

## INTRODUCTION

La ville d'Antananarivo ne cesse de s'étendre vers la périphérie. L'augmentation du nombre de la population exige la construction de nouvelles infrastructures. Cette ville est le capital économique de Madagascar, c'est donc un lieu où les investisseurs s'installent. Avec la politique actuelle de l'Etat qui favorise la venue d'investisseurs étrangers, la demande des locaux de bureaux augmente.

La commune d'Anosizato dispose encore d'un faible développement, les infrastructures sont insuffisantes mais la commune dispose déjà d'une politique de développement urbaine. C'est dans cette insuffisance que l'idée de créer un immeuble à usage de bureaux est né. C'est un immeuble non seulement destiné aux sociétés qui vont s'y installer mais aussi au public en offrant divers services. Ainsi, le présent mémoire sera basé sur l'étude de conception et de faisabilité du projet.

Pour situer ce dernier dans son milieu, nous allons parler de la situation actuelle de la commune sur le plan de l'urbanisation et de la description du bâtiment dans la première partie.

La deuxième partie sera concentrée sur l'étude technique relative à la conception du bâtiment.

La troisième partie du devoir traitera l'étude financière donnant le coût et la rentabilité du projet.

## Partie I : Etude préliminaire

<b>Chapitre I: GENERALITES</b> .....	<b>1</b>
I.1. Présentation de la commune d' Anosizato .....	1
I.1.1. Situation géographique.....	1
I.1.2. Milieu physique .....	2
I.1.3. Milieu humain .....	3
I.1.4 - Milieu social .....	5
a) Education .....	5
b) Santé .....	6
c) Approvisionnement en eau potable .....	7
d) Electrification .....	8
e) Sports, cultures et loisirs .....	8
f) Coopérations et projets .....	9
I.1.5. Economie .....	9
a) Le commerce .....	9
b) L'artisanat .....	10
c) Les services divers .....	11
d) Les PME et les PMI .....	11
e) Autres activités économiques .....	12
I.2. ENVIRONNEMENT DU PROJET .....	13
I.2.1 Introduction .....	13
I.2.2. Approche contextuelle .....	14
I.3. Localisation du projet .....	17
<b>Chapitre II : DESCRIPTION DU BATIMENT</b> .....	<b>18</b>
II.1. Implantation .....	18
II.2. Forme générale du bâtiment .....	18
II.3. Choix de la structure .....	18
II.4. Organisation des espaces de bureaux .....	19
II.4.1. L'espace de travail .....	19
II.4.2. Surfaces et dimensions nécessaires .....	19
II.4.3. Dimensions de la construction .....	20
II.5. Organisation de l'espace commercial .....	20
II.6. Répartition des espaces .....	20

II.7. Capacité des locaux de bureaux .....	22
<b>Chapitre III : Confort et sécurité .....</b>	<b>23</b>
III.1 Confort .....	23
III.1.1. Exigence thermique .....	23
III.1.2. Exigence acoustique .....	23
III.1.3. Exigence d'éclairage .....	23
III.2. Sécurité .....	24
III.2.1. Protection contre la foudre .....	24
III.2.2. Protection des personnes et des biens .....	24
III.2.3. Protection contre d'éventuels cambriolages .....	25
III.2.4. Protection contre l'incendie .....	25
<b>Chapitre IV : DEVIS DESCRIPTIF SOMMAIRE .....</b>	<b>26</b>
IV.1. Toiture .....	26
IV.2. Plancher .....	26
IV.3. Dalle .....	26
IV.4. Murs et cloisons .....	26
IV.5. Escalier .....	26
IV.6. Ascenseur.....	27
IV.7. Equipements sanitaires .....	27
IV.8. Equipement électriques .....	27
IV.9. Menuiserie – Vitrierie – Peinture -- Carrelage .....	27
IV.10. Assainissement .....	28

## Partie II : Etude technique

<b>Chapitre I : EFFET DU VENT .....</b>	<b>29</b>
I. 1. Direction du vent .....	29
I. 2. Pression dynamique de base .....	29
I.3. Hypothèses de calcul .....	29
I.4. Modifications des pressions dynamiques de base .....	30
I.4.1. Effet de Site .....	30
I.4.2. Effet de masque .....	30

I.4.3. Effet de la hauteur au dessus du sol .....	31
I.4.4. Effet de dimension .....	31
I.4.5. Rapport des dimensions .....	31
I.4.6. Valeur du coefficient $\gamma_0$ .....	31
I.5. Actions extérieures .....	31
I.5.1. Parois verticales .....	31
I.5.2 Toiture .....	32
I.6. Actions intérieures .....	32
I.7. $C_e - C_i$ .....	33
I.8. Valeurs des efforts dus au vent sur les faces exposées .....	35
<b>Chapitre II : CALCUL DES CHARPENTES .....</b>	<b>36</b>
II.1. Généralités .....	36
II.2. Charges à considérer dans le calcul .....	37
II.3. Choix de la ferme .....	37
II.4. DISPOSITION DES PANNES .....	37
II.5 CALCUL DE LA COUVERTURE .....	38
II.6. CALCUL DES PANNES .....	39
II.6.1 Dimensionnement .....	39
a. Combinaisons d'actions .....	40
b. Détermination des sollicitations .....	40
c. Choix du profil et vérification de sa résistance .....	41
II.6.2 Vérification des conditions de flèche .....	41
II.7. CALCUL DE LA FERME .....	42
II.7.1. Hypothèses de calcul .....	42
II.7.2. Combinaison d'actions .....	42
II.7.3. Détermination des efforts dans les barres .....	43
II.7.4. Vérification des contraintes dans les membrures .....	46
a. Membrane inférieure tendue .....	46
b. Membrane supérieure comprimée .....	47
b.1. Flambement dans le plan de la poutre .....	47
b.2. Flambement dans le plan transversal .....	47
II.7.5. Contraintes dans les montants et les diagonales .....	48
<b>Chapitre III : CALCUL PRELIMINAIRE .....</b>	<b>49</b>
III.1 Poutres .....	49

III.1.1. Poutre longitudinale .....	49
III.1.2. Poutre transversale .....	49
III.1.3. Poutre secondaire (cage d'escalier) : .....	50
III.2. Plancher à corps creux .....	50
III.3. Dalle pleine .....	50
III.4. Poteaux .....	50
III.4.1. Poteau intérieur.....	51
III.4.2. Poteau de rive.....	51
III.5. Escalier .....	52
<b>Chapitre IV : DESCENTE DES CHARGES .....</b>	<b>53</b>
IV.1. Charges permanentes .....	53
VI.1.1. Escalier .....	54
VI.1.2. Plancher à corps creux .....	54
VI.1.3. Dalle de 15 .....	55
VI.1.4. Toiture .....	55
VI.1.5. VEC type 1 .....	55
VI.1.6. Balcon .....	56
IV.2. Surcharge d'exploitation .....	56
VI.3. Descente des charges .....	56
VI.3.1. Exemple de calcul de descente des charges dues à la force de la pesanteur	57
IV.3.2 Descente des charges dues aux vents .....	64
IV.3.3 Récapitulation .....	66
<b>Chapitre V : CALCUL DES ELEMENTS DE LA SUPERSTRUCTURE .....</b>	<b>67</b>
V.1. GENERALITES .....	67
V.1.1. Méthode de calcul .....	67
V.1.2 Détermination des sollicitations .....	68
V.1.3. Principe de la méthode de Cross .....	68
V.2. DETERMINATION DES SOLLICITATIONS .....	69
V.2.1.Evaluation Des Charges Au Niveau 0 .....	70
V.2.2.Evaluation Des Charges Au Niveau -1 .....	71
V.2.3.Evaluation Des Charges .....	72
V.2.4.Diagrammes de chargement : .....	73
V.3. Programmation de calcul des moments .....	76
V.3.1.Choix du support : .....	76
V.3.2.INTERFACE : .....	77

V.3.3. Groupe « Nœuds » .....	78
V.3.4. Groupe « Barres » .....	79
a. Sous groupe « Création ».....	79
b. Sous groupe « Option des barres » .....	81
c. Sous groupe « Orientation ».....	81
V.3.5. Groupe « Moments sur les barres » .....	82
V.3.6. Groupe « Méthode de Cross» .....	82
a. Sous groupe « Activestruct ».....	83
b. Sous groupe « Tableau option » .....	83
c. Sous groupe « Tableau » .....	84
d. Sous groupe « Déplacement » .....	84
V.4. Application du programme .....	85
V.4.1. Résultats .....	85
V.5. Calcul des poutres principales .....	85
V.5.1. Détermination des armatures longitudinales de la section rectangulaire pour la travée la plus sollicitée .....	89
a. Détermination des armatures en ELU .....	89
b. Détermination des armatures à l'ELS .....	91
b.1. Etat limite de compression du béton .....	91
b. 2. Etat limite d'ouverture des fissures .....	91
c. Choix de la section d'armature tendue .....	91
V.5.2. Détermination des armatures longitudinales de la section rectangulaire à l'appui le plus sollicité .....	92
a. Détermination des armatures à l'ELU .....	92
b. Détermination des armatures à l'ELS .....	92
b.1. Etat limite de compression du béton .....	92
V.5.3. Section des armatures longitudinales .....	93
V.5.4. Evaluation de l'effort tranchant .....	94
V.5.5. Section des armatures longitudinales .....	95
V.5.6. Détermination des armatures transversales de l'âme .....	96
V.5.7. Etat limite de déformation .....	96
V.5.8. Dispositions constructives .....	97
V.6. Calcul des planchers en corps creux (en céramique) .....	97
V.6.1. Evaluation des charges .....	97
V.6.2. Détermination des moments fléchissants .....	97
V.6.3. Détermination des armatures longitudinales .....	100

a . Calcul en ELU : .....	100
a. 1. Détermination des armatures en travée (section en T) .....	100
a. 2. Détermination des armatures aux appuis (section rectangulaire) .....	101
b. Détermination de la section des armatures en ELS .....	101
c. Choix des armatures .....	101
d. Vérification de la flèche .....	101
V.6.4. Détermination des armatures transversales : .....	103
V.7. Calcul des poteaux .....	103
V.7.2. Etude du poteau D2 .....	103
a. Hypothèses de calcul et caractéristiques .....	104
b. Détermination des armatures longitudinales .....	104
c. Détermination des armatures transversales.....	105
d. Espacement des armatures transversales .....	106
e. Zones de recouvrement .....	106
f. Vérification à l'état limite de compression du béton.....	106
V.7.3. Calcul du poteau de rive (30x50) .....	106
a. Détermination de l'excentricité .....	106
b. Détermination des efforts .....	107
c. Détermination des armatures longitudinales à l'ELU .....	107
V. 8. Calcul des dalles .....	109
V.8.1. Généralités .....	109
V.8.2. Hypothèses de calcul .....	109
V.8.3. Caractéristiques des matériaux .....	109
V.8.4. Détermination des charges appliquées .....	110
V.8.5. Evaluation des sollicitations .....	110
V.8.6. Calcul des armatures longitudinales .....	111
a. Détermination à l'ELU .....	111
b. Détermination à l'ELS .....	111
c. Section minimale d'armatures et condition de non fragilité .....	111
d. Dispositions constructives .....	111
e. Choix des armatures .....	112
V.8.7. Effort tranchant .....	112
a. Sollicitations ultimes .....	112
b. Vérification .....	112
V.8.7. Vérification au poinçonnement de la dalle .....	113
V.8.8. Etat limite de déformation de la dalle .....	114

V.8.9. Nouvelle section des armatures $h_0 = 16\text{cm}$ et vérification .....	114
V.9. Calcul des Escaliers .....	115
V.9.1. Hypothèses de calcul: .....	115
V.9.2. Combinaison d'actions .....	115
V.9.3. Détermination des sollicitations .....	116
V.9.4. Détermination des armatures longitudinales à l'ELU .....	118
a. Section minimale d'armature et condition de non fragilité .....	118
b. Effort tranchant .....	118
V.9.5. Détermination des armatures de répartition .....	118
V.9.6. Armatures de chapeau .....	118
<b>Chapitre VI : SECOND ŒUVRES .....</b>	<b>119</b>
VI.1. Adduction d'eau .....	119
VI.1.1. Paramètres de base : .....	119
a. Débits .....	119
b. Vitesse .....	120
VI.1.2. Dimensionnement des tuyaux .....	120
a. Canalisations primaires .....	120
b. Canalisations secondaires .....	121
VI.2. Assainissement .....	121
VI.2.1. Généralités .....	121
VI.2.2 Evacuation des eaux pluviales .....	121
a. Dimensionnement des chéneaux .....	121
b. Dimensionnement des tuyaux de descente .....	122
c. Trop plein .....	122
d. Dimensionnement des collecteurs d'eaux pluviales .....	122
VI.2.3. Evacuation des eaux usées .....	122
a. Chutes des eaux usées .....	123
b. Tuyau collecteur d'appareil .....	123
c. Evacuation des eaux de vannes (EV) .....	123
c. 1. Généralité .....	123
c. 2. Dimensionnement des fosses septiques .....	124
c. 3. Dimensionnement de l'épurateur .....	124
VI.3. Electricité .....	125
VI.3.1. Généralités .....	125
VI.3.2. Règles générales .....	125
VI.3.3 Dispositifs de protection .....	125



a. Protection des circuits .....	125
b. Protection des personnes .....	126
c. Protection contre les bâtiments .....	127
VI.3.4. Les appareillages électriques d'installation .....	127
a. Les interrupteurs .....	128
b. Les conducteurs .....	128
c. Les coupes circuits .....	128
d. Les prises de courant .....	129
e. Les points lumineux .....	129
VI.3.5. Eclairage .....	130
a. Méthode de détermination du facteur d'utilisation $f_u$ : .....	130
b. Détermination du facteur de dépréciation $f_d$ : .....	130
c. Formule de détermination du flux total $\phi$ : .....	131
d. Détermination du nombre de lampes : .....	131
<b>Chapitre VII : ETUDE DE LA FONDATION .....</b>	<b>132</b>
VII.1. Choix du type de fondation .....	132
VII.2. Modèle de comportement .....	132
VII.3. Comportement axial d'un élément isolé .....	132
VII.3.1. La contrainte de rupture sous la pointe .....	132
a. Valeur de $k_p$ .....	133
b. Calcul de la pression limite équivalente .....	133
VII.3.2. Le frottement latéral unitaire limite $q_s$ .....	134
VII.3.3. Efforts mobilisables par frottement latéral $Q_{su}$ .....	134
VII.3.4. Efforts mobilisables sous la pointe $Q_{pu}$ .....	135
VII.3.5. Charges limites du pieu .....	135
VII.3.6. Justification vis-à-vis du sol .....	135
a. Etat limite de mobilisation locale du sol .....	135
b. Etat limite de mobilisation globale du sol .....	136
VII.3.7. Détermination des armatures longitudinales du pieu .....	136
VII.3.8. Justification vis à vis des matériaux .....	137
a. Résistance conventionnelle .....	137
b. Justification vis-à-vis des sollicitations normales .....	137
VII.3.9. Détermination des armatures transversales du pieu .....	137
II.4. Dimensionnement de la semelle .....	137

VII.4.1. Etat limite ultime de compression des bielles .....	138
VII.4.2. Etat limite de cisaillement du béton .....	139
VII.4.3. Etat limite ultime de résistance .....	139
VII.4.4 Armatures complémentaires .....	139

## Partie III : Etude financière

Chapitre I: Devis Estimatif du projet .....	141
Chapitre II: Analyse financière .....	145
II.1. Les chiffres d'affaires prévisionnels .....	145
II.1.1. Distribution de prix de location .....	145
II.1.2. Prévision de prix pour la location de l'immeuble .....	145
II.2. Charges prévisionnelles .....	146
II.3. Résultats prévisionnels .....	146
II.4. Détermination du taux de rentabilité interne .....	148

**LISTE DES TABLEAUX**

Tableau n°1 : Fokotany au sein de la commune .....	3
Tableau n°2 : Population par tranche d'âge.....	3
Tableau n°3 : Population .....	3
Tableau n°4 : Répartition de la population .....	4
Tableau n°5 : Infrastructure scolaire .....	5
Tableau n°6 : Liste des infrastructures sanitaires .....	6
Tableau n°7 : Adduction d'eau .....	7
Tableau n°8 : Electrification .....	8
Tableau n°9 : Liste des ONG .....	9
Tableau n°10 : Projets en cours et réalisés .....	9
Tableau n°11 : Nombre de détaillants et grossiste .....	9
Tableau n°12 : Activité artisanale .....	10
Tableau n°13 : Agriculture .....	12
Tableau n°14 : Destination des produits agricoles .....	12
Tableau n°15 : Type de pâturage .....	12
Tableau n°16 : Effectif d'élevage .....	13
Tableau n°17 : Débouchés du marché .....	13
Tableau n°18 : Répartition des espaces au sous-sol .....	20
Tableau n°19 : Répartition des espaces au rez-de-chaussée et au premier étage ....	21
Tableau n°20 : Répartition des espaces dans les étages courants .....	21
Tableau n°21 : Répartition des espaces au dernier étage .....	22
Tableau n°22 : Valeur des éclaircissements nominaux .....	24
Tableau n°23 : Pression dynamique de base .....	29
Tableau n°24 : Vitesses du vent .....	29
Tableau n°25 : $C_e - C_i$ .....	33
Tableau n°26 : $C_e - C_i$ .....	34
Tableau n°27 : $C_e - C_i$ extrême .....	35
Tableau n°28 : Efforts dus au vent normal .....	35
Tableau n°29 : Efforts dus au vent extrême .....	35
Tableau n°30 : Méthode de Ritter.....	45
Tableau n°31 : Section des montants et diagonales.....	48
Tableau n°32 : Surface d'impact .....	57
Tableau n°33 : Descente des charges au niveau du poteau D4.....	58
Tableau n°34 : Récapitulation des descentes des charges.....	64

---

Tableau n°35 : Efforts normaux appliqués sur les poteaux.....	66
Tableau n°36 : Valeur des descentes des charges.....	66
Tableau n°37 : Evaluation des charges.....	72
Tableau n°38 : Moments ELU.....	85
Tableau n°39 : Moments ELS.....	86
Tableau n°40 : Moments aux appuis.....	89
Tableau n°41 : Moments en travée.....	89
Tableau n°42 : Section des armatures.....	93
Tableau n°43 : Section réelle.....	93
Tableau n°44 : Section réelle des armatures longitudinales pour les appuis.....	94
Tableau n°45 : Section réelle des armatures longitudinales pour les travées.....	94
Tableau n°46 : Valeur des efforts tranchants .....	94
Tableau n°47 : Section des armatures longitudinales aux appuis .....	95
Tableau n°48 : Section des armatures longitudinales en travée .....	95
Tableau n°49 : Valeur des moments aux états limites.....	99
Tableau n°50 : Calcul de $A_u$ en travée.....	101
Tableau n°51 : Calcul de $A_u$ aux appuis.....	101
Tableau n°52 : Section des armatures $A_s$ en ELS.....	101
Tableau n°53 : Efforts normaux dans les poteaux .....	103
Tableau n°54 : Moments fléchissant et efforts tranchants au niveau du poteau D2...	103
Tableau n°55 : Moment fléchissant et efforts tranchants du poteau de rive.....	106
Tableau n°56 : Valeur des efforts tranchants.....	117
Tableau n°57 : Débits de base des appareils.....	119
Tableau n°58 : Débit de base et nombre total d'appareils.....	120
Tableau n°59 : Diamètre des tuyaux collecteur d'appareils.....	123
Tableau n°60 : Section des conducteurs.....	128
Tableau n°61 : Types de lampes .....	129
Tableau n°62 : Nombre de lampes pour les locaux considérés .....	129
Tableau n°63 : Caractéristiques du sol.....	133
Tableau n°64 : Devis estimatif du projet.....	141
Tableau n°65 : Coût de la construction.....	144
Tableau n°66 : Coefficient de répartition du loyer.....	145
Tableau n°67 : Prévision du loyer.....	146
Tableau n°68 : Charges prévisionnelles.....	146
Tableau n°69 : Résultats prévisionnels.....	147

**LISTE DES FIGURES**

Figure n°1 : Localisation du projet .....	17
Figure n°2 : Dimensions de la construction .....	30
Figure n°3,4,5,6,7,8,9,10 : Diagramme des pressions du vent.....	33-34
Figure n°11 : Ferme sous-tendue à entrain droit.....	37
Figure n°12 : Chargement de la couverture.....	38
Figure n°13 : Panne.....	39
Figure n°14 : Coupure des barres.....	43
Figure n°15 : Efforts dans les barres.....	46
Figure n°16 : Dimension de l'escalier.....	54
Figure n°17 : Répartition des charges.....	57
Figure n°18 : Position des poteaux.....	65
Figure n°19 : Modélisation.....	68
Figure n°20 : Charges triangulaires sur la poutre principale pour le cas de dalle.....	69
Figure n°21 : Diagramme de chargement de l'axe 2 à l'ELU.....	74
Figure n°21a : Diagramme de chargement de l'axe 2 à l'ELS.....	75
Figure n°22 : Interface 3dS max .....	77
Figure n°23 : Groupe création.....	79
Figure n°24 : Présentation des barres.....	80
Figure n°25 : Groupe propriété.....	81
Figure n°25a : Groupe moment des barres.....	82
Figure n°26 : Groupe méthode de Cross.....	82
Figure n°27 : Sous-groupe structure active.....	83
Figure n°28 : Sous groupe option du tableau .....	83
Figure n°29 : Sous groupe tableau .....	84
Figure n°30 : Sous-groupe déplacement.....	84
Figure n°31 : Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants en ELU	87
Figure n°32 : Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants en ELS.	88
Figure n°33 : Section de la poutre.....	90
Figure n°34 : Profil hourdis.....	97
Figure n°35 : Chargement de la poutre continue .....	98
Figure n° 36 : Diagramme des moments fléchissant en ELU .....	99
Figure n°37 : Diagramme des efforts tranchants en ELU.....	99
Figure n°38 : Section de la nervure.....	100
Figure n°39 : Dalle vue en plan.....	110

Figure n°40 : Compression de la dalle(vérification du poinçonnement) .....	113
Figure n°41 : Coupe longitudinale de l'escalier à étudier.....	115
Figure n°42a : Diagramme de chargement de l'escalier .....	116
Figure n°42b : Equivalence du diagramme de chargement.....	117
Figure n°43 : Diagramme des efforts tranchants.....	117
Figure n°44 : Schéma de branchement de prise de terre sous le bâtiment.....	126
Figure n°45 : Disposition des pieux sous semelle.....	138

**LISTE DES ANNEXES**

Annexe I :	Essai au pénétromètre dynamique point 1
Annexe II :	Essai au pénétromètre dynamique point 2
Annexe III :	Essai au pénétromètre dynamique point 3
Annexe IV :	Coefficient de réduction des pressions dynamiques.
Annexe V :	La valeur du coefficient $\gamma_0$
Annexe VI :	Toitures à un ou plusieurs versants plans. Coefficient $c_e$
Annexe VII :	Coefficient de réduction
Annexe VIII :	Classe des sections
Annexe IX :	Surface d'impact
Annexe X :	Valeurs des moments fléchissant et des efforts tranchants en ELS
Annexe XIV :	Valeurs des moments fléchissant et des efforts tranchants en ELU
Annexe XIX :	Excentricité critique relative $\zeta=f(\psi)$
Annexe XX :	Coefficient de simultanéité en fonction du nombre d'appareils
Annexe XXI :	Abaque pour le calcul des conduites d'eau froide
Annexe XXII :	Les sections de basse pente des conduits d'évacuation
Annexe XXIII :	Diamètre intérieur des tuyaux de DEP
Annexe XXIV :	Diamètre intérieur minimal d'alimentation
Annexe XXV :	Composants d'une installation de protection contre la foudre
Annexe XXVI :	Courbe de sondage pressiométrique d' une zone basse d'Antananarivo
Annexe XXVII :	Valeur de $q_s$ en fonction de la profondeur, Coefficient d'efficacité
Annexe XXVIII :	Facteur d'utilisation d'éclairage
Annexe XXIX :	Valeur du facteur de portance $k_p$
Annexe XXX :	Ferraillage nercure
Annexe XXXI :	Plans d'architecture

**LISTE DES ABREVIATIONS**

ONG	Organisation non gouvernementale
FID	Fond d'intervention pour le développement
PPN	Produit de première nécessité
CPA	Ciment portland artificielle
EU	Eaux usées
EP	Eaux pluviales
EV	Eaux vannes
Cs	Coefficient de site
Cm	Coefficient de masque
Kh	Coefficient de hauteur
I	Moment d'inertie
$\sigma$	Contrainte normale
My	Moment fléchissant autour de l'axe principal y
Mz	Moment fléchissant autour de l'axe principal z
T	Effort tranchant
Mpl,y	Moment fléchissant pondéré maximal autour de l'axe principal y
Mpl,z	Moment fléchissant pondéré maximal autour de l'axe principal z
Wpl ,y	Module plastique de flexion autour de l'axe y
Wpl ,z	Module plastique de flexion autour de l'axe z
Npl	Effort normal pondéré maximale
G	Charge permanente
W	Charge due au vent
Q	Charge d'exploitation
ELU	Etat limite ultime
ELS	Etat limite de Service
l	Longueur de travée de calcul
h	Hauteur de section
b	Base de la section
d	Hauteur utile
fcj	Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours
ftj	Résistance caractéristique à la traction du béton à j jours
fe	Limite d'élasticité des aciers
f	Flèche
TRI	Taux de rentabilité interne



---

# **PARTIE I**

# **ETUDE PRELIMINAIRE**

---



# Chapitre I: GENERALITES

## I.1. Présentation de la commune d' Anosizato

### I.1.1. Situation géographique

La commune d' Anosizato compte parmi les 26 communes du Fivondronam-pokontany d'Antananarivo Atsimondrano. Récemment créée par le pouvoir en place afin d'adopter le principe de développement à base communautaire ; de privilégier les zones les plus démunies étant auparavant mis à l'écart, elle se situe à 5 km de la capitale plus précisément à l'Ouest. La commune d' Anosizato est principalement délimitée par:

- le pont qui constitue la ligne de démarcation de la CUA se trouvant à l'Est
- la commune d' Andranonahotra au Nord
- celle d' Ampitatafika à l'Ouest
- et au Sud par celle de Soavina.

Sa superficie est de 4,3km<sup>2</sup> comprenant 6 fokontany, d'un peu plus de 23 852 habitants, dont Ambanimaso – Ambaniatsinanana – Antandrokomby - Ambodivona-Antokotanitsara et Ampefiloha où le projet de construction d'un bâtiment de 7 étages à usage public est basé.

Sur la superficie totale du Fivondronana-Antananarivo Atsimondrano, elle occupe à peu près 1% et représente le chef lieu de cette commune suscitée. La commune d'Anosizato est l'embouchure même de la RN1 reliant la capitale et le moyen ouest comme Miarinarivo-Arivotrimamo en passant par le CUA.

Concernant les terrains dans cette commune, les prix au mètre carré du constructible sont variables selon la localisation. Pour les terrains au bord de la route principale le prix est de 16 000 à 20 000 Ariary ; au bord de la route secondaire ou piste accessible le prix est de 6 000 à 8 000 Ariary. Pour ceux qui sont difficilement accessibles pour les voitures légères le prix se situe entre 10 000 et 15 000 Fmg (source : monographie de la commune Anosizato Ouest).

La plupart des emprunts pour le remblayage sont apportés d'Ankaditoho et les demandeurs sont les privés avec une superficie totale de remblais de 60 km<sup>2</sup>.

Pour le service public et de proximité, le point de livraison de l'électricité est à 220KWH pour 867 logements desservis. Pour l'éclairage public, on compte 105 poteaux électriques avec 56 en bois et 49 en béton. Pour l'eau potable, la commune compte 433 branchements individuels approvisionnés par Mandroseza.

Pour le transport on constate que les taxis-be occupent une grande place car on compte 40 véhicules/jour/ligne avec 2 stations. Après vient le bus qui n'a qu'une station et 4 véhicules/jour/ligne. Le taxi occupe la dernière place. Tous ces moyens de transport relient en général la commune de Tananarivo et des villes avoisinantes. Quant aux poids lourds on compte 2 terminaux de type privé localisés à Antandrokomby et Antokotanitsara.

La commune possède également 4 postes de police et de gendarmerie avec 30 policiers municipaux et quartier mobiles.

Pour la propreté, grâce aux divers matériels que la CUA possède, la commune reçoit aussi les services qui lui sont dus comme les communes avoisinantes comme balayage, ramassage des ordures etc....

Sources : Commune Anosizato Ouest.

### **1.1.2. Milieu physique**

Puisque la commune n'est qu'à 5km de la capitale, le climat est également celui d'Antananarivo. On constate un climat de type tropical car la ville est dans la zone intertropicale et présente les caractéristiques de la zone à une subdivision de l'année en 2 saisons : chaude et humide de Novembre à Avril et fraîche et sèche de Mai à Septembre (sources : Météo Ampandrinomy). Ceci doit être nuancé par l'effet de l'altitude qui influe sur les températures et la dissymétrie du relief entraînant les différences entre les versants au vent et sous le vent.

#### **▪ HYDROGRAPHIE:**

- Fleuve Ikopa à l'Est
- Fleuve Sisaony au Sud

- **NOM DES FOKONTANY (et chef lieu de la Commune)**

**Tableau n°1 Fokotany au sein de la commune**

Fokontany	Distances au chef-lieu de la commune en km
Antokotanitsara	0 km
Ampefiloha	1 km
Antandrokomby	3 km
Ankeniheny	4,5km
Ambaniatsinanana	3 km
Ambanimaso	2,5 km

### **I.1.3. Milieu humain**

D'après le recensement de la commune, on compte 10132 ou 42,47% d'hommes et de 57,52% de femmes avec 4336 de ménages avec une taille moyenne de 5,5 personnes.

- **POPULATION/TRANCHE D'AGE**

**Tableau n°2 : Population par tranche d'âge**

Catégorie	Tranche d'âge	Nombre	%
Age infantile	0-5 ans	4293	18
Age scolaire	6-17 ans	6082	25,5
Population active	18-50 ans	12665	53,1
Personnes âgées	+ de 60 ans	812	3,4

- **POPULATION**

**Tableau n°3 : Population**

Années	Nombre	Hommes	Femmes
2003	23852	10132	13270
	100%	42,47%	57,52%

▪ **REPARTITION DE LA POPULATION**

**Tableau n°4 : Répartition de la population**

Fokontany/année	Nombre	Hommes	Femmes
2003			
-Antokotanitsara	4558	2026	2532
-Ampefiloha	3107	1647	1792
-Antandrokomby	3129	1471	1658
-Ambodivona	4368	2245	2123
Total	23852	10132	13720

**Comportement socio-culturel de la population**

Les infrastructures socioculturelles existantes reflètent assez fidèlement l'idée que l'on se fait d'une banlieue. En effet, il y a un manque cruel de centre à vocation culturelle, de même en est-il des associations qui sont pour la plupart rattachées à l'église, sinon à des branches idéologiques même carrément politiques. Ainsi ne trouve-t-on aucune bibliothèque ou autre espace dédié à la culture. Cependant, contre mauvaise fortune les gens font bon coeur d'assumer à leur manière, selon les moyens disponibles, leur enrichissement, épanouissement, voir même évasion culturelle: c'est dans cet état d'esprit que ce sont proliférés les salles de projection de film vidéos privées. En terme de statistique on en recense actuellement 4 avec une capacité d'accueil d'environ 45 personnes.

La quasi-absence de quelconques salles de fête ou même de théâtre de verdure ne minimisant pas le problème, on constate une très nette tendance vers ces divertissements qui c'est le cas de le dire, ne sont que source de mauvais exemples pour leurs acteurs à savoir la grande famille de la jeunesse " notre avenir".

Mais force est de constater que dans cet amas de dégénérescence; il en est quelques uns conscients de cet état de chose et c'est justice que de leur rendre éloge pour leur action salutaire .En effet, on assiste actuellement à un regain d'intérêt de plus en plus important non seulement au niveau des jeunes mais aussi des moins jeunes pour le sport. Le volet sportif est en plein essor, ce qui est en faveur d'une cohésion communautaire à défaut d'avoir des centres éducatifs satisfaisants .Les sports collectifs drainent toujours un flot de spectateurs. C'est ainsi que les 3 terrains de foot sis à Antokotanitsara, Antandrokomby, Ambodivona,1 terrain de basket-ball à Ambaniatsinanana qu'ils soient publics ou privés sont carrément utilisés durant toute la saison sportive.

Seul obstacle à ce zèle prometteur est une fois de plus l'insuffisance des infrastructures sportives et même s'il en est elles sont privées et à usage temporaire, parce que ce sont des anciennes rizières donc menacées à tout moment par l'inondation. Ainsi la saison sportive est clôturée dès le début de la saison des pluies au niveau de la commune d'Anosizato Ouest.

Un autre aspect non négligeable de la facette socioculturelle est aussi dépeint par la proximité des établissements culturels, de quelques dénominations qu'ils soient; ils sont incontournables dans l'analyse du milieu social. En effet, on recense 1 ECAR Catholique à Ambaniatsinanana, 1 temple Protestant FJKM à Ambanimaso, 1 temple Protestant Anglican à Ambaniatsinanana et tant d'autres. Il est vrai que la proportion établissement/population est déséquilibrée en faveur de la population mais on doit reconnaître quand même une bonne répartition le long du territoire et une influence non négligeable sur toutes les couches de la société. En effet, l'église est un acteur principal dans la vie communautaire, elle rythme la cadence de la vie en banlieue périphérique par ses multiples événements, et en même temps un symbole garant de la moralité qui s'impose naturellement aux pratiquants et par leur biais à la communauté toute entière. Enfin on peut dire que l'église a acquis tout un statut secondaire pour cette banlieue de la périphérie

#### **I.1.4 - Milieu social**

##### **a) Education**

Les infrastructures de la commune se présentent comme suit

##### **▪ INFRASTRUCTURE SCOLAIRE**

**Tableau n°5 : Infrastructure scolaire**

	Préscolaire privé	Ecole Primaire		Collège secondaire privé
		Publique	Privée	
Nombre d'établissements fonctionnels	5	1	7	3
Nombre de salles de classe	9	6	38	12
Nombre d'élèves:				
- Filles	274	295	736	1215
- Garçons	238	308	801	1323
Nombre d'enseignants				
- fonctionnaires	-	10	-	-

- non fonctionnaires	9	2	36	18
Taux de réussite au BEPC		58,6	74,37	
Taux de réussite au BEPC				47,3

Population d'âge scolaire 6-12 ans: 3241 ou 86,46%

6-17 ans: 6082 ou 92,01%

Un point frappant dans ce tableau est la présence d'un seul établissement public contre 15 affiliés au privé. Les données actuellement disponibles font état d'un taux brut de scolarisation de l'ordre de 81,82% pour le niveau primaire avec un effectif total de 3241 élèves âgés de 6 à 13 ans pour l'année scolaire 2003-2004. Il est à noter que comme attendu les résultats des écoles privées (74,36%) surpassent largement ceux de l'unique EPP qui est de l'ordre de 58,6% lors du CEPE (source: commune Anosizato Ouest). Quoi qu'il en soit, privé ou public il y a une excellente collaboration entre les parents et les enseignants: témoignage de la ferme volonté de la population à améliorer le niveau d'éducation des enfants.

