$

$$\sigma_1 = 1488 - 1 \times \text{pente} = 1441,98$$

$$\sigma_3 = 1441,98 - 27,06 = 1414,92$$

$$\sigma_2 = 1414,92 - 1 \times \text{pente} = 1368,9$$

Donc la valeur moyenne après pertes par recul d'ancrage est :

$$1488 - \frac{1441,98 + 1414,92 + 1368,9}{3} = \mathbf{79,4 \text{ MPa}}$$

D'où la perte instantanée totale est : $23,02 + 9,75 + 79,4 = \mathbf{112,17 \text{ MPa}}$

(2) Pertes différées

a) Pertes dues au retrait

$$\Delta\sigma_r = \epsilon_r E_p = 2 \times 10^{-4} \times 190000 = 38 \text{ MPa}$$

b) Pertes dues au fluage

$$\text{On a } \Delta\sigma_{fl} = 2,5 \times \sigma_b \frac{E_p}{E_{ij}} \text{ avec } \sigma_b = 3,30$$

$$\text{D'où } \Delta\sigma_{fl} = \mathbf{48,49 \text{ MPa}}$$

c) Pertes par relaxation

Pour les aciers classe TBR, on a ; $\mu_0 = 0,43$ et $\rho_{1000} = 2,5$

$$\Delta\sigma_p = 0,06 \rho_{1000} \left(\frac{\sigma_{pi}}{f_{prg}} - \mu_0 \right) \sigma_{pi}$$

$$\text{Avec } \sigma_{pi} = \sigma_{p0} - \Delta\sigma_i = 1488 - 112,17 = 1375,3 \text{ MPa}$$

$$\text{Donc } \Delta\sigma_p = \mathbf{63,83 \text{ MPa}}$$

$$\text{D'où les pertes totales différées } \Delta\sigma_d = \frac{5}{6} \Delta\sigma_p + \Delta\sigma_r + \Delta\sigma_{fl} = \mathbf{139,68 \text{ MPa}}$$

$$\text{D'où les pertes totales} = 139,68 + 112,17 = \mathbf{251,85 \text{ MPa}}$$

Donc, la contrainte finale est $\sigma_p = \sigma_{p0} - \Delta\sigma_p = 1488 - 251,85 = 1236,15 \text{ MPa}$
au lieu de 1300 MPa. ET $P = 450 \times 1236,15 \times 10^{-6} = \mathbf{0,556 \text{ MN}}$.

Donc l'effort précontraint compense totalement le poids propre et une fraction de la charge d'exploitation.

III. Sollicitations et contraintes

La charge permanente est de 7,5 KN/m², et l'action de la précontrainte se traduit par une charge répartie négative : -7,5 KN/m² pour toutes les travées. La charge d'exploitation est inférieure à 5KN/m², on aura donc une combinaison quasi permanente avec $q^*=0$ soit $C1= 7,5$ KN/m² et une combinaison rare avec $q= 1,5$ KN/m².

Les moments sur appuis et en travée sont calculés à l'aide du logiciel ROBOT. Les flèches aussi pour une section non fissurée en ELS avec $E=34180$ MPa pour les charges variables et $E/3$ pour les charges permanentes et la précontrainte. (Voir annexe 8)

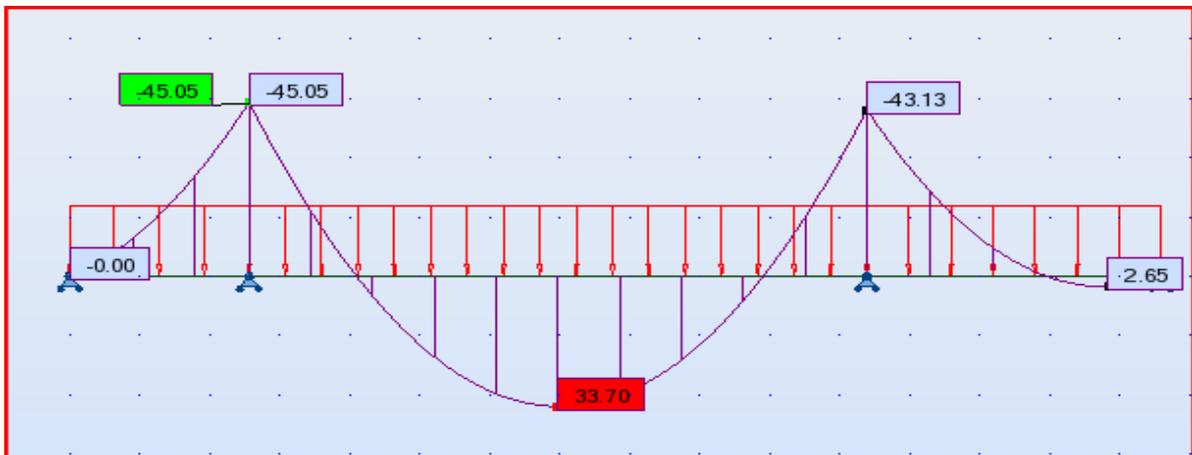


Figure 21 : Les moments sur appuis et en travée calculés par ROBOT

Les moments et les flèches max et min à ELU et ELS pour les différents cas de charges sont:

Moment KN.m							
Chargement	Appui 1	Travée1	Appui 2	Travée 2	Appui 3	Travée 3	Appui 4
L		2,56		8,82		4,2	
Charge P	0	16,5	45,05	-33,70	43,13	-2,61	0
Charge G	0	-16,1	-45,05	33,70	-43,13	2,65	0
Q(1 et 3)	0	1,31	0,16	-0,56	-1,12	2,77	0
Q(2)	0	-4,3	-8,61	6,81	-6,97	-3,6	0
Q(1 et 2)	0	-4,4	-8,92	6,71	-6,86	-3,56	0
Q(2 et 3)	0	-4,02	-8,13	6,42	-8,19	0,48	0
Q(1)	0	1,07	-0,32	-0,12	0,11	0,56	0
Q(3)	0	0,23	0,48	-0,56	-1,23	2,72	0

Tableau 32: Valeurs des moments sur la bande pour différents cas de chargements

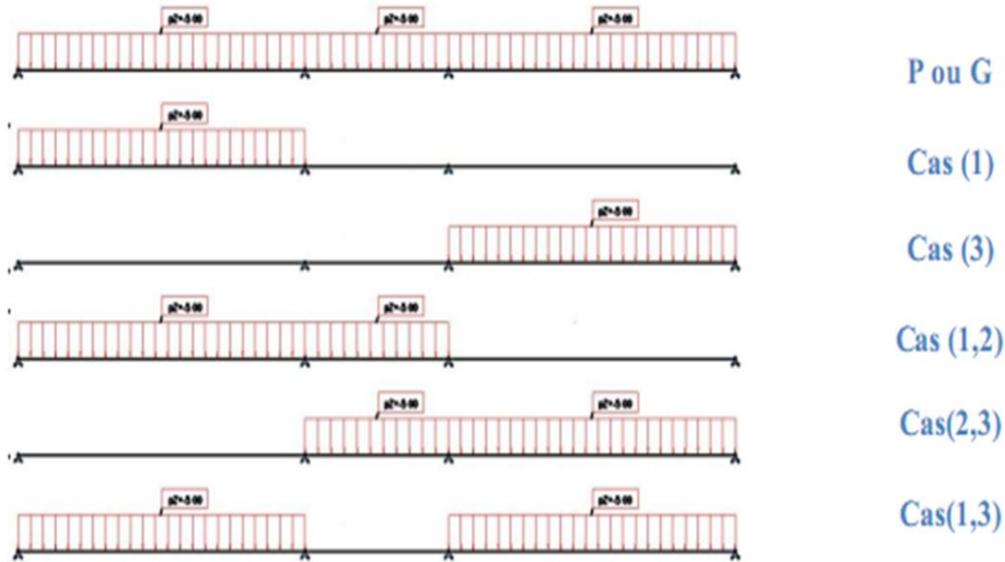


Figure 22 : les cas des charges variables

Ainsi, on effectue les combinaisons nécessaires afin de trouver la sollicitation la plus défavorable sur chaque appuis et travée.

Les contraintes dans les fibres supérieures et inférieures max et min sont calculées à l'aide de la formule suivante : $\sigma = P/S + M y/I$ avec I l'inertie de la section et y la cote de la fibre considéré. Les résultats obtenus sont les suivants :

ELS								
Max		0	-3,9	-8,92	6,81	-8,19	-3,56	0
Min		0	0,63	0,16	-0,12	0,11	0,6	0
ELU								
Max	1 ;1,35 ;1,5	0	-11,84	-29,15	22,01	-25,55	5,12	0
Min	1 ;1,35 ;1,5	0	-3,27	-15,05	10,96	-14,93	1,69	0
Contrainte ELS P/S(+/-)M/h²								
fibre sup max P/h+ Mmax /h²		0	2446,69	2342,98	2667,98	2358,06	2453,72	0
fibre sup min P/h + Mmin /h²		0	2540,29	2530,58	2524,79	2529,55	2539,67	0
fibre inf min P/h - Mmax /h²		0	2607,85	2711,57	2386,57	2696,49	2600,83	0
fibre inf max P/h - Mmin /h²		0	2514,26	2523,97	2529,75	2525,00	2514,88	0

Tableau 33: valeurs des moments maximaux et minimaux



IV. Vérifications

Lors de la mise en tension du béton, la résistance caractéristique de traction vaut :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 * 25 = 2,1 \text{MPa}$$

On vérifie bien que : $\sigma_{bmax} = 2,696 \text{MPa} \leq 0,6 * f_{cj} = 15 \text{MPa}$

$$\text{et } \sigma_{bmin} = 2,358 \text{MPa} \geq -1,5 f_{tj} = -3,15 \text{MPa}.$$

La vérification de la contrainte avant la mise en tension n'est pas nécessaire, vu qu'on ne décoffre pas avant cette date.

V. Calcul des armatures passives

Les résultats de calcul à ELU et ELS sont résumés dans le tableau suivant :

A l'ELU : La surtension des armatures de précontrainte est prise forfaitairement égale à 100 MPa.

$$D'où P_1 = P + 100 A_p$$

$$M_1 = M + P_1 \cdot (d - 0,5 h)$$

$$\mu_1 = \frac{M_1}{d^2 \cdot f_{cd}} \rightarrow z = 0,5 d (1 + \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow A_s = \left(\frac{M_1}{z} - P_1 \right) \cdot \frac{1}{f_{yd}}$$

A l'ELS : La surtension est difficile à déterminer. A défaut, nous la négligerons et on prend $P_1 = P$. $\mu_1 = \frac{M_1}{d^2} \rightarrow z = d(0,856 + \sigma_{su}/3800 - \beta/38) \rightarrow A_s = \left(\frac{M_1}{z} - P_1 \right) \cdot \frac{1}{f_{yd}}$

Calcul acier	Appui 1	Travée 1	Appui 2	Travée 2	Appui 3	Travée 3	Appui 4
Acier ELU							
M₁	0,048	0,036	0,019	0,070	0,023	0,053	0,048
μ₁	0,094	0,071	0,037	0,137	0,044	0,104	0,094
z	0,181	0,183	0,186	0,176	0,186	0,180	0,181
A_s	-2,708	-3,260	-4,040	-1,639	-3,881	-2,465	-2,708
Acier ELS							
M₁	0,044	0,041	0,036	0,051	0,036	0,041	0,044
β	1,232	1,124	0,985	1,421	1,005	1,134	1,232
z	0,221	0,222	0,223	0,221	0,223	0,222	0,221
As(cm²)	-2,873	-3,019	-3,206	-2,616	-3,179	-3,007	-2,873

Tableau 34: Calcul des armatures passives

On a $A_s < 0$ alors $A_s = 0 \Rightarrow$ pas d'armatures passives.

Chapitre 8 Troisième variante : Dalle réticulée

I. Description :

Selon l'ingénieur D. Florentino Regalado, « La dalle réticulée appartient à la famille des dalles en béton armé, non homogènes, allégées et armées suivant deux directions orthogonales configurant une plaque nervurée ».

En Espagne, ce type de dalles ne présente pas habituellement des poutres chargées, par conséquent, elles appartiennent à la famille des dalles planes.

La structure admet que ses flexions puissent être reprises et analysées suivant deux directions d'armature, et forme avec les supports un ensemble structural spatial capable de bien supporter les actions verticales réparties et ponctuelles mais d'une façon moindre les actions horizontales.

Les paramètres basiques qui définissent les caractéristiques de la dalle réticulée sont :

- L'arête totale de la plaque (H)
- La hauteur du caisson allégeant ou blocs allégeant (h)
- La séparation entre les axes des nervures (e)
- L'épaisseur basique des nervures (b), quoique les blocs récupérables disposent d'une âme d'épaisseur variable suivant un tronc pyramidal.
- L'épaisseur de la couche de compression (c).

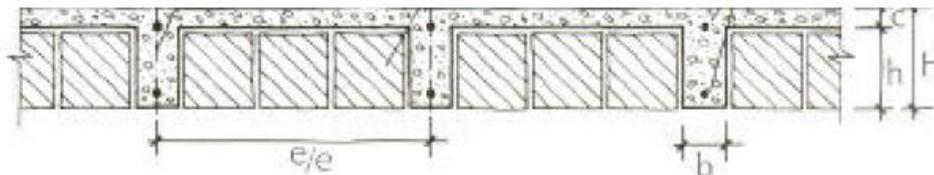


Figure 23 : Une dalle réticulée se définit par $h+c$ (en centimètres) et le type du bloc ($e/e=80*80$). Par exemple : Dalle réticulée de (25+5) cm de blocs récupérables.

La zone massive à travers laquelle s'appuie finalement les charges que supportent les poteaux, est appelée panneau. Le panneau est habituellement incorporé dans l'épaisseur de la plaque, toutefois, si les portées sont grandes et les charges sont élevées, le panneau présente une retombée.

Les panneaux en béton armé apparaissent dans les plancher réticulés par mesure de précaution contre le risque de poinçonnement.

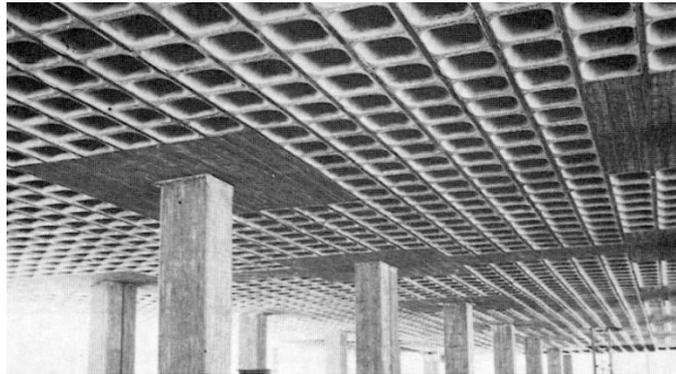


Figure 24 : Aspects des panneaux incorporés dans un plancher réticulé

La différence essentielle qui existe entre les divers types de dalles réticulées réside exclusivement dans le type de blocs employés. On distingue 2 types :

- Dalle réticulée avec blocs allégés ou perdus.



Figure 25 : Aspect des caissons allégeant configurés avec 6 blocs

- Dalle réticulée avec caissons récupérables.



Figure 26 : Caissons récupérables

✚ Caractéristiques géométriques fondamentales

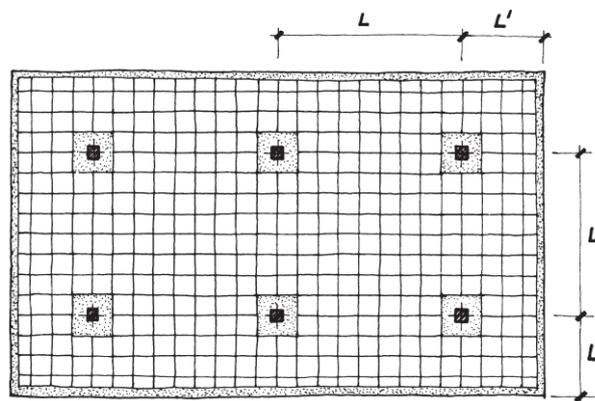
1. Portées et distributions des poteaux

Tenons compte des dimensions des caissons récupérables disponibles dans le marché d'une hauteur de 20, 25, 30, 35 et 40 cm avec un rapport e/e de 80 cm et une couche de compression de 5 à 10 cm ; les portées que nous pouvons couvrir en béton armé sans dépasser une surcharge de service de 500 kg/m² sont comprises entre 5 et 12 m.

Pour les dalles réticulées avec caissons récupérables, le ferrailage ne doit pas dépasser 2HA25 par nervure et 2HA20 pour les blocs perdus. A noter que les efforts de flexions positives sont toujours repris par les armatures entre nervures inférieures tandis que les efforts de flexions négatives sont repris par les armatures supérieures.

Sans envisager les cas extrêmes, les portées adéquates pour les dalles réticulées oscillent autour de 5-8m.

La distribution correcte des poteaux est celle qui forme la maille la plus carrée possible. Autrement dit, les portées (L) doivent être identiques à 1 mètre près. La distance (L') séparant les supports (poteaux) des bords doit être de l'ordre de 1m, 1.5m pour des portées de 6m.



$$5 \leq L \leq 7m \quad 0,8 - 1 \leq L' \leq 1,5 - 2m$$

L : Portée entre poteaux, L' : Portée du porte-à-faux

Figure 27 : Distribution théorique idéale des poteaux dans un plancher réticulé

2. Entraxes et orientation des nervures

La distance maximale entre les nervures est égale à 1m. 1 mètre est la valeur maximale fixé par la norme EHE pour les dalles allégées face à 1,5 mètre de l'Eurocode. L'entraxe commercial le plus répandu est limité à 80 cm dans les deux directions, et c'est le plus recommandé.

L'orientation de l'orthogonalité des nervures, à savoir, les axes X et Y, est imposée par la géométrie de la plaque du bâtiment de façon à aboutir à une modélisation harmonique et simple de l'ouvrage, tout en réduisant au minimum les excès de béton présents aux bords faute de parallélisme entre ces derniers et les nervures.

3. Géométrie des nervures

Les limitations traditionnelles exigent que les nervures des dalles réticulées aient une largeur minimale (b) de 7cm et supérieure au quart de la hauteur du caisson (h).

$$b \geq 7\text{cm}, b \geq \frac{h}{4}\text{cm}$$

Les investigations menées sur le marché espagnol affirment que la largeur minimale des nervures des dalles réticulées sont de :

- Caisson en blocs perdus de béton $b \geq 10\text{cm}$
- Caisson en blocs récupérables $b \geq 12\text{cm}$

Les caissons récupérables doivent avoir une inclinaison de 81° au pied des nervures afin de faciliter le décoffrage des blocs après le durcissement du béton.

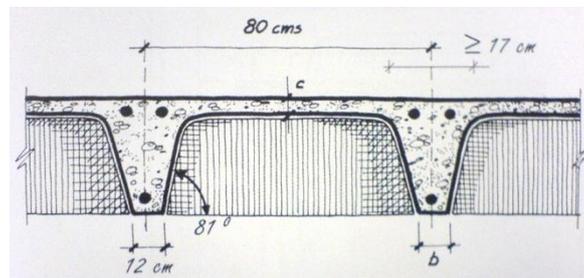


Figure 28 : Schéma simplifié des dalles réticulées avec caisson récupérables.

4. Les panneaux

La zone massive entourant les poteaux dans les dalles réticulées est dite panneau, son rôle est de transmettre les charges supportées par les nervures aux poteaux et aussi de résister à l'effet de poinçonnement produit autour d'eux.

La distance entre le centre du poteau et le bord du panneau ne doit pas être inférieure à $0,15L$, ou L est la portée parallèle. La valeur de $1/6$ de la portée ($0,17L$) est aussi utilisée.

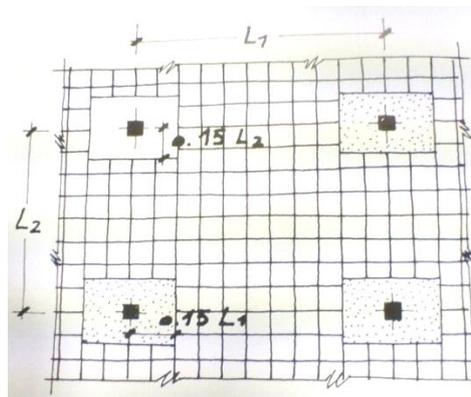


Figure 29 : Dimensions minimales recommandées pour les panneaux

Par sécurité, la règle de compensation consiste à prendre la même dimension de part et d'autre de l'axe du poteau. Si le porte-à-faux ne dépasse pas 1m, il est conseillé d'étendre le panneau jusqu'au bord, sinon on prend $0,5V$ où V est la distance entre le poteau et le bord.

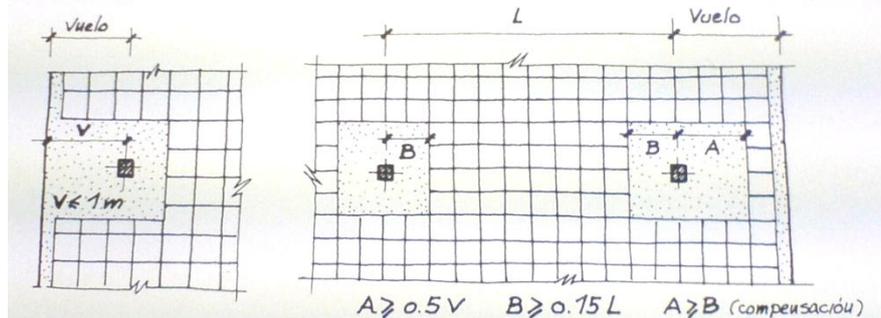


Figure 30 : Critère de dimensionnement des panneaux de bord

5. La couche de compression

Jusqu'à l'apparition de l'EHE, toutes les versions des normes espagnoles fixaient l'épaisseur (c) de la couche de compression, pour le cas des blocs perdus à 3cm au minimum. Pour les caissons récupérables on a : $c \geq \frac{L}{10}$ où L est la portée libre entre nervures.

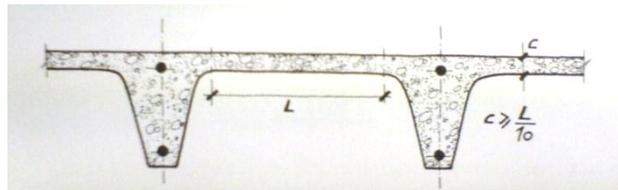


Figure 31 : Epaisseur minimale de la couche de compression des dalles réticulées avant l'apparition de l'EHE

Selon la norme actuelle EHE, article 56.2 : « la séparation entre les axes des nervures ne doit pas dépasser 100cm et l'épaisseur de la couche de compression ne doit pas être inférieure à 5cm, en ajoutant des armatures de répartition de maille ».

