



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

Sous le thème :

*Etude comparative entre plancher dalle et dalle réticulée
appliquée à un bâtiment R+3 sur pieux.*

Présenté par :

Hasna BAJJI

Aicha OUSSAYH

Dirigé par :

M.Abdelmajid NIAZI (EHTP)

Mme. Khadija KATRAR (BTP CONCEPTS)

Juin 2012



Dédicace

A ma chère mère BOUICHOU Rokaya

A mon cher père OUSSAYH Ali

A mes adorables sœurs Nadia, Asma et Fatima Zahra

A mon petit frère Abderrahim

A mon cher oncle BOUICHOU Abdellah

A ma grande famille

A mes amis et mes collègues de l'EHTP

A mes professeurs

Je dédie ce mémoire

Aïcha OUSSAYH



Dédicace

A ma mère

A mon père

A mes sœurs et mes frères

A mes nièces et neveux

A tous mes amis

Je dédie ce travail

Hasna BAJJI



Remerciement

Au terme de ce travail, Nous tenons à exprimer notre immense gratitude, et à présenter nos remerciements les plus sincères à M. Abdelmadjid NIAZI docteur d'Etat en calcul de structure et professeur à l'EHTP qui nous a offert l'opportunité d'effectuer ce stage et qui a eu l'amabilité d'assurer notre encadrement durant la période de réalisation de notre travail en nous fournissant une aide précieuse.

Nos vifs remerciements s'adressent également à Mme KATRAR, directrice du bureau d'études BTP-Concept pour nous avoir accueillies dans son bureau d'études.

A ces remerciements, nous aimerions associer tous les enseignants de l'Ecole Hassania des Travaux Publics, ainsi que tous nos collègues qui n'ont pas hésité à nous apporter leur appui durant la réalisation de ce travail.

Nous tenons à remercier vivement tous les membres du jury d'avoir accepté d'évaluer notre travail.

Enfin, nos remerciements vont à tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à l'élaboration de ce projet :

Mme AZMI	: Professeur à l'EHTP
M.CHERRABI	: Professeur à l'EHTP
M.GUISSI	: Professeur à l'EHTP
M.NACIRI	: ROBOT BAT
M.EJJAOUANI	: Directeur technique LPEE
M.ERROUITI	: Professeur à l'EHTP
COFRALSI	: Filiale du groupe ALSINA Maroc.
M .YAHYAOUI	: SOCOTEC
M.BENBOUZYANE	: Professeur à l'EHTP
Mme. KASSOU	: EHTP



Résumé

Dans le cadre de notre projet de fin d'études le bureau d'études BTP Concepts nous a confié de réaliser une étude comparative entre deux variantes : plancher dalle et plancher réticulé en étudiant un bâtiment R+3 sur pieux qui fait partie du projet BAB ALBAHR.

L'étude est donc une conception et un dimensionnement de la structure porteuse en béton armé selon les deux variantes, le but de cette étude est de faire une comparaison entre les métrés des deux techniques et de déterminer le scénario le plus profitable, du point de vue cout.

La démarche du présent travail est tout d'abord la présentation de chaque variante et le pré dimensionnement de ses éléments porteurs et ensuite la présentation des différentes étapes de dimensionnement avec l'énumération complète des hypothèses et des détails constructifs.

Un exemple de calcul à la main est présenté pour chaque cas suivi d'une étude avec les logiciels : CYPE-CAD pour les planchers réticulés, ROBOT BAT et EFFEL pour les planchers dalles.

Concernant les pieux, l'étude a été faite suivant un calcul manuel détaillé sous chargement statique et dynamique.

Après avoir effectué ces différentes démarches pour les deux variantes proposées, un métré quantitatif en béton, acier et en coffrage, est présenté dans la finalité d'estimer la variante optimale en terme de cout.



Introduction

Les planchers sont d'une importance primordiale dans la mesure où ils servent à supporter les charges d'utilisation, à assurer la protection de la structure contre le feu, contre les effractions et contre les actions agressives de l'air, ainsi qu'à isoler le bâtiment thermiquement et acoustiquement. Différemment aux porteurs verticaux, ils travaillent à la flexion et non seulement à la compression, dès lors leur construction nécessite des matériaux présentant une résistance importante vis-à-vis de l'action simultanée de la traction-compression.

En plus de leur matériaux, les planchers possèdent des caractéristiques diversifiées, et ce en vue de répondre à plusieurs exigences, notamment, l'usage, la stabilité aux différents efforts, le budget alloué à l'ouvrage, l'esthétique etc. Ainsi, de nouveaux planchers ont apparu dans le domaine de la construction permettant de répondre au maximum de ces exigences ; les planchers réticulés en font partie. Ces planchers, récemment introduits au Maroc, n'ont pas encore fait l'objet d'une étude permettant leur comparaison sur tous les plans avec les autres planchers. D'où l'objectif de ce projet de fin d'étude.



Sommaire :

Remerciement.....	4
Résumé.....	5
Introduction.....	6
I. Présentation du projet Bab Al Bahr	15
1. Chiffres clés	15
2. Dates clés.....	16
3. Le projet étudié	16
4. Données géotechniques	16
4.1) Etude géotechnique :	16
4.2) Reconnaissance du site :	16
4.3) Fondations de constructions :	17
4.4) Sismicité :.....	17
4.5) Synthèse géotechnique :	17
II. Hypothèses de calcul	17
1. Le béton.....	17
2. L'acier	18
3. Les charges	18
Chapitre 1 :	19
Systemes de plancher	20
I. Généralités sur les plancher-dalles	20
II. Méthode de calcul	21
1. Principe de la méthode	21
2. Domaine d'application de la méthode de l'annexe E4 du BAEL91 :.....	21
3. Calcul des moments de flexion.....	22
4. Division des panneaux en bandes	23
5. Répartition des moments fléchissants entre les différentes bandes.....	24
6. Vérification au poinçonnement.....	25
7. Etat limite de déformation	26
8. Principe de ferrailage	26
a. Pourcentages minimaux :.....	26
b. Disposition des armatures :.....	27
III. Dimensionnement manuel du Plancher dalle.....	27
1. Pré dimensionnement des éléments de la structure	27



a.	Plancher dalle :	27
b.	Poteaux :	28
c.	Voile :	28
2.	Calcul des moments de la dalle	28
a.	Direction OX :	28
b.	Direction OY :	30
3.	Division des panneaux en bandes	32
a.	Direction OX :	32
b.	direction OY :	33
4.	Valeurs des moments de flexion	34
5.	Détermination des armatures de la dalle.....	34
a.	sens OX :	34
b.	sens OY :	36
6.	Détermination des pourcentages minimaux.....	37
a.	Bandes sur appuis :	37
b.	Bandes centrales :	38
7.	Ferraillage des poteaux	39
8.	Vérification du poinçonnement	41
9.	Calcul des armatures d'âme de poinçonnement	41
a.	Calcul des armatures transversales au droit du poteau :	42
b.	Calcul du périmètre vérifiant le poinçonnement :	42
c.	Calcul de la contrainte tangentielle τ_u :	43
IV.	Etude avec le logiciel ROBOT :	44
1.	Déplacements.....	44
a.	Les déplacements latéraux inter-étages :	44
b.	Le déplacement latéral total du bâtiment :	45
2.	l'analyse modale.....	45
3.	Ferraillage.....	45
V.	Etude avec le logiciel EFFEL :	46
1.	Déplacements.....	46
2.	Moments de la dalle.....	47
3.	Ferraillage de la dalle	48
	Voir annexe 5.....	48
4.	Vérification au poinçonnement.....	48



Chapitre 2 :	49
I. Généralités sur les planchers réticulés	50
1. Les paramètres définissant un plancher réticulé sont les suivants.....	50
a. abaques :	51
b. couronne :	52
2. Typologies des dalles réticulées	52
3. Caractéristiques géométriques des éléments de la dalle réticulées.....	54
a. Entre-axe :	54
b. Nervure :	54
c. Les chapiteaux :	55
d. Les abaques :	56
e. Portées et distribution des poteaux :	58
f. L'épaisseur de la dalle :	59
g. La couche de compression :	60
h. La couronne :	60
II. Dimensionnement des structures en planchers réticulés :	61
1. Introduction.....	61
2. Philosophie des portiques virtuels	61
3. Enveloppes de calcul	62
4. Tracé des portiques virtuels	62
5. Calcul des rigidités.....	64
a. Rigidité équivalente du support :	64
b. Rigidité équivalente de la bande plaque virtuelle :	65
6. Limites de validité.....	65
7. Calcul des efforts	66
7.1) Moment isostatique de référence :	66
7.2) Déformée d'un plancher réticulé :	66
7.3) Moments en travées de bord :	67
7.4) Moments en poteaux :	67
8. Distribution des moments résultants globaux dans les bandes centrales et de supports.....	68
a. Moments négatifs :	68
b. Moments positifs:.....	68
III. Dimensionnement des couronnes	70
1. Introduction.....	70



2.	Dimensionnement à la flexion.....	71
3.	Dimensionnement à la torsion	73
IV.	Vérification au poinçonnement	75
1.	Périmètre critique de poinçonnement.....	76
2.	Superficie théorique critique du poinçonnement.....	76
3.	Vérification	78
4.	Ferraillage.....	80
V.	Vérification du plancher à l'effort tranchant	82
VI.	Dispositions constructives du ferraillage en planchers réticulés	83
1.	Armatures des nervures.....	83
2.	Armatures des abaques.....	84
VII.	Dimensionnement manuel du plancher réticulé	84
1.	Pré dimensionnement des éléments du plancher réticulé	84
2.	Pré dimensionnement des poteaux	85
3.	Pré dimensionnement de la couronne.....	85
4.	Dimensionnement du plancher réticulé.....	86
4.1)	Tracé des portiques virtuels :.....	86
4.2)	Vérification des conditions d'application de la méthode des portiques virtuels :.....	87
4.3)	Calcul du plancher réticulé avec la méthode des portiques virtuels simplifiée :.....	88
5.	Calcul du ferraillage de la dalle réticulée	91
5.1)	Ferraillage de l'abaque :.....	91
5.2)	Ferraillage des nervures :.....	92
6.	Calcul de la couronne	93
a.	Calcul à la flexion :.....	93
b.	Calcul à la torsion :	94
7.	Vérification de la dalle réticulée au poinçonnement.....	95
8.	Vérification de l'effort tranchant dans PV2.....	96
VIII.	Etude avec le logiciel CYPECAD	97
1.	Présentation du logiciel.....	97
2.	Introduction de l'ouvrage.....	98
3.	Introduction des groupes et des étages.....	98
4.	Introduction des poteaux.....	99
5.	Introduction des voiles.....	99
6.	Introduction des poutres.....	100



7.	Introduction des planchers réticulés.....	101
8.	Génération des panneaux	101
9.	Dimensionnement et résultats.....	102
a.	La déformée :.....	103
b.	Nombre de blocs :	103
c.	Le ferraillage :.....	103
Chapitre 3 :		104
I.	Généralités sur les fondations profondes	105
1.	Définition – Terminologie.....	105
2.	Principes de fonctionnement	105
3.	Détermination de la charge limite d'un pieu	106
II.	Dimensionnement des pieux	106
1.	Détermination de la contrainte de rupture sous la pointe qu pour un élément de fondation à partir des essais au pressiomètre MENARD (fasc.62-titreV).....	107
2.	Détermination du frottement latéral unitaire q_s pour un élément de fondation à partir des essais au pressiomètre MENARD (fasc.62-titreV)	108
3.	Dimensionnement des fondations profondes sous différents types de chargement (fasc.62-titreV)	109
a.	Etats-Limites de mobilisation locale du sol	109
b.	Justifications de la fondation profonde vis à vis des matériaux constitutifs	110
4.	Principes du ferraillage selon le fascicule 62 titre V.....	112
a.	Constitution et dimensions des cages d'armatures :.....	112
III.	Dimensionnement manuel des pieux	113
1.	Caractéristiques des pieux	113
a.	Répartition des pieux :	113
b.	Détermination des caractéristiques géométriques des pieux :	113
2.	Calcul du ferraillage sous chargement statique	119
a.	Cas de pieu isolé sous poteau :	119
b.	Cas de pieu sous voile :.....	119
3.	Calcul sous chargement sismique	121
a.	La première approche : Le sol sollicite le pieu :	121
b.	La deuxième approche : le pieu sollicite le sol :.....	124
IV.	Dimensionnement des semelles de liaison	128
1.	semelle sur un pieu (cas du poteau)	128
2.	semelle de liaison sous le voile	129



Chapitre 4 :	130
I. Etude comparative.....	131
1. prix estimatif de la structure	131
2. Commentaire.....	132
3. Synthèse	132
Conclusion	133
Bibliographie.....	134

Liste des figures :

Figure 1: Situation projet Bab Al Bahr	15
Figure 2: Projet Bab Al Bahr	16
Figure 3: Plancher dalle	20
Figure 4: Division du plancher dalle en bandes.....	21
Figure 5: Les largeurs d'une maille d'un plancher dalle	24
Figure 6: Répartition des moments fléchissants entre les différentes bandes.....	24
Figure 7: Cas du porte-à- faux	25
Figure 8: Disposition du ferrailage dans le plancher dalle	27
Figure 9:Division des panneaux en bandes dans le sens OX	33
Figure 10:Division des panneaux en bandes dans le sens OY	34
Figure 11:Structure en 3D	44
Figure 12 :Structure de saisie	46
Figure 13:Résultats du déplacement de la dalle	46
Figure 14: Les moments suivant OX	47
Figure 15: Les moments suivant OY	47
Figure 16:Résultats du ferrailage transversal.....	48
Figure 17:Dalle réticulée	50
Figure 18:les paramètres caractérisant un plancher réticulé	51
Figure 19:Les chapiteaux.....	51
Figure 20:Différentes types de couronnes dans la dalle réticulée.....	52
Figure 21:Schéma des caissons allégeant de 70*70 cm avec blocs creux en béton	53
Figure 22:Coffrage d'un plancher réticulé à l'aide des caissons récupérables	53
Figure 23:Modélisation des nervures et de la bande de transition	54
Figure 24:Elargissement des nervures après enlèvement des blocs	55
Figure 25:Schéma des nervures des dalles réticulées avec caisson récupérables.....	55
Figure 26:Pré dimensionnement d'un chapiteau	55
Figure 27:La section des abaques suivant la norme EHE	56
Figure 28:Dimensions des abaques x de bord.....	56
Figure 29:Abaque x avec une épaisseur supplémentaire.....	57
Figure 30:La section minimale recommandée pour les piliers.....	57
Figure 31:L'épaisseur maximale existante pour un caisson.....	58
Figure 32:Description des dimensions de la maille.....	59



Figure 33:Epaisseur minimale de la couche de compression des dalles réticulées selon l'EHE	60
Figure 34:Schéma de Cadres	62
Figure 35:Largeurs de poutres constituant le portique virtuel	63
Figure 36:Portique virtuel	63
Figure 37:Bandes composantes de la poutre virtuelle.....	63
Figure 38:Déformation d'une dalle réticulée	66
Figure 39:Distribution des moments suivant le code ACI-318.....	67
Figure 40:Distribution des moments négatifs dans la section A-B	68
Figure 41:Distribution des moments positifs dans la section C-D.....	68
Figure 42:Distribution des moments dans la plaque	69
Figure 43:Les types de la couronne.....	70
Figure 44:Coefficients à considérer pour le calcul des moments de flexion des couronnes	72
Figure 45:Rupture tronco-pyramidal par poinçonnement.....	76
Figure 46:Périmètres critiques du poinçonnement selon les différentes normes.....	77
Figure 47:Segments utiles et inutiles du périmètre critique en présence des vides.	77
Figure 48:Expressions de α	78
Figure 49:Courbes des contraintes tangentielles dans le périmètre critique	79
Figure 50:Typologie des armatures fréquemment employées face au poinçonnement.....	80
Figure 51:Armatures inclinées à 45°	81
Figure 52:Armatures de poinçonnement	81
Figure 53:Calcul de l'effort tranchant dans les planchers réticulés	82
Figure 54:Disposition des armatures de flexion positive	83
Figure 55:Disposition des armatures de flexion négative	83
Figure 56:Armatures des abaques.....	84
Figure 57:Dimensions des abaques et couronne	85
Figure 58:tracé des portiques virtuels dans le sens OX.....	86
Figure 59:Tracé des bandes dans le sens OY.....	87
Figure 60:Fenêtre de l'introduction de l'ouvrage.....	98
Figure 61:Introduction de l'étage.....	98
Figure 62:Introduction des poteaux.....	99
Figure 63:Introduction des voiles.....	99
Figure 64:Vue plane de l'étage.....	100
Figure 65:Introduction des poutres.....	100
Figure 66:Introduction des planchers réticulés.....	101
Figure 67:Vue 3D	101
Figure 68:Génération des panneaux	102
Figure 69:Fenêtre des données générales	102
Figure 70:Fenêtre des données sismiques	103
Figure 71:La déformée de la structure.....	103
Figure 72:Courbe d'enfoncement st en fonction du chargement.....	106
Figure 73:Schéma de calcul de la pression limite nette équivalente	107
Figure 74:Valeurs du frottement latéral unitaire	109
Figure 75:Répartition des pieux	113
Figure 76:Pieux larges et raides ou pieux longs et flexibles.....	121
Figure 77:L'allure de la déformation	124



Figure 78:L'allure de l'équation du moment.....	127
Figure 79:la largeur apparente du pieu.....	127

Liste des tableaux :

Tableau 1: DONNEES GEOTECHNIQUES DU PROJET	17
Tableau 2: COEFFICIENTS APPLIQUES AUX MOMENTS.....	23
Tableau 3:DESCENTE DE CHARGE SUR LE POTEAU	28
Tableau 4:FERRAILLAGE DE LA DALLE SENS OX.....	35
Tableau 5:FERRAILLAGE DE LA DALLE SENS OY	36
Tableau 6:FERRAILLAGE FINAL DE LA DALLE SENS OY.....	38
Tableau 7:CALCUL DU FERRAILLAGE DU POTEAU	40
Tableau 8:LES DEPLACEMENTS LATERAUX INTER-ETAGES DE LA STRUCTURE	44
Tableau 9:RESULTATS DE L'ANALYSE MODALE	45
Tableau 10:EPAISSEURS RECOMMANDEE EN CAS D'UN PORTE A FAUX	60
Tableau 11:LARGEUR DES COURONNES EN FONCTION DE L'EPAISSEUR DU PLANCHER	61
Tableau 12:LES VALEURS DU PARAMETRE λ	65
Tableau 13:DISTRIBUTION DES MOMENTS DANS LA BANDE.....	69
Tableau 14:LES VALEURS DE α EN FONCTION DE LA LARGEUR DU PORTQUE.....	71
Tableau 15:POURCENTAGES DE FLEXION A AFFECTER AUX COURONNES.....	72
Tableau 16:DIMENSIONS DES POTEAUX	85
Tableau 17:VALEURS DU COEFFICIENT DE PORTANCE k_p	108
Tableau 18:DETERMINATION DES ABAQUES	108
Tableau 19:TABLEAU DES COMBINAISONS DES ACTIONS.....	110
Tableau 20:VALEURS DE f_{clim} ET k_1	111
Tableau 21:CALCUL DE LA HAUTEUR D'ANCRAGE D'UN PIEU SOUS POTEAU	114
Tableau 22:CALCUL DE LA HAUTEUR D'ANCRAGE DU PIEU P1	118
Tableau 23:CALCUL DE LA HAUTEUR D'ANCRAGE DU PIEU P2	119
Tableau 24:REPARTITION DES ARMATURES TRANSVERSALE POUR UN PIEU SOUS POTEAU	119
Tableau 25:CALCUL DU TIRANT P1	119
Tableau 26:CALCUL DU TIRANT P2	120
Tableau 27: CALCUL DE LA VITESSE DES ONDES DE CISAILLEMENT.....	122
Tableau 28:CALCUL DE LA PERIODE PROPRE	123
Tableau 29:CALCUL DU COEFFICIENT DE REACTION DE SOL.....	126
Tableau 30:RESULTATS DU METRE DES DIFFERENTS ELEMENTS DE LA STRUCTURE.....	131
Tableau 31:LES PRIX UNITAIRES	131
Tableau 32:LE COUT TOTAL DES PIEUX POUR CHAQUE VARIANTE	1321
Tableau 33:LES PRIX TOTAUX	132
Tableau 34:LE PRIX TOAL EN m^2	132

I. Présentation du projet Bab Al Bahr

La vallée du Bouregreg a amorcé sa métamorphose à travers un vaste programme d'aménagement intégré et structurant. La zone d'aménagement globale s'étend sur près de 6.000 hectares et borde le fleuve Bouregreg sur une profondeur de 15 km. Ce projet d'envergure est segmenté en six séquences dont la première est baptisée «Bab Al Bahr».

Véritable porte sur l'océan, Bab Al Bahr est située à l'estuaire du fleuve Bouregreg, entre les villes de Rabat et Salé, sur une superficie de 70 hectares.

Bab Al Bahr est une cité intégrée qui comprend un programme immobilier mixte de près de 512.000 m². Elle abritera une large gamme d'unités résidentielles et hôtelières de qualité, divers établissements commerciaux ainsi qu'un quartier d'affaires. Le cœur citadin sera animé de boutiques, de musées à thème et de galeries d'art.

Bab Al Bahr est une joint venture entre Al Maabar d'Abu Dhabi et l'Agence du Bouregreg.



Figure 1: Situation projet Bab Al Bahr

1. Chiffres clés

Surface plancher	512.000 m ²
Investissement	750 millions \$
Résidentiel	320.000 m ² comprenant près de 1.700 appartements
Hôtellerie	44.000 m ² dont deux hôtels et une maison d'hôtes
Bureaux	61.000 m ²
Commerces	60.000 m ²
Equipements publics	27.000 m ² incluant, entre autres, une école, mosquée...



Figure 2: Projet Bab Al Bahr

2. Dates clés

Création de la joint-venture Bab Al Bahr Développement Company	Juillet 2006
Pose de la première pierre du projet Bab Al Bahr	Mai 2009
Lancement de la commercialisation de la première tranche du projet	Février 2010
Livraison du Front Marina et du Front Fluvial	Juin 2012
Livraison de la Cité des Arts	Décembre 2012

3. Le projet étudié

Le bureau d'études BTP CONCEPTS nous a confié de réaliser notre étude comparative sur un bâtiment à usage de bureaux paysagés faisant partie du projet Bab Al Bahr.

Les étages sont identiques, leur plan est présenté dans l'annexe 1.

4. Données géotechniques

4.1) Etude géotechnique :

L'étude géotechnique de fondation du bâtiment projeté a été confié au Laboratoire Publics d'Essais et d'Etudes.

4.2) Reconnaissance du site :

D'après la nature lithologique révélée par les sondages, les sols reconnus sont en général homogène :



- 0.0 à 6m : vase sableuse
6 à 6.10 m : sable propre moyennement compact
> 6.10 m : sable propre compact

4.3) Fondations de constructions :

D'après la reconnaissance in situ, les modalités de fondation proposées sont les suivantes :

- Mode de fondation : Pieux forés à la boue mis en œuvre sans refoulement du sol.
Sol d'assise : Sable propre

4.4) Sismicité :

D'après le règlement de construction parasismique RPS 2000 et la lithologie du sol en place le site à l'étude est situé dans la zone sismique 2 selon le zonage sismique du Maroc avec un coefficient d'accélération **A (Amax/g) = 0.08**.

4.5) Synthèse géotechnique :

Tableau 1: DONNEES GEOTECHNIQUES DU PROJET

couche	niveau	Pl (MPa)	E (MPa)	Kp
1 : vase sableuse	0-6m	0.2	2	1
2 : sable propre B	6-6.1m	1.4	30	1.1
3 : sable propre C	> 6.1m	2.5	30	1.2

Avec :

- Pl : la pression nette limite
E : le module pressiométrique de Menard
Kp : le facteur de portance (voir Fascicule 62 article V)

II. Hypothèses de calcul

1. Le béton

- La résistance à la compression f_{c28} du béton utilisé est de **25 MPa**
La résistance à la traction f_{t28} du béton est de **2.1 MPa**
Le coefficient de minoration du béton γ_b est de **1.5**
La résistance limite à la compression du béton est de **$\sigma_b = 14.16$ MPa**



2. L'acier

Le coefficient de minoration d'acier γ_s est de **1.15**

Les barres utilisées sont des barres à haute adhérence de limite élastique : **fe=500 MPa**

La fissuration étant préjudiciable, la résistance limite à la compression de l'acier est :
201.6 MPa

3. Les charges

Terrasse :

	Charges d'exploitation Q	Charges permanentes G
Terrasse non accessible	Q = 0,1 T/m ²	Forme de pente : $0,09 \cdot 2,2 = 0,198$ T/m ²
		Complexe étanche : 0,012 T/m ²
		Protection de l'étanchéité : $0,04 \cdot 2,2 = 0,088$ T/m ²
		Enduit : $0,015 \cdot 0,02 = 0,03$ T/m ²
	0,1 T/m ²	0,328 T/m ²

Etage courant :

	Charges d'exploitation Q	Charges permanentes G
Etage courant	Q = 0,35 T/m ²	Revêtement : $0,07 \cdot 2 = 0,14$ T/m ²
		Cloison de distribution : 0,050 T/m ²
		Enduit : $0,015 \cdot 0,02 = 0,03$ T/m ²
	0,35 T/m ²	0,22 T/m ²



Chapitre 1 :

Variante : plancher dalle

Ce chapitre présentera l'étude du bâtiment avec la variante plancher dalle :

- ✓ **Partie 1** : Calcul manuel
- ✓ **Partie 2** : modélisation sur CBS et ROBOT
- ✓ **Partie 3** : modélisation sur Effel

Systèmes de plancher

Le choix d'un système de plancher approprié est une décision économique importante en bâtiment.

Dans notre projet, on a adopté le plancher-dalle comme première variante. Cela est dû non seulement à des contraintes architecturales mais aussi aux avantages qu'offre ce type de plancher.

I. Généralités sur les plancher-dalles

Un plancher-dalle est un plancher à sous-face horizontale, sans aucune retombée pour les poutres et s'appuyant directement sur les poteaux avec éventuellement un épanouissement de ces derniers en forme de chapiteau ayant pour but de réduire la portée de la dalle, d'accroître la rigidité et d'éviter le poinçonnement au droit du poteau; ils sont alors dénommés planchers champignons.

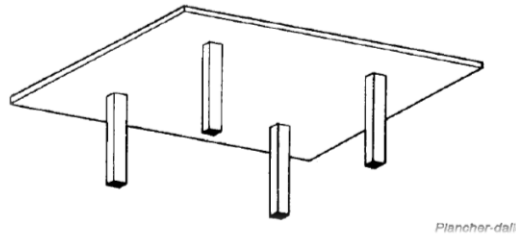


Figure 3: Plancher dalle

Ce type présente plusieurs avantages. En effet, l'absence des poutres, élimine les retombées, et rend le coffrage simple et moins coûteux. Et avec ce type, on peut atteindre des portées de 8m avec un béton armé, et 11m avec un béton précontraint.

Cependant, il présente aussi des inconvénients. Tout d'abord, l'existence seule des piliers engendre une concentration des contraintes dans les têtes de ces derniers. En plus, l'analyse simple est limitée par des conditions géométriques sur la dalle. Dans le cas où ces conditions ne sont pas vérifiées, une analyse détaillée doit être faite.

Donc, les planchers-dalles sont mieux adaptés à des mailles régulières de poteaux, mais on peut les utiliser pour d'autres dispositions. Avec une épaisseur constante, ils sont faciles à construire. Cependant, il faut vérifier soigneusement la distribution des contraintes ainsi que le poinçonnement, afin d'assurer le bon fonctionnement de la dalle.

II. Méthode de calcul

Une méthode de calcul de ce type de plancher est donnée en annexe E4 des Règles BAEL91. Elle consiste à considérer un fonctionnement en portique, dans les deux directions indépendamment l'une de l'autre et pour chaque file de poteaux.

Les dalles de chaque niveau, comprises entre deux plans parallèles verticaux à la direction étudiée et situées à mi-distance des axes de poteaux représentent les traverses du portique.

1. Principe de la méthode

La méthode de calcul des plancher dalles est détaillée dans l'annexe E4 de la norme BAEL 91 révisé 99. Cette méthode est basée sur une division de la dalle en des bandes sur appuis et des bandes intermédiaires, comme on le voit dans la figure.

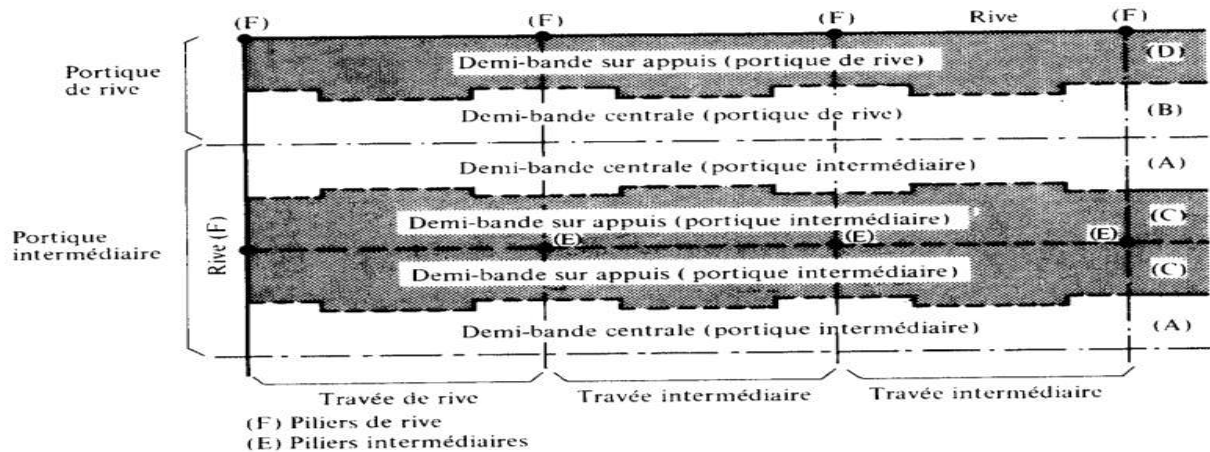


Figure 4: Division du plancher dalle en bandes

Le plancher dalle doit être calculé de façon à ce que les deux systèmes perpendiculaires (pris indépendamment) soient capables d'équilibrer la totalité des charges appliquées. Les calculs sont conduits de façon identiques suivant chacune des deux directions.

2. Domaine d'application de la méthode de l'annexe E4 du BAEL91 :

La somme des charges d'exploitation qui peuvent être appliquées à chacun des éléments est inférieure aux deux tiers de la somme des charges permanentes

$$\left(Q_B \leq \frac{2}{3} G \right)$$

Cette condition est très généralement satisfaite dans les bâtiments d'habitation ;

- Le nombre des travées suivant les directions X et Y est au moins égal à 2 ;
- Le rapport des portées de deux panneaux voisins, mesurées suivant une même direction, est compris entre 0,5 et 2 ;
- Les dimensions a et b de la section droite des poteaux vérifient les inégalités :



$$a \leq \frac{l_{x1}}{4} \quad b \leq \frac{l_{y1}}{4}$$

Où l_{x1} et l_{y1} mesurent les plus faibles portées dans le sens X et Y des panneaux voisins du poteau considéré ;

- S'il existe sur un panneau des charges localisées, chacune d'elles ne dépasse pas le dixième de l'ensemble des charges appliquées au panneau.
- Le contreventement est assuré par une structure rigide

Lorsque ces conditions ne sont pas réunies, il convient d'appliquer d'autres méthodes comme la méthode de relaxation de Hardy Cross, la méthode des rotations ou encore un calcul aux éléments finis.

3. Calcul des moments de flexion

Moments fléchissants à prendre en compte dans les panneaux :

Pour un panneau supportant une charge uniformément répartie (y compris la charge permanente) d'intensité p (soit une charge totale $P = p \times l_y$) le moment isostatique M_{oxu} à prendre en compte suivant la direction X est égal à :

$$M_{oxu} = \frac{p l_y l_x^2}{8} = \frac{P l_x}{8}$$

Les moments sur les lignes d'appui et en travée doivent être au moins égaux à ceux déterminés par l'application des « règles forfaitaires ». Mais sur toute ligne d'appui intermédiaire le moment de continuité est au moins égal à la moitié du moment M_{oxu} calculé dans la travée la plus sollicitée voisine de l'appui considéré.

Les appuis de rive, et en particulier les poteaux, sont capables d'équilibrer un moment d'encastrement au moins égal à $0,20 M_{oxu}$, si la dimension a des poteaux est inférieure au double de l'épaisseur h de la dalle et à $0,40 M_{oxu}$ dans les autres cas.

Pour l'étude de la flexion dans le sens des portées l_x , chaque panneau est décomposé en une bande centrale et deux demi-bandes sur appuis. Ensuite, le moment est calculé en travée et en appui en appliquant les coefficients suivants :



Tableau 2: COEFFICIENTS APPLIQUES AUX MOMENTS

Demi-bande considérée	Moments positifs	Moments négatifs au voisinage d'un pilier intérieur (E)	Moments négatifs au voisinage d'un pilier de rive (F)	
			Rive non supportée	Rive supportée
Demi-bande centrale d'un portique intermédiaire (A)	0,20 (M_u)	0,12 (M'_{1u})	0,10 (M'_{1u})	0,20 (M'_{1u})
Demi-bande centrale d'un portique de rive (B)	0,40 (M_{1u})	0,24 (M'_{1u})	0,20 (M'_{1u})	0,40 (M'_{1u})
Demi-bande sur appuis d'un portique intermédiaire (C)	0,30 (M_u)	0,38 (M'_{1u})	0,40 (M'_{1u})	0,30 (M'_{1u})
Demi-bande sur appuis d'un portique de rive (D)	Rive non supportée	0,60 (M_{1u})	0,76 (M'_{1u})	0,80 (M'_{1u})
	Rive supportée *	0,30 (M_{1u})	0,38 (M'_{1u})	0,40 (M'_{1u})

* Dans ce cas, (M_{1u}) et (M'_{1u}) sont calculés comme si la rive n'était pas supportée.

Avec :

(M_u) et (M'_{1u}) représentent respectivement les valeurs positifs et négatifs sollicitant une travée quelconque d'un portique intermédiaire

(M_{1u}) et (M'_{1u}) représentent respectivement les valeurs absolues maximales des moments positifs et négatifs sollicitant un portique de rive.

4. Division des panneaux en bandes

La demi-bande sur appuis peut être définie de la façon suivante :

- Pour l'évaluation de la résistance de la dalle aux moments sur appui, sa largeur l'_{ya} est égale à :

$$l'_{ya} = 1,5 \left(\frac{b}{2} + h \right)$$

- Pour l'évaluation de la résistance de la dalle aux moments en travée, sa largeur l'_{yt} est égale à :

$$l'_{yt} = l'_{ya} + \frac{l_x}{10}$$

Avec l'_{yt} et l'_{ya} sont déterminés dans la figure suivante :

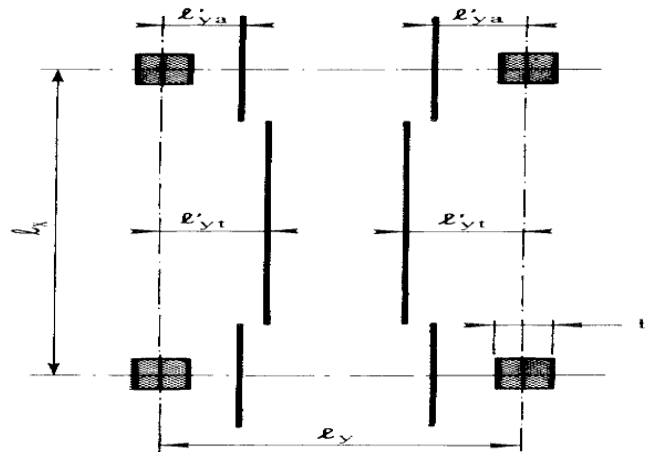


Figure 5: Les largeurs d'une maille d'un plancher dalle

De plus $l'ya$ et $l'yt$ doivent être inférieurs à $0,25 l_y$, sauf dans le cas de panneaux très allongés ($lx > 2ly$) où on peut admettre que $l'ya$ et $l'yt$ atteignent $0,3 l_y$.

5. Répartition des moments fléchissants entre les différentes bandes

Les moments fléchissants à l'état limite ultime qui sollicitent la totalité du panneau sur les lignes d'appuis et au milieu des travées sont répartis entre les demi-bandes sur appuis et la bande centrale ; cette répartition peut être obtenue en multipliant les moments en cause par les coefficients définis par le schéma ci-dessous :

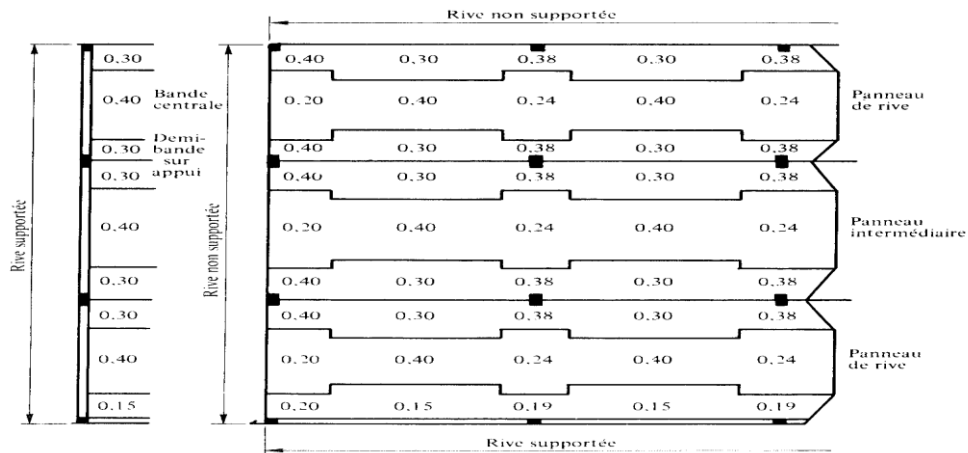


Figure 6: Répartition des moments fléchissants entre les différentes bandes

L'indication « rive supportée » correspond au cas où il existe, le long de la rive considérée, soit un mur suffisamment résistant, soit une poutre ayant une hauteur totale au moins égale à deux fois l'épaisseur de la dalle.

Si la rive est supportée par une poutre, on peut admettre que celle-ci est soumise, outre les charges directement appliquées, à une charge égale au quart de l'ensemble des charges agissant sur le panneau de rive correspondant.

Les valeurs des coefficients de répartition indiquées sont à adopter, éventuellement, pour les moments à l'état limite de service.

Cas des porte-à-faux

Dans le cas où le plancher-dalle présente un porte-à-faux dont la largeur l_0 n'excède pas le tiers de la largeur l_y des panneaux de rive voisins, on peut calculer le panneau de dalle en porte à faux de la même façon qu'un panneau courant. À partir du moment isostatique suivant :

$$\frac{pl_0l_x^2}{8}$$

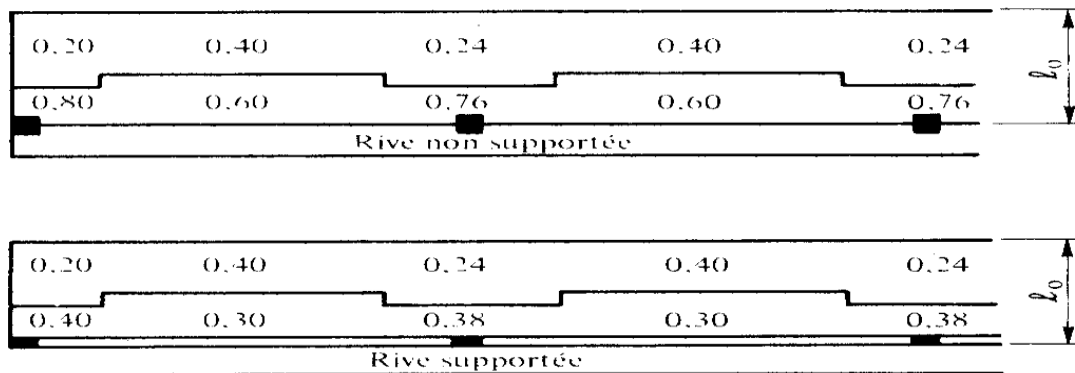


Figure 7: Cas du porte-à-faux

Les coefficients indiqués s'appliquent soit au moment sur appuis soit au moment en travée en fonction de la localisation dans le plancher.

6. Vérification au poinçonnement

Au droit des appuis, il est impératif de vérifier le non-poinçonnement de la dalle sur le poteau. C'est à dire que l'on souhaite vérifier que le poteau ne transperce pas la dalle.

Pour cela, la réaction P_u sur le poteau doit vérifier la condition suivante :

$$Q_u \leq 0,045U_c h f_{c28} / \gamma_b$$

Avec :

Q_u : charge de calcul vis-à-vis E.L.U

h : épaisseur totale de la dalle.

U_c : le périmètre du contour défini au niveau du feuillet moyen.

En général, lorsque cette vérification n'est pas satisfaite, on augmente l'épaisseur de la dalle ou on met en place un plancher champignon (qui augmente le périmètre critique).