#### **b) Santé**

Les structures sanitaires de la commune se présentent comme suit:

#### **▪ INFRASTRUCTURES SANITAIRES**

**Tableau n°6 : Liste des infrastructures sanitaires**

Centres de soins	Localisation	Médecins	Sages-femmes	Infirmiers	Assistances sociales	Lits
Centres publics: CSBI- CSBII		-	-	-	-	-
Dispensaires privés	EKAR	01	-	-	-	-
	Ambanimaso	12	-	-	-	-
	Ambaniatsinanana	médecins				
	Antokotanitsara	généralistes				
	Ankazotoho					
AIC: Association Internationale de Charité	Ambaniatsinanana	-	02	-	-	03



**Autres infrastructures sanitaires**

Outre l'existence d'un local de pharmacie sis à Ampefiloha à la sortie du pont d'Anosizato, la couverture sanitaire de la commune demeure encore relativement faible à en juger par les indicateurs suivant:

- 1 médecin pour 1988 habitants et
- 1 lit d'hôpital pour 7950 habitants

Mais de plus en plus personnes ne peuvent plus s'offrir des consultations en bonne et due forme, et ont pour seul recours les 3 guérisseurs du fokontany d'Ambodivona, Antokotanitsara et Ambaniatsinanana. Mais statistique oblige, un recensement récent montre que les cabinets privés enregistrent en moyenne 50 patient/mois contre 300 dans le dispensaire de l'ECAR(source:commune Anosizato Ouest PCD).

**c) Approvisionnement en eau potable****▪ TYPE D'ADDUCTION EN EAU POTABLE****Tableau n°7 : Adduction d'eau**

Type	Nombre	Encore fonctionnels	Localisation
Bornes fontaines	07	07	Tout fokontany
Puits	175	175	Repartis dans toute la commune

20% de la population seulement a accès à l'eau potable dans cette commune. L'autre alternative est de se satisfaire des fleuves Ikopa et Sisaony

**d) Electrification****ELECTRIFICATION****Tableau n°8 : Electrification**

Types	Localisation	Nombre de ménage ayant accès	Nombre de poteaux	Organisme de gestion
Centrale	Mandroseza	17 889	156	Jirama

thermique			
Autres		800	Par ménage

D'une manière générale, l'électrification de la commune est insuffisante malgré sa proximité de la capitale. On a encore très souvent recours à la batterie ou la pile pour les appareils électo-ménagers.

Globalement dans la commune, le système d'électrification est destiné au fonctionnement des appareils électo-ménagers; des usines et à l'éclairage public.

#### **e) Sports, cultures et loisirs**

Les activités tant sportives que culturelles sont encore peu développées .Comme on l'a déjà indiqué, la commune ne dispose que de 3 terrains de foot-ball. Les clubs de foot enregistrés sont au nombres de 27 et seule l'ASKA(Association Sportive Kintana Anosizato) est officielle. Il y a aussi le CB A2 ou Club Bouliste d' Anosizato Andrefana formé de 25 membres .Quant aux autres disciplines ils sont plus ou moins délaissés faute d'encadrement et d'équipement appropriés.

Les loisirs existants consistent surtout en projection de films vidéo. En matière musique, les jeunes de la communauté adhèrent aux chorales des églises locales. En tout il y a 13 formations rattachées aux églises. Pour l'instant la commune est dépourvue de bibliothèque, des salles de spectacle et des parcs d'attractions pour des enfants.

#### **f) Coopérations et projets**

Les acteurs de développement sont pour la plupart des ONG.

#### **▪ LISTES DES ONG OPERANT DANS LA COMMUNE ET DES PROJETS/PROGRAMMES DE DEVELOPPEMENT:**

**Tableau n°9 : Liste des ONG**

ONG	Secteur d'intervention
DIMIASA	Développement social

FID	Réhabilitation de pistes communales
SEECALINE	Développement social

▪ **PROJETS EN COURS ET REALISES DEPUIS 2000**

**Tableau n°10 : Projets en cours et réalisés**

Intitulé	Localisation	Organismes financeurs
Réhabilitation de la piste communale	Ampefiloha	FID/SEECALINE
Approvisionnement en eau potable	Ampefiloha	MIARINTSOA
Construction d'un Bâtiment Communale	Antandrokomby	Union Européenne
Mises en places des bacs à ordures	Dans chaque fonkotany	Commune
Elaboration d'une lutte contre le Sida	Au sein de la commune	Association RARIMPIHAVANANA

**I.1.5. Economie** : caractéristiques économiques

Les activités principales de la population d'Anosizato sont notamment représentées par le **commerce, artisanat, transport, et les divers services**

**a) Le commerce**

**Tableau n°11 : Nombre de détaillants et grossiste**

	Patentés	Informels
Nombre de commerçant grossistes	17	-
Nombre de commerçant détaillant	500	436

Comme il n'existe pas de marché hebdomadaire dans la commune, chaque jour le petit marché d'Ambanimaso est très animé. Avec les petites épiceries, cet axe offre aux gens toute une gamme de PPN ; de l'habillement aux brèdes en tout genre. D'autre part le long de la RN1 se trouvent concentrées des épis gargotes qui font la renommée de la commune. Il existe aussi cependant 17 commerçants grossistes qui sont tous patentés et 936 détaillants dont 500 patentés. On recense aussi divers collecteurs qui s'occupent du riz, légumes allant même jusqu'aux bétails.

**b) L'artisanat**

▪ **ARTISANAT : NOMBRE DE PERSONNES EXERÇANT LE METIER : 1436**

**PRINCIPAUX PRODUITS:**

**Tableau n°12 : Activité artisanale**

Artisanat d'art	Produits	Nombre d'entité de production	Localisation	Quantité totale produite	Destination des produits
Briqueterie	briques et tuiles	Plusieurs ménages	Ampefiloha Antandrokomy Ambodivona	Non connue	Tana et les communes environnantes
Menuiserie de bois	Meubles selon les commandes	2	Antokotanitsara Ambanimaso	300meubles/an	Tana ville
Fabricant de sacs et de ceintures	Sacs et ceintures	2	Antandrokomy	env 30.000/an	Tana ville et à l'étranger
Vannerie	Vans	1	Antokotanitsara	30.000/an	locale

Source : Les artisans de la commune

L'artisanat présente l'une des activités florissantes de la commune. En effet, elle recèle en son sein toute une palette de matière première nécessaires et cela en quantité abondante: l'argile, le corne, la peau de zébu semblent indispensables.

La transformation de l'argile en briques, tuiles, et pots constitue l'une des filière la plus pratiquée et la plus rentable.

Dans le fokontany d'Antokotanitsara, une unité de production artisanale se spécialise en vannerie et parvient à produire environ 50.000 vannes /an destinées à la vente locale et à l'exportation.

En maroquinerie, la commune atteint jusqu'à 30.000 sacs par an et de 500 ceintures par mois

**c) Les services divers**

Ils englobent surtout les salons de coiffures (on en compte 27 dans la commune); les taxiphones au nombre de 4; les services pour saisie, impression, photocopie et gravage au nombre de 2; deux 2 ateliers de vulcanisation longeant la RN1 et la piste vers Ankadivoribe; un station d'essence Shell et enfin ont dénombre uniquement 3 publiphone dans la commune.

#### **d) Les PME et les PMI**

Dans le cadre de la vulgarisation du nouveau code des investissements et l'institution des zones franches; et en tenant compte de la convergence des facteurs favorables à cet effet, la commune a appelé les investisseurs concernés .Effectivement, la position proche de la commune avec la capitale et sa grande disponibilité de plusieurs main d' oeuvres qualifiés ont facilité l'installation locale de 2 entreprises à savoir:

- -la société SWEET-CO qui exerce dans le secteur biscuiterie et emploie 66 personnes
- -la société VITAPLAST qui se consacre à la transformation et la production industrielles des matières plastiques, comptant 120 salariés en tout.

En outre, il existe aussi des usines en ouvrage de bois et 9 petites usines décortiqueuses.

#### **e) Autres activité économiques**

Les autres activités économiques sont:-la pêche -cultures maraîchères -élevages dont volailles 350 têtes; porcins; bovins produisant 45 l de lait/jour et enfin ovins.

#### **▪ AGRICULTURES**

**Tableau n°13 : Agriculture**

Cultures	Spéculations	Superficie en m <sup>2</sup>	kg/m <sup>2</sup>	kg
Légumineux	Haricots - salades		2,5 5	7,5
Légumes	Salades – cucurbitacés – Brèdes - Pomme de terre		Pomme de terre 4,8 Salades 5 Brèdes 6,5	16,3

▪ **DESTINATION DES PRODUITS AGRICOLES**

**Tableau n°14 : Destination des produits agricoles**

Produits agricoles	Pourcentages vendu	Destination de vente
Pommes de terre	95%	Vers les grandes villes d'Antananarivo
Brèdes	90%	Au niveau de la commune vers la capitale
Légumes	80%	Au niveau de la commune vers la capitale

▪ **TYPE D'ELEVAGE**

Le plus répandu dans la commune est l'élevage des volailles (poulet de chair et poule pondeuse)Il existe aussi quelques élevages de vaches laitières à production familiale(entreprise familiale fabrication d'yaourt)

▪ **TYPE DE PATURAGE:**

**Tableau n°15 : Type de pâturage**

Nom de localité	Fokontany la pus proche	Superficie en Ha
Ankeniheny	Ambanimaso	500m <sup>2</sup>

▪ **EFFECTIF D'ELEVAGE**

**Tableau n°16 : Effectif d'élevage**

Types	Nombre de têtes	Production
Porcs	75	-
Vaches	40	45l/jr

▪ **L'ABATTOIR**

Nombre de zébu abattus par jour:25

▪ **DEBOUCHES DU MARCHÉ**

**Tableau n°17 : Débouchés du marché**

Type	Provenance	Effectifs vendus	Destination
Ovins	Tuléar	60/mois	Antananarivo
Caprins	Tuléar	5à/mois	Antananarivo

## **I.2. ENVIRONNEMENT DU PROJET**

### **I.2.1 introduction**

« L'étude actuelle se propose après ce temps d'inaction de reconsidérer les plans pour une opérationnalité plus concrète et à la mesure de l'attente qu'on peut se faire de la ville d'Antananarivo qui est en pleine mutation depuis quatre années » selon le B.D.A ou Bureau de Développement d'Antananarivo.

Aujourd'hui on constate le dépassement de la ville, au-delà de ses limites administratives, et il faut admettre l'éclatement imminent de ces limites. De nouveaux centres moteurs se sont constitués par la jonction progressive d'un conglomérat de quartiers, et la discontinuité de tissus urbains des années 80 est complètement résorbée aujourd'hui.

Le glissement successif des centres de décision des hauts lieux comme Andohalo -Antaninarenina vers les zones basses et périphériques de la ville renforcent l'éclatement spatial des bâtiments administratifs et industriels .Le même processus s'est déroulé pour les marchés et magasins divers .Parallèlement les quincailleries ;les boutiques de vêtements ;les salons et autres services ont essaimé partout où une place était disponible afin de répondre à l' accroissement de la demande pour éviter les encombrements de la circulation vers le centre.

On ne peut aussi rester indifférent quant aux efforts municipaux de créer un autre pôle de développement dans toute la périphérie de la ville en construisant les routes comme la route du Grand Bond ; la percée du petit Boulevard à Itaosy ; les by-pass comme celui d'Ankorondrano vers la RN3 ou celui de la RN3 vers la RN7 ;et la route d'Anosikely ,en passant par le marché d'Anosibe reconstruit, vers Anosipatrana

### **I.2.2. Approche contextuelle**

D'après le plan d'urbanisation de la commune d'Antananarivo, les communes d'Ampitatafika, de Fenoarivo et d'Anosizato disposent d'un peu plus de 39% de zones urbanisables. Elles sont traversées par la RN1 qui divise leur territoire en 2: d'un côté sur les hauteurs et le long de la voie l'habitat et les diverses activités du tertiaire; de l'autre côté les rizières et les cultures maraîchères et fruitières intercalées par quelques hameaux juchés sur les monticules.

Et parallèlement, la restructuration du marché d'Anosibe aura des répercussions spatiales avec une densification de l'habitat dans la zone d'Anosizato et de la circulation heureusement fluidifiée par les aménagements au carrefour. Dans ce PDU, l'accent est mis sur le fait que dans les zones périphériques, la vocation rurale à maintenir ne doit pas laisser de côté les besoins en équipements collectifs et en diversification des activités pour répondre à la croissance de la population.

Et c'est dans cette optique que l'esprit du projet doit s'établir. En effet pour l'axe longé par la RN1 à partir d'Anosibe, l'absence des grands travaux d'infrastructures depuis une décennie a plongé cette zone dans une léthargie totale.

En terme d'infrastructure, le PCD d'Anosizato Ouest définit les besoins comme étant l'amélioration de l'accès de la population aux services sociaux de base à savoir implanter de nouveaux établissements scolaires pour renforcer l'outil pédagogique et d'autre part améliorer l'accès aux centres de soins de base consistant à bâtir des CSB(Centre de Santé de Base)équitablement réparti sur le territoire et à promouvoir l'évolution du rapport qualité prix pour faciliter l'accès à ces soins .Dans le volet socioculturel, il est stipulé l'aménagement d'une salle de spectacle et des établissements de centre socio-culturels .Les besoins économiques sont définis d'abord comme la diversification et la professionnalisation des activités artisanales entre autres: menuiseries, tanneries, sculptures... Ensuite, l'accent est mis sur le développement du secteur tertiaire:les services-la branche technologique et le commerce étendu à toutes couches sociales:du commerce à l'étalage du marché au grandes surfaces. Il est certain que cette liste n'est pas exhaustive mais elle peut à justifier l'esprit du projet.

Le projet se définit comme l'édification d'un immeuble de sept étages se répartissant suivant les niveaux consécutifs en salle de ventes et d'exposition de menuiserie et ébénisterie au rez-de-chaussée, et au 1<sup>er</sup> étage; en un centre techno services c'est à dire un cybercafé avec toutes les extensions possibles à savoir téléphonie, photocopie, opération de saisie... viennent ensuite les niveaux consacrés aux bureaux et une salle de fête tout au sommet de l'édifice.

Le PDU et le PCD s'accordent à dire que l'avenir de la ville d'Antananarivo est sur les périphéries avec quelques 15.100ha urbanisables .La politique actuelle d'urbanisation favorise une option volontariste c'est-à-dire que contrairement au "laisser faire",le site interne de la ville doit être désengorgé et se doit d'être déplacé vers la périphérie si possible, cela s'avérant trop compliqué, on incite les promoteur à emménager dans les pôles de développement définis dans le PDU. La plaine sud, Anosizato y compris, constitue un site très en vue du fait qu'elle est aux abords immédiats de la capitale. En effet, l'une des raisons plaidant en sa faveur est le fait qu'une très forte dispersion de la population est coûteuse en



manière d'aménagement (développement excessif des réseaux). Le PDU mentionne à cet effet qu'il s'agit de faire à zone "**un plateau d'aménagement de prestige**" ou d'affaires avec les coûts des infrastructures et des remblais qui y sont faits.

La stratégie d'intervention précise qu'il est urgent de créer des centrales nouvelles pour essayer de fixer les populations des communes périphériques. Ces nouveaux pôles sont caractérisés par des zones d'activités et des équipements qui sont susceptibles d'assurer une relative autonomie des communes qui les hébergent.

Notons au passage qu'Anosizato est classée parmi les zones fortement urbanisées et situées en contact immédiat avec la CUA et sur les grandes voies pénétrant, ici, la RNI... Ces communes sont susceptibles de recevoir de gros équipements qui en ferait des centres à relative autonomie. L'aménagement de cette commune est définie comme une action prospective, en d'autres termes qui est tournée vers la création de nouvelles zones d'activités ou de ré affectation à d'autres usages de certaines parties de la commune.

La viabilité du projet repose aussi sur le fait qu'étant à proximité d'Anosibe, il bénéficiera des retombées positives de la restructuration du quartier. En effet, c'est un quartier qui ne cesse de s'étendre et qui évoluera dans un ensemble qui vient d'être rénové par la reconstruction de la RN1 à Anosibe et le nouveau marché au gros. Notons aussi qu'il y a là une forte proportion de la population à revenus modestes mais les études montrent qu'elles aspirent à un meilleur environnement de vie et manifestent une réelle volonté de changement. C'est un facteur non négligeable qui indique que l'implantation de nouveaux centres sera accueillit avec ferveur.

Un facteur déterminant la viabilité du projet est le fait que la zone d'activité plaine sud est un pivot principal des actions prospectives citées dans la politique d'urbanisation actuelle. En effet, cet zone est destiné à un avenir florissant : on y projette de construire des superstructures dont un grand complexe sportif de niveau international dont souffre Antananarivo. Il est aussi à prévoir que vers l'horizon 2015, cette horizon sera une véritable centre vital où l'on rencontrera toute sorte d'activités ce qui drainera un flot de consommateurs potentiels qui assurerons la prospérité des régions alentours dont la commune d'Anosizato Ouest.

### I.3. Localisation du projet



**Figure n°1 Localisation du projet**

## Chapitre II : DESCRIPTION DU BATIMENT

### II.1. Implantation

Le bâtiment sera placé suivant la longueur du terrain. la façade principale est orientée parallèlement à l'alignement de la RN1 et la distance prise entre l'axe de la chaussée et la façade principale est de 12m.

### II.2. Historique et forme générale du bâtiment

Le Maître d'Ouvrage a en sa possession un atelier bois et il projette de construire un Show Room pour ses ventes ; il veut aussi investir dans la location de bureaux, d'où la répartition des étages ci-dessous.

Il n'existe pas de règlements communaux concernant l'aspect extérieur des bâtiments.

La forme du bâtiment est obtenue en épousant celle du terrain, il a la forme de polygone à 6 côtés dont les deux plus longues constituent la façade principale et la façade postérieure. Elles sont constituées de mur rideau (VEC : Vitrages Extérieures Collées) de 12mm d'épaisseur. Une partie des façades latérales (au niveau des magasins) est aussi en VEC. Les autres sont en mur de parpaing.

Le bâtiment comporte sept étages dont :

- un sous-sol destiné à un parking
- un rez-de-chaussée et un étage pour un magasin de vente de mobiliers
- un étage pour servir de cybercafé
- quatre niveaux pour être un bureau
- un étage (une grande salle) pour une salle de réception

### II.3. Choix de la structure

L'ossature a pour fonction de résister aux efforts horizontaux et verticaux.

L'ossature sera en béton armé du fait de sa bonne résistance à la compression et à la traction, sa bonne résistance au feu donc un bon rapport qualité prix.

La fondation sera profonde car d'après les essais préliminaires au niveau de la fondation, le sol a une faible portance même à une profondeur de 9 m (Voir  $R_d$  Essai au pénétromètre

dynamique à l'annexe I, II,III). Comme le bâtiment se trouve en ville, donc près des zones déjà construites, on choisira des pieux en béton armé coulés sur place pour éviter le battage. Pour avoir une grande salle dispensée de poteaux intérieurs au niveau du septième étage, on a choisi une ferme métallique pour sa grande portée et son poids faible par rapport au béton armé.

## **II.4. Organisation des espaces de bureaux**

### **II.4.1. L'espace de travail**

Pour obtenir des bons rendements de travail, il faut satisfaire les exigences fonctionnelles d'un bureau dans l'espace de travail, on aura donc à avoir dans chaque bureau :

- une prise locale de circulation pour les entrée et sortie
- une prise de jour en façade pour un éclairage naturel
- une prise d'air frais
- une prise en électricité

### **II.4.2. Surfaces et dimensions nécessaires**

Exemple et espace nécessaire y compris les appareils et leur surface d'utilisation :

- |                                             |                               |
|---------------------------------------------|-------------------------------|
| • Secrétaire                                | > 10 m <sup>2</sup>           |
| • Employé dans une salle de travail commune | 3,80 à 4,80 m <sup>2</sup>    |
| • Salle de conférence (par personne)        | 2,50 m <sup>2</sup>           |
| • Chef de service                           | 15 à 25 m <sup>2</sup>        |
| • Directeur                                 | à partir de 30 m <sup>2</sup> |
| • Locaux techniques                         | 6,30 m <sup>2</sup>           |

#### ***Hauteur libre :***

- |                                              |        |
|----------------------------------------------|--------|
| • pour une surface jusqu'à 50 m <sup>2</sup> | 2,50 m |
| • au-delà de 50 m <sup>2</sup>               | 2,75 m |
| • au-delà de 100 m <sup>2</sup>              | 3,00 m |

La profondeur moyenne des bureaux est de 4,50 à 6,00 m. L'éclairage naturel est suffisant jusqu'à une profondeur de poste de travail de 4,50 m

La largeur de passage le long des couloirs devra permettre à deux personnes de marcher côte à côte ou de se croiser. Elle doit être comprise entre 1,75 m et 2,50 m.

La surface nécessaire pour le stationnement d'une voiture est de 40 m<sup>2</sup>.

#### **II.4.3. Dimensions de la construction**

On a adopté des bureaux à cloisons séparatives modifiables portées par les planchers. Les usagers peuvent aménager leur espace suivant leurs besoins en respectant les dimensions usuelles pour les bureaux.

Les points fixes tels que la cage d'escalier, l'ascenseur et les installations sanitaires se situent conformément aux distances maximales exigées par la réglementation.

La hauteur d'étage est prise égale à 3,40 m avec installation de conduits de chauffage, électricité et eau sous plafond.

La largeur de l'escalier permettant la circulation de deux personnes est supérieure à 1,20 m, dans notre cas, on a pris une largeur de 1,25m.

#### **II.5. Organisation de l'espace commercial**

Les dimensions adoptées sont celles qu'on a utilisées pour le bureau.

On prévoit un bureau de 17,5m<sup>2</sup> pour les commerçants sur chaque étage.

Une grande vitrine peut servir d'aperçu visuel de l'extérieur vers l'intérieur (Zone d'exposition).

#### **II.6. Répartition des espaces**

Le sous-sol est conçu pour usage de parking. La répartition des espaces est donnée par le tableau suivant :

**Tableau n°18 : Répartition des espaces au sous-sol**

Types de locaux	Surface (m <sup>2</sup> )
Parking	395
Escalier	18
Ascenseur	5,5
Locaux techniques	10
Sanitaire	8,7

Le parking au sous sol peut recevoir jusqu'à 10 voitures et l'escalier mène vers les bureaux.

Le rez-de-chaussée et le premier étage dont la répartition des espaces est la suivante :

**Tableau n°19 : Répartition des espaces au rez-de-chaussée et au premier étage**

Types de locaux	Surface (m <sup>2</sup> )
Salle de vente	369
Bureau	17,5
Escalier	17,9
Ascenseur	5,5
Locaux techniques	10,5
Sanitaire	11,8

L'étage courant dont la répartition des espaces est la suivante :

**Tableau n°20 : Répartition des espaces dans les étages courants**

Types de locaux	Surface (m <sup>2</sup> )
Bureau à aménager	406
Escalier	17,7
Ascenseur	5,5
Locaux techniques	10,5
Sanitaire	11,8

Pour les étages courants auxquels l'espace de bureau est encore à aménager par les usagers, on peut le diviser en deux au cas où le locataire veut seulement la moitié de l'étage d'où la justification des toilettes de part et d'autre de l'étage et des deux portes côte à côte à l'entrée des bureaux à chaque niveau.

Le dernier étage dont la répartition des espaces est la suivante :

**Tableau n°21 : Répartition des espaces au dernier étage**

Types de locaux	Surface (m <sup>2</sup> )
Espace	389

---

Escalier	17,7
Ascenseur	5,5
Locaux techniques	10,5
Sanitaire	11,8
Balcon	17

## **II.7. Capacité des locaux de bureaux**

Un étage de 389 m<sup>2</sup> peut recevoir jusqu'à 48 employés avec comme base de calcul une salle de travail de surface de base minimale 8 m<sup>2</sup>.

On aura donc 03 WC de chaque côté, 02 urinoirs et 02 lavabos.

, on suppose que l'étage est divisé en deux et que les employés sont mixtes (Hommes et femmes).



## Chapitre III : Confort et sécurité

### III.1 Confort

Le bâtiment doit protéger l'homme contre les intempéries et lui procurer une ambiance dont dépendent non seulement son bien-être, mais aussi le rendement de son activité. Ce qui exige l'absence de courant d'air, une atmosphère riche en oxygène, une bonne ventilation, une chaleur agréable, une humidité convenable de l'air et un bon éclairage.

#### III.1.1. Exigence thermique

Pour l'isolation thermique répondra aux besoins :

- de bien être : protection contre un excès de chaleur
- d'économie relative au chauffage

On utilisera une couche d'isolation thermique au niveau de la toiture

On disposera d'une installation d'aération et de climatiseur.

#### III.1.2. Exigence acoustique

L'excès de bruit peut être gênant pour l'homme. On pourra donc choisir des matériaux ayant une bonne isolation acoustique.

Pour l'atténuation des bruits transmis à l'intérieur, on proposera d'utiliser des cloisons minces avec de la laine de verre à l'intérieur, le plancher sera constitué de corps creux en terre cuite.

#### III.1.3. Exigence d'éclairage

La façade en verre offre un bon éclairage à l'intérieur du bâtiment. On pourra toutefois utiliser des éclairages artificiels surtout sollicité dans les couloirs à cause de la présence des cloisons qui arrête la lumière naturelle.



Les valeurs des éclairagements nominaux sont données par le tableau suivant en fonction du type d'activité ou du local :

**Tableau n°22 : Valeurs des éclairagements nominaux**

Local	Éclairagements nominaux en Lux (Lx)
Grands bureaux	750
Bureaux	500
Salle de réunion	300
Couloir et hall	200
Toilette	100
Magasin de vente	300
Escaliers	100
Salles d'ordinateurs	500
Salle des machines	100

L'éclairage naturel est teinté pour adoucir la lumière extérieure.

## **III.2. Sécurité**

### **III.2.1. Protection contre la foudre**

On utilisera des paratonnerres pour la protection contre la foudre. Le dispositif de protection contre la foudre est constitué d'un dispositif de captation, de descente et de mise en terre ; il a pour but de capter l'impact et de créer une zone de sécurité autour du bâtiment. Aucun point de la surface ne devra être éloigné de ces dispositifs.

### **III.2.2. Protection des personnes et des biens**

Le terrain sera clôturé avec du mur 22cm du côté de la façade postérieure.

On prévoit au niveau du rez-de-chaussée et de la première étage des verres trempés anti-effraction. Le reste de l'étage sera en verre trempé classique. L'épaisseur est de 12,8 mm.

Une garde corps épaisse de 25cm (L'épaisseur du mur) exige une hauteur minimale de 0,90m, prenons h=1m de hauteur pour cette dernière.

### **III.2.3. Protection contre d'éventuels cambriolages**

Une installation de détection d'intrusion et d'agression servant à la surveillance et la protection des personnes et objets à l'intérieur du bâtiment est prévue. L'entrée au rez-de-chaussée sera renforcée.

#### **III.2.4. Protection contre l'incendie**

On disposera d'une détection d'incendie signalant un danger et qui déclenche automatiquement un système d'arrosage à l'intérieur.

On disposera également des extincteurs à chaque niveau et des systèmes d'appels d'urgence dans l'ascenseur. Ce système assure la sécurité des passagers et sert avant tout à désincarcérer les personnes se trouvant bloquées à l'intérieur de celui-ci. Il leur permet d'entrer en contact verbal direct avec les services de commande chargés du sauvetage des personnes en difficultés.

Les portes entre les locaux et la cage d'escalier seront constituées de coupe-feu de 1h 30 mn pour tous les étages, donc la cage d'escalier suffit comme escalier de secours en cas d'incendie car elle est isolée ; Cette porte dispose d'un système de fermeture automatique.

Les portes des locaux techniques également seront de même car les conduits et les gaines peuvent mener le feu.

On met entre le garde-corps et le verre de la laine de roche qui est un matériau coupe-feu arrêtant également la transmission verticale du feu.

Une colonne sèche est installée pour les pompiers et cette dernière dispose d'une bouche à chaque étage.

## Chapitre IV : DEVIS DESCRIPTIF SOMMAIRE

### IV.1. Toiture

La toiture est constituée de :

- couverture en galvabac 63 /100°
- ferme métallique en treillis
- panne métallique
- laine de verre de 20 cm d'épaisseur
- plafond en placoplâtre de 1cm d'épaisseur

### IV.2. Plancher

Plancher d'étage :

- Revêtement en parkex
- Plancher à corps creux en céramique
- Poutrelle en béton armé coulé sur place
- dalle de compression en béton armé coulé sur place dosé à 350 kg de CPA

### IV.3. Dalle

Dalle pleine au sous sol à usage de parking :

- béton armé dosé à 350 kg de CPA
- chape d'usure de 2,5 cm d'épaisseur dosé à 350kg de CPA

### IV.4. Murs et cloisons

- mur en parpaing d'épaisseur nominale de 25 cm
- les cloisons minces ont pour épaisseur 10 cm

### IV.5. Escalier

Escalier en béton armé en 2 volées :

- revêtement en carrelage de grès cérame
- dalle porteuse dosée à 350 kg de CPA
- marche en BA dosée à 350 kg de CPA

**IV.6. Ascenseur**

- Gaine d'ascenseur en mur de parpaing de 25 cm et de métal
- dalle sous la machinerie en béton armé
- cuvette d'ascenseur : cuvette en partie basse en BA

**IV.7. Equipements sanitaires**

- Alimentation en eau par canalisation en PVC
- Appareil sanitaire : WC siège anglais, lavabo sur colonne, urinoirs
- tuyau de descente en PVC pour les eaux pluviales (EP)
- tuyau de descente en PVC pour les eaux usées (EU)
- tuyau de descente en PVC pour les eaux vannes (EV)
- reprise des siphons de sol des sanitaires
- reprise des chutes des EU et EP avec regard au pied de chaque EP

**IV.8. Equipement électriques**

- tableau général d'électricité et tableau de répartition avec disjoncteurs divisionnaires
- conducteurs en cuivre canalisés par des tubes oranges
- prise de terre constituée de plusieurs piquets verticaux reliés entre eux
- accessoires électriques pour l'alimentation des ascenseurs et des systèmes d'alarmes
- points lumineux locaux
- commande va et vient
- prise 2P + T
- prise téléphone
- boutons poussoirs

**IV.9. Menuiserie-Vitrerie-Peinture-Carrelage**

- portes d'accès principales en châssis aluminium vitré
- porte entre cage d'escalier et locaux : coupe feu préfabriquée
- portes en palissandre
- vitrage en verre trempé simple en verre de 12,8 mm d'épaisseur
- peinture plastique intérieure deux couches
- peinture plastique extérieure deux couches
- peinture à l'huile matte 2 couches

- faïence murale (H:1,60m) en carrelage de grès cérame

#### **IV.10. Assainissement**

- fosse septique en voile de béton armé de 15 cm d'épaisseur pour tous les eaux vannes : canalisations bar buses en béton
- regards pour les EP et EU en béton armé dosé à 350 kg de CPA, radier de 10 cm, paroi de 12 cm, couverture par dalette en béton armé de 5cm d'épaisseur avec anneau de levage.

# **PARTIE II**

# **ETUDE TECHNIQUE**

---

# Chapitre I : EFFET DU VENT

## I. 1. Direction du vent

Pour le calcul des constructions, on suppose que la direction d'ensemble moyenne du vent est horizontale.

$V$  = vitesse du vent en mètres par seconde (m/s) ;

$q$  = pression dynamique du vent en décanewtons par mètre carré (daN/m<sup>2</sup>), ce qui donne pour  $q$  la valeur

$$q = V^2/16,3$$

## I. 2. Pression dynamique de base

- Valeurs de la pression dynamique de base dans les zones des hauts plateaux

**Tableau n°23 : Pression dynamique de base**

Pression dynamique de base normale	Pression dynamique de base Extrême
50 daN/m <sup>2</sup>	87,5 daN/m <sup>2</sup>

$$1 \text{ kgf/ m}^2 = 1 \text{ daN/m}^2$$

- Valeurs des vitesses correspondantes à la pression dynamique de base

**Tableau n°24 : Vitesses du vent**

Valeurs normales		Valeurs Extrêmes	
28,6 m/s	103 km/h	37,8 m/s	137,1 km/h

## I.3. Hypothèses de calcul

- La forme générale vue en plan sera simplifiée en une base rectangulaire de dimensions  $a$  et  $b$  avec ( $b \leq a$ )
- La hauteur totale de la construction est  $h$ ,  $f$  la flèche de la toiture et  $\alpha$  l'angle que fait le versant de la toiture avec l'horizontale

- La toiture est unique à deux versants
- Les parois verticales sont suffisamment planes et reposent sur le sol
- Les saillies sur les parois verticales ne modifient pas la planéité des parois
- La coefficient de perméabilité  $\mu \leq 5 \%$  car la construction est fermée.