6. Les poutres (bandes) de bords et des réservations

Il s'agit des poutres situées au niveau des bords de la plaque réticulée et des réservations. Ces poutres sont également appelées « bandes ».

Les fonctions des bandes de bords sont les suivantes :

- Enlacer et lier la plaque aux poteaux.
- Renforcer les panneaux
- Supporter de manière directe le périmètre de la façade.
- Contribuer à la résistance aux poinçonnements de la plaque au niveau des poteaux de bords qui sont les plus défavorables.
- Redistribuer les efforts normaux.
- En zone sismique, maintenir la rigidité de la structure.



- Permettre l'ouverture des réservations dans les dalles réticulées, même dans une construction achevées et distribuer les efforts concentrés aux bords de ces dalles.

La répercussion des bandes de bords sur la consommation d'acier d'une dalle réticulée oscille entre 20 et 40%, ce qui justifie son importance dans la structure.

Il est recommandé que la largeur des bandes de bords soit égale à la hauteur de la dalle.

II. Dimensionnement

II.1 Données de calcul

La charge d'exploitation : $q = 0,150 \text{ t/m}^2$

La charge permanente : $g = 0,250 \text{ t/m}^2$

Le poids propre de la couche de compression :

L'épaisseur de la couche de compression : $c = 7 \text{ cm}$

Le poids propre de la couche de compression est :

$$pp_c = 0,07 \times 2500 = 175 \text{ kg/m}^2$$

Le poids propre de la dalle

Dalle d'épaisseur 20 cm : $pp_{20} = 0,200 \text{ t/m}^2$

Dalle d'épaisseur 25 cm : $pp_{25} = 0,283 \text{ t/m}^2$

Dalle d'épaisseur 30 cm : $pp_{30} = 0,348 \text{ t/m}^2$

Dalle d'épaisseur 20+7 cm : $pp_{27} = 0,375 \text{ t/m}^2$

Dalle d'épaisseur 25+7 cm : $pp_{32} = 0,458 \text{ t/m}^2$

Dalle d'épaisseur 30+7 cm : $pp_{37} = 0,523 \text{ t/m}^2$

II.2 Dimensionnement de la dalle réticulée

1. Détermination des portiques virtuels

La méthode de découpage est jointe dans l'annexe 7.

Nous nous situons au niveau du plancher-haut du 1er étage. Nous procédons au dimensionnement de la partie du plancher réticulée indiquée sur le schéma suivant :

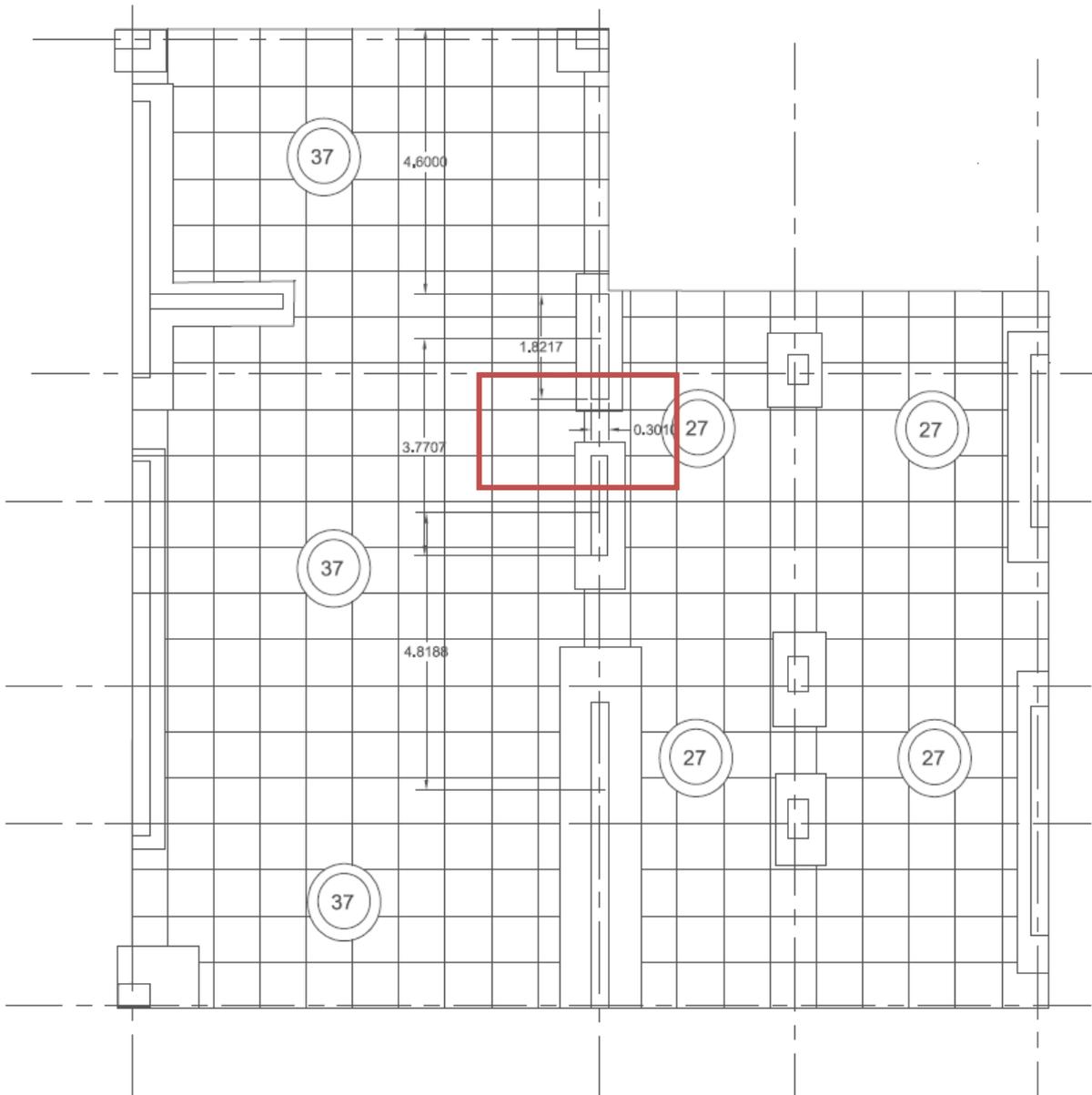


Figure 32: Plan coffrage du plancher haut 1er étage

Le découpage en portiques suivant X est joint dans l'annexe 9.

Le découpage en portiques suivant Y est joint dans l'annexe 9.

Le portique intérieur I1 suivant X

L'épaisseur de la dalle au niveau de ce portique n'est pas uniforme. On est amené à pondérer les deux charges résultantes des deux épaisseurs de dalles pour obtenir une charge équivalente sur la totalité du portique.

$$pp_Y = \frac{l_{37} \times pp_{37} + l_{27} \times pp_{27}}{l_{37} + l_{27}}$$

$$pp_X = \frac{8.15 \times 0,523 + 3.51 \times 0,375}{8.15 + 3.51} = 0,48 \text{ t/m}$$

Le portique intérieur I1 suivant Y

1^{ère} travée

Dalle d'épaisseur 30+7 cm : $pp_{37} = 0,523 \text{ t/m}^2$

$$G_Y^1 = 0.773 \text{ t/m}^2 \quad Q_Y^1 = 0,15 \text{ t/m}$$

$$P_Y^1 = 1.27 \text{ t/m}^2$$

2^{ème} et 3^{ème} travée 20+7 cm : $pp_{37} = 0,375 \text{ t/m}^2$

$$G_Y^2 = 0.635 \text{ t/m}^2 \quad Q_Y^2 = 0,15 \text{ t/m}$$

$$P_Y^2 = 1.08 \text{ t/m}$$

$$G_Y^3 = 0.635 \text{ t/m}^2 \quad Q_Y^3 = 0,15 \text{ t/m}$$

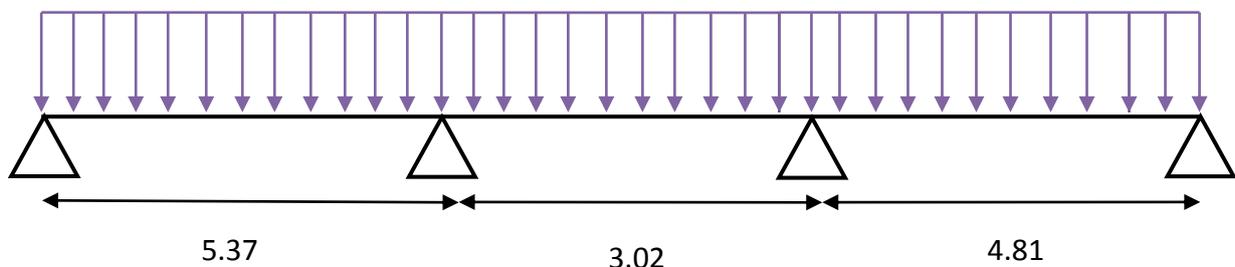
$$P_Y^3 = 1.08 \text{ t/m}$$

2. Répartition des moments globaux

i. Cas des portiques suivant Y

Les moments calculés pour un portique sont à répartir suivant les bandes de support et les bandes centrales pour tenir compte de la transmission des charges vers les poteaux par les parties de dalles les moins déformables. La répartition des armatures découle de la répartition des moments. Elle est uniforme sur chaque bande

On applique la méthode de Caquot





Les cas de charge

Cas de charge	Pu			
	Travée 1	Travée 2	Travée 3	Travée 4
1	$1,35G_y + 1,5 Q_y$			
2	$1,35G_y$	$1,35G_y + 1,5 Q_y$	$1,35G_y$	$1,35G_y$
3	$1,35G_y + 1,5 Q_y$	$1,35G_y$	$1,35G_y + 1,5 Q_y$	$1,35G_y + 1,5 Q_y$

Tableau 35 : Les cas de charges nécessaires pour le calcul du moment maximum suivant y

▪ Les moments sur appuis de rive

Appui 0

$$M_{ap0} = -0,20 M_0^1 ; \quad M_0^1 = p_y \frac{L_1^2}{8}$$

M_0^1 : Le moment isostatique de la travée 1.

L_1 : La portée de la travée 1.

$$M_0^1 = 1,27 * \frac{5,37^2}{8} \text{ t.m/m}$$

$$M_{ap0} = -3,66 \text{ t.m/m}$$

Appui 3

$$M_{ap3} = -0,20 M_0^3 ; \quad M_0^3 = p \frac{L_3^2}{8}$$

M_0^3 : Le moment isostatique de la travée 3.

L_3 : La portée de la travée 3.

$$M_0^3 = 1,21 \frac{4,82^2}{8} \text{ t.m/m}$$

$$M_{ap3} = -2,8 \text{ t.m/m}$$

▪ **Le moment sur appuis intermédiaires :**

Charge uniformément répartie q_w sur la travée de gauche et q_e sur la travée de droite donne un moment sur appui égal à :

$$M_A = -\frac{q_w l_w^3 + q_e l_e^3}{8,5(l'_w + l'_e)}$$

Avec :

l'_w : longueur de la travée fictive à gauche

l' étant : $l' = l$ pour une travée de rive

$l' = 0,8l$ pour une travée intermédiaire

Appui 1					
Cas de charge	p_w (t/m ²)	p_e (t/m ²)	l'_w (m)	l'_e (m)	Moment (t.m/m)
Cas 1	1.27	1.21	5,37	2,42	-6,93
Cas 2	1.04	1,21	5,37	2,42	-5.79
Cas 3	1,27	0,98	5,37	2,42	-7.28
Appui 2					
Cas de charge	p_w (t/m ²)	p_e (t/m ²)	l'_w (m)	l'_e (m)	Moment (t.m/m)
Cas 2	1,21	0,98	2,42	4,82	-2,57
Cas 3	0,98	1,21	2,42	4,82	-2,90

Tableau 36 : Calcul des moments sur appuis dans les trois cas de charges suivant y

▪ **Les moments en travée**

Les moments en travées sont calculés en considérant les travées réelles (de portée l et non l') chargées ou non suivant le cas et soumises aux moments sur appuis obtenus précédemment.

$$M(y) = \mu(y) + M_w \left(1 - \frac{y}{l}\right) + M_e \left(\frac{y}{l}\right)$$

La position du moment maximum en travée est obtenue en recherchant l'abscisse où la dérivée de $M(x)$ s'annule, soit dans le cas d'un chargement symétrique sur la travée

$$y_{Mtmax} = \frac{l}{2} - \frac{M_w - M_e}{pl}$$

$$\mu(y) = \frac{py}{2} (l - y)$$



Travée	Cas de charge	M _w (t.m/m)	M _e (t.m/m)	p (t/m ²)	l (m)	y _{max} (m)	u(y _{max}) (t.m/m)	Moment (t.m/m)
1	Cas 2	0	-7,28	1,27	5,37	1,62	1,62	1.65
2	Cas 3	-7,28	-2,97	1,21	3,02	2,69	2,69	2.90
3	Cas 2	-2,97	0	1,21	4,82	2,92	2,92	2.17

Tableau 37: Calcul des moments en travée maximaux suivant y

La répartition des moments globaux s'effectue suivant les coefficients de répartition suivants :

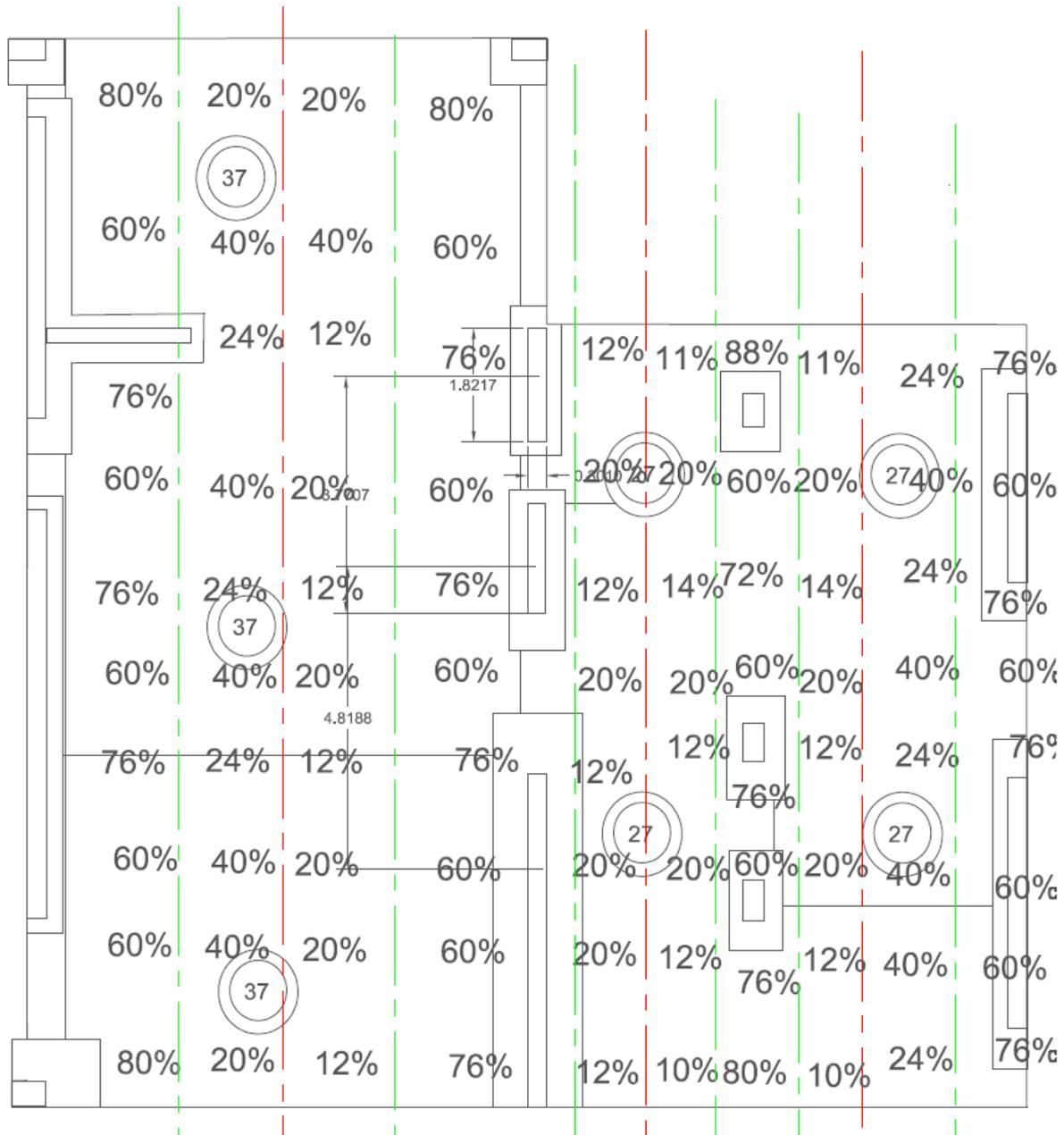
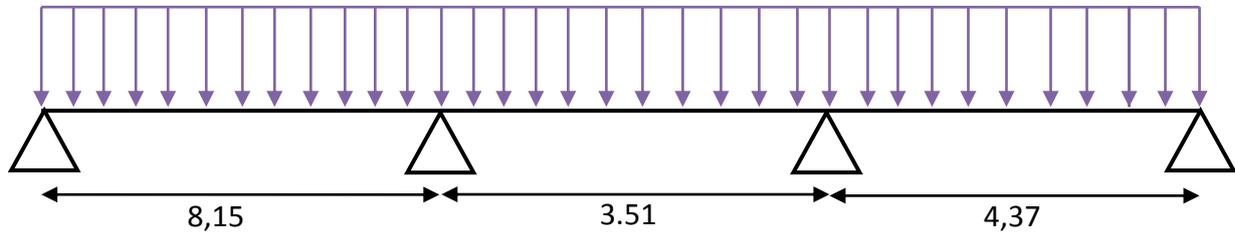


Figure 33: Coefficients de répartition des moments

ii. Cas des portiques suivant x

Portique intérieur I2 suivant X :



Les cas de charge :

Cas de charge	Description		
	Travée 1	Travée 2	Travée 3
1	$1,35 G_X^1 + 1,5 Q_X^1$	$1,35 G_X^2 + 1,5 Q_X^2$	$1,35 G_X^3 + 1,5 Q_X^3$
2	$1,35 G_X^1$	$1,35 G_X^2 + 1,5 Q_X^2$	$1,35 G_X^3$
3	$1,35 G_X^1 + 1,5 Q_X^1$	$1,35 G_X^2$	$1,35 G_X^3 + 1,5 Q_X^3$

Tableau 38 : Les cas de charges nécessaires pour le calcul du moment maximum suivant x

▪ Les moments sur appuis de rives

Le moment sur appui 0 :

$$M_{ap0} = -0,20 M_0^1 \quad ; \quad M_0^1 = p \frac{L_1^2}{8}$$

M_0^1 : Le moment isostatique de la travée 1.

L_1 : La portée de la travée 1.

$$M_{ap0} = -8,42 \text{ t.m/m}$$

Le moment sur appui 3 :

$$M_{ap3} = -0,20 M_0^3 \quad ; \quad M_0^3 = p \frac{L_3^2}{8}$$

M_0^3 : Le moment isostatique de la travée 3.

L_3 : La portée de la travée 3.

$$M_{ap3} = -2,04 \text{ t.m/m}$$

▪ Le moment sur appuis intermédiaires :

Appui 1					
Cas de charge	p_w (t/m ²)	p_e (t/m ²)	l'_w (m)	l'_e (m)	Moment (t.m/m)
Cas 1	1,27	1,07	8,15	2,52	-23,05
Cas 2	1,04	1,07	8,15	2,52	-19,06
Cas 3	1,27	0,84	8,15	2,52	-24,47



Appui 2					
Cas de charge	p_w (t/m ²)	p_e (t/m ²)	l'_w (m)	l'_e (m)	Moment (t.m/m)
Cas 1	1,07	1,07	2,52	4,38	-2,31
Cas 2	1,07	0,84	2,52	4,38	-1,98
Cas 3	0,84	1,07	2,52	4,38	-2,23

Tableau 39 : Calcul des moments sur appuis dans les trois cas de charges suivant x

▪ Les moments en travée

Travée	Cas de charge	M_w (t.m/m)	M_e (t.m/m)	p (t/m ²)	l (m)	x_{max} (m)	$u(x_{max})$ (t.m/m)	Moment (t.m/m)
1	Cas 2	0,00	-24,47	1,27	8,15	1,71	6,98	1,85
2	Cas 3	-24,47	-2,31	1,07	3,16	8,15	-21,73	11,01
3	Cas 2	-2,31	0,00	1,07	4,38	2,68	2,43	1,53

Tableau 40 : Calcul des moments en travée maximaux suivant x

❖ Exemple de calcul des moments sur chaque bande :

Travée 2 :

$$M_{total} = M_2 \times L_{I1}$$

L_{I1} : Largeur du portique intérieur I1

$$M_{total} = 2.90 \times 5.83 = 16,49 \text{ t.m}$$

M_{total} est réparti en :

0,20 en bande centrale I2.1 : 3,3 t.m sur 2,57 m, soit 1.28 t.m/m

0,60 en bande de support I2 : 9,9 t.m sur 2.03 m, soit 4.9 t.m/m

0,20 en bande centrale I2.2 : 3.3 t.m sur 1.56 m, soit 2.11 t.m/m

3. Ferrailage de la dalle

Les aciers sont calculés à l'ELU à partir des moments en travées déjà calculés.