7. Etat limite de déformation

Il n'est pas nécessaire de justifier l'état limite de déformation lorsque :

- Pour un plancher supportant des revêtements ou cloisons fragiles $l < 22h$
- Pour les autres cloisons $l < 30h$

8. Principe de ferrailage

a. Pourcentages minimaux :

Pour définir les pourcentages minimaux à mettre en place on distingue :

- Les demi-bandes sur appuis
- Les demi-bandes centrales

➤ Demi-bandes sur appuis :

Pour les demi-bandes sur appuis on doit vérifier :

$$A_x / l_y' * h > 400 / 1000 * f_e$$

$$A_y / l_x' * h > 400 / 1000 * f_e$$

Avec :

- f_e doit être exprimée en MPa
- A_x correspond à l'armature de la demi-bande de largeur l_y' (parallèle à l_x). on prendra $l_{y_a'}$ ou $l_{y_t'}$ suivant que l'on se situe sur appui ou en travée.
- A_y correspond à l'armature de la demi-bande de largeur l_x' (parallèle à l_y'). on prendra $l_{x_a'}$ ou $l_{x_t'}$ suivant que l'on se situe sur appui ou en travée.

➤ Demi-Bandes centrales :

Pour les demi-bandes centrales, on doit vérifier la relation :

$$A_{inf} / A_{sup} > 1/4 \text{ si charges réparties uniquement}$$

$$A_{inf} / A_{sup} > 1/3 \text{ si charges concentrées}$$

Avec :

$$A_{sup} = \text{Max} (A_x / (l_y - 2l_{y_t'}) ; A_y / (l_x - 2l_{x_t'}))$$

$$A_{inf} = \text{Min} (A_x / (l_y - 2l_{y_t'}) ; A_y / (l_x - 2l_{x_t'}))$$

- A_x étant les armatures dans la demi-bande centrale parallèle à l_x
- A_y étant les armatures dans la demi-bande centrale parallèle à l_y



b. Disposition des armatures :

La répartition des armatures est uniforme dans chaque bande avec un réseau supérieur et inférieur dont le principe est le suivant :

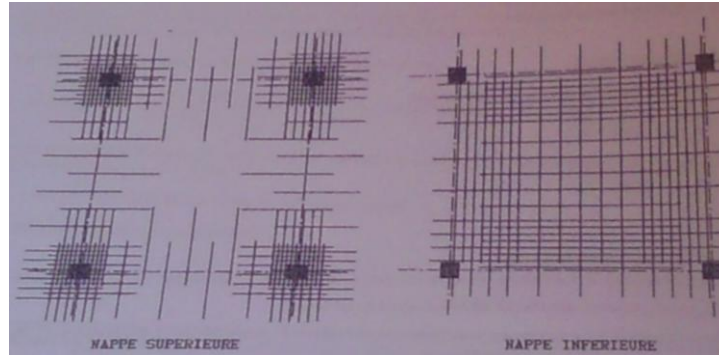


Figure 8: Disposition du ferrailage dans le plancher dalle

Plusieurs remarques concernant la mise en place des armatures :

- La répartition des armatures doit être uniforme dans chaque bande.
- Concernant les armatures inférieures, il est possible d'arrêter une barre sur deux dans ce cas, ce sont toujours les plus gros diamètres qui doivent être prolongés (s'il ya des diamètres différents).
- Les aciers de chapeaux doit se croiser sur appuis avec une longueur au moins égale à la longueur de recouvrement.

Il est souvent plus simple de mettre en œuvre des treillis soudés pour ferrailer les planchers-dalles.

III. Dimensionnement manuel du Plancher dalle

1. Pré dimensionnement des éléments de la structure

a. Plancher dalle :

$$\frac{\min(\max(lx), \max(ly))}{30} = h \quad (\text{revêtement+ cloison non fragile})$$

$$h = \frac{6}{30} = 20 \text{ cm}$$

Prenons $h = 30$ cm. Epaisseur qui sera par la suite vérifiée dans la partie poinçonnement.

**b. Poteaux :**

De point de vue architectural, on prend les mêmes dimensions pour tous les poteaux du même plancher. On choisira des poteaux circulaires.

Poteau étudié (voir figure)

Surface de charge : $S = 8 * 5,25 = 42 \text{ m}^2$

L'effort normal ultime :

- terrasse $Pu = (1,35 * 1,078 + 1,5 * 0,1) * 42 = 67,42 \text{ T}$
- étage courant $Pu = (1,35 * 0,97 + 1,5 * 0,35) * 42 = 77,05 \text{ T}$

Tableau 3: DESCENTE DE CHARGE SUR LE POTEAU

Niveau	Pu (T)	Diamètre \emptyset (cm)
Terrasse	67,42	30
2	144,47	40
1	221,52	50
0	298,57	55

Avec :
$$\emptyset \geq \sqrt{4 * \frac{Pu}{14 * \pi}}$$

c. Voile :

D'après le RPS 2000 : $emin \geq \max(15\text{cm}, \frac{he}{25}) = 15\text{cm}$

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

2. Calcul des moments de la dalle**a. Direction OX :**

Vérification des hypothèses :

1-le contreventement est par voile donc rigide

2- $Q=350\text{kg/m}^2 < 2/3 * 970=646.7 \text{ kg/m}^2$

3-le nombre de travées > 2

4- $0.5 < 8/8 < 2$

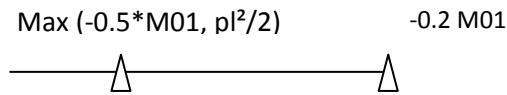
5- $0.55 < 6/5$

Les hypothèses étant vérifiées on peut alors appliquer les règles de l'annexe E4 du BAEL 91 mod 99.

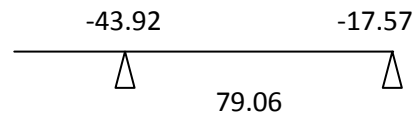
Pour tous les panneaux on est dans le cas : $a=0.55 < 2 * h=2 * 0.3$



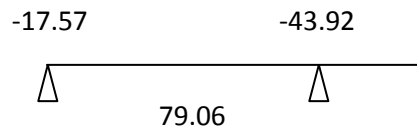
Panneau CD (DE) :



- $M01 = (1.83*6)*8^2/8 = 87.84 \text{ T.m} = M02 = M03$
- Moment porte à faux : $(1.83*6)*1.5^2/2 = 12.35 \text{ T.m}$ Donc :
Le moment sur appui 1est : $\max (-0.5M01, pl^2/2) = -43.92\text{T.m}$
Le moment sur appui 2 est : $-0.2M01 = -17.57 \text{ T.m}$
- Moment en travée : $Mt1 + 0.5*(17.57+43.92) > 1.25*87.84$
 $Mt1 > 79.06 \text{ T.m}$ de même $Mt2 = Mt3 > 79.06\text{T.m}$



De même pour l'autre coté :



b. Direction OY :

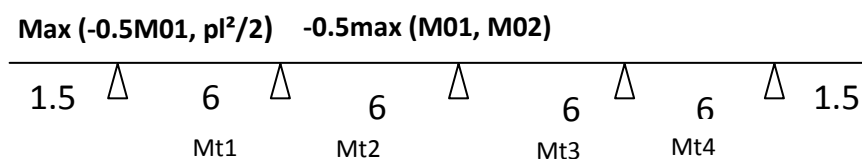
Vérification des hypothèses :

- 1-le contreventement est par voile donc rigide
- 2- $Q=350\text{kg/m}^2 < 2/3*970=646.7 \text{ kg/m}^2$
- 3-le nombre de travées >2
- 4- $0.5 < 6/6 < 2$
- 5- $0.55 < 8/5$

Les hypothèses étant vérifiées on peut alors appliquer les règles de l'annexe E4 du BAEL 91 mod 99.

Pour tous les panneaux on est dans le cas $a=0.55 < 2*h=2*0.3$

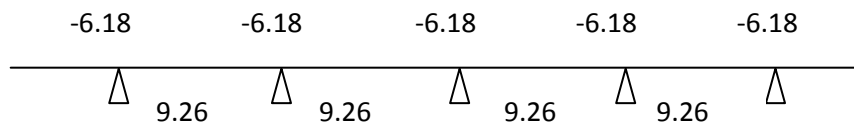
Panneau 1-2 (5-6) :



Avec $pl^2/2$ le moment du porte-à-faux.



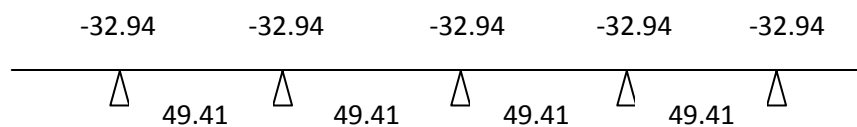
- $M_{01} = (1.83 * 1.5) * 6^2 / 8 = 12.35 \text{ T.m} = M_{02} = M_{03} = M_{04}$
- Moment du porte-à-faux : $pl^2/2 = (1.83 * 1.5) * 1.5^2 / 2 = 3.08 \text{ T.m}$ Donc :
Le moment sur appui de rive est : $\max(-0.5M_{01}, pl^2/2) = -6.18 \text{ T.m}$
Le moment sur appui intérieur est : $-0.5 \max(M_{01}, M_{02}) = -6.18 \text{ T.m}$
- Moment en travée : $M_t + (M_w + M_e) / 2 > 1.25 M_{01}$ donc :
 $M_{t1} + 0.5 * 12.35 > 1.25 * 12.35$
 $M_{t1} > 9.26 \text{ T.m}$ de même $M_{t2} = M_{t3} = M_{t4} > 9.26 \text{ T.m}$
D'où les moments du panneau 1-2 (5-6) :



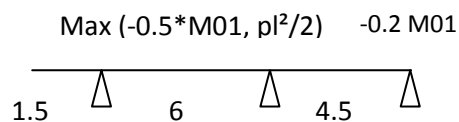
Panneau 2-3 (4-5) :

- $M_{01} = (1.83 * 8) * 6^2 / 8 = 65.88 \text{ T.m} = M_{02} = M_{03} = M_{04}$
- Moment porte à faux : $(1.83 * 8) * 1.5^2 / 2 = 16.43 \text{ T.m}$ Donc :
Le moment sur appui de rive est : $\max(-0.5M_{01}, pl^2/2) = -32.94 \text{ T.m}$
Le moment sur appui intérieur est : $-0.5 \max(M_{01}, M_{02}) = -32.94 \text{ T.m}$
- Moment en travée : $M_{t1} + 0.5 * 65.88 > 1.25 * 65.88$
 $M_{t1} > 49.41 \text{ T.m}$ de même $M_{t2} = M_{t3} > 49.41 \text{ T.m}$

D'où les moments du panneau 2-3 (4-5) :



Panneau 3-4:

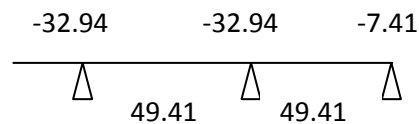


- $M_{01} = (1.83 * 8) * 6^2 / 8 = 65.88 \text{ T.m}$
- $M_{02} = (1.83 * 8) * 4.5^2 / 8 = 37.06 \text{ T.m}$
- Moment porte à faux : $(1.83 * 6) * 1.5^2 / 2 = 12.35 \text{ T.m}$ Donc :
Le moment sur appui 1 est : $\max(-0.5M_{01}, pl^2/2) = -32.94 \text{ T.m}$
Le moment sur appui 2 est : $-0.5 \max(M_{01}, M_{02}) = -32.94 \text{ T.m}$
Le moment sur appui 2 est : $-0.2M_{01} = -7.41 \text{ T.m}$

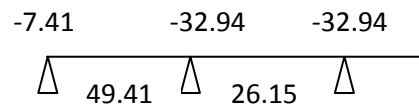


- Moment en travée : $Mt1 + 0.5*65.88 > 1.25*65.88$
 $Mt1 > 49.41T.m$
 $Mt2 + 0.5*40.35 > 1.25*37.06$
 $Mt1 > 26.15T.m$

D'où les moments du panneau 3-4 :



De même pour l'autre coté :



3. Division des panneaux en bandes

a. Direction OX :

- Sur appui : $ly' = 1.5(0.55/2 + 0.3) = 0.86$ m
- En travée : $lyt' = ly' + lx/10 = 0.86 + 8/10 = 1.66$ m $> ly/4 = 1.5$ m
Donc on prend $lyt' = 1.5$ m

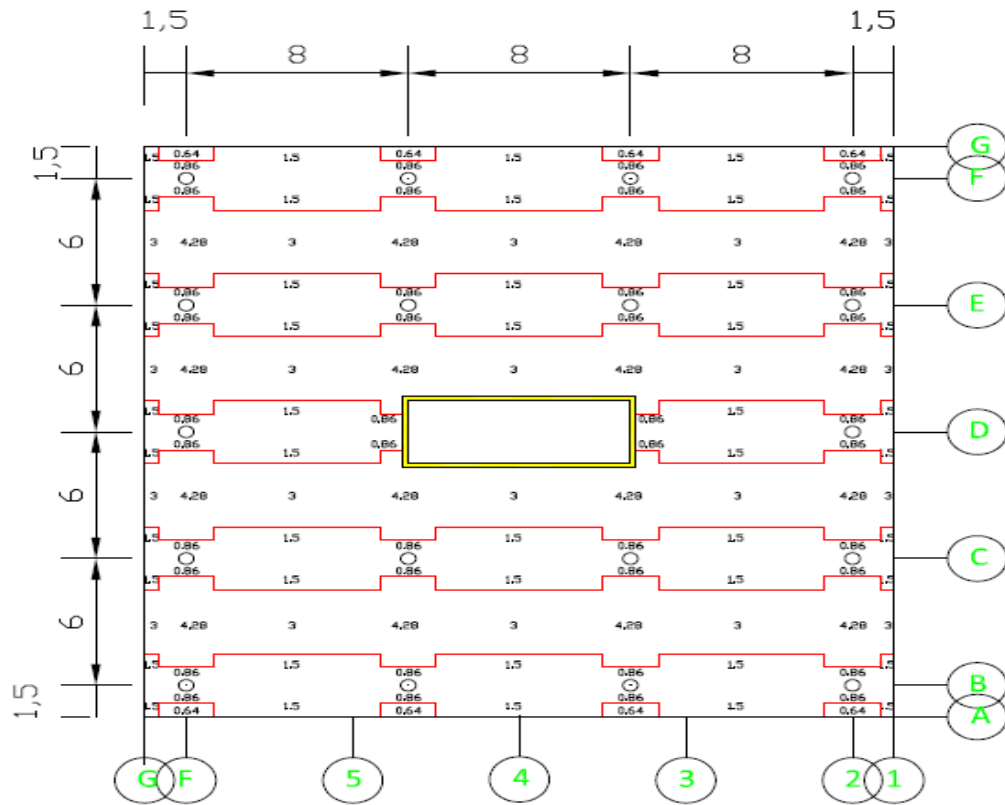


Figure 9: Division des panneaux en bandes dans le sens OX

b. direction OY :

- Sur appui : $l_{xa}' = 1.5(0.55/2 + 0.3) = 0.86 \text{ m}$
- En travée $l_{xt}' = l_{xa}' + l_y/10 = 0.86 + 6/10 = 1.46 \text{ m} < l_y/4 = 1.5 \text{ m}$
Donc on prend $l_{xt}' = 1.46 \text{ m}$

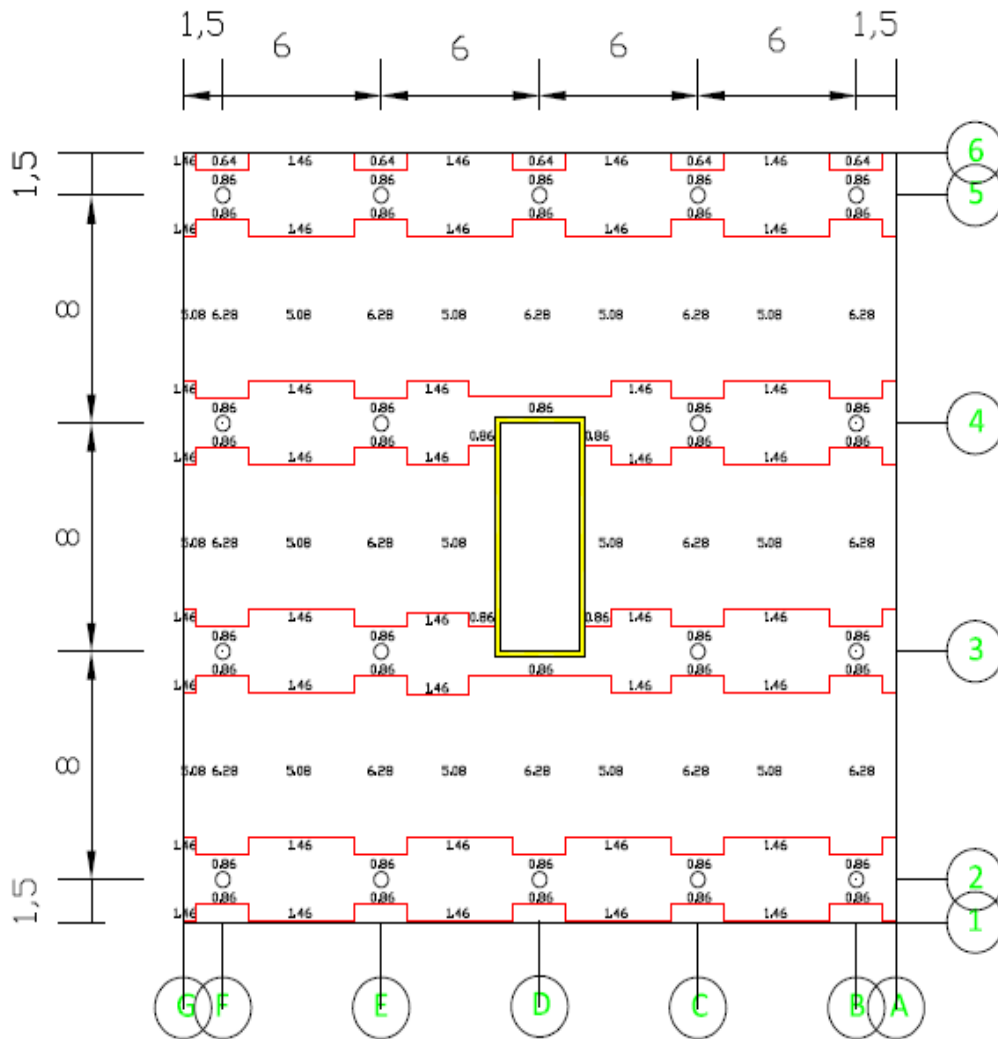


Figure 10: Division des panneaux en bandes dans le sens OY

4. Valeurs des moments de flexion

Voir annexe : 2

5. Détermination des armatures de la dalle

a. sens OX :

• Données de calcul :

- $d=0.9h$
- $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$
- $F_e=500 \text{ MPa}$



- Fissurations préjudiciables $\sigma_s = \min(2/3 f_e, 110 \sqrt{\eta f_{tj}})$
 $f_{tj} = 0.6 + 0.06 * 25 = 2.1 \text{ MPa}$
D'où $\sigma_s = 201.6 \text{ MPa}$
- $\sigma_{bc} = 0.85 * f_c * 25.8 / \gamma_b = 0.85 * 25 / 1.5 = 14.16 \text{ MPa}$
- $\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \mu})$
- $Z = d (1 - 0.4 * \alpha)$

Tableau 4: FERRAILLAGE DE LA DALLE SENS OX

		Mu	b	d	μ	α	Z	A(cm ²)
AB extrémité	rive1	-2,2	0,64	0,27	0,033	0,042	0,265	4,19
	rive2	-2,61	0,64	0,27	0,039	0,049	0,265	4,87
rive B	rive1	-26,28	1,72	0,27	0,148	0,201	0,248	52,46
	travée1-2	29,63	3	0,27	0,096	0,126	0,256	57,29
	rive2	-24,91	1,72	0,27	0,14	0,189	0,249	49,52
	P-à-F	19,76	3	0,27	0,064	0,083	0,261	37,48
BC Central	rive1	-8,78	1,72	0,27	0,019	0,024	0,267	16,28
	travée1-2	26,34	3	0,27	0,085	0,111	0,258	50,54
	rive2	-10,54	4,28	0,27	0,024	0,03	0,267	33,19
	P-à-F	17,57	3	0,27	0,057	0,073	0,262	33,81
rive C	rive1	-35,14	4,28	0,27	0,198	0,278	0,239	86,81
	travée1-2	43,47	3	0,27	0,14	0,189	0,249	86,42
	rive2	-23,36	1,72	0,27	0,132	0,178	0,251	46,07
	P-à-F	26,36	3	0,27	0,085	0,111	0,258	50,58
CDCentral	rive1	-8,78	1,72	0,27	0,019	0,024	0,267	16,28
	travée1-2	31,62	3	0,27	0,102	0,135	0,255	61,39
	rive2	-4,22	4,28	0,27	0,009	0,011	0,268	7,79
	P-à-F	17,57	3	0,27	0,057	0,073	0,262	33,19
rive D	rive1	-35,14	1,72	0,27	0,198	0,278	0,239	33,81
	travée1-2	47,44	3	0,27	0,153	0,209	0,247	95,08
	rive2	-13,34	1,72	0,27	0,075	0,098	0,259	25,5
	P-à-F	26,36	3	0,27	0,085	0,111	0,258	50,58



b. sens OY :

• **Données de calcul :**

- $d=0.9h$
- $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$
- $F_e=500 \text{ MPa}$
- Fissurations préjudiciables $\sigma_s = \min(2/3 f_e, 110 \sqrt{\eta f_{tj}})$
 $f_{tj} = 0.6+0.06*25=2.1 \text{ MPa}$
 $\sigma_s = 201.6 \text{ MPa}$

D'où

- $\sigma_{bc}=0.85*f_c25.8/\gamma_b = 0.85*25/1.5 = 14.16 \text{ MPa}$
- $\alpha = 1.25 (1-\sqrt{1-2\mu})$
- $Z=d (1-0.4* \alpha)$

Tableau 5: FERRAILAGE DE LA DALLE SENS OY

		Mu	b	d	μ	α	Z	A(cm ²)
1-2 extrémité	riveB	-1,24	0,64	0,27	0,019	0,023	0,268	2,29
	travéeBC	3,7	0,04	0,27	0,896*			
	riveC	-1,48	0,64	0,27	0,022	0,028	0,267	2,74
	P-à-F	2,47	0,04	0,27	0,598**			
rive 2	riveB	-18,12	1,72	0,27	0,102	0,135	0,255	35,18
	travéeBC	20,38	2,92	0,27	0,068	0,088	0,26	38,8
	riveC	-17,21	1,72	0,27	0,097	0,128	0,256	33,28
	P-à-F	13,59	2,92	0,27	0,045	0,058	0,264	25,48
2-3 Central	riveB	-6,59	6,28	0,27	0,01	0,013	0,269	12,13
	travéeBC	19,76	5,08	0,27	0,038	0,048	0,265	36,91
	riveC	-7,91	6,28	0,27	0,012	0,015	0,268	14,61
	P-à-F	13,18	5,08	0,27	0,022	0,028	0,267	24,44
rive 3	riveB	-26,36	1,72	0,27	0,148	0,201	0,248	52,62
	travéeBC	29,64	2,92	0,27	0,098	0,129	0,256	57,32
	riveC	-25,04	1,72	0,27	0,141	0,191	0,249	49,78
	TRavéeCD	22,67	2,92	0,27	0,07	0,091	0,26	43,6
	rive D	-15,48	1,72	0,27	0,087	0,114	0,258	29,7
	P-à-F	19,76	2,92	0,27	0,065	0,084	0,261	37,48
3-4 Central	riveB	-6,59	6,28	0,27	0,01	0,013	0,268	12,17
	travéeBC	19,76	5,08	0,27	0,038	0,048	0,265	36,91
	riveC	-7,91	6,28	0,27	0,012	0,015	0,268	14,61
	travée CD	10,46	5,08	0,27	0,02	0,025	0,267	19,39
	rive D	-1,48	6,28	0,27	0,002	0	0,269	2,72
	P-à-F	13,18	5,08	0,27	0,022	0,028	0,267	24,44

*Calcul des armatures de la travée BC pour l'extrémité 1-2 :

On a : $\mu = 0.896 > \mu_R = 0.372$

En prenant $d' = 3\text{cm}$ pour le cas de fissuration préjudiciables on aura :

$$M_r = 0.372 * 0.04 * 0.272 * 14 * 16 * 100 = 1.54 \text{ T.m}$$

$$Y_r = 0.617 * 0.27 = 0.167 \text{ m}$$

$$\varepsilon_{sc}/3.5 = y - d/y \quad \text{donc } \varepsilon_{sc} = 3.5\% * (0.167 - 0.03)/0.167 = 2.87\% > \varepsilon_e = 2.17\%$$

Alors : $\sigma_{sc} = f_e / \gamma_s = 434.78 \text{ Mpa}$

Donc : $A_{sc} = M_r - \mu / (d - d') * \sigma_{sc} = 2.07 \text{ cm}^2$

Et : $A_{st} = (M_r / Z + A_{sc}) * f_e / \gamma_s = 3.84 \text{ cm}^2$

**Calcul des armatures du porte -à- faux de 1-2- extrémité:

$$M_r = 0.372 * 0.04 * 0.272 * 14 * 16 * 100 = 1.54 \text{ T.m}$$

$$Y_r = 0.617 * 0.27 = 0.167 \text{ m}$$

$$\varepsilon_{sc}/3.5 = y - d/y$$

donc: $\varepsilon_{sc} = 3.5\% * (0.167 - 0.03)/0.167 = 2.87\% > \varepsilon_e = 2.17\%$

Alors: $\sigma_{sc} = f_e / \gamma_s = 434.78 \text{ Mpa}$

Donc: $A_{sc} = M_r - \mu / (d - d') * \sigma_{sc} = 0.89 \text{ cm}^2$

Et : $A_{st} = (M_r / Z + A_{sc}) * f_e / \gamma_s = 2.66 \text{ cm}^2$

6. Détermination des pourcentages minimaux

a. Bandes sur appuis :

$$A_{min \text{ rive (ox)}} = (2/1000) * (400/f_e) * l_y' * h = (2/1000) * (400/500) * 0.86 * 0.3 = 4.13 \text{ cm}^2$$

$$A_{min \text{ travée (ox)}} = (2/1000) * (400/f_e) * l_y' * h = (2/1000) * (400/500) * 1.5 * 0.3 = 7.2 \text{ cm}^2$$

$$A_{min \text{ rive (oy)}} = (2/1000) * (400/f_e) * l_x' * h = (2/1000) * (400/500) * 0.86 * 0.3 = 4.13 \text{ cm}^2$$

$$A_{min \text{ travée (oy)}} = (2/1000) * (400/f_e) * l_x' * h = (2/1000) * (400/500) * 1.46 * 0.3 = 7 \text{ cm}^2$$

**Conclusion :**

Les sections d'aciers des bandes sur appuis dans le sens OX sont supérieures aux sections minimales tandis que dans la direction OY les pourcentages minimaux ne sont pas vérifiés pour quelques sections, donc les nouvelles sections dans le sens OY sont :

Tableau 6:FERRAILLAGE FINAL DE LA DALLE SENS OY

		Mu	b	d	μ	α	Z	A(cm ²)
1-2 extrémité	riveB	-1,24	0,64	0,27	0,019	0,023	0,268	4,13
	travéeBC	3,7	0,04	0,27	0,896*			5,91
	riveC	-1,48	0,64	0,27	0,022	0,028	0,267	4,13
	P-à-F	2,47	0,04	0,27	0,598**			4,13
rive 2	riveB	-18,12	1,72	0,27	0,102	0,135	0,255	35,18
	travéeBC	20,38	2,92	0,27	0,068	0,088	0,26	38,8
	riveC	-17,21	1,72	0,27	0,097	0,128	0,256	33,28
	P-à-F	13,59	2,92	0,27	0,045	0,058	0,264	25,48
2-3 Central	riveB	-6,59	6,28	0,27	0,01	0,013	0,269	12,13
	travéeBC	19,76	5,08	0,27	0,038	0,048	0,265	36,91
	riveC	-7,91	6,28	0,27	0,012	0,015	0,268	14,61
	P-à-F	13,18	5,08	0,27	0,022	0,028	0,267	24,44
rive 3	riveB	-26,36	1,72	0,27	0,148	0,201	0,248	52,62
	travéeBC	29,64	2,92	0,27	0,098	0,129	0,256	57,32
	riveC	-25,04	1,72	0,27	0,141	0,191	0,249	49,78
	travéeCD	22,67	2,92	0,27	0,07	0,091	0,26	43,16
	riveD	-15,48	1,72	0,27	0,087	0,114	0,258	29,7
	P-à-F	19,76	2,92	0,27	0,065	0,084	0,261	37,48
3-4 Central	riveB	-6,59	6,28	0,27	0,01	0,013	0,268	12,17
	travéeBC	19,76	5,08	0,27	0,038	0,048	0,265	36,91
	riveC	-7,91	6,28	0,27	0,012	0,015	0,268	14,61
	travéeCD	10,46	5,08	0,27	0,02	0,025	0,267	19,39
	riveD	-1,48	6,28	0,27	0,002	0,002	0,269	4,13
	P-à-F	13,18	5,08	0,27	0,022	0,028	0,267	24,44

b. Bandes centrales :

Pour les demi-bandes centrales, on doit vérifier les relations :

$A_{inf}/A_{sup} > 1/4$ si charges réparties uniquement

$A_{inf}/A_{sup} > 1/3$ si charges concentrées

Avec :

$A_{sup} = \text{Max} (A_x / (l_y - 2l_y t') ; A_y / (l_x - 2l_x t'))$

$A_{inf} = \text{Min} (A_x / (l_y - 2l_y t') ; A_y / (l_x - 2l_x t'))$

A_x étant les armatures dans la demi-bande centrale parallèle à l_x

A_y étant les armatures dans la demi-bande centrale parallèle à l_y



Dans notre cas : on vérifie pour les bandes 2-3 et 3-4 car le problème est symétrique pour des charges réparties uniquement.

La bande centrale 2-3 :

$$A_y = 147.64 \text{ cm}^2 \text{ et } A_x = 223.86 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A_{\text{sup}} = 74.62 * 10^{-4}$$

$$\text{Et : } A_{\text{inf}} = 29.06 * 10^{-4}$$

$$\text{D'où : } A_{\text{inf}}/A_{\text{sup}} = 0.39 > 0.25 \text{ OK}$$

La bande centrale 3-4 :

$$A_y = 112.6 \text{ cm}^2 \text{ et } A_x = 223.86 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A_{\text{sup}} = 74.62 * 10^{-4}$$

$$\text{Et : } A_{\text{inf}} = 22.17 * 10^{-4}$$

$$\text{D'où : } A_{\text{inf}}/A_{\text{sup}} = 0.297 > 0.25 \text{ OK}$$

Conclusion :

Les pourcentages minimaux des bandes centrales dans les sens OX et OY sont vérifiés
Donc on retient les sections déjà calculées.

7. Ferrailage des poteaux

Ferrailage longitudinal

La section A des armatures longitudinales du poteau doit vérifier la relation :

$$A_{st} = \left[\frac{N_u}{\alpha} - \left(\frac{B_r}{0.9} * \frac{f_c}{\delta b} \right) \right] * \frac{\delta s}{f_e}$$

Où :

N_u : l'effort appliqué sur le poteau à l'ELU.

B_r : La section réduite : $B_r = \pi * (D - 1 \text{ cm})^2 / 4$

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \text{ pour } \lambda \leq 50;$$

$$\alpha = 0,60 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 \text{ pour } 50 < \lambda \leq 70.$$



Avec : L'élanement $\lambda = \frac{l_f}{i}$ avec l_f : Longueur de flambement.

$l_f = 0.7 \times l_0$: Si le poteau est à ses extrémités ou encastéré dans un massif de fondation ou assemblé à des poutres de plancher ayant au moins la même raideur que lui dans le sens considéré et le traversant de part en part)

$l_f = l_0$: Dans tous les autres cas.

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

B : la section du poteau

Dans notre cas on a : section du poteau 55*55 et $h=3.5$ m

- $l_f = 0.7 \times l_0 = 0.7 \times 3.5 = 2.45$ m
- $i = D/4$
- $\lambda = 2.45 \times 4 / 0.55 = 17.82 < 50$ donc $\alpha = 0.81$

D'où on obtient les résultats suivants :

Tableau 7: CALCUL DU FERRAILLAGE DU POTEAU

Niveau	Pu	Poids propre	Nu	α	Br	Nu/ α	Br* $f_c/28/0.9*\gamma_b$	A
Terrasse	67,42	2,65	70,99	0,81	0,24	87,64	4,08	<0
2	144,47	2,65	148,05	0,81	0,24	182,78	4,08	<0
1	221,52	2,65	225,09	0,81	0,24	277,89	4,08	<0
0	298,57	2,65	302,15	0,81	0,24	373,02	4,08	<0

On remarque que le béton résiste seul à la compression.

Calcul des sections minimales :

$$A_{1min} = (0.2/100) * \pi * D^2 / 4 = 4.75 \text{ cm}^2$$

$$A_{2min} = 4 \text{ cm} / \text{ml de parement} = 4 * 2 * \pi * R = 6.91 \text{ cm}^2$$

Donc on prend $A = 6.91 \text{ cm}^2$ soit 10 HA 10.

Avec $s = \text{espacement} = 17.3 \text{ cm} < \min((a+10) ; 40) = 40 \text{ cm}$

Ferraillage transversal :

Le diamètre des armatures transversales doit vérifier $\phi_t > \phi_l / 3 = 10 / 3 = 3.33$ donc on prend $\phi_t = 8 \text{ mm}$.

La longueur critique du poteau : $l_c = \max(l/6 ; h ; 45 \text{ cm}) = 0.55 \text{ m}$

La zone courante $s = \min(12\phi_l, 0.5b, 30) = 12 \text{ cm}$

La zone critique $s = \min(8\phi_l, 0.5b, 30) = 8 \text{ cm}$



D'où :

La zone courante : 18 HA 8

La zone critique : 7 HA 8

8. Vérification du poinçonnement

La relation à vérifier est : $P_u \leq 0,045 * u_c * h * \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$

Soit : $0,045 * \pi * (0,55 + 0,3) * 0,3 * \frac{25}{1,5} = 0,60 MN$

D'où :

➤ Terrasse :

$$P_u = 0,67 MN$$

➤ Etage courant :

$$P_u = 0,77 MN$$

} Le poinçonnement n'est pas vérifié.

⇒ On prend un diamètre de 55 cm pour tous les poteaux de la structure.

Pour vérifier le poinçonnement soit on augmente l'épaisseur de la dalle, on met des chapiteaux ou on dispose des armatures transversales conformément à l'article A.5.1, 23 du BAEL 91.

Pour notre cas, on choisira de mettre les armatures transversales (armatures d'âmes) au voisinage des appuis.

9. Calcul des armatures d'âme de poinçonnement

D'après les règles édictées en annexe A.5.1, 23 du BAEL 91 les armatures d'âme de poinçonnement vérifient la relation suivante :

$$\frac{A_t}{b_0 s_t} \geq \frac{\gamma_s (\tau_u - 0,14 k f_{cj}^{1/2})}{0,9 f_e (\cos \alpha + \sin \alpha)}$$

Le remplacement de $0,3 f_{tj}$ par $0,14 f_{cj}^{1/2}$ rend compte de la diminution de l'influence du terme fixe lorsque la résistance du béton s'accroît.

En flexion simple, et pour $\alpha = 90^\circ$, la relation s'écrit :



$$\frac{A_t}{b_0 s_t} \geq \frac{\gamma_s (\tau_u - 0,14 f_{cj}^{1/2})}{0,9 f_e}$$

a. Calcul des armatures transversales au droit du poteau :

Pour notre cas, on choisira de mettre les armatures transversales (armatures d'âmes) au voisinage des appuis.

$$s_t \leq \frac{0,9 \times f_e \times A_t}{\gamma_s (\tau_u - 0,3 \times f_{tj}) b_0}$$

$$\emptyset t = 8 \text{ mm} \quad \rightarrow \quad A_t = 0,503 \text{ cm}^2/\text{m}$$

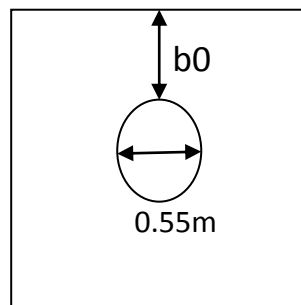
On disposera les armatures transversales sur un périmètre au-delà duquel le poinçonnement est vérifié.

b. Calcul du périmètre vérifiant le poinçonnement :

$$P_u = 0,045 * u_c * h * \frac{f_c 28}{\gamma_b}$$

$$0,8 = 0,045 * u_c * 0,3 * \frac{25}{1,5}$$

$$u_c = 3,5 \text{ m}$$



Si on suppose que u_c est le périmètre d'un rectangle on aura :

$$b_0 = \frac{3,5}{4} - 0,55 = 0,33 \text{ m}$$

Avec le diamètre du poteau est 0,55m

c. Calcul de la contrainte tangentielle τ_u :

$$\tau_u = \frac{V_{ou}}{(b + h) \times d}$$

➤ Sens OX :

$$V_{ou} = p \frac{lx - a}{8} \times (ly1 + ly2 + 2a) \times 1.1$$

$$V_{ou} = 1.83 \times \frac{8 - 0.55}{8} \times (6 + 6 + 2 \times 0.55) \times 1.1 = 24.56 T$$

$$\tau_u = \frac{24.56 \times 10^{-2}}{(0.55 + 0.3) \times 0.9 \times 0.3} = 1.07 MPa$$

➤ Sens OY :

$$V_{ou} = p \frac{ly - b}{8} \times (lx1 + lx2 + 2b) \times 1.1$$

$$V_{ou} = 1.83 \times \frac{6 - 0.55}{8} \times (8 + 8 + 2 \times 0.55) \times 1.1 = 23.45 T$$

$$\tau_u = \frac{23.45 \times 10^{-2}}{(0.55 + 0.3) \times 0.9 \times 0.3} = 1.02 MPa$$

Prenons donc une valeur de $\tau_u = 1.07 MPa$

➡ Donc l'espacement entre **deux armatures transversales** vaut :

$$St \leq \frac{0.9 \times 500 \times 0.503 \times 2 \times 10^{-4}}{1.15(1.07 - 0.3 \times 2.1)0.33}$$

$$St \leq 27 cm$$

Prenons $St = 22 cm$

Donc

16HA8

IV. Etude avec le logiciel ROBOT :

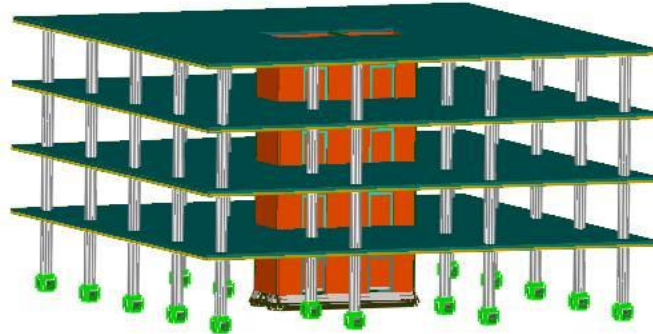


Figure 11: Structure en 3D

Résultats :

1. Déplacements

a. Les déplacements latéraux inter-étages :

Selon l'article 8-3 alinéa b) du RPS 2000

Les déplacements latéraux inter-étages Δ_{el} évalués à partir des actions de calcul doivent être limités à :

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

h étant la hauteur de l'étage.

K : coefficient du comportement, dans notre cas $k=1.4$

Tableau 8: LES DEPLACEMENTS LATÉRAUX INTER-ÉTAGES DE LA STRUCTURE

Niveau	Hauteur	déplacement globaux du au séisme (cm)		déplacement inter-étages Δ_{el} (cm) du au séisme		déplacement limite Δ_{el} (cm)
		X	Y	X	Y	
PH RDC	3,5	0,059	0,113	0,059	0,113	2,5
PH 1 ^{er} étage	3,5	0,135	0,298	0,076	0,185	2,5
PH 2 ^{ème} étage	3,5	0,212	0,509	0,077	0,211	2,5
PH 3 ^{ème} étage	3,5	0,28	0,718	0,068	0,209	2,5

**Conclusion :**

Les déplacements inter-étages (calculés à l'aide du logiciel Robot Millenium) sont inférieurs aux déplacements limites requis par le règlement RPS 2000.

b. Le déplacement latéral total du bâtiment :

Selon le RPS 2000, la flèche totale du bâtiment F doit être limitée à :

$$F \leq 0.004H$$

H étant la hauteur totale de la structure. Dans notre cas, H=14 m et la flèche est alors limitée à 5.6 cm.

Pour notre cas le déplacement au sommet du bâtiment suivant UX et UY est respectivement 0,5cm et 1,3cm.

Conclusion :

On constate que les déformations latérales au sommet de notre structure sont inférieures à la limite imposée.

2. l'analyse modale

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 .vu que la structure est régulière, on remarque que dès les 12 premiers modes, la masse mobilisée est 99% à une fréquence de 23.99 Hz.

Tableau 9:RESULTATS DE L'ANALYSE MODALE

Mode	Fréquence [Hz]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
1	1,85	0,47	0,01	0,47	0,01
2	2,42	0,47	74,41	0	74,41
3	3,91	77,65	74,41	77,18	0
4	5,66	77,81	74,41	0,16	0
5	8,98	77,82	74,41	0	0
6	9,43	77,82	93,41	0	19
7	12,96	81,5	93,41	3,69	0
8	13,03	96,07	93,41	14,57	0
9	15,79	96,07	98,97	0	5,56
10	18,97	99,1	98,97	3,02	0
11	22,12	99,1	99,58	0	0,62
12	23,99	99,45	99,58	0,35	0

3. Ferrailage

Voir les résultats du ferrailage des éléments en béton armé dans l'annexe 3.