Si on a S la surface totale du bâtiment

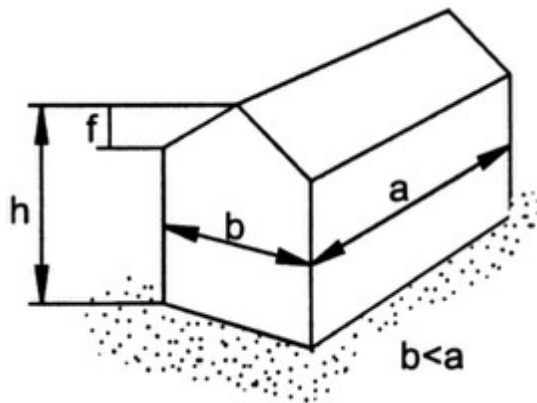
Alors  $S = a \times b$

Si on fixe  $b = 16,25$  m la largeur du bâtiment, avec  $S = 471,25$  m<sup>2</sup>, on a

$$a = \frac{S}{b}, \text{ d'où } a = 29 \text{ m}$$

$$\alpha = 26,21^\circ$$

$$f = 4 \text{ m}$$



**Figure n°2 : Dimensions de la construction**

#### **I.4. Modifications des pressions dynamiques de base**

##### **I.4.1. Effet de Site**

Soit  $C_s$  le coefficient de site

On peut prendre  $C_s = 1$  car le bâtiment se trouve sur un plateau ce qui correspond à un site normal

##### **I.4.2. Effet de masque**

Soit  $C_m$  l'effet de masque

Aucune construction aux environs de la construction ne crée un masque, on peut prendre alors  $C_m = 1$

##### **I.4.3. Effet de la hauteur au dessus du sol**

Soit  $k_h$  l'effet de la hauteur au dessus du sol



$$k_h = 2,5 \times \frac{h + 18}{h + 60}$$

Avec  $h = 33$  m

On a alors :

$$k_h = 1,37$$

#### **I.4.4. Effet de dimension**

D'après l'annexe IV des courbes donnant les valeurs du coefficient de réduction  $\delta$  des pressions dynamiques pour les grandes surfaces

$h = 33$  m,  $a = 29$  m

On a  $\delta = 0,78$

#### **I.4.5. Rapport des dimensions**

$$\lambda_a = \frac{h}{a} \text{ et } \lambda_b = \frac{h}{b} \text{ et } h = 33 \text{ m}$$

D'où  $\lambda_a = 1,138$  et  $\lambda_b = 2,031$

#### **I.4.6. Valeur du coefficient $\gamma_0$**

Elle est donnée par la figure R-III-5 des règles NV65 à l'annexe V

$b/a = 0,56$

***Pour un vent perpendiculaire à  $S_a$  :***

$\lambda_a = 1,138$  et  $\lambda_b = 2,031$

$\gamma_0 = 1,00$

***Pour un vent perpendiculaire à  $S_b$  :***

$\lambda_b = 2,031$  et  $\lambda_a = 1,138$

$\gamma_0 = 1,00$

### **I.5. Actions extérieures**

#### **I.5.1. Parois verticales**

***Face au vent :***

$C_e = + 0,8$  (quel que soit  $\gamma_0$ )

***Face sous le vent :***

$C_e = - (1,3 \gamma_0 - 0,8)$

Vent perpendiculaire à la face  $S_a$  :  $C_e = - 0,5$

Vent perpendiculaire à la face  $S_b$  :  $C_e = - 0,5$

### **I.5.2 Toiture**

Elle est donnée par la figure R-III-6 des règles NV65 à l'annexe VI

***Vent perpendiculaire à la face  $S_a$  :***

$\alpha = 26,21^\circ$  et  $f = 4$  m avec  $f < h/2$

*Face au vent* :  $C_e = - 0,42$

*Face sous le vent* :  $C_e = - 0,42$

***Vent perpendiculaire à la face  $S_b$  :***

$\alpha = 0^\circ$  et  $f = 4$  m avec  $f < h/2$

$C_e = - 0,46$

### **I.6. Actions intérieures**

La coefficient de perméabilité  $\mu \leq 5$  % car la construction est fermée.

On applique donc sur les faces intérieures de tous les compartiments :

- soit une surpression avec  $c_i = + 0,6$  ( $1,8 - 1,3 \gamma_0$ )
- soit une dépression avec  $c_i = - 0,6$  ( $1,3 \gamma_0 - 0,8$ )

***Vent perpendiculaire à la face  $S_a$  :***

Soit  $C_i = + 0,3$

Soit  $C_i = - 0,3$

***Vent perpendiculaire à la face  $S_b$  :***

Soit  $C_i = + 0,3$

Soit  $C_i = - 0,3$

### **I.7. $C_e - C_i$**

***Vent perpendiculaire à la face  $S_a$  :***

Tableau n°25 :  $C_e - C_i$

	$C_e$	$C_i$	$C_e - C_i$	$C_i$	$C_e - C_i$
<b>Parois verticales</b>					
Face au vent	0,8	0,3	0,5	-0,3	1,1
Face sous le vent	-0,5	0,3	-0,8	-0,3	-0,2
<b>Toiture</b>					
Face au vent	-0,42	0,3	-0,72	-0,3	-0,12
Face sous le vent	-0,42	0,3	-0,72	-0,3	-0,12

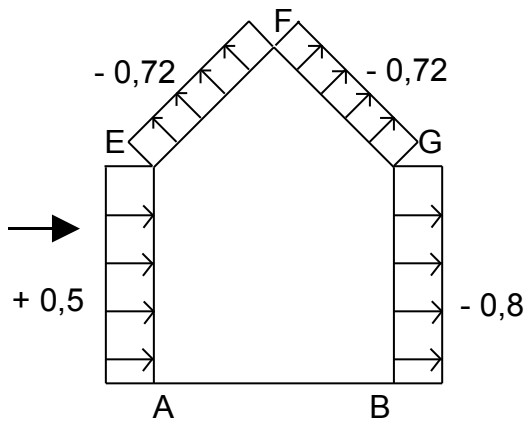


Figure n°3

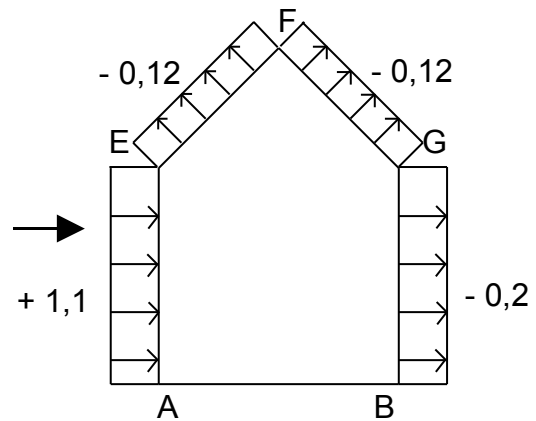


Figure n°4

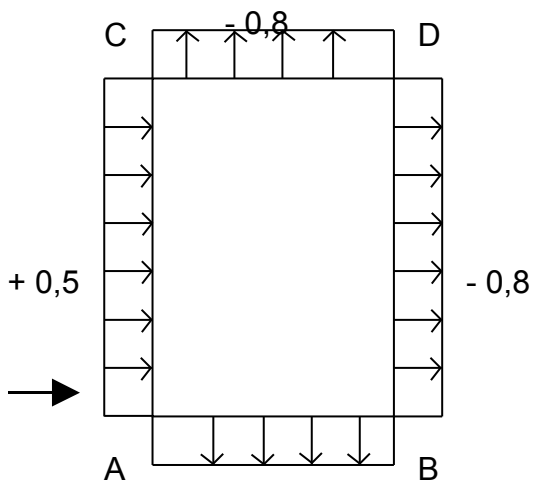


Figure n°5

$$C_i = 0,3$$

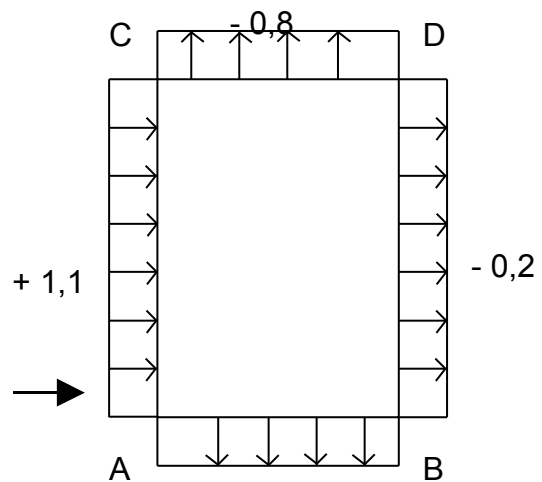


Figure n°6

$$C_i = -0,3$$

Vent perpendiculaire à la face  $S_b$ :

Tableau n°26 :  $C_e - C_i$

	$C_e$	$C_i$	$C_e - C_i$	$C_i$	$C_e - C_i$
<b>Parois verticales</b>					
Face au vent	0,8	0,3	0,5	-0,3	1,1
Face sous le vent	-0,5	0,3	-0,8	-0,3	-0,2

Toiture					
Face au vent	-0,46	0,3	-0,76	-0,3	-0,16
Face sous le vent	-0,46	0,3	-0,76	-0,3	-0,16

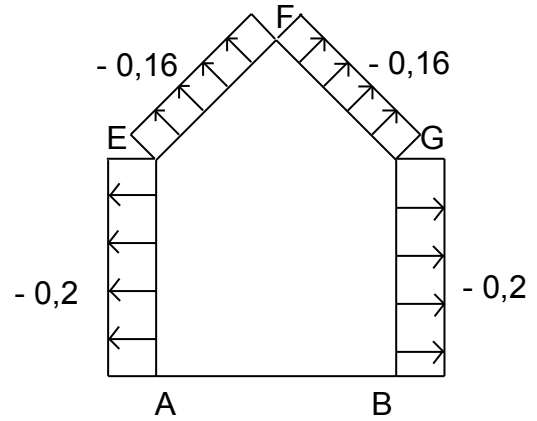
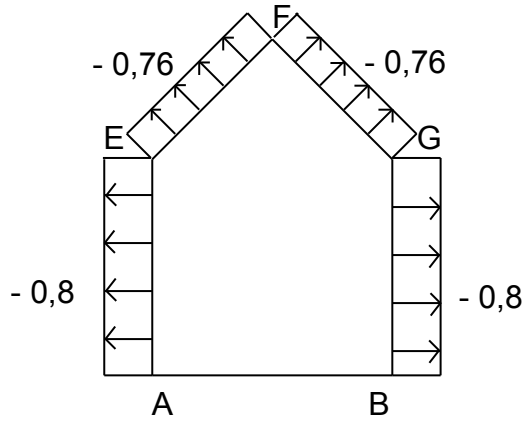


Figure n°7

Figure n°8

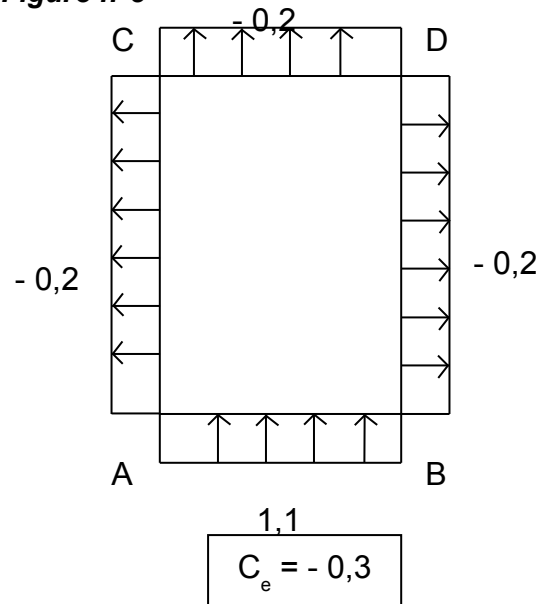
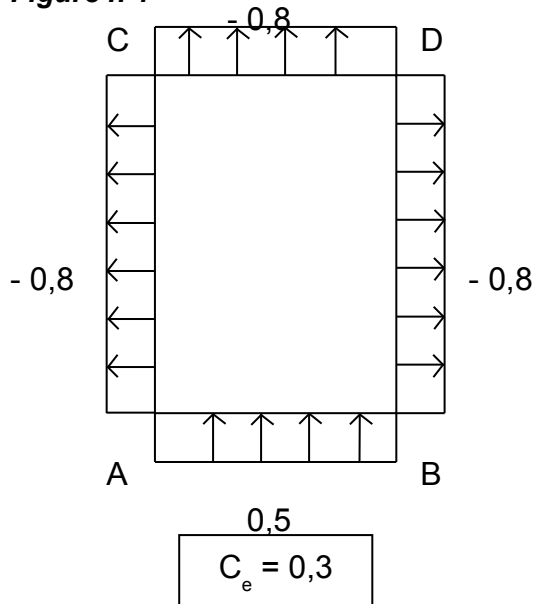


Figure n°9

Figure n°10

En prenant les valeurs de  $(C_e - C_i)$  les plus extrêmes, on a :

Tableau n°27 :  $C_e - C_i$  extrême

	Façade	Pignon	Toiture
Suppression	1,1	1,1	
Dépression	-0,8	-0,8	-0,76

**I.8. Valeurs des efforts dus au vent sur les faces exposées :**

$$\text{Soit } C = C_s \times C_m \times \delta \times k_h = 1,07$$

Pour un vent normal  $q = 50 \text{ daN/m}^2$

Pour un vent extrême  $q = 87,5 \text{ daN/m}^2$

$$q_{\text{calcul portique}} = q \times C \times (C_e - C_i)$$

- **Vent normal (daN/m<sup>2</sup>)**

**Tableau n°28 : Efforts dus au vent normal**

	Façade	Pignon	Toiture
Surpression	59	59	
Dépression	43	43	41

- **Vent extrême (daN/m<sup>2</sup>)**

**Tableau n°29 : Efforts dus au vent extrême**

	Façade	Pignon	Toiture
Surpression	103	103	
Dépression	75	75	72

## Chapitre II : CALCUL DES CHARPENTES

### II.1. Généralités

Dans le cas du présent bâtiment, la toiture métallique a été adoptée en raison de sa grande portée et son poids léger par rapport au béton armé.

Ce sont de portiques avec fermes à treillis.

#### Conception technologique

Les fermes à treillis sont constituées de barres rectilignes, situées dans un même plan, assemblées entre elles selon des triangles

Elles sont composées :

- d'une membrure supérieure
- d'une membrure inférieure
- d'une âme à treillis, constitués d'éléments verticaux et obliques

Il existe plusieurs types de fermes à treillis

- Ferme américaine
- Fermes anglaises
- Fermes belges
- Fermes droites
- Ferme armée
- Ferme sous-tendue
- Ferme Polonceau
- Ferme Mansard
- Ferme shed

#### *Eléments constitutifs*

Les fermes à treillis sont composées d'éléments jumelés pour éviter toute dissymétrie et de se prémunir contre des sollicitations de flexion gauche, de torsion et de déversement

Les membrures, montants et diagonales sont constituées de doubles cornières, simples ou renforcées de plats, de double U, de T ou de profils creux

On applique dans la vérification des calculs selon les normes Eurocode 3

## II.2. Charges à considérer dans le calcul :

Charges permanentes :

- Poids de la couverture ;
- Poids de l'isolation ;
- Poids propre des pannes et des fermes

Charges climatiques et entretien :

- Effet du vent
- Personnel d'entretien

## II.3. Choix de la ferme :

Ferme sous-tendue à entrain droit : Portée = 15,75m

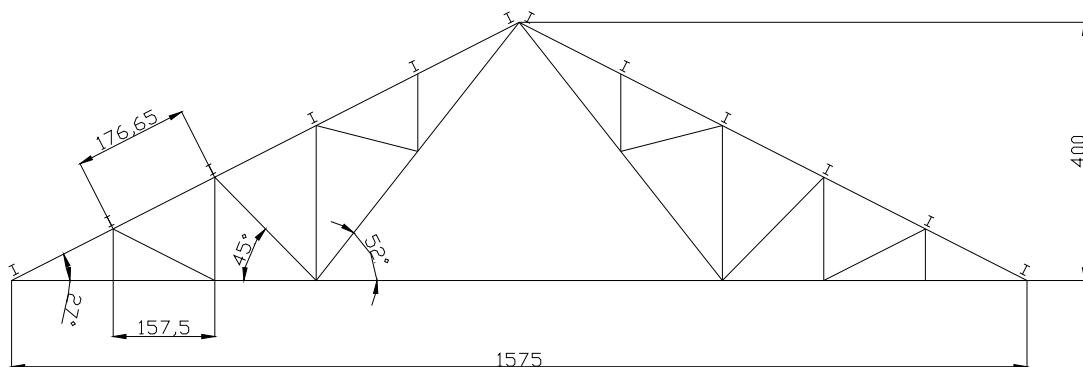


Figure n°11 : Ferme sous-tendue à entrain droit

## II.4. DISPOSITION DES PANNES

Les dispositions retenues sont telles que l'entraxe des pannes est égal à 1,77m et que la portée maximale est de 6,75m. On aura donc à vérifier la couverture et les pannes.

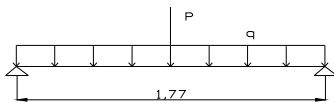
## II.5 CALCUL DE LA COUVERTURE

La couverture est en tôle galvanisée 63/100

### Vérification de la couverture

Pendant la phase d'entretien

La surcharge d'entretien est  $P= 100\text{kg}$  appliquée à mi-travée



**Figure n°12 : Chargement de la couverture**

$q$  le poids de la couverture avec  $q = \frac{10}{\cos(27)} = 11,22 \text{ kg/m}^2$

Le moment maximal en travée appliquée à la tôle est :

$$M = \frac{100}{4} \times 1,77 + 11,22 \times \frac{1,77^2}{8} = 48,64 \text{ kg.m}$$

$$\sigma = \frac{M}{\frac{I}{v}} \text{ avec } \frac{I}{v} = 4,65 \text{ cm}^3 \text{ pour les tôles Galvabacs 63/100}$$

$$\sigma = 1046 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{\text{adm}} = 1600 \text{ kg/cm}^2$$

La tôle résiste.

Le vent exerce une force de soulèvement :

$$W_e = 72 \text{ kg/m}^2$$

$$q = g + W_e = 72 - 11,22 = 60,78 \text{ kg/m}^2$$

$$M = \frac{72 \times 1,77^2}{8} = 28,2 \text{ kg.m}$$

$$\sigma = \frac{2820}{4,65} = 606,45 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{\text{adm}} = 1600 \text{ kg/cm}^2$$

La tôle résiste



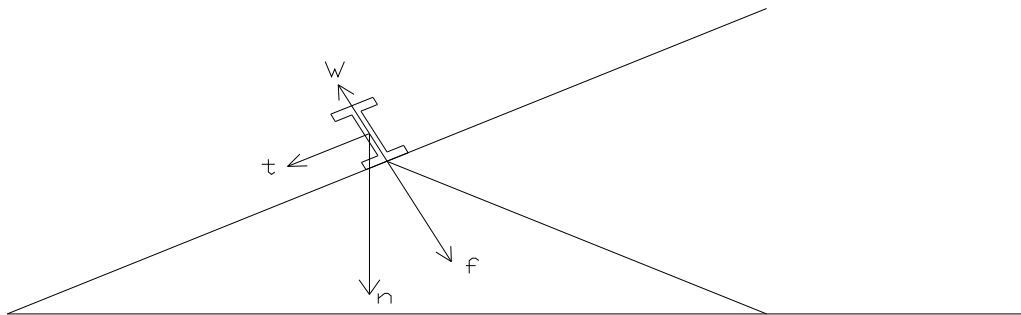
## II.6. CALCUL DES PANNES

Les pannes ont pour fonction de porter la couverture, elles sont disposées parallèlement au faîtage, dans le plan des versants

Prenons une poutrelle laminée IPE pour les pannes

Les charges appliquées aux pannes sont :

- Le poids propre de la panne estimé à 6kg/m<sup>2</sup> et de la couverture
- La charge due au vent



**Figure n°13 : Panne**

Les pannes fonctionnent en flexion déviée du fait qu'elles sont inclinées d'un angle  $\alpha$

### II.6.1 Dimensionnement

Les pannes sont dimensionnées par le calcul pour satisfaire aux conditions de résistance et aux conditions de flèche

Avec le profil IPE, les sections seront de classe 1 car généralement pour les pannes, on utilise rarement des profils dépassant le calibre IPE 200, de ce fait, le calcul se fera en plasticité.

$$\left( \frac{M_y}{M_{pl.y}} \right)^\alpha + \left( \frac{M_z}{M_{pl.z}} \right)^\beta \leq 1$$

**a. Combinaisons d'actions****Charges permanentes :**

- Poids propre des pannes = 6 daN/m<sup>2</sup>
- Couverture, isolation et étanchéité = 26 daN/m<sup>2</sup>
- Sous plafond suspendu = 9 daN/m<sup>2</sup>

$$G = 41 \text{ daN/m}^2$$

**Charge variable :**

- Vent extrême :  $W_e = 72 \text{ daN/m}^2$

**Combinaison d'actions:**

$$1,35 G = 55,4 \text{ daN/m}^2$$

$$G - W_e = 41 - 72 = - 31 \text{ daN/m}^2$$

**b. Détermination des sollicitations**

La première combinaison est la plus défavorable.

La charge maximale sur les pannes compte tenu de la continuité de la couverture vaut :

$$n = 1,25 \times P \times d = 1,25 \times 48,6 \times 1,77 = 123 \text{ daN/ml}$$

d : entraxe des pannes

l : la portée des pannes = 6.75m

$$\alpha = 27^\circ$$

La décomposition de n selon deux axes zz'et yy' conduit à :

$$f = n \times \cos \alpha = 109 \text{ daN/ml}$$

$$t = n \times \sin \alpha = 56 \text{ daN/ml}$$

On considère les pannes comme isostatique :

$$M_y = \frac{fl^2}{8} = 6,2 \text{ kNm}$$

$$M_z = \frac{tl^2}{8} = 3,2 \text{ kNm}$$

### c. Choix du profil et vérification de sa résistance

Prenons un profil IPE 140

$$W_{pl,y} = 88,4 \text{ cm}^3 \text{ et } W_{pl,z} = 19,0 \text{ cm}^3$$

$$M_{pl,y} = 88,4 \times 235 \times 10^{-3} = 24 \text{ kNm}$$

$$M_{pl,z} = 19,0 \times 235 \times 10^{-3} = 4,5 \text{ kNm}$$

Dans notre cas, on prend  $\alpha=2$  et  $\beta=1$

Soit :

$$\left(\frac{6,2}{24}\right)^2 + \left(\frac{3,1}{4,5}\right)^1 \leq 1$$

$$0,755 \leq 1$$

La condition de résistance de la panne est vérifiée

### II.6.2 Vérification des conditions de flèche :

Pour le calcul des flèches :

$$f = 1,25 G d \cos \alpha = 81 \text{ daN/ml}$$

$$t = 1,25 G d \sin \alpha = 41 \text{ daN/ml}$$

$$\text{Il faut que } \frac{f}{l} < \frac{1}{200}$$

$$I_x = 541 \text{ cm}^4$$

$$I_y = 44,9 \text{ cm}^4$$

$$\frac{f_1}{l} = \frac{5}{384} \frac{f l^3}{EI_x} = \frac{5}{384} \frac{0,81 \times 6,75^3}{2,1 \cdot 10^6 \times 541}$$

$$\frac{f_1}{l} = 0,003 = \frac{1}{333} < \frac{1}{200}$$

$$\frac{f_2}{l} = \frac{5}{384} \frac{tl^3}{EI_y} = \frac{5}{384} \frac{0,41 \times 6,75^3}{2,1 \cdot 10^6 \times 541}$$

$$\frac{f_1}{l} = 0,001 = \frac{1}{1000} < \frac{1}{200}$$

La condition de flèche est vérifiée donc on peut garder le profil IPE 140

## **II.7. CALCUL DE LA FERME**

### **II.7.1. Hypothèses de calcul :**

Les barres sont supposées rigides et indéformables ;

Les assemblages des treillis aux nœuds sont boulonnés, les barres sont donc considérées comme articulées ;

Les appuis de fermes également sont des articulations ;

Les axes neutres des barres sont supposés concourants aux nœuds où ils convergent ;

Le poids propre des barres est négligé vis-à-vis des charges extérieures sollicitant le système ;

Les forces extérieures sont supposées être sur le plan du système et appliquées aux nœuds ce qui conduit à des efforts normaux dans les barres ;

Les calculs sont effectués en élasticité ;

### **II.7.2. Combinaison d'actions :**

#### **Charge permanente :**

- Poids de la couverture, isolation et étanchéité :  $26/\cos(27) = 29 \text{ daN/m}^2$
- Sous plafond suspendu :  $9 \text{ daN/m}^2$
- Poids des pannes :  $6 \text{ daN/m}^2$

$$G = 44 \text{ daN/m}^2$$

#### **Charge variable :**

- Poussière :  $20 \text{ daN/m}^2$
- Force de succion du vent extrême :  $72 \text{ daN/m}^2$

**Combinaisons d'actions :**

A l'ELU

$$1,35G + 1,5Q = 89 \text{ daN/m}^2$$

$$G - W_e = -19 \text{ daN/m}^2$$

A l'ELS

$$G+Q=73 \text{ daN/m}^2$$

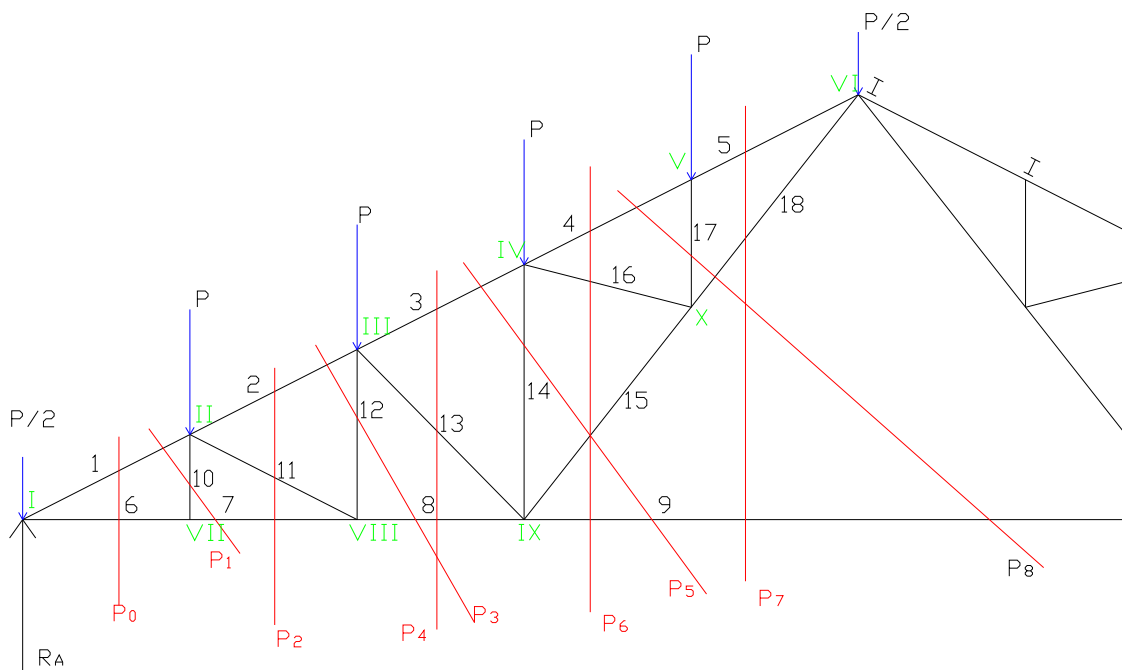
$$G - W_n = 12 \text{ daN/m}^2$$

On prend la plus défavorable donc prenons:

$$P = 89 \times 1,58 \times 6,5 = 914 \text{ daN}$$

**II.7.3. Détermination des efforts dans les barres :**

La détermination des efforts dans les barres sera faite avec la méthode de Ritter.  
Elle consiste à couper le treillis en deux parties par un plan (P) qui sectionne au maximum 03 barres à efforts inconnus.

**Figure n°14 : Coupure des barres**

Par raison de symétrie, les forces appliquées ont les mêmes valeurs dans l'autre versant, les efforts dans les barres également.

Détermination de  $R_A$  :

$$R_A = 4 \times P + 2 \times \frac{P}{2} = 5P = 4\,570 \text{ daN}$$

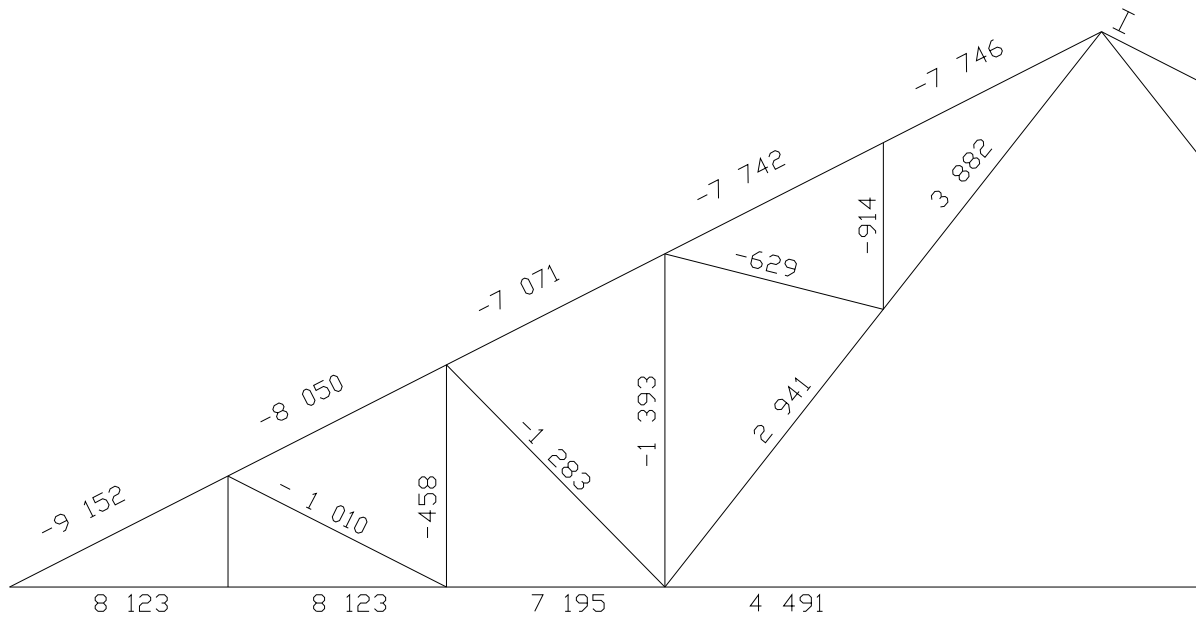
$$P = 914 \text{ daN}$$

$$P/2 = 457 \text{ daN}$$

Tableau n°30 : Méthode de Ritter

Plan de section	N° barre	Pôle du moment	Equation d'équilibre des moments	Efforts (daN)	
				C=compression	T=traction
P <sub>0</sub>	1	VII	$(4570-457) \times 1,58 = -f_1 \times 0,71$	- 9 152	C
P <sub>0</sub>	6	II	$(4570-457) \times 1,58 = f_6 \times 0,8$	8 123	T
P <sub>1</sub>	10	I	$0 = f_{10} \times 1,58$	0	
P <sub>1</sub>	7	II	$(4570-457) \times 1,58 = f_7 \times 0,8$	8 123	T
P <sub>2</sub>	2	VIII	$(4570-457) \times 3,15 - 914 \times 1,58 = -f_2 \times 1,43$	-8 050	C
P <sub>2</sub>	11	I	$914 \times 1,58 = -f_{11} \times 1,43$	-1 010	C
P <sub>3</sub>	12	I	$914 \times 1,58 = -f_{12} \times 3,15$	-458	C
P <sub>3</sub>	8	III	$(4570-457) \times 3,15 - 914 \times 1,58 = f_8 \times 1,60$	7 195	T
P <sub>4</sub>	3	IX	$(4570-457) \times 4,73 - 914 \times 3,15 - 914 \times 1,58 = -f_3 \times 2,14$	-7 071	C
P <sub>4</sub>	13	I	$914 \times 1,58 + 914 \times 3,15 = -f_{13} \times 3,37$ $(4570-457) \times 7,88 - 914 \times 6,30 - 914 \times 4,73$	-1 283	C
P <sub>7</sub>	9	VI	$-914 \times 3,15 - 914 \times 1,58 = f_9 \times 4,00$	4 491	T
P <sub>7</sub>	18	I	$914 \times 1,58 + 914 \times 3,15 + 914 \times 4,73 + 914 \times 6,30 = f_{18} \times 3,71$ $(4570-457) \times 4,73 - 914 \times 3,15 - 914 \times 1,58$	3 882	T
P <sub>7</sub>	5	IX	$+914 \times 1,58 = -f_5 \times 2,14$ $(4570-457) \times 4,73 - 914 \times 3,15 - 914 \times 1,58 - f_9 \times 2,40 =$	-7 746	C
P <sub>6</sub>	15	IV	$f_{15} \times 1,48$ $(4570-457) \times 6,30 - 914 \times 4,73 - 914 \times 3,15 - 914 \times 1,58 -$	2 941	T
P <sub>6</sub>	4	X	$f_9 \times 2,00 = -f_4 \times 1,07$	-7 742	C
P <sub>6</sub>	16	I	$914 \times 1,58 + 914 \times 3,15 + 914 \times 4,73 - f_{15} \times 3,71 = -f_{16} \times 3,60$	-629	C
P <sub>5</sub>	14	I	$914 \times 1,58 + 914 \times 3,15 - f_{15} \times 3,71 = f_{14} \times 4,73$	-1 393	C
P <sub>8</sub>	17	I	$914 \times 1,58 + 914 \times 3,15 + 914 \times 4,73 - f_{18} \times 3,71 = f_{17} \times 6,30$	-914	C

Efforts normaux dans les barres



**Figure n°15 : Efforts dans les barres**

Le montant n° 10 n'est pas sollicité, on peut donc l'enlever sans modifier les valeurs des efforts dans les autres barres et on notera barre 6 pour les barres 6 et 7.

On va choisir des sections en double cornière pour les montants et les diagonales.