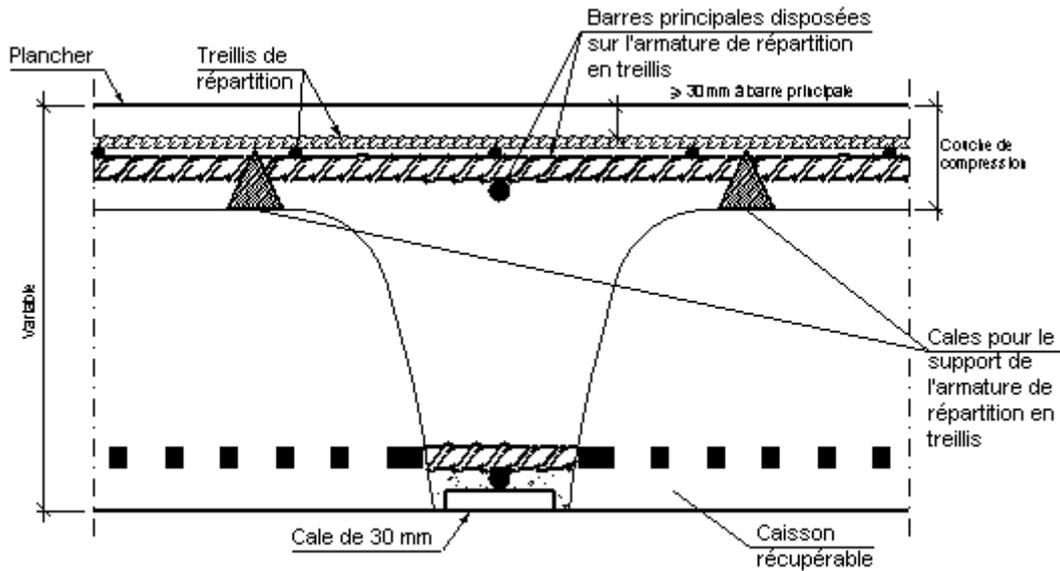


Figure 34: Disposition du ferrailage dans la nervure

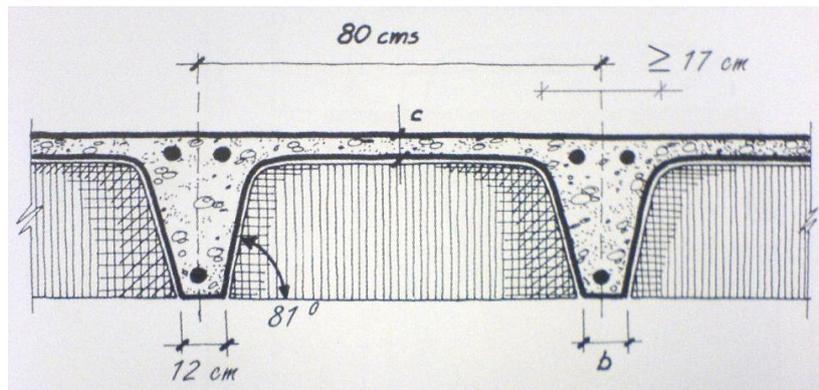
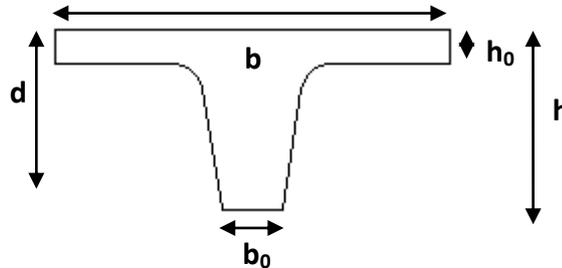


Figure 35: Caractéristiques géométriques des nervures

▪ Dimensionnement à l'ELU

La fissuration est peu préjudiciable, on se contente alors de dimensionner la dalle à l'ELU

Bande centrale I2.2 – 1^{ère} travée



$$b = 80\text{cm} ; b_0 = 12\text{cm} ; h = 37\text{cm} ; h_0 = 7\text{cm} ; d = 34\text{cm}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85f_{bc}}{\theta_b} = 14,167\text{ MPa}$$

Enrobage de 3 cm

a) Suivant X

Le moment ultime M_u

Le moment global est $M_B = 0,015\text{ MN.m}$

Largeur de la bande = 0.6 m

Moment linéaire = 0.0253 MN.m /m

Largeur de la nervure = 0.80 m

Le moment par nervure $M_u = M_{ul} * Ln = 0,02\text{ MN.m}$

Le moment de référence M_{Tu}

C'est le moment équilibré par la seule table uniformément comprimée sur toute sa hauteur sous f_{bc}

$$M_{Tu} = bh_0(d - \frac{h_0}{2})\sigma_{bc} = 0,242\text{ MN.m}$$

$$M_{Tu} = 0,242\text{ MN.m}$$

$$M_u < M_{Tu}$$

Section rectangulaire

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2\sigma_{bc}} = 0,015$$

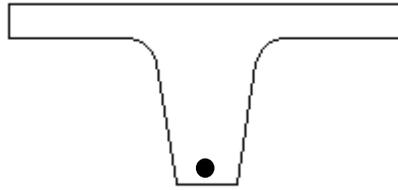
$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,019$$

Le bras de levier

$$z_b = d(1 - 0,4\alpha) = 0,337$$

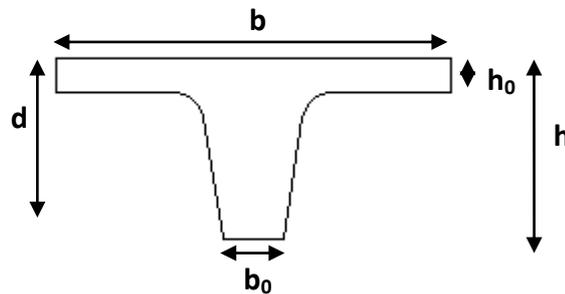
$$A_s = \frac{M_u}{z_b f_e / \gamma_s} = 1,37\text{ cm}^2$$

Cette section d'acier correspond à un ferrailage de **1HA14**



b) Suivant Y

Bande centrale I2.1 – 2^{ème} travée



$$b = 80\text{cm} ; b_0 = 12\text{cm} ; h = 37\text{cm} ; h_0 = 7\text{cm} ; d = 34\text{cm}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85f_{bc}}{\theta_b} = 14,167\text{ MPa}$$

Enrobage de 3 cm

Le moment ultime M_u

Le moment linéaire est $M_B = 0,021\text{ MN.m/m}$

Largeur de la nervure = 0,80 m

Le moment par nervure $M_u = M_b * 0.8 = 0,017\text{ MN.m}$

$$M_{Tu} = 0,242\text{ MN.m}$$

$$M_u < M_{Tu}$$

Section rectangulaire

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2\sigma_{bc}} = 0,013$$

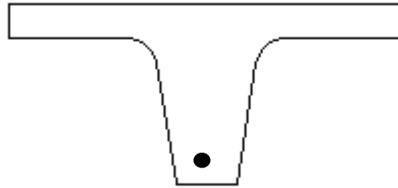
$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,016$$

Le bras de levier

$$z_b = d(1 - 0,4\alpha) = 0,337$$

$$A_s = \frac{M_u}{z_b f_e / \gamma_s} = 1,15\text{ cm}^2$$

Cette section d'acier correspond à un ferrailage de **1 HA 14**



IV.3 Dimensionnement des panneaux

Panneaux correspondant à l'appui 2 de la bande I2 dans le sens Y

1. Ferrailage face à la flexion

Suivant X

Moment linéaire dans la bande de support au niveau de l'appui 2 en prenant en compte le coefficient de répartition :

$$M_{Bx} = 18,58 \text{ t.m}$$

La largeur de la bande est 4.121 m

$$M_x = 4,51 \text{ t.m/m}$$

$$\mu = \frac{M_x}{bd^2\sigma_{bc}} = 0,034$$

$$A_s = \frac{M_x}{d(1 - \delta\alpha)f_e/1,15} = 3,09 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\alpha = 0,043$$

Largeur de l'abaque est de 3,17 m

Section d'acier totale $A_T = 9,79 \text{ cm}^2$

Ce qui correspond à 5Ø16 avec espacement de 60cm

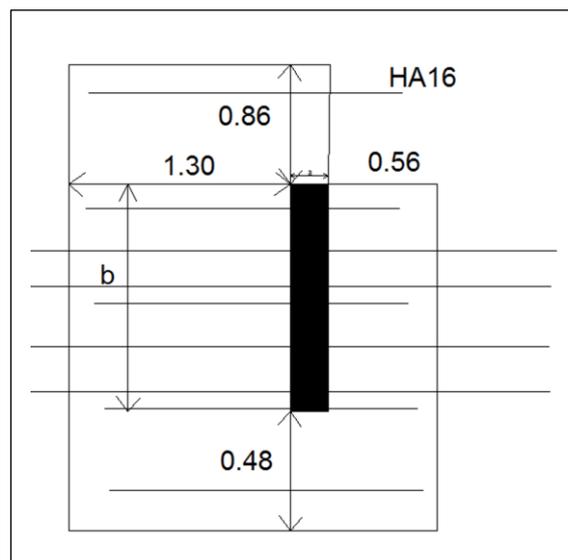


Figure 36: Ferrailage du panneau suivant x

Suivant Y :

Moment linéaire dans la bande de support au niveau de l'appui 1

$$M_{By} = 7,278t.m$$

La largeur de la bande est 5,83 m

$$M_y = 1,25 t.m/m$$

$$\mu = \frac{M_y}{bd^2\sigma_{bc}} = 0,009$$

$$A_s = \frac{M_y}{d(1 - \delta\alpha)f_e/1,15} = 5,4 \text{ cm}^2/m$$

$$\alpha = 0,01$$

Largeur de l'abaque est de 2.16m

Section d'acier totale $A_T = 11,66$

Ce qui correspond à 6Ø16 avec espacement de 36cm

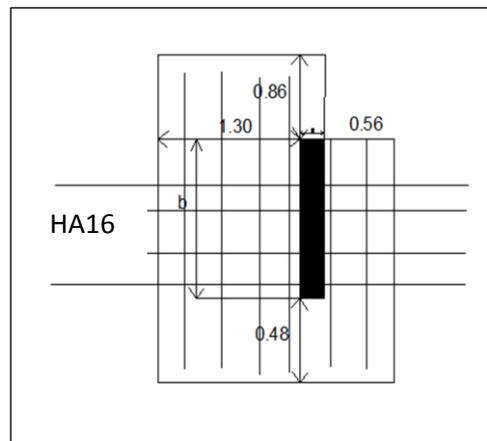


Figure 37: Ferrailage du panneau suivant y

Résultat :

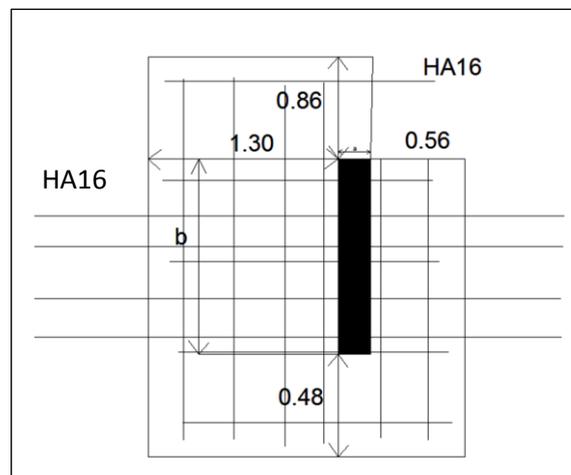
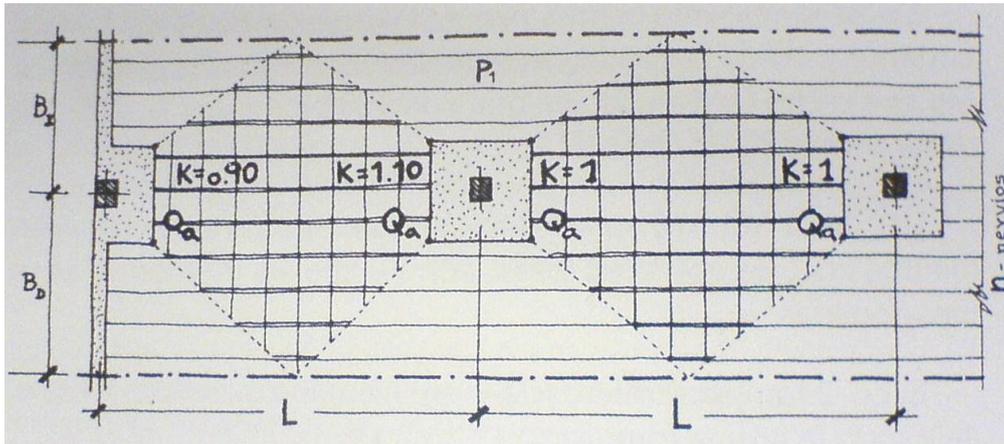


Figure 38: Ferrailage du panneau suivant x et y

2. L'effort tranchant dans la dalle réticulée



$$Q_a = K \cdot \frac{2 \cdot P_1 \cdot L \cdot (B_I + B_D)}{9} = \frac{2}{9} \cdot K \cdot B \cdot P_1 \cdot L$$

B : Largeur du portique virtuel.

L : Portée de la travée.

P_1 : Charge de dimensionnement total par m^2 .

n : nombre de nervures du portique virtuel.

K : facteur pris en compte dans les moments extrême de la travée.

Calcul de Q_a^I :

$$B = 4.121, m ; K = 0.9 ; L = 8,151 m$$

$$P_1^I = 1,27 t/m^2$$

$$Q_a^I = 8,52 t$$

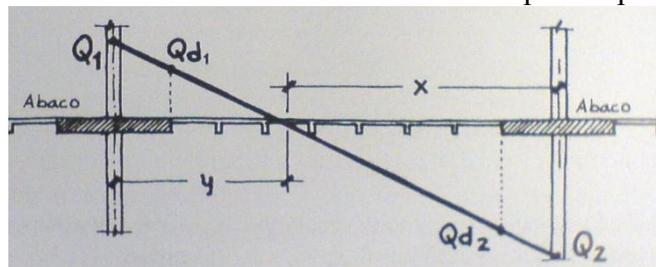
Calcul de Q_a^D

$$B = 4.121 m ; K = 1.1 ; L = 8.151 m$$

$$P_1^D = 1,27 t/m^2$$

$$Q_a^D = 10,416 t$$

Nous déduisons les valeurs de l'effort tranchant au niveau du poteau par interpolation



$$V_l = -25,25 t$$

$$V_D = 1,89 t$$

Nœud central : $V_d = V_l + V_D = N_i - N_s$

$$V_d = -23,36 t$$

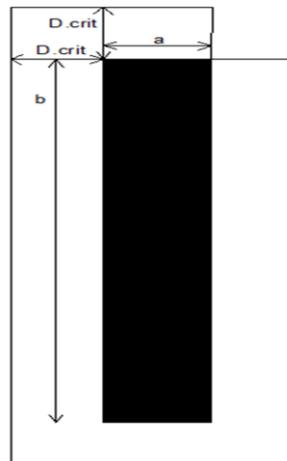
3. Superficie théorique critique du poinçonnement

$$d_{crit} = K_l \cdot d \quad \left\{ \begin{array}{l} K_l = 0,5 (EH - 91; ACI; BAEL) \\ K_l = 1,5 (EC - 2) \\ K_l = 2 (EHE - 99) \end{array} \right.$$

$$d_{crit} = 0,5 d$$

$$d = 37 \text{ cm}$$

$$d_{crit} = 18,5 \text{ cm} \approx 19 \text{ cm}$$



Le périmètre critique utile est : $P_c = 4,47$

La superficie critique de poinçonnement sera : $A_c = P_c \cdot d = 8,5 \text{ m}^2$

Le centre de gravité (x_G ; y_G) de la superficie critique est le centre du poteau.

$$x_G = \frac{\sum \left(\frac{x_i + x_f}{2} \right) \sqrt{|x_f - x_i|^2 + |y_f - y_i|^2}}{P_c}$$

$$x_G = -2 \text{ cm}$$

$$y_G = \frac{\sum \left(\frac{y_i + y_f}{2} \right) \sqrt{|x_f - x_i|^2 + |y_f - y_i|^2}}{P_c}$$

$$y_G = -7,46 \text{ cm}$$



4. Calcul des moments d'inertie combinés de la section critique

Les moments d'inertie combinés des éléments plans qui configure la superficie critique situés sur les lignes x_1 et x_2 sont calculés de la manière suivante :

- Inertie par rapport à l'axe x_G :

$$x_G \rightarrow L_i d \left[\left(\frac{y_i + y_f}{2} \right) - y_G \right]^2 = I_{X_G(x_1, x_2)}$$

$$I_{X_G(x_1, x_2)} = 0,51 \text{ m}^4$$

- Inertie par rapport à l'axe y_G :

$$y_G \rightarrow \frac{1}{12} L_i d^3 + \frac{1}{12} d L_i^3 + L_i d \left[\left(\frac{x_i + x_f}{2} \right) - x_G \right]^2 = I_{Y_G(x_1, x_2)}$$

$$I_{Y_G(x_1, x_2)} = 0,019 \text{ m}^4$$

Analogiquement, les inerties des éléments situés sur les lignes y_1 et y_2 sont :

- Inertie par rapport à l'axe x_G :

$$y_G \rightarrow \frac{1}{12} L_i d^3 + \frac{1}{12} d L_i^3 + L_i d \left[\left(\frac{y_i + y_f}{2} \right) - y_G \right]^2 = I_{X_G(y_1, y_2)}$$

$$I_{X_G(y_1, y_2)} = 0,0048 \text{ m}^4$$

- Inertie par rapport à l'axe y_G :

$$x_G \rightarrow L_i d \left[\left(\frac{x_i + x_f}{2} \right) - x_G \right]^2 = I_{Y_G(y_1, y_2)}$$

$$I_{Y_G(y_1, y_2)} = 0,78 \text{ m}^4$$

En sommant les expressions précédentes nous obtenons les inerties combinés :

$$j_{X_G} = I_{X_G(x_1, x_2)} + I_{X_G(y_1, y_2)} = 0,523 \text{ m}^4$$

$$j_{Y_G} = I_{Y_G(x_1, x_2)} + I_{Y_G(y_1, y_2)} = 0,80 \text{ m}^4$$

Le produit d'inertie des segments plans du périmètre critique par rapport aux axes (X_G, Y_G) est :

$$j_{G_{XY}} = \sum x' \cdot y' \cdot L_i \cdot d$$

$$j_{G_{XY}} = \sum \left(\frac{x_i + x_f}{2} - x_G \right) \cdot \left(\frac{y_i + y_f}{2} - y_G \right) \cdot L_i \cdot d$$

$$j_{G_{XY}} = -0,046 \text{ m}^4$$

L'angle θ fixé par les axes principaux d'inertie est obtenu par l'expression suivante :

$$\theta = \frac{1}{2} \text{Arctang} \left(\frac{2 \cdot j_{G_{XY}}}{j_{Y_G} - j_{X_G}} \right)$$

$$\theta = -9,17^\circ$$



Les coordonnées initiales (x,y) d'un point quelconque du périmètre critique en référence aux axes initiaux centrée dans le poteau et parallèle à ses faces, se transforme en référence axes principaux d'inertie de la section critique à :

$$\begin{aligned}u &= (x - x_G). \cos\theta + (y - y_G). \sin\theta \\v &= -(x - x_G). \sin\theta + (y - y_G). \cos\theta\end{aligned}$$

Et les moments d'inertie combinés seront :

$$\begin{aligned}j_u &= j_{xG} \cos^2\theta + j_{yG} \sin^2\theta - j_{Gxy} \sin 2\theta \\j_v &= j_{xG} \sin^2\theta + j_{yG} \cos^2\theta + j_{Gxy} \sin 2\theta\end{aligned}$$

$$\boxed{\begin{aligned}j_u &= 0,489 \text{ m}^4 \\j_v &= -0,0071 \text{ m}^4\end{aligned}}$$

5. Détermination des contraintes tangentielles dans la section critique de poinçonnement

$$\begin{aligned}M_{xG} &= M_x - V_d \cdot x_G \\M_{yG} &= M_y - V_d \cdot y_G\end{aligned}$$

M_x est le moment appliqué suivant X au niveau de l'appui 2 de la bande de support I2

$$M_x = -18,59 \text{ t.m}$$

M_y est le moment appliqué suivant Y au niveau de l'appui 2 de la bande de support I2

$$M_y = -5,53 \text{ t.m}$$

$$\boxed{V_d = -23,36 \text{ t}}$$

$$M_{xG} = -28,13 \text{ t.m}$$

$$M_{yG} = -179,8 \text{ t.m}$$

Afin de distinguer la partie du moment totale de la plaque transmise au poteau par torsion de celle directement transmise par flexion, nous envisageons les formules suivantes :

Par torsion : $\alpha \cdot M$ (excentricité de l'effort tranchant)

Par flexion : $(1 - \alpha) \cdot M$

α est exprimée par :

$$\alpha_x = 1 - \frac{1}{1 + \frac{2}{3} \cdot \sqrt{a/b}} \quad \alpha_y = 1 - \frac{1}{1 + \frac{2}{3} \cdot \sqrt{b/a}}$$

$$a = 0.3 \text{ et } b = 1.827$$

$$\text{On trouve } \alpha_x = 0.21 \text{ et } \alpha_y = 0.62$$

Suivant X :

La partie du moment transmis par torsion est : $0,21 M_x$

La partie du moment transmis par flexion : $0,79 M_x$



Suivant Y :

La partie du moment transmis par torsion est : $0,62 M_y$

La partie du moment transmis par flexion : $0,38 M_y$

$$M_u = \alpha_x \cdot M_{XG} \cdot \cos\theta + \alpha_y \cdot M_{YG} \cdot \sin\theta$$

$$M_v = -\alpha_x \cdot M_{XG} \cdot \sin\theta + \alpha_y \cdot M_{YG} \cdot \cos\theta$$

$$M_u = 11,95 \text{ t.m}$$

$$M_v = -110,9 \text{ t.m}$$

Les contraintes tangentielles en un point générique P(u,v) du périmètre critique, sont déduite de la formule de Di Stasio et Van Buren.

$$\tau(u, v) = \frac{V_d}{A_c} + \frac{M_u \cdot u}{j_v} + \frac{M_v \cdot v}{j_u}$$

$$A_c = 2 \text{ m}^2$$

On calcule les contraintes tangentielles τ aux quatre coins du panneau A, B, C et D.

Point	u	v	τ (t/m ²)
A	-0,44	0,52	-155,18
B	-0,09	0,41	-215,63
C	0,27	0,23	-237,18
D	0,47	-0,40	17,92
E	-0,22	-0,17	135,61

Tableau 41: Calcul des contraintes tangentielles aux points A, B, C, D et E

La contrainte tangentielle maximale est :

$$\tau_{max} = 226,78 \frac{t}{m^2} = 2,37 \text{ MPa}$$

$$f_{cv} = 0,16 \sqrt{f_{c28}} = 0,8 \text{ MPa}$$

$$2f_{cv} = 1,60 \text{ MPa}$$

$$3f_{cv} = 2,40 \text{ MPa}$$

$2f_{cv} < \tau_{max} < 3f_{cv} \rightarrow$ **Introduction des armatures transversales de poinçonnement**

6. Ferraillage du panneau

Soit V_{CU} le poinçonnement repris par le béton et V_{SU} le poinçonnement repris par les armatures transversales.

$$V_{SU} = \text{Volume des contraintes tangentielle} - V_{CU}$$

Soit V_τ le volume des contraintes tangentielles.

$$V_\tau = \frac{\tau_A + \tau_B}{2} \cdot \overline{AB} + \frac{\tau_C + \tau_D}{2} \cdot \overline{CD} + \frac{\tau_D + \tau_E}{2} \cdot \overline{DE} + \frac{\tau_E + \tau_A}{2} \cdot \overline{EA}$$



$$\overline{AB} = 0,375 \text{ m} \quad \overline{CD} = 0,658 \text{ m}$$

$$\overline{DE} = 0,73 \text{ m} \quad \overline{EA} = 0,73 \text{ m}$$

$$\tau_A = -155,18 \quad \tau_B = -215,63$$

$$\tau_C = -237,18 \quad \tau_D = 17,92$$

$$\tau_E = 135,61$$

$$V_t = -0,93 \text{ MN/m}$$

$$V_{CU} = (\overline{AB} + \overline{CD} + \overline{DE} + \overline{EA}) \times f_{cv} = 2,493 f_{cv} = 1,99 \text{ MN/m}$$

$$V_{SU} = -2,92 \text{ MN/m}$$

On multiplie la valeur obtenue par $d=0,37 \text{ m}$

$$V_{SU} = -1,08 \text{ MN}$$

- Armatures inclinées à 45°

$$V_{su} = 0,7 \cdot n \cdot A_b \cdot f_{yd}$$

n : nombre de barres dans chaque plan.

f_{yd} : résistance de calcul de l'acier des armatures transversales, limitée à 420 MPa.