V. Etude avec le logiciel EFFEL

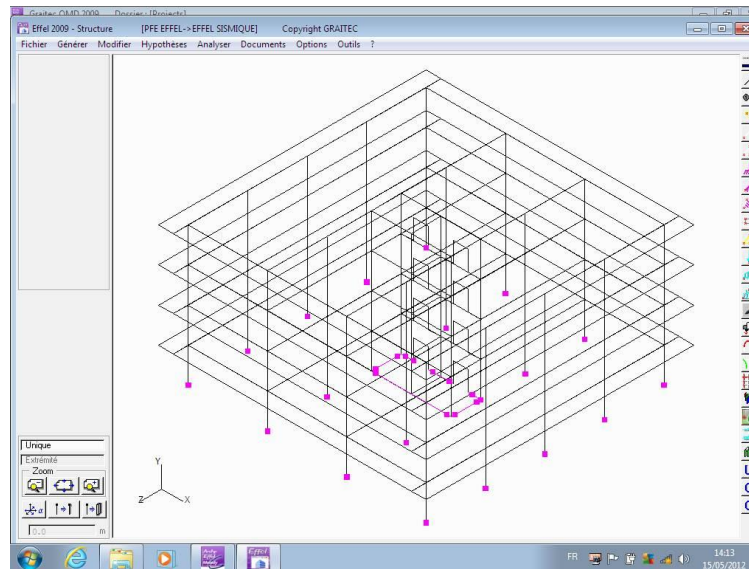


Figure 12 :Structure de saisie

1. Déplacements

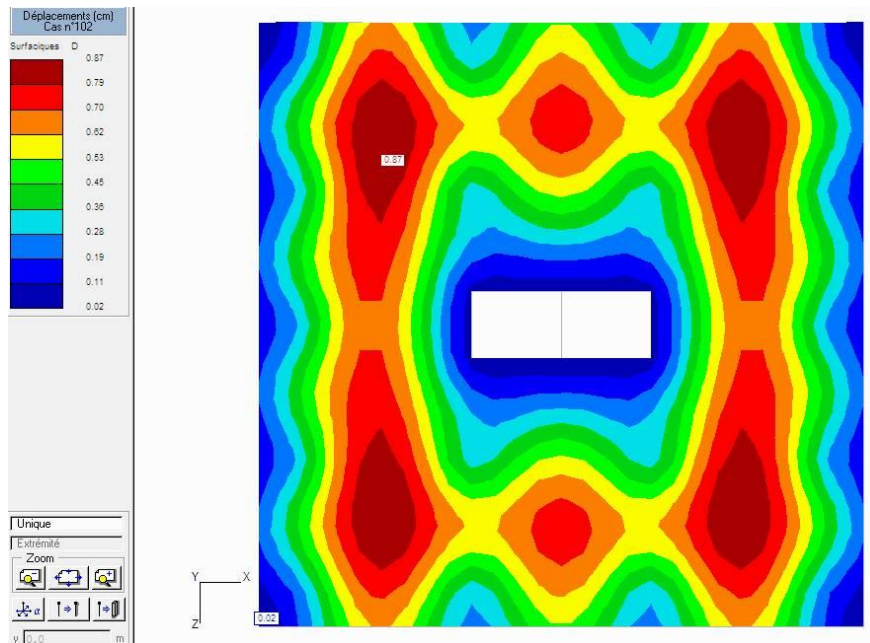


Figure 13:Résultats du déplacement de la dalle

Le déplacement vertical trouvé par EFFEL est 0.87 cm qui est inférieur à la valeur admissible égale à 1.3 cm.

La flèche admissible est : $f_{adm} = 0,5 + \frac{l}{1000} = 1,3 \text{ cm}$ ($l = 8 \text{ m}$)



2. Moments de la dalle

Moments M_x :

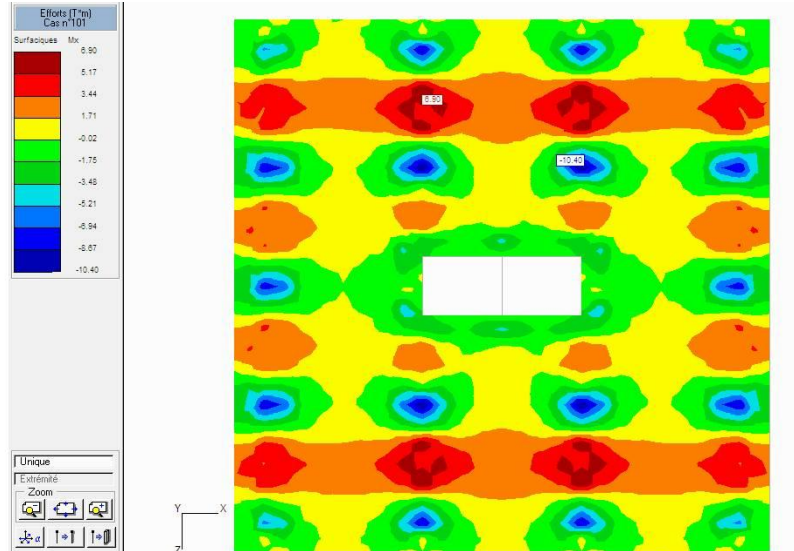


Figure 14: Les moments suivant OX

Le moment maximal sur appuis est 10.4 T.m

Le moment maximal en travées est 6.9 T.m

➤ Moments M_y :

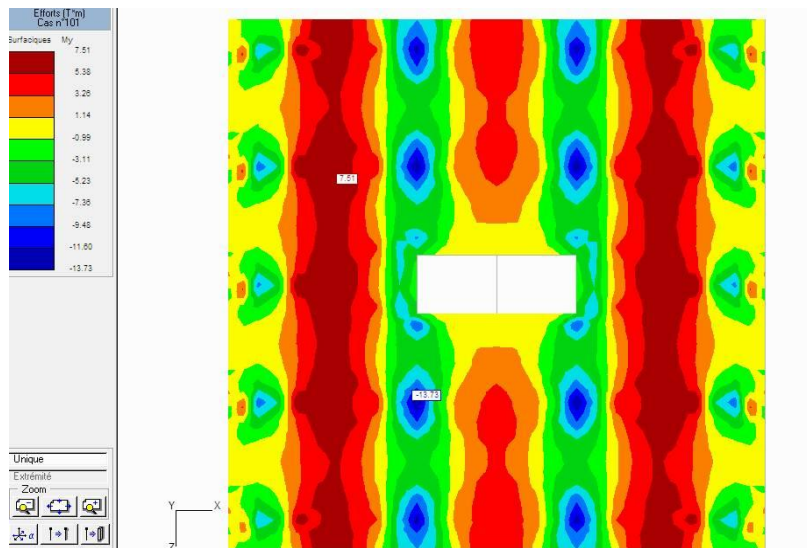


Figure 15: Les moments suivant OY

Le moment maximal sur appuis est 13.73 T.m

Le moment maximal en travées est 7.51 T.m



3. Ferrailage de la dalle

Voir annexe 5

4. Vérification au poinçonnement

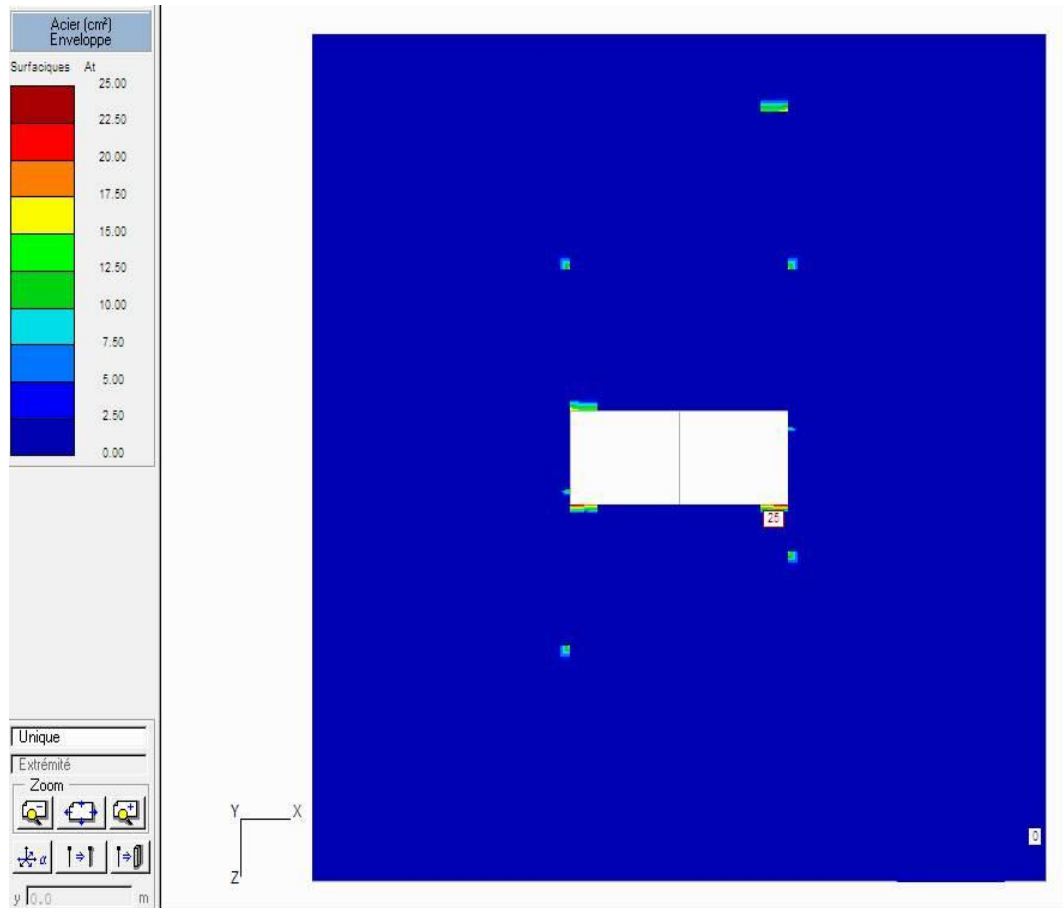


Figure 16: Résultats du ferrailage transversal

Le poinçonnement est vérifié sauf pour quelques appuis pour lesquels on choisi de mettre des armatures de poinçonnement d'une section de 7.5 cm^2 .



Chapitre 2 :

Variante plancher réticulé

Ce chapitre présentera l'étude du bâtiment avec la variante plancher réticulé :

- ✓ **Partie 1** : Calcul manuel
- ✓ **Partie 2** : modélisation sur CYPECAD

I. Généralités sur les planchers réticulés

Introduites au Maroc au milieu des années 90 par les entreprises espagnoles, les dalles réticulées sont aujourd'hui de plus en plus utilisées dans les habitations, les bâtiments d'offices, les salles et halls industriels, les salles d'expositions, les passages et les mosquées.

Puisque le prix du béton est en hausse et que les longueurs des travées sont de plus en plus grandes, la limitation de l'épaisseur du plancher demeure ainsi une tâche difficile, une construction par dalles réticulées peut être ainsi une alternative économique. C'est de ce besoin fonctionnel d'où découle la nécessité d'introduire une nouvelle technique qui répond à ces besoins.

La dalle réticulée appartient à la famille des dalles en béton armé, non homogènes, allégées et armées suivant deux directions orthogonales formant une plaque nervurée.



Figure 17:Dalle réticulée

1. Les paramètres définissant un plancher réticulé sont les suivants

- L'entre axe « e », est la distance séparant les axes de deux nervures consécutives.
- Epaisseur totale du plancher « H »
- Epaisseur de la dalle de compression « C »
- Epaisseur du bloc léger perdu ou récupérable « h »
- Largeur des nervures « b », bien que pour les dalles réticulées avec des caissons récupérables, cette largeur varie d'une manière tronco-pyramidale.

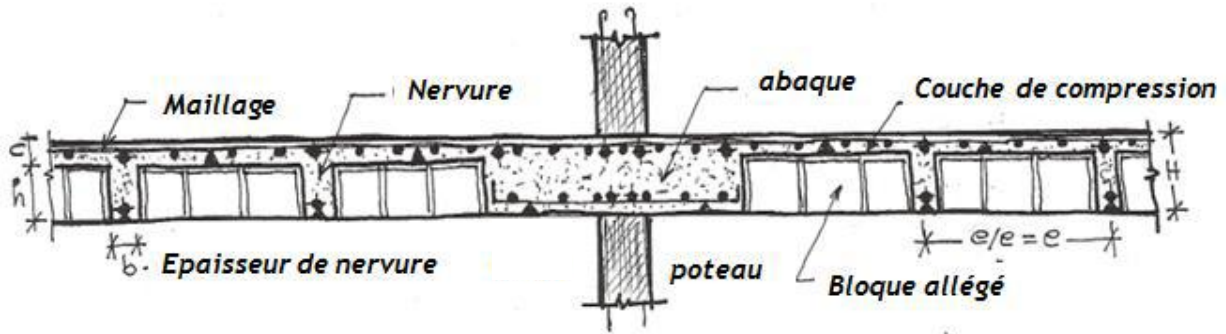


Figure 18: les paramètres caractérisant un plancher réticulé

Une dalle réticulée se définit par $h+c$ (en centimètres) et le type du bloc allégé ($e/e=80\times 80$). Par exemple : dalle réticulée de (25+5) cm à caisson récupérable.

a. abaques :

A l'endroit du croisement des poteaux avec le plancher réticulé, les sollicitations deviennent de plus en plus importantes, c'est pour cette raison qu'on dote le plancher dans ces endroits d'une dalle pleine appelé abaque. L'abaque peut avoir la même épaisseur H que la plaque (tendance actuelle adoptée pour la réalisation de la majorité des dalles planes), comme il peut dépasser la hauteur H et avoir une forme rectangulaire ou tronco-pyramidale à angle 45° appelé chapiteaux dans le cas de dalles ayant de grandes portées et supportant des charges élevées.

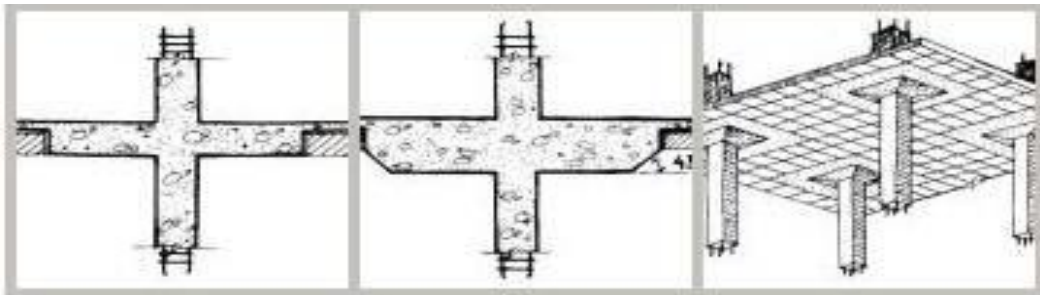


Figure 19: Les chapiteaux

Ces abaques en béton armé sont utilisés pour faire face au problème de poinçonnement provoqué par les poteaux, l'ajout d'une partie champignon à l'abaque dans le cas des surcharges excessives doit être effectué en respectant un angle de 45° au dessous du plancher, cette partie saillante du plancher est appelée chapiteau.

Les chapiteaux sont rarement utilisés car leur coffrage s'avère très compliqué, ils ne sont utilisés que dans les constructions de type industriel ou dans des locaux commerciaux dont les surcharges d'exploitation sont assez élevées.

Les dalles réticulées résistent très bien aux actions verticales quelles soient réparties ou ponctuelles, mais elles sont faibles devant les sollicitations horizontales.

b. couronne :

Dans les planchers réticulés, on trouve aussi des poutres noyées dans l'épaisseur de la dalle ou à très faible retombée. Ce type de poutre sont encastrés dans la dalle et sont conçues pour résister, à la fois, à la flexion et à la torsion. Ces poutres sont appelées « couronnes ».

Les couronnes relient les abaques entre eux, entourent les bords du plancher et enlacent les vides prévus pour les trémies, ascenseurs ou cages d'escaliers.

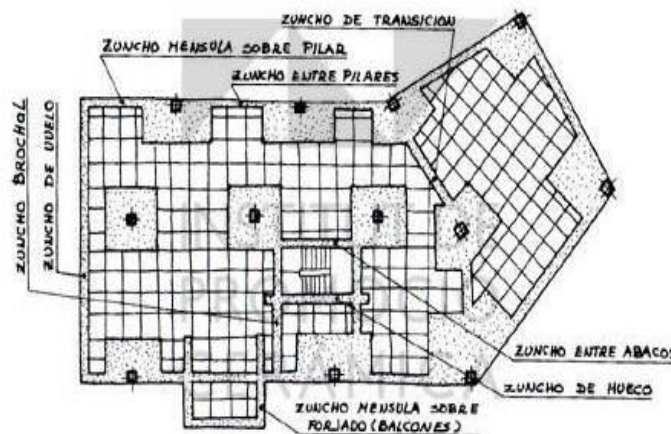


Figure 20: Différents types de couronnes dans la dalle réticulée

2. Typologies des dalles réticulées

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

- Dalle réticulée avec caissons allégés perdus (En céramique ou béton).
- Dalle réticulée avec caissons récupérables.

Dalle réticulée avec caissons allégés perdus :

Blocs creux en béton :

Les dalles réticulées avec blocs creux en béton sont les plus étendues industriellement. Elle présente des nervures avec un entraxe de 80 cm et une largeur de 10cm. Les dimensions du caisson formé avec ces blocs sont de l'ordre de 70*70 cm. Le caisson peut être constitué de 3, 4 ou 6 blocs. La hauteur des blocs varient entre 23 et 35cm avec une couche de compression de 3 à 5 cm.

Notons que plus le nombre de blocs est grand plus la manutention et la mise en œuvre des caissons sont aisées.

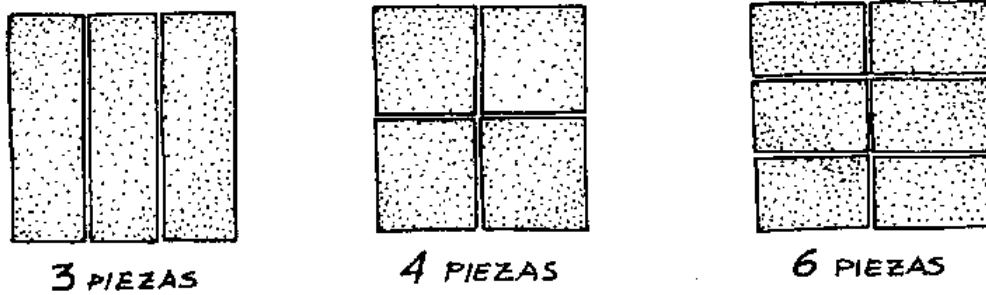


Figure 21: Schéma des caissons allégeant de 70*70 cm avec blocs creux en béton

Blocs en céramique :

L'utilisation des blocs en céramique dans la construction des dalles réticulées présente l'avantage d'être plus légers que les blocs en béton, mais en contrepartie, leur performance en isolation acoustique est moindre.

Dalle réticulée avec caissons récupérables :

L'utilisation des caissons récupérables est la plus répandue, car elle permet de réduire les délais d'exécution.

L'usage des caissons récupérables dans la mise en œuvre des dalles réticulées est primordial lorsque les portées entre appuis dépassent les 7 ou 8 mètres.

Cette classe de dalles réticulées se configure essentiellement avec des caissons e/e de 80 cm. Son coffrage constitue des moules en plastique tronc-pyramidaux qui sont récupérés pour un usage ultérieur.

L'épaisseur minimale des nervures a été unifiée à 12cm et la différence entre les divers moules existant dans le marché est négligeable. Tandis que la hauteur est habituellement égale à 25cm, entrant dans la mise en œuvre des dalles réticulées de 25+5 cm. Ce type est le plus utilisé dans les garages et les sous sols des logements.

On utilise un faux plafond pour cacher les voûtes du plancher réticulé dans les bâtiments à usage d'habitation mais dans les locaux publics on préfère les laisser nus aux visiteurs.

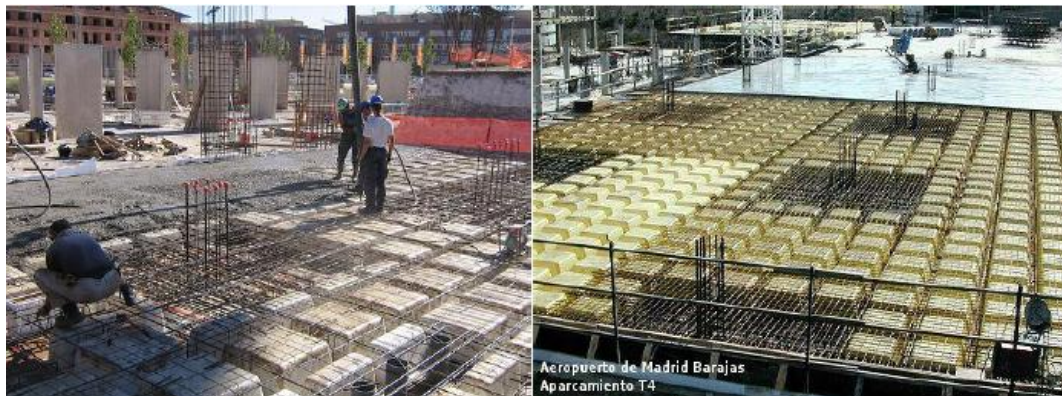


Figure 22: Coffrage d'un plancher réticulé à l'aide des caissons récupérables

Les semi-caissons sont employés en vue d'ajuster la dalle dans les zones étroites ne pouvant pas supporter la taille d'un caisson normal.

3. Caractéristiques géométriques des éléments de la dalle réticulées

Les dimensions minimales des éléments constituant la dalle réticulée, sont spécifiées dans les codes de construction et doivent être respectées.

a. Entre-axe :

La norme espagnole exige que la séparation entre les nervures ne doive pas dépasser 1m. L'entre-axe commercial le plus répandu est de 80 cm dans les deux directions.

b. Nervure :

La modélisation orthogonale des nervures dépend du type de plan de coffrage. En effet, une telle modélisation devrait faire aboutir à la forme la plus structurale et simple à construire. Parfois il serait nécessaire de mettre une bande de transition pour changer la direction des nervures afin d'obtenir une conception harmonique et simple et aussi de minimiser l'excès du béton au niveau des bords lorsqu'il n'y a pas de parallélisme entre ces derniers et les nervures.

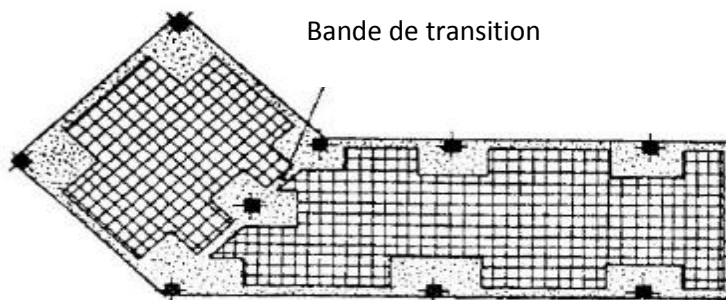


Figure 23: Modélisation des nervures et de la bande de transition

La largeur de la base des nervures recommandée par la norme ne doit pas être inférieure à 7cm ni au quart de la hauteur h du bloc léger récupérable :

$$b > \max\left(\frac{h}{4}, 7 \text{ cm}\right)$$

La largeur minimale des nervures des dalles réticulées avec blocs allégés est de 10 cm. Cette valeur s'avère adéquate pour le comportement que présente face à la flexion et au cisaillement.

Lorsque le plancher doit résister à des charges très élevées (jardins, matériaux stockés, etc.), le problème de cisaillement exige d'élargir les nervures dans les zones proches de l'abaque. La solution la plus commode pour réaliser ceci, est d'enlever certains blocs des

caissons, ainsi, les nervures auront environ une largeur de 33 cm sans modifier la modélisation globale des nervures dans le reste de la plaque.

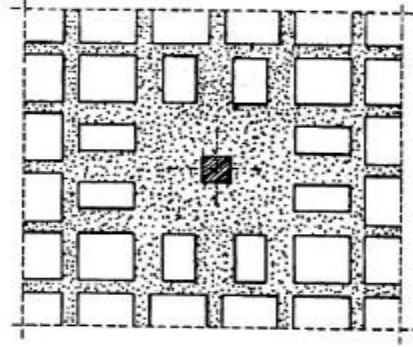


Figure 24: Elargissement des nervures après enlèvement des blocs

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.

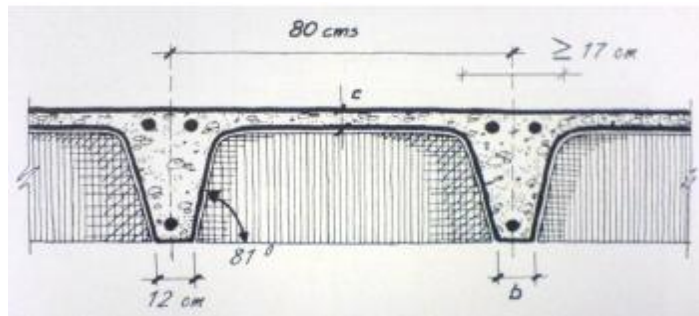


Figure 25: Schéma des nervures des dalles réticulées avec caisson récupérables

c. Les chapiteaux :

La présence des chapiteaux est nécessaire dans le cas des surcharges excessives. Pour leur réalisation, la norme exige une inclinaison utile de 45° pour une résistance meilleure au poinçonnement.

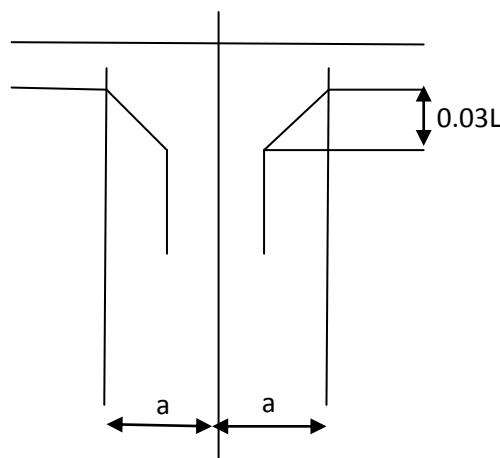


Figure 26: Pré dimensionnement d'un chapiteau



On prend $L/10 < a < L/9$

Avec L est la plus petite portée entourant le poteau.

d. Les abaques :

La zone massive entourant les poteaux dans les dalles réticulées est dite abaques, son rôle est de canaliser les charges que reçoivent les nervures au support poteau et de doter le plancher d'une bonne résistance au poinçonnement.

La norme définit la section de l'abaque des piliers comme suit :

« La distance entre le bord de l'abaque à l'axe de support ne doit pas être inférieure à 0,15 de la portée correspondante au cadre considéré ». Les normes technologiques NTE parlent de 1/6 de la portée, c'est-à-dire 0,166 de la portée.

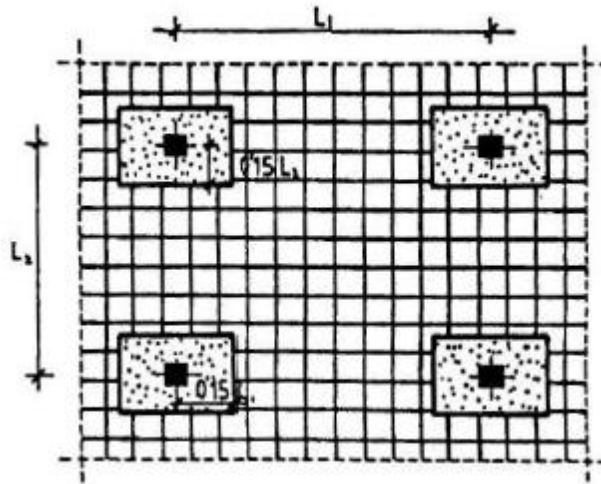


Figure 27: La section des abaques suivant la norme EHE

Mais pour des raisons relatives au coffrage et au bétonnage, il est conseillé dans la pratique de prendre comme mesure pour les rayons des abaques une valeur comprise entre 0.15L et 0.25L.

Lorsque le poteau est de rive, il faut distinguer entre deux cas :

La distance au bord est inférieure à 1 mètre, est dans ce cas il est conseillé d'étendre le abaque jusqu'au bord.

Sinon on prend comme largeur du abaque dans le sens de la partie console le $\max(0.5V, B)$ où V est la distance entre le poteau et le bord.

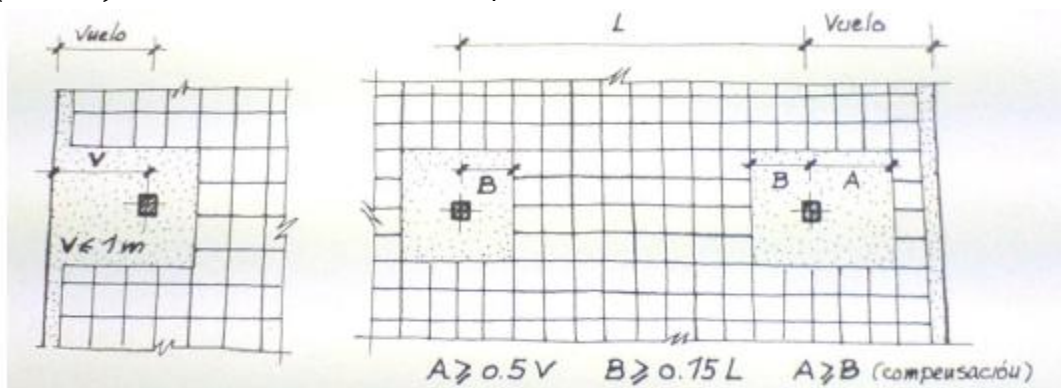


Figure 28: Dimensions des abaques x de bord

Quand les portées et les charges de calcul sont élevées, les abaques x peuvent être dotés d'une épaisseur supplémentaire égale à $0,03L$ avec des bords inclinés de 45° .

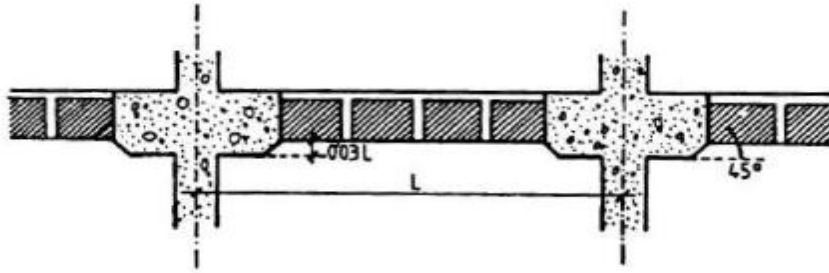


Figure 29: Abaque x avec une épaisseur supplémentaire

Poteaux :

Indépendamment de la charge verticale appliquée sur pilier et qui détermine sa section, le pilier doit répondre à certaines exigences spécifiques.

La norme EH-88 fixe la section minimale des piliers à 25×25 cm. Cette dimension est valable dans le cas de piliers centraux, avec des charges caractéristiques inférieures à 20 t et si il n'y a pas de vide à proximité des piliers qui affecte considérablement le périmètre de poinçonnement de la plaque.

Il est recommandé que La section minimale des dalles réticulées ne doive pas être inférieure à 30×30 cm.

Pour les piliers d'angle, afin d'éviter les problèmes liés au poinçonnement ne devrait être jamais inférieur à 30×30 cm car ils sont calculés à la flexion déviée et supporte un effort normal supérieur dû à la grande variation des moments négatifs en travées de bord. Pour des portées de 5-6 m on pourrait adopter une section de 40×40 cm. Les piliers de rives doivent avoir une section de 40×30 cm pour des portées supérieures à 5 m.

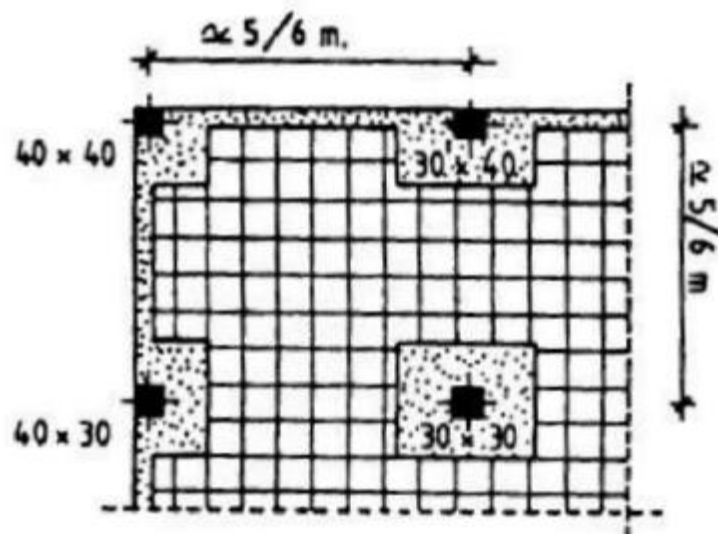


Figure 30: La section minimale recommandée pour les piliers



Pré dimensionnement des poteaux :

$$a_0 \geq 25 \text{ cm}$$

$$b_0 \geq 25 \text{ cm}$$

$$a_0 \geq h_0 + h$$

$$b_0 \geq h_0 + h$$

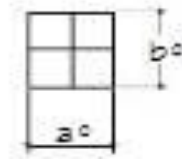
$$a_0 \geq \frac{a_{max}}{20}$$

$$b_0 \geq \frac{b_{max}}{20}$$

Avec :

h : épaisseur de la dalle

h_0 : la retombée du abaque si elle existe



e. Portées et distribution 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 n'ont pratiquement pas de limitation, on peut même arriver jusqu'à 16m.

Pour les bloques perdus, il est difficile de rencontrer des hauteurs de plancher arrivant à 40cm, et donc les portées entre supports sont limitées à 9m jusqu'à 10m. Les portées les plus profitables dans les planchers réticulés tournent autour de 6 mètres avec une marge de 1 mètre. Pour les poteaux de bord, on peut envisager une dalle console qui peut aller jusqu'à 1,5m sur tout le périmètre du plancher.

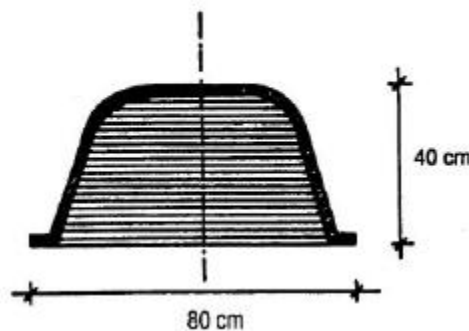
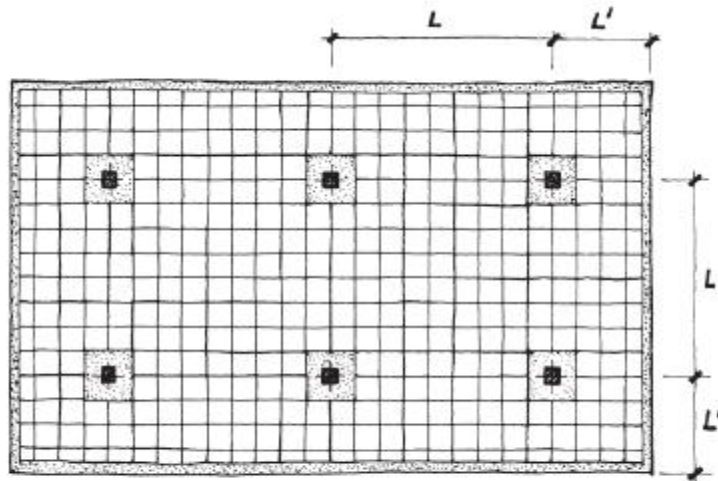


Figure 31: L'épaisseur maximale existante pour un caisson

La distribution correcte des poteaux est celle qui forme la maille la plus carrée possible. Autrement dit, les portées (L) doivent être égales à 6 m avec 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 32:Description des dimensions de la maille

f. L'épaisseur de la dalle :

L'épaisseur du plancher dépend des facteurs suivants :

- Portée entre poteaux
- Portées des dalles consoles
- Degré d'encastrement de la plaque aux bords
- Charges verticales
- Poussées horizontales à prendre en compte.

Dans la norme espagnole (EH-88) article 56.2, il est conseillé pour les plaques allégées de prendre comme épaisseur :

$$h = \frac{\text{portée max de la maille}}{28}$$

En cas d'un porte -à- faux, il est recommandé de se référer au tableau suivant pour déterminer l'épaisseur.

Tableau 10: EPAISSEURS RECOMMANDEE EN CAS D'UN PORTE A FAUX

Longueur en port à faux (m)	Epaisseur (cm)
1	20
1.25	20-23
1.5	23-25
1.75	25-26
2	25-28
2.5	28-30
3	≥30
>3	A étudier

g. La couche de compression :

Pour les caissons récupérables, la norme EHE-88 exige que la couche de compression ait une épaisseur minimale de un dixième de la portée libre entre nervures $C \geq L/10$.

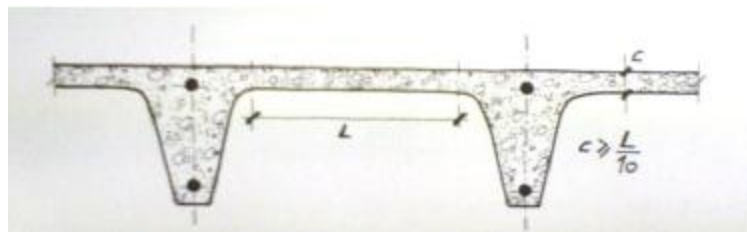


Figure 33: Epaisseur minimale de la couche de compression des dalles réticulées selon l'EHE

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 tout en ajoutant des armatures de répartition dans la maille ».

En cas d'utilisation de blocs perdus, la couche de compression peut avoir une épaisseur de 4 cm.

h. La couronne :

Il s'agit des poutres situées au niveau des bords de la dalle réticulée et des réservations.

Les fonctions des bandes de bords sont les suivantes :

Enlacer et lier la plaque aux poteaux de bord.

Renforcer les abaques en encastrant la plaque au niveau des piliers

Supporter les cloisons des façades.

Contribuer à la résistance aux poinçonnements de la plaque au niveau des poteaux de bords qui sont les plus défavorables.

Redistribuer les efforts anormaux.

En zone sismique, la couronne sert à maintenir la structure bien attachée et bien liée.



Permettre de réaliser des réservations dans les dalles réticulées.

La largeur des couronnes suivant la NTE-EHR, est fixée en fonction de l'épaisseur du plancher :

Tableau 11: LARGEUR DES COURONNES EN FONCTION DE L'ÉPAISSEUR DU PLANCHER

H (cm)	20	25	30	35
B (cm)	25	25	30	35

La norme espagnole EH-88, ignore ces éléments, et se limite en disant que les nervures de bord doivent être liées avec des cadres dont la séparation soit moins de $0.5d$ avec d est la hauteur utile de la plaque.

J. Calavera recommande que la largeur de la couronne ne doive pas être inférieure à la hauteur utile de la plaque.

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.

II. Dimensionnement des structures en planchers réticulés :

1. Introduction

La méthode des portiques virtuels est une méthode de calcul des planchers réticulés qui se base sur une discrétisation de la structure en portiques virtuels. Cette méthode n'est certainement pas la méthode la plus exacte mais elle reste l'approche de calcul la plus simple permettant à l'ingénieur d'aborder d'une manière simple et rapide n'importe quelle structure en planchers réticulés.

2. Philosophie des portiques virtuels

La méthode des portiques virtuels consiste à discrétiser le plancher en bandes, suivant les deux directions orthogonales (OX) et (OY). Chaque portique est constitué d'une file des poteaux appelée bande support et d'une ou deux demi-bandes centrales, la bande-plaque formée par l'union de ces bandes joue le rôle d'une poutre dans la structure du portique virtuel.

En analysant le portique on obtient les efforts dans les différents éléments : les moments positifs et négatifs, les efforts tranchant dans les bandes, et les moments et les efforts normaux dans les poteaux. La méthode simplifiée des portiques virtuels exige la vérification d'une panoplie de conditions pour pouvoir l'appliquer, Toutefois, en pratique, on est souvent confronté à des cas où ces conditions dictées par la norme EHE ne sont pas vérifiées, dans ce cas, on essaye de suivre certaines démarches de modélisation qui permettent de ramener le cas pour qu'il réponde aux conditions de la méthode.

3. Enveloppes de calcul

Le code américain ACI admet pour des charges verticales, une seule combinaison de charge « $g+q$ » qui est appliquée dans toutes les travées, toujours si la surcharge ne dépasse pas les $\frac{3}{4}$ de la charge permanente, dans le cas contraire, il faut prendre en considération les enveloppes de charges suivantes :

La charge permanente dans toutes les travées, et le 75% des surcharges dans la travée d'étude pour la détermination des moments positifs.

La charge permanente dans toutes les travées, et le 75% des surcharges dans les travées adjacentes à la travée d'étude pour la détermination des moments négatifs.

4. Tracé des portiques virtuels

Terminologie :

- Cadre : La zone de plancher délimitée par quatre poteaux voisins formant les sommets d'un polygone à quatre côtés.
- Cadre extérieur : Cadre dont un ou deux cotés sont des poteaux de rive.
- Cadre intérieur : Cadre dont aucun coté n'est de rive.
- Bande latérale : La bande située latéralement sur un cadre ou une file de cadres dont la largeur, dans chaque travée est égale au $\frac{1}{4}$ de la plus petite dimension du cadre.
- Bande centrale : la bande située dans le centre d'un cadre ou d'une file de cadres, et limitée par les deux bandes latérales correspondantes.
- Bande des supports : c'est l'union des deux demi-bandes latérales entourant la file des poteaux.
- Portique virtuel : l'union d'une ou deux demi-bandes des supports et une ou deux demi-bandes centrales.