Prenons un profil  $T\left(\frac{1}{2} \text{ IPE 200}\right)$  pour les membrures

#### **II.7.4. Vérification des contraintes dans les membrures**

##### **a. Membrane inférieure tendue**

La barre la plus tendue est la n°6 avec une traction de 8 123 daN

Pour un  $T\left(\frac{1}{2} \text{ IPE 200}\right)$ ,  $S = 14,25\text{cm}^2$

$$\sigma = \frac{8123}{14,25} = 57 \leq f_y = 235 \text{ MPa}$$



### b. Membrure supérieure comprimée

La barre la plus comprimée est la n°1 avec une compression de 9 152 daN

Il faut vérifier les tronçons de membrures au flambement, soit:

#### b.1. Flambement dans le plan de la poutre :

Longueur de flambement :  $l_k = 0,9 l_0 = 1,6$  m

L'effort normal de plastification est :  $N_{pl} = A \times f_y = 14,25 \times 235 = 334,88$  kN

$i_x = 2,38$  cm

$$\lambda_x = \frac{l_k}{i_x} = 67$$

L'élancement réduit est :  $\bar{\lambda}_x = \frac{\lambda_x}{\lambda_r}$

Pour l'acier S.235, l'élancement eurléien est  $\lambda_r = 93$

$$\bar{\lambda}_x = \frac{67}{93} = 0,72 > 0,2 \text{ donc on doit considérer le risque de flambement}$$

Soit  $\chi$  le coefficient de réduction et selon ses valeurs pour la courbe de flambement à l'annexe VII

On aura par interpolation  $\chi = 0,712$

Il faut vérifier que  $N \leq \frac{\chi \times N_{pl}}{\gamma_{M1}}$  avec  $\gamma_{M1} = 1,1$  pour les sections de classe 1.

$$\frac{\chi \times N_{pl}}{\gamma_{M1}} = \frac{0,712 \times 334,88}{1,1} = 216,8 \text{ kN}$$

Avec  $N = 91,52$  kN, la condition citée ci-dessus est vérifiée donc il n'y a pas de risque de flambement dans le plan de la poutre.

#### b.2 Flambement dans le plan transversal :

Longueur de flambement :  $l_k = l_0 = 1,77$  m

$i_y = 1,94$  cm

$$\lambda_y = \frac{l_k}{i_y} = 91 \text{ d'où } \bar{\lambda}_y = \frac{91}{93} = 0,978$$

on aura  $\chi = 0,553$

$$\frac{\chi \times N_{pl}}{\gamma_{M1}} = \frac{0,553 \times 334,88}{1,1} = 168,35 \text{ kN}$$

Avec  $N = 91,52 \text{ kN}$ ,  $N \leq \frac{\chi \times N_{pl}}{\gamma_{M1}}$ , il n'y a pas de risque de flambement dans le plan transversal.

### II.7.5. Contraintes dans les montants et les diagonales :

Dimensionnement des montants et diagonales :

$$f_y = 23,5 \text{ daN/mm}^2$$

Comme on utilise des éléments jumelés, la section d'une pièce est la moitié de la section d'une barre calculée.

$$\text{On a } \sigma = \frac{F}{2A} \leq 23,5 \text{ d'où } A \geq \frac{F}{2 \times 23,5}$$

Prenons la barre n° 18 qui est la plus sollicitée en traction :

$$A \geq \frac{3882}{2 \times 23,5} = 82,6 \text{ mm}^2$$

Prenons une cornière à aile égale de dimension 25/3 pour les montants et les diagonales

**Tableau n°31 : Section des montants et diagonales**

Barres	Efforts dans les barres (daN)	Section des barres	A (mm <sup>2</sup> )	$\sigma \leq f_y$ (daN/mm <sup>2</sup> )	lo (cm)	lk=0,8 lo (cm)	ix= iy (cm)	$\lambda$	Verification avec Npl (daN)
11	-1010	2 L 30/4	348	2,90	177	141,6	0,9	197	1336
12	-458	2 L 25/3	286	1,60	160	128	0,75	213	951
13	-1283	2 L 40/4	616	2,08	225	180	1,21	186	2590
14	-1393	2 L 40/4	616	2,26	240	192	1,21	198	2326
16	-629	2 L 25/3	286	2,20	163	130,4	0,75	217	914
17	-914	2 L 25/3	286	3,20	120	96	0,75	160	1552
15	2941	2 L 25/3	286	10,28					
18	3882	2 L 25/3	286	13,57					

## Chapitre III : CALCUL PRELIMINAIRE

Cette partie a pour but de déterminer les dimensions des pièces de la superstructure avant de passer au calcul.

**Remarque :**

On a des systèmes de cloisons minces qu'on peut facilement déplacer.

### III.1 Poutres

#### III.1.1. Poutre longitudinale :

Portée maximale :  $l = 6,75$  m

On a  $\frac{l}{15} \leq h \leq \frac{l}{10}$  (Condition de déformabilité admissible)

Alors, on prendra  $h = 50$  cm

Largeur  $b$  de la poutre :  $0,3h \leq b \leq 0,4h$

D'où  $b = 20$  cm

Donc on a une poutre de 20 cm × 50 cm

#### III.1.2. Poutre transversale :

Portée maximale :  $l = 5,875$  m

On a  $\frac{l}{15} \leq h \leq \frac{l}{10}$  (Condition de déformabilité admissible)

Alors, on prendra  $h = 45$  cm

Largeur  $b$  de la poutre :  $0,3h \leq b \leq 0,4h$

D'où  $b = 18$  cm

Donc on a une poutre de 45 cm × 18 cm

**III.1.3. Poutre secondaire (cage d'escalier) :**

Portée maximale :  $l = 2,70 \text{ m}$

On a  $\frac{l}{15} \leq h \leq \frac{l}{10}$  (Condition de déformabilité admissible)

Alors, on prendra  $h = 22 \text{ cm}$

D'où  $b = 15 \text{ cm}$

Donc on a une poutre de  $22 \text{ cm} \times 10 \text{ cm}$

**III.2. Plancher à corps creux :**

La condition de non déformabilité d'un plancher à corps creux donne une hauteur :  $h_t \geq \frac{l}{22,5}$

$l$  : longueur de portée du plancher

On a ici  $l = 5,875 \text{ m}$

$h_t = 26 \text{ cm}$  avec des hourdis creux de  $21 \text{ cm}$  de hauteur et une dalle de compression de  $5 \text{ cm}$ .

**III.3. Dalle pleine :**

Dimensions maximales:  $6,375 \text{ m} \times 5,875 \text{ m}$

Avec  $l_x = 5,875 \text{ m}$  et  $l_y = 6,375 \text{ m}$

On a ici une dalle continue portant sur 4 côtés

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = 0,92 \geq 0,4$$

Donc on a  $h_0 \geq \frac{l_x}{40} = 14,69 \text{ cm}$

D'où  $h_0 = 15 \text{ cm}$

**III.4. Poteaux :**

Surcharge d'exploitation

- pour un bureau :  $250 \text{ daN/m}^2$
- pour un magasin :  $500 \text{ daN/m}^2$
- pour une salle de spectacle :  $500 \text{ daN/m}^2$
- Toiture  $75 \text{ daN/m}^2$

Charge permanente

Plancher nervuré à nervures coulées sur place avec entrevous en terre cuite

21 + 5 + Cloisons : 415 daN/m<sup>2</sup>

### **III.4.1. Poteau intérieur**

Poteau le plus chargé : D2

La longueur de flambement est égale à  $l_f = 0,7 l$

Avec  $l$  la hauteur entre plancher fini :  $l = 3,40 \text{ m} \rightarrow l_f = 2,38 \text{ m}$

Le diamètre du poteau doit être  $\Phi > \frac{l_f}{9} = 0,27 \text{ m}$

Pour le poteau D2

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

( $N = n \times q \times S$ )

$n$  : nombre d'étages

$q$  : charges et surcharges

$S$  : surface du plancher intéressé

$N_u = 1,35 \times (9 \times 4,15) \times 4,9375 \times 6,7 + 1,5 \times (7 \times 2,5 + 2 \times 5) \times (4,9375 \times 6,7)$

$N_u = 3032,64 \text{ kN}$

$$S \geq \frac{N_u}{0,9 \times f_{bu}}$$

On emploie un béton dosé à 350 kg sous contrôle strict

$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$  : la résistance à la compression à 28 jours d'âge

$$f_{bu} = 0,85 \frac{f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = 14,16 \text{ MPa}$$

Donc on a  $S \geq 2379 \text{ cm}^2$

Si on prend une section carrée pour le poteau, on aura un côté minimum de 48,77 cm

D'où on prend comme section du poteau 50 cm × 50 cm

### **III.4.2. Poteau de rive :**

Poteau le plus chargé : D1

La longueur de flambement est égale à  $l_f = 0,7 l$

Avec  $l$  la hauteur entre plancher fini :  $l = 3,40 \text{ m} \rightarrow l_f = 2,38 \text{ m}$

Le diamètre du poteau doit être  $\Phi > \frac{l_f}{9} = 0,27 \text{ m}$

Pour le poteau D1

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

$$(N = n \times q \times S)$$

$n$  : nombre d'étages

$q$  : charges et surcharges

$S$  : surface du plancher intéressé

$$N_u = 1,35 \times (9 \times 4,15) \times (2,9375 \times 6,7) + 1,5 \times (7 \times 2,5 + 2 \times 5) \times (2,9375 \times 6,7)$$

$$N_u = 1\,804,23 \text{ kN}$$

$$S \geq \frac{N_u}{0,9 \times f_{bu}}$$

On emploie un béton dosé à 350 kg sous contrôle strict

$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$  : la résistance à la compression à 28 jours d'âge

$$f_{bu} = 0,85 \frac{f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = 14,16 \text{ MPa}$$

Donc on a  $S \geq 1\,415,75 \text{ cm}^2$

Si on prend une section carrée pour le poteau, on aura un côté minimum de 37,62 cm

D'où on prend comme section du poteau 30 cm  $\times$  50 cm

### III.5. Escalier

Pour les escaliers, on a  $2h+g=63\text{cm}$

La hauteur de plancher à plancher est égale à 3,40 m

Pour un bâtiment, il faut que :

$$13 \text{ cm} \leq h \leq 20 \text{ cm}$$

$$\text{et } 20 \text{ cm} \leq g \leq 30 \text{ cm}$$

Fixons le nombre de marche pour un palier à 10, donc on a au total 20 marches

$$\text{On aura donc } h = \frac{3,40}{20} = 17 \text{ cm}$$

En prenant  $g = 29 \text{ cm}$  pour  $h = 17 \text{ cm}$

La loi de Blondel est vérifiée avec  $60 \leq 2 \times h + g = 63 \text{ cm} \leq 64$

## Chapitre IV : DESCENTE DES CHARGES

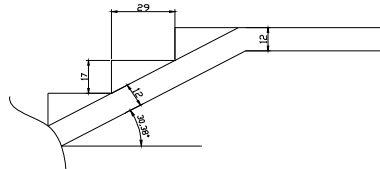
La descente des charges a pour but d'évaluer des actions permanentes et variables agissant sur le bâtiment, et cela afin de dimensionner avec précision les divers éléments de la structure les efforts appliqués sur les poteaux au niveau de chaque étage seront transmis vers la fondation.

Ces charges et surcharges sont constituées par :

- Le poids propre du poteau
- La charge du plancher
- Le cloison considéré comme surcharge
- Le poids propre des poutres
- Le poids des murs
- Les éléments spéciaux

### IV.1. Charges permanentes

▪ Béton armé : .....	2 500 kg/m <sup>3</sup>
▪ Chape.....	2 200 kg/m <sup>3</sup>
▪ Poutre : (20 × 50).....	250 kg/ml
▪ Poutre : (18 × 45).....	203 kg/ml
▪ Poteau : (50 × 50).....	625 kg/ml
▪ Poteau : (25 × 25).....	156 kg/ml
▪ Poteau : (30 × 50).....	375 kg/ml
▪ Béton ordinaire : .....	2 200 kg/m <sup>3</sup>
▪ Garde corps : mur en bloc de béton de dimension nominale 25×20×50...	273 kg/m <sup>2</sup>
▪ Plancher nervurés avec entrevous en terre cuite 21+5.....	315 kg/m <sup>2</sup>
▪ Revêtement en parquets de 23 mm.....	25 kg/m <sup>2</sup>
▪ Chape 2,5cm (55 daN/m <sup>2</sup> ) + Revêtement en parquets.....	80 kg/m <sup>2</sup>
▪ Dalle en béton armé de 15 cm d'épaisseur .....	375 kg/m <sup>2</sup>
▪ Revêtement en carrelage de grès cérame (50dkg/m <sup>2</sup> ) + chape 2cm.....	100 kg/m <sup>2</sup>
▪ Tôle galvanisée 10 kg/m <sup>2</sup>	
▪ Verre.....	2 500 kg/m <sup>3</sup>

**VI.1.1. Escalier :****Figure n°16 : dimension de l'escalier****Paillasse**

- Dalle de 12 .....	300 kg/m <sup>2</sup>
- Revêtement en carrelage de grès cérame (50dkg/m <sup>2</sup> ) + chape 2cm.....	100 kg/m <sup>2</sup>
.....	400 kg/m <sup>2</sup>

**Marche**

- Paillasse 2 500 × 0,12.....	300 kg/m <sup>2</sup>
- Marche $2200 \times \frac{0,15}{2}$ .....	165 kg/m <sup>2</sup>
- Revêtement en carrelage de grès cérame (50dkg/m <sup>2</sup> ) + chape 2cm.....	100 kg/m <sup>2</sup>
.....	565 kg/m <sup>2</sup>
$565 \times \frac{1}{\cos(30,38^\circ)}$ kg/m <sup>2</sup> .....	655 kg/m <sup>2</sup>
- Garde corps .....	100 kg/ml

**VI.1.2. Plancher à corps creux :**

- Plancher nervurés avec entrevous en terre cuite 21+5.....	315 kg/m <sup>2</sup>
- Chape 2,5cm (55 daN/m <sup>2</sup> ) + Revêtement en parquets.....	80 kg/m <sup>2</sup>



- Sous plafond suspendu Placoplâtre de 1cm d'épaisseur.....	<u>9 kg/m<sup>2</sup></u>
.....	404 kg/m <sup>2</sup>

### **VI.1.3. Dalle de 15 :**

- Dalle de 15.....	375 kg/m <sup>2</sup>
- Chape 2,5cm (55 daN/m <sup>2</sup> ) .....	<u>55 kg/m<sup>2</sup></u>
.....	430 kg/m <sup>2</sup>

### **VI.1.4. Toiture :**

#### **Versant 1**

- Tôle galvanisé.....	10 kg/m <sup>2</sup>
- Charpente métallique.....	27 kg/m <sup>2</sup>
- Isolation et étanchéité.....	<u>20 kg/m<sup>2</sup></u>
- $10+27+20 = 57 : 57 \times \frac{1}{\cos(27^\circ)}$ .....	64 kg/m <sup>2</sup>
- Sous plafond suspendu Placoplâtre de 1cm d'épaisseur.....	<u>9 kg/m<sup>2</sup></u>
.....	73 kg/m <sup>2</sup>
- Chéneau (158+25) × 0,10 × 2500.....	458 kg/ml

#### **Versant 2**

- $10+27+20 = 57 : 57 \times \frac{1}{\cos(50,2^\circ)}$ .....	89 kg/m <sup>2</sup>
- Sous plafond suspendu Placoplâtre de 1cm d'épaisseur.....	<u>9 kg/m<sup>2</sup></u>
.....	98 kg/m <sup>2</sup>

### **VI.1.5. VEC type 1 :**

- Verre e=12,8mm.....	32 kg/m <sup>2</sup>
- Fers à vitrage.....	6 kg/m <sup>2</sup>
- Paume lettres.....	<u>5 kg/m<sup>2</sup></u>
.....	43 kg/m <sup>2</sup>

**VI.1.6. Balcon :**

- Dalle de 12 .....	300 kg/m <sup>2</sup>
- Revêtement en carrelage de grès cérame (50dkg/m <sup>2</sup> ) + chape 2cm.....	100 kg/m <sup>2</sup>
- Etanchéité.....	<u>50 kg/m<sup>2</sup></u>
.....	450 kg/m <sup>2</sup>

**IV.2. Surcharge d'exploitation**

▪ Bureaux.....	250 kg/m <sup>2</sup>
▪ Salle d'ordinateurs.....	250 kg/m <sup>2</sup>
▪ Grand magasin.....	500 kg/m <sup>2</sup>
▪ Salle de spectacle .....	500 kg/m <sup>2</sup>
▪ Escalier.....	250 kg/m <sup>2</sup>
▪ Cloisons légères 1kN/m <sup>2</sup> .....	100 kg/m <sup>2</sup>
▪ Poussière.....	20 kg/m <sup>2</sup>
▪ Entretien de la toiture.....	100 kg/m <sup>2</sup>
▪ Balcon.....	300 kg/m <sup>2</sup>
▪ Eau.....	100 kg/m <sup>2</sup>
▪ Sous sol (Parking).....	400 kg/m <sup>2</sup>

**VI.3. Descente des charges :****Hypothèse**

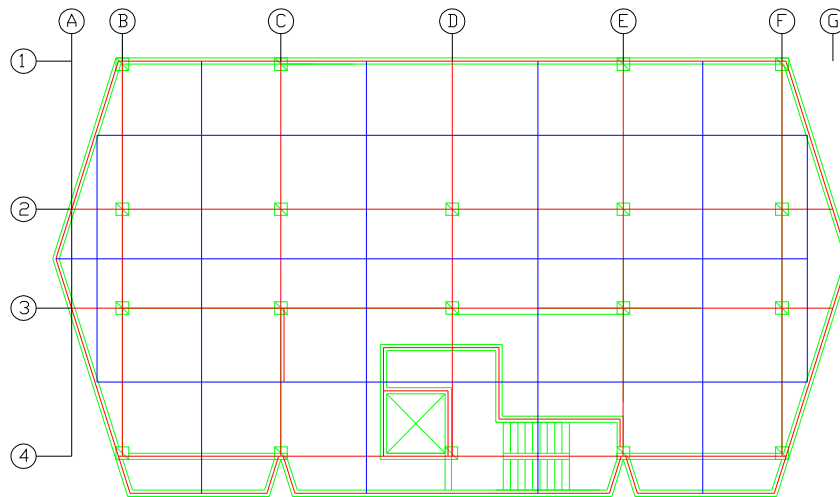
On n'applique pas la dégression des charges

**Combinaison d'action :**

En ELU on a  $P = 1,35 G + 1,5 Q + W$

En ELS on a  $P = G + Q + 0,77 W$

### VI.3.1. Exemple de calcul de descente des charges dues à la force de la pesanteur:



**Figure n°17 : Répartition des charges**

Visuellement, la file D est la plus chargée du fait qu'elle présente la surface d'impact la plus grande portée par le poteau D3 suivant le tableau ci-dessous

NB : Les autres surfaces peuvent être retrouvées en annexe IX

**Tableau n°32 : Surfaces d'impact**

POTEAU	Longueur (m)	Largeur (m)	Surface d'impact (m <sup>2</sup> )	Venant de la toiture m <sup>2</sup>
D1	6,75	3	20,25	54
D2	6,75	5	33,75	
D3	6,75	5	33,75	
D4	6,75	4,5	30,375	54

Après calcul, c'est le poteau D4 qui est le plus chargé dont voici le tableau donnant les valeurs des charges portées par ce poteau :

**NB :**

Le niveau de référence NREF est celui du plus haut recevant directement la toiture et le niveau est augmenté au fur et à mesure que l'on descend d'un étage, ils varient de 0 à 9 à partir de la toiture jusqu'à la fondation.

**Tableau n°33 : Descente des charges au niveau du poteau D4**

<b>POTEAU D4</b>	<b>G (kN)</b>	<b>Q (kN)</b>
Niveau NREF+0		
Toiture versant 1(73x54)	39,42	
Toiture versant 1(73x6, 75x1, 5)	7,39	
Poutre 20x50 (250x3, 38)	8,45	
Chéneau (458x6, 75)	30,92	
Poutre 20x50 (250x6, 75)	16,88	
Poussière (20x (54+6,75x1, 5))		12,83
Eau (0,25x6, 75)		1,69
	<b>103,06</b>	<b>14,52</b>
Niveau NREF+1		
Plancher (404x8, 96)	36,20	
Dalle horizontale escalier (400x11, 31)	45,24	
Dalle oblique escalier (4,61/2x655)	15,09	
Dalle plafond (400x12, 72)	50,88	
Garde corps (1,5+1,53/cos (38)) x100	3,10	
4 Poteau 25x25 (156x5, 2) x4	32,45	
Poteau 50x50 (625x5, 2)	32,50	
Poutre 18x45 (203x3x2)	12,18	
Poutre 20x50 (250x3, 1)	7,75	
Plafond 400x15, 9	63,60	
3 poutre 18x45 (203x3x3)	18,27	
2 Poutre 18x45 (203x1, 5) x2	6,09	
Poutre 20x50 (250x3, 1)	7,75	
Poutre 18x45 (203x3, 38)	6,86	
Poutre 15x22x2, 70	2,23	
Mur 273x (3x2+2,7+1,5+2,7+1,53) x4, 7	185,15	
Surcharge local (500x8, 96)		44,80
Surcharge escalier (250x15, 9)		39,75
Cloison légère		8,96
Surcharge ascenseur		10,00
Poids ascenseur	25,00	
Garde corps 273x (3,35)	9,15	
VEC 43x6, 75x5, 2	15,09	
	<b>574,58</b>	<b>103,51</b>
Niveau NREF+2		
Plancher (404x8, 96)	36,20	
Dalle horizontale escalier (400x11, 31)	45,24	

Dalle oblique escalier (4,61x655)	30,19	
Garde corps (2x1, 53/cos (38)) x100	3,20	
4 Poteau 25x25 (156x3, 4) x4	21,22	
Poteau 50x50 (625x3, 4)	21,25	
3 Poutre 18x45 (203x3x3)	18,27	
Poutre 20x50 (250x6, 75)	16,88	
2 poutre 18x45 (203x1, 5x2)	6,09	
Poutre 18x45 (203x3, 8)	7,71	
Poutre 15x22x2, 70	2,23	
Mur 273x (3x2+2,7+1,5+2,7+1,53) x2, 9	114,24	
Surcharge local (250x8, 96)		22,40
Surcharge escalier (250x15, 9)		39,75
Cloison légère		8,96
Garde corps 273x (6,75)	18,43	
VEC 43x6, 75x3, 4	9,87	
	<b>351,02</b>	<b>71,11</b>
Niveau NREF+3		
Plancher (404x8, 96)	36,20	
Dalle horizontale escalier (400x11, 31)	45,24	
Dalle oblique escalier (4,61x655)	30,19	
Garde corps (2x1, 53/cos (38)) x100	3,20	
4 Poteau 25x25 (156x3, 4) x4	21,22	
Poteau 50x50 (625x3, 4)	21,25	
3 Poutre 18x45 (203x3x3)	18,27	
Poutre 20x50 (250x6, 75)	16,88	
2 poutre 18x45 (203x1, 5x2)	6,09	
Poutre 18x45 (203x3, 8)	7,71	
Poutre 15x22x2, 70	2,23	
Mur 273x (3x2+2,7+1,5+2,7+1,53) x2, 9	114,24	
Surcharge local (250x8, 96)		22,40
Surcharge escalier (250x15, 9)		39,75
Cloison légère		8,96
Garde corps 273x (6,75)	18,43	
VEC 43x6, 75x3, 4	9,87	
	<b>351,02</b>	<b>71,11</b>
Niveau NREF+4		
Plancher (404x8, 96)	36,20	
Dalle horizontale escalier (400x11, 31)	45,24	
Dalle oblique escalier (4,61x655)	30,19	
Garde corps (2x1, 53/cos (38)) x100	3,20	
4 Poteau 25x25 (156x3, 4) x4	21,22	
Poteau 50x50 (625x3, 4)	21,25	
3 Poutre 18x45 (203x3x3)	18,27	
Poutre 20x50 (250x6, 75)	16,88	
2 poutre 18x45 (203x1, 5x2)	6,09	
Poutre 18x45 (203x3, 8)	7,71	
Poutre 15x22x2, 70	2,23	

Mur 273x (3x2+2,7+1,5+2,7+1,53) x2, 9	114,24	
Surcharge local (250x8, 96)		22,40
Surcharge escalier (250x15, 9)		39,75
Cloison légère		8,96
Garde corps 273x (6,75)	18,43	
VEC 43 x 6, 75 x 3, 4	9,87	
	<b>351,02</b>	<b>71,11</b>
Niveau NREF+5		
Plancher (404x8, 96)	36,20	
Dalle horizontale escalier (400x11, 31)	45,24	
Dalle oblique escalier (4,61x655)	30,19	
Garde corps (2x1, 53/cos (38)) x100	3,20	
4 Poteau 25x25 (156x3,4)x4	21,22	
Poteau 50x50 (625x3,4)	21,25	
3 Poutre 18x45 (203x3x3)	18,27	
Poutre 20x50 (250x6, 75)	16,88	
2 poutre 18x45 (203x1, 5x2)	6,09	
Poutre 18x45 (203x3, 8)	7,71	
Poutre 15x22x2, 70	2,23	
Mur 273x (3x2+2,7+1,5+2,7+1,53) x2, 9	114,24	
Surcharge local (250x8, 96)		22,40
Surcharge escalier (250x15, 9)		39,75
Cloison légère		8,96
Garde corps 273x (6,75)	18,43	
VEC 43x6, 75x3, 4	9,87	
	<b>351,02</b>	<b>71,11</b>
Niveau NREF+6		
Plancher (404x8, 96)	36,20	
Dalle horizontale escalier (400x11, 31)	45,24	
Dalle oblique escalier (4,61x655)	30,06	
Garde corps (2x1, 53/cos (38)) x100	3,20	
4 Poteau 25x25 (156x3, 4) x4	21,22	
Poteau 50x50 (625x3, 4)	21,25	
3 Poutre 18x45 (203x3x3)	18,27	
Poutre 20x50 (250x6, 75)	16,88	
2 poutre 18x45 (203x1, 5x2)	6,09	
Poutre 18x45 (203x3, 8)	7,71	
Poutre 15x22x2, 70	2,23	
Mur 273x (3x2+2,7+1,5+2,7+1,53) x2, 9	114,24	
Surcharge local (250x8, 96)		22,40
Surcharge escalier (250x15, 9)		39,75
Cloison légère		8,96
Garde corps 273x (6,75)	18,42	
VEC 43x6, 75x3, 4	9,87	
	<b>351,02</b>	<b>71,11</b>
Niveau NREF+7		
Plancher (404x2)	8,08	

3 Poutre 18x45 (203x3x3)	18,27	
4 Poteau 25x25 (156x3, 4) x4	21,22	
Dalle horizontale escalier (400x8, 13)	32,52	
Dalle oblique escalier (4,61x655)	30,19	
Garde corps (2x1, 53/cos (38)) x100	3,20	
Poteau 50x50 (625x3, 4)	21,25	
Poutre 20x50 (250x6, 75)	16,88	
Poutre 15x22x2, 70	2,23	
Mur 273x (3x2+2,7+2,7+1,53) x2, 9	102,37	
Surcharge local (500x2, 1)		10,50
Surcharge escalier (250x2, 72)		31,80
Cloison légère		2,10
Garde corps 273x (6,75)	18,43	
VEC 43x6, 75x3, 4	9,87	
	<b>284,51</b>	<b>44,40</b>
Niveau NREF+8		
Plancher (404x2)	8,08	
3 Poutre 18x45 (203x3x3)	18,27	
4 Poteau 25x25 (156x3, 4) x4	21,22	
Dalle horizontale escalier (400x8, 13)	32,52	
Dalle oblique escalier (4,61x655)	30,19	
Garde corps (2x1, 53/cos (38)) x100	3,20	
Poteau 50x50 (625x3, 4)	21,25	
Poutre 20x50 (250x6, 75)	16,88	
Poutre 15x22x2, 70	2,23	
Mur 273x (3x2+2,7+2,7+1,53) x2, 9	102,37	
Surcharge local (500x2, 1)		10,50
Surcharge escalier (250x2, 72)		31,80
Cloison légère		2,10
Garde corps 273x (6,75)	18,43	
VEC 43x6, 75x3, 4	9,87	
	<b>284,51</b>	<b>44,40</b>
Niveau NREF+9		
Dalle de 15	45,15	
3 Poutre 18x45 (203x3x3)	18,27	
4 Poteau 25x25 (156x3) x4	18,72	
Dalle oblique escalier (4,61/2x655)	15,09	
Garde corps (1,53/cos (38)) x100	1,60	
Poteau 50x50 (625x3, 4)	18,75	
Poutre 20x50 (250x6, 75)	16,88	
Poutre 15x22x2, 70	2,23	
Mur 273x (3x2+2,7+2,7+1,53) x2, 5	88,25	
Surcharge local (400x3, 35x3)		40,20
Surcharge escalier (250x2, 72)		15,90
Mur 273x (6,75)*2,5	46,07	
Poteau 25x25x1, 25	1,87	
Poteau 50x50 (625x1, 250)	7,83	

Dalle de 15 sur 3,5x3	45,15	
Surcharge machinerie	52,50	
Poteau 25*25 x1, 7	2,65	
Dalle de 15 2,4x2, 3	23,74	
Mur 1,7m de hauteur 2,7*3	37,59	
	<b>442,41</b>	<b>56,10</b>

Le tableau suivant montre la récapitulation des calculs des descentes des charges vers la fondation.

**Tableau n°34 : Récapitulation des descentes des charges**

POTEAUX	G (kN)	Q (kN)	ELU	ELS
<b>A2-A3-G2-G3</b>	852,67	160,12	1391,28	1012,79
<b>B4-F4</b>	1358,23	458,32	2521,09	1816,55
<b>C4</b>	2126,15	998,59	4368,19	3124,74
<b>D4</b>	3443,17	618,48	5577,35	4062,65
<b>C2-E2-E3</b>	1595,25	1202,50	3957,34	2797,75
<b>C3</b>	1716,42	1202,50	4120,92	2918,92
<b>D1</b>	1469,75	812,39	3202,75	2282,14
<b>C1-E1</b>	1384,77	782,28	3042,86	2167,05
<b>E4</b>	2929,96	765,19	5103,22	3695,14
<b>D3</b>	2669,10	1183,55	5378,60	3852,65
<b>B1-F1</b>	1139,58	433,93	2189,33	1573,51
<b>B2-B3-F2-F3</b>	1085,56	815,70	2689,06	1901,26
<b>D2</b>	1646,70	1333,15	4222,76	2979,85

#### **IV.3.2 Descente des charges dues aux vents :**



Soit  $W_{ij} = \frac{M_j \times d_{ij} \times S_{IJ}}{I_j}$  l'effort transmis par le poteau i au niveau j vers la fondation

due aux effets du vent.

Avec :

$M_j$  le moment dû aux efforts du vent sur le niveau j

$S_{ij}$  la section du poteau i au niveau j

$d_{ij}$  la distance de chaque section par rapport au centre de gravité des poteaux sur la file considérée

$I_j$  le moment d'inertie de la section des poteaux par rapport à l'axe passant par le centre de gravité des poteaux

### Calcul de la charge P

Soit  $q=103$  daN/m<sup>2</sup> la pression dynamique exercée par le vent sur la face considérée (Face perpendiculaire à la file en question)

Soit  $s_1$  la surface d'action du vent sur la face sur le niveau NREF+1 ;

on a donc  $s_1 = 6,75 \times 5,2 = 35,1$  m<sup>2</sup>

$P_1 = q \times s_1 = 103 \times 35,1 = 3\,615,3$  daN

Et la distance de P par rapport au niveau considéré est  $5,2/2 = 2,6$  m

D'où  $M_1 = 94$  kN.m

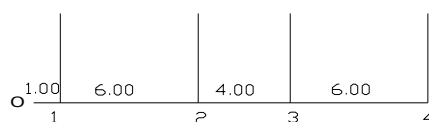
Soit  $s_i$  la surface d'action du vent sur la face sur le niveau NREF+i (i=2, 3, 4, 5, 6, 7,8) ;

On a donc  $s_i = 6,75 \times 3,4 = 22,95$  m<sup>2</sup>

$P_i = q \times s_i = 103 \times 22,95 = 2\,363,85$  daN

Et la distance de P par rapport au niveau considéré est  $3,4/2 = 1,7$  m

D'où  $M_i = 40,19$  kN.m



**Figure n°18 : Position des poteaux****Section des poteaux**

Poteau D1 = 30×50 = 0,15 m<sup>2</sup>

Poteau D2 = 50×50 = 0,25 m<sup>2</sup>

Poteau D3 = 50×50 = 0,25 m<sup>2</sup>

Poteau D4 = 50×50 = 0,25 m<sup>2</sup>

La position des poteaux par rapport au centre de gravité G sera déterminé par la formule

$$OG = \frac{\sum S_i \times x_i}{\sum S_i} = 9,89 \text{ m, d'où :}$$

$$d_1 = 8,89 \text{ m}$$

$$d_2 = 2,89 \text{ m}$$

$$d_3 = 1,11 \text{ m}$$

$$d_4 = 7,11 \text{ m}$$

Le moment d'inertie des sections des poteaux par rapport à G est :  $I = \sum S \times d_i^2$

$$I = 0,15 \times 8,89^2 + 0,25 \times (2,89^2 + 1,11^2 + 7,11^2)$$

$$I = 26,89 \text{ m}^4$$

**Tableau n°35 : Efforts normaux appliqués sur les poteaux**

Poteau	Niveau	d (m)	I	M (kN.m)	Section	N (kN)
D1	NREF+1	8,89	26,89	94	0,15	4,66
	NREF+(2,3,4,5,6,7,8)	8,89	26,89	40,19	0,15	1,99
D2	NREF+1	2,89	26,89	94	0,25	2,53
	NREF+(2,3,4,5,6,7,8)	2,89	26,89	40,19	0,25	1,08
D3	NREF+1	1,11	26,89	94	0,25	0,97
	NREF+(2,3,4,5,6,7,8)	1,11	26,89	40,19	0,25	0,41
D4	NREF+1	7,11	26,89	94	0,25	6,21
	NREF+(2,3,4,5,6,7,8)	7,11	26,89	40,19	0,25	2,66

**IV.3.2 Récapitulation :**

Récapitulation avec des efforts dus aux vents pour la file D et combiné avec la surcharge d'exploitation et la charge permanente donnant comme résultat la charge totale transmise à la fondation

**Tableau n°36 : Valeur des descentes des charges**

Poteau	Dus aux vent	Charges permanentes et d'exploitation		<b>ELU</b>	<b>ELS</b>
		ELU	ELS	(kN)	(kN)
D1	18,59	3202,75	2282,14	<b>3221,34</b>	<b>2296,45</b>
D2	10,09	4222,76	2979,85	<b>4232,85</b>	<b>2987,62</b>
D3	2,84	5378,6	3852,65	<b>5381,44</b>	<b>3854,84</b>
D4	24,83	5575,85	4061,54	<b>5600,68</b>	<b>4080,66</b>

# Chapitre V :

## CALCUL DES ELEMENTS DE LA SUPERSTRUCTURE

### V.1. GENERALITES

L'ossature d'un bâtiment doit assurer la tenue de l'ensemble vis-à-vis des sollicitations qui lui sont appliquées.