Pour des aciers $\emptyset 10 \rightarrow A_b = 0,79 \text{ cm}^2 = 0,79 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$

$\emptyset(\text{mm})$	$A_b (\text{cm}^2)$	n
8	0,5	73,47
10	0,79	46,50
12	1,13	32,51
14	1,54	23,85
16	2,01	18,28
20	3,14	11,70
25	4,91	7,48

Tableau 42: Calcul du nombre de barres en fonction de leur diamètre

Chapitre 9 Dimensionnement des éléments de contreventement

I. Calcul des voiles

I.1. Introduction

La solution de contreventement avec voiles en béton armé est actuellement très répandue. Ils assurent, dans des conditions économiques, à la fois la transmission des charges de pesanteur, le contreventement dans la direction transversale des bâtiments et une isolation acoustique entre deux locaux.

I.2. Méthode de calcul

On va détailler le calcul de ferrailage du voile V1_10 qu'on a fait selon le DTU 23.1 (applicable aux murs en béton banché mais aussi aux constructions situées dans des zones sujettes séismes), le règlement RPS 2000 et les règles PS 92.

a. Notations

- ✓ a : épaisseur du voile
- ✓ d : longueur du voile
- ✓ L : hauteur libre du voile
- ✓ L_f : longueur de flambement

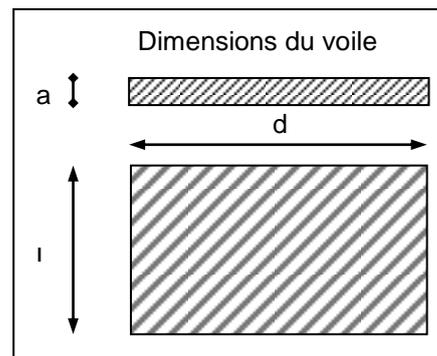


Figure 39 : Notations pour le voile

b. Condition d'application

- ✓ Epaisseur du voile > 10 cm
- ✓ Longueur du voile ≥ 5 fois son épaisseur : $d=5.15 > 5a=0.26*5=1.3$
- ✓ Elancement mécanique $\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 80$
- ✓ Résistance caractéristique du béton $f_{c28} \leq 40$ MPa



La longueur libre de flambement l_f se déduit de la hauteur libre du mur l , en fonction de ses liaisons avec le plancher. Les valeurs du rapport l_f/l sont données par le tableau suivant :

Tableau 43 : coefficients de flambement d'un mur

Liaison du mur	$\frac{L_f}{L}$	
	Voile armé verticalement	Voile non armé verticalement
Voile encastré en tête et en pied :		
-avec un plancher de part et d'autre	0,80	0,85
-avec un plancher d'un seul coté	0,85	0,90
Mur articulé en tête et en pied	1,00	1,00

c. Aciers minimaux

Pour chacun des ferraillements vertical et horizontal on a des espacements maximaux à ne pas dépasser et aussi la section minimale qui doit être assurée suivant chaque direction qu'on voit dans le tableau ci-dessous.

Tableau 44 : Aciers minimaux

	Aciers verticaux	Aciers horizontaux
Espacement maximal	$\leq \min(33 \text{ cm} ; 2 \times a)$	$\leq 33 \text{ cm}$
Acier minimal	$A_{sv} \geq \rho_v \times a \times d$	$A_{sh} \geq \rho_h \times a \times l$
Pourcentage minimal	$\rho_v = \max \left[0,001 ; 0,0015 * \frac{400\theta}{f_e} \left(\frac{3\sigma_u}{\sigma_{lim}} - 1 \right) \right]$ avec: $\theta=1.4$ pour un voile rive $\theta=1$ pour un voile intermédiaire	$\rho_h = \max \left[\frac{2\rho_{vmax}}{3} ; 0,001 \right]$ ρ_{vmax} est le pourcentage vertical de la bande la plus armée

Les sections d'armatures correspondant au pourcentage ρ_v et ρ_h doivent être réparties par moitié sur chacune des faces de la bande de mur considérée

d. Effort de compression à l'ELU

Tableau 45 : paramètres de calcul d'un voile

	Notation	Voile armé verticalement	Voile non armé verticalement
Elancement	λ	$\frac{L_f \sqrt{12}}{d}$	
Section réduite	B_r	$d \times (a - 0,02m)$	
Coefficient α : -pour $\lambda < 50$	α	$\frac{0,85}{(1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2)}$	$\frac{0,65}{(1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2)}$
-pour $50 \leq \lambda < 80$		$0,6 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2$	
Effort limite ELU	N_{ulim}	$\alpha \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0,9\gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right)$	$\frac{B_r \times f_{c28}}{0,9\gamma_b}$

- La contrainte limite ultime vaut : $\sigma_{ulim} = \frac{N_{ulim}}{ad}$
- La contrainte qu'on a dans la section suivant le cas de charge N et le moment sismique M est :

$$\sigma_u = \frac{N}{ad} \pm \frac{Mv}{I}$$

On compare ensuite cette contrainte aux contraintes limites ultimes pour voir si on aura des aciers de compression et des aciers de traction

Deux vérifications doivent être faites aux niveaux I et II du voile :

- Section I-I à mi-hauteur d'étage
 $\sigma_u \leq \sigma_{u,lim}$
- Section II-II sous le plancher haut
 $\sigma_u \leq \frac{\sigma_{u,lim}}{\alpha}$

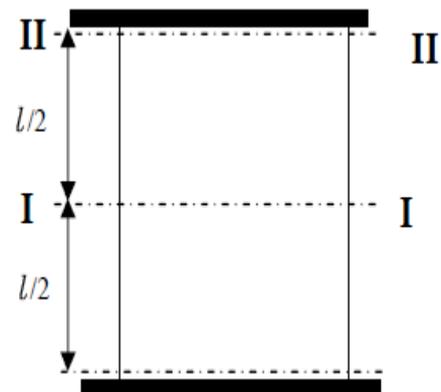


Figure 40 : Niveaux de vérification des contraintes

e. Dimensions des potelets de rive

$$d' = \max(0,2 ; a ; a \times \theta \times \frac{\sigma_y}{\sigma_{bc}} ; l_f \times \theta \times \frac{\sigma_y}{15 \times \sigma_{bc}}) \text{ Avec un maximum de } d/8$$

θ : Coefficient de comportement

σ_y : Contrainte moyenne pour la bande considérée $\sigma_y = \sigma_1 - (\frac{\sigma_1 - \sigma_2}{d}) \times (\frac{d}{2} - y)$ (y à partir du centre du voile)

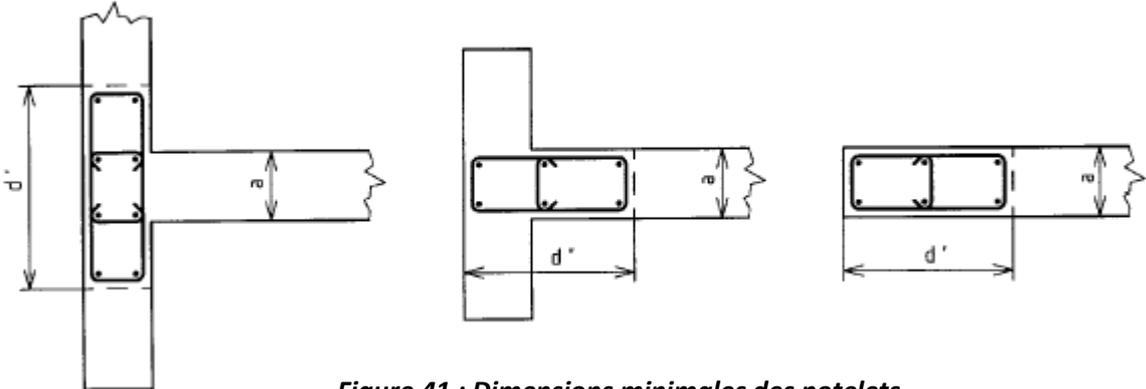


Figure 41 : Dimensions minimales des potelets

I.3. Calcul du ferrailage du voile 3 :

On importe les résultats des efforts agissants sur le voile à partir de Robot ; on aura besoin des charges permanentes G et des charges d’exploitation Q et du moment M réduit correspondant à la combinaison la plus défavorable (ACC).

On trouve donc **N=392.45 T ; H=107.04T ; M=212.25 T.m**

Voici le tableau de données avec le calcul de la section minimale du ferrailage (0,1% B)

a (m)	d (m)	L (m)	L _f /L	f _{c28} (Mpa)	f _e (MPa)	θ	σ _{bc}	A _{s min} (cm ²)
0,26	5.15	3.6	0,85	25	500	1.4	14	0.62

Tableau 46 : Données de calcul du voile 3

On calcule ensuite les contraintes limites ultimes pour le voile non armé et pour le voile armé avec la section minimale de 0,1%.



	V.armé	V.non armé
Elancement	40.76	40,76
Br (m ²)	1.236	1.236
α	0,69	0,51
σ_{ulim}	17.9	26.75

Tableau 47 : Paramètres de calcul et contraintes limites ultimes

On calcule les contraintes maximales dans la section du voile.

N(T)	σ_{u1}	σ_{u2}
16.412	0.515	3.68

Tableau 48 : efforts transmis par le P.H rdc et contraintes maximales

Vérification .

A mi-hauteur de l'étage : les efforts réduits deviennent :

N(T)	H(T)	M(T)
398.475	107.04	404.9

Le moment augmente à cause du bras de levier avec la force horizontale, et on ajoute à l'effort normal la charge dû à la moitié supérieure du voile :

$$\sigma_u = \frac{N_u}{a*d} - \frac{My}{I} = 6.49$$

On a la condition : $\sigma_u < \sigma_{u,lim} = 17.9$ MPa à mi-hauteur d'étage est vérifiée

Sous le plancher haut : les efforts sont :

N(T)	H(T)	M(T)
392.45	107.04	212.25

Le voile étant chargé sur un seul côté, on admet une répartition trapézoïdale des contraintes dues au plancher (car $0.26m = a < 0.3m =$ hauteur du plancher).



On en déduit

$$\sigma_u = \frac{N_u}{a*d} - \frac{My}{I} + \sigma_2 = 8.45$$

$$\text{et } \sigma_u \leq \frac{\sigma_{u,lim}}{\alpha} = 26.79 \text{ MPa}$$

Un voile en béton armé doit faire l'objet des vérifications suivantes :

- Résistance en flexion composée.
- Justification de la stabilité de forme (résistance au flambement).
- Résistance à l'effort tranchant.

i. Calcul de la section d'armatures du voile en flexion composée

Les voiles sont calculés en flexion composée sous un effort normal de compression N et un moment de flexion M et des dispositions constructives minimales.

La section en flexion composée peut être

- Partiellement comprimée.
- Entièrement tendue.
- Entièrement comprimée.

Pour le voile V 3 :

Le dimensionnement se fera à la base du voile, les charges y sont les plus défavorables

- Dimensions des potelets de rive :

$$d' = \max\left(0,2 ; 0,2 \times 1 \times \frac{\sigma_y}{17,9} ; 2,34 \times 1 \times \frac{\sigma_y}{15 \times 17,9}\right)$$

On considère la bande définie par $y=3d/8 = 1,93$ m on a, $\sigma_y=4,97$ MPa (d : longueur du voile). On trouve $d'=0,2$ m et il peut aller jusqu'à $d/8 = 0,64$ m.

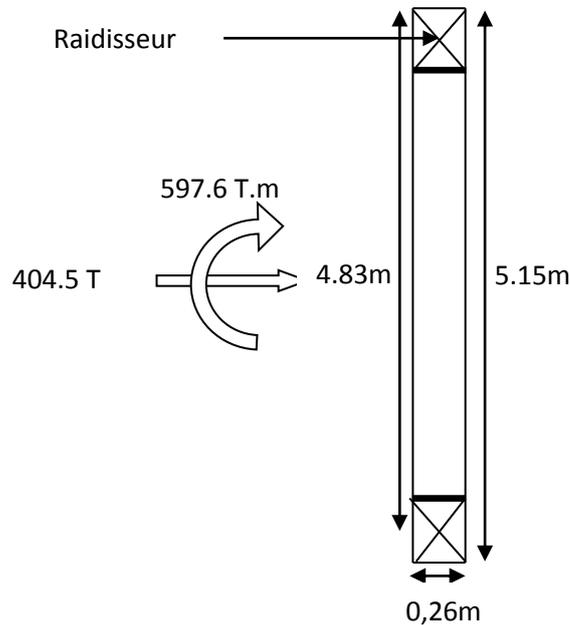


Figure 42 : Schéma du voile et les sollicitations

Le poteau est calculé comme une section rectangulaire de largeur $b=26$ cm et de hauteur $h=5.15$, et on va prendre $d = h - \frac{d'}{2} = 5.15 - \frac{0.64}{2} = 4,83$ m (distance des armatures tendues à la fibre la plus comprimé, à ne pas confondre avec la longueur du voile)

On a :

$$(0,337 \times h - 0,81 \times d') \times bh\sigma_{bc} \geq N_u(d - d') - M_1 \quad (15,39 > 1,34)$$

C'est à dire que la section est partiellement comprimée

- Vérification du flambement :

On a un effort normal positif donc il y a un problème de flambement :

On doit vérifier que : $\frac{l_f}{h} \leq \max\left(15 ; \frac{15e_1}{h}\right)$ avec $e_1 = e_o + e_a = \frac{M}{N} + \max\left(2\text{cm} ; \frac{1}{250}\right)$

$$\text{On a : } e_1 = \frac{597.605}{404.507} + \max\left(2\text{cm} ; \frac{360}{250}\right) = 3.477/4 \text{ m}$$

Donc la condition : $\frac{l_f}{h} = \frac{3.06}{5.15} = 0,594 \leq \max\left(15 ; \frac{15e_1}{h}\right) = 15$ est bien vérifiée.

Pour tenir compte du flambement on va ajouter une excentricité additionnelle :



$$e_2 = \frac{6 \times l_f^2 (1 + \alpha)}{10^4 h} = \frac{6 \times 3.6^2 (1 + \alpha)}{10^4 \times 5.15} \quad \left(\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} : \text{le rapport du moment du premier ordre, dû aux charges permanentes et quasi-permanentes, au moment total du premier ordre. Le coefficient } \alpha \text{ est compris entre 0 et 1,6.} \right)$$

On trouve $e_2 = 0,0018$ (négligeable devant e_1)

Le moment de calcul en flexion composée est donc :

$$M_a = N \times \left(e_1 + d - \frac{h}{2} \right) = 404.5 \times \left(3.47 + \left(4.83 - \frac{5.15}{2} \right) \right) = 2445.2 \text{ T.m}$$

On a:
$$\mu = \frac{M_a}{bd^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{24.45}{0,2 \times 4,83^2 \times 17.9} = 0,292 < \mu_R = 0,371$$

Donc
$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.44$$

Donc
$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 3.97$$

D'où la section d'acier est :
$$A = \left[\frac{M_a}{Z} - N \right] \times \frac{Y_s}{f_e} < 0$$

La section est négative, on se contentera donc des dispositions minimales de ferrailage dans les extrémités du voile, et ce pour tous les étages.

$A_{min} = 13.4 \text{ cm}^2$ soit **6HA20 / e=20 cm** sur chaque extrémité.

Armatures transversales :

$$S_t < \min(10\phi_L ; 20 \text{ cm}) = \min(20, 20) = 20 \text{ cm}$$

$$\Phi_T < \max(\phi_L/3 ; 6\text{mm}) = 8 \text{ mm}$$

ii. Ferrailage vertical à l'effort normal

Le pourcentage minimal précisé par le DTU.23.1 est :

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

On trouve pour notre cas : $\rho_v = 0,001 < \rho_{min} = 0,2 \%$ (exigé par le PRS2000)

On retient cette valeur, donc $A_v = \rho_v \times a \times d = 2.10^{-3} \times 0,26 \times 5.15 = 26.78 \text{ cm}^2$

Condition de non fragilité :

$$A_{CNF} = 0,23 \times a \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 0,26 \times 5.15 \times \frac{2,1}{500} = 12.9 \text{ cm}^2$$
 On prendra $A = 26.78 \text{ cm}^2$

Soit une section de 13.4 cm^2 sur chaque face du voile, donc $2,6 \text{ cm}^2/\text{ml}$ (**4HA12/e=25**)

iii. Ferrailage horizontale

Le pourcentage minimal précisé par le DTU.23.1 est :

$$\rho_h = \max \left(\frac{2\rho_{vmax}}{3} ; 0,001 \right) = 0,001 < 0,2 \%$$

On prend $\rho_h=2.10^{-3}$ donc $A_h = \rho_h \times a \times l = 2.10^{-3} \times 0,26 \times 3.6 = 18.7 \text{ cm}^2$

Soit une section de 9,4 cm² sur chaque face du voile, donc 2,6 cm²/ml (**4HA12/e=25**)

iv. Dispositions des armatures

D'après le RPS l'espacement des barres verticales et horizontales est égal à :

- $s = \min (30\text{cm}, 1,5e)=30 \text{ cm}$ en zone courante
- $s = \min (20\text{cm}, 1,5e)=20 \text{ cm}$ en zone critique

Où la zone critique est définie selon le règlement : les régions s'étendant de la base du mur sur une longueur l_c définie comme suit :

$$l_c = \max \left(\frac{H}{6} ; L \right)$$

H et L respectivement la hauteur et la largeur du voile : $l_c=5.15 \text{ m}$

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles utilisé ne doit pas dépasser le 1/10 de l'épaisseur du voile.

Les deux nappes doivent être reliées, et les barres horizontales doivent être exposées vers l'extérieur.

On prendra pour :

- Armatures de flexion : des $2 \times 3\text{HA}20 / e=20 \text{ cm}$ dans chaque raidisseur.
- Armatures verticales : des $\text{HA}12/e=25 \text{ cm}$ disposées sur la longueur du voile sauf pour les extrémités où on a les armatures sismiques (calculées en flexion composée).
- Armatures horizontales : des $\text{HA}12/e=20\text{cm}$ en zone critique et $e=30\text{cm}$ en zone courante.

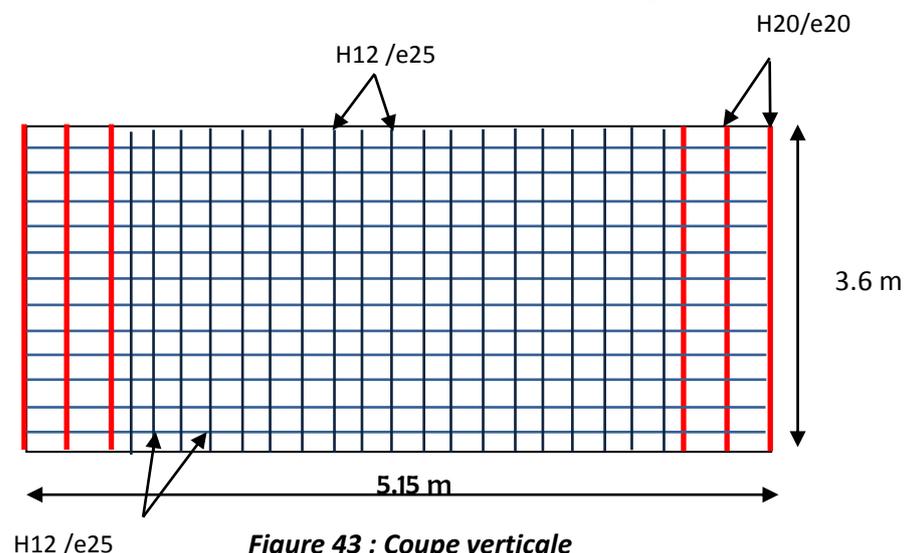


Figure 43 : Coupe verticale

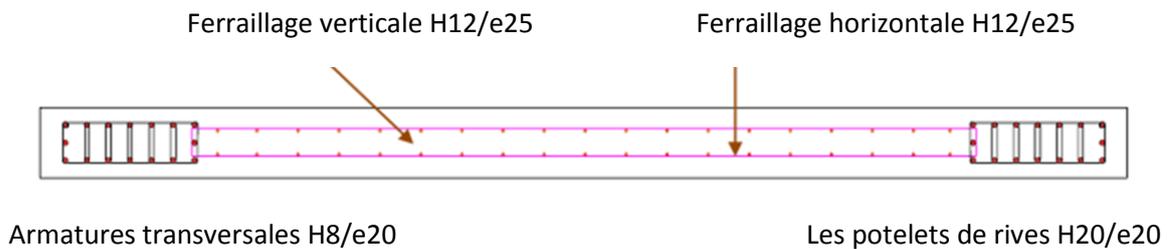


Figure 44 : Coupe horizontale

Le calcul par ROBOT est joint dans l'annexe 10

II. Calcul des semelles filantes :

II.1. Pré-dimensionnement de la semelle :

On rappelle les dimensions de voile V3 qui sont: $l = 5,15$ m et $a = 26$ cm

On ajoute des débords de 1,85 m de part et d'autre de la semelle, ainsi on aura une longueur de semelle égale à 8m.

On choisit $B = 3$ m et $h = 1$ m \rightarrow Semelle : 3x8x1

Le poids de la semelle sera donc : $P_{\text{semelle}} = 3 * 8 * 1 * 2,5 = 60$ T

Dans notre cas, le bon sol se trouve à 2m du terrain naturel (TUF), et on a pris comme hauteur de la semelle 1m donc le poids du sol supporté par la semelle : $1 * 3 * 8 * 2,72 = 65,28$ T

La densité du sol, d'après le rapport géotechnique est de : $2,72$ t/m³

L'effort normal à l'ELU vaut : $N_u = (1,35G + 1,5Q) / l = 147,1$ T/m

L'effort normal à l'ELS vaut : $N_s = (G + Q) / l = 108,7$ T/m

L'effort normal repris par le voile V3 est 404,5 T

L'effort normal total sur la semelle à l'état accidentel est:

$$N_a = N_v + P_{\text{sol}} + P_{\text{semelle}} = 529,25 \text{ T}$$

$$\text{Et } M = M_v + F_i * h_i = 811,6 \text{ T.m}$$

II.2. Calcul de l'excentricité e:

On a $e = M/N = 1,53 > L/6 = 1,33$ m

Donc une partie de la semelle sera soulevée

La longueur comprimée est égale à : $L' = 3 * (L/2 - e) = 7,41$ m

On a donc $L'/L = 7,41/8 = 91\%$

On déduit que 91% de la semelle est comprimée, ce qui veut dire que la semelle est stable sachant qu'on peut tolérer, dans un cas accidentel, jusqu'à 50% du soulèvement de la semelle (cours de contreventement).