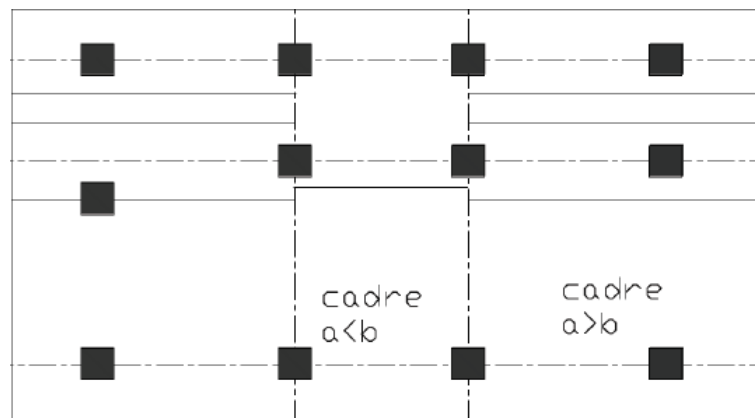


Figure 34:Schéma de Cadres



On envisage 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.

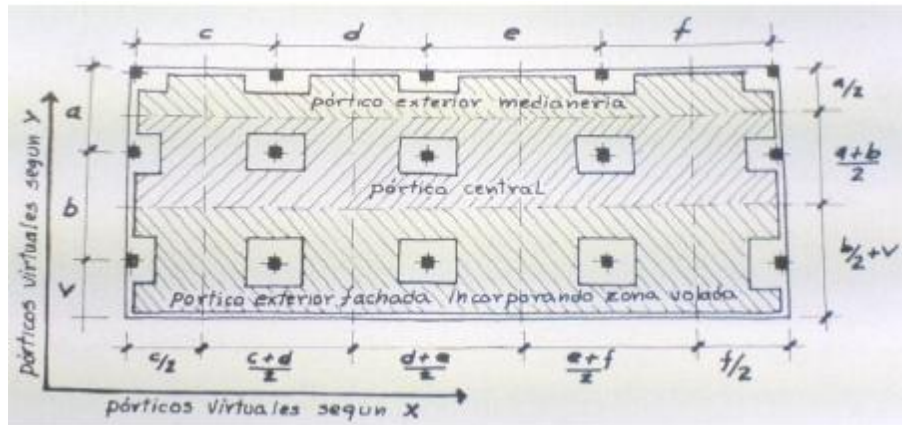


Figure 35: Largeurs de poutres constituant le portique virtuel

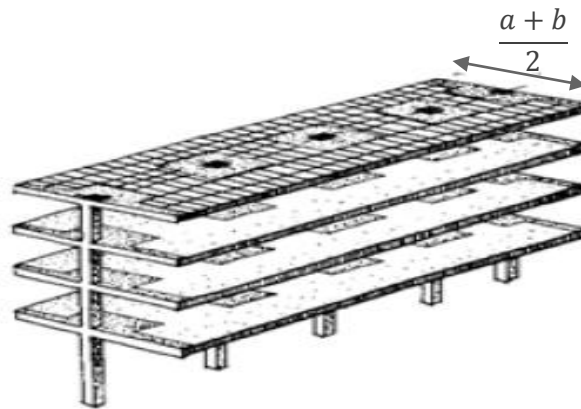


Figure 36: Portique virtuel

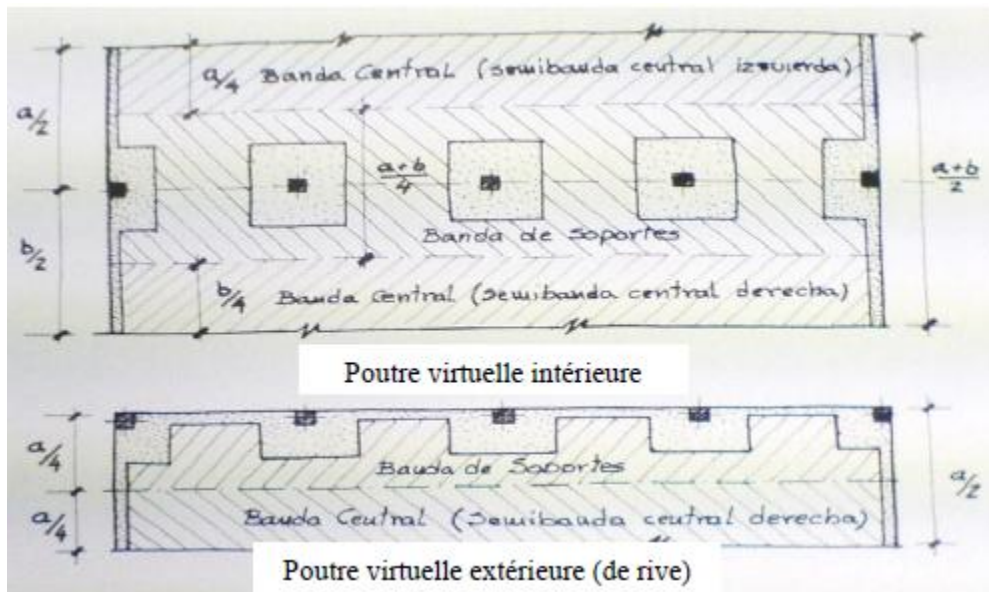


Figure 37: Bandes composantes de la poutre virtuelle



Dans le calcul des portiques, les caractéristiques élastiques des éléments porteurs sont très importantes, en effet, la notion de rigidité à la flexion ou à la torsion joue un rôle capital dans la distribution et la canalisation des efforts.

5. Calcul des rigidités

Dans les planchers réticulés, la transmission des moments de la plaque aux supports s'effectue en partie suivant le travail à la flexion, et le reste suivant la torsion. Pour cette raison, on substitue les rigidités de chaque élément par une rigidité qu'on appellera équivalente pour tenir en compte de ces effets.

On appelle le coefficient de transmission β le rapport entre la rigidité équivalente du poteau sur la rigidité équivalente de la bande-plaque :

$$\beta = \frac{K_{ce}}{K_{pl}}$$

a. Rigidité équivalente du support :

La rigidité équivalente du support est donnée par la formule suivante :

$$\frac{1}{K_{ce}} = \frac{1}{(\sum K_s)} + \frac{1}{(\sum K_t)}$$

$\sum K_s$: La somme des rigidités des poteaux supérieur et inférieur.

$\sum K_t$: La somme des rigidités à la torsion des deux côtés du nœud d'une zone de la plaque de largeur égale à celle du poteau ou égale à celle de la poutre de bord et la bande-plaque.

La rigidité équivalente de n'importe quel support dans un portique virtuel est donnée par la formule simplifiée suivante :

$$K_{ce} = \frac{(4.E.b_0.a_0^2)}{(12h + \frac{\lambda.b.a_0^2.b_0}{H^3})}$$

Avec :

b_0 : La largeur du support

a_0 : Epaisseur

H : Epaisseur du plancher

h : hauteur du support



b : largeur du portique virtuel

Le paramètre λ est donné par le tableau suivant :

Tableau 12: LES VALEURS DU PARAMETRE λ

Epaisseur du poteau a0	λ
H	2.52
1.5H	1.81
2H	1.55
2.5H	1.43
3H	1.35

Dans le cas d'un portique virtuel extérieur, et si on est en présence d'une couronne sans retombée, on n'est pas obligé de corriger la rigidité des poteaux, c'est à dire qu'on conservera dans ce cas la valeur :

$$K_{ce} = K_s = \frac{4 \cdot E \cdot b_0 \cdot a_0^3}{12h}$$

La norme espagnole EHE adopte une simplification à la rigidité équivalente qui est prise égale à la rigidité à la flexion réduite à 2/3, c'est-à-dire :

$$K_{ce} = \frac{2}{3} K_s = \frac{2}{3} \left(\frac{4 \cdot E \cdot I}{h} \right) = 8 \cdot E \cdot I / 3h$$

b. Rigidité équivalente de la bande plaque virtuelle :

Dans le cas des dalles pleines, la rigidité à la flexion d'une travée de portée a est donnée par :

$$K_{pl} = 4 \cdot E \cdot \frac{I_p}{a}$$

Avec I_p est l'inertie de la bande plaque.

Si on est en présence des dalles allégées d'épaisseur constante et d'abaques massives, on pourra prendre comme rigidité à la flexion d'une bande plaque virtuelle la valeur :

$$K_{pi} = 4,8 \cdot E \cdot \frac{I_p}{a}$$

6. Limites de validité

Il existe deux méthodes de portiques virtuels. Dans la norme américaine ACI-318, on distingue entre la méthode simplifiée des portiques virtuels qui n'est appliquée que dans le cas où toutes les charges sont verticales, et la méthode générale des portiques virtuels qui peut être appliquée en présence des charges horizontales.



L'application de la méthode des portiques virtuels simplifiée exige la vérification d'un certain nombre de conditions dictées par la norme américaine ACI-318. Ces conditions sont :

- Il existe un minimum de trois travées dans chaque direction
- Les cadres sont rectangulaires dont le plus grand côté n'est pas supérieur au double du plus petit.
- Deux portées successives dans n'importe quelle direction ne diffèrent pas du 1/3 de la plus grande.
- Les charges sont uniformément distribuées et la surcharge ne dépasse pas le triple de la charge permanente.
- Toutes les charges et les surcharges sont verticales.

7. Calcul des efforts

7.1) Moment isostatique de référence :

Le moment isostatique de référence est donné par la relation suivante :

$$M_0 = \frac{\gamma_f \cdot P \cdot B \cdot L_0^2}{8}$$

Avec :

P : la combinaison de charges : $P=q+g$

B : la largeur de la bande plaque virtuelle

L_0 : la portée entre nus des poteaux.

γ_f : Le coefficient de majoration des actions.

7.2) Déformée d'un plancher réticulé :

Un plancher réticulé qui est soumis à une charge $P=g+q$ uniformément répartie en surface a la déformée suivante :

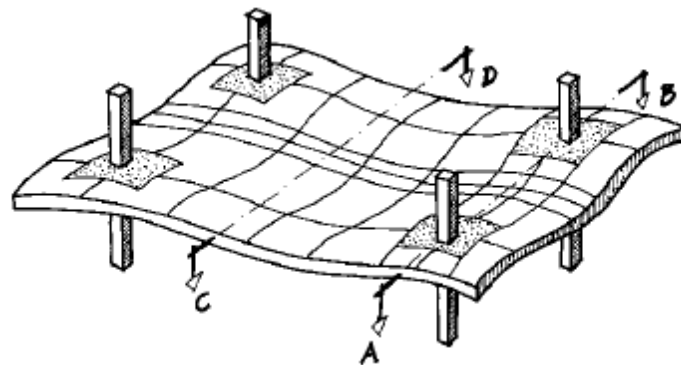


Figure 38: Déformation d'une dalle réticulée

En se basant sur des études faites sur des cas réels, le code américain ACI-318 recommande la distribution suivante des moments en travées :

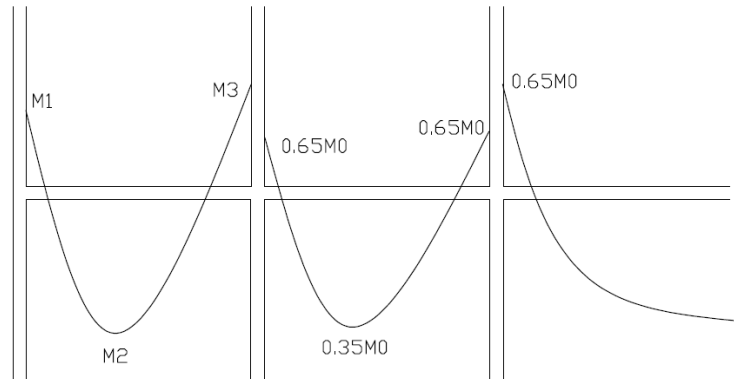


Figure 39: Distribution des moments suivant le code ACI-318

7.3) Moments en travées de bord :

Dans la travée extérieure, on prend en compte l'effet de la rigidité équivalente, on a donc pour les moments $M1$, $M2$ et $M3$ comme montré dans la figure.

Les valeurs des moments sont les suivantes :

$$M1 = \frac{0.65}{(1 + 1/\beta)} M0$$

$$M2 = 0.63 - \frac{0.28}{(1 + 1/\beta)} M0$$

$$M3 = 0.75 - \frac{0.1}{(1 + 1/\beta)} M0$$

7.4) Moments en poteaux :

Les moments dans les poteaux peuvent être estimés à travers les formules simplifiées suivantes :

Pour un poteau extérieur :

$$Me = \frac{0.65 \cdot M0 \cdot Ks}{\sum K}$$

$M0$: Le moment isostatique de référence.

Ks : La rigidité du poteau étudié.

$\sum K$: la somme des les rigidités des trois barres qui traversent le nœud.

Pour un poteau intérieur :

$$M_i = \frac{0.07[(g + 0.5q).L1^2.B1 - g.L2^2.B2].K_s}{\sum K}$$

L1 et B1 (respectivement L2 et B2) étant la longueur de la travée entre nus et la largeur de la bande-plaque de la travée 1 (respectivement travée 2).

8. Distribution des moments résultants globaux dans les bandes centrales et de supports

La méthode des portiques virtuels est une méthode approximative, est de ce fait on essaye dans les différentes études de quantifier d'une manière simple, ce qui se passe réellement dans la plaque une fois qu'elle est libre des étaitements, et qu'elle est soumise à l'action des forces de gravité. Les distributions réelles des moments dans la plaque suivant des lois de type sinusoïdales difficiles à mettre en équations.

a. Moments négatifs :

La distribution des moments en bande des supports a l'allure approximative suivante :

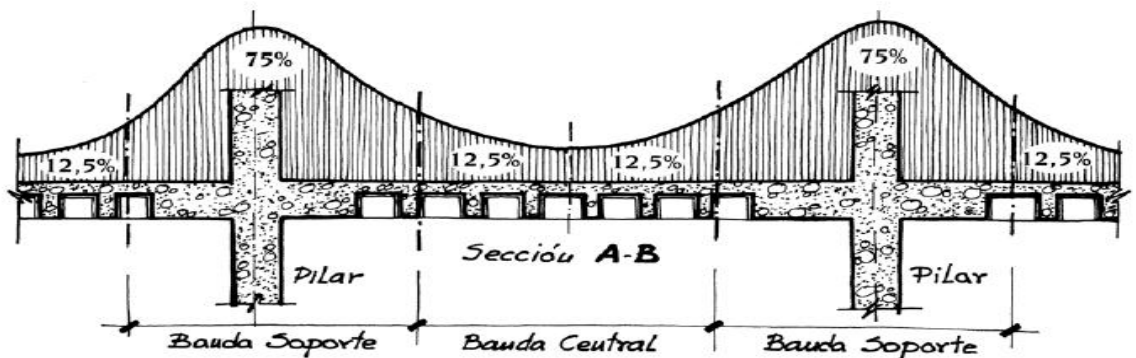


Figure 40: Distribution des moments négatifs dans la section A-B

b. Moments positifs:

La distribution des moments en bande centrales a l'allure approximative suivante :

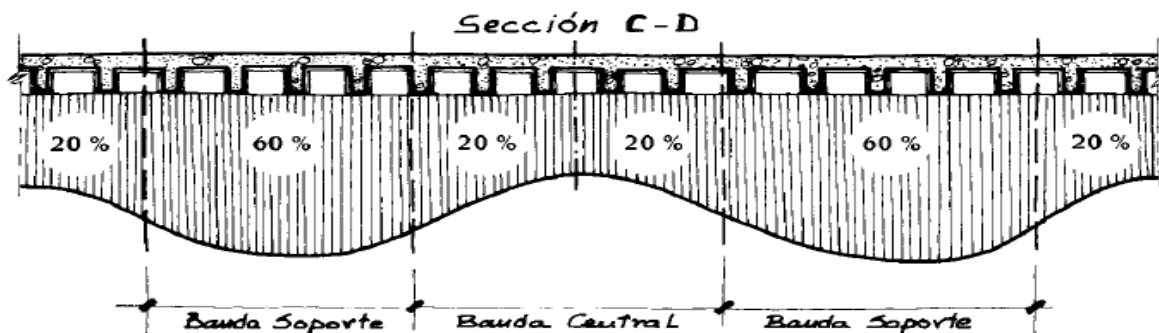


Figure 41: Distribution des moments positifs dans la section C-D

La norme espagnole EHE-88 a dressé des tableaux synthétisant la distribution des moments dans la plaque dus aux charges verticales.

Tableau 13: DISTRIBUTION DES MOMENTS DANS LA BANDE

Distribution des moments dans la bande		
Moments négatifs	En supports intérieurs	En supports extérieurs
Bande de support	75%	100%
Bande centrale	25%	20%
Moments positifs	En supports intérieurs	En supports extérieurs
Bande de support	60%	60%
Bande centrale	40%	40%

L'ingénieur Florentino Regalado Tesoro adopte une autre distribution qui coïncide pratiquement avec le tableau de l'EHE, sauf pour les poteaux périphériques.

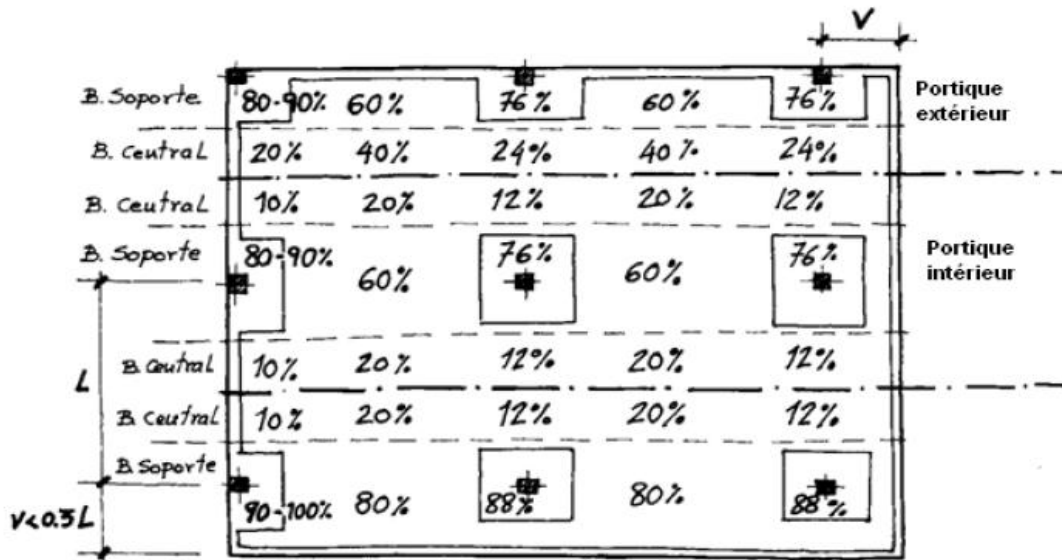


Figure 42: Distribution des moments dans la plaque

III. Dimensionnement des couronnes

1. Introduction

L'importance des couronnes de bord provient du fait que les phénomènes pathologiques dans les planchers réticulés surgissent dans les bords du plancher.

Les essais à échelle réelle qui ont été effectués, ont montré que les fissures se propagent toujours en commençant par les bords, et pour ces différentes raisons, le dimensionnement des couronnes nécessitent une très grande attention.

Sans doute, les couronnes sont les seules structures qui doivent être dimensionnées à trois types de sollicitations :

- La flexion : car les couronnes jouent le rôle d'une poutre noyée dans le plancher qui est soumise à une charge transmise par le plancher et autre par le poids des cloisons de façade qui reposent directement sur celles-ci.
- La torsion : les bords d'un plancher réticulé sont soumis à des torsions provoquées par la flexion du plancher tout entier.
- L'effort tranchant : car les couronnes sont traitées comme toute autre structure horizontale, elles sont calculées à l'effort tranchant.

On distinguera par la suite entre deux types de couronnes :

- Les couronnes de type Z_s : et sont les couronnes appartenant aux bandes des supports.
- Les couronnes de type Z_c : et sont les couronnes appartenant aux bandes centrales.

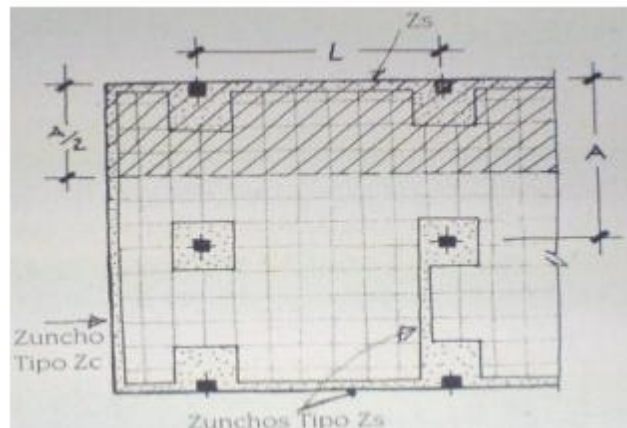


Figure 43: Les types de la couronne

Avec : $A/2$ est la largeur du portique virtuel.



2. Dimensionnement à la flexion

Pour analyser les couronnes à la flexion, les normes espagnoles les considèrent comme une nervure de bord en lui ajoutant la flexion due au poids des cloisons de façade.

Cette considération a eu beaucoup de critiques dans la littérature, car le fait d'assimiler la couronne à une nervure revient à négliger la grande inertie des couronnes qui jouent un rôle important pour reprendre le moment de flexion transmis par le portique virtuel ou elles appartiennent.

Le code américain ACI, prend en considération la rigidité de la couronne, en effet il vient dans le code deux cas :

- Si $\alpha \cdot A/2L > 1$: il faut attribuer à la couronne 85% du moment existant dans la bande des supports.
- Si $\alpha \cdot A/2L < 1$: il faut attribuer à la couronne $0.85 \cdot \alpha \cdot A/2L$ du moment existant dans la bande des supports.

Tableau 14: LES VALEURS DE α EN FONCTION DE LA LARGEUR DU PORTIQUE

Largeur du portique (A)	α	$0,85 \alpha \cdot A/2L$
3	0,40	0,17
3,5	0,34	0,15
4	0,30	0,13
4,5	0,26	0,11
5	0,24	0,10
5,5	0,22	0,09
6	0,20	0,09
6,5	0,18	0,08
7	0,17	0,07
7,5	0,16	0,07

En effectuant cette considération du code ACI, on trouve que le pourcentage du moment qui est attribué aux couronnes est inférieur à celui qui est attribué à une seule nervure de la bande des supports, et par suite il vient dans les publications de « CYPE-ingenieros » de considérer comme moment attribué aux couronnes la somme du moment affecté à une nervure de la bande des supports et le pourcentage attribué à la couronne du moment total de flexion considérant le rapport de rigidité.

Tableau 15:POURCENTAGES DE FLEXION A AFFECTER AUX COURONNES

Bandes de bord type Z_s (de supports)				
Largeur du portique (A)	Nombre de nervures théoriques	Nombre de nervures réelles	% du M total NEGATIF (-)	% du M total POSITIF (+)
3	2,87	2	67%	67%
3,5	3,1	3	53%	45%
4	3,5	3	51%	43%
4,5	3,81	3	49%	40%
5	4,13	4	40%	34%
5,5	4,44	4	39%	33%
6	4,75	4	38%	32%
6,5	5,06	5	33%	28%
7	5,38	5	32%	27%
> 7	-	-	30%	25%

Bandes de bord type Z_c (centrales)				
Largeur du portique (A)	Nombre de nervures théoriques	Nombre de nervures réelles	% du M total NEGATIF (-)	% du M total POSITIF (+)
3	1,5	2	21%	45%
3,5	1,75	3	17%	30%
4	2	3	16%	29%
4,5	2,25	3	16%	29%
5	2,5	4	13%	23%
5,5	2,75	4	12%	22%
6	3	4	12%	22%
6,5	3,25	5	11%	19%
7	3,5	5	10%	18%
> 7	>3,50	-	10%	17%

Pour le calcul manuel des couronnes de bord, on propose les formules pratiques suivantes pour déterminer les moments de flexion à considérer dans le dimensionnement.

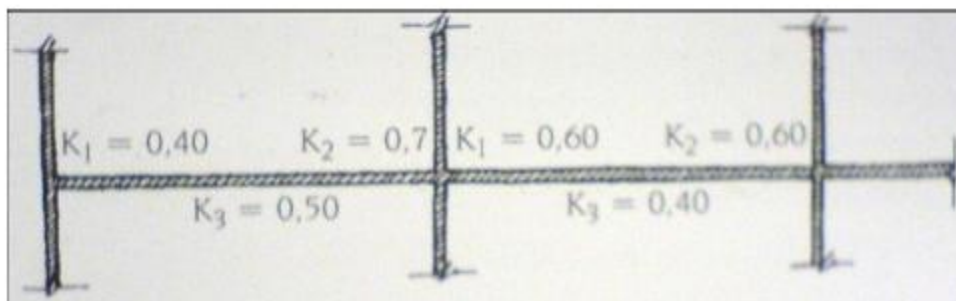


Figure 44:Coefficients à considérer pour le calcul des moments de flexion des couronnes



Le moment isostatique dans une travée est donné par la relation :

$$M_o = P_1 \cdot A \cdot L / 16 + P_2 \cdot L^2 / 8$$

Avec : $A/2$: la largeur du portique virtuel

L : la portée entre axes des poteaux

P_1 : la charge totale du plancher par m

P_2 : la charge linéaire du poids des cloisons de façade

Notons : M_i le moment à gauche dans une travée

M_d le moment à droite dans une travée

M_v le moment en travée

$$M_i = 0.87 \cdot \sigma(-) \cdot K_1 \cdot M_o$$

$$M_d = 0.87 \cdot \sigma(-) \cdot K_2 \cdot M_o$$

$$M_v = 0.87 \cdot \sigma(+) \cdot K_3 \cdot M_o$$

Avec :

0.87 est le coefficient de réduction appliqué au moment isostatique pour tenir en compte du volume des poteaux.

$\sigma(-)$ et $\sigma(+)$ sont respectivement les pourcentages du moment positif et négatif à appliquer.

3. Dimensionnement à la torsion

La torsion dans les couronnes n'est pas suffisamment étudiée, on trouve dans la norme espagnole une grande simplification du dimensionnement à la torsion :

Dans la norme EH-88, on recommande que les couronnes doivent avoir des armatures transversales de diamètre 6mm à 8mm pour un espacement de $0,5d$ avec d est la hauteur utile du plancher et ces armatures seront capables d'absorber les efforts produits par la torsion et l'effort tranchant. Ces recommandations de la norme espagnole, trouvent de nombreuses critiques, car elles négligent par ce fait plusieurs facteurs qui régissent la torsion dans les couronnes, parmi ces facteurs on trouve :

- Type d'action
- Portées entre poteaux
- Nombre de poteaux dans chaque direction
- Hauteur des parties massives du plancher



- Epaisseur du plancher
- Largeur des couronnes
- Epaisseur et entre-axes des nervures.

Le code Américain ACI prend en compte ces différents aspects, le moment maximum de torsion dans la plaque est donné par la formule :

$$M_t = 0,5(1 - \lambda). M$$

Avec :

$$\lambda = \frac{1}{1 + \frac{2}{3} \sqrt{\frac{c_1 + d/2}{c_2 + d}}}$$

C1 et C2 étant les dimensions du poteau.

D la hauteur utile du plancher.

M est le moment isostatique donné par :

$$M = P_1 \cdot A^2 \cdot \frac{L}{18}$$

Tels que :

A : la largeur du portique virtuel.

L : portée entre-axes des poteaux.

P1 : charge uniforme totale du plancher par m².

Remarque :

Etant donné qu'en général, les valeurs de λ varient entre 0.6 et 0.7, on trouve pour M_t une valeur approximative de :

$$M_t = 0,011 \cdot P_1 \cdot A^2 \cdot L$$

Pour les armatures calculées à la torsion on se réfère au règlement BAEL 99 (art A.5.4) :

Armatures longitudinales :

$$\frac{\sum Al}{u} fe = \frac{Tu}{2\Omega}$$

Avec :

$\sum Al$: La section des armatures longitudinales ;

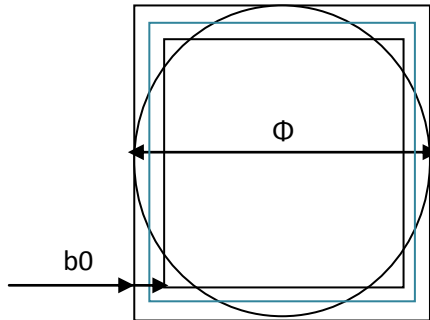
u : le périmètre du contour d'aire Ω ;



T_u : le moment de torsion ;

Ω : l'air de contour tracé à mi-épaisseur de la paroi.

Pour un profil plein de forme convexe, on remplace la section réelle par une section creuse équivalente dont l'épaisseur de paroi est égale au sixième du diamètre du cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour extérieur.



Avec :

Φ : le diamètre du cercle inscrit dans le contour extérieur ;

b_0 : épaisseur de la section creuse équivalente prise égale à : $b_0 = \Phi/6$

Armatures transversales :

$$\frac{A_t}{S_t} f_{ed} = \frac{T_u}{2\Omega}$$

A_t : section des armatures transversales ;

S_t : l'espacement des armatures transversales ;

f_{ed} : la résistance de calcul des aciers à l'ELU.

IV. Vérification au poinçonnement

Le comportement au poinçonnement est très important dans les structures à planchers réticulés car leur ossature possède des supports qui reposent directement sur une dalle continue, et par suite sont les bâtiments à plancher-dalle en général et à plancher réticulés en particulier les plus exposés au phénomène du poinçonnement.

L'étude du comportement du plancher face au poinçonnement relève d'une importance capitale car les ruptures dues à ce phénomène apparaissent d'une manière brusque et sans préalable avertissement.

Pour éviter ce phénomène, il est conseillé d'augmenter l'épaisseur du plancher, et la section des poteaux, en évitant les réservations dans des zones proches aux poteaux. En général, ces précautions à prendre non seulement éviteront l'apparition du poinçonnement mais vont aussi donner à la plaque une grande stabilité et vont la mettre à l'abri des flèches excessives.

Par la suite, nous exposeront les démarches de la vérification du poinçonnement suivant la norme « EHE » avec des simplifications pour des cas concrets.

1. Périmètre critique de poinçonnement

La rupture par poinçonnement d'une plaque sur un poteau, se produit suivant une surface tronco-pyramidal qui arrache sensiblement la plaque avec une inclinaison comprise en général entre 30° et 35° .

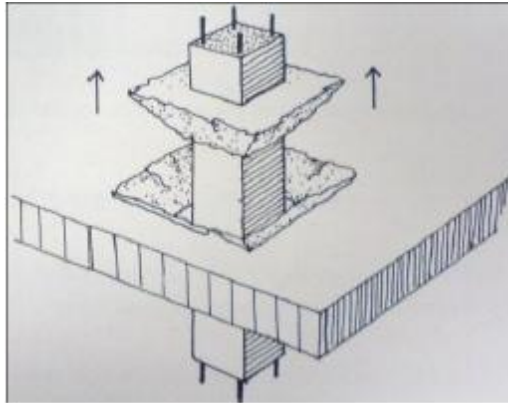


Figure 45:Rupture tronco-pyramidal par poinçonnement

Le périmètre délimité par la partie de la plaque emportée par le support lors de la rupture est donné comme le périmètre calculé à une distance égale à $d/2$ avec d la hauteur utile de la plaque mesuré du nu des supports.

L'étude du poinçonnement se concentre sur les points suivants :

- Détermination de la superficie de poinçonnement la plus défavorable autour des poteaux ou périmètre critique.
- Détermination des efforts défavorables qui peuvent produire le poinçonnement dans la dalle.
- Calcul des contraintes tangentielles dans la superficie critique du poinçonnement.
- Analyse et comparaisons des contraintes tangentielles résultantes avec les contraintes admissibles, et calcul des armatures transversales de poinçonnement, si le béton à lui seul ne suffit pas pour résister à ces efforts avec sécurité.

2. Superficie théorique critique du poinçonnement

La superficie critique du poinçonnement dans les dalles est déduite de la superficie de la section parallèle au périmètre de l'appui située à une distance critique que nous définissons par :

$$d_{crit} = K_1 \cdot d \quad \begin{cases} K_1 = 0,5 (EH - 91; ACI; BAEL) \\ K_1 = 1,5 (EC - 2) \\ K_1 = 2 (EHE - 99) \end{cases}$$

d : Epaisseur utile de la dalle.

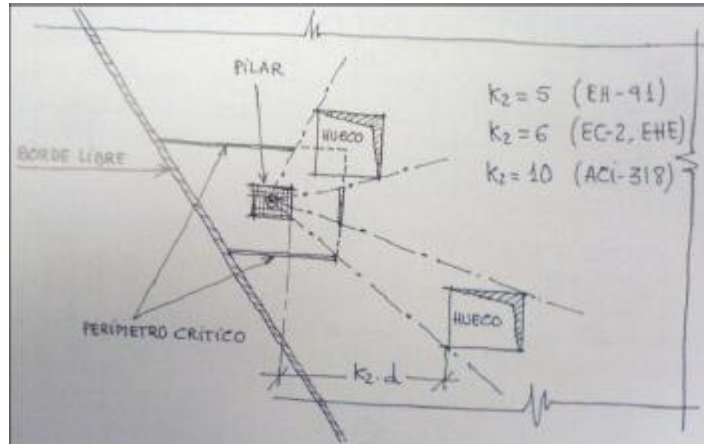


Figure 46: Périmètres critiques du poinçonnement selon les différentes normes

Le périmètre critique est réduit S'il existe des vides à une distance qui ne dépasse pas cinq fois l'épaisseur utile de la plaque calculée à partir de l'axe du poteau.

$$d_{crit} = \frac{d}{K_2} \quad \begin{cases} K_2 = 5 (EH - 91) \\ K_2 = 6 (EC - 2) \\ K_2 = 10 (ACI - 318) \end{cases}$$

Considérons le périmètre critique comme un ensemble de segments dont les extrémités sont définit par leurs coordonnées, à partir d'un système de référence cartésien d'origine le centre du poteau.

Le périmètre critique utile est déduit de la somme de tous les segments :

$$P_c = \sum \sqrt{|x_f - x_i|^2 + |y_f - y_i|^2}$$

Et la superficie critique de poinçonnement sera :

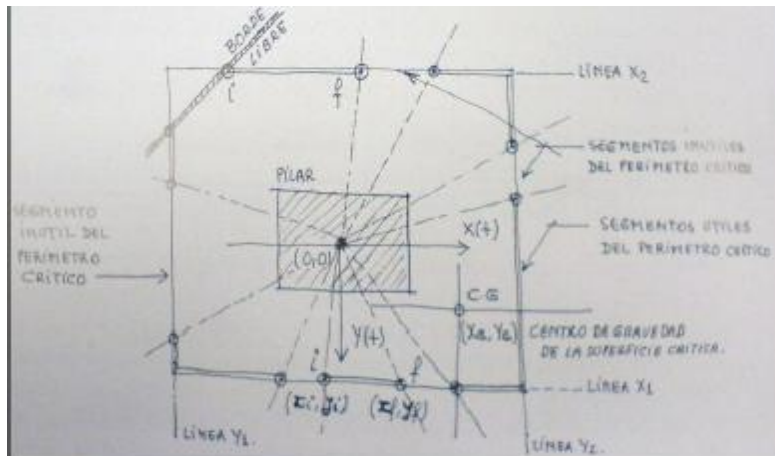


Figure 47: Segments utiles et inutiles du périmètre critique en présence des vides.

3. Vérification

La contrainte tangentielle τ calculée aux efforts des moments et d'effort tranchant, doit être inférieure à la résistance du béton au poinçonnement f_{cp} qui est donnée dans la norme espagnole égale à $2f_{ct}$.

L'expression de la vérification au poinçonnement est donc la suivante :

$$\tau = \frac{Vd}{Ac} + \left(\frac{\alpha_x \cdot M1}{J_y} \right) \times X + \left(\frac{\alpha_y \cdot M2}{J_x} \right) \times Y < f_{cp} = 2f_{ct}$$

Avec :

τ : contrainte tangentielle mesurée au point X, Y ;

Vd : réaction du support diminuée de la charge appliquée dans la zone du périmètre critique ;

Ac : aire critique égale à $P_c \cdot d$ avec P_c est le périmètre critique ;

$M1$: différence des moments fléchissants dans les cotés de la section Y-Y ;

$M2$: différence des moments fléchissants dans les cotés de la section X-X ;

J : moment d'inertie combiné à la section critique suivant chaque axe ;

α : fraction du moment qui produit réellement une contrainte tangente.

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 : $\alpha \cdot M$

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

α est exprimée par :

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

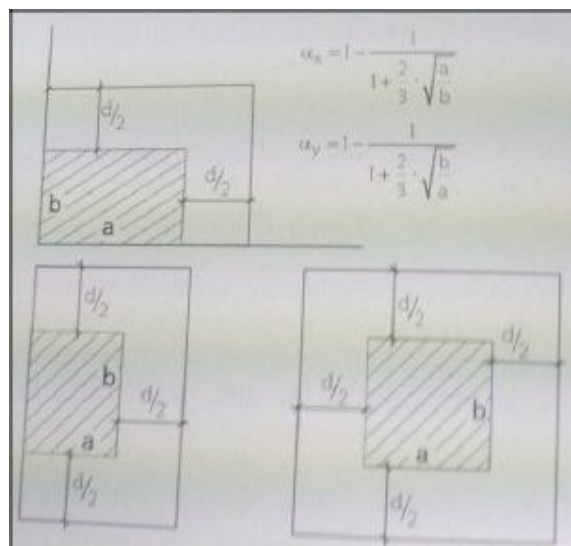


Figure 48: Expressions de α

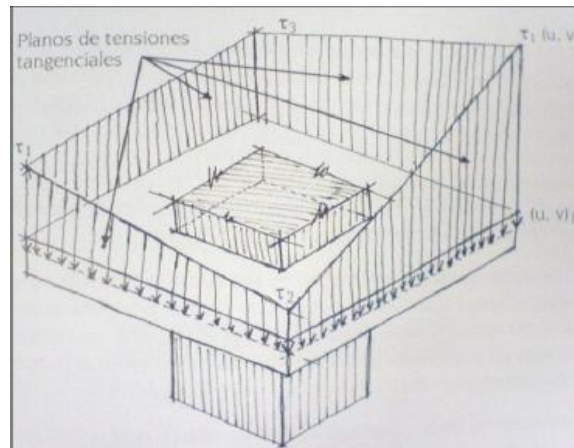


Figure 49: Courbes des contraintes tangentielles dans le périmètre critique

Connaissant les courbes de contraintes tangentielles dans la section critique, on procède à leurs analyses :

- Si les contraintes tangentielles sont inférieures à la contrainte de poinçonnement admise pour le béton, $f_{cp} = 2.f_{cv}$ selon la norme EH-91, la section se trouve dans de bonnes conditions face au poinçonnement, et il n'est point nécessaire de calculer les armatures transversales de poinçonnement.
- Si la contrainte maximale résultante ne dépasse pas 30% de la contrainte f_{cp} et la contrainte médiane reste aussi inférieure à cette dernière, nous pouvons admettre que la section est suffisamment sécurisée face au poinçonnement, et il n'est point nécessaire de calculer les armatures transversales.
- Quand la τ_{max} résultante est supérieure à $3.f_{cv}$, les bielles obliques de compression dans le béton peuvent subir des rotations. La section dimensionnée est manifestement insuffisante, ainsi il faut procéder de la manière suivante :
 - Augmenter la résistance du béton.
 - Augmenter la section du poteau.
 - Augmenter l'épaisseur de la plaque. Cette solution est la meilleure quoiqu'elle reste la plus couteuse.
 - Placer des profils métalliques croisés sur le poteau, incorporé dans l'épaisseur de la plaque à cause de la difficulté que présente au niveau du bétonnage, Cette solution demeure très limitée.
 - Mettre en œuvre des colliers métalliques qui élargissent artificiellement le poteau.



- Quand les contraintes maximales dépassent la contrainte admissible ($2.f_{cv}$) sans pour autant atteindre le seuil critique de $3.f_{cv}$, le problème peut être résolu avec la mise en place d'armatures transversales face au poinçonnement ; une solution raisonnable et peu coûteuse.

4. Ferrailage

Les armatures de poinçonnement doivent combler l'effort de traction résiduel donné par la valeur :

$$F_{res} = Vd - f_{c28}.Ac$$

L'effort de compression assuré par les armatures de poinçonnement est donné par :

$$V_{su} = 0.9\sqrt{2}.d.(n.Ab.f_{ac})/s$$

Avec :

A_b : aire de la section d'acier ;

f_{ac} : limite de compression élastique d'acier ;

n : nombre d'armature d'acier ;

s : distance de la partie tendue d'acier ;

d : hauteur utile.