On peut distinguer deux natures d'efforts :

- les efforts verticaux : poids mort de la structure et surcharge d'exploitation ;
- les efforts horizontaux dus à l'action du vent, à la poussée des terres ou éventuellement aux séismes.

Dans le présent projet, l'étude portera sur deux portiques : l'un suivant le sens transversal avec la file D et l'autre suivant le sens longitudinal avec l'axe 2. Les calculs porteront alors sur les poutres et les poteaux de ces portiques considérés.

#### V.1.1. Méthode de calcul

L'étude consiste à déterminer si les dimensions des divers éléments de la structure obtenues lors du prédimensionnement répondent parfaitement aux exigences auxquelles le bâtiment est soumis.

Pour cela, il convient de suivre certaines étapes :

- détermination des différentes combinaisons d'actions ;
- calcul des sollicitations s'exerçant sur les éléments ;
- recherche des valeurs d'armatures d'acier qui pourront équilibrer ces sollicitations ;
- vérification des contraintes admissibles des aciers et du béton ;
- adopter de nouvelles dimensions de l'élément considéré si les valeurs des contraintes admissibles ne sont pas vérifiées.

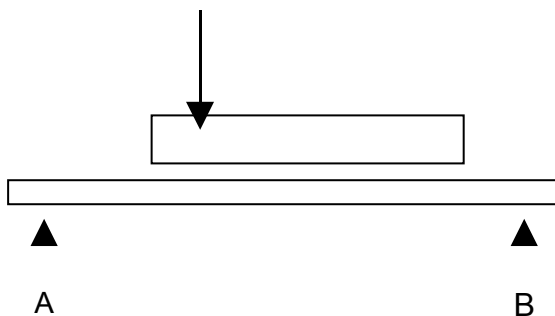
Diverses méthodes de calcul peuvent être utilisées pour la détermination des sollicitations, mais celle employée dans cette étude est la « *méthode de CROSS* » dont le principe sera mentionné par la suite.

### V.1.2 Détermination des sollicitations

Pour cela, on considèrera seulement les combinaisons d'actions en considérant la surcharge Q, la charge G et les effets du vent W.

### V.1.3. Principe de la méthode de Cross

Cette méthode consiste à évaluer pour chaque barre constituant le portique de calcul les moments réels causés par les charges appliquées en chaque nœud. La méthode tient compte de la continuité et de la répartition des charges dans chaque barre.



**Figure n°19 : Modélisation**

Pour une barre AB avec un système de charges donné, l'expression du moment fléchissant en un point d'abscisse x s'écrit :

$$M(x) = \mu(x) - M_{AB} + \frac{M_{AB} + M_{BA}}{l}x$$

$\mu(x)$  : moment fléchissant pour l'abscisse x dans la barre supposée isostatique (sur deux appuis simples)

$M_{AB}$  : moment transmis par le nœud A à la barre AB

$M_{BA}$  : moment transmis par le nœud B à la barre BA

### Les paramètres de base

- moment d'inertie ;

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12}$$

- raideur des éléments des portiques ;

$$R = \frac{I}{l}$$

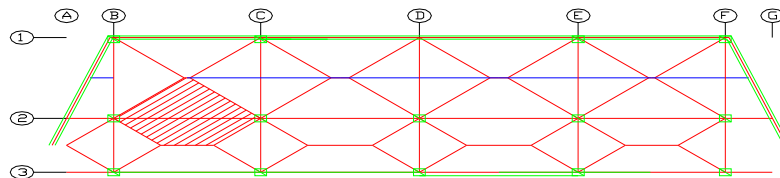
- coefficient de répartition dans les barres (ij).

$$C_{ij} = \frac{R_{ij}}{\sum R_{ij}}$$

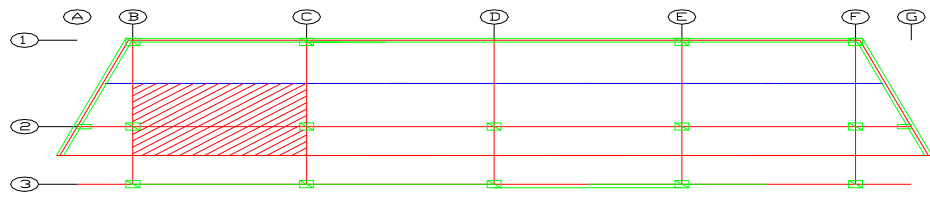
où  $R_{ij}$  est la raideur de la barre aboutissant au nœud i

### V.2. DETERMINATION DES SOLLICITATIONS

Prenons comme exemple de calcul l'axe 2



**Figure n°20 : Charges triangulaires sur la poutre principale pour le cas de dalle au rez-de-chaussée**



**Figure n°20a : Charges rectangulaires sur la poutre principale**

Pour le cas des planchers nervurés aux étages, le plus petit côté étant perpendiculaire à la poutre principale, c'est cette dernière qui va porter les planchers nervurés.

### **V.2.1. Evaluation Des Charges Au Niveau 0**

Evaluation des charges pour la travée A-B de longueur  $L = 2\text{m}$

Charge uniformément répartie :

Poutre principale =  $2,5\text{ kN/ml}$

Charge triangulaire

Plancher dalle de 12 =  $0,667 \times 4,00 \times 1 \times 2 = 5,33\text{ kN/ml}$

Surcharge d'exploitation =  $0,667 \times (5+1) \times 1 \times 2 = 8,00\text{ kN/ml}$

Charge permanente :  $g = 2,5 + 5,33 = 7,84\text{ kN/ml}$

Surcharge d'exploitation :  $q = 8,00\text{ kN/ml}$

Evaluation des charges pour la travée B-C et C-D de longueur respectif  $L = 6,25\text{m}$  et  $L = 6,75\text{m}$

Charge uniformément répartie :

Poutre principale =  $2,5\text{ kN/ml}$

Charge rectangulaire

Largeur :  $5\text{ m}$

Plancher =  $5 \times 4,04 = 20,2\text{ kN/ml}$

Surcharge d'exploitation =  $5 \times (5+1) = 30\text{ kN/ml}$

Charge permanente :  $g = 2,5 + 20,2 = 22,7\text{ kN/ml}$

Surcharge d'exploitation :  $q = 30\text{ kN/ml}$

### **V.2.2. Evaluation Des Charges Au Niveau -1**

Evaluation des charges pour la travée A-B de longueur L= 2m

Charge uniformément répartie :

Poutre principale = 2,5 kN/ml

Charge triangulaire

Plancher =  $0,667 \times 4,3 \times 1 \times 2 = 5,74$  kN/ml

La formule qui transforme une charge triangulaire symétrique P en une charge rectangulaire

P' est  $P' = 2/3 P$

Surcharge d'exploitation =  $0,667 \times 4 \times 1 \times 2 = 5,34$  kN/ml

Charge permanente :  $g = 2,5 + 5,74 = 8,24$  kN/ml

Surcharge d'exploitation :  $q = 5,34$  kN/ml

Evaluation des charges pour la travée B-C de longueur L= 6,25m

Charge uniformément répartie :

Poutre principale = 2,5 kN/ml

Charge trapézoïdale

Surface 1 :  $\alpha = \frac{6}{6,25} = 0,96$

Dalle =  $\left(1 - \frac{0,96^2}{3}\right) \times (4,3 \times 3) = 8,94$  kN/ml

Surcharge d'exploitation =  $\left(1 - \frac{0,96^2}{3}\right) \times (4 \times 3) = 8,31$  kN/ml

Surface 2 :  $\alpha = \frac{4}{6,25} = 0,64$

Dalle =  $\left(1 - \frac{0,64^2}{3}\right) \times (4,3 \times 2) = 7,43$  kN/ml

Surcharge d'exploitation =  $\left(1 - \frac{0,64^2}{3}\right) \times (4 \times 2) = 6,91$  kN/ml

Charge permanente :  $g = 2,5 + 8,94 + 7,43 = 18,87$  kN/ml

Surcharge d'exploitation :  $q = 8,31 + 6,91 = 15,22$  kN/ml

Evaluation des charges pour la travée C-D de longueur L= 6,75m

Charge uniformément répartie :



Poutre principale = 2,5 kN/ml

Charge trapézoïdale

$$\text{Surface 1 : } \alpha = \frac{6}{6.75} = 0.89$$

$$\text{Dalle} = \left(1 - \frac{0.89^2}{3}\right) \times (4.3 \times 3) = 9.49 \text{ kN/ml}$$

$$\text{Surcharge d'exploitation} = \left(1 - \frac{0.89^2}{3}\right) \times (4 \times 3) = 8.83 \text{ kN/ml}$$

$$\text{Surface 2 : } \alpha = \frac{4}{6.75} = 0.59$$

$$\text{Dalle} = \left(1 - \frac{0.59^2}{3}\right) \times (4.3 \times 2) = 7.6 \text{ kN/ml}$$

$$\text{Surcharge d'exploitation} = \left(1 - \frac{0.59^2}{3}\right) \times (4 \times 2) = 7.07 \text{ kN/ml}$$

Charge permanente :  $g = 2.5 + 9.49 + 7.6 = 19.59 \text{ kN/ml}$

Surcharge d'exploitation :  $q = 8.83 + 7.07 = 15.9 \text{ kN/ml}$

### V.2.3. Evaluation Des Charges

En faisant le même calcul on aura :

**Tableau n°37**

Etages	Travées	Charge permanente (kN/ml)	Charge d'exploitation (kN/ml)	ELU (kN/ml)	ELS (kN/ml)
-1	AB	8,24	5,34	19,12	13,57
	BC	18,86	15,22	48,30	34,08
	CD	19,60	15,90	50,31	35,50
0,1	AB	7,84	8,00	22,58	15,84
	BC	22,70	30,00	75,65	52,70
	CD	22,70	30,00	75,65	52,70
2,3,4, 5,6	AB	7,84	4,67	17,58	12,51
	BC	22,70	17,50	56,90	40,20
	CD	22,70	17,50	56,90	40,20
7	AB	7,84	8,00	22,58	15,84
	BC	22,70	30,00	75,65	52,70
	CD	22,70	30,00	75,65	52,70

Le vent exerce une surpression de  $1,03\text{kN/m}^2$  sur une façade

On aura donc  $W=1,03 \times 5,23 = 5,39 \text{ kN/ml}$  en ELU

Et  $W = 5,39 \times 0,77 = 4,15$  en ELS

#### V.2.4. Diagrammes de chargement :

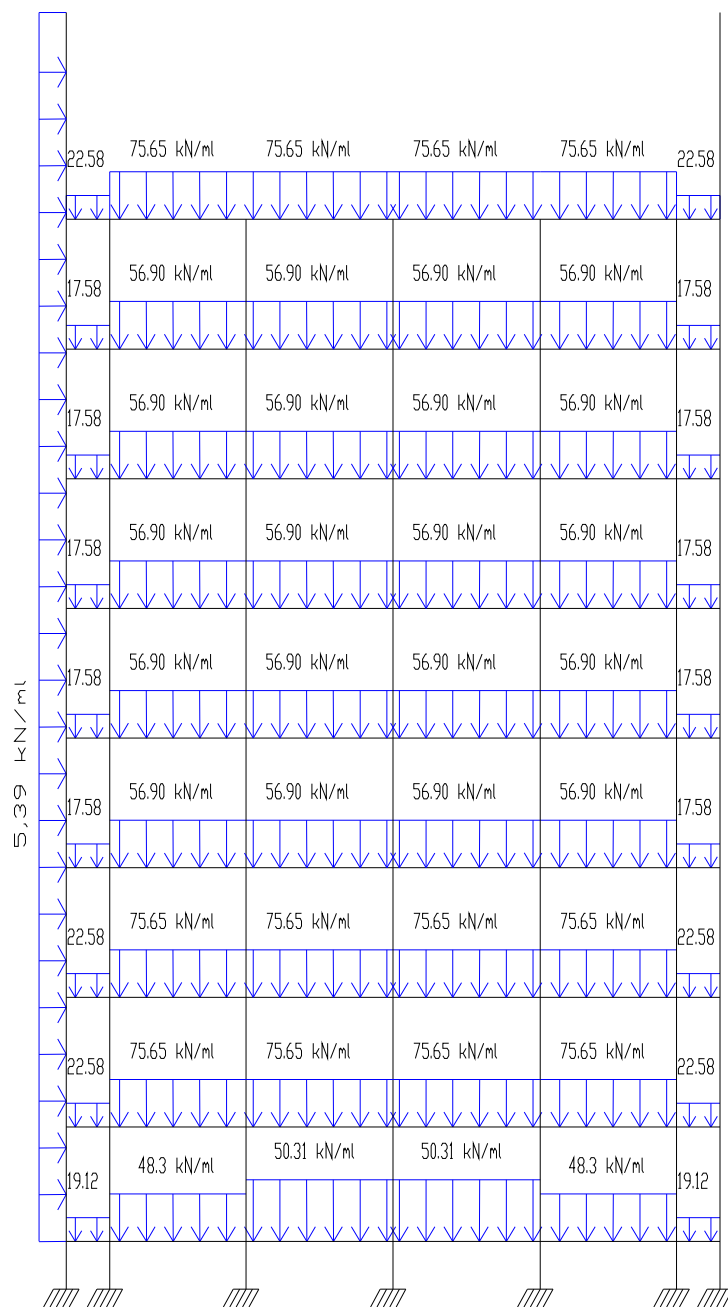


Figure n°21 : Diagramme de chargement de l'axe 2 à l'ELU

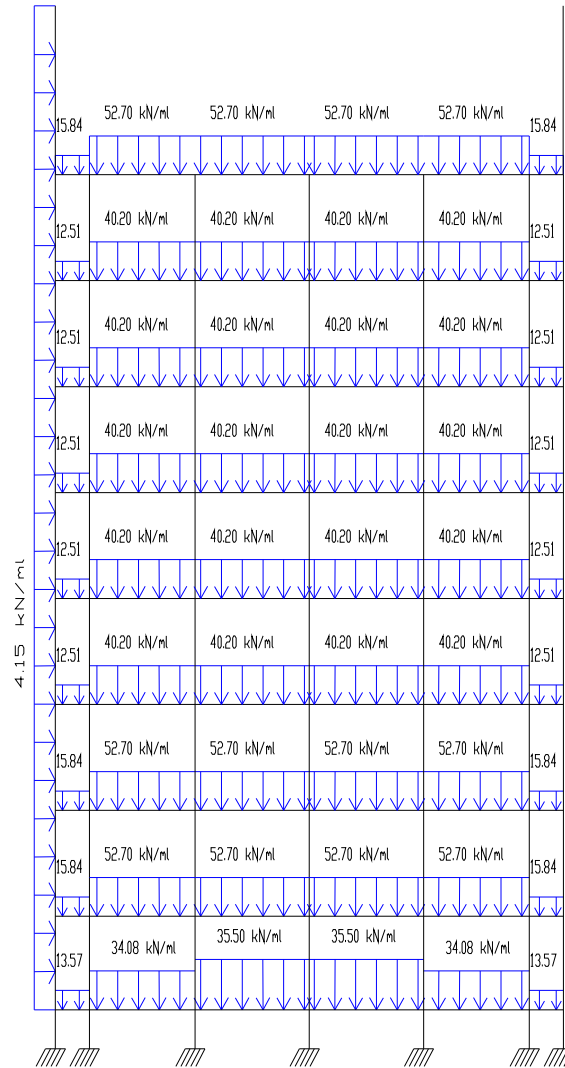


Figure n°21a : Diagramme de chargement de l'axe 2 à l'ELS

### **V.3. Programmation de calcul des moments**

#### **V.3.1. Choix du support :**

La programmation a permis d'avoir un aperçu visuel de la structure du fait qu'elle manipule des objets en 3 dimensions dans le logiciel 3Ds max (une version d'évaluation).

La manipulation des objets 3D associé à la conception des structures facilite la modélisation et minimise les erreurs du fait qu'elle simule la réalité du point de vue interface visuel.

La programmation a été rédigée en script.

### V.3.2. INTERFACE :

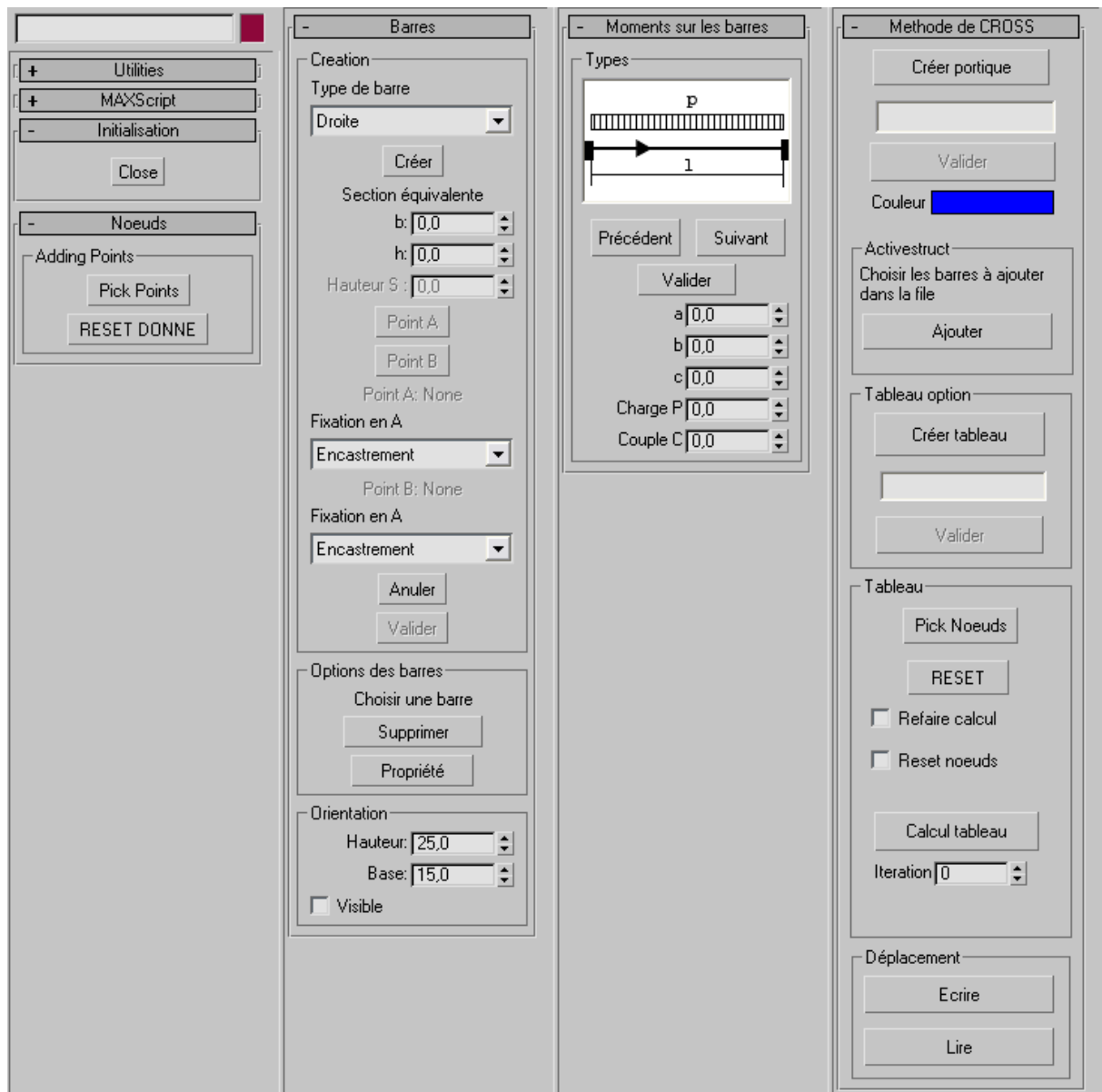


Figure n°22 : Interface 3dS max

Il y a 4 groupes dans l'interface :

Dans l'interface, l'unité de mesure est le « m » et les efforts exprimés en « kN »

- 1<sup>er</sup> groupe : Le groupe « Nœuds » . Il consiste à réinitialiser les données et à choisir les points
- 2<sup>ème</sup> groupe : Le groupe « barre » . Il permet de créer les barres constituant la structure, d'avoir la propriété des barres et de contrôler les orientation des barres
- 3<sup>ème</sup> groupe : Le groupe « Moments sur les » barres. Cette partie sert à appliquer les efforts dans la barre.

- 4<sup>ème</sup> groupe : « Méthode de CROSS ». Il donne le tableau donnant les moments transmis par les nœuds aux barres et les unités en kN.m .

**NB :** Les calculs a faire dans Microsoft Excel sont :

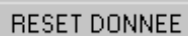
- S'il n'y a pas de déplacements de nœuds ( $\Sigma F_{horizontal} = 0$ ) : il suffit de faire sortir les équations des moments fléchissant et des efforts tranchants.
- S'il y a des déplacements des nœuds ( $\Sigma F_{horizontal} = 0$ ) : on calcule les moments dus aux déplacements qu'on ajoute aux moments dus aux efforts appliqués. On donnera ensuite les équations des moments fléchissant et des efforts tranchants.


## PRINCIPE

### V.3.3. Groupe « Nœuds »

Créer des objets 3D pour représenter les nœuds (Dans mon cas j'ai choisi des cubes)

Avant de commencer, il faut faire l'initialisation de tous les variables en cliquant sur le bouton



Ensuite il faut choisir les points en appuyant sur  , le *script* génère automatiquement le nom des nœuds. { AA, AB, AC, AD ...} .

### V.3.4. Groupe « Barres »

#### a. Sous groupe « Création »

**Figure n°23 : Groupe création**

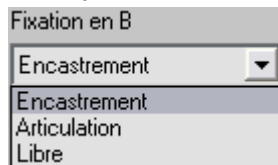
On peut choisir 3 types de barres :

Et on clique sur  pour créer les barres

La section équivalente est l'équivalence de la section des barres en section rectangulaire de base  $b$  et de hauteur  $h$ . On calcule la section équivalente  $I_0$  pour les poutres courbes avec  $I_0 = I \cos(\alpha)$ .

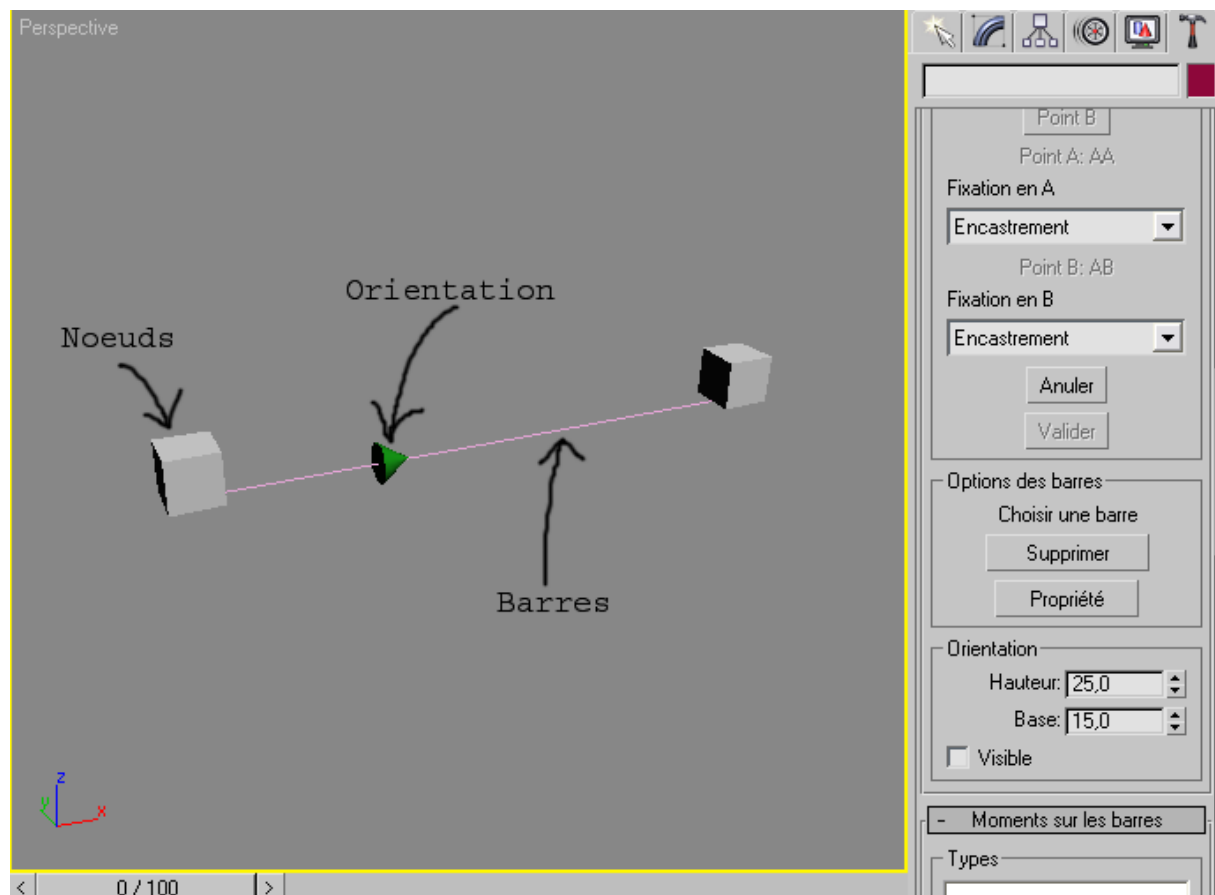
La « Hauteur  $f$  » est la hauteur des faîtes triangulaires symétriques et des poutres courbes.

On clique sur **Point A** et **Point B** pour choisir les nœuds où sont fixés les barres. Pour le point A, on a 2 types de fixation (Encastrement et Articulation) et pour le point B on a 3 types de fixation (Encastrement, Articulation et Libre pour les consoles)



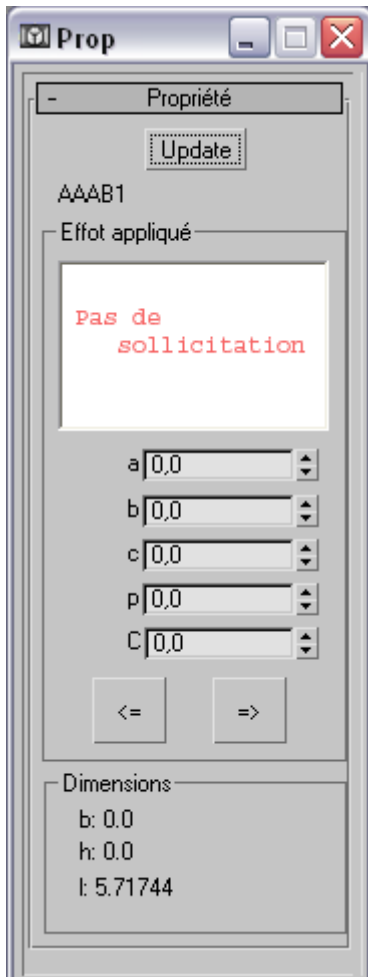
On clique sur **Valider** pour accepter la création des barre. On peut également annuler la création en cliquant sur **Anuler**

On aura alors la barre avec une orientation utile lors de l'application des efforts.



**Figure n°24 : Présentation des barres**



**b. Sous groupe « Option des barres »**

Le bouton  permet de supprimer une barre sélectionnée

Le bouton  fait apparaître la propriété d'une barre sélectionnée :

La fenêtre propriété donne le nom de la barre et donne la liste des efforts appliqués, on peut aussi modifier les paramètres des efforts dans cette fenêtre.

Les dimensions sont données en bas de la fenêtre.

Le bouton  met à jour la fenêtre.

**Figure n°25 : Groupe propriété**

**c. Sous groupe « Orientation »**

Ce groupe permet de contrôler les orientations des barres, la hauteur et la base définissent la taille des orientations.

L'option « visible » permet d'afficher ou de masquer les orientations.

### V.3.5. Groupe « Moments sur les barres »

Ce groupe permet l'attribution des sollicitations sur les barres, on peut choisir plusieurs types de sollicitation en cliquant sur les boutons  et

Le bouton  applique la sollicitation choisie à la barre sélectionnée.

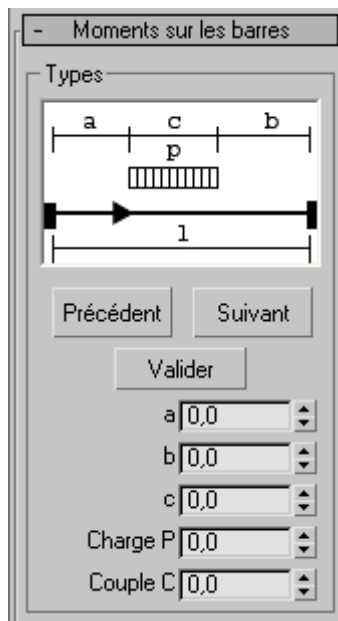
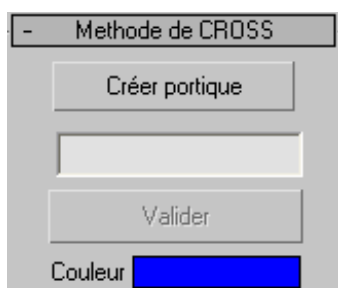


Figure n°25a : Groupe moment des barres

### V.3.6. Groupe « Méthode de Cross »

Ce script est prévu pour prendre en charge plusieurs portiques en même temps.



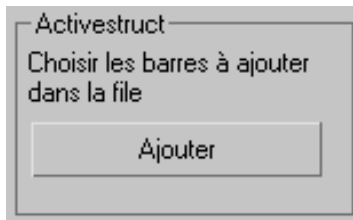
on clique sur le bouton  pour créer une nouvelle portique

Le bouton  mémorise le nom


L'option couleur permet de colorer les barres ajoutées à la portique de la couleur choisie.

Figure n°26 : Groupe méthode de Cross

a. Sous groupe « Activestruct »



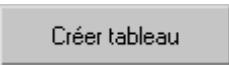

**Figure n°27 : Sous-groupe structure active**

Le bouton  ajoute les barres choisies à la structure active ( Portique étudiée)

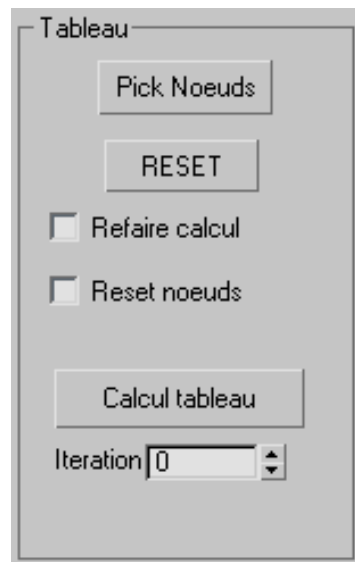
b. Sous groupe « Tableau option »



**Figure n°28 : Sous-groupe option du tableau**

On clique sur  pour créer un tableau dont le nom est entrée sur la zone de saisie. Le bouton  crée le tableau dans la mémoire de l'ordinateur.  
NB : On crée un tableau avant de préparer un déplacement

c. **Sous groupe « Tableau »**



**Figure n°29 : Sous groupe tableau**

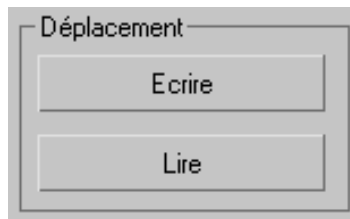
On clique sur le bouton **Pick Noeuds** après avoir choisir les noeuds susceptibles de se déplacer auxquels on va faire l'itération.

On clique sur le bouton **RESET** avant de refaire le calcul pour remettre à zéro les paramètres (Refaire calcul activé). On active reset noeuds à la première utilisation du tableau pour initialiser les paramètres ou aussi si on veut sélectionner de nouveau les noeuds.

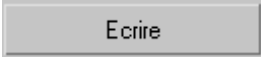

On clique sur le bouton **Calcul tableau** pour le calcul des moments et le résultat est donné dans Microsoft Excel.

Le nombre d'itérations est définit avant le calcul

d. **Sous groupe « Déplacement »**



**Figure n°30 : Sous-groupe déplacement**

Cliquer sur  pour préparer la saisie des valeurs des moments dus aux déplacements des nœuds dans Microsoft Excel et cliquer sur le bouton  pour mémoriser les moments saisis sous Excel. On peut alors refaire le calcul dans le sous groupe « Tableau ».

#### **V.4. Application du programme**

##### **V.4.1. Résultats**

Les résultats de calcul en ELU et en ELS sont en annexe X après le calcul de la structure du bâtiment étudié par le programme et la synthèse des valeurs obtenues sous Microsoft Excel.

#### **V.5. Calcul des poutres principales**

Avec les valeurs des moments fléchissant dans les barres du portique étudié, prenons comme exemple de calcul les poutres CQCR114, CRCS115, CSCT116, CTCU117, CUCV118, CVCW119 qui comprend la valeur du moment la plus grande.

Moments en ELU en valeur absolue dans les barres en travée  $MX_o$  et aux appuis  $Ma$  et  $Mb$ .

**Tableau n°38 : Moments ELU**

<b>BARRE</b>	<b>Ma</b>	<b>Mb</b>	<b>Xo</b>	<b>MXo</b>
<b>CQCR114</b>	63,63	106,24		
<b>CRCS115</b>	215,29	267,77	3,01	128,32
<b>CSCT116</b>	277,93	294,67	3,34	144,59
<b>CTCU117</b>	283,39	289,36	3,36	144,48
<b>CUCV118</b>	257,65	223,03	3,20	129,25

<b>CVCW119</b>	67,32	2,51		
----------------	-------	------	--	--

Moments en ELS en valeur absolue dans les barres en travée  $MXo$  et aux appuis  $Ma$  et  $Mb$ .