II.3. Etat des contraintes:

La contrainte maximale est égale à $\sigma_{\max} = \frac{2 \cdot N}{L' \cdot B} = \frac{2 \cdot 5,29 \cdot 10}{7,41 \cdot 3} = 4,75 \text{ bar}$

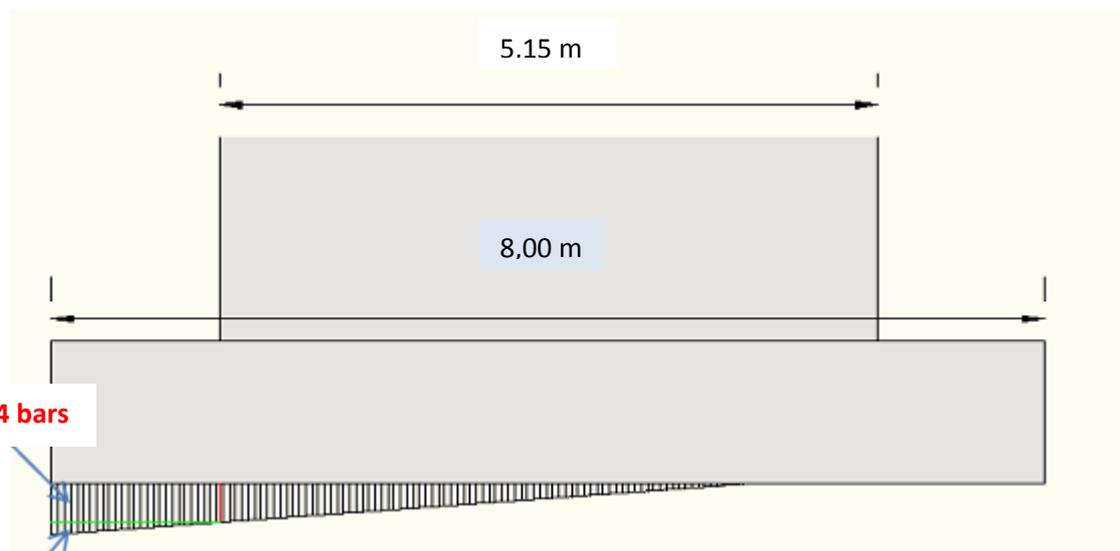
Or on doit avoir $\sigma_{\max} < \sigma_{rup} = 3 \cdot \sigma_{sol} = 9 \text{ bar}$ la condition est donc satisfaite.

Remarque : les dimensions de la semelle ont été prises assez importantes afin de vérifier les deux conditions suivantes :

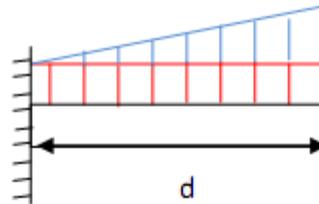
- Ne pas dépasser 50% de soulèvement pour la semelle,
- Vérifier que $\sigma_{\max} \leq \sigma_{rup} = 3 \cdot \sigma_{sol}$

II.4. Ferrailage de la semelle:

Le ferrailage de la semelle sera déterminé à partir du moment du débord renversé, considéré comme une console sous charge σ_{\max} . On divisera alors le diagramme des contraintes trapézoïdale en deux : un diagramme triangulaire de côté $\sigma_{\max 1}$ et un autre rectangulaire de côté $\sigma_{\max 2}$.



En utilisant les formulaires de RDM ci-dessous, on calcule les moments d'encastrement.



$$\sigma_{max1} = 0,91 \text{ bars}$$

$$\sigma_{max2} = 3,84 \text{ bars}$$

	$R_A = \frac{p_1 \ell}{2}$		$M = -\frac{p_1 x_1^3}{6\ell}$ $M_B = 0$ $M_A = -\frac{p_1 \ell^2}{6}$
	$R_A = p\ell$		$M = -\frac{p x_1^2}{2}$ $M_B = 0$ $M_A = -\frac{p \ell^2}{2}$

Le moment (par mètre linéaire) est égale à :

$$M = \left[\frac{\sigma_{max2} * d^2}{2} + \frac{\sigma_{max1} * d^2}{3} \right] = \left[\frac{3,84 * 1,43^2}{2} + \frac{0,91 * 1,43^2}{3} \right] * 0,1 = 0,45 \text{ MN.m}$$

Les armatures dans la semelle :

$$d = h - 5\text{cm} = 100 - 5 = 95 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M}{B d^2 \sigma_{bc}} = \frac{0,45}{3 * 0,95^2 * 14,17} = 0,011 < 0,372$$

$$\alpha = 1,25 * (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,019$$

$$z = d * (1 - 0,4 * \alpha) = 0,94 \text{ m}$$

$$A_a = \frac{M}{z * \sigma_s} = \frac{0,45}{0,94 * 434,78} = 11,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Calcul à l'ELU :

L'effort Nu vaut : Nu = 147 T/m

$$\text{On aura donc une section d'armature } A_u = Nu * \frac{(B-b)}{8 * d * \sigma_s} = 0,150 * \frac{(3-0,26)}{8 * 0,95 * 434,78} = 12,5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Calcul à l'ELS :

On a $N_s = 108 \text{ T}$

On aura donc une section d'armature $A_u = N_s * \frac{(B-b)}{8*d*\sigma_s} = 0,108 * \frac{(3-0,26)}{8*0,95*202} = 19,3 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Remarque :

L'état limite de service est la plus contraignante dans la direction transversale de la semelle, on aura donc $19,3 \text{ cm}^2/\text{ml}$, soit T20/ml $e = 14 \text{ cm}$ pour chaque mètre linéaire, ce ferrailage sera attribué à la direction transversale de la semelle filante.

Suivant la longueur de la semelle $A_l = \frac{A_s*B}{4} = \frac{19,3*3}{4} = 14,48 \text{ cm}^2/\text{ml}$ soit T20/ml $e = 20 \text{ cm}$

Les longueurs de scellements :

$$L_s = \frac{\phi}{4} * \frac{f_e}{\tau_s} = \frac{1,6}{4} * \frac{500}{3,23} = 62 \text{ cm}$$

Avec :

$$\phi = 1,6 \text{ pour les HA, } f_{t28} = 0,6 + 0,06 * f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

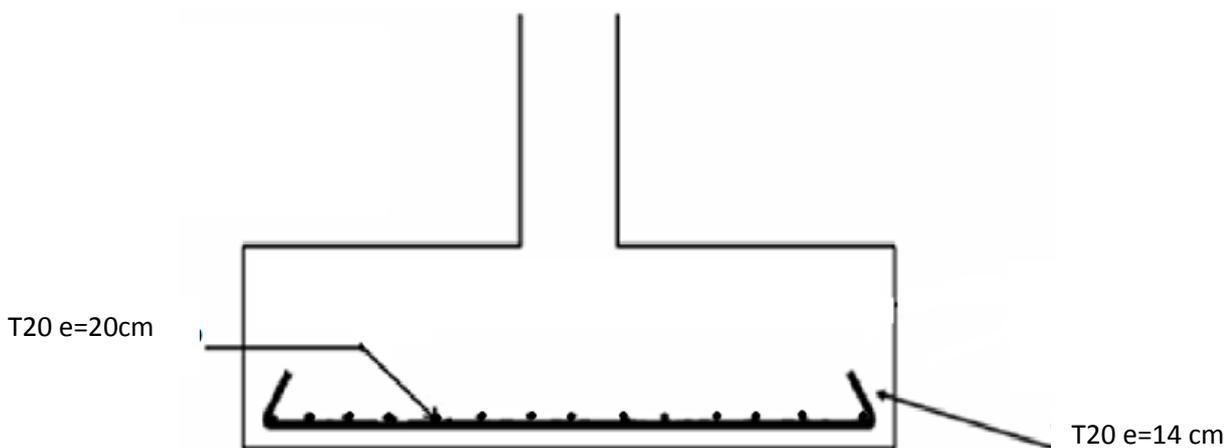
$$\tau_s = 0,6 * \phi^2 * f_{t28} = 0,6 * 1,6^2 * 2,1 = 3,23 \text{ MPa}$$

$$B/4 = 300/4 = 75 \text{ cm} ; B/8 = 300/8 = 37,5 \text{ cm}$$

$$L/4 = 800/4 = 200 \text{ cm} ; L/8 = 800/8 = 100 \text{ cm}$$

On remarque que :

- Dans le sens de B : $B/8 < l_s < B/4$, toutes les barres doivent être prolongées jusqu'aux extrémités de la semelle et peuvent ne pas comporter des ancrages courbes
- Dans le sens de L : $l_s < L/8$, on n'utilise pas de crochets.





Chapitre 10 Etude de coût

L'estimation du coût de notre structure se fera sur la base du tableau récapitulatif de quantités données par le logiciel CBS après vérifications des armatures de sections.

Les prix des matériaux de construction connaissent beaucoup de fluctuations. Ne cherchant à établir qu'un coût estimatif, nous considérerons des valeurs moyennes, incluant la mise en œuvre, comme le montre le tableau qui suit :

Matériaux	Prix HT (DH)
Béton par m3	1500 Dh/m3
Armatures HA500 /Kg	17 Dh/Kg
Béton Précontraint avec câbles compris	1200 Dh/m2

Tableau 49 : Prix des matériaux de construction (mise en œuvre comprise)

Il est à noter, que ces résultats sont donnés seulement pour la structure porteuse sans prendre en considération le prix de la maçonnerie :

▪ Première variante : dalle pleine

Dans l'exemple de calcul de la dalle pleine, on a choisis un plancher de telle façon qu'à partir de ce même calcul on peut déduire les quantités de ferrailage de toutes les dalles de notre structure. En effet, la partie gauche du noyau central est la même du plancher haut du premier étage jusqu'au plancher haut du quatrième étage, les autres étages représentent une partie de cette même dalle déjà calculer.

La partie A est la même pour tous les étages et la partie B s'arrête partiellement au septième étage pour s'arrêter totalement au quinzième étage. Le tableau suivant résume ces résultats :

panneau	Qt acier(kg)	nbr étage	Qt totale acier
partie A	1460,62	17	24830,54
Partie B'	310,81	17	5283,77
Partie B''	770,35	7	5392,45
Panneau 1-2-3-4-5	490,61	4	1962,44
Panneau 7-9-10-11	1430,08	17	24311,36
Panneau 6	180,81	11	1988,91
Panneau 8	600,3	4	2401,2
		Cumul	66170,67

Tableau 50 : Quantité d'acier calculée manuellement pour la dalle pleine



En considérant les quantitatifs trouvés, on obtient les résultats du tableau suivants.

Type d'objet	Nombre d'objets	Béton		Aciers	
		Volume [m3]	Coût [DHs]	Masse [Kg]	Coût [DHs]
Poutre	594	409,42	614130	65507,2	1113622,4
Poteau	190	67,03	100545	10724,8	182321,6
Semelle isolée	18	45,58	68370	3190,6	54240,2
Semelle filante	20	74,99	112485	4499,4	76489,8
Voile	340	801,89	1202835	96226,8	1635855,6
Dalle	256	1391,76	2087640	66170,67	1124901,6
Récapitulatif			4186005		4187430,2
Coût total		8373435,6 DHs			

Tableau 51: Coût récapitulatif de la structure (variante dalle pleine)

▪ Deuxième variante : dalle précontrainte

Type d'objet	Béton		Aciers	
	Volume [m3]	Coût [DHs]	Masse [Kg]	Coût [DHs]
Poteau	67,03	100545	10724,8	182321,6
Semelle isolée	45,58	68370	3190,6	54240,2
Semelle filante	74,99	112485	4499,4	76489,8
Voile	801,89	1202835	96226,8	1635855,6
Dalle		7062456*	0	0
Récapitulatif		8546691	0	1948907,2
Coût total		10495598,2 DHs		

Tableau 52 : Coût récapitulatif de la structure (variante dalle précontrainte)

*Prix de la dalle précontrainte= surface totale des dalles x 1200 = 7062456 DHs

On remarque que pour cette variante, le coût est nettement plus élevé. Cependant, les avantages qu'offre ce type de dalle (par exemple : pas des retombés des poutres), peut expliquer le fait qu'on tolère une augmentation dans le coût total.



▪ **Troisième variante : dalle réticulée**

Notre surface de plancher est devisé essentiellement en trois partis :

- ✓ Dalle pleine : utilisée dans le noyau central,

$$S_{d,p} = S_{n.c} * 17$$

$$S_{d,p} = 17 * 52m^2 = 884 m^2$$

- ✓ Dalle réticulée de 37 cm de hauteur : utilisée dans la partie adossée au voile à droite,

Sa surface est : $S_{37} = 14 * 137 m^2 = 1918 m^2$

- ✓ Dalle réticulée de 27 cm de hauteur : utilisée dans la partie gauche et la partie extrême droite du bâtiment, sa surface est déduite de la somme totale de surface de plancher et la somme des deux autres dalles utilisées dans cette variante :

$$S_{27} = S_T - S_{d,p} - S_{37}$$

$$S_{27} = 3083.38 m^2$$

Élément	Béton		Aciers	
	Volume (m3)	Coût (DHs)	Barres (Kg)	Coût (DHs)
Plancher dalle	132.6	198'900	21100	358'700
Planchers réticulés	865.3	1'297'930	80470	1'368'018
*Arm. base panneaux			5950	101'144
Poteaux	67,03	100'545	10724,8	182'321,6
Voile	801,89	1'202'835	96226,8	1'635'855,6
Semelle isolée	45,58	68'370	3190,6	54'240,2
Semelle filante	74,99	112'485	4499,4	76'489,8
Récapitulatif		2'981'065		3'776'767
Coût total (DHs)	6'757'832			

Tableau 53 : Coût récapitulatif de la structure (variante dalle réticulée)



Il s'avère donc que la structure en dalle réticulée est plus avantageuse en terme de coût en réalisant un gain d'environ 1 615 000 DHS par rapport au dalle pleine. Ceci est justifié par les quantités de béton économisées dus aux vides créés par les caissons récupérables.

Cependant la dalle réticulée n'est pas assez rigide pour supporter les actions horizontales. Par ailleurs, la fonction de diaphragme est mieux assurée par les dalles pleines et les dalles précontraintes.



Conclusion

Notre travail de fin d'étude, qui achève la formation en cycle ingénieur de l'EHTP, consiste en l'étude complète d'un bâtiment R+16 avec trois variantes les dalles pleines, les dalles précontraintes en post tension et les dalles réticulées.

Dans une première étape, nous avons opté pour une conception qui respecte les contraintes architecturales et structurales. Le pré-dimensionnement des éléments de la structure a été fait en tenant compte des charges appliquées. Le contreventement de la structure est assuré par des voiles, et ce après avoir fait le choix entre diverses variantes de contreventement.

La structure ne satisfaisant pas aux critères de régularité requis par le RPS 2000, une analyse modale à l'aide du logiciel de calcul aux éléments finis s'est avérée nécessaire afin de déterminer les effets maximaux d'un séisme sur celle-ci.

Nous avons extrait par la suite les résultats concernant le séisme et avons effectué les vérifications réglementaires relatives aux règles RPS 2000 et PS 92 notamment ceux concernant la stabilité au renversement, les déplacements et les déformations. Ces derniers étaient inférieurs aux limites prescrites par les dits règlements.

Ensuite, nous avons traité la partie dimensionnement des éléments structuraux pour les voiles, la dalle pleine en BA, la dalle précontrainte en post tension et la dalle réticulée.

Enfin, nous avons effectué une étude comparative entre les trois variantes permettant ainsi de tirer plusieurs conclusions et recommandations, les plus importantes seront citées ci-après :

- Le prix du projet est plus économique en variante dalle réticulée, les délais de réalisation sont aussi réduits.
- Les dalles réticulées ainsi que les dalles précontraintes permettent de franchir de grandes portées sans avoir recours à des poutres ceci évite d'avoir des retombées qui nuisent à l'aspect architectural du bâtiment.
- La fonction de diaphragme est mieux assurée par les dalles pleines et les dalles précontraintes.

A la fin, on aimerait signaler que notre projet nous a servi d'une manière indiscutable sur le plan professionnel, car on a eu l'occasion de traiter un projet depuis l'examen des plans architecturaux jusqu'à l'élaboration des plans de ferrailages, ce qui nous aidera à nous intégrer dans le monde professionnel sans aucun souci.



Références

➤ Bibliographie

BAEL 91: Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et des constructions.

RPS 2000 : règlement parasismique marocain applicable aux bâtiments.

NFP 06-013 Règles PS françaises applicables aux bâtiments, dites Règles PS 92.

NV65 règles définissant les effets de la neige et du vent sur les constructions et annexes.

« Formulaire de résistance des matériaux » de Youde Xiong aux éditions de DELTA.

« Conception et calcul des structures des bâtiments » Par HENRY THONIER-

Tome 1, 2, 3,4.

« Le Béton Précontraint aux Etats-Limites » Thonier_2

➤ Cours :

« Cours BAEL » de Mme KHADOURI.

« Cours BPEL » de M. AZIZI

« Conception et calcul de structures » de M. GUISSI.

« Calcul dynamique des structures » Mme. AZMI.

« Contreventement » et « constructions parasismiques » M. NIAZI.



Annexes



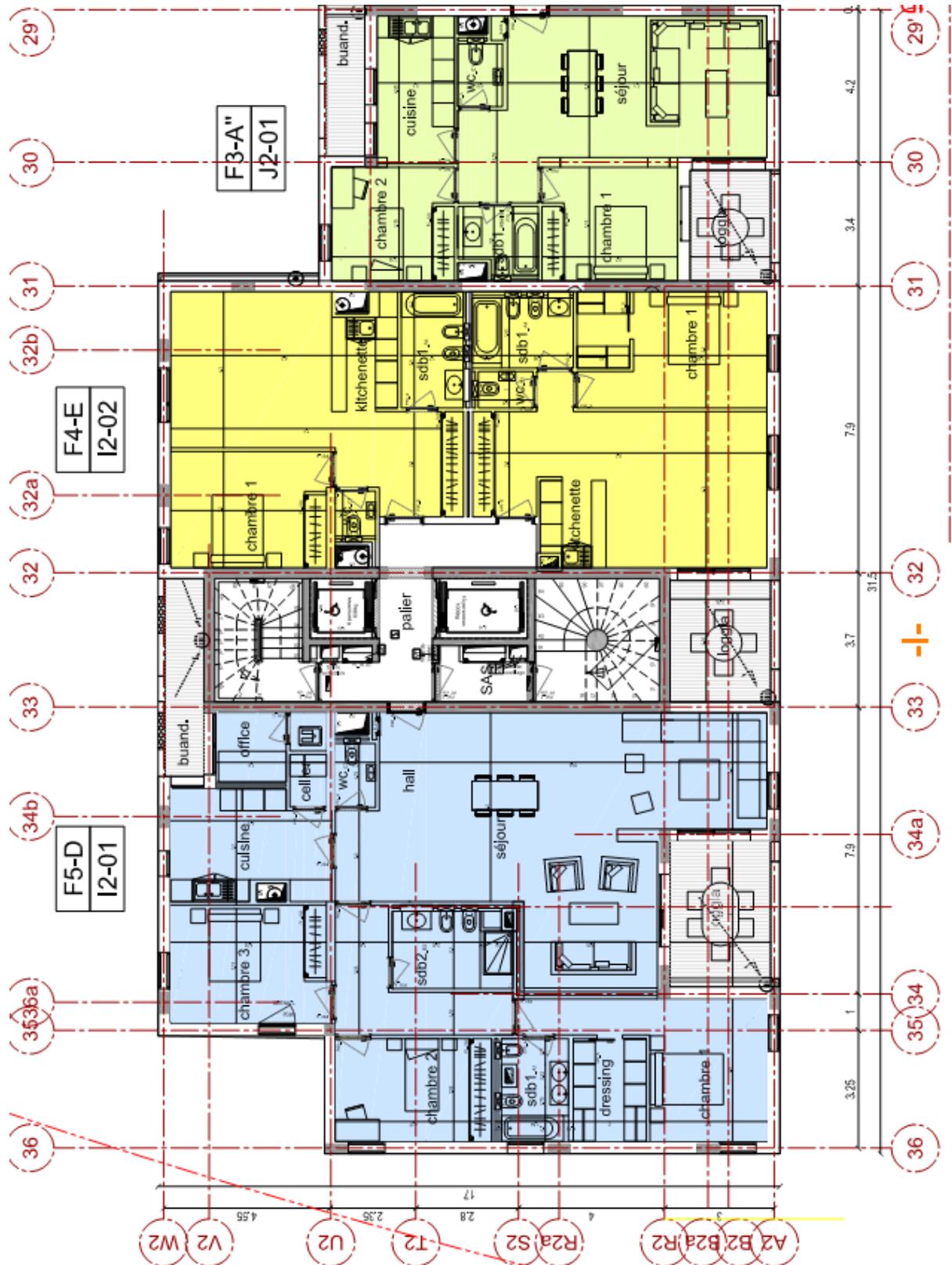
Annexe 1

Plan architectural Rdc



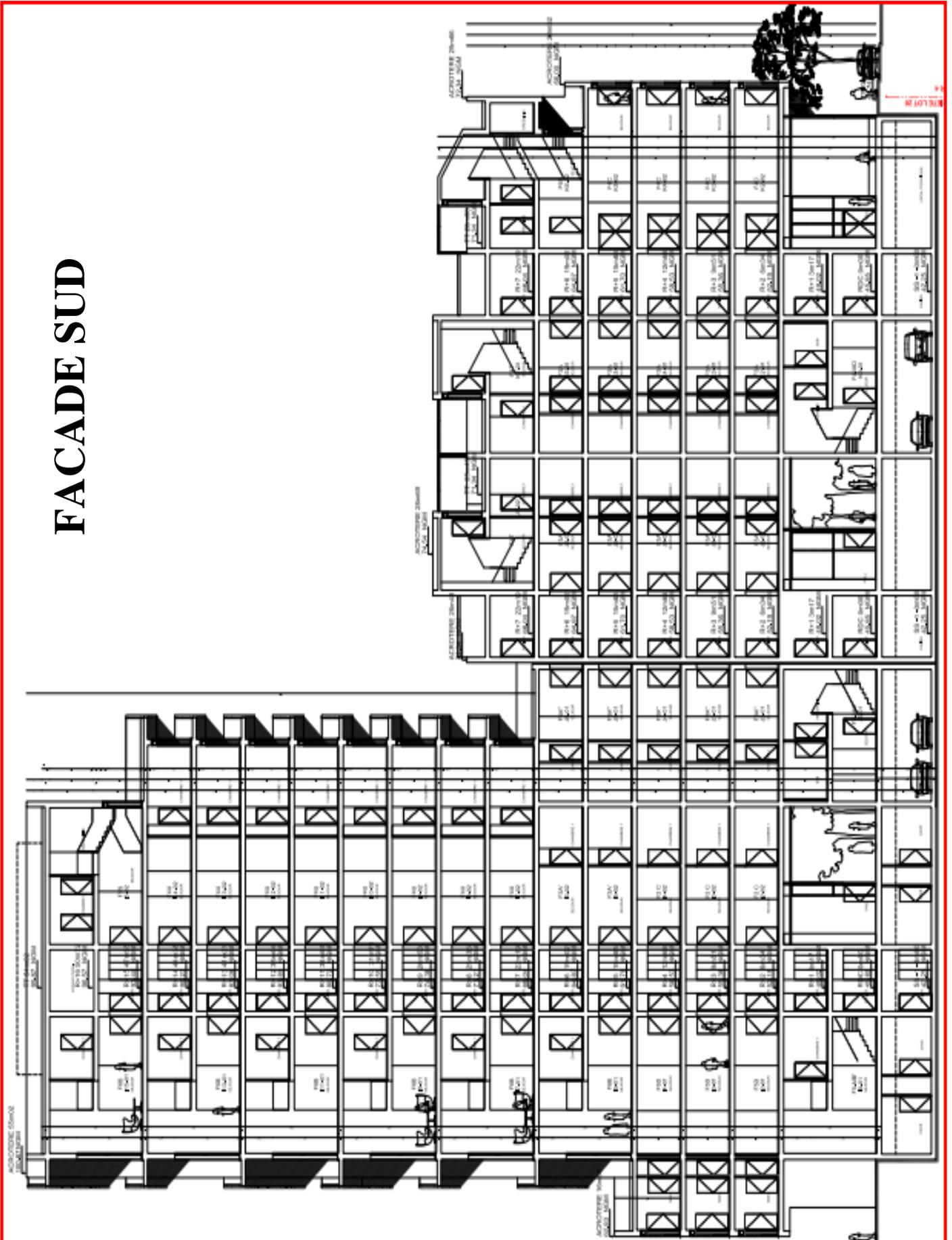


Plan architectural 2, 3, et 4ème étage :