Parmi les topologies d'armatures les plus fréquemment utilisées pour résister aux efforts tranchant, nous citons :

- Les barres inclinées à 45°
- Les étriers verticaux (bandes croisées)
- Les barres verticales en forme de Z

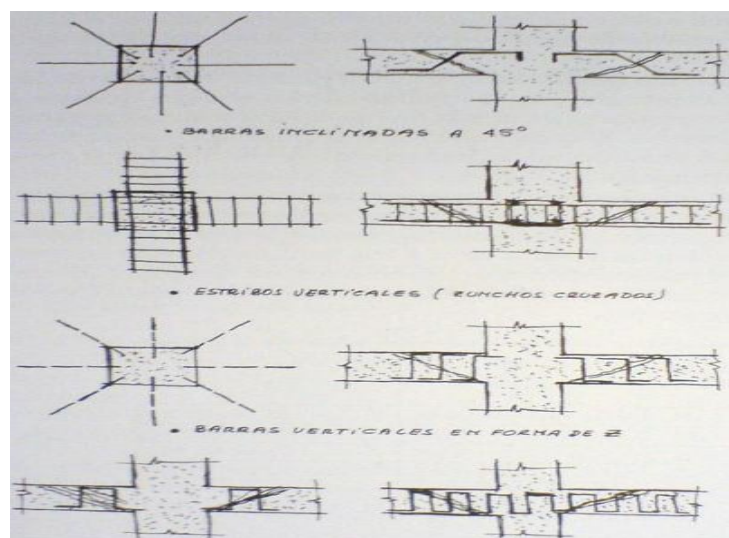


Figure 50: Typologie des armatures fréquemment employées face au poinçonnement

Armatures inclinées à 45° :

Les barres inclinées à 45° sont faciles à mettre en œuvre. En général, il suffit de mettre en place un ensemble de barres de $\phi 10$ pour résoudre le problème dans les cas usuels et, seulement dans les cas exceptionnels de surcharges anormales qu'il est nécessaire de recourir à la solution mixte des étriers verticaux et barres inclinés de diamètre supérieur.

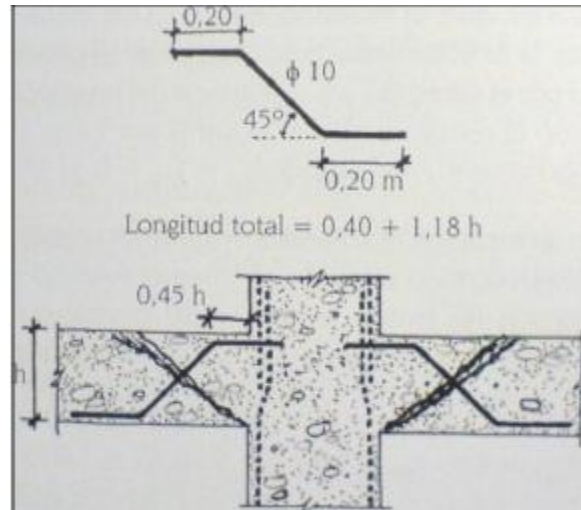


Figure 51: Armatures inclinées à 45°

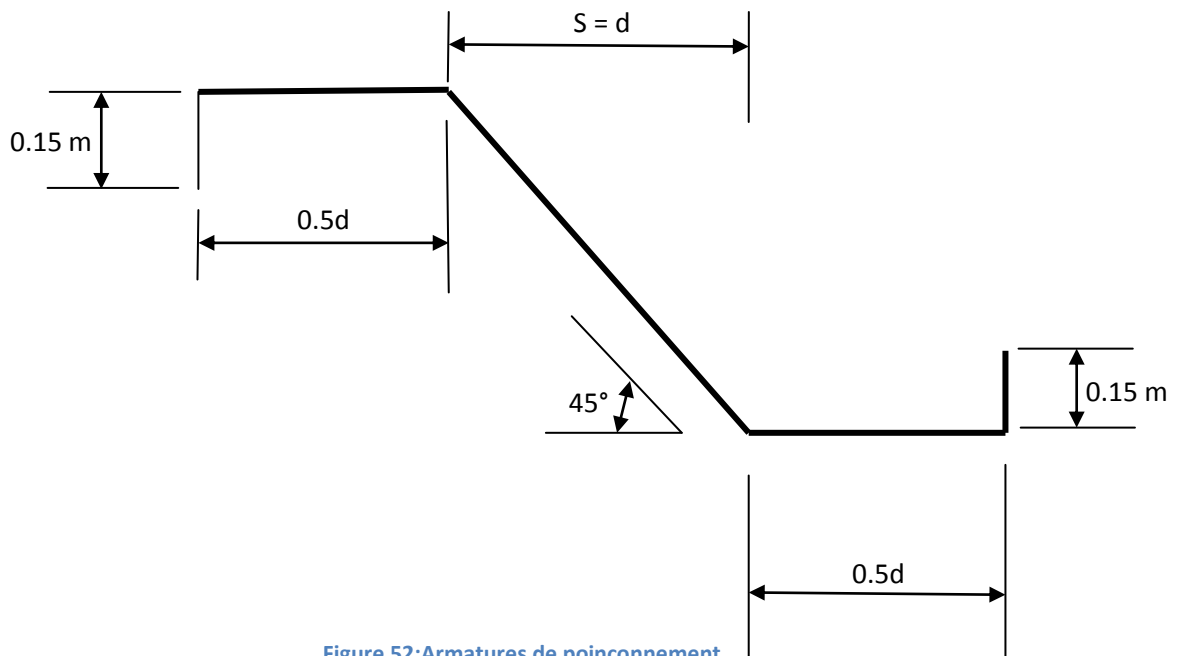


Figure 52: Armatures de poinçonnement

V. Vérification du plancher à l'effort tranchant

Le calcul à l'effort tranchant s'effectue en considérant la charge s'exerçant sur une bande plaque du portique virtuel.

Pour bien expliquer notre propos soit le portique virtuel suivant :

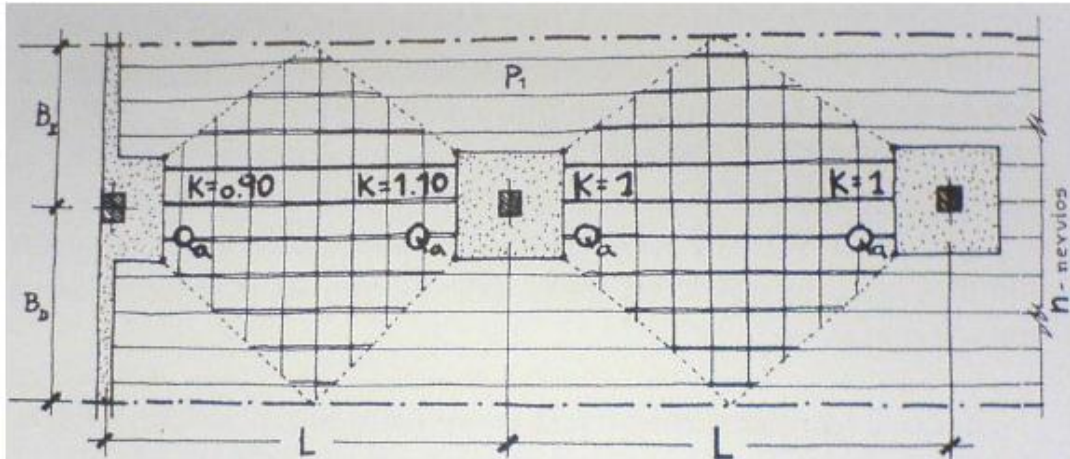


Figure 53: Calcul de l'effort tranchant dans les planchers réticulés

La zone hachurée dans le portique virtuel ci-dessus représente la surface à considérer pour le ferrailage à l'effort tranchant dans les nervures.

L'expression de l'effort tranchant est :

$$V_a = [k \cdot 2L \cdot (B_1 + B_2) \cdot P] / 9$$

$$V_a = [k \cdot 2L \cdot B \cdot P] / 9$$

L'effort tranchant s'exerçant sur chaque nervure est de :

$$V_n = V_a / n$$

Avec :

B est la largeur du portique virtuel

P est le chargement total par m^2

K est un coefficient qui dépend des moments extrêmes dans la travée (voir figure ci-dessus).

Dans le cas où l'entre axe des nervures est 0.8 m, la formule de l'effort tranchant s'exerçant sur chaque nervure :

$$V_n = 0.35 k \cdot L \cdot P$$

Généralement les structures avec planchers réticulés qui sont dimensionnés à l'effort tranchant sont les garages, les locaux de commerce etc. mais rarement dans des bâtiments à usage d'habitation.

La vérification à l'effort tranchant dans une bande plaque virtuelle de largeur B peut se faire suivant la relation suivante :

$$\tau_u = n V_n / B_d < \text{Min} (0.19 f_{c28} ; 4 \text{MPa})$$

Avec n est le nombre de nervures dans la bande.

VI. Dispositions constructives du ferrillage en planchers réticulés

1. Armatures des nervures

En planchers réticulés les armatures des nervures sont croisées et par suite dans le lieu de croisement de ces armatures, on constate qu'une de ces armatures bénéficie d'un enrobage maximale, en pratique il est conseillé que les armatures des nervures de grande portée soient déposées au dessus de ceux des nervures de petite portée.

L'enrobage conseillé en pratique pour nervures en planchers réticulés oscille entre 15 mm et 20mm

Disposition des armatures de flexion positive :

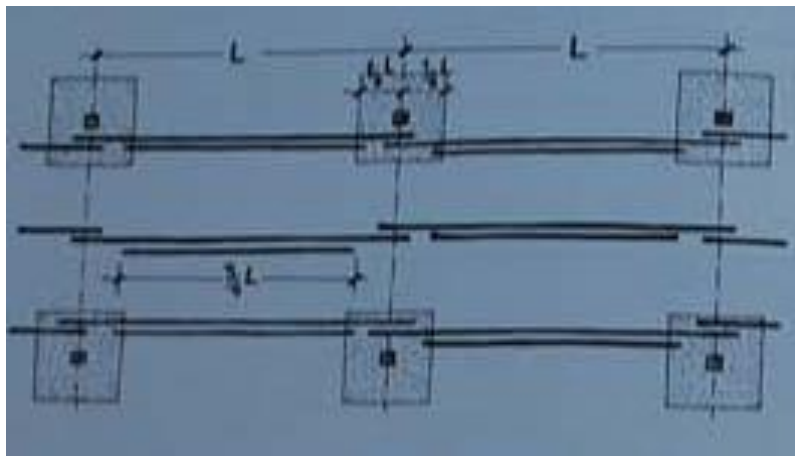


Figure 54: Disposition des armatures de flexion positive

Disposition des armatures de flexion négative :

La longueur et le positionnement des armatures négatives ne posent en général aucun problème, les longueurs de ces barres doivent répondre au critère suivant :

- Dans la bande des supports on prend comme longueur à l'axe $1/3L$
- Dans la bande centrale, on prend comme longueur $1/4L$

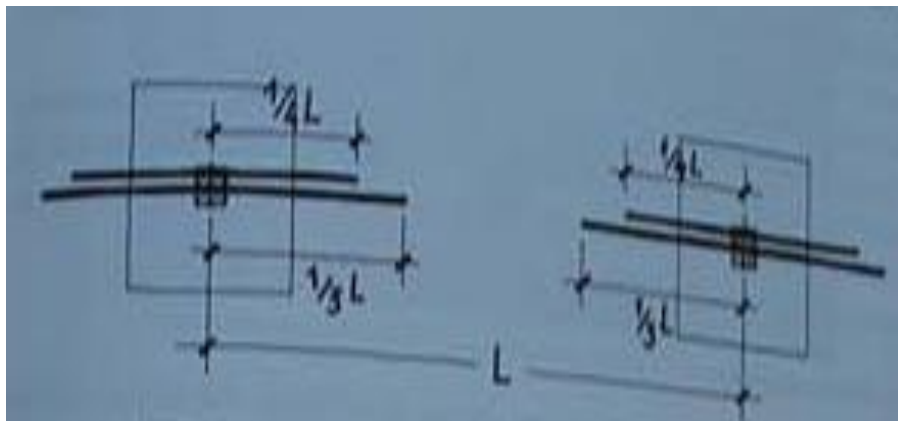


Figure 55: Disposition des armatures de flexion négative



Raccordement des armatures des nervures avec les couronnes de bord :

Le raccordement des armatures négatives ou positives avec les cadres des couronnes de bord s'effectue avec un ancrage extérieur droit d'angle 90° de longueur supérieure ou égale à 20 cm.

2. Armatures des abaques

Les fonctions principales des armatures d'abaques doivent tout d'abord assurer la liaison entre la plaque et le poteau, et aussi, reprendre les moments de flexion négative qui agissent au niveau des appuis

Les armatures supérieures et inférieures doivent être déposées suivant le schéma défini ci-dessous, les armatures de poinçonnement peuvent être placées après le montage des armatures tendues d'abaque, les dimensions des armatures supérieures sont généralement supérieures dans les plans du béton armé, et parfois ces armatures sortent du périmètre d'abaque et vont s'appuyer sur les caissons récupérables, ce qui provoque un problème pour l'enrobage au dessus de la couche de compression ; pour palier à ce problème ces barres supérieures doivent être découpées dans le chantier en prenant en compte les dimensions réelles des abaques et en prévoyant l'enrobage nécessaire pour chaque barre d'acier.



Figure 56: Armatures des abaques

Dans les abaques de rive ou de coin, les armatures positives ou négatives arrivant aux couronnes de bord doivent être liés comme le cas des nervures avec un ancrage extérieur droit d'angle 90° de longueur supérieure ou égale à 20cm.

VII. Dimensionnement manuel du plancher réticulé

1. Pré dimensionnement des éléments du plancher réticulé

- Entre axe : on prend 80 cm (l'entre axe le plus utilisé)
- Largeur de la nervure : $b=12$ cm (caissons récupérables)
- Epaisseur de la dalle de compression : $c = 5$ cm
- Epaisseur du plancher : $H=L_{max}/28 = 8/28 = 0.286$ m donc soit $H=30$ cm
- Epaisseur de base de nervure = $12 > h/4 = 25/4 = 6.25$ et $h > 7$ OK
- Dimensions des abaques x : La distance entre centre poteau et bord abaque ne doit pas dépasser $0.15 L$. Les distances à considérer sont :

$0.15 \cdot 8 = 1.2$ m et $0.15 \cdot 6 = 0.9$ m (voir figure ci-dessous)

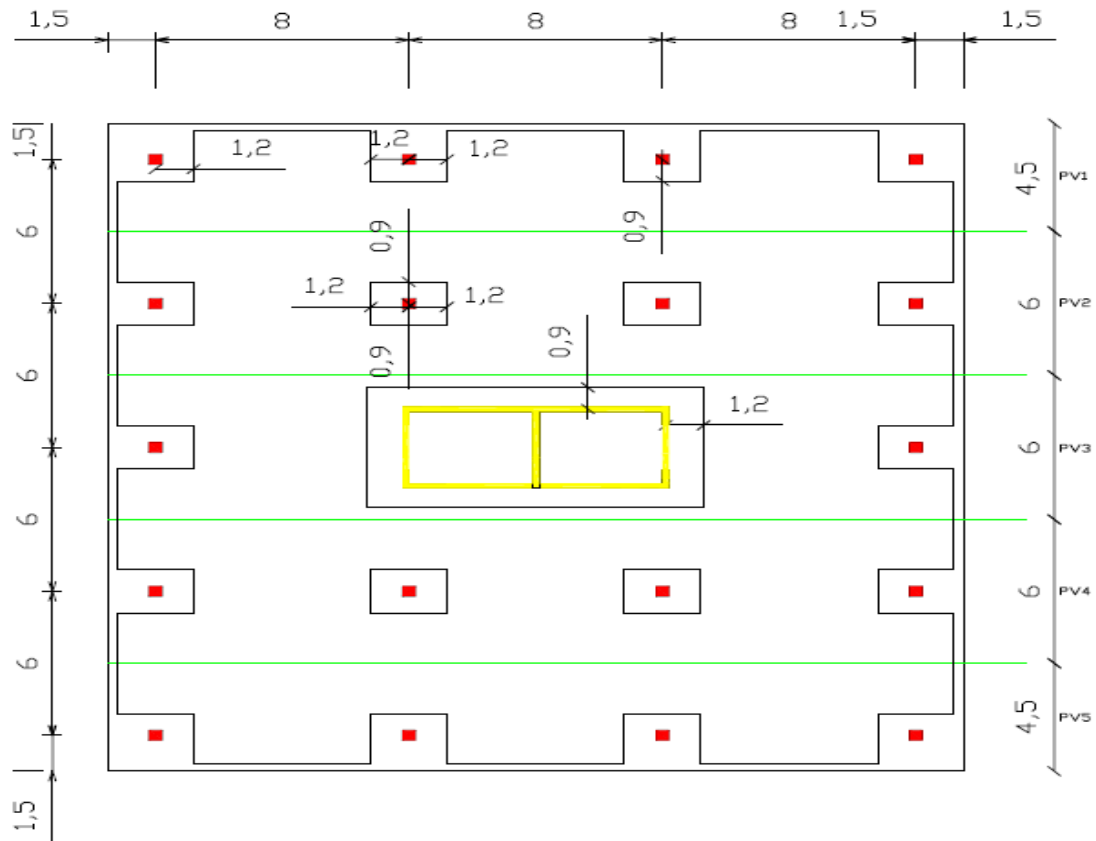


Figure 57:Dimensions des abaques et couronne

2. Pré dimensionnement des poteaux

Tableau 16:DIMENSIONS DES POTEAUX

Poteau	amax	bmax	amax/20	bmax/20	a*b
P1	8	6	0,4	0,3	40*30
P2	8	6	0,4	0,3	40*30
P3	8	6	0,4	0,3	40*30
P4	8	6	0,4	0,3	40*30

De point de vue architectural, on prendra tous les poteaux carrés et identique de dimensions 40*40 cette section vérifie les exigences de la norme espagnole EH-88.

3. Pré dimensionnement de la couronne

D'après la norme NTE on a H= 30 cm donc on prend la largeur de la couronne = 30 cm



4. Dimensionnement du plancher réticulé

4.1) Tracé des portiques virtuels :

Tracé des bandes dans le sens OX :

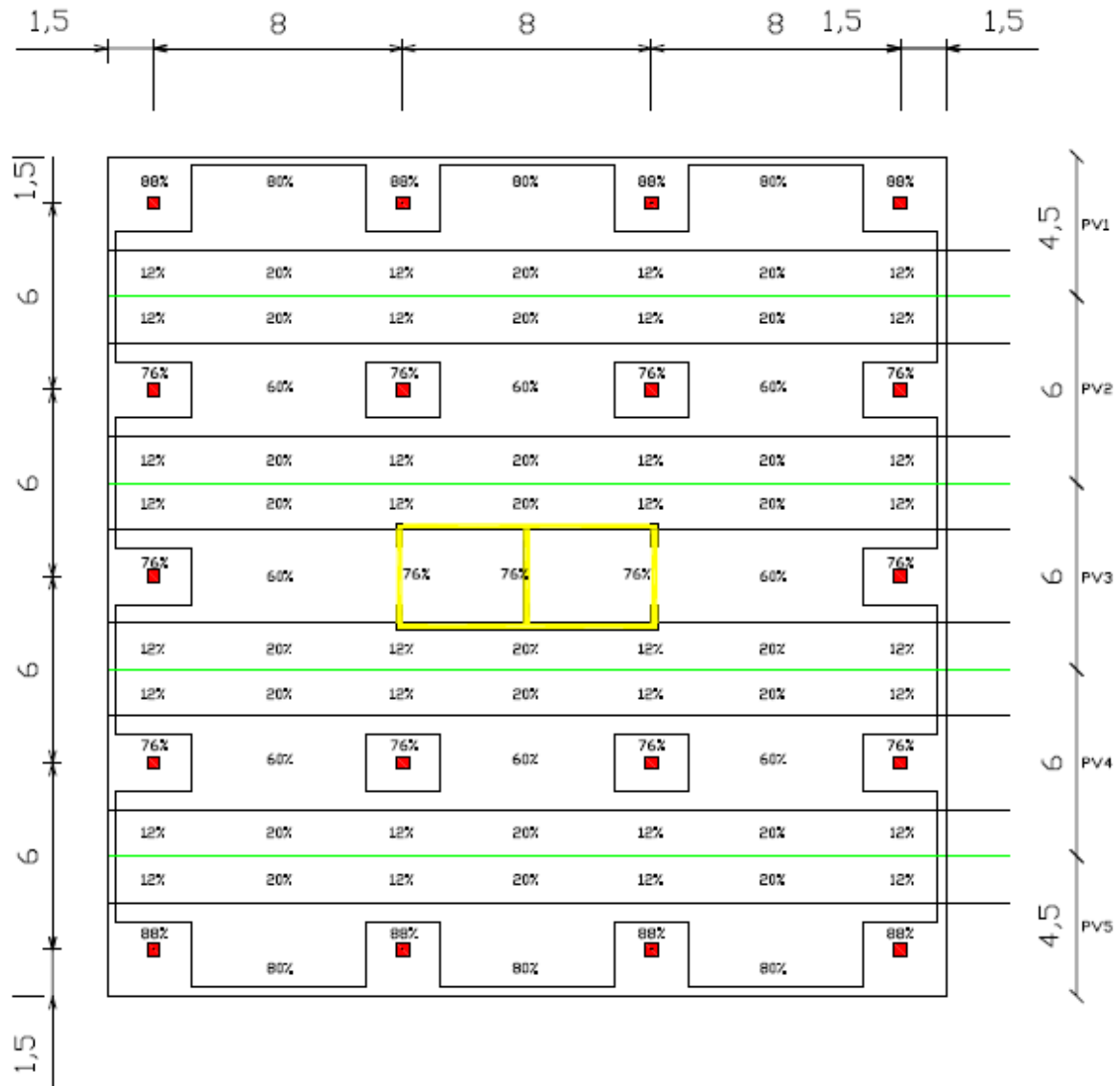


Figure 58:tracé des portiques virtuels dans le sens OX



Tracé des bandes dans le sens OY :

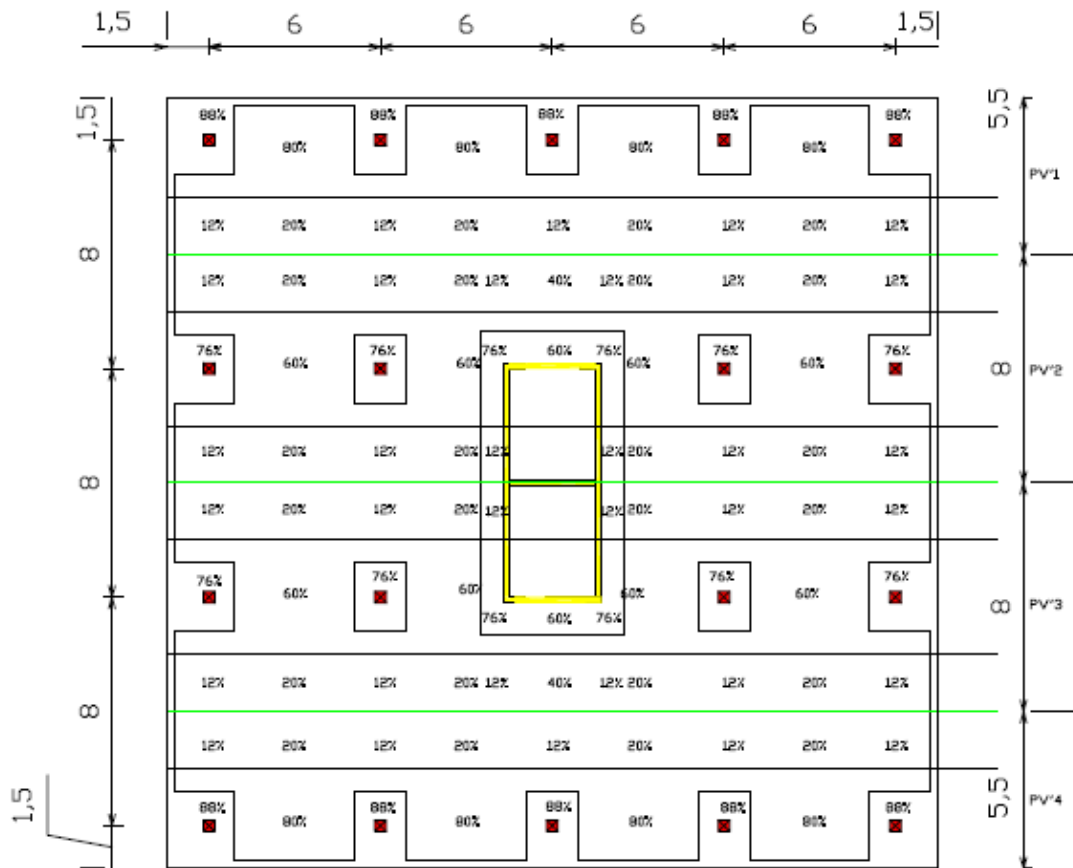


Figure 59:Tracé des bandes dans le sens OY

4.2) Vérification des conditions d'application de la méthode des portiques virtuels :

H1 : les mailles sont rectangulaires et les poteaux sont alignés (pas de déviation).

H2 : $8/6 = 1.33 < 2$

H3 : les travées de la même direction ont la même portée donc la différence de deux portées consécutives ne dépasse pas le 1/3 de la plus grande portée.

H4 : $Q = 350 \text{ kg/m}^2$

Calcul de la charge permanente :

Dalle réticulée : 362 kg/m^2 (D'après le catalogue déterminant le poids des planchers réticulés)

Revêtement : 140 kg/m^2

Enduit : 30 kg/m^2

Cloison : 50 kg/m^2

Soit une charge permanente de 582 kg/m^2



On a alors $Q < 2G$

H5 : dans la direction OX on a 4 travées

Dans la direction OY on a 3 travées

Conclusion :

Les conditions du code américain ACI 318 étant vérifiées on peut alors appliquer la méthode des portiques virtuels simplifiée.

4.3) Calcul du plancher réticulé avec la méthode des portiques virtuels simplifiée :

Direction OX :

On choisira comme exemple de calcul le portique PV2 :

- L'inertie du portique PV2 : voir le détail de calcul d'inertie dans l'annexe 7

On a $B = 6\text{m}$ soit 8 nervures

$I = 0.15 I_a + 0.85 I_n$

$I_a = 4.05 * 10^{-3} * 6 + 5.5 * 10^{-4} * 8 = 287 * 10^{-4} \text{ m}^4$

$I_n = 5.5 * 10^{-4} * 8 = 44 * 10^{-4} \text{ m}^4$

Soit $I = 80.45 * 10^{-4} \text{ m}^4$

- Rigidité de la bande plaque :

On a les travées ont la même portée.

$K_{pl} = 4.8 * 32164.19 * 80.45 * 10^{-4} / 8 = 155.26 \text{ m}^3$

- Rigidité des supports :

Les supports ont la même inertie car ils ont la même section

$K_{ce} = 8 * 32164.19 * 0.4 * 0.4^3 / 3 * 3.5 * 12 = 52.28 \text{ m}^3$

- Coefficient de transmission :

$$\beta = K_{ce} / K_{pl} = 52.28 / 155.26 = 0.34$$

- Calcul des moments :

Moment isostatique de référence :

$M_o = \gamma_f * P * B * L^2 / 8$ $\gamma_f = 1.6$ coefficient de majoration des charges .EHE 95.5

$M_o = 1.6 * (582 + 350) * 6 * 7.6^2 / 8 = 64.6 \text{ t.m}$



Moment sur appuis :

$$M_{ag} = 10.65 \text{ t.m}$$

$$M_{ad} = 46.81 \text{ t.m}$$

$$M_{bg} = M_{bd} = 0.65 M_o = 41.99 \text{ t.m}$$

$$M_{cg} = 46.81 \text{ t.m}$$

$$M_{cd} = 10.65 \text{ t.m}$$

Moments en travées :

Travée de rive : $M_t = 36.11 \text{ t.m}$

Travée intérieure : $M_t = 22.61 \text{ t.m}$

Distribution des moments par bande :

1.28	7.28	5.62	4.52	5.62	7.28	1.28
8.09		35.58		35.58		8.09
■	21.67	■	13.57	■	21.67	■
1.28	7.28	5.62	4.52	5.62	7.28	1.28

Direction OY :

On choisira comme exemple de calcul le portique PV'2 :

- L'inertie du portique PV'2 : voir le détail de calcul d'inertie dans l'annexe 7

$$x = 0.064 \text{ m et } y = 0.086 \text{ m}$$

$$n = E \left(\frac{8}{0.8} \right) + 1 = 11$$

$$I_n = 5.5 \times 10^{-4} \times 11 = 6.05 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$I_a = \frac{(1.2 + 1.2) \times 0.3^3 \times 8}{12} + 6.05 \times 10^{-3} = 0.049 \text{ m}^4$$

$$I_p = 0.15 \times 0.049 + 0.85 \times 6.05 \times 10^{-3} = 12.53 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

- Rigidité de la bande plaque :

$$K_{pl} = \frac{4.8 \times 32164.2 \times 12.53 \times 10^{-3}}{6} = 322.41 \text{ m}^3$$



➤ Rigidité des supports :

$$K_{ce} = \frac{8 \times 32164.2 \times 2.13 \cdot 10^{-3}}{3 \times 3.5} = 52.28 \text{ m}^3$$

➤ Coefficient de transmission :

$$\beta = K_{ce}/K_{pl} = 52.28 / 322.41 = 0.16$$

➤ Calcul des moments :

- Moment isostatique de référence :

$$M_0 = \frac{1.6 \times 0.932 \times 8 \times 5.6^2}{8} = 46.76 \text{ T.m} \quad \text{et} \quad \beta = \frac{52.28}{322.41} = 0.16$$

- Moment sur appuis :

$$M_{Ag} = 46.76 \times \left(\frac{0.65}{1 + \frac{1}{0.16}} \right) = 4.19 \text{ T.m}$$

$$M_{Ad} = 46.76 \times \left(0.75 - \frac{0.1}{1 + \frac{1}{0.16}} \right) = 34.42 \text{ T.m}$$

$$M_{Bg} = 0.65 \times M_0 = 30.39 \text{ T.m}$$

$$M_{Bd} = M_{Bg} = 30.39 \text{ T.m}$$

$$M_{Cd} = M_{Cg} = 30.39 \text{ T.m}$$

$$M_{Dg} = 4.19 \text{ T.m}$$

$$M_{Dd} = 34.42 \text{ T.m}$$

- Moments en travées :

$$M_{At} = M_{Dt} = M_{Bt} = \left[0.63 - \left(\frac{0.28}{1 + \left(\frac{1}{0.16} \right)} \right) \right] \times 46.76 = 27.65 \text{ T.m}$$



- Distribution des moments par bande :

0.5	5.53	4.13	2.97	2.21	3.56	2.21	2.97	4.13	5.53	0.5
3.18 ⊗	16.59	26.16 ⊗	8.89	13.98	13.98	13.98	8.89	26.16 ⊗	16.59	3.18 ⊗
0.5	5.53	4.13	2.97	2.21	2.21	2.21	2.97	4.13	5.53	0.5

5. Calcul du ferrailage de la dalle réticulée

Le ferrailage à calculer est :

- Ferrailage des nervures
- Ferrailage de l'abaque

5.1) Ferrailage de l'abaque :

Sens OX :

- section rectangulaire 1.8*0.3
- $g_s=1.15$ $g_b=1.5$
- $f_{c28}=25\text{MPa}$ $f_e=500\text{MPa}$
- Moment $M=35.58\text{T.m}$

On a $\mu=0.191$ $\alpha=0.267$ $Z=0.241$

Alors $A_{st}=33.96\text{ cm}^2$ soit 11HA20

Sens OY :

Section 2.4×0.3

$M = 26.16\text{ T.m}$ Donc :

$\mu = 0.106 \rightarrow \alpha = 0.14 \rightarrow Z = 0.25\text{ m}$

$$A = \frac{26.16 \times 10^{-2}}{0.25 \times 434.78} = 23.6\text{ cm}^2 \quad \leftrightarrow \quad 8\text{HA}20$$



5.2) Ferraillage des nervures :

Sens OX :

➤ Moment négatif :

- section 0.8×0.3
- $M = 5.62 \text{ T.m}$

On a $\alpha_0 = c/d = 0.05/0.27 = 0.185$

$\mu_0 = 0.8 \times 0.185(1 - 0.4 \times 0.185) = 0.137$

$M_b = 0.137 \times 0.8 \times 0.27^2 \times 1416 = 11.31 \text{ T.m}$

$M_b > M$ donc section rectangulaire

On a largeur bande = 1.5m donc nombre de nervures = $1.5/0.8$ soit 2 nervures.

Donc le moment à considérer pour chaque nervure est : $5.62/2 = 2.81 \text{ T.m}$

On a alors : $\mu = 0.034$ $\alpha = 0.043$ $Z = 0.265$

Donc $A = 2.44 \text{ cm}^2$ soit 1HA20

➤ Moment positif :

- Section 0.8×0.3
- $M = 21.67 \text{ T.m}$

De même on a une section rectangulaire.

On a la largeur de la bande = 3m soit 4 nervures donc le moment à considérer :

$21.67/4 = 5.42 \text{ T.m}$

On a alors : $m = 0.066$ $\alpha = 0.085$ $Z = 0.261$

Donc $A = 4.78 \text{ cm}^2$ soit 2HA20

Sens OY :

➤ Cas d'une nervure supportant $M < 0$

$$M = -4.13 \text{ T.m}$$

$$\alpha_0 = 0.185 < 0.259 \text{ T.m} \quad \text{Donc pivot A}$$

$$M^T b = 0.113 \text{ MN.m}$$

$$n = \frac{2}{0.8} = 3 \text{ nervures}$$

$$M_u = \frac{4.13}{3} = 1.38 \times 10^{-2} < 0.113 \text{ MN.m} \quad \Longrightarrow \quad \text{Section rectangulaire}$$

$$\mu = 0.0167 \rightarrow \alpha = 0.021 \rightarrow Z = 0.27 \text{ m}$$



$$A = \frac{1.38 \times 10^4 - 2}{0.27 \times 434.78} = 1.18 \text{ cm}^2 \quad \leftrightarrow \quad 1HA14$$

- Cas d'une nervure supportant $M > 0$

$$M = 16.59 \text{ T.m}$$

$$\alpha_0 = 0.185 < 0.259 \text{ T.m} \quad \text{Donc pivot A}$$

$$M^T b = 0.113 \text{ MN.m}$$

$$n = \frac{4}{0.8} = 5 \text{ nervures}$$

$$Mu = \frac{16.59}{5} = 3.32 \times 10^{-2} < 0.113 \text{ MN.m} \quad \Longrightarrow \quad \text{Section rectangulaire}$$

$$\mu = 0.04 \rightarrow \alpha = 0.051 \rightarrow Z = 0.26 \text{ m}$$

$$A = \frac{3.32 \times 10^4 - 2}{0.26 \times 434.78} = 2.94 \text{ cm}^2 \quad \leftrightarrow \quad 2HA14$$

6. Calcul de la couronne

a. Calcul à la flexion :

- Sollicitations :

D'après le tableau

La largeur du portique PV'2 est 4.5 m $\Longrightarrow \alpha = 0.26$; $\left(\frac{A}{2}\right) = 4.5 \text{ m}$ et $L = 8 \text{ m}$

$$\alpha \times \frac{A/2}{L} = 0.146 < 1 \text{ m}$$

La poutre reprend donc la fraction du moment suivante :

$$0.85 \times 0.146 = 0.124 = 12.43\%$$

$$M_0 = \frac{p_1 \times A \times L^2}{16} + \frac{p_2 \times L^2}{8}$$

$$\left(\frac{A}{2}\right) = 4.5 \text{ m} \quad \text{Donc couronne type A}$$

$$\delta^- = 49\% \quad \text{et} \quad \beta^+ = 40\%$$

$$K_1 = 0.6 \quad ; \quad K_2 = 0.6 \quad \text{et} \quad K_3 = 0.4$$

$$G = 0.22 + 0.362 = 0.582 \text{ T/m}^2$$

$$Q = 0.35 \text{ T/m}^2$$

$$P_1 = 1.311 \text{ T/m}^2$$



Le poids propre vaut : $pp = 0.3 \times 0.3 \times 2.5 = 0.225 \text{ T/m}$

$$P2 = 1.35 \times 0.225 = 0.304 \text{ T/m}$$

Donc

$$M0 = \frac{p1 \times A \times L^2}{16} + \frac{p2 \times L^2}{8} = 49.63 \text{ T.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} Mi = -14.59 \text{ T.m} \\ Md = -14.59 \text{ T.m} \\ Mv = 7.94 \text{ T.m} \end{array} \right.$$

➤ Ferrailage

$$\mu = \frac{7.94 \times 10^{-2}}{0.3 \times 0.27^2 \times 14.16} = 0.256 \rightarrow \text{pivot B}$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.256}) = 0.377$$

$$Z = 0.27 \times (1 - 0.4 \times 0.377) = 0.229$$

$$A = \frac{7.94 \times 10^{-2}}{434.78 \times 0.229} = 7.96 \text{ cm}^2 = 4HA16$$

b. Calcul à la torsion :

➤ Le moment :

Le moment de torsion est :

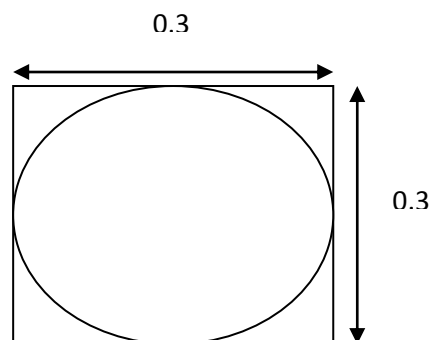
$$Mt = 0.0106 P.L.A^2$$

Donc :

$$Mt = 0.0106 \times 1.31 \times 8 \times 4.5^2 = 2.25 \text{ T.m}$$

➤ Ferrailage :

La section équivalente creuse est :





Epaisseur de la section creuse : $b_o = F/6 = 0.05\text{m}$

L'aire du contour tracé à mi-épaisseur : $\Omega = (0.3 - 0.05)(0.3 - 0.05) = 0.0625\text{m}^2$

Le périmètre tracé à mi-épaisseur : $u = 2 * (0.3 + 0.3) - 4 * 0.05 = 1\text{m}$

- La formule donnée pour les armatures longitudinales :

$$\frac{\sum A_\ell}{u} \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{T_u}{2\Omega}$$

Soit $\sum A_\ell = 4.14\text{cm}^2$

Le pourcentage minimal des armatures de torsion :

$\sum A_\ell * f_e / b_o * u > 0.4 \text{ MPa}$ donc $\sum A_\ell > 0.46 \text{ cm}^2$

Donc on retient $A = 4.14 \text{ cm}^2$ soit 3HA14

- La formule donne pour les armatures transversales :

$$\frac{A_t}{S_t} \frac{f_{et}}{\gamma_s} = \frac{\sum A_\ell}{u} \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{T_u}{2\Omega}$$

On a $A_t / S_t = 0.041 \text{ cm}$ avec des HA8 on a $A_t = 2 * 0.5 = 1 \text{ cm}^2$

Donc on obtient un espacement : $S_t = 24 \text{ cm}$

7. Vérification de la dalle réticulée au poinçonnement

La relation à vérifier pour le poinçonnement selon le code ACI-318 :

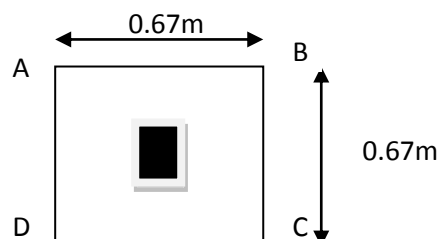
$$\tau < 2 f_{cv}$$

Avec :

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

$$f_{cv} = 0.16 v f_{c28}$$

On prendra comme exemple le poteau POTO_15 :





On a :

$$d=0.27\text{m et } P_c = 0.67 \times 4 = 2.68 \text{ m}$$

$$\text{Donc } A_c = P_c \times d = 2.68 \times 0.27 = 0.72 \text{ m}^2$$

On a :

$$V_a = 15.37 \text{ T (} V_a \text{ est calculé dans la partie effort tranchant)}$$

$$J_y = J_x = J_c = 0.0563 \text{ m}^4$$

$$\alpha_x = \alpha_y = 0.6 \text{ en flexion}$$

$$\alpha_x = \alpha_y = 0.4 \text{ en torsion}$$

$$M_u = 35.58 \text{ T.m et } M_v = 26.17 \text{ T.m}$$

➤ Détermination des couples (u,v):

On a $u=x$ et $v = y-x$

On a les couples (x,y) des points A,B,C et D :

$$A(-0.335, 0.335) \quad B(0.335, 0.335) \quad C(0.335, -0.335) \quad D(-0.335, -0.335)$$

D'où les couples (u,v) :

$$A(-0.335, 0.67) \quad B(0.335, 0) \quad C(0.335, -0.67) \quad D(-0.335, 0)$$

D'où :

- $\tau_A = 0.81 \text{ MPa}$
- $\tau_B = 1.48 \text{ MPa}$
- $\tau_C = -0.38 \text{ MPa}$
- $\tau_D = -1.056 \text{ MPa}$

$$\text{On a } 2f_{cv} = 2 \times 0.16 \times \sqrt{25} = 1.6 \text{ MPa}$$

Donc pour tous les points on a : $\tau < 2f_{cv}$ d'où le poinçonnement est vérifié.

8. Vérification de l'effort tranchant dans PV2

➤ Données de calcul :

$$B = 6 \text{ m} ; \quad L = 8 \text{ m} ; \quad P_1 = 1.311 \text{ m}$$

La formule de l'effort tranchant pour un entre-axe de 0.8 m est :

$$V_n = 0.35 \times K \times L \times P$$

$$\text{On a pour } K = 1.1: \quad V_n = 0.35 \times 1.1 \times 8 \times 1.311 = 4.04 \text{ T}$$

$$\text{D'où } V_a = 15.38 \text{ T}$$

$$\text{On a pour } K = 1: \quad V_n = 0.35 \times 1 \times 8 \times 1.311 = 3.67 \text{ T}$$

$$\text{D'où } V_a = 13.98 \text{ T}$$

La contrainte τ doit être inférieure à la valeur admissible suivante :

$$\text{Min}(0.19 \times f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 4 \text{ MPa}$$



$$\tau = \frac{Vn}{d \times 0.8} \begin{cases} K=1.1 & \tau = 18.7 T/m^2 \\ K=1 & \tau = 16.99 T/m^2 \end{cases}$$

Donc l'effort tranchant est vérifié

VIII. Etude avec le logiciel CYPECAD

1. Présentation du logiciel

CYPE est une entreprise de plus de 25 ans d'expérience dans le secteur de l'architecture, de l'ingénierie et de la construction. Cette entreprise est spécialisée dans la conception de logiciels de calcul adaptés aux besoins des professionnels. On distingue les logiciels suivants :

- CYPECAD
- Métal 3D
- Générateur de portiques
- Murs de soutènement en béton armé
- Ecrans de soutènement
- Pont-cadres PICF
- Infrastructures urbaines
- Gestion

CYPECAD est un logiciel conçu pour réaliser le dimensionnement des structures en béton armé et métalliques. Il permet l'analyse spatiale, le dimensionnement de tous les éléments structuraux, l'édition des armatures et des sections et l'obtention des plans de construction de la structure.