**Tableau n°39 : Moments ELS**

<b>BARRE</b>	<b>Ma</b>	<b>Mb</b>	<b>Xo</b>	<b>MXo</b>
<b>CQCR114</b>	47,82	75,82		
<b>CRCS115</b>	149,82	186,85	3,01	89,32
<b>CSCT116</b>	193,19	205,69	3,34	100,73
<b>CTCU117</b>	197,00	201,99	3,36	100,65
<b>CUCV118</b>	179,06	155,78	3,20	90,04
<b>CVCW119</b>	45,86	0,77		

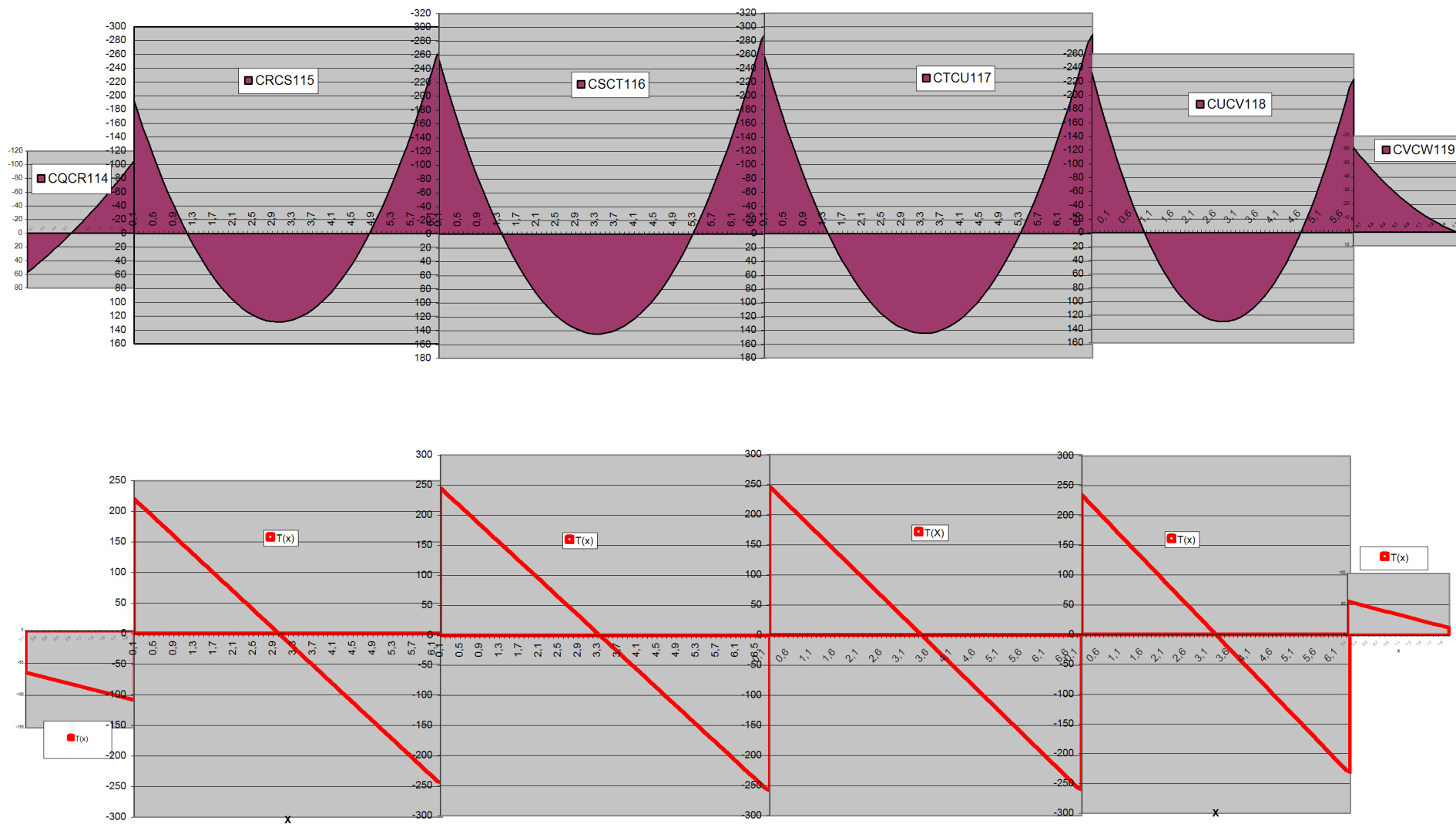


Figure n°31 : Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants en ELU (KN.m)

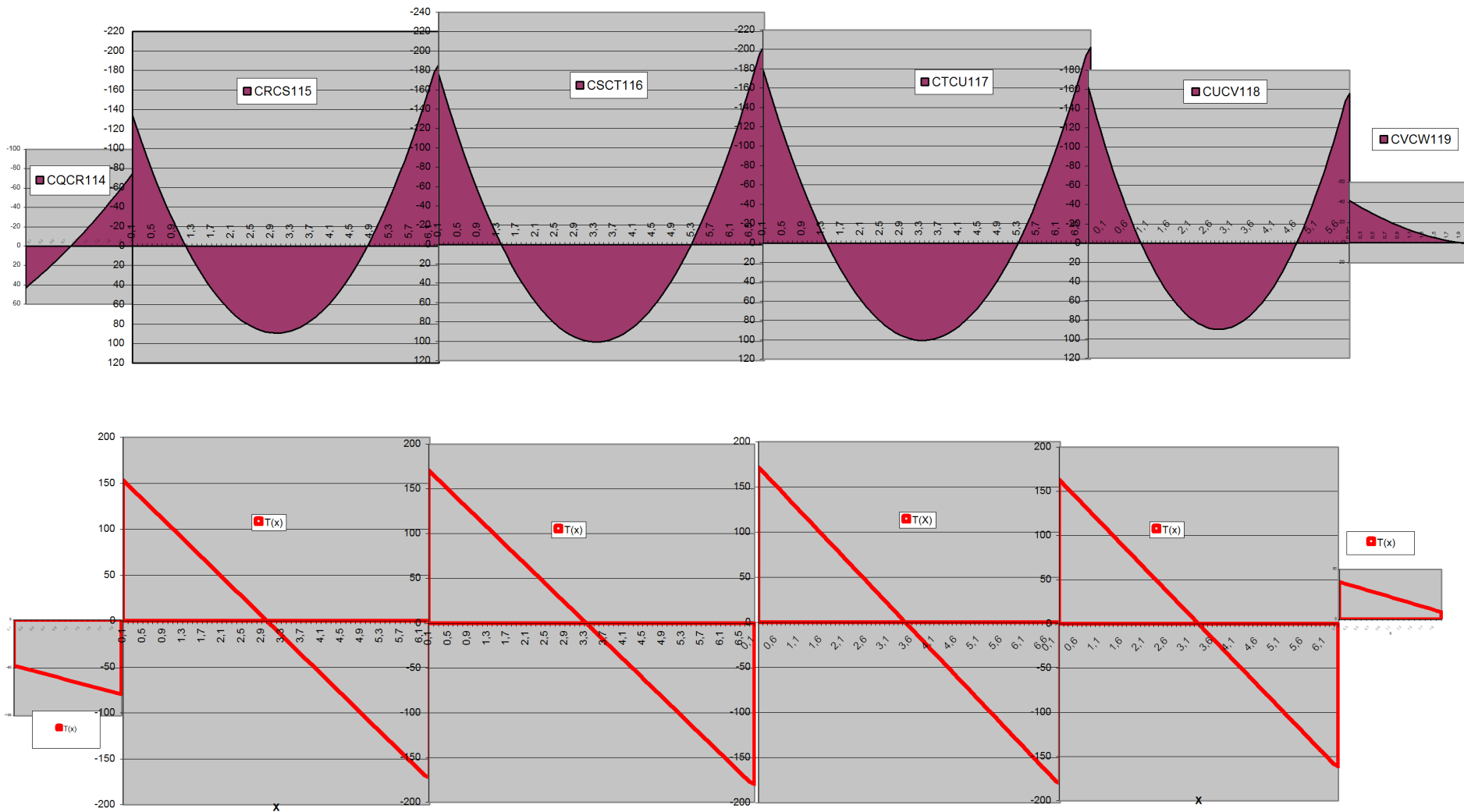


Figure n°32 : Diagramme des moments fléchissants et des efforts tranchants en ELS (unité en KN/m)



Pour avoir la courbe enveloppe des moments fléchissant de la structure, on applique l'action du vent sur le côté opposé à celui sollicité actuellement. Par raison de symétrie de la structure et des sollicitations par rapport au poteau du centre (Poteau D2), les valeurs des moments et des efforts tranchants sont obtenues par symétrie.

On aura donc les tableaux suivants donnant les moments maximaux ;

**Tableau n°40 : Moments aux appuis**

Aux appuis	A	B	C	D	E	F	G
ELU	63,63	223,03	289,36	294,67	289,36	223,03	63,63
ELS	47,82	186,85	201,99	205,69	201,99	186,85	47,82

Unité en kN.m

**Tableau n°41 : Moments en travée**

En travée	AB	BC	CD	DE	EF	FG
ELU	-	129,25	144,59	144,59	129,25	-
ELS	-	90,04	100,73	100,73	90,04	-

Unité en kN.m

Le calcul des sections en béton armé se fait suivant les règles BAEL 91

### **V.5.1 Détermination des armatures longitudinales de la section rectangulaire pour la travée la plus sollicitée :**

#### **a. Détermination des armatures en ELU**

##### ***Caractéristiques des matériaux :***

On utilisera du béton dosé à 350 sous contrôle strict

La nuance des aciers utilisés est FeE400

La fissuration est préjudiciable

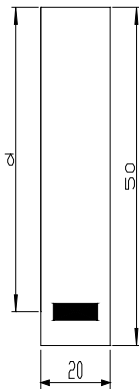
##### ***Hypothèses:***

Les sections droites restent planes ;

Le béton tendu est négligé ;

Les effets du retrait du béton sont négligés ;

La contrainte n'est pas proportionnelle en déformation : diagramme parabole rectangle ou rectangulaire simplifiée ;



On a  $d=0,9 \times h= 45\text{cm}$

**Figure n°33 : Section de la poutre**

$$M_u = 144,59 \text{ kN.m}$$

$$\sigma_b = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} = 14,2 \text{ MPa}$$

avec :

$\gamma_b=1,5$  pour la combinaison fondamentale

$\theta = 1$   $T > 24\text{h}$

$f_{c28}=25 \text{ MPa}$  pour les caractéristiques du béton

On a  $\mu_1 = 0,81\alpha_1$  ( $1-0,416 \alpha_1$ )

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa pour la nuance d'acier FeE400 car } \sigma_s = \frac{400}{1,15}$$

$$\varepsilon_1 = (348/200000) \times 1000 = 1,740$$

$$\frac{\alpha_1}{3,5} = \frac{1 - \alpha_1}{1,740} \text{ d'où } \alpha_1 = 0,668$$

$$\mu_1 = 3,91$$

$$\text{Dans notre cas, } \mu = \frac{M_u}{bd^2\sigma_b} = 0,251$$

$$0,187 < \mu < \mu_1 = 0,391$$

Donc, une section simplement armée sera économique.

$$\alpha = 1,202 (1 - (1 - 2,055 \mu)^{1/2}) = 0,365599$$

$$\beta = 1 - 0,416 \alpha = 0,847911$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta d \sigma_b} = \frac{144590}{0,8479 \times 45 \times 14,2} = 10,89 \text{ cm}^2$$

### **b. Détermination des armatures à l'ELS :**

#### **b.1 Etat limite de compression du béton**

$$\text{Fissuration préjudiciable : } \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}}\right) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\mu_1 = \frac{15 M_s}{b d^2 \bar{\sigma}_s} = \frac{15 \times 100\,730}{201,63 \times 20 \times 45^2} = 0,185$$

on a alors  $k=16,3$  et  $\beta_1 = 0,8403$

$$\frac{\bar{\sigma}_s}{k} = \frac{201,63}{16,3} = 12,36 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

La section est simplement armée

#### **b. 2. Etat limite d'ouverture des fissures :**

La section des armatures est obtenue par :

$$A = \frac{M_s}{\beta_1 d \sigma_s} = \frac{100\,730}{0,8403 \times 45 \times 201,63} = 13,21 \text{ cm}^2$$

### **c. Choix de la section d'armature tendue :**

On choisira la section d'armature correspondante à l'ELS car c'est le plus déterminant.

On aura alors  $A = 13,21 \text{ cm}^2$

$$9\phi 14 = 13,85 \text{ cm}^2$$

### **V.5.2. Détermination des armatures longitudinales de la section rectangulaire à l'appui le plus sollicité :**

**a. Détermination des armatures à l'ELU :**

$$M_u = 294,67 \text{ kN.m}$$

$$\sigma_b = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2\sigma_b} = 0,512$$

$$\mu > \mu_1 = 3,91$$

Une section doublement armée sera nécessaire pour la section.

$$Mf_1 = \mu_1 \times b \times d^2 \times \sigma_b = 0,391 \times 20 \times 45^2 \times 14,2 = 224\,864 \text{ N m}$$

$$Mf_2 = M_u - Mf_1 = 294\,670 - 224\,864 = 69\,806 \text{ N m}$$

$$A_1 = \frac{Mf_1}{\beta_1 d \sigma_s} \text{ avec } \beta_1 = 0,772$$

$$A_1 = \frac{224\,864}{0,722 \times 45 \times 348} = 18,59 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = \frac{Mf_2}{(d - c') \sigma_s} \text{ avec } c' = 5 \text{ cm on a:}$$

$$A_2 = \frac{69\,806}{40 \times 348} = 5,02 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 + A_2 = 23,61 \text{ cm}^2$$

$$A' = A_2 = 5,02 \text{ cm}^2$$

**b. Détermination des armatures à l'ELS :****b.1. Etat limite de compression du béton**

$$\text{Fissuration préjudiciable : } \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}}\right) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\mu_1 = \frac{15M_s}{bd^2\sigma_s} = \frac{15 \times 205\,690}{201,43 \times 20 \times 45^2} = 0,3782$$

on a alors  $k=9,626$  et  $\beta_1 = 0,797$

$$\frac{\bar{\sigma}_s}{K} = \frac{201,63}{9,626} = 20,94 \text{ MPa} > \bar{\sigma}_b = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

On a une section doublement armée

$$\alpha_1 = \frac{15 \bar{\sigma}_b}{15 \bar{\sigma}_b + \bar{\sigma}_s} = \frac{15 \times 15}{15 \times 15 + 201,63} = 0,527$$

$$y_1 = \alpha_1 \cdot d = 23,73 \text{ cm}$$

$$F_b = 1/2 b y_1 \bar{\sigma}_b = 35600 \text{ daN}$$

$$\sigma_s' = \frac{15}{y_1} (y_1 - c') \bar{\sigma}_b = 177,59 \text{ MPa}$$

$$A' = \frac{M_s - F_b \left( d - \frac{y_1}{3} \right)}{(d - c') \sigma_s'} = 10,37 \text{ cm}^2$$

Les armatures de montages suffisent

$$A = \frac{F_b + A' \sigma_s'}{\bar{\sigma}_s} = 26,78 \text{ cm}^2$$

**Tableau n°42 : Section des armatures**

A' =	10,37 cm <sup>2</sup>
A =	26,78 cm <sup>2</sup>

L'ELS est déterminant, on aura donc :

**Tableau n°43 : Section réelle**

A' =	10,37 cm <sup>2</sup> soit 4 $\phi$ 16 + 2 $\phi$ 14
A =	26,78 cm <sup>2</sup> soit 9 $\phi$ 20

**V.5.3. Section des armatures longitudinales**

En faisant le même calcul pour tous les appuis et les travées,

On aura :

**Tableau n°44 : Section réelle des armatures longitudinales pour les appuis**

Aux appuis	A	B	C	D	E	F	G
M(ELU)	63,63	223,03	289,36	294,67	289,36	223,03	63,63
M(ELS)	47,82	186,85	201,99	205,69	201,99	186,85	47,82
A <sub>s</sub> ' (cm <sup>2</sup> )		7,72	9,85	10,37	9,85	7,72	
A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	5,98	24,45	26,33	26,78	26,33	24,45	5,98
A'		4Φ16	4Φ16 2Φ12	4Φ16 2Φ14	4Φ16 2Φ12	4Φ16	
A	2Φ20	8Φ20	9Φ20	9Φ20	9Φ20	8Φ20	2Φ20

**Tableau n°45 : Section réelle des armatures longitudinales pour les travées**

En travée	AB	BC	CD	DE	EF	FG
ELU	-	129,25	144,59	144,59	129,25	-
ELS	-	90,04	100,73	100,73	90,04	-
A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )		9,52	13,21	13,21	9,52	
A		4Φ16 2Φ10	4Φ16 2Φ20	4Φ16 2Φ20	4Φ16 2Φ10	

Les sections en ELS sont les plus déterminantes

#### V.5.4. Evaluation de l'effort tranchant

Les efforts tranchants maximum sont au voisinage des appuis.

Le tableau suivant donne les valeurs des efforts tranchants en valeur absolue :

**Tableau n°46 : Valeur des efforts tranchants**

Barres	T gauche (kN)	T droite (kN)
CQCR114	62,35	107,51
CRCS115	228,01	241,02
CSCT116	252,84	257,80
CTCU117	254,43	256,20
CUCV118	241,95	230,87
CVCW119	57,50	12,34

Prenons  $V_u = 257,80 \text{ kN} = 25,78 \text{ T}$

Soit  $V_u'$  l'effort tranchant réduit on a :  $V_u' = V_u - \frac{5 p_u \times h}{6}$

Avec  $p_u$  la charge uniformément répartie sollicitant la poutre

$$V_u' = 257,80 - 75,65 \times \frac{0,5}{2} = 226,28 \text{ kN}$$

Soit  $\zeta_u$  la contrainte de cisaillement maximale appliquée à la section, qui doit être inférieure à

$$\bar{\tau}_u = \min \left( 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right) = 2,5 \text{ MPa} : \text{ fissuration préjudiciable}$$

$$\text{Diamètre de l'armature transversale } \Phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \Phi_1 \right\} = 1,2 \text{ cm}$$

Prenons  $\Phi_t = 8 \text{ mm}$

$$\zeta_u = \frac{V_u'}{b_0 d} = \frac{226,28}{20 \times 45} = 25,14 \text{ kg / cm}^2 > \bar{\tau}_u$$

Solution, il faut augmenter la section de la poutre prenons la section 60 cm × 25 cm

### V.5.5. Section des armatures longitudinales

En faisant le même calcul pour tous les appuis et les travées pour la section 60cm × 25 cm

On aura :

**Tableau n°47 : Section des armatures longitudinales aux appuis après redimensionnement**

Aux appuis	A	B	C	D	E	F	G
M(ELU)	63,63	223,03	289,36	294,67	289,36	223,03	63,63
M(ELS)	47,82	186,85	201,99	205,69	201,99	186,85	47,82
$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	4,84	20,46	22,2	22,68	22,2	20,46	4,84
A	3φ14 2φ6	6φ20 3φ14	6φ20 3φ14	6φ20 3φ14	6φ20 3φ14	6φ20 3φ14	3φ14 2φ6

**Tableau n°48 : Section des armatures longitudinales en travée après redimensionnement**

En travée	AB	BC	CD	DE	EF	FG
ELU	-	129,25	144,59	144,59	129,25	-
ELS	-	90,04	100,73	100,73	90,04	-
$A_s$ (cm <sup>2</sup> )		9,41	10,59	10,59	9,41	
A		3φ14 3φ16	3φ14 3φ16	3φ14 3φ16	3φ14 3φ16	

### V.5.6. Détermination des armatures transversales de l'âme

$$\zeta_u = \frac{V_u}{b_0 d} = \frac{25780}{25 \times 54} = 19,09 \text{ kg / cm}^2 < \bar{\tau}_u$$

Le diamètre de l'armature transversale est  $\Phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \Phi_l \right\} = 1,71 \text{ cm}$

Soit  $\Phi_t = 8 \text{ mm}$

$$S_t \leq \frac{A_t \times 0,9 f_e}{b_0 \times \gamma_s (\bar{\tau}_u - 0,3 \cdot k \cdot f_{t28})} \text{ avec } k=1$$

Avec  $f_{t28} = 21 \text{ bars}$  et  $\zeta_u = 19,09 \text{ bars}$  et en prenant  $A_t = 3\Phi 8 = 1,51 \text{ cm}^2$

$$S_t \leq \frac{1,51 \times 0,9 \times 3480}{25 \times (19,09 - 0,3 \times 21)} = 14,79 \text{ cm}$$

Prenons  $S_t = 13 \text{ cm}$  comme espacement initial.

On a alors la suite des espacements : 16 cm, 20 cm, 25 cm, 35 cm, 35cm ...

### V.5.7. Etat limite de déformation

La vérification se portera sur la travée la plus longue :

$$i) \frac{h}{l} = 0,089 > \frac{1}{16}$$

ii) Détermination de  $M_0$  le moment isostatique de la poutre :

$$M_0 = \frac{pl^2}{8} = 75,65 \times 6,75^2 / 8 = 430,85 \text{ kN m}$$

$$M_t = 144,59 \text{ kN m}$$

$$\frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0} = 0,033 \text{ donc } \frac{h}{l} > \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0}$$

$$iii) A = 3\Phi 16 + 3\Phi 14 = 10,65 \text{ cm}^2$$

$$b_0 = 25 \text{ cm et } d = 54 \text{ cm}$$

$$\frac{A}{b_0 d} = 0,0079 < \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,01$$

Avec ces 3 conditions vérifiées, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire

### V.5.8. Dispositions constructives



L'enrobage sera de 3 cm

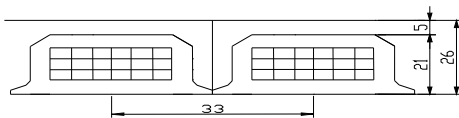
Recouvrement avec crochet normal avec  $l_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4\tau_{su}}$  pour la nuance d'acier FeE400

Avec  $\tau_{su} = 1.35f_{t28}$

Le plan d'armature est à l'annexe.

## V.6. Calcul des planchers en corps creux (en céramique)

### V.6.1. Evaluation des charges:



**Figure n°34 : Profil hourdis**

Dimension nominale : 21+5 cm

Charges permanentes :  $G=404 \text{ kg/m}^2$

Surcharge d'exploitation RCD :  $Q=500+100 = 600 \text{ kg/m}^2$

Combinaison à l' ELU :

$$P = 1,35G + 1,5Q = 1\,445 \text{ kg/m}^2 \times 0,33 = 477 \text{ kg/ml}$$

Combinaison à l'ELS

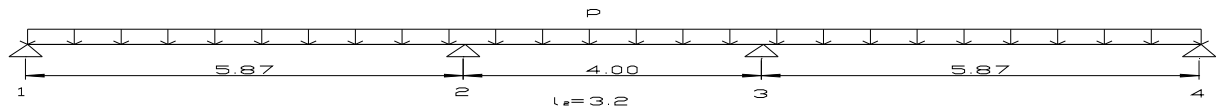
$$P = G + Q = 0,33 \times 1\,004 \text{ kg/m}^2 = 331 \text{ kg/ml}$$

### V.6.2. Détermination des moments fléchissants:

-

On suppose que la nervure est une poutre continue reposant sur des appuis simples

On déterminera les moments appliqués à la poutre par la méthode des poutres continues.



**Figure n°35 : Chargement de la poutre continue**

$$M_1 = M_4 = 0$$

$M_2 = M_3$  car la poutre est symétrique

$$M_2 = \frac{p \times \frac{l_1^3}{4I_1} + p \times \frac{l_2^3}{4I_2}}{2 \left( \frac{l_1}{I_1} + \frac{l_2}{I_2} \right)} = \frac{0,477 \times \frac{5,87^3}{4} + 0,477 \times \frac{3,2^3}{4}}{2(5,87 + 3,2)} = 1,55 \text{ T.m}$$

Travée 1-2

$$T_{1d} = \frac{0,477 \times 5,87}{2} + \frac{0 - 1,55}{5,87} = 1,137 \text{ T}$$

$$X_0 = 2,38 \text{ m}$$

$$T_{2g} = \frac{0,477 \times 5,87}{2} - \frac{0 - 1,55}{5,87} = 1,663 \text{ T}$$

$$M_{1-2} = 1,137 \times 2,38 - 0,477 \times \frac{2,38^2}{2} = 1,35 \text{ T m}$$

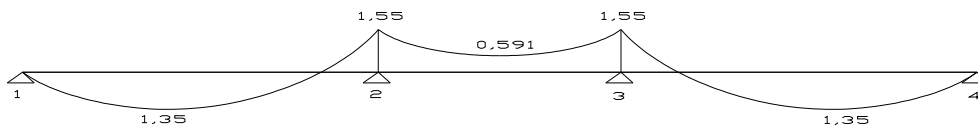
Travée 2-3

$$T_{2d} = \frac{0,477 \times 4}{2} + \frac{1,55 - 1,55}{3,2} = 0,954 \text{ T}$$

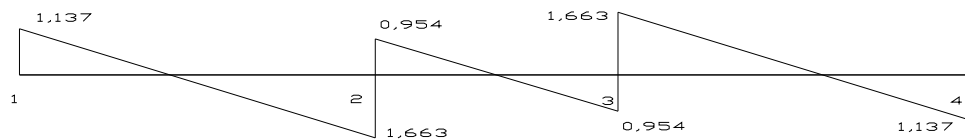
$$T_{3d} = 0,954$$

$$X_0 = 2 \text{ m}$$

$$M_{2-3} = -0,591 \text{ T m (Travée soulevée)}$$



**Figure n° 36 : Diagramme des moments fléchissants en ELU**



**Figure n°37 : Diagramme des efforts tranchants en ELU**

En faisant le même calcul en ELS on aura le tableau le tableau récapitulatif suivant :

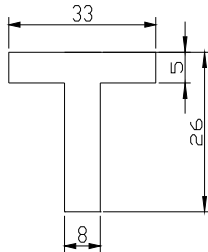
**Tableau n°49 : Valeur des moments aux états limites**

	$M_{1-2}$ et $M_{3-4}$	$M_{2-3}$	$M_2$ et $M_3$	$T_{1d}$ et $T_{4g}$	$T_{2g}$ et $T_{3d}$	$T_{2d}$ et $T_{3g}$
ELU (T m)	1,35	0,59	1,55	1,14	1,66	0,95
ELS (T m)	0,94	0,41	1,07	0,79	1,15	0,66

### V.6.3. Détermination des armatures longitudinales :

#### a - Calcul en ELU :

La section de la nervure est en T :



**Figure n°38 : Section de la nervure**

Caractéristiques des matériaux :

On utilisera la même caractéristique du béton que celle des poutres principales

La nuance des aciers utilisés est FeE400

Hypothèses de calcul :

- La fissuration est préjudiciable
- Le béton tendu est négligé

Le calcul des armatures en travée peut se faire comme le calcul des sections en T  
Le calcul des armatures aux appuis et à la travée soulevée peut se faire comme une section rectangulaire

#### a. 1. Détermination des armatures en travée (section en T)

La détermination de la position de l'axe neutre se fait par le calcul du moment de référence  $M_0 = 0,8 h_0 b (d - 0,4h_0) \sigma_b$

Si  $M_u \leq M_0$  alors la section en T se calcule comme une section rectangulaire

$$M_0 = 0,8 h_0 b (d - 0,4h_0) \sigma_b$$

$$M_0 = 0,8 \times 5 \times 33 (23,4 - 0,4 \times 5) \times 142 = 4,011 \text{ T.m}$$

$$M_u = 1,35 \text{ T.m} \leq M_0$$

Donc, la section en T se calcule comme une section rectangulaire de base  $b = 33$  cm et de hauteur utile  $d = 23,4$  cm

**Tableau n°50 : Calcul de  $A_u$  en travée**

$\mu =$	0,05261381
$\beta =$	0,0535
$A_u =$	1,77 cm <sup>2</sup>

Soit  $A_u = 1\Phi 10 + 1\Phi 12$

**a. 2 Détermination des armatures aux appuis (section rectangulaire)**

**Tableau n°51 : Calcul de  $A_u$  aux appuis**

$\mu =$	0,24918486
$\alpha =$	0,36238333
$\beta =$	0,84924854
$A_u =$	2,24 cm <sup>2</sup>

Soit  $A_u = 2\Phi 12$

**b. Détermination de la section des armatures en ELS :**

**Tableau n°52 : Section des armatures  $A_s$  en ELS**

	$\sigma_b$ (MPa)	Section	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A/bd$	$0,23f_{t28}/f_e$
Aux appuis	12,20	Simplement armée	2,7	0,015	0,000345
En travée	4,52	Simplement armée	2,19	0,004	0,000345

La condition de non fragilité est vérifiée.

**c. Choix des armatures :**

Les armatures trouvées en ELS sont les plus déterminantes donc on prendra :

1 $\Phi$ 16 + 1 $\Phi$ 10 pour l'armature aux appuis = 2,8 cm<sup>2</sup>

1 $\Phi$ 14 + 1 $\Phi$ 10 pour l'armature en travée = 2,33 cm<sup>2</sup>

**d. Vérification de la flèche :**

$\frac{h}{l} = 0,044 < \frac{1}{16}$  : il faut évaluer la flèche pour la nervure de longueur  $l = 587$  cm

Calcul forfaitaire des flèches :

Les poutres continues sont dirigées dans le sens de la plus petite portée.

La flèche maximale a pour valeur :

$$f_i = \frac{M_t l^2}{10E_i I_{fi}} \text{ ou } f_v = \frac{M_t l^2}{10E_v I_{fv}}$$

$f_i$  correspond à la déformation instantanée

$f_v$  correspond à la déformation de longue durée

$$I_{fi} = \frac{I_0}{1 + \lambda_i \mu} \text{ et } I_{fv} = \frac{1,1I_0}{1 + 0,4\lambda_i \mu}$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right) \rho} = \frac{0,05 \times 2,1}{\left(2 + 3 \frac{8}{33}\right) \times 0,0117} = 3,29 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec } \rho = \frac{2,19}{8 \times 23,4} = 0,0117$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = 1,32 \text{ MPa}$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}} = 0,767 \text{ avec } \sigma_s = 201,63 \text{ MPa}$$

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15 \left( A \left( \frac{h}{2} - d'' \right)^2 + A' \left( \frac{h}{2} - d' \right)^2 \right)$$

$$I_0 = 52\,110 \text{ cm}^4$$

$$I_{fi} = \frac{52110}{1 + 3,29 \times 0,767} = 14789,6 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times 52110}{1 + 0,4 \times 3,29 \times 0,767} = 28526,8 \text{ cm}^4$$

$$E_v = E_i / 3$$

$$E_i = 11\,000 f_{c28}^{1/3} = 32164,2 \text{ MPa} = 321\,642 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_v = 107\,214 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_i = \frac{135000 \times 587^2}{10 \times 321642 \times 14789,6} = 0,978 \text{ cm}$$

$$\text{La flèche admissible est } 0,5 + \frac{l}{1000} = 0,5 + \frac{587}{1000} = 1,087 \text{ cm}$$

La flèche maximale (0,978cm) est inférieure à la flèche admissible (1,087cm).

**V.6.4. Détermination des armatures transversales :**

$$V_u = 1,663 \text{ T}$$

$$V_u' = 1,663 - \frac{5 \times 0,477 \times 0,26}{6} = 1,6 \text{ T}$$

$$\zeta_u = \frac{1600}{8 \times 24,3} = 8,55 \text{ kg / cm}^2 < \bar{\tau}_u$$

$$\text{Le diamètre de l'armature transversale est } \Phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \Phi_1 \right\} = 0,74 \text{ cm}$$

$$\text{Soit } \Phi_t = 6 \text{ mm}$$

$$S_t \leq \frac{0,26 \times 0,9 \times 3480}{8 \times (8,55 - 0,3 \times 1 \times 21)} = 45 \text{ cm}$$

Prenons  $S_t = 35 \text{ cm}$ ,  $S_t \text{ max} = 0,9d = 21 \text{ cm}$

**V.7. Calcul des poteaux**

Notre étude se trouve toujours dans l'axe 2 dont voici les valeurs des efforts normaux dans chaque poteau :

**Tableau n°53 : Efforts normaux dans les poteaux**

**Combinaison fondamentale**

POTEAUX	G (kN)	Q (kN)	ELU	ELS
A2-G2	852,67	160,12	1391,28	1012,79
C2-E2	1595,25	1202,50	3957,34	2797,75
B2-F2	1085,56	815,70	2689,06	1901,26
D2	1646,70	1333,15	4222,76	2979,85

**V.7.2. Etude du poteau D2**

Soit à étudier le poteau D2 qui est le plus chargé,

**Tableau n°54 : Moments fléchissants et efforts tranchants au niveau du poteau D2**

BARRE	MAB kN.m	MBA kN.m	Equations des moments fléchissants	Efforts tranchants
AKAR30			X	
D2	41,30	19,34	$0,00 X^2 + 20,22 X + -41,30$	0,00 X 20,22

Ces valeurs sont en ELU

Mu le moment à la base qui est égale à 41,30

**a. Hypothèses de calcul et caractéristiques :**

Le calcul de l'excentricité du premier ordre donne :

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{41,30}{4222,76} = 0,0097 \approx 0$$

On pourra considérer que le poteau est soumis à la compression simple, l'excentricité étant très faible.

La fissuration est préjudiciable pour les poteaux

La valeur de l'enrobage est prise égale à 3cm

Moins de la moitié des charges agissent avant 90jours

On utilisera la nuance d'acier FeE400 HA

### **b. Détermination des armatures longitudinales :**

A l'ELUR , on a :

$$A = \frac{N_u - \sigma_{bc} \cdot B}{\sigma_s}$$

$$A = 19,33 \text{ cm}^2$$

Pour l'ELUSF:

$$\lambda = \frac{3,464 l_f}{h}$$

$$A \geq \frac{\beta \cdot N_u - \frac{B}{i}}{i}$$

$B_r$  étant la section du béton déduite de 1cm sur le périmètre.