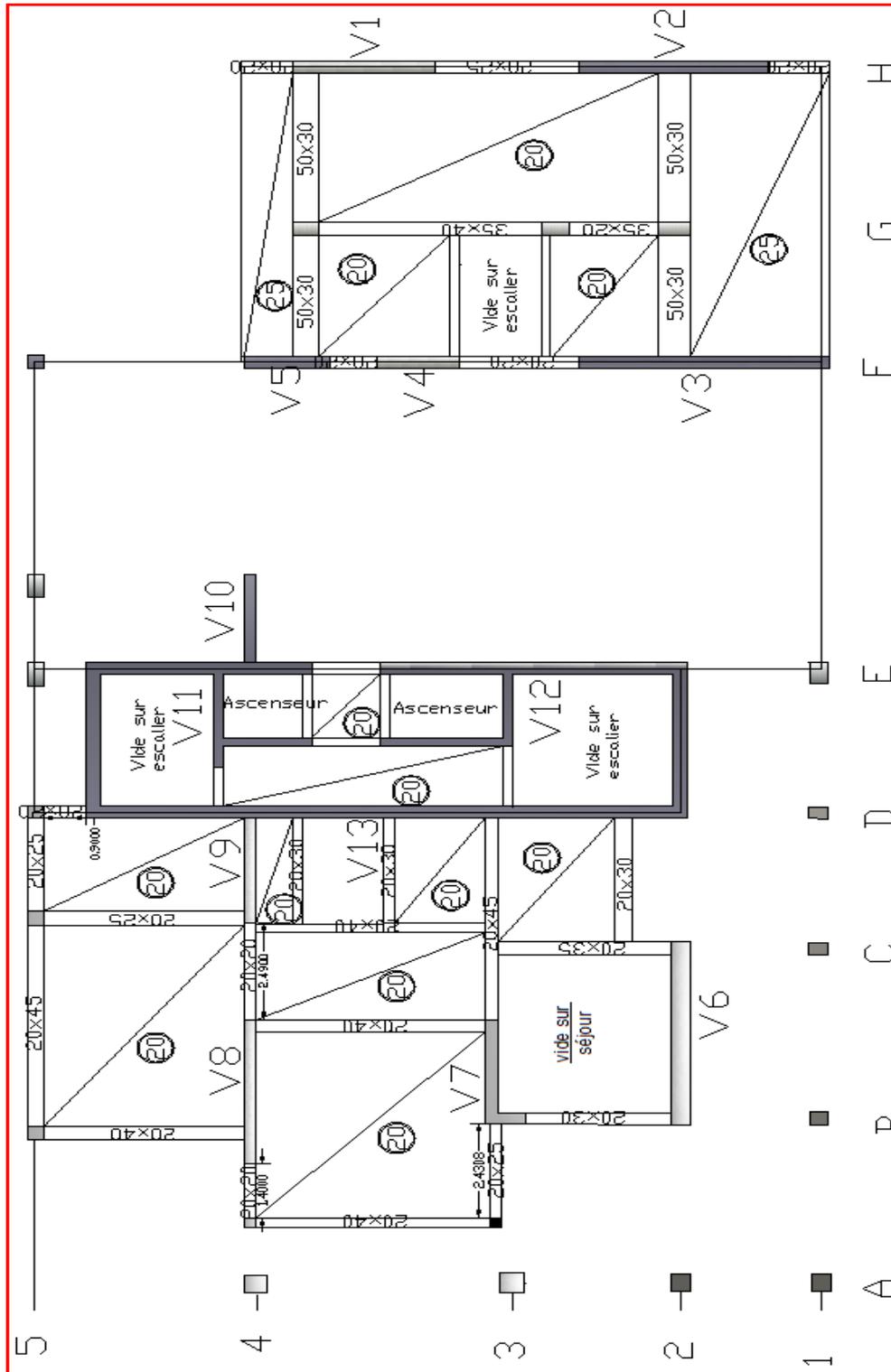


FACADE SUD



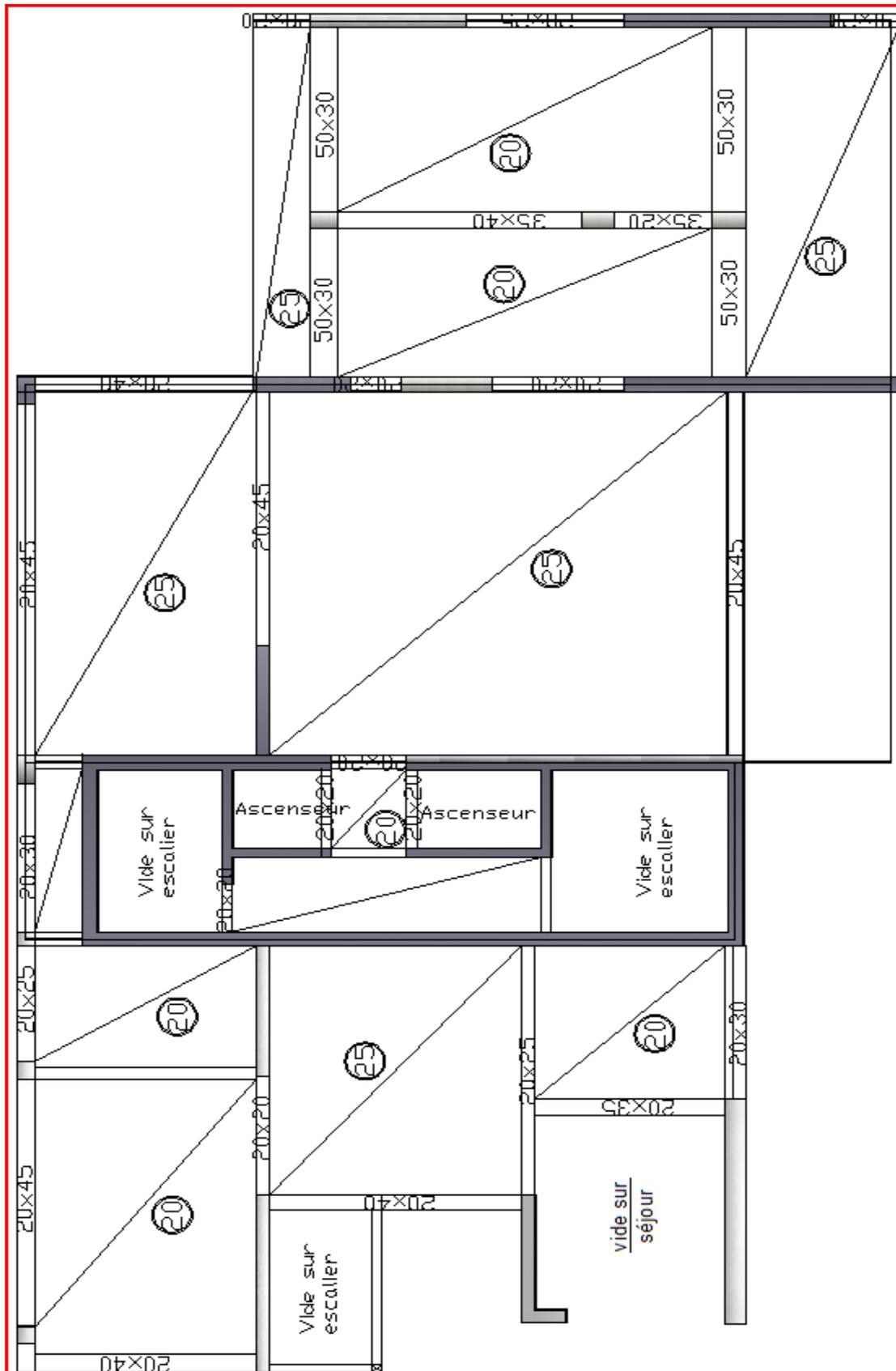
Annexe 2

Plan de coffrage de plancher haut de Rdc :



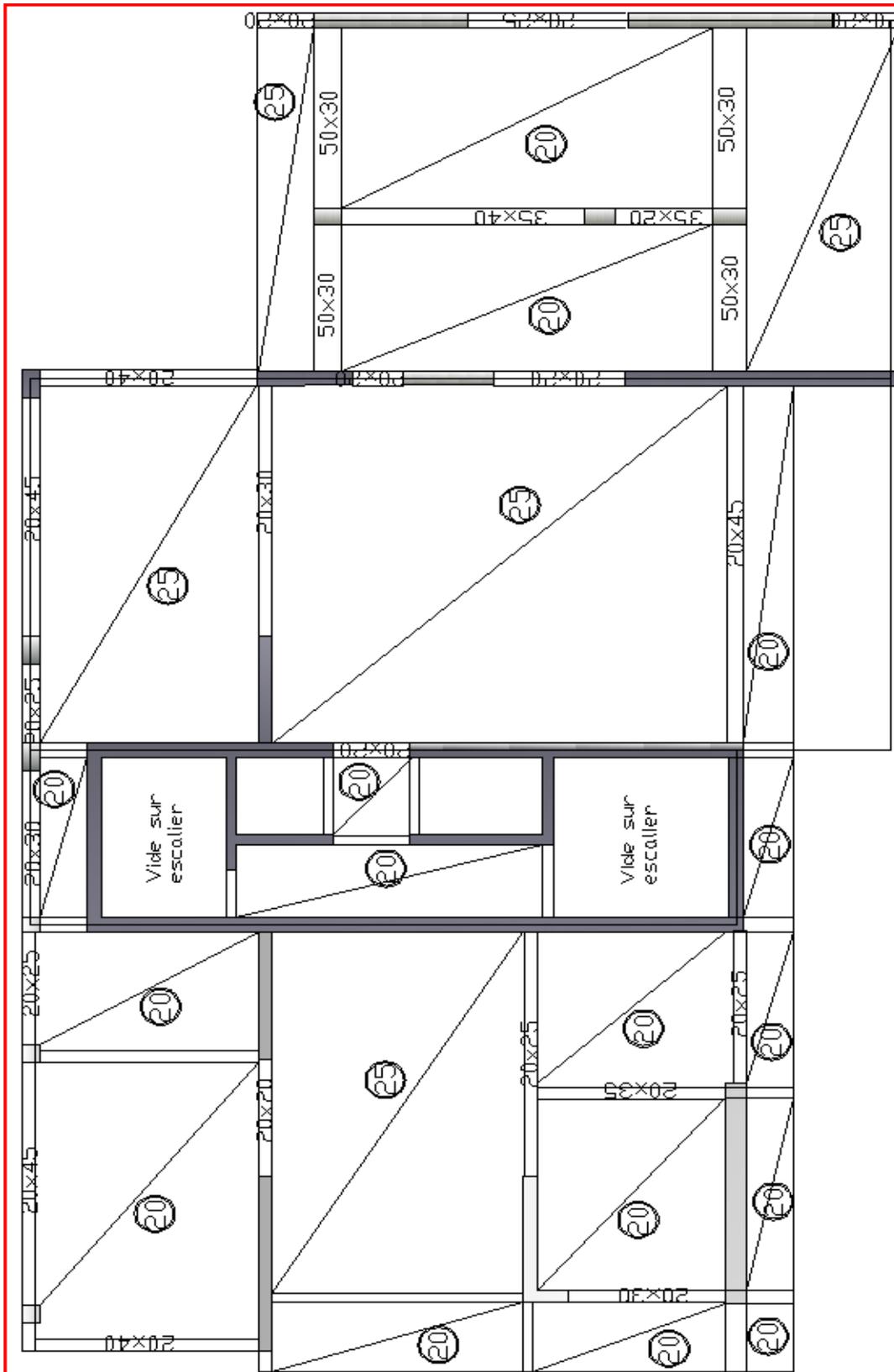


Plan de coffrage de plancher haut de 5^{ème} étage



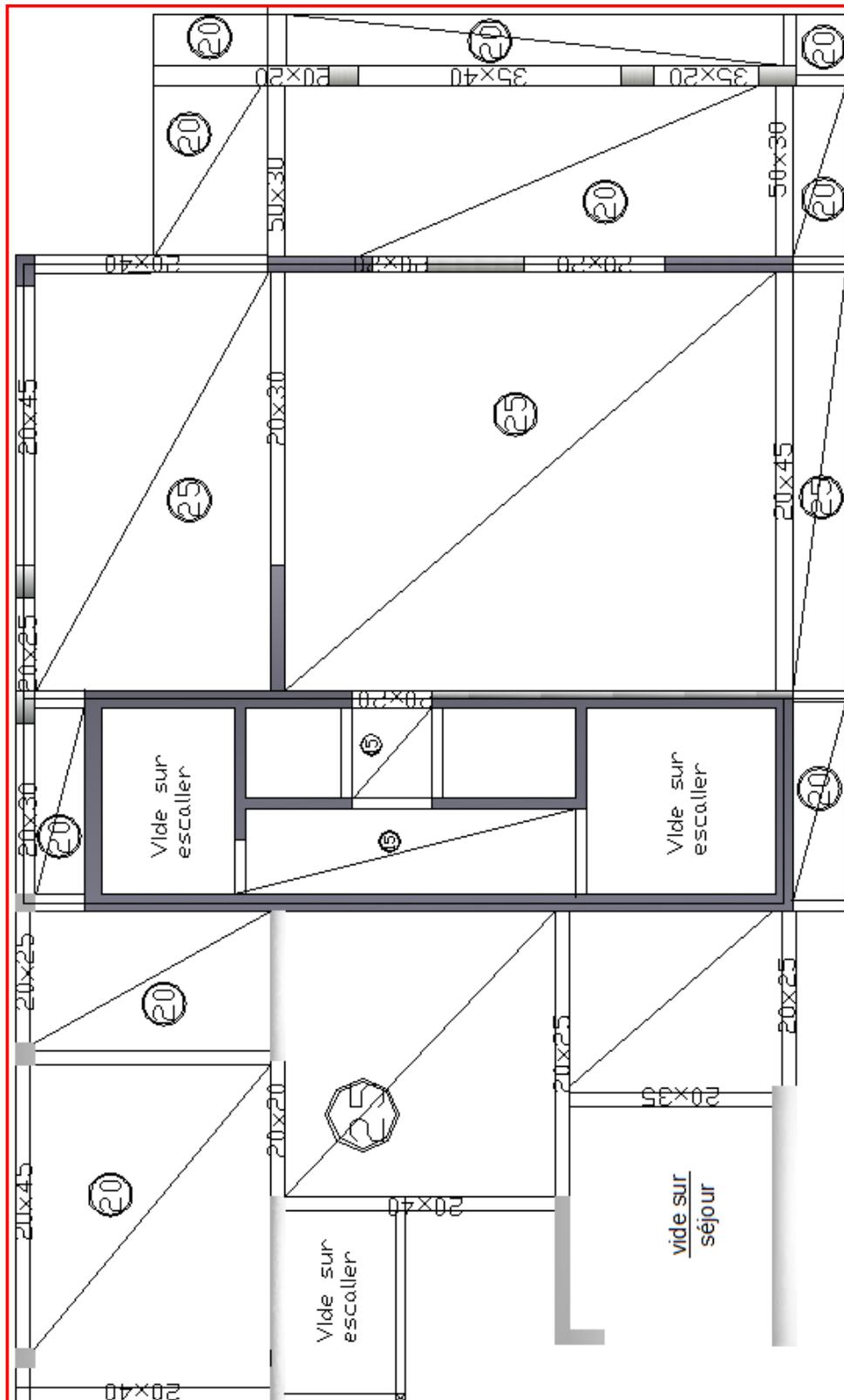


Plan de coffrage de plancher haut de 6ème étage

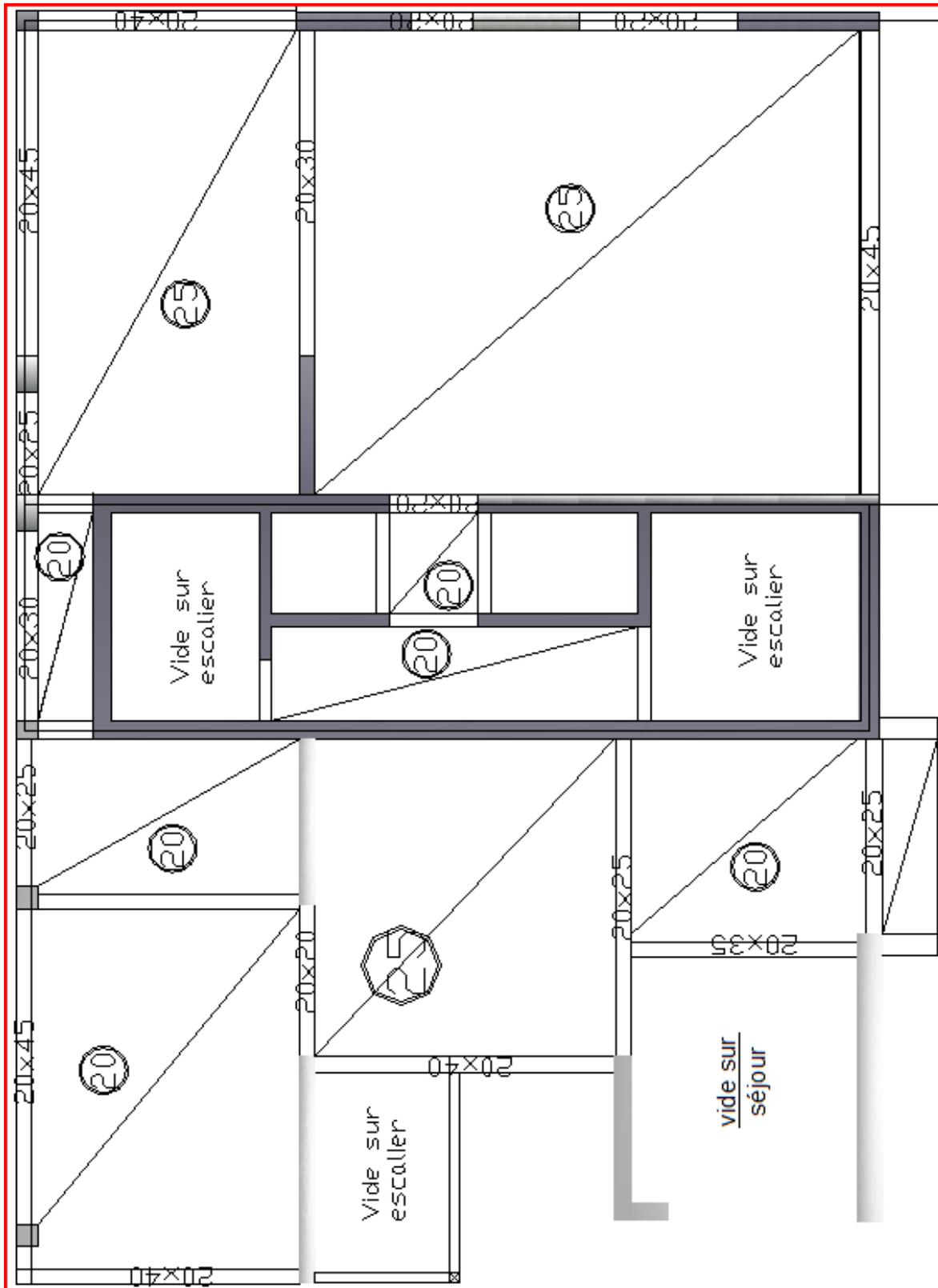




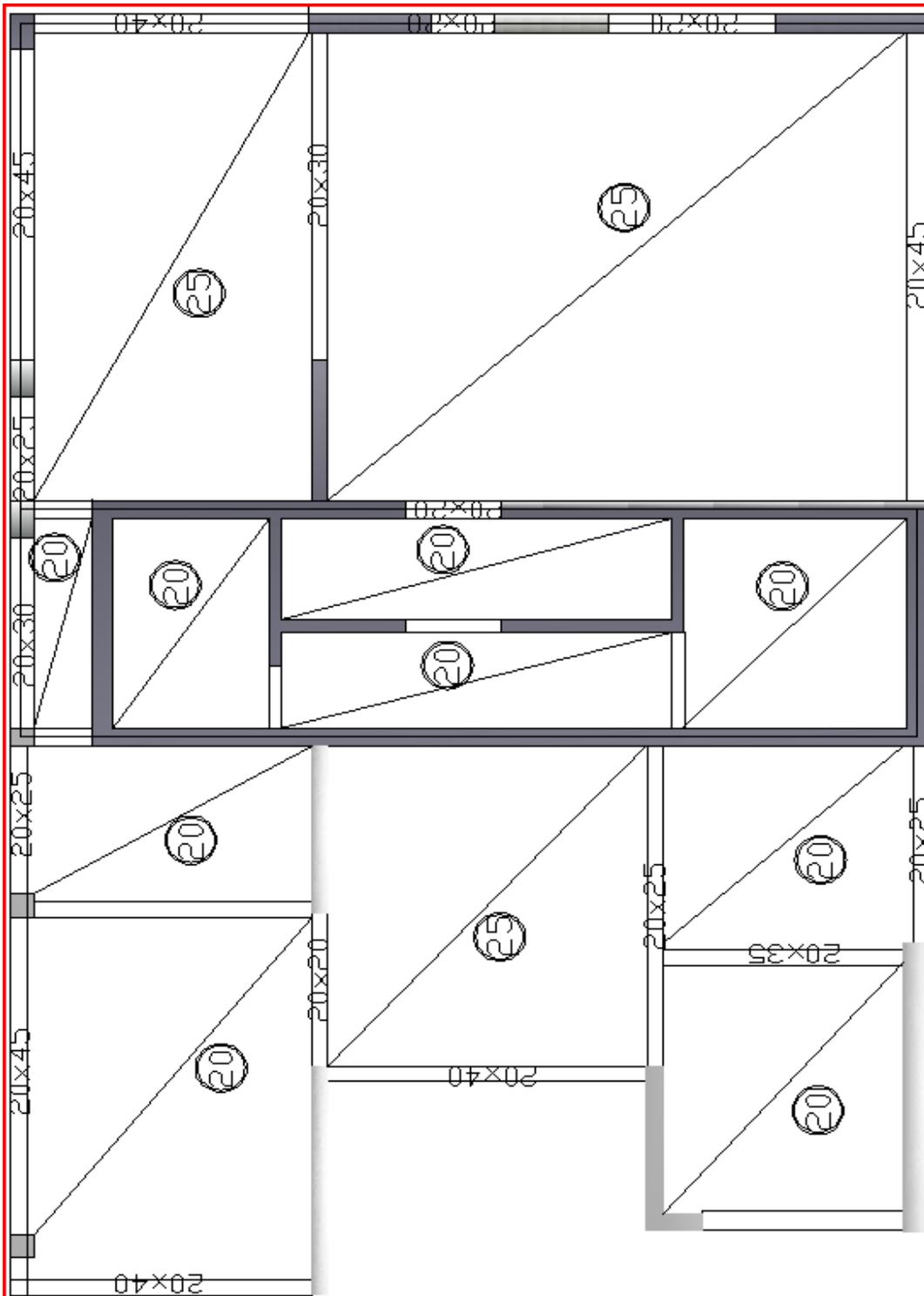
Plan de coffrage de plancher haut de 7, 9, 11 et 13^{ème} étage



Plan de coffrage de plancher haut de 15^{ème} étage



Plan de coffrage de plancher haut de 16 étage





Annexe 3

Résistance au feu :

❖ Dispositions générales selon DTU FB (P92-701) :

i) Dispositions de ferrailage :

L'augmentation de l'enrobage est favorable pour la stabilité au feu. Le tableau suivant donne la température en °C selon l'enrobage et la durée d'exposition au feu.