Les normes utilisées :

Les logiciels de CYPE intègrent des normes nationales et internationales qui s'appliquent lors de la réalisation du calcul, du dimensionnement et de la vérification des structures en béton, en acier laminé, en acier reconstitué soudé, en acier formé à froid, mixtes, en aluminium et en bois, soumises à des actions gravitationnelles, de vent, de séisme et de neige.

- Implémentation norme espagnole
- Implémentations norme portugaise



- Implémentation de l'Eurocode 2 (EC-2)

2. Introduction de l'ouvrage

Il existe deux types d'introduction des ouvrages : Introduction manuelle (ouvrage vide) et introduction guidée (introduction automatique). On choisit le premier mode. On commence tout d'abord par la description du projet et son enregistrement dans un fichier CYPECAD.

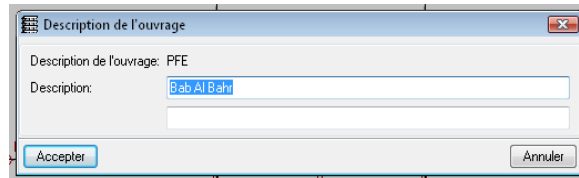


Figure 60: Fenêtre de l'introduction de l'ouvrage

3. Introduction des groupes et des étages

Le groupe est un ensemble d'un ou plusieurs étages consécutifs et égaux entre eux et pour lesquels on veut obtenir un ferrailage identique. Chaque groupe admet jusqu'à 5 étages.

L'introduction des étages et des groupes se fait via l'option Groupes/Etages, présente dans le menu Introduction de l'onglet Entrée des poteaux.

Lors de la création de nouveaux étages, il est demandé de préciser si les étages sont Libres ou Regroupés entre eux, ensuite indiquer le nombre d'étages à insérer et, pour chacun d'entre eux, indiquer la hauteur, la charge d'exploitation et la surcharge permanente.

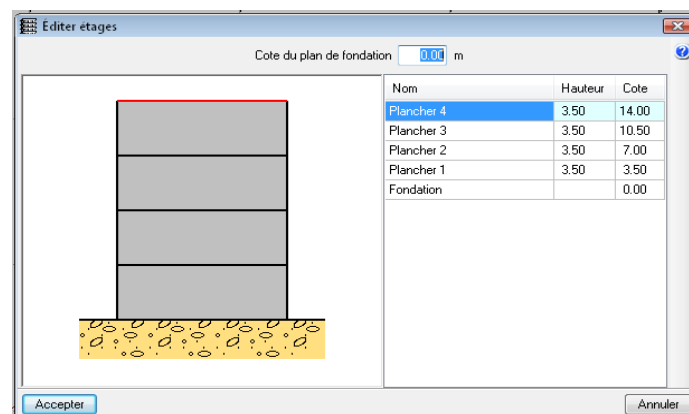


Figure 61: Introduction de l'étage



4. Introduction des poteaux

Pour introduire un poteau on clique sur l'option Poteaux. Voiles et amorces du menu Introduction de l'onglet Entrée de poteaux.

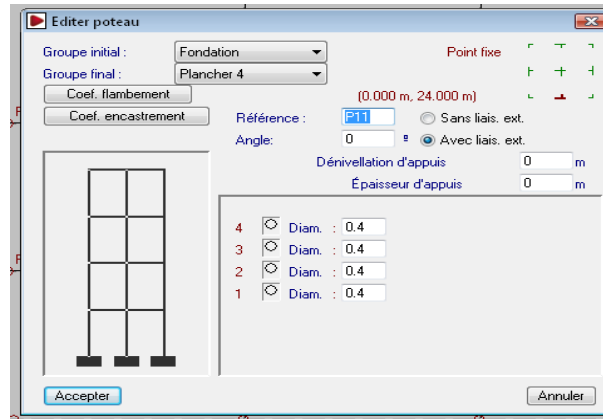


Figure 62:Introduction des poteaux

5. Introduction des voiles

Lors de l'introduction d'un voile, vous devrez définir sa géométrie, qui sera obligatoirement formée de rectangles.

Vous devrez également indiquer un nom, le groupe initial et le groupe final puis, dans une seconde fenêtre, la liaison extérieure, l'angle et l'épaisseur des appuis.

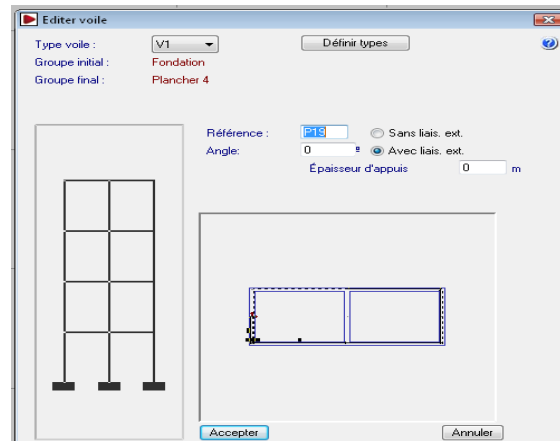


Figure 63:Introduction des voiles

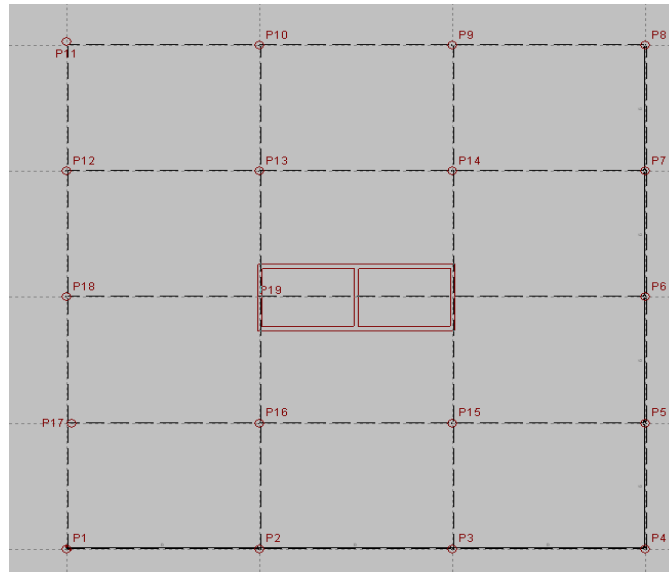


Figure 64:Vue plane de l'étage

6. Introduction des poutres

L'introduction des poutres se fait via l'option *Entrer poutre* du menu *Poutres/Murs* de l'onglet *Entrée des poutres*.

Lors de l'introduction d'une nouvelle poutre, la fenêtre *Poutre actuelle* s'ouvrira et vous devrez choisir le type et les caractéristiques suivant le type (dimensions, profils, connecteurs, etc.).

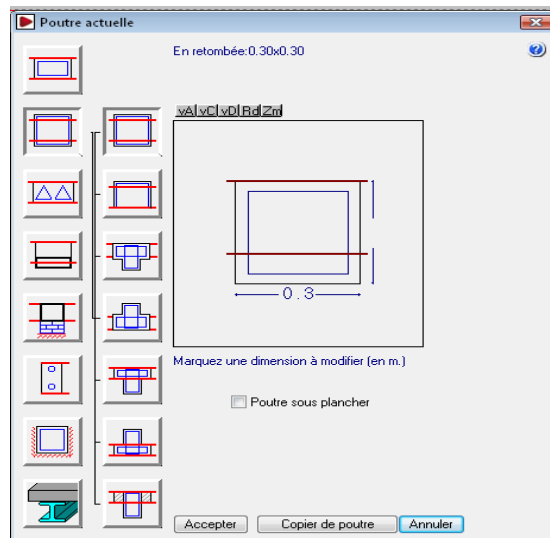


Figure 65:Introduction des poutres

7. Introduction des planchers réticulés

Pour ouvrir le menu flottant des planchers, on clique sur Planchers > Gestion des planchers dans l'onglet Entrée de poutres. Ensuite dans l'option Nouveau plancher, on choisit le type de plancher «planchers réticulés».

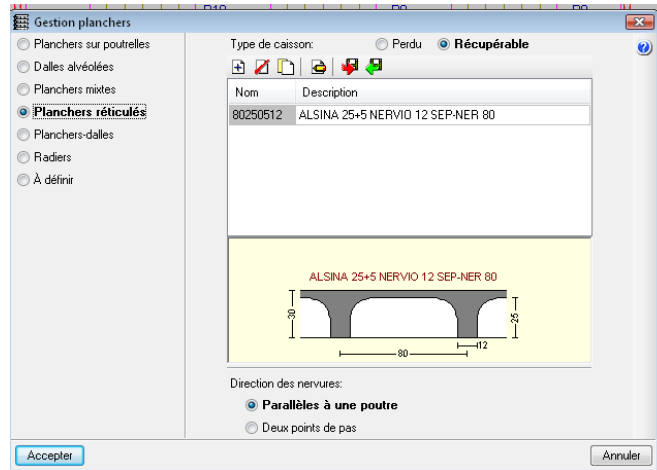


Figure 66:Introduction des planchers réticulés

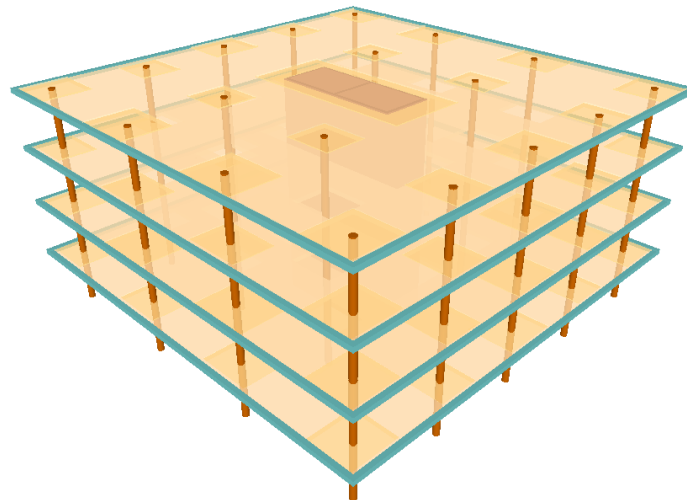


Figure 67:Vue 3D

8. Génération des panneaux

Après avoir introduit le plancher réticulé, on clique sur panneaux-Générer panneaux, et le logiciel génère les panneaux des poteaux et des voiles automatiquement.

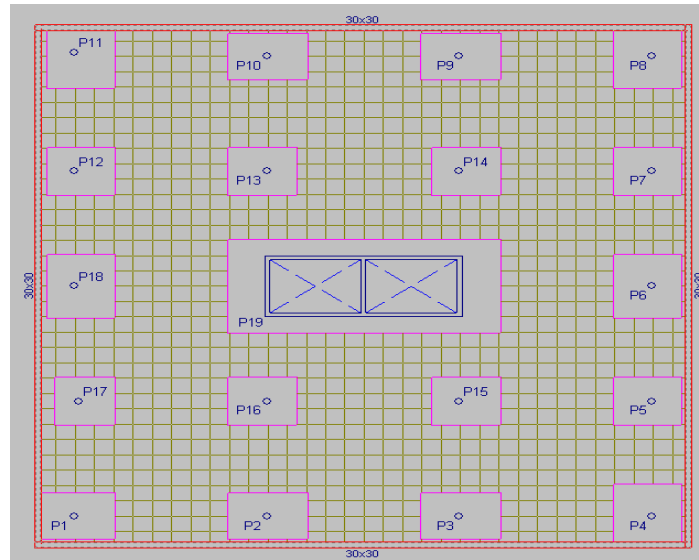


Figure 68: Génération des panneaux

9. Dimensionnement et résultats

Le calcul de l'ouvrage s'est fait vis-à-vis l'action sismique qui est spécifiée dans la boîte de dialogue données générales.

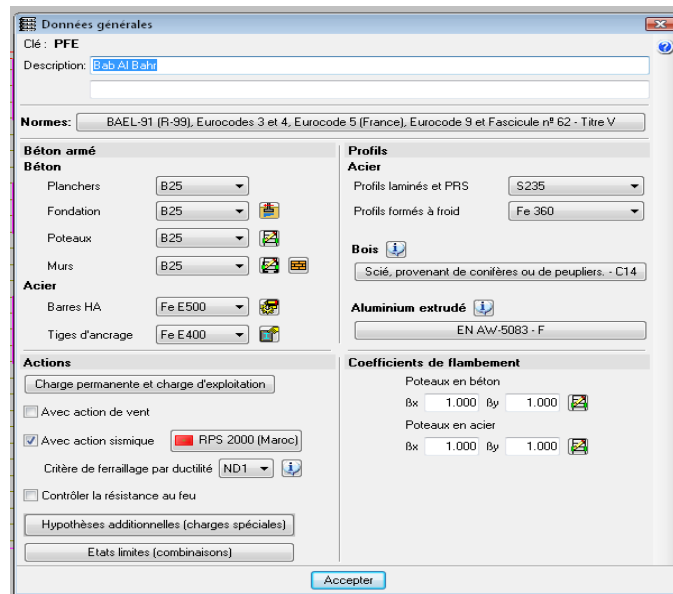


Figure 69: Fenêtre des données générales

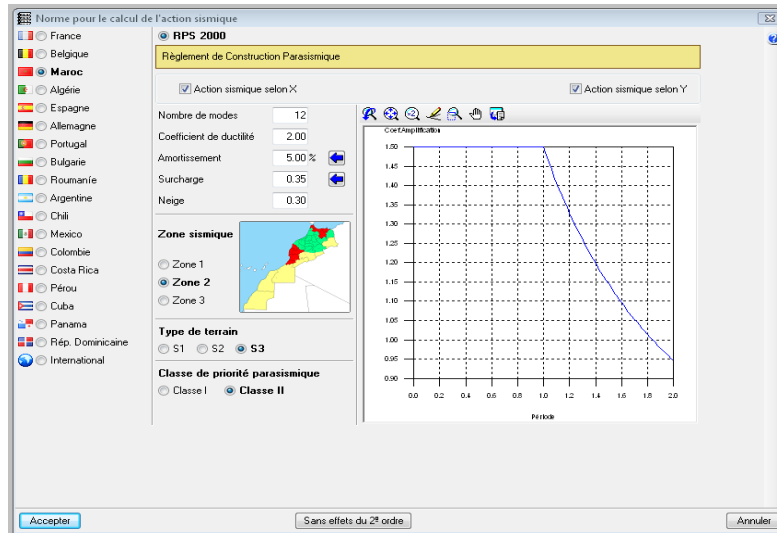


Figure 70: Fenêtre des données sismiques

a. **La déformée :**

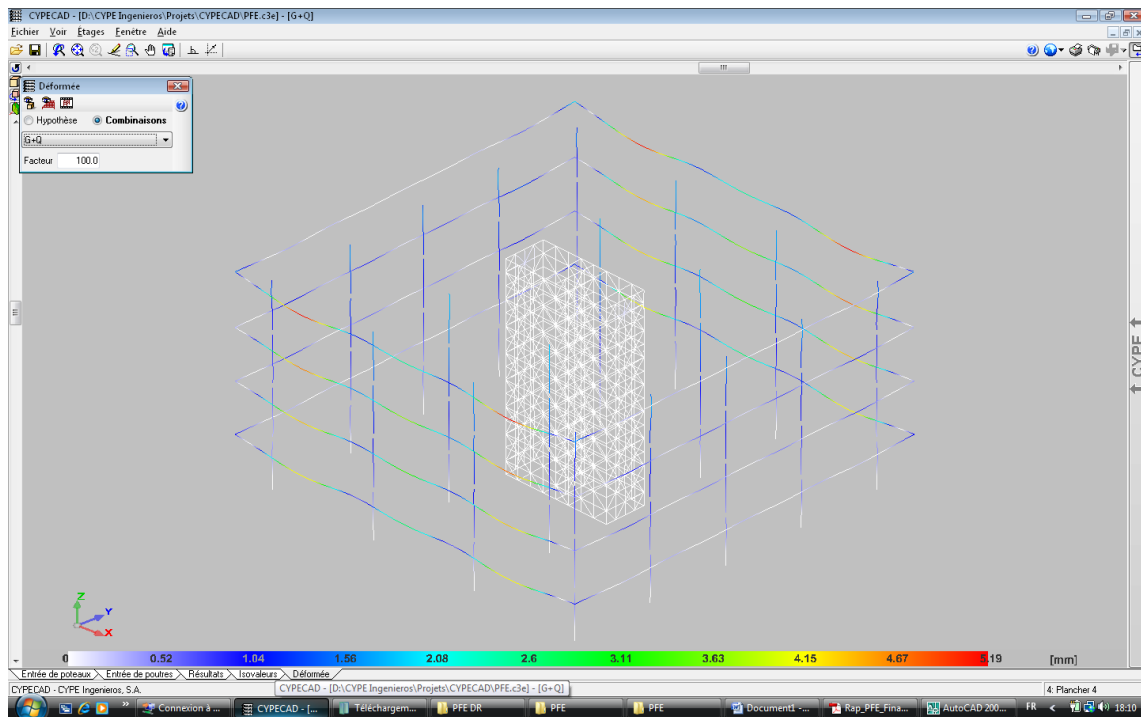


Figure 71: La déformée de la structure

On remarque que le déplacement maximal de l'ouvrage est 0.5 cm, une valeur inférieure aux limites admissibles par le RPS 2000. (voir partie Logiciel EFFEL).

b. **Nombre de blocs :**

Nombre de blocs de plancher réticulé = 2956 Complets + 402 Partiels

c. **Le ferrailage :**

Voir les résultats du ferrailage de la dalle dans l'annexe 6.



Chapitre 3 :

Dimensionnement des pieux

Ce chapitre présentera le calcul des pieux :

- ✓ **Partie 1** : calcul sous chargement statique

- ✓ **Partie 2** : calcul sous chargement sismique



I. Généralités sur les fondations profondes

1. Définition – Terminologie

Une fondation profonde est caractérisée par la manière dont le sol est sollicité pour résister aux charges appliquées.

- résistance en pointe
- par frottement latéral
- résistance de pointe et frottement latéral (cas courant)

Ses dimensions sont définies par :

- D : Longueur de fondation enterrée dans le sol
- B : largeur de la fondation ou diamètre

Au-delà de $D/B > 6$, et $D > 3$, nous sommes dans le domaine des fondations profondes.

Il existe plusieurs dizaines de types de pieux, dans notre cas nous le laboratoire à choisi de mettre de pieux forés à la boue qui sont très utilisées dans les fondations de bâtiment.

➤ Pieux forés :

Leur exécution nécessite un forage préalable exécuté dans le sol avec les outils appropriés avec ou sans protection d'un tubage ou de boue permettant d'assurer la stabilité des parois du forage. Après mise en place, si nécessaire, de la cage d'armatures, le pieu est bétonné en utilisant une colonne de bétonnage, selon la technique du tube plongeur qui descend jusqu'à la base du pieu.

2. Principes de fonctionnement

Un pieu transmet au sol les charges qu'il supporte :

- Par l'appui de sa base sur le sol résistant (effort de pointe noté Q_p)
- Par le frottement latéral entre le sol et le pieu (effort de frottement latéral noté Q_s)

Le frottement latéral du pieu n'est mobilisable que s'il y a déplacement relatif entre le pieu et le sol.

Si le pieu a tendance à s'enfoncer dans un sol stable, le frottement sol-pieu génère un effort vertical ascendant (frottement positif)

Si au contraire, le pieu étant immobile, le sol à tendance à tasser, le frottement sol-pieu est négatif. Cela à pour conséquence de surcharger le pieu. Pour remédier à ce problème (couches compressibles, remblais récents non stabilisés), on chemisera le pieu par un tubage afin de diminuer l'effet du frottement négatif.

3. Détermination de la charge limite d'un pieu

Considérons un pieu dont la base est située à la profondeur D .

Ce pieu est chargé axialement en tête par une charge Q .

Si l'on accroît progressivement Q à partir de 0, le pieu s'enfonce en tête, de s_t , et la courbe représentant Q en fonction de s_t à l'allure suivante :

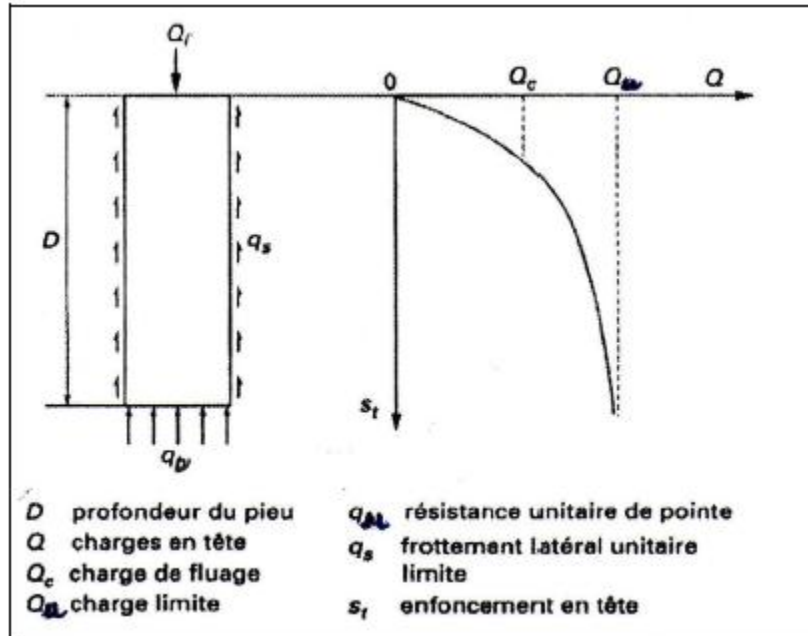


Figure 72: Courbe d'enfoncement s_t en fonction du chargement

La charge limite Q_u correspondant à la rupture du sol. L'enfoncement ne se stabilise plus sous la charge et la vitesse d'enfoncement est relativement grande.

La courbe représentant la charge appliquée au pieu en fonction de l'enfoncement présente une partie sensiblement linéaire se limitant à une charge Q_c appelée charge de fluage. Pour les charges supérieures à Q_c l'enfoncement du pieu ne se stabilise plus dans le temps, à charge constante.

II. Dimensionnement des pieux

Le dimensionnement des pieux se réalise à partir des essais de laboratoires, de l'essai pénétrométrique ou de l'essai pressiométrique.

Actuellement la méthode pressiométrique donne de bons résultats quel que soit le type de sol. Elle est représentée ci-après.

1. Détermination de la contrainte de rupture sous la pointe qu pour un élément de fondation à partir des essais au pressiomètre MENARD (fasc.62-titreV)

- Calcul de la pression limite nette équivalente : P^*_{le}

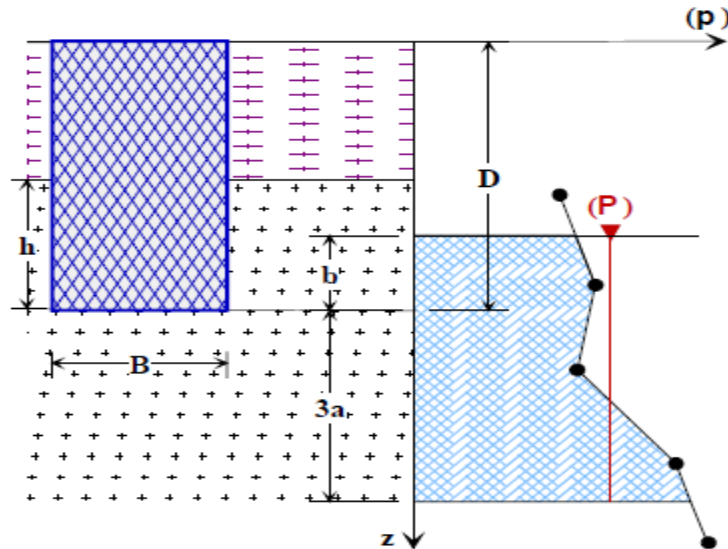


Figure 73:Schéma de calcul de la pression limite nette équivalente

Dans une formation porteuse homogène, elle est calculée par l'expression :

$$P^*_{le} = \frac{1}{b + 3a} \int_{D-b}^{D+3a} p_i^*(z) \cdot dz$$

Avec :

$b = \min(a, h)$

$a =$ la moitié de la largeur B de l'élément de fondation si celle-ci est supérieure à 1m et à 0,50m dans le cas contraire.

$h =$ ancrage dans la couche porteuse

- Détermination du facteur de portance k_p

La valeur de k_p , facteur de portance, est fixée par le tableau ci-dessous en fonction de la **nature du sol** et du mode de **mise en œuvre (type de pieu)**, quelle que soit la géométrie de la section droite de l'élément de fondation.



Tableau 17:VALEURS DU COEFFICIENT DE PORTANCE k_p

Nature des terrains		Eléments mis en œuvre sans refoulement du sol	Eléments mis en œuvre avec refoulement du sol
Argiles, Limons	A	1,1	1,4
	B	1,2	1,5
	C	1,3	1,6
Sables, Graves	A	1,0	4,2
	B	1,1	3,7
	C	1,2	3,2
Craies	A	1,1	1,6
	B	1,4	2,2
	C	1,8	2,6
Marnes ; marno-calcaires		1,8	2,6

2. Détermination du frottement latéral unitaire q_s pour un élément de fondation à partir des essais au pressiomètre MENARD (fasc.62-titreV)

Les valeurs du frottement latéral unitaire q_s ont été établies, également, empiriquement à partir d'essais de chargement pieux.

La valeur du frottement latéral q_s , à une profondeur z , est donnée par les courbes d'abaques ci-dessous en fonction de la valeur de la pression limite nette (z). La courbe à utiliser est fonction de la **nature du sol** et de l'**élément de fondation** considéré.

Tableau 18:DETERMINATION DES ABAQUES

	Argiles, limons			Sables, graves			Craies			Marnes	
	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B
Foré simple	Q_1	$Q_2, Q_2^{(1)}$	$Q_3, Q_3^{(1)}$				Q_1	Q_3	$Q_4, Q_5^{(1)}$	Q_3	$Q_4, Q_5^{(1)}$
Foré boue	Q_1	$Q_2, Q_2^{(1)}$		Q_1	$Q_2, Q_2^{(2)}$	$Q_3, Q_3^{(2)}$	Q_1	Q_3	$Q_4, Q_5^{(1)}$	Q_3	$Q_4, Q_5^{(1)}$
Foré tubé (tube récupéré)	Q_1	$Q_2, Q_2^{(3)}$		Q_1	$Q_2, Q_2^{(2)}$	$Q_3, Q_3^{(2)}$	Q_1	Q_2	$Q_3, Q_4^{(3)}$	Q_3	Q_4
Foré tubé (tube perdu)		Q_1		Q_1		Q_2			⁽⁴⁾	Q_2	Q_3
Puits ⁽⁵⁾	Q_1	Q_2	Q_3				Q_1	Q_2	Q_3	Q_4	Q_5
Métal battu fermé	Q_1	Q_2		Q_2		Q_3			⁽⁴⁾	Q_3	Q_4
Battu préfabriqué béton	Q_1	Q_2				Q_3			⁽⁴⁾	Q_3	Q_4
Battu moulé	Q_1	Q_2		Q_2		Q_3	Q_1	Q_2	Q_3	Q_3	Q_4
Battu enrobé	Q_1	Q_2		Q_3		Q_4			⁽⁴⁾	Q_3	Q_4
Injecté basse pression	Q_1	Q_2				Q_3	Q_2	Q_3	Q_4		Q_5
Injecté haute pression ⁽⁶⁾		Q_4	Q_5		Q_5	Q_6		Q_5	Q_6		Q_6

(1) Réalésage et rainurage en fin de forage.

(2) Pieux de grandes longueurs (supérieure à 30m).



- (3) Forage à sec, tube non louvoyé.
- (4) Dans le cas des craies, le frottement latéral peut être très faible pour certains types de pieux. Il convient d'effectuer une étude spécifique dans chaque cas.
- (5) Sans tubage ni virole foncé perdu (parois rugueuses).
- (6) Injection sélective et répétitive à faible débit.

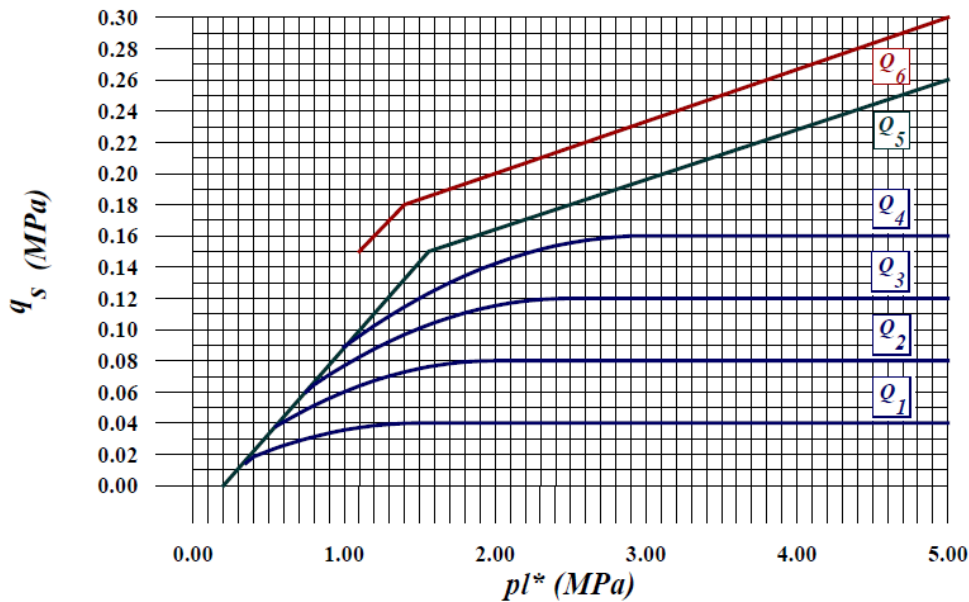


Figure 74: Valeurs du frottement latéral unitaire

3. Dimensionnement des fondations profondes sous différents types de chargement (fasc.62-titreV)

Justification d'une fondation profonde soumise à un effort axial

a. Etats-Limites de mobilisation locale du sol

Elles consistent à vérifier que la sollicitation axiale de calcul, y compris éventuellement les frottements négatifs, reste inférieure à Q_{max} déterminée dans les deux états limites (ELU et ELS).

L'expression des charges limites en compression Q_u est la suivante.

$$Q_u = Q_{pu} + Q_{su}$$

Avec :

Q_{pu} : effort limite mobilisable sous la pointe de l'élément de fondation

Q_{su} : effort limite mobilisable par frottement latéral

L'expression des charges de fluage en compression Q_c est la suivante :



- pour les éléments de fondation mis en œuvre sans **refoulement du sol**:

$$Q_c = 0,5 \cdot Q_{pu} + 0,7 \cdot Q_{su}$$

- pour les éléments de fondation mis en œuvre avec **refoulement du sol**

$$Q_c = 0,7 \cdot Q_{pu} + 0,7 \cdot Q_{su} = 0,7 \cdot Q_u$$

La vérification vis à vis des **états limites ultimes** est donc faite par rapport à la **charge limite Q_u** et la vérification vis à vis des **états limites de service** par rapport à la **charge critique de fluage Q_c** .

Tableau 19: TABLEAU DES COMBINAISONS DES ACTIONS

Etats Limites Ultimes	Q_{max}
Combinaisons fondamentales	$\frac{Q_u}{1,40}$
Combinaison accidentelles	$\frac{Q_u}{1,20}$
Etats Limites de Services	Q_{max}
Combinaisons rares	$\frac{Q_c}{1,10}$
Combinaison quasi-permanentes	$\frac{Q_c}{1,40}$

b. Justifications de la fondation profonde vis à vis des matériaux constitutifs

Pour les fondations en béton armé, les justifications sont conduites conformément au B.A.E.L, en tenant compte des spécificités du béton de pieu, qui n'est pas vibré pour les pieux forés et est doté d'une ouvrabilité très supérieure à celui d'un béton de structure. La résistance conventionnelle du béton f_c est égale à :

$$f_c = \inf \frac{\{f_{cj}, f_{c28}, f_{clim}\}}{k_1 \times k_2}$$

Dans laquelle f_{cj} et f_{c28} désignent les résistances caractéristiques à j jours et à 28 jours. En l'absence de prescriptions différentes du marché, les valeurs à considérer pour f_{clim} et k_1 sont données par le tableau ci-dessous :

Tableau 20:VALEURS DE f_{clim} ET k_f

Groupe A		f_{clim}	k_f
Pieux mis en place dans un forage		f_{c28}	1,00
Pieux tubulaires précontraints		30 MPa	1,15
Pieux préfabriqués battus en béton armé		30 MPa	1,15
Pieux avec béton vibré		f_{c28}	1,00
Pieux avec béton non vibré		f_{c28}	1,20
Groupe B		f_{clim}	k_f
Pieux battus pilonnés		25 MPa	1,20
Pieux battus moulés		25 MPa	1,20
Pieux et barrettes forés simples		25 MPa	1,20
Pieux forés tubés	♣ bétonnés à sec	25 MPa	1,20
	♣ bétonnés sous l'eau	25 Mpa	1,20
Pieux forés à la tarière creuse	♣ type 1	25 Mpa	1,50
	♣ type 2	25 Mpa	1,20
	♣ type 3	25 Mpa	1,05
Pieux et barrettes bétonnés sous boue		25 MPa	1,20

Éléments du groupe A 1,00

Éléments du groupe B

- dont le rapport de la plus petite dimension nominale d (m) à la longueur est inférieure à $1/20$ 1,05
- dont la plus petite dimension nominale d (m) est inférieure à 0,60m 1,30 – $(d/2)$
- réunissant les deux conditions précédentes 1,35 – $(d/2)$
- autres cas 1,00

Pour les aciers de béton armé les règles du B.A.E.L sont applicables.

On mène les vérifications vis à vis des états ultimes de résistance sous sollicitations normales sous les sollicitations de calcul précédemment définies. Pour les vérifications sous les états limites de service sous sollicitations normales, les règles B.A.E.L sont complétées, d'une part en limitant la contrainte moyenne de compression du béton sur la surface comprimée à $0,3.f_c$, lorsque la fissuration est considérée comme peu nuisible, la contrainte de traction des armatures est limitée à $2/3 \times f_e$.



4. Principes du ferrailage selon le fascicule 62 titre V

a. Constitution et dimensions des cages d'armatures :

Les cages d'armatures des pieux de section circulaire sont constituées par des armatures longitudinales en acier disposées suivant les génératrices d'un cylindre autour desquelles sont enroulées et fixées rigidement des cerces ou hélices. Pour les pieux de section non circulaire et notamment les barrettes, les armatures transversales sont constituées par des cadres, épingles et étriers.

➤ Armatures longitudinales

Le nombre minimal de barres longitudinales est de 6 et leur diamètre minimal de 12 mm. Elles sont entièrement ancrées dans la semelle de liaison au sens des règles B.A.E.L.

L'espacement des barres longitudinales ne peut être inférieur à 10 cm entre nus. Sauf dispositions différentes du marché, cette distance doit être respectée entre les nus de couples de barres au droit des recouvrements.

Dans le cas des pieux circulaires, les armatures possèdent le même diamètre et un écartement uniforme.

La section minimale d'armatures longitudinales est alors au moins égale à la fraction suivante de la section du béton :

- 0,005 lorsque la largeur ou le diamètre B de l'élément est inférieur à 1 m,
- $0,005 \cdot \sqrt{1/B}$ Dans les cas contraires, avec un minimum de 0,0035.

➤ Armatures transversales :

Il est recommandé d'adopter les valeurs suivantes :

Ø armatures longitudinales	12-14	16	20	25	32
Ø armatures transversales	6-8	8-10	12-14	12-16	16

L'écartement des armatures transversales est au plus égal à 15 fois le plus petit diamètre des barres longitudinales, avec un maximum de 35 cm.

Leur diamètre est au moins égal aux quatre dixièmes du plus grand diamètre des barres longitudinales, avec un minimum de 6 mm.



III. Dimensionnement manuel des pieux

1. Caractéristiques des pieux

a. Répartition des pieux :

Le positionnement des pieux a été effectué suivant la géométrie des éléments structuraux (voiles et poteaux). Des pieux ont été positionnés sous chaque poteau et au niveau des intersections de voiles.

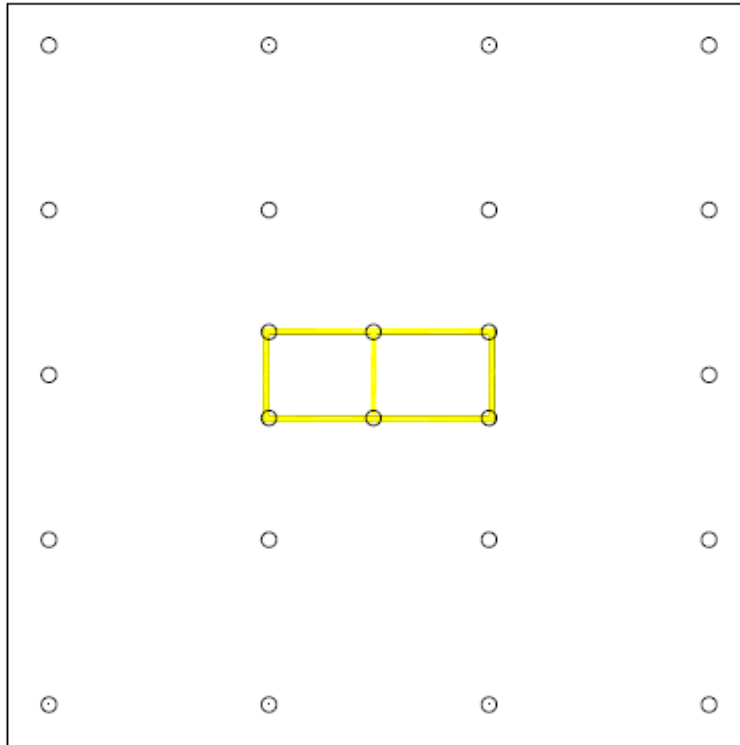


Figure 75: Répartition des pieux

b. Détermination des caractéristiques géométriques des pieux :

Le rapport de sol préconise d'ancrer les pieux d'au minimum $6m+3\phi$ (avec ϕ est le diamètre du pieu).

Les caractéristiques des pieux ont été déterminées d'après le fascicule 62 titre V.

➤ Cas de pieu isolé sous poteau :

Nous avons mis en place une feuille de calcul pour déterminer, en fonction de la descente de charges et des caractéristiques du sol, les diamètres nécessaires ainsi que les longueurs d'ancrage du pieu.

Pour un diamètre de pieu de 0.8 m et une descente de charge de 300T nous obtenons une hauteur d'ancrage de 14m (voir tableau ci-dessous).



Tableau 21: CALCUL DE LA HAUTEUR D'ANCRAGE D'UN PIEU SOUS POTEAU

D(m)	Pl*eq(MPA)	Qp(MN)	Qs(MN)	Qc/1.1	Qu/1.4	ELU(MN)	ELS(MN)
10	2.5	1.5072	2.0096	1.9639273	2.512	3	2.04
10.5	2.5	1.5072	2.11008	2.0278691	2.5837714	3	2.04
11	2.5	1.5072	2.21056	2.0918109	2.6555429	3	2.04
11.5	2.5	1.5072	2.31104	2.1557527	2.7273143	3	2.04
12	2.5	1.5072	2.41152	2.2196945	2.7990857	3	2.04
12.5	2.5	1.5072	2.512	2.2836364	2.8708571	3	2.04
13	2.5	1.5072	2.61248	2.3475782	2.9426286	3	2.04
13.5	2.5	1.5072	2.71296	2.41152	3.0144	3	2.04
14	2.5	1.5072	2.81344	2.4754618	3.0861714	3	2.04

Ensuite il faut vérifier que la contrainte limite du béton n'est pas dépassée. Cela équivaut à déterminer la longueur maximale du pieu pour atteindre la contrainte limite.

Résistance conventionnelle du béton:

Pour notre cas : $k_1 = 1.2$ et $k_2 = 1.05$

D'où $f^*c = 19.84$ MPa

La contrainte aux ELS devant être limitée à :

$\sigma_b = 0.3 f^*c = 6$ MPa

Pour déterminer la profondeur on pose :

$N_{ELS} = B \cdot \sigma_b = 3.01$ MN où B est la section du pieu

Puis :

$N_{ELS} = N_{ELS} \text{ (fascicule 62 titre V)} = Q_c / 1.1$

On en déduit donc la profondeur limite du pieu : $z = 18.5$ m

➤ Cas de pieu sous voile :

- **La semelle de liaison sous le voile**

- **Longueur :**

Sa longueur est déterminée par l'écartement entre les rangées extrêmes des pieux :

En respectant un débord de \emptyset :

$$L = (n-1) l_{\text{rangées}} + 2\emptyset = (3-1) \times 4 + 2 \times 0.5 = 9 \text{ m}$$

- **Largeur :**

En respectant comme précédemment un débord de \emptyset_{pieu} , on obtient :

$$l = (N-1) l_{\text{files}} + 2\emptyset = (2-1) \times 3 + 2 \times 0.5 = 4 \text{ m}$$



• **Hauteur :**

En ce qui concerne la hauteur de la semelle, la condition de rigidité conduit à un minimum de :

$$h \geq l/2 - d/4$$

Avec :

l : l'Entraxe entre les pieux ;

d : Diamètre des fûts.