Calcul de l'élancement

$$\text{On a : } \lambda = \frac{l_f}{i} \text{ avec } i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

Or

$$I = \frac{b \cdot b^3}{12}$$

$$B = b^2$$

on a alors :

$$\lambda = \frac{3,464 l_f}{b}$$



Avec  $l_f=0,7 l = 2,1 \text{ m}$

$$\lambda = 14,54$$

Pour  $\lambda < 50$ , on a :

$$\beta = 1 + 0.2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2$$

$$\beta = 1,035$$

$$\alpha = \frac{0,85}{\beta} = 0,85/1,035 = 0,82$$

$$N_u = \alpha \left[ \frac{B_r f_{c28}}{0,9 \gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

$B_r$  la section réduite de 1 cm dans chaque face  $B_r = 49 \times 49 = 2\,401 \text{ cm}^2$

$$A_{\min} = \max \left( 4\mu; \frac{0,2B}{100} \right)$$

Ici,  $4\mu$  désigne  $4 \text{ cm}^2$  de section d'armature par mètre de la périmètre (périmètre=2m)

$B$  la section du béton ( $50 \times 50 \text{ cm}^2$ )

$$A_{\min} = 8 \text{ cm}^2$$

Après calcul, on a  $A \geq 39,43 \text{ cm}^2$  avec la formule ci-dessus et pour  $N_u = 4222,76 \text{ kN}$

Soit  $A = 6\Phi 25 + 4\Phi 20 = 42,02 \text{ cm}^2 < A_{\max}$

$$A_{\max} = 5 \times \frac{B}{100} = 125 \text{ cm}^2$$

### c. Détermination des armatures transversales :

Pour les pièces comprimées, on adoptera :

$$\Phi_t = \frac{\Phi}{3}$$

On prendra  $\Phi_t = 8 \text{ mm}$  pour  $\Phi_{\max} = 25 \text{ mm}$

### d. Espacement des armatures transversales :

$$s_t \leq \min \begin{matrix} 40 \text{ cm} \\ a + 10 \text{ cm} \\ 15\Phi_{\text{min}} \end{matrix}$$

a - la plus petite dimension transversale dans le sens du flambement

$\Phi_{\text{min}}$  – le plus faible diamètre des armatures longitudinales

Soit  $s_t \leq 30 \text{ cm}$

**e. Zones de recouvrement :**

Pour les aciers FeE400, la longueur de scellement droit est égal à  $l_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4\tau_{su}}$ . La

longueur de recouvrement pour les aciers comprimés est par la suite donnée par la relation :

$$l_r = 0.6 l_s .$$

**f. Vérification à l'état limite de compression du béton :**

La valeur de la contrainte limite de compression du béton est  $\overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$

La contrainte développée dans le béton est donné par :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{\text{ser}}}{B + 15A}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{297985}{50 \times 50 + 15 \times 42,02} = 95,19 \text{ daN/cm}^2 = 9,52 \text{ MPa}$$

L'état limite de compression du béton est vérifié.

**V.7.3. Calcul du poteau de rive (30x50) :**

**a. Détermination de l'excentricité :**

**Tableau n°55 : fléchissants et efforts tranchants au niveau du poteau de rive**

BARRES	MAB	MBA	Equations des moments fléchissants	Efforts tranchants
AHAO2	41,0 2	26,9 7	-2,69 X <sup>2</sup> + 30,75 X + -41,02	-5,39 X + 30,75

Valeurs en ELU, unité en kN.m

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{41,02}{1391,28} = 0,029m = 2,9cm$$

L'excentricité de premier ordre n'est plus négligeable

Le calcul se fera en flexion composée.

Soit  $e_2$  l'excentricité de second ordre due au flambement ;

$$e_2 = 6.10^{-4} \frac{l_f^2}{h} (1 + \delta) \text{ avec } \delta = 0,5$$

$$e_2 = 0,79 \text{ cm}$$

Soit  $e_a$  l'excentricité additionnelle (comprise dans l'excentricité de premier ordre)

$$\text{On a } e_a = \max\left(2cm, \frac{l_0}{250}\right) = 2cm$$

L'excentricité totale est :  $e = e_1 + e_2 = 3,69 \text{ cm}$

La détermination des armatures se fera en flexion composée

### **b. Détermination des efforts :**

La pièce est soumise au moment  $M$  dû à l'effort normal  $N_u$  appliqué également sur elle.

$$M = N_u \times e = 1391,28 \times 0,0369 = 51,338 \text{ kN m}$$

### **Vérification de l'inégalité :**

$$(d - c') N - M \leq \left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h}\right) b h^2 f_{bc}$$

$$(45-3) \times 139128 - 791640 = 5\ 051\ 736 \text{ daN cm}$$

$$\left(0,337 - 0,81 \frac{3}{50}\right) \times 30 \times 50^2 \times 142 = 3\ 071\ 460 \text{ daN cm}$$

On a donc une section entièrement comprimée.

### **c. Détermination des armatures longitudinales à l'ELU**

La section des armatures longitudinales est déterminée vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme ;

$$\psi_u = \frac{N_u}{b h f_{bc}} = 1391,28 \frac{139128}{30 \times 50 \times 141,6} = 0,66 < 0,81$$

Comme  $\psi_u < 0,81$ , on détermine l'excentricité relative  $\zeta$  suivant le tableau donnant  $\zeta=f(\psi)$  en annexe XIX

On a alors :

$$\zeta = 0,1271$$

on a alors  $e_{NC} = \zeta \times h = 6,36 \text{ cm}$

Or  $e = 3,69 \text{ cm} < e_{NC}$ , la section est entièrement comprimée et l'état limite n'est pas atteint, on place donc un pourcentage minimal d'armatures.

$$A_{\min} = \max\left(4\mu; \frac{0,2B}{100}\right)$$

Ici,  $4\mu$  désigne  $4\text{cm}^2$  de section d'armature par mètre de la périmètre (périmètre=2m)

B la section du béton ( $30 \times 50\text{cm}^2$ )

$$A_{\min} = 6,4 \text{ cm}^2 = 6 \phi 12 = 6,79 \text{ cm}^2$$

## V. 8. Calcul des dalles

### V.8.1. Généralités :

On utilise ici une dalle de plancher construite sans vides ni matériaux d'apport, on est donc ici en présence d'une dalle pleine.

Une dalle ou éventuellement un plancher fait partie d'élément de séparation dans une construction.

### V.8.2. Hypothèses de calcul:

Les panneaux de dalle sont articulés dans les poutres qui les bordent  
La fissuration est considérée comme préjudiciable

### V.8.3. Caractéristiques des matériaux :

Béton :

- dosage 350 Kg/m<sup>3</sup> suivant contrôle strict
- résistance à la compression à 28 jours d'âge :  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$
- résistance à la traction à 28 jours d'âge :  $f_{t28} = 0.6 + 0.006 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$
- résistance de calcul à l'ELU

$$f_{bu} = 0.85 \frac{f_{c28}}{\theta \gamma_b} = 0.85 \frac{25}{1 \times 1.5} = 14,16 \text{ MPa}$$

- contrainte limite à l'ELS

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

Aciers :

- Nuance FeE400
- Résistance de calcul à l'ELU

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

- contrainte limite à l'ELS (fissuration préjudiciable)

$$\bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$$

**V.8.4. Détermination des charges appliquées :****Charge au m<sup>2</sup> de dalle**Poids propre :  $g = 4,3 \text{ KN / m}^2$ Charge d'exploitation :  $q = 4 \text{ KN / m}^2$ **Combinaisons d'actions****ELU :**

$$P_u = 1.35g + 1.5q$$

$$P_u = 11,8 \text{ KN / m}^2$$

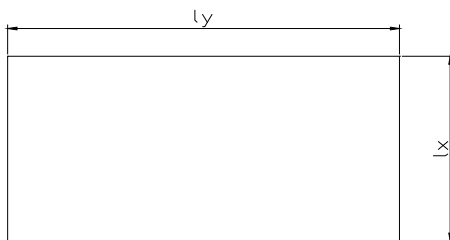
**ELS :**

$$P_s = g + q$$

$$P_s = 8,3 \text{ KN / m}^2$$

**V.8.5. Evaluation des sollicitations:**

On notera par  $l_x$  la petite portée de la dalle et  $l_y$  la grande portée .

**Figure n°39 : Dalle vue en plan**

Prenons le panneau le plus grand pour un exemple de calcul:

On a donc :  $l_x = 5,87 \text{ m}$  et  $l_y = 6,75 \text{ m}$

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{5,87}{6,75} = 0,87$$

avec  $\alpha = 0,87$  , on a  $\mu_x = 0,049$  et  $\mu_y = 0,722$

**En ELU:**

$$M_x = 0,049 \times 11,8 \times 5,87^2 = 19,92 \text{ kN m}$$

$$M_y = 0,722 \times 19,92 = 14,38 \text{ kN m}$$

**En ELS:**

$$M_x = 0,049 \times 8,3 \times 5,87^2 = 14,01 \text{ kN m}$$

$$M_y = 0,722 \times 19,92 = 10,12 \text{ kN m}$$

### **V.8.6. Calcul des armatures longitudinales:**

Le calcul se fait comme une section rectangulaire de hauteur  $h=15$  cm et de largeur 1 m soumise à un moment  $M_x$  suivant la direction  $I_x$  et  $M_y$  suivant la direction  $I_y$ .

#### **a. Détermination à l'ELU :**

On a suivant la direction de " $I_x$ "

$$\mu = 0,077 \text{ d'où } A_x = 4,54 \text{ cm}^2$$

Suivant la direction de " $I_y$ "

$$\mu = 0,056 \text{ d'où } A_y = 3,28 \text{ cm}^2$$

#### **b. Détermination à l'ELS :**

Suivant la direction de " $I_x$ "

$$A_x = 5,72 \text{ cm}^2$$

Suivant la direction de " $I_y$ "

$$A_y = 4,06 \text{ cm}^2$$

#### **c. Section minimale d'armatures et condition de non fragilité:**

La condition de non fragilité et la section minimale d'armatures pour les barres à haute adhérence FeE400 et de diamètre supérieur à 6mm est  $\rho_0 = 0,8 \text{ ‰}$

Soit suivant la direction de  $I_y$  :  $A_{y\min} = 0,8 \times 15 \times 100 / 1000 = 1,2 \text{ cm}^2/\text{m}$

$$A_{x\min} = \frac{(3 - \alpha) \cdot A_{y\min}}{2} = 1,28 \text{ cm}^2$$

#### **d. Dispositions constructives:**

Diamètre des armatures inférieures à  $\frac{h_0}{10} = 15$  mm

Espacements maximaux :

Avec la fissuration préjudiciable et l'épaisseur  $h_0 < 40$  cm, on a:

$$S_{tx}, S_{ty} < \min(2h_0; 25 \text{ cm})$$

On peut prendre donc  $S_{tx} = 12,5$  cm et  $S_{ty} = 25$  cm

On a donc 6 barres / m suivant la petite portée et 4 barres / m suivant la grande portée.

Les armatures de chapeau ont pour longueur  $0,15 l = 88 \text{ cm}$

**e. Choix des armatures:**

Suivant la direction de  $l_x$  on a  $A_x = 6 \phi 12 = 6,78 \text{ cm}^2$  avec  $S_{tx} = 16,5 \text{ cm}$

Suivant la direction de  $l_y$  on a  $A_y = 4 \phi 12 = 4,52 \text{ cm}^2$   $S_{ty} = 25 \text{ cm}$

**V.8.7. Effort tranchant :**

**a. Sollicitations ultimes :**

Pour une dalle uniformément chargée avec  $\alpha > 0,4$ , la valeur de l'effort tranchant par unité de longueur sur le contour de la dalle est :

$$V_{ux} = \frac{p_u \cdot l_x}{2 \left( 1 + \frac{\alpha}{2} \right)} = \frac{11,8 \times 5,87}{2 \left( 1 + \frac{0,87}{2} \right)} = 24,13 \text{ kN / m}$$

$$V_{uy} = p_u \times \frac{l_x}{3} = 23,08 \text{ kN / m}$$

**b. Vérification :**

Les armatures d'âme ne sont pas nécessaires si:

- La dalle est bétonnée sans reprise

- Les contraintes tangentées sont vérifiées avec  $\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} \leq \tau_{lim} = 0,07 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} \Rightarrow \tau_{lim} =$

1,17MPa

$$\tau_{xu} = \frac{24,13}{100.13,5} = 0,178 \text{ daN/cm}^2 = 0,0018 \text{ MPa} < \tau_{lim}$$

$$\tau_{yu} = \frac{23,08}{100.13,5} = 0,17 \text{ daN/cm}^2 = 0,0017 \text{ MPa} < \tau_{lim}$$

Donc, les armatures d'âme ne sont pas nécessaires car les conditions suscitées sont vérifiées.



**V.8.8. Vérification au poinçonnement de la dalle :**

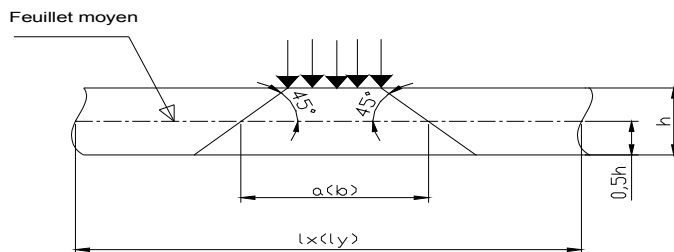
Pour le cas de véhicules au sous sol s'appuyant sur une seule roue ou sur un cric;  
Il faut vérifier :

$$Q_u < Q_{\max} = 0,045 \cdot U_c \cdot h_0 \cdot \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

Avec  $Q_u$  : Charge ultime

$h_0$  : épaisseur de la dalle

$U_c$  : périmètre du rectangle d'impact au niveau du feuillet moyen de la dalle



**Figure n°40 : Compression de la dalle (vérification du poinçonnement)**

Le poids maximal d'un véhicule est pris égal à 3,5 t, et la charge ultime qu'on prendra sera le quart du poids maximal multiplié par 1,5 ce qui donne  $Q_u = 13,12$  kN

Les dimensions a et b de la surface d'impact au niveau du feuillet sont données par les relations:

$$\begin{cases} a = a_0 + h \\ b = b_0 + h \end{cases}$$

Pour une surface d'impact des roues égale à  $a_0 \cdot b_0$  avec  $a_0 = 20$  cm et  $b_0 = 30$  cm

On a :

$$U_c = [(20+10) + (30+10)] \times 2 = 1,40 \text{ m}$$

$$Q_{\max} = 0,045 \times 1,40 \times 0,15 \times 16,67 = 158 \text{ kN}$$

Avec  $Q_u < Q_{\max}$ , il n'y a pas de risque de poinçonnement.

**V.8.9. Etat limite de déformation de la dalle :**

Pour un hourdis rectangulaire reposant sur 4 côtés, on ne procède pas à la vérification de l'état limite de déformation si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\begin{cases} \frac{h}{I_x} \geq \frac{1}{20} \frac{M_t}{M_x} \\ \frac{A}{bd} \leq 2f_e \end{cases}$$

Dans notre cas :  $M_t = M_x$

D'où  $\frac{h}{I_x} = \frac{15}{587} \geq \frac{1}{20}$  : la Condition n'est pas vérifiée donc il faut procéder au calcul de la flèche

$$I_0 = 42\,938 \text{ cm}^4$$

$$\rho = 0,0047$$

$$\lambda_i = 4,49 \text{ MPa}$$

$$\lambda_v = 1,79 \text{ MPa}$$

$$\mu = 0,376$$

$$I_{ri} = 15\,972 \text{ cm}^4$$

$$I_{rv} = 28\,193 \text{ cm}^4$$

$$E_i = 321\,642 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_i = 1,33 \text{ cm}$$

La flèche maximale admissible est 1,087 cm

Donc, il faut redimensionner la section.

**V.8.10. Nouvelle section des armatures  $h_0 = 16\text{cm}$  et vérification :**

$$A_x = 5,33 \text{ cm}^2 \text{ et } A_y = 3,79 \text{ cm}^2$$

Suivant la direction de  $I_x$  on a  $A_x = 8 \phi 10 = 6,32 \text{ cm}^2$  avec  $S_{tx} = 12,5 \text{ cm}$

Suivant la direction de  $I_y$  on a  $A_y = 4 \phi 12 = 4,52 \text{ cm}^2$  avec  $S_{ty} = 25 \text{ cm}$

On a :  $Q_U < Q_{\max}$  donc pas de risque de poinçonnement

La flèche trouvée est 0,987 cm < 1,087 cm

## V.9. Calcul des Escaliers

### V.9.1. Hypothèses de calcul:

On considère les escaliers comme des dalles pleines inclinées et sur appuis simple  
La fissuration est considérée comme préjudiciable

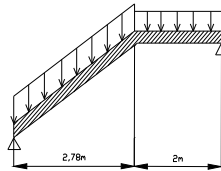


Figure n°41 : Coupe longitudinale de l'escalier à étudier

### V.9.2. Combinaison d'actions

#### Palier intermédiaire

Charge permanente  $g_1$ :

- Dalle de 12 .....	300 kg/m <sup>2</sup>
- Revêtement en carrelage de grès cérame (50kg/m <sup>2</sup> ) + chape 2cm.....	100 kg/m <sup>2</sup>
	400 kg/m <sup>2</sup>
Surcharge d'exploitation $q$ : .....	250 kg/m <sup>2</sup>

#### Combinaison à l'ELS :

$$P_{1S} = g_1 + q = (400+250) \times 1,375 = 8,94 \text{ kN /ml}$$

#### Combinaison à l'ELU :

$$P_{1U} = 1,35 g_1 + 1,5 q = (1,35 \times 400 + 1,5 \times 250) \times 1,375 = 12,58 \text{ kN /ml}$$

#### Marche

Charge permanente  $g_2$

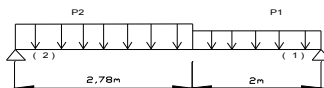
- Paillasse 2 500×0,12.....	300 kg/m <sup>2</sup>
- Marche 2200× $\frac{0,15}{2}$ .....	165 kg/m <sup>2</sup>
- Revêtement en carrelage de grès cérame (50dkg/m <sup>2</sup> ) + chape 2cm.....	<u>100 kg/m<sup>2</sup></u>
.....	<u>565 kg/m<sup>2</sup></u>
$565 \times \frac{1}{\cos(30,38^\circ)}$ kg/m <sup>2</sup> .....	655 kg/m <sup>2</sup>
655×1,25 = .....	819 kg/ml
- Garde corps 100 / cos(30,38).....	116 kg/ml
Surcharge d'exploitation q×1,25 :.....	313 kg/ml

**Combinaison à l'ELS :**

$$P_{2S} = g_2 + q = (819+313) = 11,32 \text{ kN /ml}$$

**Combinaison à l'ELU :**

$$P_{2U} = 1,35 g_1 + 1,5 q = (1,35 \times 819 + 1,5 \times 313) \times 1,375 = 16,70 \text{ kN /ml}$$

**V.9.3. Détermination des sollicitations****Figure n°42a : Diagramme de chargement de l'escalier**

Pour 1m de largeur, on a :

A l'ELS :

$$P_1 = 6,5 \text{ kN/ml}$$

$$P_2 = 9,06 \text{ kN/ml}$$

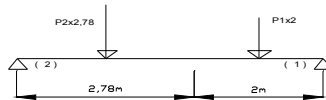
A l'ELU :

$$P_1 = 9,15 \text{ kN/ml à l'ELU}$$

$$P_2 = 13,36 \text{ kN/ml à l'ELU}$$

Détermination des efforts tranchants :

Le système est équivalent à :



**Figure n°42b : Equivalence du diagramme de chargement**

On a alors :

$$T_1 = (P_2 \times 2,78) \times \frac{1,39}{4,78} + (P_1 \times 2) \times \frac{3,78}{4,78}$$

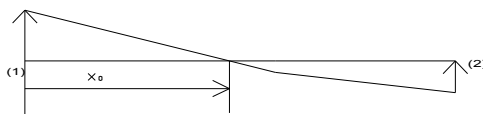
$$T_2 = (P_2 \times 2,78) \times \frac{3,39}{4,78} + (P_1 \times 2) \times \frac{1}{4,78}$$

**Tableau n°56 : Valeur des efforts tranchants**

Effort tranchant	T <sub>1</sub> (kN)	T <sub>2</sub> (kN)
ELU	25,27	30,17
ELS	17,6	20,58

A l'ELS, le moment maximal en travée se trouve en X<sub>0</sub> avec

$$X_0 = \frac{T_2}{P_2} = 2,27 \text{ m}$$



**Figure n°43 : Diagramme des efforts tranchants**

$$M_{s_{\max}} = T_2 \cdot X - P_2 \cdot \frac{X^2}{2} = 23,37 \text{ kN m}$$

#### **V.9.4. Détermination des armatures longitudinales à l'ELU**

Le calcul en ELU donne une section simplement armée avec  $A = 12,59 \text{ cm}^2$ .

Comme le diamètre des armatures doit être inférieur à  $\frac{h_0}{10}$ , on utilise des barres de diamètre 12 mm au plus.

Prenons donc 12  $\phi$  12 avec  $S_t = 8 \text{ cm}$

**a. Section minimale d'armature et condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,8 \times 12 \times 100 / 1000 = 0,96 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$\frac{A}{bd} = 1,47 > 0,23 \frac{f_t}{f_c}$  donc la section est non fragile à la fissuration.

**b. Effort tranchant :**

$$V_u = \frac{p_2 \cdot l}{2} = \frac{13,36 \times 2,78}{2} = 18,57 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = 0,172 \text{ MPa} < \tau_{\lim} = 0,07 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 1,17 \text{ MPa}$$

Les armatures d'âme ne sont pas nécessaires.

**V.9.5. Détermination des armatures de répartition :**

$$A_{\text{rep}} = \frac{A}{4} = 3,14 \text{ cm}^2 \text{ soit } 4\phi 10$$

Avec  $S_t = 24 \text{ cm}$

**V.9.6. Armatures de chapeau :**

La longueur des armatures de chapeau est égale à  $0,15 l = 71 \text{ cm}$ .

## Chapitre VI : SECOND ŒUVRES

### VI.1. Adduction d'eau

Le but de ce paragraphe est de déterminer les sections nécessaires de chaque conduite. Avant d'atteindre les points d'utilisation, l'eau passe par trois phases de canalisation :

- la canalisation principale qui provient du branchement général du réseau de distribution de la JIRAMA vers la nouvelle construction.
- les canalisations primaires qui desservent les différents étages du bâtiment
- les canalisations secondaires qui sont celles qui arrivent directement vers les appareils sanitaires

Notre étude se fixera sur les canalisations primaires et secondaires qui est basée sur les débits à prendre en compte et la vitesse de l'eau à la sortie souhaitée.

#### VI.1.1. Paramètres de base :

##### a. Débits

Les débits à prendre en compte dans le calcul sont obtenus à partir des débits de base des appareils.

##### *Débits de base*

Les débits de base sont donnés par le tableau suivant selon la norme française NFP 41201 à 41204)

**Tableau n°57 : Débits de base des appareils**

Nature des appareils	Débits de base (l/s)
Lavabo	0,20
WC avec réservoir de chasse	0,12
Bouche d'incendie	0,50
Urinoir	0,15

**Débits probables**

Le débit probable est estimé en tenant compte de la simultanéité des évacuations des différents circuits. Le débit probable  $Q_p$  est obtenu en multipliant le débit de base  $Q_b$  par un coefficient de simultanéité  $K$ .

$$Q_p = KQ_b$$

$K$  est obtenu en lisant l'abaque en annexe XX.

**b. Vitesse**

La vitesse à prendre en compte pour le calcul des diamètres des conduites d'eau est de 1,5 m/s pour éviter le coup de bélier qui pourrait entraîner une fermeture brusque des robinets ou la rupture des cuivres constituant ce dernier.

**VI.1.2. Dimensionnement des tuyaux****a. Canalisations primaires**

Connaissant le débit probable et la vitesse d'écoulement, on lit alors sur l'abaque le diamètre des canalisations.

Les données sont résumées ci-dessous pour les appareils cités dans le tableau 58

**Tableau n°58 : Débit de base et nombre total d'appareils**

Désignation	Nombre d'appareil	Débits de base (l/s) pour un étage		Débits de base (l/s) pour les étages	Nombre total d'appareils
		Par robinet	Cumulé	Cumulé	Cumulé
WC	03	0,12	6,06	48,48	64
Lavabo	02	0,20			
Urinoir	02	0,15			
Bouche d'incendie	01	5			

on a alors  $K = 0,1$  pour 64 appareils

Donc on a  $Q_p = 48,48 \times 0,1 = 4,85$  l/s

d'où  $D = 65$  mm

**b. Canalisations secondaires**

D'après les données ci-dessus on aura  $Q_b = 6,06$  l/s



Avec 8 appareils, on a :  $K = 0,24$

D'où  $Q_p = 6,06 \times 0,24 = 1,45$  l/s

Ce qui donne  $D = 36$  mm

## **VI.2. Assainissement**

### **VI.2.1. Généralités**

L'assainissement est l'ensemble des techniques qui permettent l'évacuation par voie hydraulique des eaux usées d'une communauté.

L'assainissement des agglomérations et des bâtiments en particulier a pour but d'assurer l'évacuation des eaux pluviales et eaux usées; ainsi leur rejet vers les exutoires naturels par des modes compatibles avec les exigences de la santé publique et de l'environnement.

Pour le cas d'un bâtiment, l'assainissement comprend deux systèmes d'évacuations indépendantes :

- l'évacuation des eaux pluviales (EP) provenant des précipitations sur les toitures
- l'évacuation des eaux usées provenant des appareils sanitaires

### **VI.2.2 Evacuation des eaux pluviales**

Le calcul se fait en admettant un débit maximal de 3 litres à la minute par mètre carré. Les eaux de pluies sont recueillies par les toitures puis conduites par les descentes d'eau vers les regards et enfin acheminées directement vers l'égout public sans traitement.

#### **a. Dimensionnement des chéneaux**

On place les descentes d'eaux pluviales suivant les poteaux de rive, on aura donc au maximum une surface en plan de toiture de  $6,75 \times 8,75$  soit  $55,69$  m<sup>2</sup>

Prenons une pente de 2 mm/m, on aura alors d'après le tableau à l'annexe XXII une section demi-circulaire de conduit de 110 cm<sup>2</sup>. Le chéneau est trapézoïdal, par conséquent, cette valeur sera majorée de 10% soit une section de 121cm<sup>2</sup>

#### **b. Dimensionnement des tuyaux de descente**

Nous choisissons les tuyaux PVC pour raison de durabilité, de facilité d'entretien et de disponibilité sur le marché.

Le tableau en annexe XXIII donne les dimensions minimales des diamètres des descentes d'eaux par surface en plan de toiture.

On aura alors un diamètre de 8 cm intérieur.

On utilisera donc des conduites d'eaux pluviales PVC80

### **c. Trop plein**

La section d'écoulement des orifices de trop-plein sera au moins égale à celle des tuyaux de descente.

### **d. Dimensionnement des collecteurs d'eaux pluviales**

A chaque pied de chaque descente d'eaux, on prévoit des regard en béton de dimension 50×50×70, équipées de couvercle scellé au mortier de ciment. Ces regards sont reliés par l'intermédiaire des tuyaux.

Le débit est  $0,05 \text{ l/s/m}^2 \times 55,7 \text{ m}^2 = 2,78 \text{ l/s}$

En prenant une pente de 2cm par mètre et en utilisant le tableau de dimensionnement des collecteurs en annexe XXIII on aura un diamètre intérieur de 77cm.

## **VI.2.3. Evacuation des eaux usées**

Les eaux usées sont d'abord recueillies à l'intérieur de l'immeuble dans les appareils sanitaires, puis écoulées dans les locaux techniques par des descentes et évacuées vers l'égout.

### **a. Chutes des eaux usées**

Le diamètre minimal des conduites des eaux usées doit être au minimum de 90 mm pour les WC et les appareils sanitaires groupés.

### **b. Tuyau collecteur d'appareil**

Les débits individuels des appareils desservis sont :

0,75 l/s pour les lavabos

0,5 l/s pour les urinoirs

WC 1,5l/s

La vitesse est supposée 1,5m/s

**Tableau n°59 : Diamètre des tuyaux collecteur d'appareils**

Appareils	Nombre	Coefficient installation individuelle	Débits (l/s) individuels	Q <sub>p</sub> (l/s)	Diamètre minimal (mm)	Diamètre (mm) utile
Lavabos	02	1,5	0,75	2,25	11	45
Urinoirs	02	0,5	0,5	0,5	12	20
Wc	03	0,5	1,5	2,25	12	45

### **c. Evacuation des eaux vannes (EV)**

#### **c. 1. Généralité**

La fosse septique a pour but de réaliser par processus biologiques particuliers les désintégrations, l'épuration et l'évacuation des matières qui y sont dirigées. En d'autres termes, c'est un ouvrage destiné à la collecte et à la désintégration partielle des matières polluantes contenues dans les eaux vannes.

#### **c. 2. Dimensionnement des fosses septiques**

La fosse septique est constituée par un voile en BA de 15 cm d'épaisseur.

La capacité de la fosse dépend du nombre d'utilisateurs. Nous considérons que seules les eaux du WC y sont amenées.

Supposons que le nombre d'utilisateur pour une fosse septique est égal à 75 personnes. La capacité de la fosse septique doit atteindre 250 litres par usager.

Le volume  $V$  est donné par :  $V = 250 \times 75 = 18\,750$  litres.

Qui est ensuite divisé en deux compartiments principaux :

- un compartiment de chute  $V_1 = \frac{2}{3} V = 12\,500$  l
- un compartiment de décantation  $V_2 = \frac{1}{3} V = 6\,250$  l

Prenons la hauteur de la fosse  $h = 2,50$  m et la largeur  $l = 2$  m, alors nous avons les longueurs des deux compartiments  $L_1$  et  $L_2$  correspondants à  $V_1$  et  $V_2$  avec

$L_1 = 2,5$  m et  $L_2 = 1,25$  m

### c. 3. Dimensionnement de l'épurateur

C'est dans ce dernier compartiment que l'eau des vanes achève leur purification en passant sur différents lits de matériaux filtrants appelés "Mâchefers". La surface du lit bactérien  $S$  en  $m^2$  pour un nombre d'utilisateur  $N$  est donnée par la formule :

$$S = \frac{N}{10H^2}$$

avec

$$N = 75$$

$H$  la hauteur de l'épurateur en mètre prise égale à 2,50 m

on a  $S = 1,2$   $m^2$

Par ailleurs, la longueur du filtre épurateur est donnée par :

$$L_e = \frac{L_f}{2} \text{ avec}$$

$L_f$  la longueur de la fosse égale à 3,75 m

D'où la largeur  $L_e = 0,35$  m

Un regard de 100×100×120 reçoit les eaux à évacuer après traitement approprié; Il est directement relié au réseau d'évacuation urbain au moyen d'une buse  $\phi 250$ .

### **VI.3. Electricité**

### **VI.3.1. Généralités**

L'électricité, moyennant différents modes de transformation, offre la possibilité de satisfaire tous les usagers rencontrés : force motrice (ascenseur), éclairage, informatique ...

Les quatre points suivants doivent être assurés obligatoirement :

- La protection des bâtiments contre la foudre dans les régions exposées
- La protection contre les surtensions contre les appareils sensibles
- la protection des personnes contre les contacts indirects
- le bon fonctionnement en général de l'installation électrique

### **VI.3.2. Règles générales**

- un même circuit ne peut desservir plus de huit points d'utilisation
- Lorsque tous les appareils d'éclairage d'un local sont alimentés par un même déviation, on encourt le risque d'être complètement privé de lumière par un moindre incident. Pour se prémunir contre ce risque, il suffit de répartir les appareils entre plusieurs déviations
- Lorsqu'une même installation comporte la force motrice et l'éclairage, il est préférable de les séparer.
- Si l'installation d'éclairage ne comporte que 5 ou 6 lampes, ne dépassant pas une consommation de 5A, on établit une seule ligne principale sur laquelle sont prises les déviations alimentant les lampes.

### **VI.3.3 Dispositifs de protection**

#### **a. Protection des circuits**

Les appareillages de protection sont les fusibles, les disjoncteurs magnétothermiques ou différentiels :

- Les disjoncteurs magnétothermiques assurent la protection contre les surcharges par un déclenchement thermique à bilame, et contre les courts-circuits par les déclencheurs magnétiques. Ils permettent la détection et la coupure de courant (phase et neutre). Leur remise en service se fait par déclenchement manuel.

- Les fusibles ou coupe circuits calibrés sont placés au départ de chaque circuit d'alimentation. Après fusion de la cartouche fusible, on la remplace par un autre après avoir vérifié la cause de la fusion.

Notre choix a été fixé sur les disjoncteurs à cause de leurs déclenchements instantanés dès la moindre incident ; il y a aussi la facilité de mise en service.

### **b. Protection des personnes**

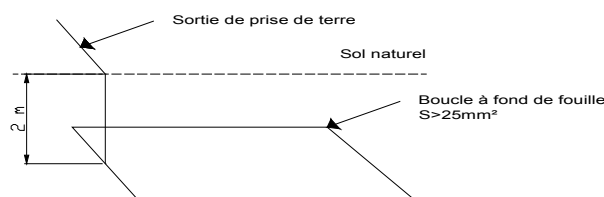
Pour assurer une protection efficace des personnes contre les contacts indirects, les installations électriques doivent avoir une prise de terre sûre.

L'efficacité de mise en terre dépend de la condition locale du terrain et de la valeur de la résistance de prise de terre.

Une prise de terre est un dispositif qui sert à conduire le courant vers le sol en un temps très court.

Il y a 4 types de prise de terre :

- les piquets verticaux
- les plaques métalliques
- les serpentines métalliques
- le ceinturage à fond de fouille



**Figure n°44 : Schéma de branchement de prise de terre sous le bâtiment**

### **c. Protection contre les bâtiments**

L'installation extérieure de protection contre la foudre est destinée à intercepter les coups de foudre directs. à conduire le courant de foudre entre le point d'IMPact et la terre et

à le disperser sans dommages thermiques ou mécaniques pour la structure à protéger et sans surtensions dangereuses pour les personnes.

On peut utiliser différents composants d'installation extérieure de la protection contre la foudre. Ces différents types se trouvent en annexe XXV.

#### **VI.3.4. Les appareillages électriques d'installation**

Ils comprennent :

- Les canalisations d'alimentation depuis les bornes de sortie du disjoncteur de branchement jusqu'aux locaux et y compris les douilles en attente, les socles de prises de courant et les appareils de connexion fixés sur les parois;
- Les tableaux de commande, de protection et de sectionnement des circuits ;
- Les conducteurs de protection
- Les appareils d'éclairage munis de douilles et de lampes et de leurs auxiliaires d'alimentation ;
- Les équipements téléphoniques intérieurs des bâtiments.
- Pour les salles d'eau :
- Les armoires de toilette incorporant des équipements électriques ;
- Les équipements téléphoniques intérieurs des bâtiments.