Tableau 54 : la température en °C selon l'enrobage et la durée d'exposition au feu

u (cm)	Durée d'exposition au feu			
	1/2 heure	1 heure	1h1/2	2 heures
1,5	410 à 350(°C)	600 à 550	700 à 660	770 à 730
3	280 à 240	480 à 430	610 à 540	690 à 620
4,5	120 à 90	340 à 300	480 à 410	580 à 500

Le premier chiffre est donné pour une épaisseur de béton de 18 cm, le second pour une épaisseur de béton de 50 cm.

ii) Dispositions de joint de dilatation :

Les joints de dilatation séparant en deux un élément pare-flammes ou coupe-feu doivent être étudiés en tenant compte des variations dimensionnelles à atteindre.

Pour s'opposer au passage des flammes et à l'émission de gaz inflammables On peut utiliser par exemple :

- Soufflet métallique ancré dans l'ossature de part et d'autre du joint
- appui feuillure entre deux éléments raidis, avec interposition d'une mousse.

❖ Règles constructives par catégorie d'éléments :

i) Poteaux :

Ces règles simples concernent les poteaux soumis à une compression simple dont l'élançement est au plus égal à 35 et pour lesquels les aciers n'ont pas été pris en compte pour l'estimation de la charge portante ultime dans le calcul à froid poteau non armé . Le tableau suivant donne, pour les durées F - exprimées en heures - des critères d'exigence coupe-feu ou stabilité au feu, la dimension minimale a (cm) de la cote du poteau



Tableau 55 : dimension minimale de la cote du poteau selon les critères d'exigence

	F	1/2h	1h	1h1/2	2h	3h	4h
a (cm)	poteau carré	15	20	24	30	36	45
	poteau carré exposé 1 face au feu	10	12	14	16	20	26
	poteau b=5a	10	12	14	16	20	26

ii) Mûrs porteurs :

les poteaux ronds sont traités comme des poteaux carrés de même surface.

Les règles ci-après concernent les murs porteurs d'élanement au plus égal à 50 et sont valables pour un feu d'un ou des deux côtés du mur. Les durées F - exprimées en heures - des critères d'exigence (coupe-feu et stabilité au feu) sont réputées obtenues lorsque les valeurs minimales de a et u données dans le tableau ci-dessous sont respectées.

Tableau 56 : épaisseur minimal d'un mur porteur et enrobage selon les critères

F	1/2h	1h	1h1/2	2h	3h	4h
Epaisseur a (cm)	10	11	13	15	20	25
Enrobage u (cm)	1	2	3	4	6	7

iii) Planchers .

Les durées - exprimées en heures - des critères d'exigence (coupe-feu et stabilité au feu) sont réputées obtenues pour les dalles lorsque les dispositions minimales prévues dans le tableau ci-après sont observées :

Tableau 57 : épaisseur et enrobage minimal d'une dalle pleine selon les critères d'exigence

F	1/2h	1h	1h1/2	2h	3h	4h
Epaisseur minimal de la dalle	6	7	9	11	15	17,5
Enrobage sans acier sur appui u (cm)	1	2	3	4	6	8
Enrobage avec acier sur appui u (cm)	1	1,5	2	2,5	3,5	4,5



Annexe 4

Détermination de centre de torsion :

- Centre de torsion de niveau -1 à 6 :

Voile	Lx (m)	Ly(m)	Ix(m ⁴)	Iy(m ⁴)	Xi(m)	Yi(m)	Yi*IY	Xi*Ix
V1	0,2	3	0,450	0,002	31,12	9,85	0,019	14,004
V2	0,2	4	1,067	0,003	31,12	3,25	0,008	33,194
V3	0,2	5,3	2,481	0,004	23,5	2,65	0,009	58,310
V4	0,2	1,75	0,089	0,001	23,5	8,725	0,010	2,099
V5	0,2	1,8	0,097	0,001	23,5	11,5	0,013	2,284
V6	4,7	0,2	0,003	1,730	6,2	3,13	5,416	0,019
V7	---	---	0,548	0,495	4,87	7,05	3,489	2,668
V8	3,7	0,2	0,002	0,844	4,72	12,26	10,35	0,011
V9	2,7	0,2	0,002	0,328	10,42	12,26	4,021	0,018
V10	2,3	0,2	0,002	0,203	16,78	12,26	2,486	0,025
V11	---	---	0,18	0,46	14,04	12,46	5,731	2,527
V12	---	---	0,44	0,53	14,1	7,18	3,805	6,204
V13 (Noyau)	---	---	181,57	96,26	13,77	10	962,6	2500,218
		Somme	186,931	100,861			997,962672	2621,586
					Xc(m)	14,02		
					Yc(m)	9,89		

- Centre de torsion de niveau 7 à 16 :

Voile	Lx(m)	Ly(m)	Ix(m ⁴)	Iy(m ⁴)	Xi(m)	Yi(m)	Yi*IY	Xi*Ix
V3	0,200	2,300	0,203	0,002	23,500	2,650	0,004	4,765
V4	0,200	1,750	0,089	0,001	23,500	8,725	0,010	2,099
V5	0,200	1,800	0,097	0,001	23,500	11,500	0,014	2,284
V6	4,700	0,200	0,003	1,730	6,200	3,130	5,416	0,019
V7	---	---	0,548	0,495	4,870	7,050	3,490	2,669
V8	3,700	0,200	0,002	0,844	4,720	12,260	10,350	0,012
V9	2,700	0,200	0,002	0,328	10,420	12,260	4,022	0,019
V10	2,300	0,200	0,002	0,203	16,780	12,260	2,486	0,026
V11	---	---	0,180	0,460	14,040	12,460	5,732	2,527
V12	---	---	0,440	0,530	14,100	7,180	3,805	6,204
V13	---	---	181,570	96,260	13,770	10,000	962,600	2500,219
		Somme	183,136	100,854			997,929	2520,843
					Xc(m)	13,765		
					Yc(m)	9,895		



Annexe 5

Détermination des centres de masse :

RDC :

Axe	Mi (T)	Xi (m)	mi*Xi (T.m)
A	6,87	1,56	10,72
B	7,57	4,25	32,20
C	10,18	8,6	87,62
D	53,46	12,12	647,93
D'	9,90	13,87	137,39
E	27,33	15,7	429,19
F	39,82	23,72	944,64
G	32,29	27,19	878,14
H	37,57	31,3	1176,09

$X_g = 19,30$ m

Axe	Mi (T)	Yi(m)	m*Yi
1	28,0	2,97	83,19
2	6,7	5,72	38,55
3'	28,2	6,55	184,98
3	47,6	11,96	568,92
4	14,5	11,01	159,91
4'	19,6	16,68	327,51
5	28,0	2,97	83,19

$Y_g = 9,41$ m

1^{er}, 2, 3 et 4^{ème} étage :

Axe	Mi (T)	Xi(m)	mi*Xi
A	12,9	0	0,00
B	16,4	4,25	69,63
C	6,8	8,6	58,85
D	64,2	12,12	778,43
D'	10,2	13,87	141,07
E	87,3	15,7	1370,74
F	103,8	23,72	2461,87
G	32,3	27,19	878,14
H	37,6	31,3	1176,10

$X_g = 18,66$ m



Axe	Mi (T)	Yi(m)	m*Yi
1	35,7	0	0,00
2	65,8	2,97	195,52
3'	14,5	5,72	83,08
3	58,9	6,55	386,05
4	63,2	11,96	755,74
4'	11,0	11,01	121,47
5	37,2	16,68	620,27
5'	20,2	15,6	314,92

Yg=8,07 m

5ème étage :

Axe	Mi (T)	Xi(m)	mi*Xi
A	0,0	0	0,00
B	8,8	4,25	37,37
C	0,0	8,6	0,00
D	57,6	12,12	698,44
D'	10,2	13,87	141,07
E	77,4	15,7	1215,40
F	93,4	23,72	2216,37
G	32,3	27,19	878,14
H	37,6	31,3	1176,10

Xg= 20,05 m

Axe	Mi (T)	Yi(m)	m*Yi
1	0,0	0	0,0
2	28,6	2,97	85,1
3'	14,5	5,72	83,1
3	27,3	6,55	179,0
4	46,2	11,96	552,2
4'	11,0	11,01	121,5
5	37,2	16,68	620,3
5'	9,0	15,6	140,4

Yg= 10,24 m

6ème étage :

Axe	Mi (T)	Xi(m)	mi*Xi
A	0,0	0	0,0
B	8,8	4,25	37,4
C	0,0	8,6	0,0
D	57,6	12,12	698,4
D'	10,2	13,87	141,1
E	77,4	15,7	1215,4
F	96,6	23,72	2291,1
G	32,3	27,19	878,1



H	37,6	31,3	1176,1
---	------	------	--------

Xg= 20,08 m

Axe	Mi (T)	Yi(m)	m*Yi
1	0,0	0	0,0
2	44,4	2,97	131,9
3'	14,5	5,72	83,1
3	40,8	6,55	267,0
4	50,0	11,96	598,3
4'	11,0	11,01	121,5
5	37,2	16,68	620,3
5'	9,0	15,6	140,4

Yg= 9,48 m

7, 9, 11 et 13ème étage :

Axe	Mi (T)	Xi(m)	mi*Xi
A	0,0	0	0,0
B	8,8	4,25	37,4
C	0,0	8,6	0,0
D	57,6	12,12	698,4
D'	10,2	13,87	141,1
E	77,4	15,7	1215,4
F	89,1	23,72	2113,5
G	30,1	27,19	818,2
H	0,0	31,3	0

Xg= 18,38 m

Axe	Mi (T)	Yi(m)	m*Yi
1	0,0	0	0,0
2	32,8	2,97	97,3
3'	7,3	5,72	42,0
3	27,3	6,55	179,0
4	46,2	11,96	552,2
4'	11,9	11,01	131,0
5	37,2	16,68	620,3
5'	9,0	15,6	140,4

Yg= 10,26 m

8, 10, 12 et 14ème étage :

Axe	Mi (T)	Xi(m)	mi*Xi
A	0,0	0	0,0
B	8,8	4,25	37,4
C	0,0	8,6	0,0
D	57,6	12,12	698,4
D'	10,2	13,87	141,1



E	77,4	15,7	1215,4
F	89,1	23,72	2113,5
G	30,1	27,19	818,2
H	37,6	31,3	1176,1

Xg=19,95 m

Axe	Mi (T)	Yi(m)	m*Yi
1	0,0	0	0,0
2	48,5	2,97	144,1
3'	7,3	5,72	42,0
3	40,8	6,55	267,0
4	50,0	11,96	598,3
4'	11,9	11,01	131,0
5	37,2	16,68	620,3
5'	9,0	15,6	140,4

Yg=9,49 m

15 et 16ème étage :

Axe	Mi (T)	Xi(m)	mi*Xi
A	0,0	0	0,0
B	8,8	4,25	37,4
C	0,0	8,6	0,0
D	57,6	12,12	698,4
D'	10,2	13,87	141,1
E	77,4	15,7	1215,4
F	63,3	23,72	1501,2
G	0,0	27,19	0,0
H	37,6	31,3	1176,1

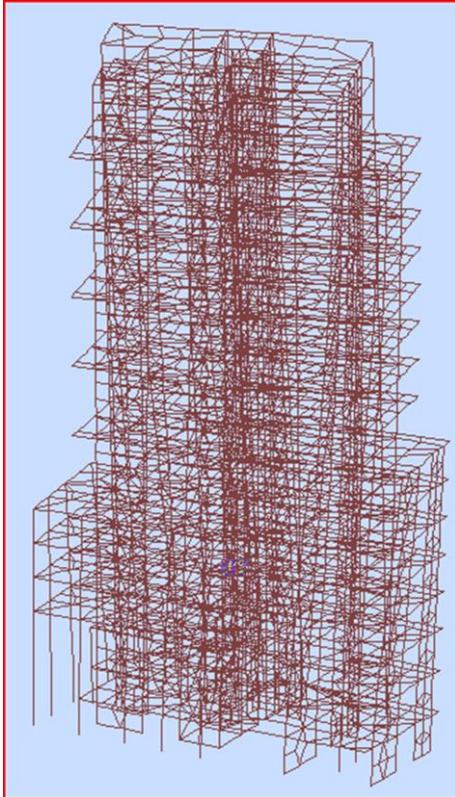
Xg=18,71 m

Axe	Mi (T)	Yi(m)	m*Yi
1	0,0	0	0,0
2	29,0	2,97	86,0
3'	0,0	5,72	0,0
3	34,5	6,55	225,7
4	46,2	11,96	552,2
4'	0,0	11,01	0,0
5	37,2	16,68	620,3
5'	9,0	15,6	140,4

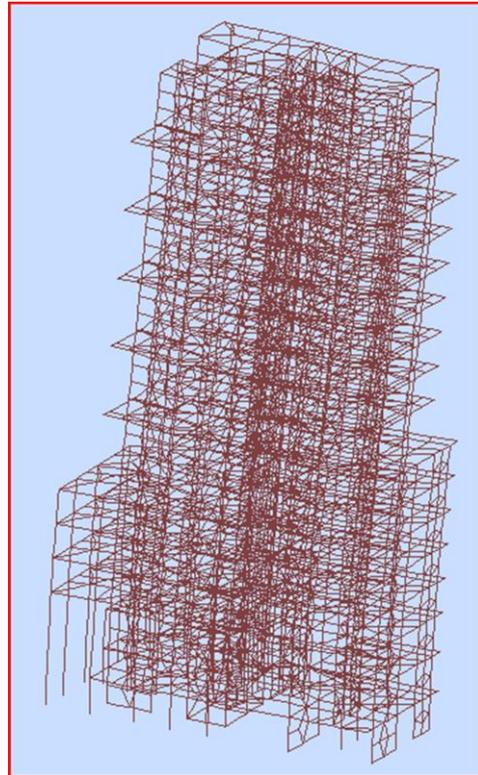
Yg=10,42 m

Annexe 6

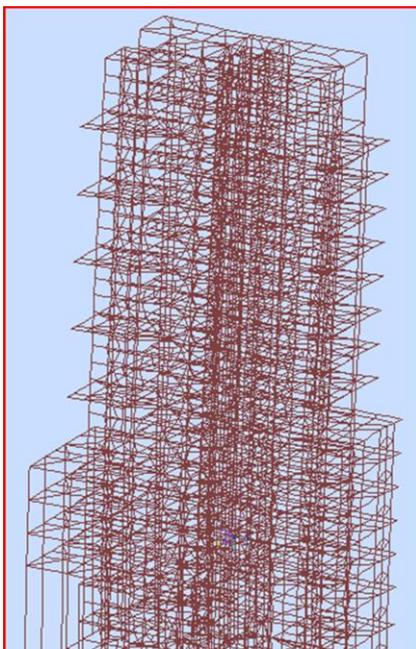
La déformée de la structure dans les quatre premiers modes:



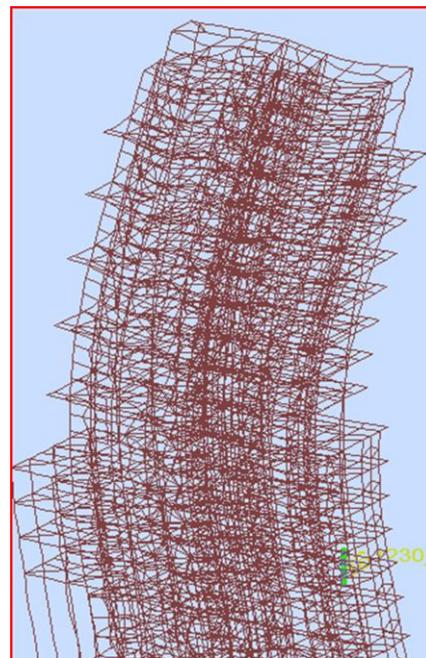
Mode 1



Mode 2



Mode 3



Mode 4

Annexe 7

❖ Approche théorique de la méthode des portiques virtuels

1. Géométrie des portiques

Afin de mieux comprendre la philosophie de la méthode, adoptons la norme actuelle et envisageons des poteaux alignés suivant un maillage orthogonal ou avec une déviation inférieure à 10% de la portée normale à la ligne des axes définissant l'alignement de la dalle.

Cette méthode consiste à discrétiser la dalle réticulée en bandes virtuelles, en considérant les lignes médiums entre les poteaux comme des poutres énormes agissant comme un portique ordinaire.

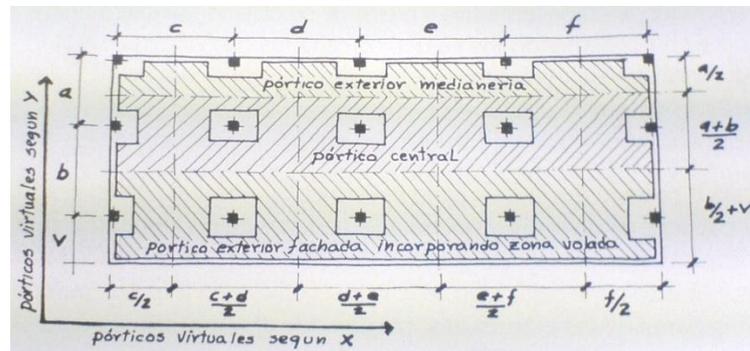


Figure 45 : Schéma de base et largeur de poutres constituant le portique virtuel

Dans la largeur totale du portique, la méthode distingue la répartition des efforts résultants de l'analyse des nervures formant cette partie, une série de semi-bandes schématisées dites bandes centrales et bandes de support

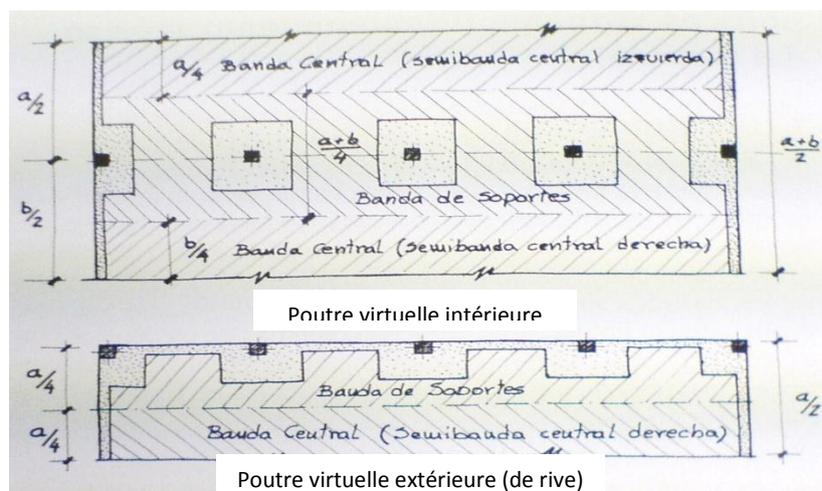


Figure 46 : Bandes composantes de la poutre virtuelle afin de répartir les efforts de flexion

2. Distribution des moments résultants globaux dans les bandes centrales et de supports

La norme espagnole EHE a dressé des tableaux synthétisant la distribution des moments dans la plaque.

distribution des moments dans la bande		
Moments négatifs	En supports intérieurs	En support extérieurs
Bande de support	75%	100%
Bande centrale	25%	20%
Moments positifs	En creux intérieur	En creux extérieur
Bande de support	60%	60%
Bande centrale	40%	40%

Tableau 58 : Distribution des moments dans la bande

La figure qui suit schématise la distribution des moments adoptée par l'ingénieur *Florentino Regalado Tesoro* qui coïncide pratiquement avec le tableau de l'EHE, sauf pour les poteaux périphériques.