On retient donc :

$$h = 1.9 \text{ m}$$

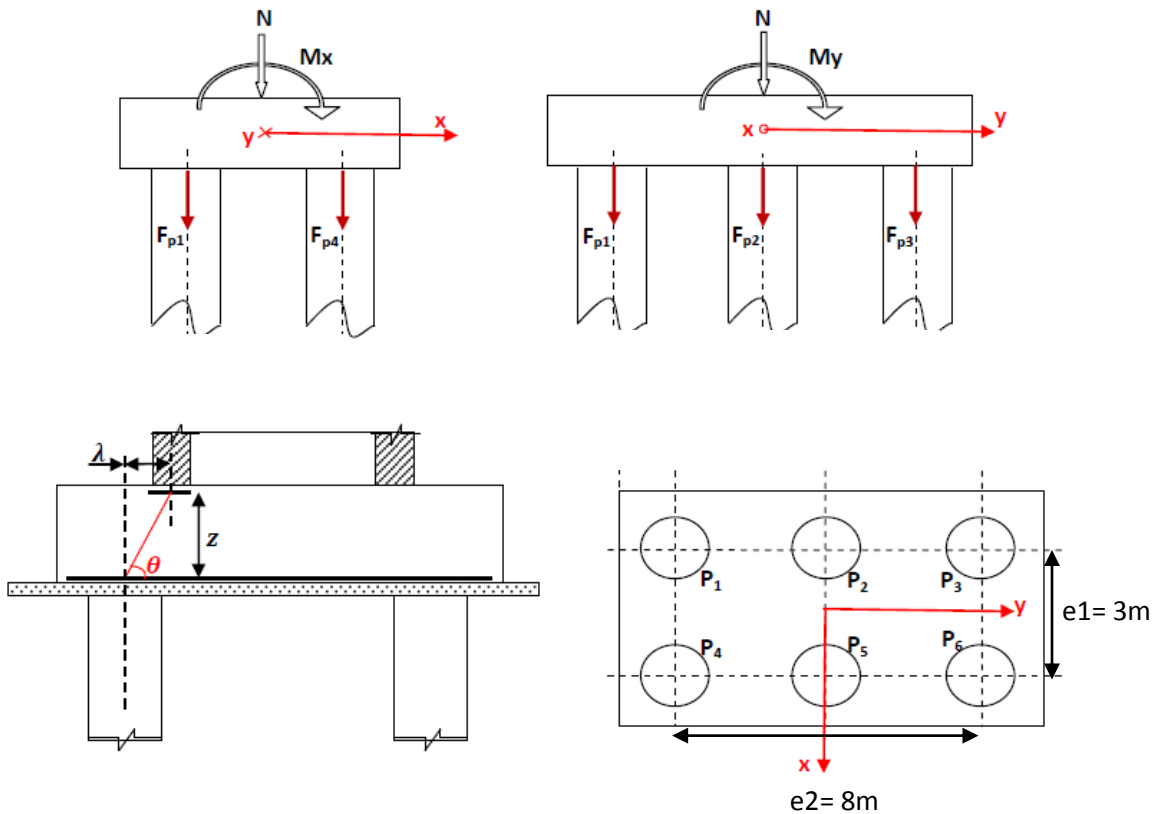
• **Dimensionnement de la semelle de liaison :**

➤ Efforts appliqués sur la semelle de liaison :

N(T)	Mx(T.m)	My(T.m)
127.05	450.09	684.2

➤ Sollicitations dans la semelle de liaison :

La transmission de l'effort aux 6 pieux s'effectue au moyen de 6 bielles.





$$\left\{ \begin{array}{l}
 Fp1 = \frac{N}{6} - \frac{Mx}{3 \times e1} - \frac{My}{2 \times e2} \\
 Fp2 = \frac{N}{6} - \frac{Mx}{3 \times e1} \\
 Fp3 = \frac{N}{6} - \frac{Mx}{3 \times e1} + \frac{My}{2 \times e2} \\
 Fp4 = \frac{N}{6} + \frac{Mx}{3 \times e1} - \frac{My}{2 \times e2} \\
 Fp5 = \frac{N}{6} + \frac{Mx}{3 \times e1} \\
 Fp6 = \frac{N}{6} + \frac{Mx}{3 \times e1} + \frac{My}{2 \times e2}
 \end{array} \right. \quad \Rightarrow \quad Ti = Fpi \times \cotan(\theta i) = Fpi \times \frac{\lambda i}{Zi}$$

Valeurs à l'ELU :

$$Fp1 = -71.59T ; Fp2 = -28.83T ; Fp3 = 13.93T ; Fp4 = 28.42T ;$$

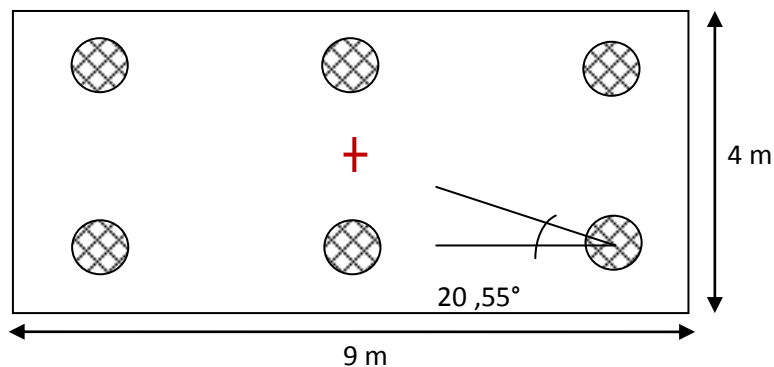
$$Fp5 = 71.18T ; Fp6 = 113.95 T$$

Valeurs à l'ELS :

$$Fp1 = -76.75T ; Fp2 = -33.99T ; Fp3 = 8.77T ; Fp4 = 23.26T ;$$

$$Fp5 = 66.03T ; Fp6 = 108.79 T$$

On peut donc déterminer les longueurs horizontales des bielles (voir figure) :



Pour conserver à la bielle la pente conseillée de 52° à 54° sur l'horizontale, on prendra un bras de levier de : $z=1,3 \times \lambda$ (sauf pour les pieux d'angle, on prend la pente minimale de $45^\circ \Rightarrow z=\lambda$).



Le ferrailage inférieur A_x ($//OX$), est déterminé par l'effort de traction maximal du tirant T_{x-max} :

$$T_{x-max} = \text{Max}\left(\frac{\text{Max}(Fp2; Fp5) \times \lambda 2}{1.3 \times \lambda 2}; \frac{\text{Max}(Fp1; Fp3; Fp4; Fp6) \times \lambda 1}{1 \times \lambda 1}\right) \times \sin(20,55)$$

$$T_{x-max} = \text{Max}\left(\frac{Fp5}{1.3}; Fp6 \times \sin(20,55)\right) = 40T$$

Le ferrailage inférieur ($//OY$), est déterminée par l'effort de traction maximal du tirant T_{y-max} :

$$T_{y-max} = \frac{\text{Max}(Fp1; Fp3; Fp4; Fp6) \times \lambda 1}{1 \times \lambda 1} \times \cos(20,55)$$

$$T_{y-max} = Fp6 \times \cos(20,55) = 106.7T$$

- **Vérification du poinçonnement :**

On doit vérifier que : $\text{max}(Fp1; Fp3; Fp4; Fp6) = Fp6 \leq \frac{2}{3} \times b \times h \times ft28$

Avec : $h = 1.9$ m et $b = \phi + h = 2.4$ m et $ft28 = 2.1$ MPa

Donc : $Fp6 = 1.14$ MN < $(2/3) \times b \times h \times ft28 = 6,38$ MPa

- **Calcul des aciers :**

➤ Les armatures longitudinales :

Les armatures inférieures :

Le ferrailage inférieur A_{ix} ($//OX$) :

$$A_{xi} = \frac{T_{x-max} \times \gamma_s}{f_e} = 9.2 \text{ cm}^2$$

Soit 12HA10 $e = 20$ cm sur une largeur de $D+h=2,4$ m ;

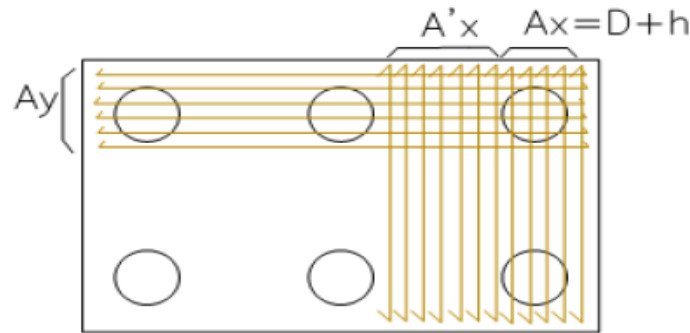
Pour des raisons de sécurité, on garde le même ferrailage pour A'_{ix} .

Le ferrailage inférieur A_{iy} ($//OY$) :

$$A_{yi} = \frac{T_{y-max} \times \gamma_s}{f_e} = 24.54 \text{ cm}^2$$

Soit 22HA12 $e = 11$ cm sur une largeur de $D+h=2,4$ m ;

Pour des raisons de sécurité, on garde le même ferrailage pour A'_{iy} .

**Les armatures supérieures :**

Généralement pour les nappes supérieures sont prises égale à la moitié des nappes inférieures (car la partie supérieure est très peu sollicitée). Soit :

Le ferrailage supérieur : $A_{sx} (//OX) : \Rightarrow 6HA 10 \quad e=40cm ;$

Le ferrailage supérieur : $A_{sy} (//OY) : \Rightarrow 11HA12 \quad e=22cm ;$

Les armatures de peau :

Conformément à l'article A.8.3 des règles BAEL 91, le ferrailage de peau est pris égal à $3 \text{ cm}^2 / \text{ml}$. Soit $A=3 \times h=5.7 \text{ cm}^2 \Rightarrow 5HA12$ sur chaque face.

Les armatures transversales :

On prend des cadres verticaux espacés respectivement de S_v , calculés par la formule suivante :

$$A_v/S_v \approx 0,002 \times b \text{ (BAEL et DTU associés)}$$

On prend l'espacement maximal : $S_v=40\text{cm} \quad A = 19.2 \text{ cm}^2 \Rightarrow 17 \text{ HA } 12$

Calcul du pieu P1 en traction :

$F_{p1} = -71.59 \text{ T}$ à l'ELU ; $F_{p1} = -76.75 \text{ T}$ à l'ELS

➤ **Calcul d'ancrage du pieu :**

Tableau 22: CALCUL DE LA HAUTEUR D'ANCRAGE DU PIEU P1

$\Phi(\text{m})$	$D(\text{m})$	$Q_{tc}/1.4$	$Q_{tu}/1.4$	ELU(MN)	ELS(MN)
0.8	8.5	0.85	1.22	0.72	0.77

Pour satisfaire un ancrage minimal de $6 + 3\phi$ on adoptera donc un $D = 8.4\text{m}$.

Calcul du pieu P2 en traction :

$F_{p2} = -28.83 \text{ T}$ à l'ELU ; $F_{p2} = -33.99 \text{ T}$ à l'ELS



- Calcul d'ancrage du pieu :

Tableau 23: CALCUL DE LA HAUTEUR D'ANCRAGE DU PIEU P2

ϕ	D(m)	Qtc/1.4	Qtu/1.4	ELU(MN)	ELS(MN)
0.5	8.5	0.53	0.76	0.29	0.34

Pour les autres pieux on présentera les résultats de dimensionnement dans l'annexe 9.

2. Calcul du ferrailage sous chargement statique

Dans un premier lieu on affectera au pieu le ferrailage minimal imposé par le fascicule 62 titre V et qui sera vérifié dans la partie Calcul sous chargement dynamique dans lequel on fera un calcul du poteau en flexion composée.

a. Cas de pieu isolé sous poteau :

- Aciers longitudinaux

$$A = 0,005 \times \pi \times \frac{0,8^2}{4} \leftrightarrow A = 25.13 \text{ cm}^2 \leftrightarrow 23\text{HA}12$$

Avec un espacement de 11cm

- Aciers transversaux :

$$e = \min(35\text{cm}, 15\phi L) = 18 \text{ cm En zone courante.}$$

DAVIDOVICI définit une zone critique dans les pieux sur une longueur égale à de 2 fois le diamètre du pieu et dont l'espacement est réduit au moins de moitié.

Donc on aura :

Tableau 24: REPARTITION DES ARMATURES TRANSVERSALE POUR UN PIEU SOUS POTEAU

	Longueur(m)	Espacement (cm)	Section d'acier (cm ²)
Zone critique	1.6	9	18HA6
Zone courante	10.8	18	60HA6

b. Cas de pieu sous voile :

Puisque le pieu P1 travaille en traction, on le calcule comme un tirant.

Tableau 25: CALCUL DU TIRANT P1

Données de l'étude			
Dimensions du tirant	Grand coté du tirant	b =	0.71 m
	Petit coté du tirant	a =	0.71 m
Effort de service = G + Q		Nser=	0.77 MN.m



<u>Effort ultime = 1.35 G + 1.5 Q</u>		Nu = 0.72 MN.m
Calcul de la section théorique des aciers tendus		
Section théorique d'acier à l'ELU	Nu / Fsu	Au = 16.56 cm ²
Section théorique d'acier à l'ELS	Nser / σ_{st}	Aser = 30.80 cm ²
Section théorique à retenir	maxi (Au ; Aser)	Ast = 30.80 cm ²
Choix d'une section commerciale	Choix des filants dans les angles	16 HA16
Vérifications réglementaires		
Condition de non fragilité	Ast x Fe > [(a x b) x Ft28]	vérifié
Calcul des armatures transversales		
Diamètre des aciers transversaux	FP = maxi (6 ; $\phi_l / 4$)	$\phi_t = 6$ mm
Espacement des aciers transversaux	St = mini (a + 10 cm ; 40 cm)	St = 40 cm

Puisque le pieu P2 travaille en traction, on le calcule comme un tirant.

Tableau 26: CALCUL DU TIRANT P2

Données de l'étude		
Dimensions du tirant	Grand coté du tirant	b = 0.44 m
	Petit coté du tirant	a = 0.44 m
<u>Effort de service = G + Q</u>		Nser = 0.34 MN.m
<u>Effort ultime = 1.35 G + 1.5 Q</u>		Nu = 0.28 MN.m
Calcul de la section théorique des aciers tendus		
Section théorique d'acier à l'ELU	Nu / Fsu	Au = 6.44 cm ²
Section théorique d'acier à l'ELS	Nser / σ_{st}	Aser = 13.60 cm ²
Section théorique à retenir	maxi (Au ; Aser)	Ast = 13.60 cm ²
Choix d'une section commerciale	Choix des filants dans les angles	7 HA16
Calcul des armatures transversales		
Diamètre des aciers transversaux	FP = maxi (6 ; $\phi_l / 4$)	$\phi_t = 6$ mm
Section des aciers transversaux		At = 0.57 cm ²
Espacement des aciers transversaux	St = mini (a + 10 cm ; 40 cm)	St = 40 cm
Vérifications réglementaires		
Condition de non fragilité	Ast x Fe > [(a x b) x Ft28]	vérifié

Pour les autres pieux on présentera les résultats de ferrailage dans l'annexe 9.

3. Calcul sous chargement sismique

Concernant le séisme il s'agit de déterminer les actions sur chaque pieu pour un séisme de niveau ($a_N = 0,08$).

La vérification de la partie des pieux dans le sol sera effectuée en suivant deux approches :

- Une première approche qui tient en compte du mouvement du substratum pendant le séisme, et dans laquelle le pieu suivra le mouvement du sol.
- Une deuxième approche qui tient en compte de l'effort d'inertie de l'ouvrage et de la résistance du sol au mouvement du pieu.

La première approche nous donnera un effort de dimensionnement, et la deuxième approche nous donnera un déplacement à vérifier.

a. La première approche : Le sol sollicite le pieu :

Cette approche a comme but de déduire le déplacement maximal que doit supporter le pieu, pour qu'il soit suffisamment flexible pour s'adapter aux déformations du sol induites par le séisme.

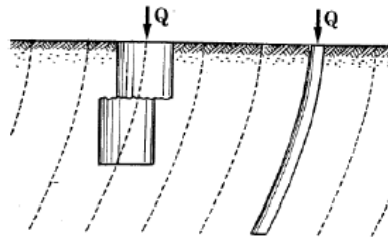


Figure 76: Pieux larges et raides ou pieux longs et flexibles

La méthode simplifiée utilisée consiste à déterminer la déformée d'un profil de sol sous l'action sismique, et de calculer la déformation du pieu en admettant que sa déformée propre est identique à un profil du sol considéré (SOULOUMIAC, 1986). Dans notre cas, le pieu est ancré dans 3 couches, la méthode consiste à déterminer la période propre du premier mode de vibration du profil multicouche pour apprécier le déplacement au niveau du sol, et évaluer la déformée du profil correspondant à ce mode fondamental. Pour la détermination de cette période propre, nous utilisons la procédure de Rayleigh dont l'algorithme est basé sur l'équation exacte de la pulsation :



$$\omega^2 = \frac{\int_0^H \rho V^2 \left(\frac{dX}{dz}\right)^2 dz}{\int_0^H \rho X^2 dz}$$

Obtenue en égalant l'énergie cinétique totale maximale et l'énergie potentielle du système quand il vibre librement dans le mode fondamental (SOULOUMIAC, 1986). Une fois la période propre est calculée, nous aurons pour chaque couche un déplacement exprimé comme suit :

$$d = a \frac{T^2}{4\pi^2}$$

Avec a l'accélération du niveau du séisme.

➤ Calcul de la période propre :

Pour le calcul de la période propre, nous aurons besoin de connaître la vitesse des ondes de cisaillement V_i pour chaque couche, cette vitesse est calculée à partir du module pressiométrique du sol en suivant cette relation :

$$V = \sqrt{\frac{G}{\rho}}$$

Avec $\rho = \gamma/g$ tels que : γ : le poids volumique du sol et $g=9.81\text{m/s}^2$

G le module de cisaillement qui est relié au module d'élasticité E et au coefficient de Poisson ν par l'expression.

$$G = \frac{E}{1 + \nu}$$

On a par convention $\nu = 0.3$

Nous présentons ici les résultats du calcul de la vitesse des ondes de cisaillement pour les trois couches de notre projet :

Tableau 27: CALCUL DE LA VITESSE DES ONDES DE CISAILLEMENT

couche	$E_i(\text{MPa})$	$G(\text{MPa})$	$\gamma_i(\text{t/m}^3)$	$\rho_i(\text{ts}^2/\text{m}^4)$	$V_i(\text{m/s})$
1	30	11,54	2,17	0,22	72,43
2	30	11,54	2,17	0,22	72,43
3	2	0,77	2	0,20	19,62

Ensuite nous présentons l'algorithme du calcul de la période propre des profils de couches de chaque pieu, avec :

$$A = ((H - Z_i)/V_i)^2 H_i \quad \text{et} \quad B = H_i (X_i + X_{i-1})^2$$



Et aussi l'hypothèse de la déformée qui s'exprime comme suit :

$$X_{i-1} = X_i + (H - Z_i)/V_i^2 \cdot H_i$$

Nous présentons ici les résultats du calcul de la période propre pour le pieu sur la hauteur d'encastrement équivalente D_e :

$$D_e = 1/\rho_{le} \cdot (\int \rho_{le} \cdot (z) dz)$$

Dans notre cas on a :

$$D_e = 8.5 \text{ m}$$

Nous avons choisi de calculer sur la hauteur D_e car c'est elle qui tient compte du fait que les caractéristiques mécaniques des sols de couverture sont généralement plus faibles que celles du sol porteur.

Tableau 28: CALCUL DE LA PERIODE PROPRE

couche	H_i	$H-Z_i$	V_i	$X_i(\text{mm})$	$A(1000000)$	$B(1000000)$
1	7,9	4,550	72,43	6,852	31175,463	370,8771922
2	0,1	0,550	72,43	6,862	5,766	18,80733642
3	0,5	0,250	19,62	7,187	81,181	98,68987606
D_e					31262,410	488,3744047

D'où la période propre du pieu :

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{B}{4A}}$$

Soit : $T = 0.392 \text{ s}$

➤ Déformée des pieux :

Pour le calcul de la déformée des pieux, nous calculons le déplacement du profil sur chaque couche, puis nous assimilons la déformée à une fonction sinusoïdale $A \cos(Bx)$, avec A et B des constantes à déterminer.

Calcul du déplacement maximal :

$$d_{max} = a \frac{T^2}{4\pi^2} = 0.31 \text{ cm}$$

L'allure de la déformation :

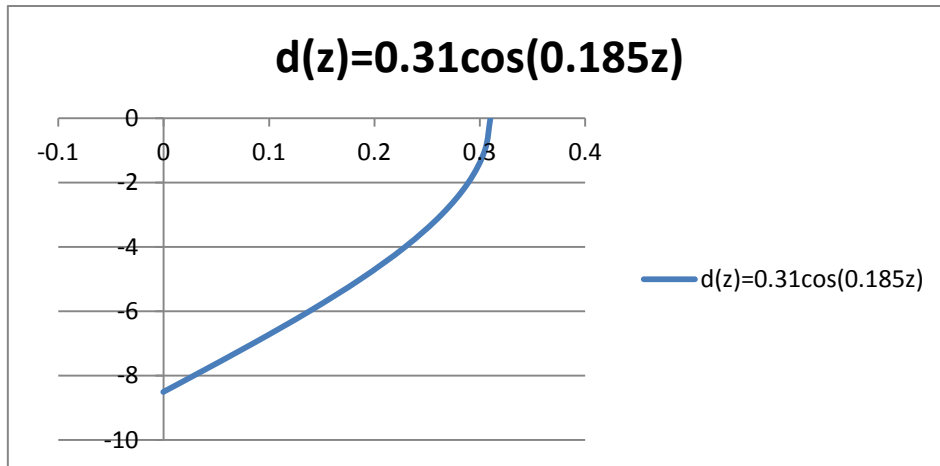


Figure 77: L'allure de la déformation

- Traduction du déplacement en moment :

Pour la vérification des pieux vis-à-vis de la flexibilité par rapport aux déformations précédentes, nous traduisons ces déformations en moments selon la relation suivante (SOULOUMIAC, 1986) :

$$M(z) = \frac{\pi^2 EI}{4 H^2} d(z)$$

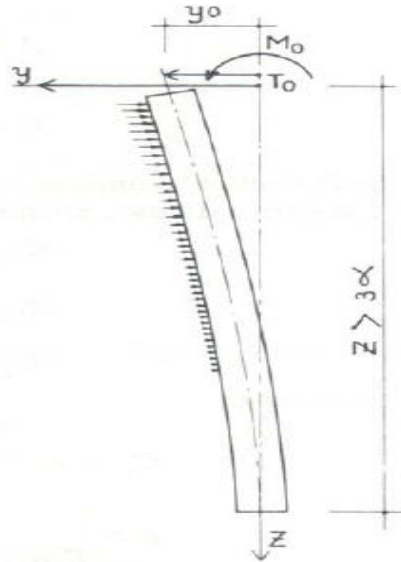
Remarque : si l'on réduit le moment d'inertie d'un pieu $I = \frac{\pi D^4}{64}$ au $\frac{3}{4}$ de sa valeur pour tenir compte de la chute d'inertie caractéristique due à la fissuration on obtient :

$$M(z) = 5.14 \cos(0.185z) \text{ en T.m}$$

b. La deuxième approche : le pieu sollicite le sol :

Dans ce paragraphe, nous étudierons le cas d'un pieu isolé soumis à un effort normal, un effort horizontal et un moment fléchissant, ce qui provoque une réaction latérale du terrain (FORNI, 1981). Dans notre cas, cet effort horizontal n'est autre que l'effort tranchant causé par la force d'entraînement due au séisme au point d'encastrement. Nous supposons, à ce stade que la réaction du sol q est proportionnelle au déplacement y selon la loi :

$$q = Cy$$



Avec :

C : est le coefficient de réaction du sol (Kg/cm^3)

y : le déplacement correspondant en cm

Selon la théorie de Winkler, le comportement d'un élément flexible dans le sol peut s'exprimer mathématiquement à l'aide de l'équation différentielle suivante :

$$EI \frac{d^4 y}{dz^4} + bCy = 0$$

Avec :

b : le diamètre du pieu

I : Inertie de la section

E : le module d'élasticité du matériau

La solution de cette équation met en évidence une longueur d'élasticité α qui vaut :

$$\alpha = \sqrt[4]{\frac{4EI}{Cb}}$$

Cette solution nous donnera le moment appliqué sur le pieu.

Choix des coefficients de réaction du sol :

Nous commençons par calculer le coefficient de réaction pour chaque couche de, ce coefficient peut être calculé à partir de E et de PI^* selon la relation suivante :



$$C = \frac{6Em}{1.33B_0 \left(2.65 \frac{B}{B_0}\right)^\alpha + \alpha B}$$

Avec $B_0 = 0,6$ m.

Tableau 29: CALCUL DU COEFFICIENT DE REACTION DE SOL

couche	Ei(MPa)	pl*(MPa)	α réologique	C (MN/m ³)
1	30	2.5	0.33	14933.71
2	30	1.4	0.5	9945.85
3	2	0.2	0.33	995.58

D'où on obtient la longueur d'élasticité : $\alpha = 0.71$ m

➤ Calcul des moments :

Pour le calcul des moments, nous commençons par calculer le coefficient

$$\beta = \frac{M_0}{T_0 \alpha}$$

Le moment a comme expression :

$$M(Z) = T_0 \alpha C_1$$

$$C_1 = e^{-\frac{z}{\alpha}} \left(\sin\left(\frac{z}{\alpha}\right) + \beta \left(\sin\left(\frac{z}{\alpha}\right) + \cos\left(\frac{z}{\alpha}\right) \right) \right)$$

On a pour notre cas : $M_0 = 88.71$ kN.m et $T_0 = 3.38$ T

Donc $\beta = 3.69$ m et $M(z) = 2.39 e^{-\frac{z}{0.71}} \left(\sin\left(\frac{z}{0.71}\right) + \beta \left(\sin\left(\frac{z}{0.71}\right) + \cos\left(\frac{z}{0.71}\right) \right) \right)$

✓ Calcul du moment maximal :

La cote du moment maximal se situe à la cote Z de l'effort tranchant nul :

$$z = \alpha \operatorname{arctg}\left(\frac{1}{1+2\beta}\right) = 0.08 \text{ m (Marcel Forni, Fondations Spéciales).}$$

D'où $M_{\max} = 8.95$ T.m

L'allure de l'équation du moment :

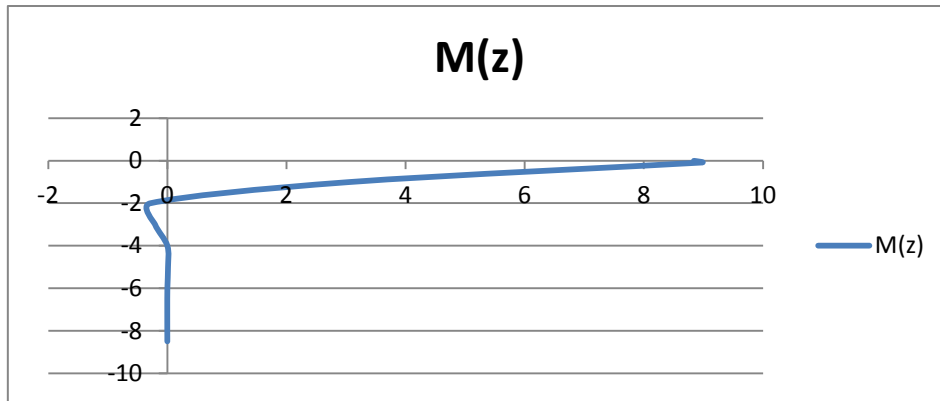


Figure 78: L'allure de l'équation du moment

- Calcul du déplacement maximal :

Sous l'action combinée de T_0 et M_0 l'expression du déplacement maximal est :

$$y_0(T, M) = \frac{2}{\alpha C b'} \left(T_0 + \frac{M_0}{\alpha} \right)$$

Avec b' : est la largeur apparente du pieu prise égale à $1.5 \cdot \phi$ le diamètre réel du pieu dans le cas d'un pieu circulaire.

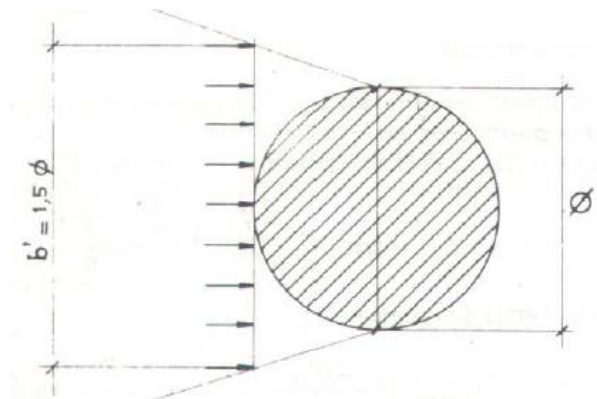


Figure 79: la largeur apparente du pieu

D'où :

$$Y_{\max} = 0.43 \text{ cm}$$

- Calcul du ferrailage :

Pour le calcul du ferrailage dans le cas sismique nous utiliserons l'abaque A4 de SOULOUMIAC (voir annexes).

On a les sollicitations suivantes :

$$M = 10.27 \text{ t.m} \quad \text{et} \quad N = 300 \text{ t} \quad \text{et} \quad N/S = 6 \text{ MPa} \quad (s : \text{section du pieu}).$$



D'après l'abaque A4 de SOULOUMIAC le pourcentage minimal d'armatures recommandé par le fascicule 62 est suffisant pour reprendre le moment sismique. (Voir annexe).

IV. Dimensionnement des semelles de liaison

Voir (Tome 2 .Henri Thonier).

1. semelle sur un pieu (cas du poteau)

On choisira un débord de 0.1 m de part et d'autre du pieu, on obtiendra alors une semelle de dimensions 1m*1m.

On a les données suivantes :

$$P_u = 300t ; A = B = 1m ; C = \sqrt{\pi D^2 / 4} = 0.71 \text{ m}$$

Avec :

C : Coté équivalent du pieu s'il était carré

A, B : Dimensions de la semelle

La hauteur utile doit vérifier l'inégalité suivante :

$$d > C - D/4 = 0.04 \text{ m} \quad (\text{avec } D \text{ est le diamètre du pieu})$$

On a : $d = 0.9 * D = 0.9 * 0.8 = 0.72 \text{ m} > 0.04 \text{ m}$

Avec un enrobage de 5cm :

La hauteur de la semelle : $h = 0.77 \text{ m}$

D'où la section des armatures longitudinales:

$$A > P(C-D)/8d\sigma_s = 1.91 \text{ cm}^2$$

La section minimale des armatures longitudinales est 4cm²/ml soit 4cm² dans notre cas ce qui est équivalent à 6 HA 10 e = 18 cm.

Pour les aciers de répartition horizontaux, ils seront réalisés sous forme de cadres de section :

$$2 * h = 2 * 0.77 = 1.54 \text{ cm}^2 \text{ soit } 4 \text{ HA } 8.$$



2. semelle de liaison sous le voile

Voir partie III.

Remarque :

Ce calcul a été effectué pour le plancher dalle, pour le plancher réticulé on suivra la même démarche sous condition de prendre la hauteur d'ancrage pour le cas d'un pieu sous poteau de 10 m avec un diamètre $\phi 80$ et 8.5 m avec $\phi 50$ dans le cas d'un pieu sous voile. Pour le ferrailage on adoptera la section minimale imposée par le fascicule 62 titre V.



Chapitre 4 :

Étude comparative entre les deux variantes

Ce chapitre présentera le métré quantitatif en béton, acier et coffrage afin d'estimer la variante la plus optimale.



I. Etude comparative

1. prix estimatif de la structure

Le calcul du métré est donné par :

- le logiciel Robot Millenium pour le plancher dalle
- le logiciel CYPECAD pour le plancher réticulé

Tableau 30:RESULTATS DU METRE DES DIFFERENTS ELEMENTS DE LA STRUCTURE

Eléments	Béton (m3)		Aciers (kg)	
	Plancher dalle	Plancher réticulé	Plancher dalle	Plancher réticulé
Poteaux	59.87	98.24	2445.84	14461
Voiles	62.12		6911.93	
Dalles	853.2	505.34	65597	30065
Couronne	0	38.47	0	2839
Semelles de liaison	81.9	81.9	260.43	260.43
Total	1008.25	675.11	75252.37	47662.6

Les prix unitaires pour chaque variante :

Tableau 31:LES PRIX UNITAIRES

Eléments	Béton (m3)		Aciers (kg)	
	Plancher dalle	Plancher réticulé	Plancher dalle	Plancher réticulé
Prix unitaire(DH)	1500	1700	13	15
Cout total	1512375	1147687	978280.81	714939

Les prix des pieux :

Tableau 32: LE COUT TOTAL DES PIEUX POUR CHAQUE VARIANTE

pieux	Prix unitaire (DH/ml)	Prix total(DH)
Plancher dalle	3000	909000
plancher réticulé	3000	693000

Les prix totaux de tous les éléments de chaque variante :



Tableau 33:LES PRIX TOTAUX

Plancher réticulé	2638096.45
Plancher dalle	3472432.6
Marge	834336.15

Les prix par m² :

Tableau 34:LE PRIX TOAL EN m²

plancher réticulé	450 DH/m ²
plancher dalle	732 DH/m ²

2. Commentaire

- la variante plancher dalle est plus chère que celle du plancher réticulé de **24%**.
- Le métré en acier de la structure verticale est plus important en plancher réticulé qu'en plancher dalle, tandis que pour la structure horizontale, on trouve le contraire.

3. Synthèse

Les résultats obtenus par le métré montrent que la variante la plus avantageuse est la dalle réticulée en terme de cout, car la présence des vides permet d'économiser le béton et l'acier .Malgré que la quantité d'acier de la structure verticale en plancher réticulé est plus importante qu'en plancher dalle, le total d'acier en ce dernier reste supérieur.

La dalle réticulée peut aussi être réalisée dans des délais réduits arrivant à 300 m² /jour, et peut être décoffrée après 3 jours.



Conclusion

Ce projet de fin d'études consiste à comparer entre deux variantes de planchers, à savoir plancher réticulé et plancher dalle en étudiant une structure sur pieux. Il a été l'occasion d'appréhender la complexité de l'étude de ces deux types de planchers, notamment au niveau calcul manuel ainsi que la non -disponibilité de la documentation en français pour les dalles réticulées, ce qui nous a amené à traduire quelques ouvrages traitant ce type.

Au terme de ce travail, nous avons pu ressortir quelques avantages que présente le plancher réticulé :

- Obtenir de grandes portées avec une épaisseur uniforme et sans retombées.
- Faciliter les installations de plomberies et de climatisation etc....
- Avoir une structure bidirectionnelle rigide avec moins de déformations et moins de flèches.
- Le prix dalle réticulée est plus économique, et ses délais de réalisation sont réduits.
- Délai d'exécution court pouvant atteindre 300 m² de plancher par jour.

Cependant, l'inconvénient majeur des dalles réticulées réside dans le fait qu'elles sont récemment introduites sur le marché marocain et nécessite des moyens particuliers (coffrages spéciaux) et une main d'œuvre qualifiée.

Nous avons aussi pu approfondir nos connaissances sur le dimensionnement des fondations profondes .Toutefois, le calcul dynamique nécessite un logiciel de calcul rigoureux au lieu d'un calcul manuel basé sur des hypothèses et formules simplifiées.

Ce mémoire, fut une expérience très enrichissante puisqu'il a permis de mettre en application directe plusieurs modules enseignés à l'EHTP en plus de découvrir de nouvelles connaissances en rapport, d'une part, avec l'étude des planchers dalle, des planchers réticulés et des pieux, d'autre part, avec l'utilisation des logiciels CYPECAD et EFFEL.



Bibliographie

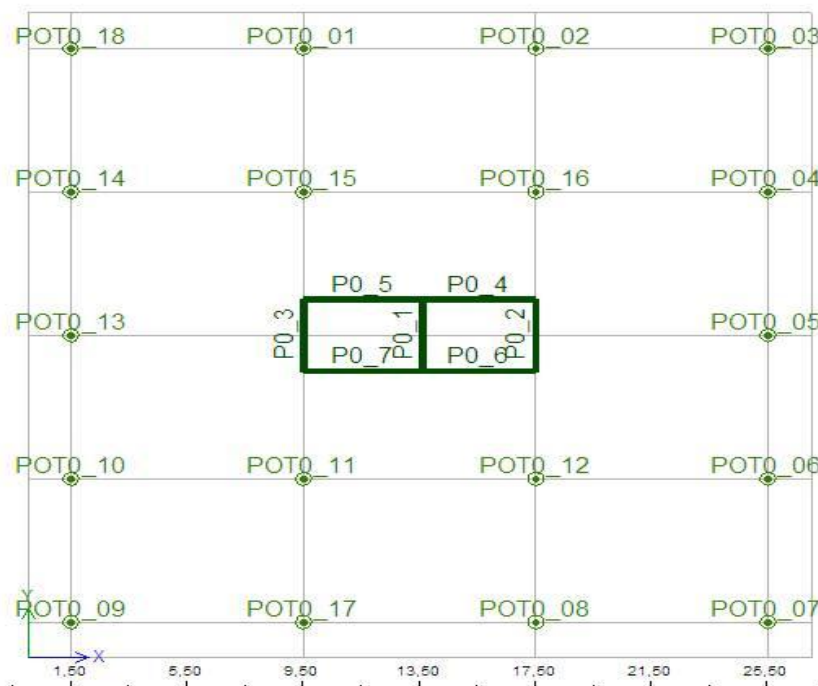
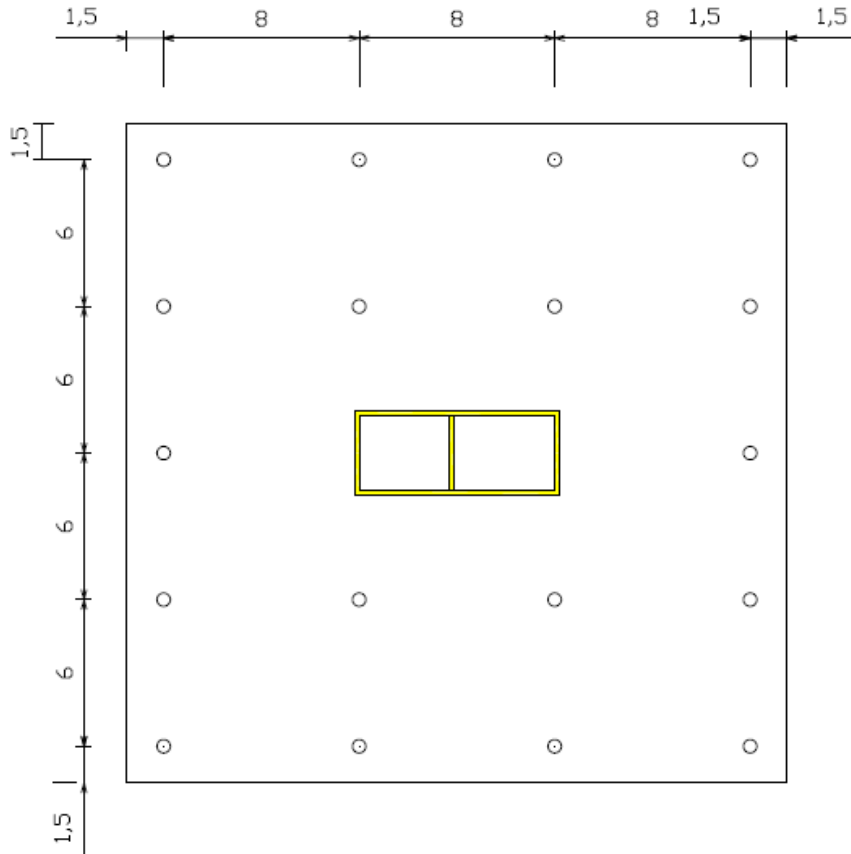
- « Los forjados reticulares: diseño, análisis, construcción y patología (Les dalles réticulées : dimensionnement, analyse, construction et pathologies) » – Florentino REGALADO TESORO.
- « Règles BAEL 91 : Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et des constructions ».
- « Conception et calcul des structures (Tome 2 et 4)»– Henry THONIER.
- « Hormigón armado »– Jiménez MONTOYA
- « Instrucción de Hormigón Estructural “EHE” »
- «Building code requirements for structural concrete (ACI 318-02) »
- « Normativa tecnica de edificación, NTE, estructuras»
- «Fondations spéciales et reprises en sous-œuvre» – Marcel FORNI
- « Méthode simplifiée de calcul des pieux en zones sismiques» – Richard SOULOUMIAC
- « Formulaire du béton armé» – Victor DAVIDOVICI
- «Etude et optimisation de la structure en béton armé d'un groupe immobilier suivant une variante en dalles préfabriquées et autre en planchers réticulés» – Mohamed Moad ZIADI
- «Etude comparative entre dalle réticulée et dalle pleine» – CHEIKH Imane et DAOUDI Taj-Eddine
- « Etude de conception et de dimensionnement d'un quai vraquier au niveau d'un port situé sur la côte méditerranéenne du Maroc Région de l'Orientale» – BAKELI Tarik et BENRAHMA Mohamed
- «RÈGLES TECHNIQUES DE CONCEPTION ET DE CALCUL DES FONDATIONS DES OUVRAGES DE GÉNIE CIVIL Cahier des clauses techniques générales applicables aux marchés publics de travaux FASCICULE N° 62 - Titre V »



Annexes



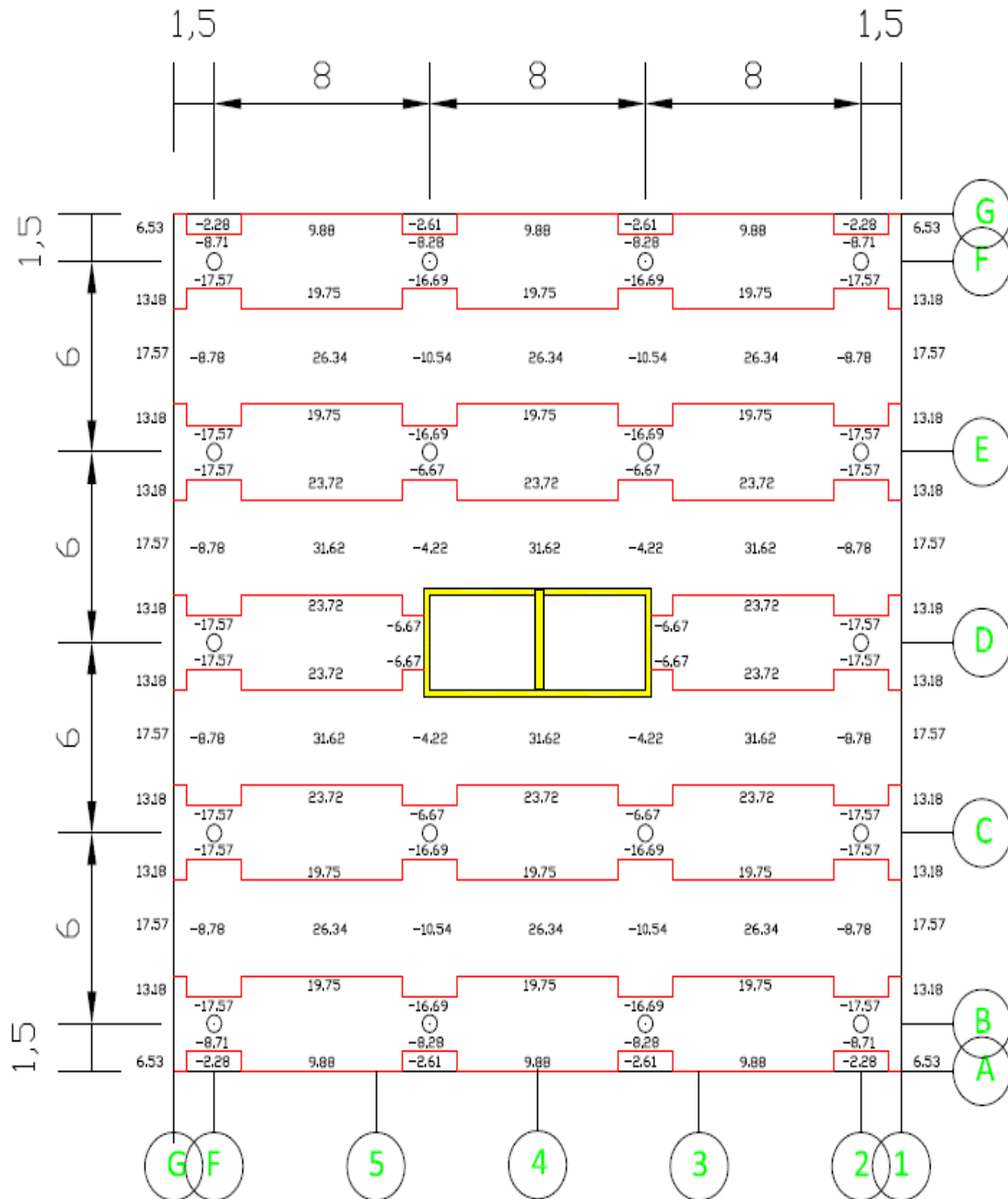
Annexe 1 : Plans de la structure :





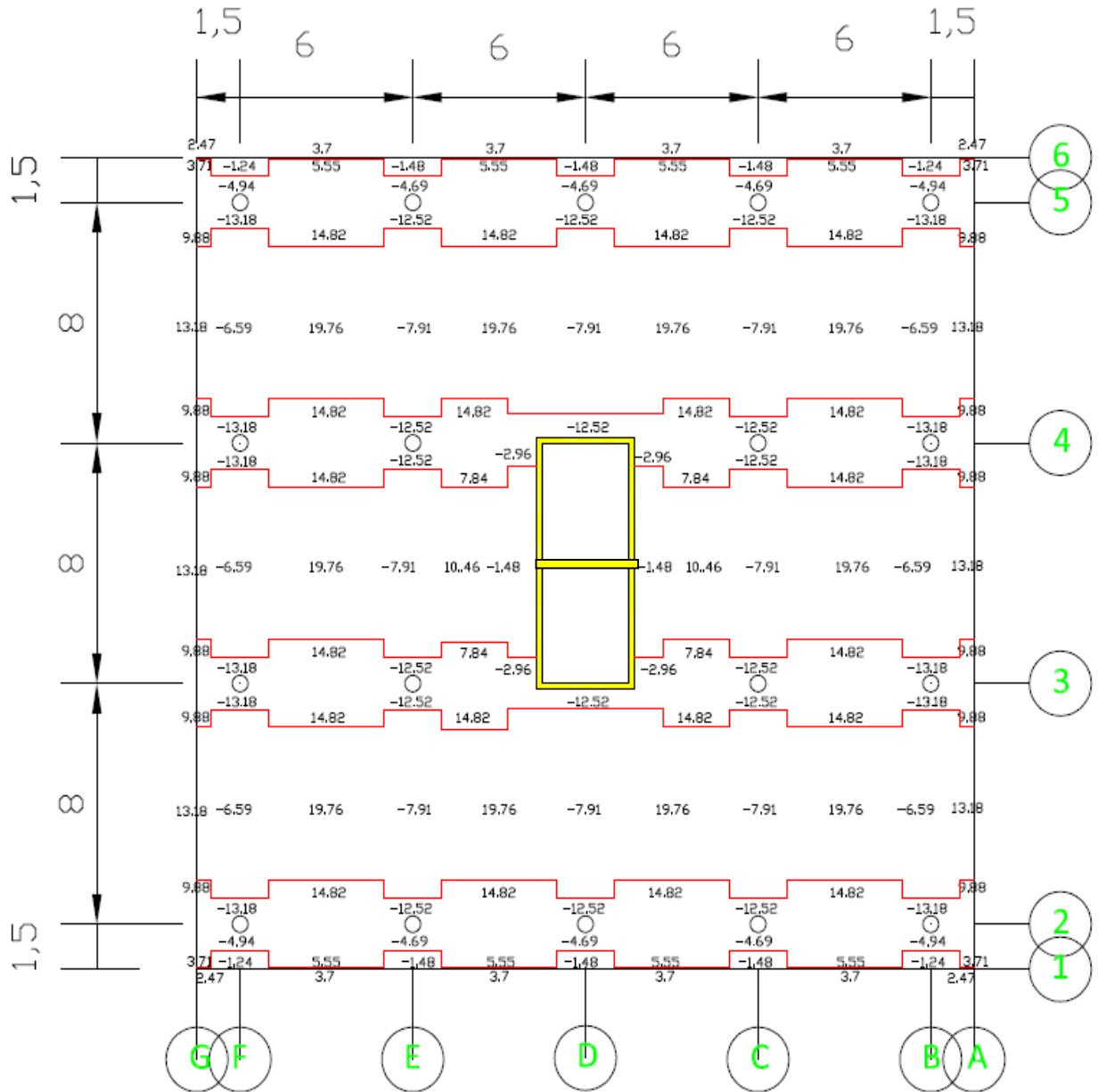
Annexe 2 : Moments de flexion du plancher dalle :

Sens OX :





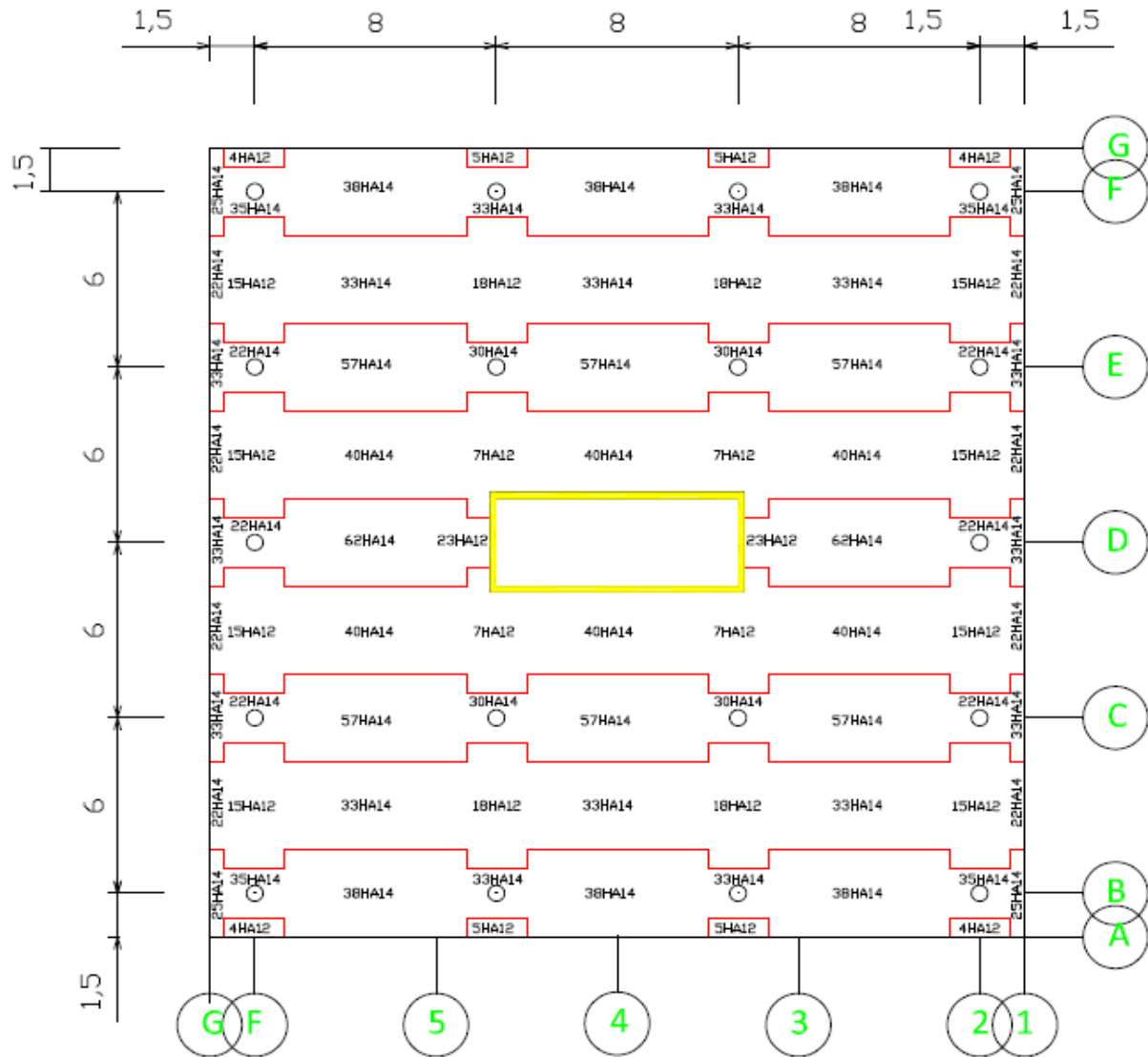
Sens OY :





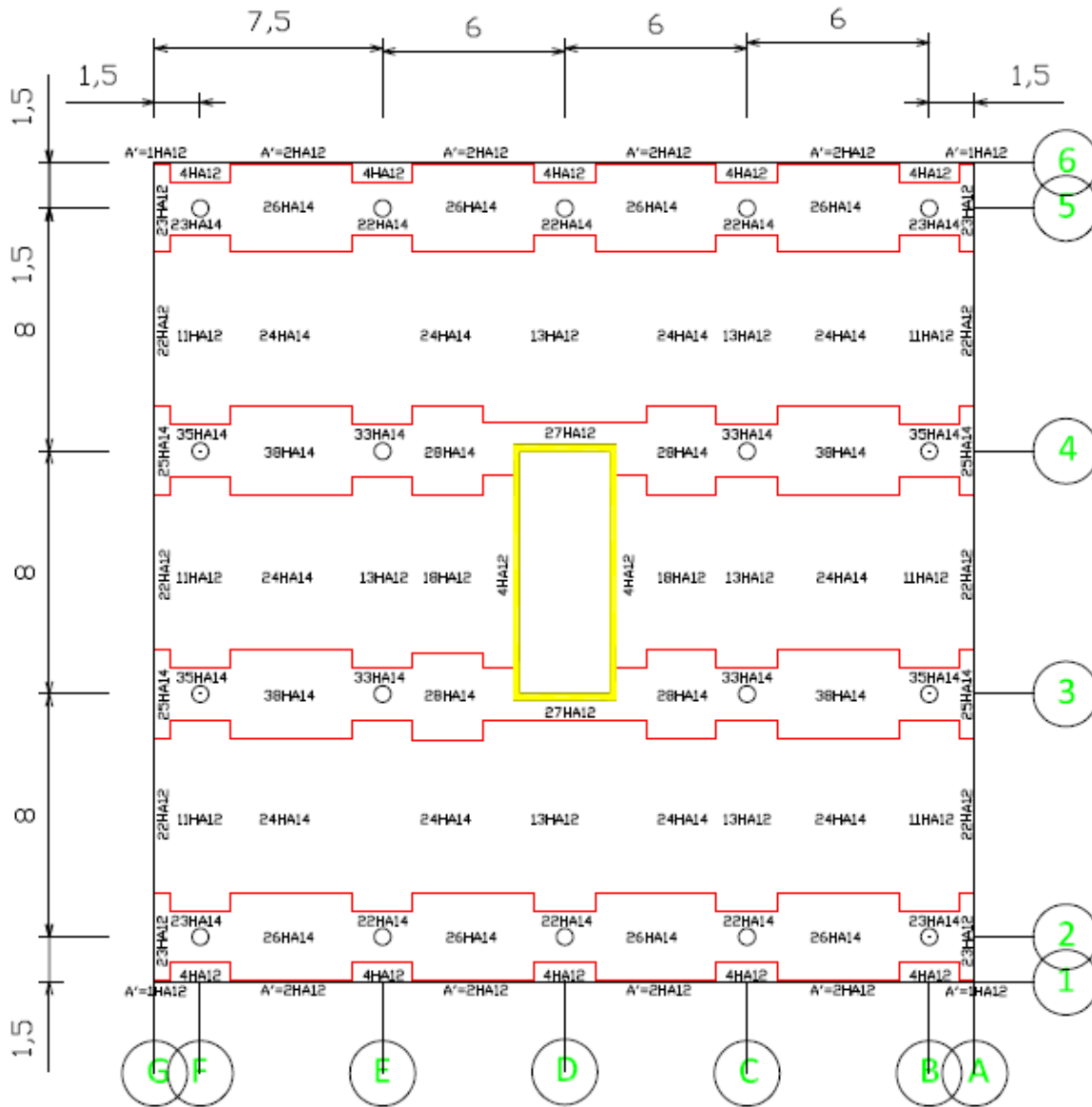
Annexe 3 : Ferrailage plancher dalle

Sens OX :



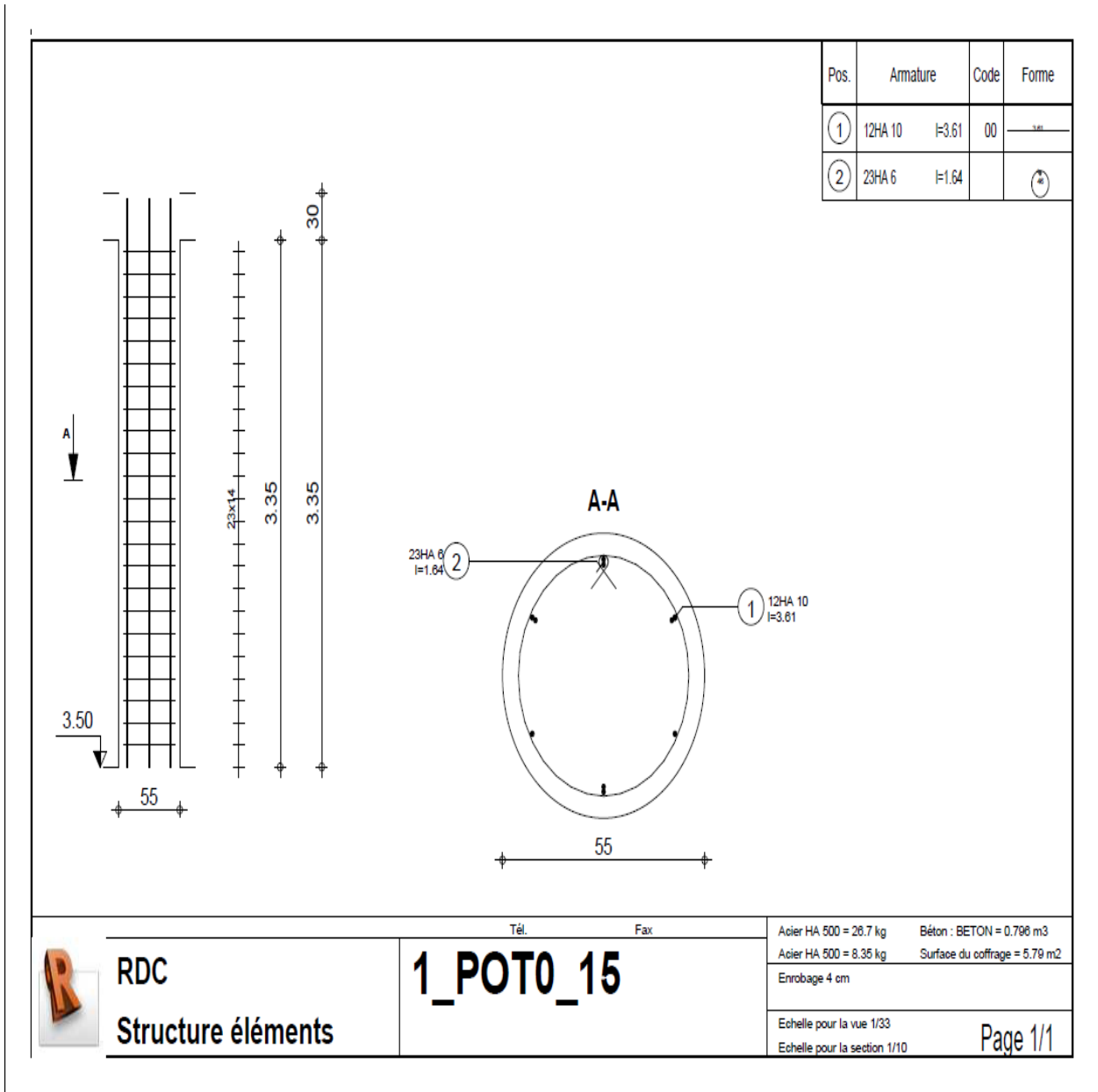


Sens OY :





Annexe 4 : ferrailage du poteau POTO_15 :



RDC
Structure éléments

1_POTO_15

Tél. Fax

Acier HA 500 = 26.7 kg Béton : BETON = 0.796 m3
Acier HA 500 = 8.35 kg Surface du coffrage = 5.79 m2
Enrobage 4 cm

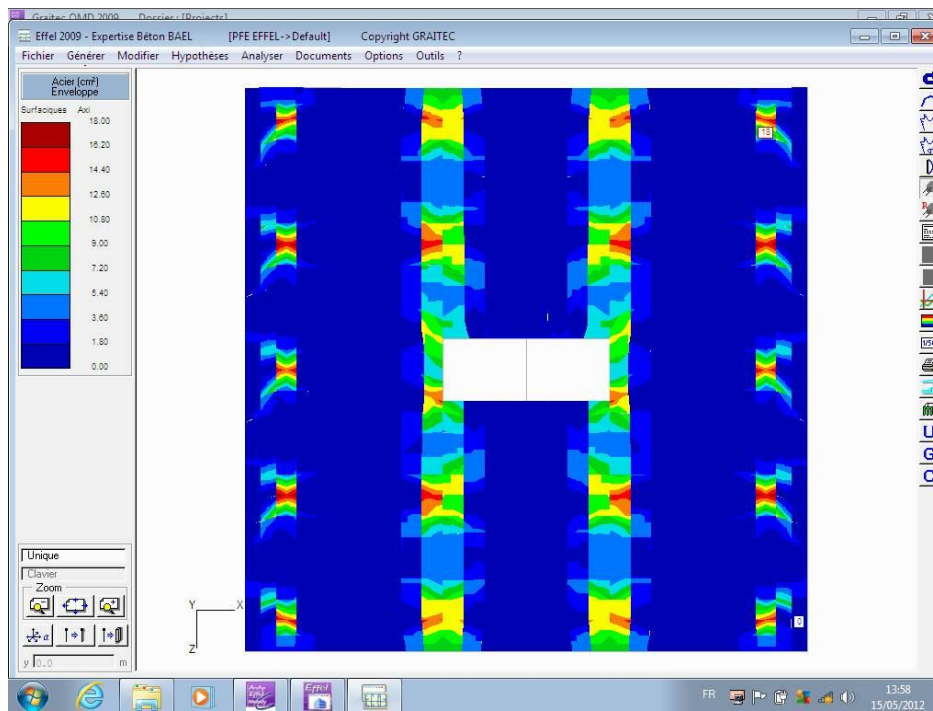
Echelle pour la vue 1/33
Echelle pour la section 1/10

Page 1/1

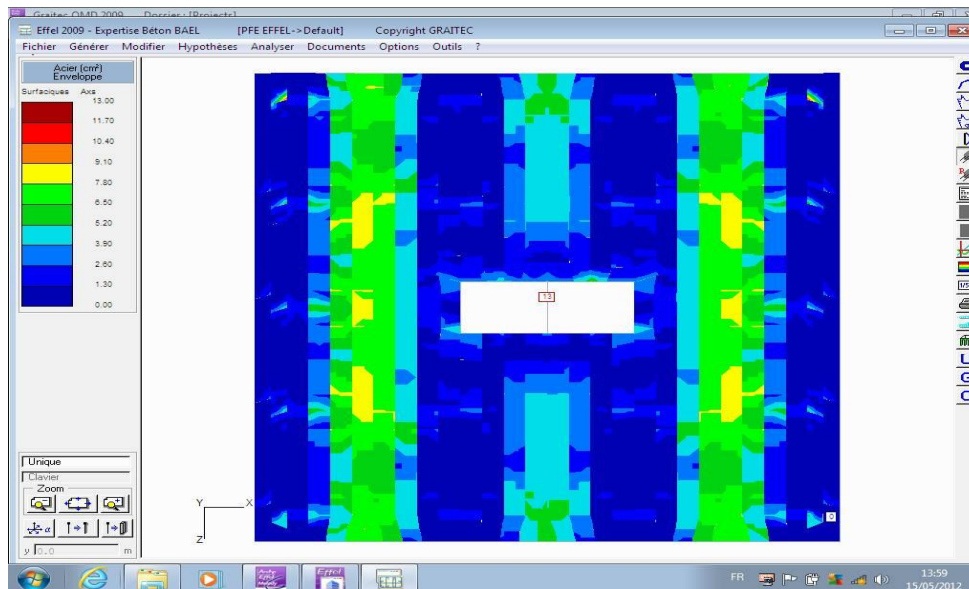


Annexe 5 : ferrailage de la dalle par le logiciel EFFEL :

Ferrailage supérieur :



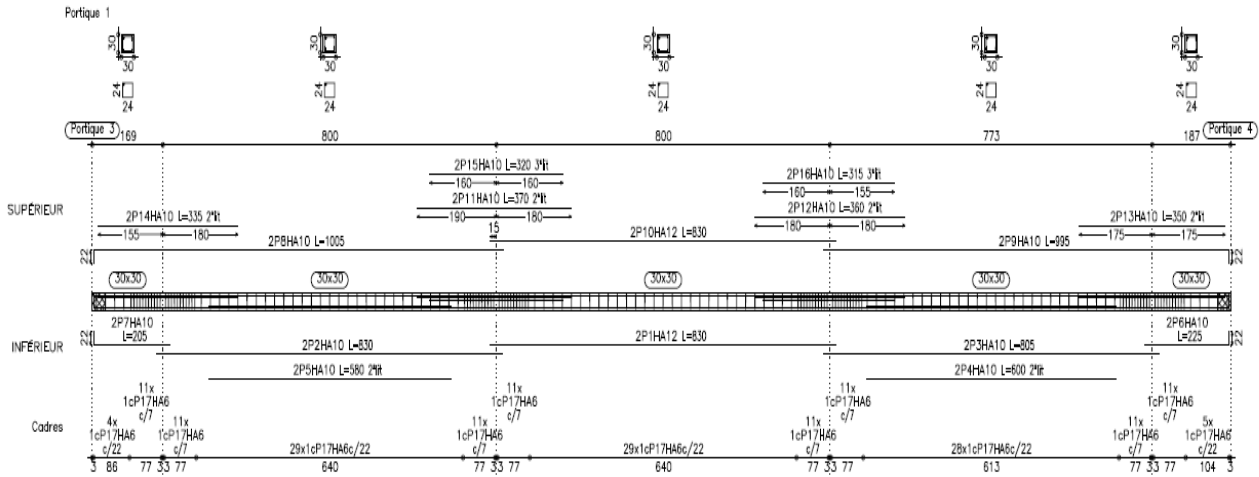
Ferrailage inférieur :





Annexe 6 : Résultats CYPECAD

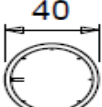
Ferrailage de la couronne :




Ferrailage des poteaux :

P1=P2=P3=P4=P5=P6 +14.00
P7=P8=P9=P10=P11
P12=P13=P14=P15
P16=P17=P18

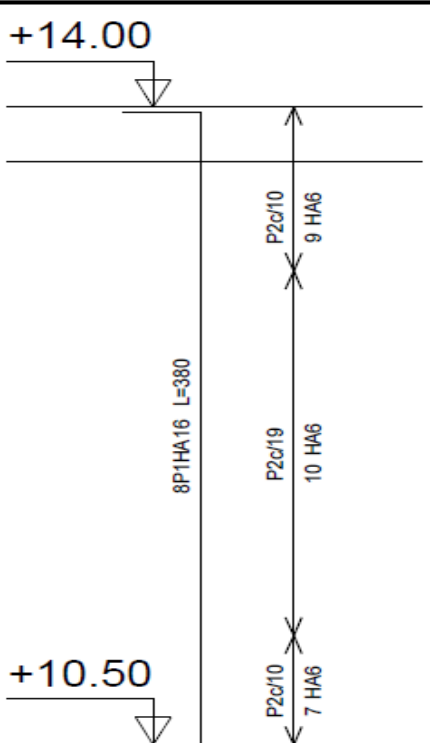
Pos.	Diam.	No.	Long. (cm)	Total (cm)	x 18 (cm)
1	HA16	8	380	3040	54720
2	HA6	26	123	3198	57564



8P1HA16 L=380



26P2HA6 L=123



Vertical reinforcement diagram showing a column of height 380 cm. The top level is at +14.00 and the bottom level is at +10.50. The main reinforcement consists of 8P1HA16 L=380 bars. Additional bars include P2c/10 (9 HAG), P2c/19 (10 HAG), and P2c/10 (7 HAG).

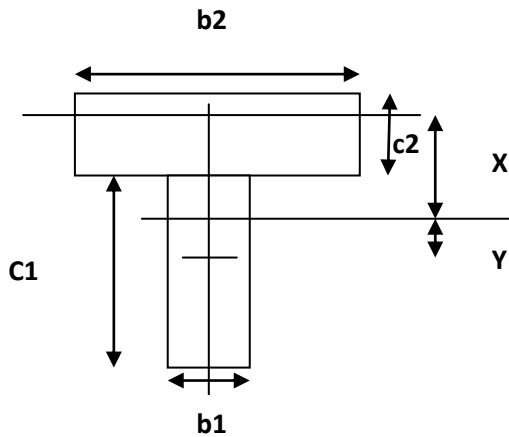
**Coefficients de participation de masse :**

	T	Lx	Ly	Lgz	Mx	My
Mode 1	0.375	0.0098	0.0096	1	0 %	0 %
Mode 2	0.271	0	0.9999	0.0103	0 %	91.69 %
Mode 3	0.153	0.9997	0	0.0238	89.97 %	0 %
Mode 4	0.129	0.0005	0.0001	1	0 %	0 %
Mode 5	0.081	0.0001	0.0006	1	0 %	0 %
Mode 6	0.067	0.0001	1	0	0 %	7.88 %
Mode 7	0.063	0.0001	0.0034	1	0 %	0 %
Mode 8	0.043	0.9999	0	0.0155	9.59 %	0 %
Mode 9	0.034	0.0001	0.9999	0.0134	0 %	0.38 %
Mode 10	0.025	0.0008	0.9999	0.0134	0 %	0.04 %
Mode 11	0.023	0.9999	0.0002	0.0157	0.38 %	0 %
Mode 12	0.018	0.9999	0	0.0158	0.05 %	0 %

- T = Période de vibration en secondes.
- Lx, Ly, Lgz = Coefficients de participation normalisés dans chaque direction de l'analyse.
- Mx, My = Pourcentage de masse déplacée pour chaque mode dans chaque direction de l'analyse.
- R = Relation entre l'accélération de calcul en utilisant la ductilité attribuée à la structure et l'accélération de calcul obtenue sans ductilité.
- A = Accélération de calcul, en incluant la ductilité.
- D = Coefficient du mode, équivaut au déplacement maximum du degré de liberté dynamique.

	Masse totale déplacée
Masse X	100 %
Masses-Y	100 %

Annexe 7 : Calcul des inerties des bandes virtuelles :



Nervure du plancher réticulé

Données de la nervure :

b_1 : largeur de la nervure

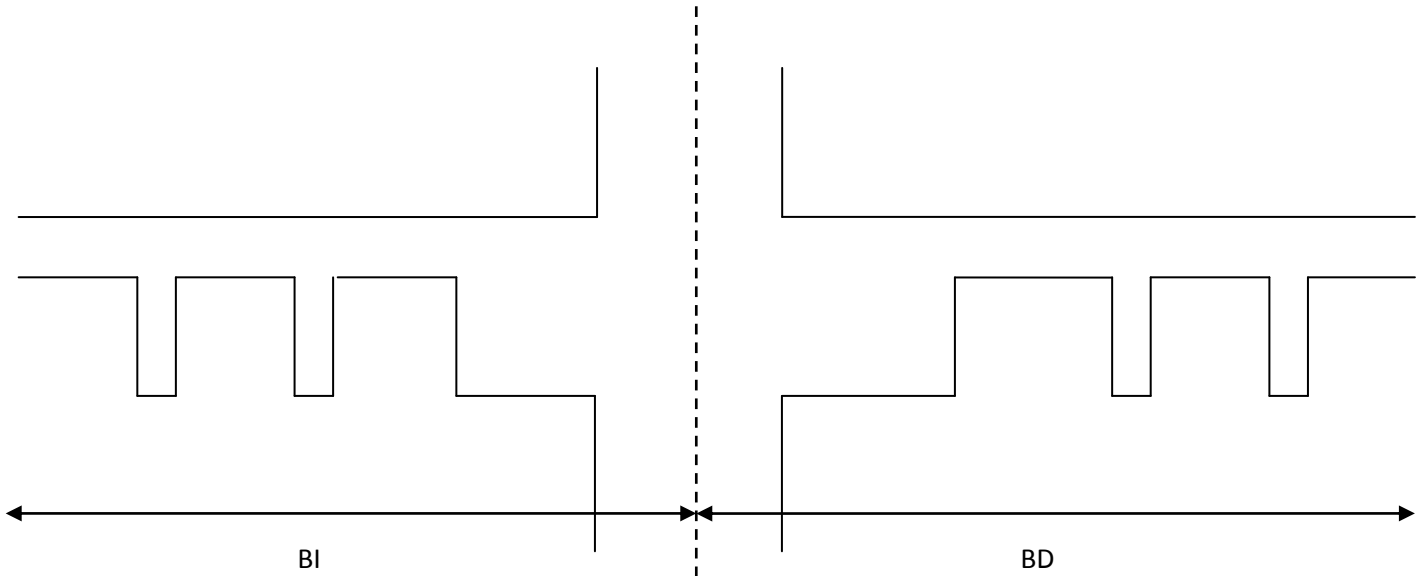
b_2 : entre-axe des nervures

c_1 : hauteur du bloc léger

c_2 : hauteur de la table

X : distance du centre de gravité de la table au centre de gravité de la poutre en T

Y : distance du centre de gravité de la nervure au centre de gravité de la poutre en T



Notations :

I_n = l'inertie d'une nervure

I_a = l'inertie d'un abaque

I = l'inertie totale de la bande virtuelle

Les valeurs de X et Y sont données par les relations suivantes :



$$x = \frac{b_1 c_1 * (c_1 + c_2)}{2(b_1 c_1 + b_2 c_2)}$$

$$y = \frac{(c_1 + c_2)}{2} - x$$

L'inertie d'une nervure est donnée par :

$$I_n = \frac{b_1 c_1^3}{2a} + b_1 c_1 y^3 + \frac{b_2 c_2^3}{2a} + b_2 c_2 y^3$$

L'inertie de l'abaque est donnée par :

$$I_a = \frac{(BI + BD) * H^3}{36}$$

Le nombre des nervures dans une bande centrale de largeur B est :

$$n = E (B/S) + 1$$

Avec :

S : entre axe

E () est la partie entière

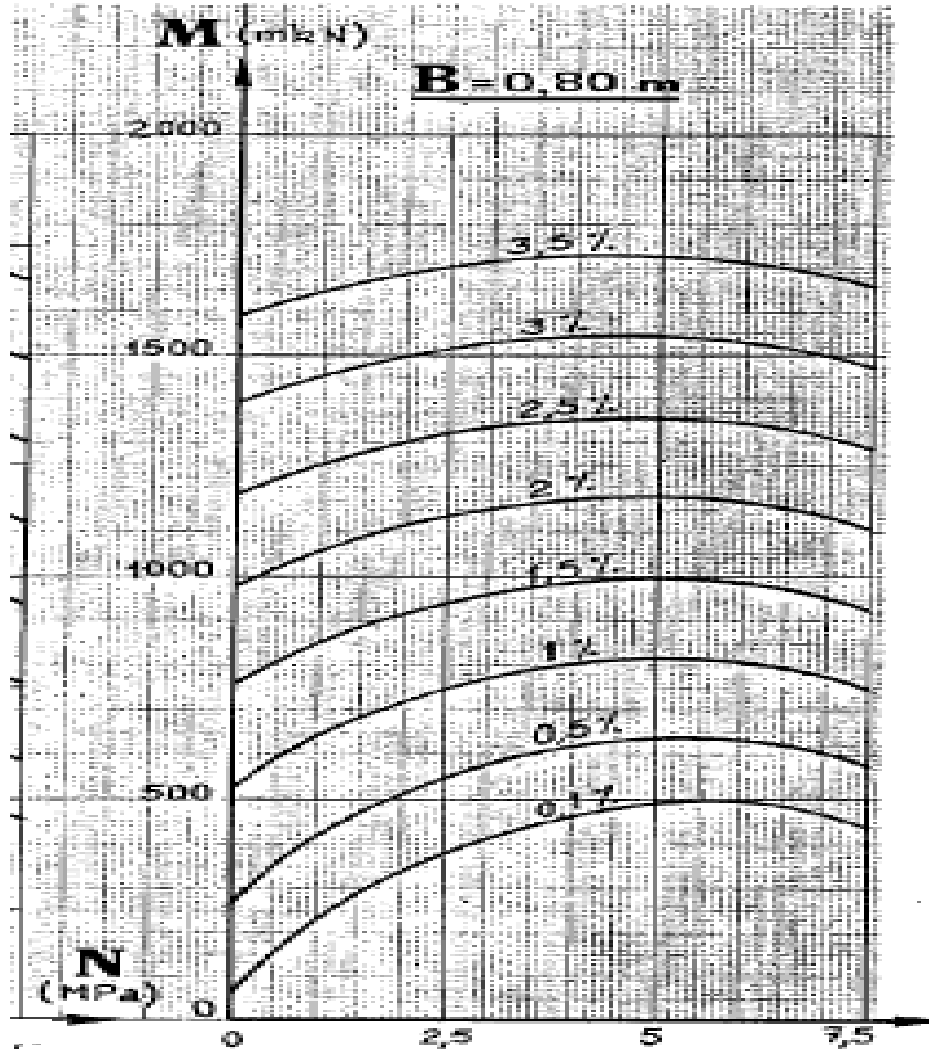
Pondération d'inertie :

L'inertie d'une bande contenant des abaques et des nervures à la fois est donnée par la formule pondérée suivante : $I = 0.15 * I_a + 0.85 * I_n$



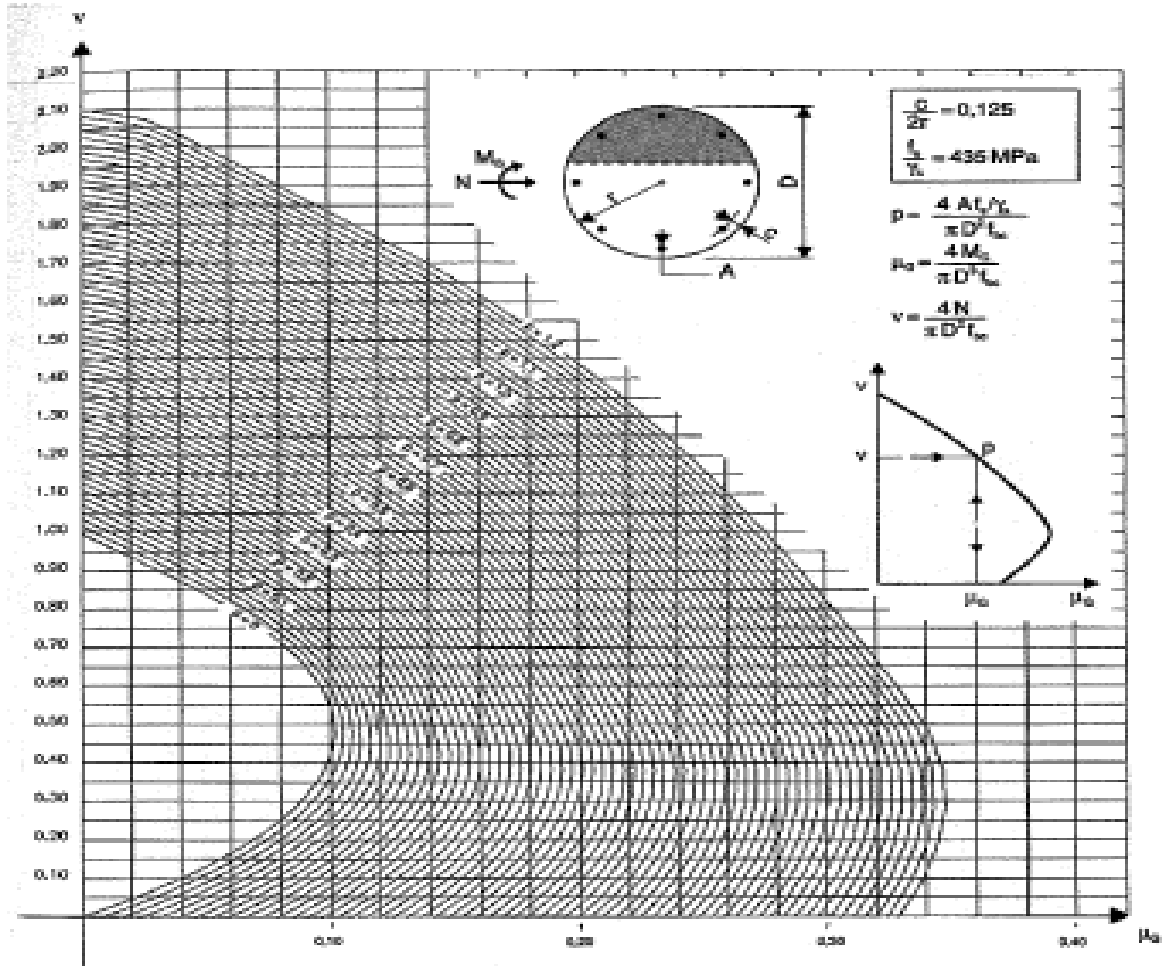
Annexe 8 : abaque de SOULOUMIAC pour le calcul de ferrailage des pieux

4



Annexe 9 :

Calcul d'armatures longitudinales pour une section circulaire en flexion composée :



Résultats du dimensionnement des pieux sous voiles :

Pieux	Diamètre(m)	Ancrage(m)	F .longitudinal	zone critique	zone courante
P3	0.5	8.5	13HA10	15HA6 e=7	44HA6 e=15
P4	0.5	8.5	13HA10	15HA6 e=7	44HA6 e=15
P5	0.5	8.5	13HA10	15HA6 e=7	44HA6 e=15
P6	0.8	8.5	23HA12	11HA6 e=9	36HA6 e=18