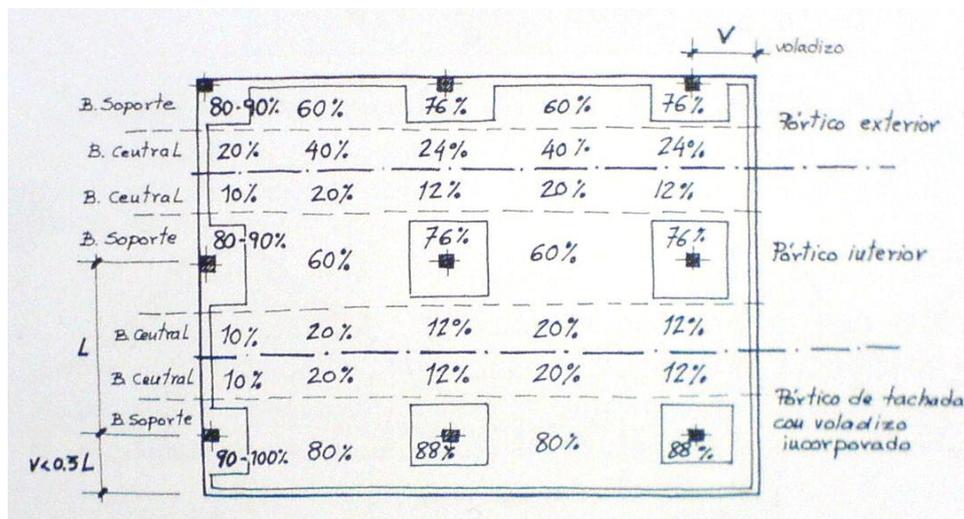
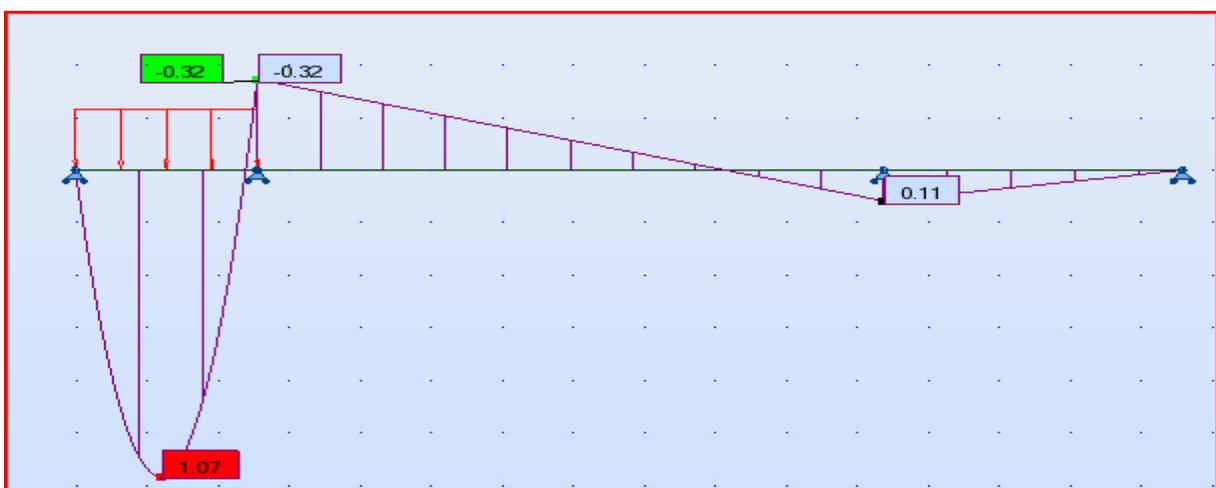
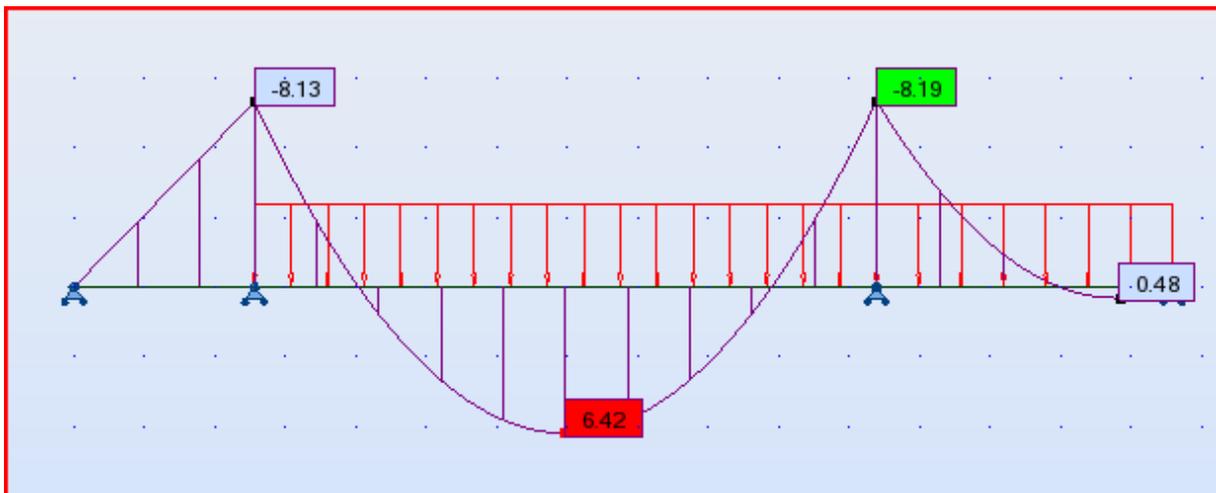
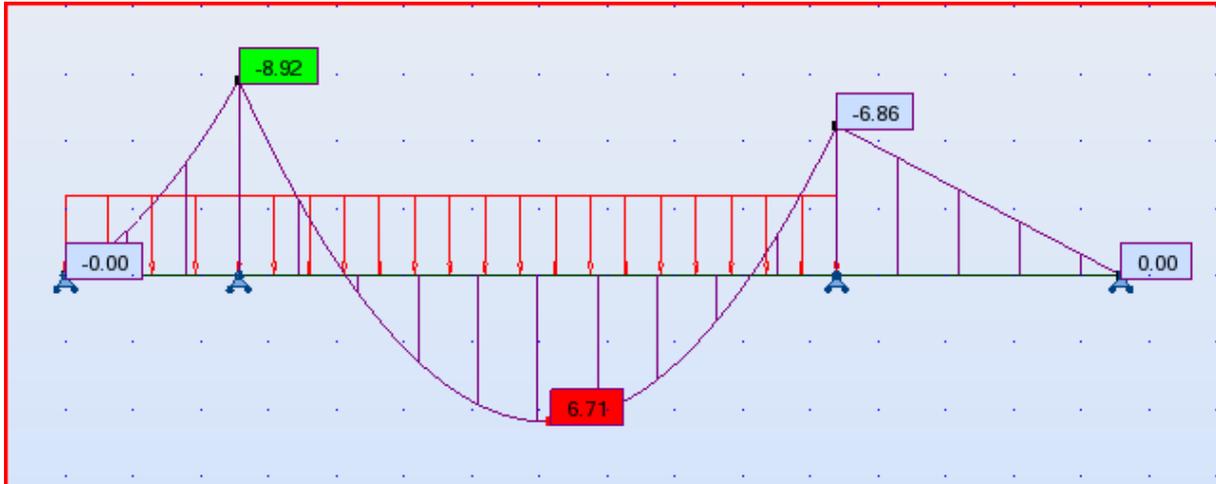
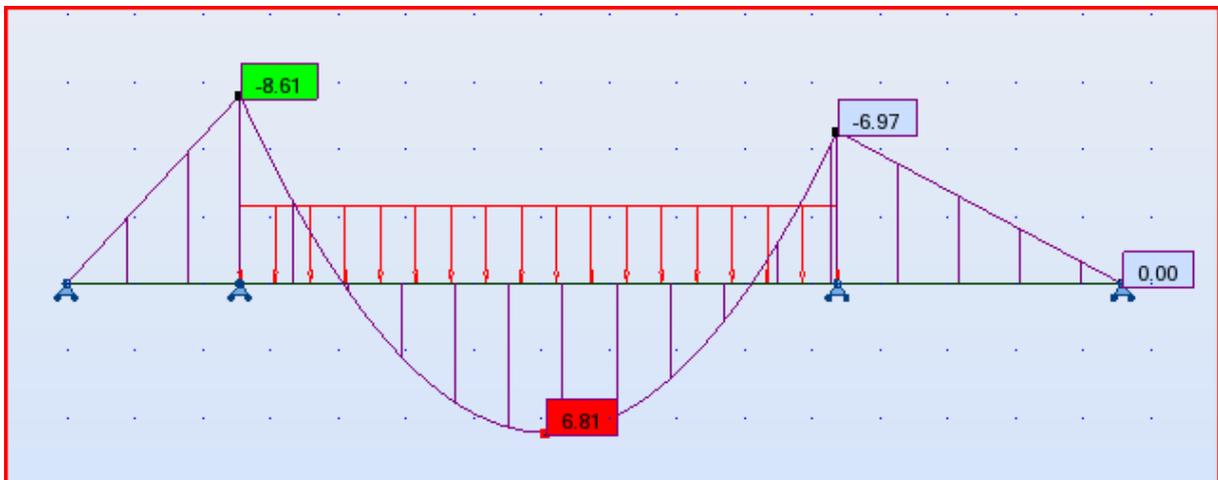
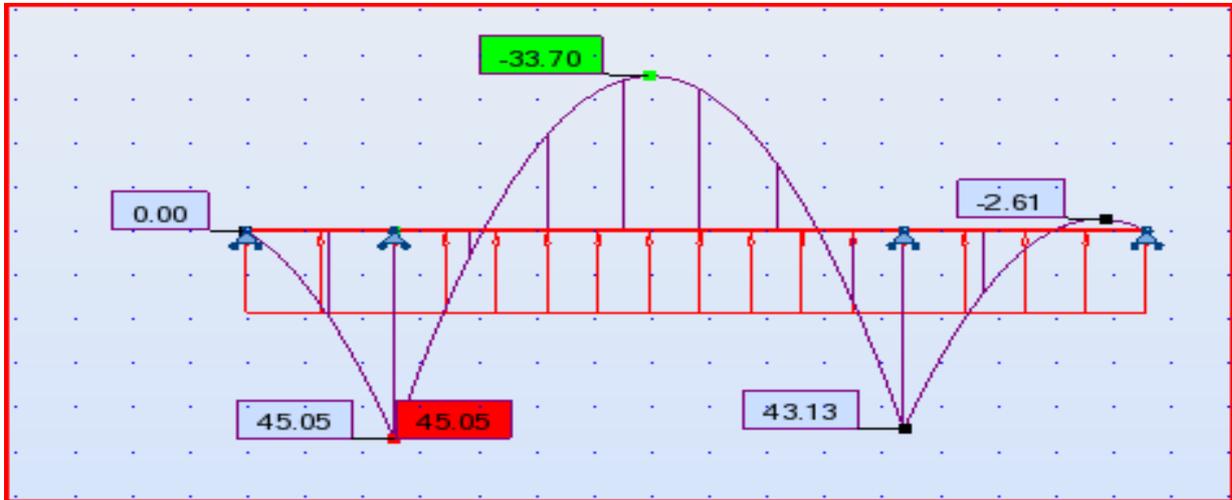


Figure 47: Pourcentage de distribution des moments dans les différentes bandes, adopté par Florentino Regalado Tesoro suivant l'EH-88 et EH-91 avant l'apparition de l'EHE

Annexe 8

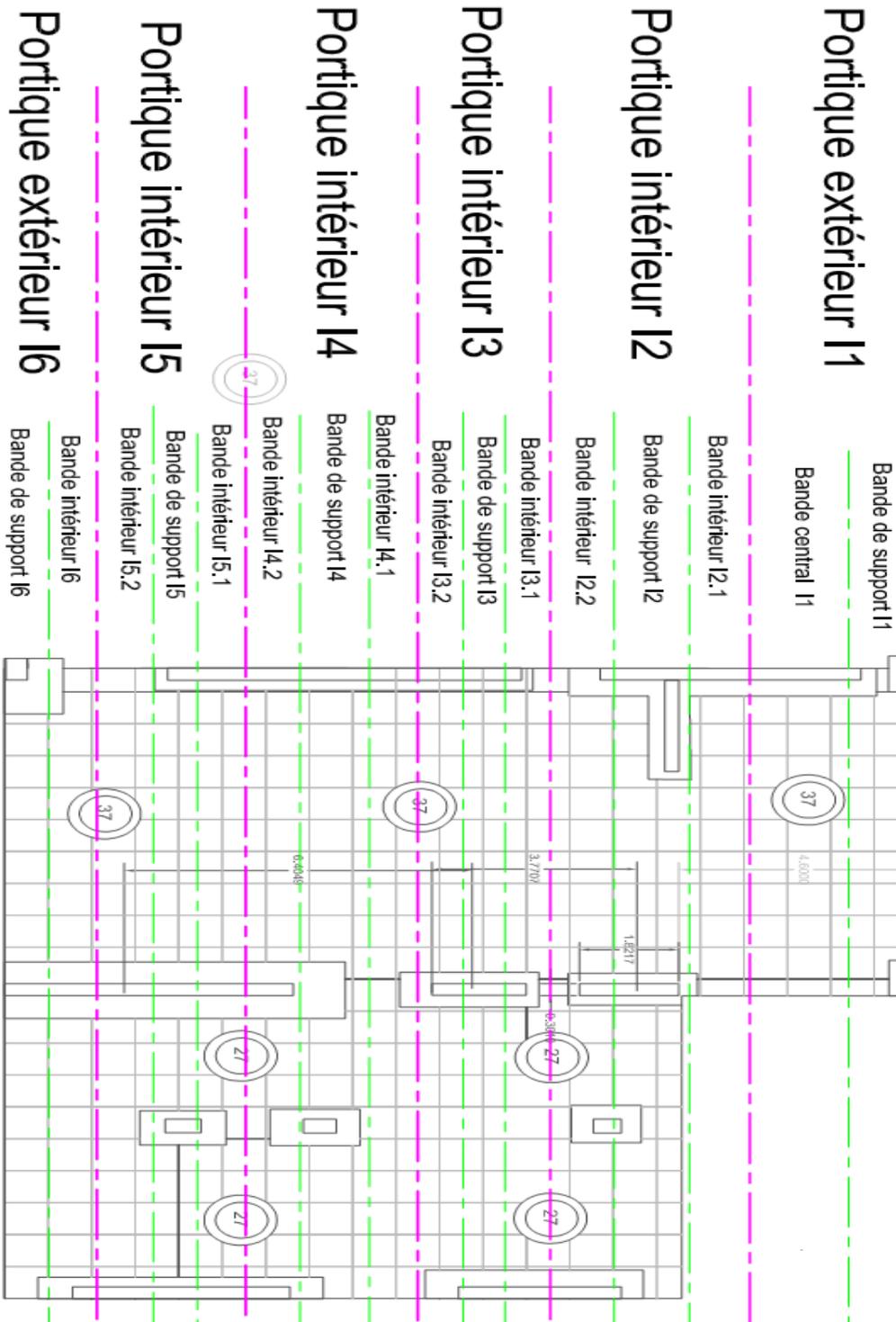
Les moments sur appuis et en travée selon différents cas de chargement calculés par ROBOT





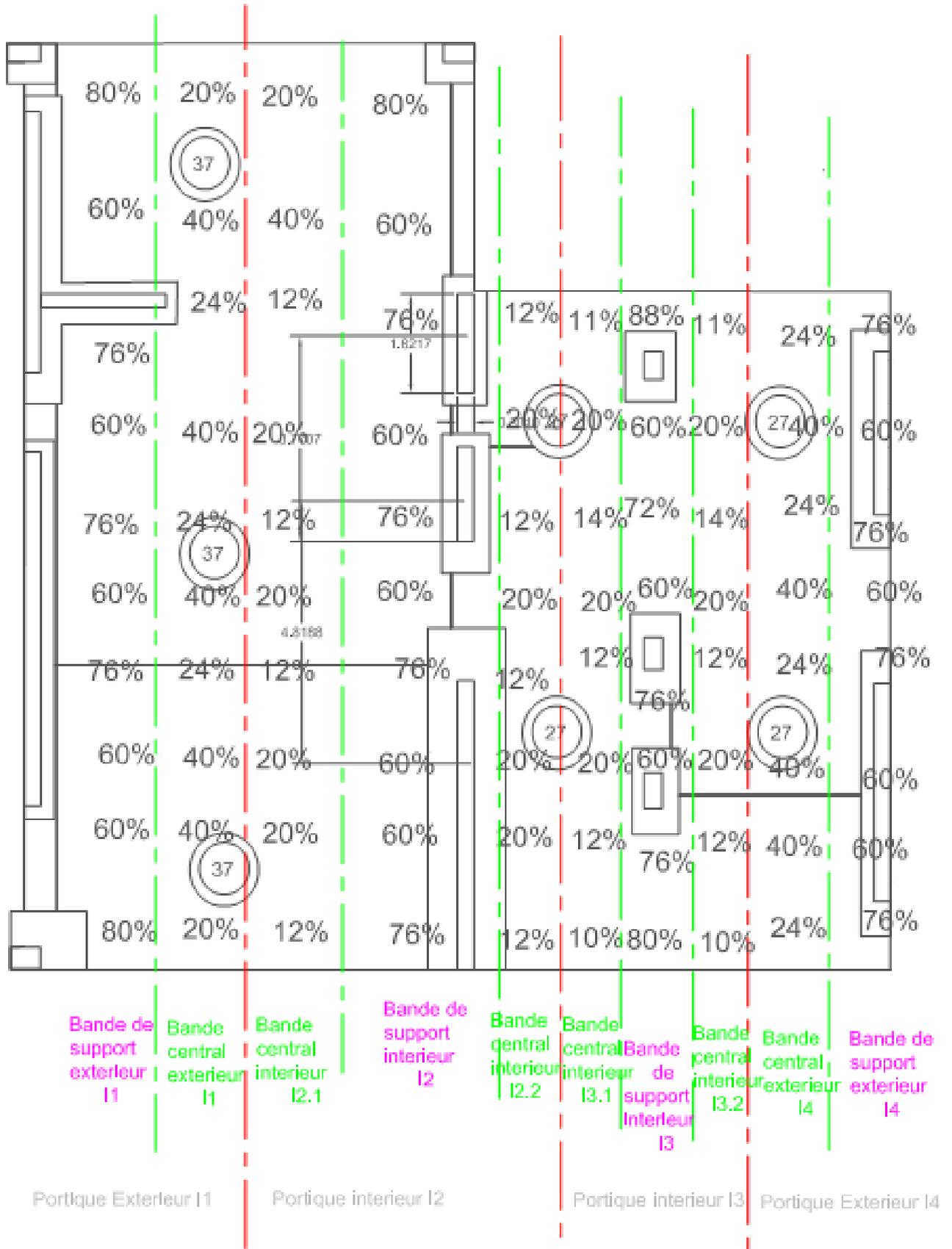
Annexe 9

Le découpage en portiques suivant X



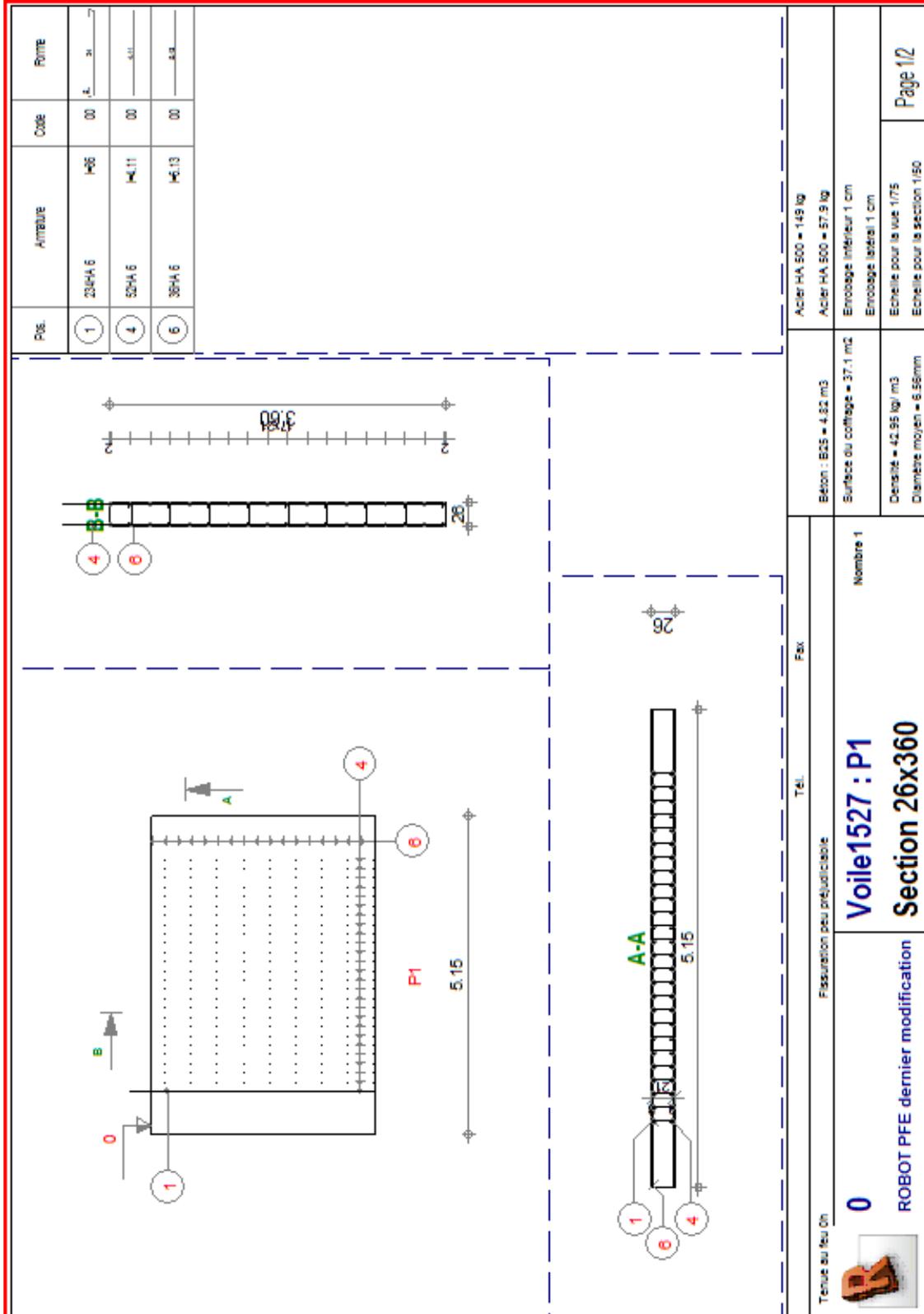


Le découpage en portiques suivant Y



Annexe 10

Plan d'exécution du voile V3



Plan d'exécution de la semelle SF3