Pour l'ascenseur :

- Les canalisations depuis les tableaux généraux de répartition, de protection et de sectionnement jusqu'au tableau de répartition des locaux des machines ;
- Les canalisations d'éclairage des locaux des machines, depuis le tableau de répartition, et les appareils d'éclairage munis de leurs douilles, lampes et auxiliaires d'alimentation ;
- Les canalisations d'alimentation, le tableau de répartition du local des poulies et son éclairage ;
- L'installation d'alarme et de signalisation, source d'alimentation comprise ;
- Le circuit de remplacement ou de sécurité des locaux des machines ;
- et, sur prescription des documents particuliers du marché :
- Les bornes et appareillages éventuels, prévus ;

- Les circuits de minuterie des paliers d'ascenseurs ;
- Les circuits d'alimentation, autres que ceux d'éclairage, communs aux appareils en batterie.

**a. Les interrupteurs**

Ils servent à la commande des circuits d'éclairage. ils sont encastrés.

**b. Les conducteurs**

Ils servent à conduire les courant vers les appareils. On utilisera un conducteur isolé qui est formé d'une âme conductrice et d'une enveloppe isolante. L'âme en cuivre ou en aluminium peut être massive (conducteur unique) ou câblée (formé de plusieurs brins) Des tubes oranges protégerons les conducteurs et faciliteront leur mise en oeuvre après le gros oeuvre. L'amenée de tous les conduits vers les étages se trouve dans les locaux techniques.

Les sections des conducteurs sont fixés comme suit (selon la norme NFC 15-100) :

**Tableau n°60 : Section des conducteurs**

Nature du circuit	Section minimale du conducteur (mm <sup>2</sup> )
Eclairage	1,5
Prise de courant	2,5

**c. Les coupes circuits**

Un disjoncteur général commande la totalité de l'installation électrique ; il sera bipolaire et différentiel 500mA

Des disjoncteurs différentiels 30 mA commandent:

- les circuits de prise de courant
- les circuits d'éclairage
- les appareils spécialisés : climatisation...



**d. Les prises de courant**

Ils permettent la continuité entre les conducteurs et les appareils électriques. Comme les interrupteurs, elles sont également encastrées dans les murs.

Nous utiliserons principalement des prises bipolaires avec broche de terre (2P+T)

**e. Les points lumineux**

Les valeurs de éclairements nominaux et types de lampes :

**Tableau n°61 : Types de lampes**

Locaux	Types de lampes	Eclairage nominal (lx)
Bureaux	Lampes fluorescentes compacts avec ballast	500
Magasin	Lampes fluorescentes compacts avec ballast	300
Grande salle	Lampes fluorescentes compacts avec ballast	500
Salle d'ordinateurs	Lampes fluorescentes compacts avec ballast	500
Toilettes	Lampes fluorescentes compacts avec ballast	100
Escaliers	Lampes fluorescentes compacts avec ballast	100
Parking	Lampes fluorescentes (tube fluo)	300

**Remarque :**

L'installation électrique de la construction prévoit la possibilité d'utiliser une source d'éclairage de secours et de sécurité (groupe électrogène ou batterie d'accumulation).

Au rez-de-chaussée, une pièce pourra être aménagée pour recevoir un groupe électrogène ; un branchement vers le tableau général sera mise en oeuvre.

**VI.3.5. Eclairage**

L'étude de l'éclairage consiste à déterminer le nombre d'appareils d'éclairage pour satisfaire l'éclairage nominal de chaque local.

Les valeurs de l'éclairage nominal pour chaque local est donné par le tableau ci-dessus.

**Calcul des éclairagements :**

Le calcul consiste à déterminer le nombre de luminaire pour un local

**a. Méthode de détermination du facteur d'utilisation  $f_u$  :**

Dans notre cas, les éclairages sont directs

$$I = \frac{a \times b}{d \times (a + b)}$$

Où

a et b les dimensions de la pièce (largeur et profondeur)

d la distance entre le plan utile (situé à 0,80 m au dessus du plancher) et la source lumineuse

Ayant la valeur de  $I$  on détermine la valeur de  $f_u$  par le tableau à l'annexe XXVIII.

La couleur des murs et plafonds est blanche, donc la facteur de réflexion est 65%

**b. Détermination du facteur de dépréciation  $f_d$  :**

Toute installation d'éclairage subit en service une baisse d'efficacité due :

- à l'accumulation de poussières sur les murs et les plafonds qui réduit ainsi la lumière réfléchi.
- à l'accumulation des poussières sur les surfaces réfléchissantes ou diffuseur des appareils.
- à la dégression du flux lumineux des lampes au cour de leur durée de vie

Le facteur de dépréciation  $f_d$  est pris en fonction de la possibilité de nettoyage des appareils. Prenons  $f_d = 1,2$  car l'accès pour le nettoyage est facile.

**c. Formule de détermination du flux total  $\phi$  :**

$$\phi = \frac{E \times a \times b \times f_d}{f_u} \text{ [lm]}$$

où E est l'éclairage nominal [lx]

**d. Détermination du nombre de lampes :**

Pour la détermination des éclairages pour le bureau, supposons qu'on a un espace de bureau de 12,8 m<sup>2</sup> soit 3,2m × 4m. Notons que l'aménagement des espaces du bureau dépend des besoins des utilisateurs.

L'aire de la grande salle, des magasins et de la salle des ordinateurs est de 380 m<sup>2</sup> soit en ramenant en surface rectangulaire 26 m × 14,6 m

La dimension des couloirs sur un étage est : 5,7 m × 1,5 m

Fixons la puissance des lampes fluorescentes compacts avec ballast à 40W (3900 Lm) et les lampes fluorescentes (tube fluo) à 36W (3700Lm)

Le tableau suivant donne le nombre de lampes pour les locaux considérées :

**Tableau n°62 : Nombre de lampes pour les locaux**

Type de local	a	b	h	l	fu	fd	E	φ	Nombre de lampes
Bureau	3,2	4	2,9	0,85	0,32	1,2	500	24000	7
Magasin	26	15	2,9	4,47	0,54	1,2	300	253067	65
Grande salle	26	15	5,2	2,12	0,45	1,2	500	506133	130
Salle d'ordinateurs	26	15	2,9	4,47	0,54	1,2	500	421778	109
Toilettes	3,3	3,5	2,9	0,81	0,31	1,2	100	4403	2
Escaliers	2,8	6,5	3,3	0,79	0,31	1,2	100	6919	2
Parking	26	15	2,7	4,90	0,53	1,2	300	257842	70

## Chapitre VII : ETUDE DE LA FONDATION

Les éléments de la fondation transmettent les charges venant de la superstructure vers le sol support. Pour assurer la stabilité de l'ensemble, les efforts transmis doivent être équilibrés par la réaction du sol.

### VII.1. Choix du type de fondation

D'après l'aperçu visuel du terrain et les essais préliminaires effectués à savoir l'essai au pénétromètre dynamique jusqu'à 9m de profondeur et les prélèvements d'échantillons jusqu'à 6m, on a conclu que la portance du sol est faible d'autant plus qu'il est constitué d'argile et de tourbe.

*(Les résultats des essais peuvent être retrouvés en annexe I, II, III.)*

Par conséquent, on utilisera une fondation profonde. On utilisera des pieux forés en béton armé coulés sur place.

### VII.2. Modèle de comportement

La fondation est composée de plusieurs éléments.

La distance de nu à nu entre éléments est supérieure à deux fois la plus grande dimension des éléments c'est à dire au minimum 2m avec des pieux de 1m de diamètre.

On considère donc un comportement axiale et transversal d'un élément isolé.

On se place en dehors des cas où interviennent un frottement négatif ou un déplacement horizontal du sol.

### VII.3. Comportement axial d'un élément isolé

Le comportement d'un élément isolé sous charge axiale de compression et de traction est caractérisé par les paramètres suivants :

- la charge de fluage  $Q_c$
- la charge limite  $Q_u$

- la charge de fluage en traction  $Q_{tc}$
- la charge limite en traction  $Q_{tu}$

### VII.3.1. La contrainte de rupture sous la pointe

La contrainte de rupture sous la pointe  $q_u$  est donnée par l'expression  $q_u = k_p \times pl_e^*$   
avec :

$pl_e^*$  : la pression limite nette équivalente

$k_p$  : facteur de portance

#### a. Valeur de $k_p$

Au voisinage de la pointe, on rencontre de l'argile compacte grise jaunâtre

**Tableau n°63 : Caractéristiques du sol**

Nature	Groupe	essai	élément mise en oeuvre
Argile	C	pressiomètre	avec refoulement du sol

D'après le tableau donnant la valeur de  $k_p$  en annexe XXIX, on aura  $k_p = 1,6$

#### b. Calcul de la pression limite équivalente

La pression limite équivalente  $pl_e^*$  est calculée par l'expression :

$$pl_e^* = \frac{1}{b + 3a} \int_{D-b}^{D+3a} pl^*(z) dz$$

avec  $b = \min \{a, h\}$

$$a = \begin{cases} \frac{1}{2}B & \text{si } B \geq 1\text{m} \\ 0,50\text{m} & \text{si } B < 1\text{m} \end{cases}$$

$h$ : hauteur de l'élément de fondation contenue dans la formation porteuse

$3a = 1,50$  m

$b = 0,5$  m

$D = 16$  m

$$D+3a = 17,5 \text{ m}$$

$$D-b = 15,5 \text{ m}$$

Courbe N°Pr1/Pd1 du sondage pressiométrique en annexe XXVI donne :

$$15,5 : 1,47$$

$$16,5 : 1,55$$

$$17,5 : 1,67$$

ce qui donne l'équation  $pl^*(z) = 0,11 z - 0,205$

$$pl_e^* = \frac{1}{0,5 + 1,5} \int_{15,5}^{17,5} 0,11z + 0,205 dz = 1,6 \text{ MPa}$$

d'où

$$q_u = 2,6 \text{ MPa}$$

### **VII.3.2. Le frottement latéral unitaire limite $q_s$**

Le pieu est foré simple

Le frottement latéral à la profondeur  $z$  est une fonction de la pression limite nette à cette même profondeur définie par la courbe  $Q_2$  car la fondation est foré simple.

$$p_2 = 1 + 0,5 \times 2 = 2 \text{ MPa}$$

$$q_{s2} = 0,04 \times 2 = 0,08 \text{ MPa}$$

$$q_s(z) = q_{s2} \frac{pl(z)}{p_2} \left( 2 - \frac{pl(z)}{p_2} \right) \text{ pour } pl < p_2$$

$$q_s(z) = q_{s2} = 0,08 \text{ MPa pour } pl \geq p_2$$

On a en annexe XXVII le tableau donnant les valeurs de  $q_s$  en fonction de la profondeur.

### **VII.3.3. Efforts mobilisables par frottement latéral $Q_{su}$**

Soit  $P$  le périmètre nominal du pieu, l'effet mobilisable par frottement vaut :

$$Q_{su} = P \int_0^h q_s(z) dz$$

avec  $P = \Pi = 3,14 \text{ m}$  et  $h = 18 \text{ m}$

$$\text{On a } q_s(z) = 4,55 \cdot 10^{-3} z - 3,11 \cdot 10^{-3}$$

$$Q_{su} = 10^2 \times 3,14 \int_0^{18} 4,55 \cdot 10^{-3} z + 3,11 \cdot 10^{-3} dz$$

$$Q_{su} = 214 \text{ T}$$

#### **VII.3.4. Efforts mobilisables sous la pointe $Q_{pu}$**

-

Soit A la surface nominale du pieu, l'effort mobilisable sous la pointe vaut :

$$Q_{pu} = A \cdot q_u$$

$$A = \frac{\Pi}{4} 1^2 = 0,785 \text{ m}^2$$

$$Q_{pu} = 2,6 \times 0,785 \times 10^2 = 204 \text{ T}$$

#### **VII.3.5. Charges limites du pieu**

Les charges limites du pieu sont :

En compression  $Q_u = Q_{su} + Q_{pu} = 418 \text{ T}$

En traction  $Q_{tu} = Q_{su} = 214 \text{ T}$

Les charges de fluage du pieu sont :

En compression  $Q_c = 0,7 Q_u = 293 \text{ T}$

En traction  $Q_{tc} = 0,7 Q_{su} = 150 \text{ T}$

#### **VII.3.6. Justification vis-à-vis du sol**

##### **a. Etat limite de mobilisation locale du sol**

Si Q désigne ma charge axiale en tête d'un élément, on vérifie que cette charge reste comprise entre les limites suivantes :

- à l'ELU :

-\* Combinaison fondamentale :

$$-\frac{Q_{tu}}{1,4} \leq Q \leq \frac{Q_u}{1,4}$$

La descente des charges au niveau du poteau D4 donne  $Q = 558$  T à l'ELU

Si on met deux pieux sous ce poteau, on aura sur un pieu  $Q = 279$  T et l'entraxe  $e \leq 3B = 2$  m

$\frac{Q_u}{1,4} = 298$  T, la fondation est justifiée à l'ELU

- à l'ELU :

-\* Combinaison quasi permanente :

Il faut que  $0 \leq Q \leq \frac{Q_c}{1,4}$

On a  $Q = 203$  T et  $\frac{Q_c}{1,4} = 209$  T pour le même poteau

la fondation est justifiée à l'ELS

Les états limites de mobilisation locale sont vérifiées

### **b. Etat limite de mobilisation globale du sol**

Le graphe en annexe XXVII donne  $C_e = 0,7$

La somme des charges appliquées doit rester inférieure à la somme des charges admissibles affectée du coefficient d'efficacité  $C_e$

$\Sigma Q$  : la somme de charges appliquées = 558 T

$\Sigma Q_u$  : la somme des charges admissibles = 836 T

$0,7 \times \Sigma Q_u = 585$  T >  $\Sigma Q = 558$  T

Les états limites de mobilisation globale du sol sont vérifiées;

### **VII.3.7. Détermination des armatures longitudinales du pieu**

L'enrobage est de 4cm pour tous les pieux

Les pieux sont armés sur toute la longueur et les armatures sont entièrement ancrées dans la semelle de liaison.

Les armatures représentant un pourcentage de la section au moins égal à 5‰

Suivant les dispositions constructives, on prendra :

$A = 13$  HA 20 = 40,84 cm<sup>2</sup>



### **VII.3.8. Justification vis à vis des matériaux**

#### **a. Résistance conventionnelle**

On a une résistance conventionnelle du béton  $f_c = \frac{\min(f_{cj}; f_{c28}; f_{clim})}{k_1 \cdot k_2}$

$k_1 = 1,05$  pour les pieux forés à la tarière

$k_2 = 1$

$f_c = 23,8$  MPa

#### **b) Justification vis-à-vis des sollicitations normales**

Etat limite ultime de compression du béton

$$\sigma_{bc} = \frac{0,8f_c}{\theta_{\gamma_b}} = \frac{0,8 \times 23,8}{1 \times 1,5} = 12,69 \text{ MPa}$$

$N_b = \sigma_{bc} \times B$  avec  $B = 0,7854 \text{ m}^2$

$N_b = 126,9 \times 0,7854 \cdot 10^4 = 996672 \text{ daN} = 996,672 \text{ T} > Q = 278 \text{ T}$

Donc le béton seul peut supporter et l'armature minimale longitudinale citée ci-dessus sera prise.

### **VII.3.9. Détermination des armatures transversales du pieu**

Selon les recommandations du règle BAEL, nous choisissons comme diamètre des armatures transversales des HA 14 pour une armature longitudinale de HA 20.

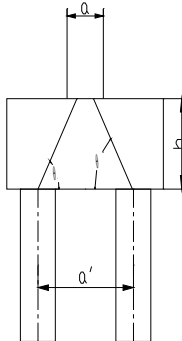
L'écartement de ces armatures est égal à 30 cm (15 fois le plus petit diamètre des armatures longitudinales).

### **VII.4. Dimensionnement de la semelle**

On a une semelle sur deux pieux

Les dimensions en plan de la semelle sont choisies pour que le débord de la semelle par rapport au pieu soit au moins égal à la tolérance de l'implantation des pieux

L'application de la méthode des bielles impose une hauteur utile telle que l'inclinaison  $\theta$  de la bielle sur l'horizontale soit supérieure à  $45^\circ$  et limite l'inclinaison de la bielle à  $55^\circ$  pour le calcul des armatures.



**Figure n°45 : Disposition des pieux sous semelle**

$d=0,9h=90$  cm avec  $h=1$  m

$$\tan\theta = \frac{2d}{a' - \frac{a}{2}} = 1,029 \quad \text{d'où } \theta = 45,8^\circ$$

#### **VII.4.1. Etat limite ultime de compression des bielles**

$s = 0,5 \times 0,5 = 0,25 \text{ m}^2$  la section du poteau et  $P_u$  la charge totale au pied du poteau

On doit vérifier la relation :  $\frac{P_u}{s \cdot \sin^2\theta} \leq 0,9f_{c28}$  au niveau de la base du poteau

$$\frac{P_u}{s \cdot \sin^2\theta} = 31,14 \text{ MPa} \geq 0,9f_{c28} = 22,5 \text{ MPa}$$

Il faut augmenter la section à la base du poteau de  $60 \times 60 \text{ cm}^2$

On aura alors  $\theta = 46,64^\circ$

$$\frac{P_u}{s \cdot \sin^2\theta} = 21,62 \text{ MPa} \leq 0,9f_{c28} = 22,5 \text{ MPa}$$

L'état limite de la compression des bielles est vérifiée avec une section de poteau de  $60 \times 60 \text{ cm}^2$

Au niveau de la tête du pieu, on a  $S_0 = 0,785 \text{ m}^2$

En prenant une tolérance d'implantation de 12 cm, la semelle vue en plan a une dimension de  $1,30 \text{ m} \times 3,30 \text{ m}$

Et soit  $G_0$  le poids de la semelle  $G_0 = 4,29 \times 0,75 \times 2,5 = 8 \text{ T}$

On doit vérifier la relation :  $\frac{1}{2S_0} \left( 1,35G_0 + \frac{P_u}{\sin^2\theta} \right) \leq 0,9f_{c28}$

On a  $6,98 \text{ MPa} \leq 0,9 f_{c28}$

#### **VII.4.2. Etat limite de cisaillement du béton**

On doit vérifier la condition  $\tau_{ou} = \frac{P_u}{2b_0d} \leq 1,5 \text{ MPa}$

$b_0$  est la largeur de la semelle

$d = 0,9 \text{ m}$  et  $b_0 = 1,3 \text{ m}$

on a  $2,4 \text{ MPa} \leq 3,15 \text{ MPa}$

L'état limite de cisaillement du béton est vérifié

#### **VII.4.3. Etat limite ultime de résistance**

Les armatures principales inférieures équilibrent la composante horizontale de la bielle avec

$$A = \frac{1,10P_u}{2 \tan\theta \frac{f_e}{\gamma_s}} = 83,28 \text{ cm}^2$$

soit  $A = 11 \phi 32$

#### **VII.4.4 Armatures complémentaires**

Ce sont des armatures destinées à reprendre les moments de torsion éventuels résultant des écarts d'implantation.

- Les armatures supérieures de section  $A'$  au moins égale à 10 % des armatures principales ;
- Les armatures transversales verticales sont constituées de cadres ou étriers intérieurs représentant, sur une longueur égale à  $d$ , un pourcentage défini par :

$$\frac{A_v}{b_0 d} = \frac{1}{4} \frac{\tau_{ou}}{f_{tj}} \frac{A}{b_0 d} \text{ avec un minimum de } 0,20 \frac{A}{b_0 d} ;$$

- Les armatures horizontales sont constituées de cadres réparties entre les armatures inférieures et supérieures dont la section est égale à :

$$A_h = \left[ \frac{1}{4} \frac{\tau_{ou}}{f_{tj}} \right] A - A' \text{ Avec un minimum de } 0,10 A$$

### Détermination de $A'$

$$A' = 8,32 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A' = 11 \phi 10$$

### Détermination de $A_v$

$$\text{On a donc } A_v = \frac{1}{4} \frac{2,4}{2,1} 83,28 = 23,8 \text{ cm}^2$$

$$\text{Vérification } A_{v\min} = 0,20 \frac{A}{b_0 d} = 0,20 \frac{83,28}{1,30 \times 0,90} = 14,23 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prendra alors } A_v = 33 \phi 10$$

### Détermination de $A_h$

$$A_h = \left[ \frac{1}{4} \frac{2,4}{2,1} \right] 83,28 - 8,32 = 15,47 \text{ cm}^2$$

$$\text{Vérification } A_{h\min} = 0,10 A = 8,32 \text{ cm}^2$$

On prendra alors  $A_h = 11 \phi 14$  placée au milieu des armatures inférieures  $A$  et armatures supérieures  $A'$ .

# **PARTIE III**

# **ETUDE FINANCIERE**

---



## Chapitre I: Devis Estimatif du projet

Tableau N° 64 : Devis estimatif du projet

	NOM DE LA TACHE	Unité	Quantité	Prix unitaire en Ariary	Montant en Ariary
I	<b>PRIX GENERAUX</b>				
1	<b>Installation de chantier</b>				
1.1	Installation et repli de chantier	Fft	1	20 000 000	20 000 000
1.2	Démolition de la structure en place	Fft	1	1 000 000	1 000 000
1.3	Rabattement du niveau des eaux	Fft	1	2 000 000	2 000 000
1.4	Terrassements	m3	20000	61	1 224 000
1.5	sondages et études géotechniques	Fft	1	20 000 000	20 000 000
	<b>TOTAL INSTALLATIONS</b>				<b>44 224 000</b>
II	<b>FONDATIIONS</b>				
1	<b>Pieux sous semelle</b>				
1.1	Forage des pieux D1000	m3	565	170 119	96 200 115
1.2	Béton Q 350 pour pieux forés	m3	565	198 833	112 437 130
1.3	Aciers pour pieux forés	kg	23083	4 283	98 868 970
1.4	Recépage des pieux	U	40	508 012	20 320 474
	<b>TOTAL FONDATIONS</b>				<b>327 826 689</b>
III	<b>INFRASTRUCTURES</b>				
1	<b>Semelles isolées 2 pieux</b>				
1.1	Coffrages de la semelle	m2	117	17 780	2 076 290
1.2	Aciers HA pour semelle	kg	4954	3 815	18 899 066
1.3	Béton Q350 pour la semelle de liaison	m3	69	198 833	13 647 863
2	<b>Semelles isolées 1 pieu</b>				
2.1	Coffrages de la semelle	m2	27	17 780	476 135
2.2	Aciers HA pour semelle	kg	1051	3 815	4 011 116
2.3	Béton Q350 pour semelle	m3	14	198 833	2 688 215
	<b>TOTAL INFRASTRUCTURES</b>				<b>41 798 686</b>
IV	<b>Superstructure</b>				
1	<b>Poutres en béton armé</b>				
1.1	Coffrages des poutres	m2	2404	17 780	42 748 141
1.2	Aciers HA pour poutres	kg	34276	3 815	130 757 345
1.3	Béton Q350	m3	227	198 833	45 049 042
2	<b>Poteau</b>				

2.1	Coffrages des poteaux	m2	1208	17 780	21 477 636
2.2	Aciers HA pour les poteaux	kg	21512	3 815	82 064 485
2.3	Béton Q350 pour les poteaux	m3	151	198 833	30 023 708
3	<b>Dalles nervurées</b>				
3.1	Aciers pour les dalles nervurées	kg	26060	3 815	99 415 464
3.2	Béton Q350 des dalles nervurées	m3	362	198 833	71 989 656
3.3	Hourdis céramique et étais	m2	3588	38 723	138 936 330
4	<b>Dalles pleines en béton armé</b>				
4.1	Coffrages des dalles pleines	m2	480	17 780	8 533 804
4.2	Aciers pour les dalles pleines	kg	3474	3 815	13 252 974
4.3	Béton Q350 des dalles pleines	m3	77	198 833	15 269 700
4	<b>Escalier</b>				
4.1	Coffrages des escaliers	m2	30	17 780	530 718
4.2	Aciers pour les escaliers	kg	2393	3 815	9 129 902
4.3	Béton Q350 des dalles pleines	m3	247	198 833	49 074 446
4	<b>Mur et garde corps en parpaing</b>				
4.1	Mur de parpaing	m2	2108	17 241	36 346 260
5	<b>Enduits</b>				
5.1	Mortier	m2	4216	3 082	12 994 909
	<b>TOTAL SUPERSTRUCTURE</b>				<b>807 594 519</b>
V	<b>Second œuvres et Finition</b>				
1	<b>Equipement électrique</b>				
1.1	Installation de la JIRAMA	U	13	120 000	1 560 000
1.2	Installation de la TELMA	U	13	80 000	1 040 000
1.3	Fourniture et pose des prises de courant	U	136	22 770	3 096 720
1.4	Fourniture et pose des éclairages Fluo Compact	U	1 318	14 956	19 712 338
1.5	Fourniture et pose des éclairages Tubes	U	70	27 706	1 939 438
1.6	Pose Câble 2,5mm <sup>2</sup>	ml	1 020	7 485	7 634 700
1.7	Pose Câble 1,5mm <sup>2</sup>	ml	9 092	2 876	26 150 865
2	<b>Adduction d'eau potable</b>				
2.1	Installation de la JIRAMA	U	13	150 000	1 950 000
2.2	Fourniture et pose des canalisations primaires	ml	60	19 125	1 155 150
2.3	Fourniture et pose des canalisations secondaires	ml	448	5 782	2 590 157
3	<b>Evacuation des eaux</b>				



3.1	Fourniture et pose de l'évacuation des eaux usées	ml	64	19 125	1 224 000
3.2	Fourniture et pose de l'évacuation des eaux vannes	ml	64	19 125	1 224 000
4	<b>Assainissement</b>			0	
4.1	Fourniture et pose des DEP	m	320	19 125	6 120 000
4.2	Mise en œuvre des chéneaux	ml	68	104 467	7 103 745
4.3	Fosse sceptique	U	5	4 249 234	21 246 172
4.4	Epurateur	U	5	101 355	506 776
4.5	Collecteurs d'eau pluviale	U	10	33 064	330 644
5	<b>Installation sanitaire</b>				
5.1	Fourniture et pose des lavabos	U	28	183 792	5 146 188
5.2	Fourniture et pose des urinoirs	U	28	94 205	2 637 738
5.3	Fourniture et pose des WC	U	42	205 650	8 637 300
6	<b>Revêtement</b>				
6.1	Fourniture et pose des parkex	m <sup>2</sup>	3174	44 348	140 758 965
6.2	Fourniture et pose des carrelages	m <sup>2</sup>	309	24 420	7 550 683
6.3	Chape de 2,5mm	m <sup>2</sup>	395	3 082	1 217 410
7	<b>Menuiserie-Vitrerie-Peinture</b>				
7.1	Fourniture et pose des portes extérieures	U	2	1 825 535	3 651 071
7.2	Fourniture et pose des portes d'escalier Coupe feu	U	12	470 113	5 641 350
7.3	Fourniture et pose des portes intérieures Coupe feu	U	16	470 113	7 521 800
7.4	Verre trempé	m <sup>2</sup>	1163	370 767	431 349 746
7.5	Verre trempé anti-agression	m <sup>2</sup>	354	617 767	218 442 234
7.6	Peinture intérieure	m <sup>2</sup>	2828	5 269	14 901 711
7.7	Peinture extérieure	m <sup>2</sup>	1076	5 269	5 669 175
8	<b>Garde-corps escalier</b>				
8.1	Fourniture et pose des garde-corps	mL	88	300 000	26 400 000
9	<b>Ascenseur</b>				
9.1	Fourniture et pose de l'ascenseur	U	1	176 365 000	176 365 000
10	<b>Toiture</b>				
10.1	Membrures	ml	198	15 000	2 970 000
10.2	Montant et diagonales	ml	189	5 391	1 017 547
10.3	Pannes	ml	312	25 007	7 802 080
10.4	Mise en place de la couverture	m <sup>2</sup>	460	10 504	4 834 059
11	<b>Plafond et isolation</b>				

11.1	Plafond en placoplâtre	m <sup>2</sup>	548	57 018	31 222 795
11.2	Laine de verre	m <sup>2</sup>	424	9 344	3 958 947
11.3	Laine de roche	m <sup>2</sup>	208	28 287	5 883 704
	<b>TOTAL SECOND ŒUVRES ET FINITIONS</b>				<b>1 218 164 206</b>

**Tableau N°65 : Coût de la construction**

DESIGNATION	MONTANT
<b>Prix généraux</b>	.44.224.000 Ariary
<b>Fondations</b>	.327.826.689 Ariary
<b>Infrastructures</b>	.41.798.686 Ariary
<b>Superstructures</b>	.807.594.519 Ariary
<b>Second Œuvres et finition</b>	1.218.164.206 Ariary
<b>TOTAL HTVA</b>	2.439.608.099 Ariary
<b>TVA 20%</b>	.487.921.620 Ariary
<b>TOTAL TTC</b>	<b>2.927.529.719 Ariary</b>

Arrêté à la somme de deux milliards neuf cent vingt sept million cinq cent vingt neuf mille sept cent dix neuf Ariary.

## Chapitre II: Analyse financière

L'analyse financière permet de déterminer à quel point le projet est rentable.

Pour cela il faudrait déterminer quelques paramètres :

- les chiffres d'affaires prévisionnels ;
- les charges prévisionnelles ;
- les résultats prévisionnels ;

C'est seulement après que l'on pourra faire une évaluation financière de l'investissement.

### II.1. Les chiffres d'affaires prévisionnels

Le loyer d'un local pour usage de bureau se calcule au m<sup>2</sup>. Lors des enquêtes effectuées chez un agence immobilier, le loyer moyen dans la zone d'Anosizato est environ 16 000 Ariary .

#### II.1.1. Distribution de prix de location

Supposons que le loyer moyen est au troisième étage et au quatrième étage, et que ce loyer augmente ou diminue avec le niveau d'étage.

Si on fixe le loyer moyen d'un étage, on affectera des coefficients de répartitions pour avoir la distribution des loyers.

**Tableau N°66**

Niveau	Coefficient de Répartition	Surface (m <sup>2</sup> )
7	1,15	389
6	1,1	406
5	1,05	406
4	1,02	406
3	0,99	406
2	0,97	406
1	0,87	369
0	0,85	369

#### II.1.2. Prévision de prix pour la location de l'immeuble

Le tableau suivant donne les prix au m<sup>2</sup> projetés pour les dix années à venir si les activités commencent en 2006.

**Tableau N°67**

Année	Prix MOYEN au m <sup>2</sup> en Ariary	Loyer mensuel (Ariary)
2006	14 000	44 198 000
2007	14 000	44 198 000
2008	15 000	47 355 000
2009	15 000	47 355 000
2010	15 000	47 355 000
2011	16 000	50 512 000
2012	16 000	50 512 000
2013	16 000	50 512 000
2014	16 500	52 090 500
2015	16 500	52 090 500
2016	16 500	52 090 500

## **II.2. Charges prévisionnelles**

Les charges prévisionnelles impliquent :

- Les charges d'entretien courant et de réparation
- Les charges de personnel

La totalité de ces charges est estimée à 1% des chiffres d'affaires.

On a alors :

**Tableau N°68**

Année	Chiffre d'affaires prévisionnels (Ariary)	Charges prévisionnelles (Ariary)
2006	530 376 000	5 303 760
2007	530 376 000	5 303 760
2008	568 260 000	5 682 600
2009	568 260 000	5 682 600
2010	568 260 000	5 682 600
2011	606 144 000	6 061 440
2012	606 144 000	6 061 440
2013	606 144 000	6 061 440
2014	625 086 000	6 250 860
2015	625 086 000	6 250 860
2016	625 086 000	6 250 860

## **II.3. Résultats prévisionnels**

On a donc le résultat prévisionnel suivant :

Année	Chiffre d'affaires prévisionnels	Charges Prévisionnelles	Excédent	Amortissement	Bénéfice imposable	IBS 30%	Bénéfice net	Cash Flows
2006	530 376 000	5 303 760	525 072 240	85 453 089	439 619 151	131 885 745	307 733 406	393 186 495
2007	530 376 000	5 303 760	525 072 240	85 453 089	439 619 151	131 885 745	307 733 406	393 186 495
2008	568 260 000	5 682 600	562 577 400	91 556 881	471 020 519	141 306 156	329 714 363	421 271 244
2009	568 260 000	5 682 600	562 577 400	91 556 881	471 020 519	141 306 156	329 714 363	421 271 244
2010	568 260 000	5 682 600	562 577 400	91 556 881	471 020 519	141 306 156	329 714 363	421 271 244
2011	606 144 000	6 061 440	600 082 560	97 660 673	502 421 887	150 726 566	351 695 321	449 355 994
2012	606 144 000	6 061 440	600 082 560	97 660 673	502 421 887	150 726 566	351 695 321	449 355 994
2013	606 144 000	6 061 440	600 082 560	97 660 673	502 421 887	150 726 566	351 695 321	449 355 994
2014	625 086 000	6 250 860	618 835 140	569 100 712	518 122 571	155 436 771	362 685 800	463 398 369
2015	625 086 000	6 250 860	618 835 140	569 100 712	518 122 571	155 436 771	362 685 800	463 398 369
2016	625 086 000	6 250 860	618 835 140	569 100 712	518 122 571	155 436 771	362 685 800	463 398 369

**Tableau N° 69 : Résultats prévisionnels**



**II.4. Détermination du taux de rentabilité interne**

On rappelle que le taux de rentabilité interne ou TRI est « le taux d'actualisation qui égalise la valeur actuelle des décaissements avec celles des encaissements ».

L'investissement initial est 2.927.529.719 Ariary

Le calcul du Taux de Rentabilité Interne du projet donne une valeur égale à 16,35 % pour  $n=10$  ans qui est supérieure au taux d'escompte bancaire (16%)

Finalement, la valeur du TRI montre que le projet est rentable.





## CONCLUSION

Ce mémoire nous a permis d'approcher l'urbanisation de la commune d'Anosizato, de comprendre au mieux la démarche de la conception d'un bâtiment. On a pu dégager de l'étude qu'une bonne modélisation de la structure du bâtiment conduit à une bonne répartition des charges appliquées et à la réduction des travées.

Lors de cette étude, on a pu faire des exemples de dimensionnement des éléments de l'ouvrage en gros œuvres et en second œuvres. On a pu expérimenter que l'utilisation de l'outil informatique accélère le temps de calcul et en augmente la précision.

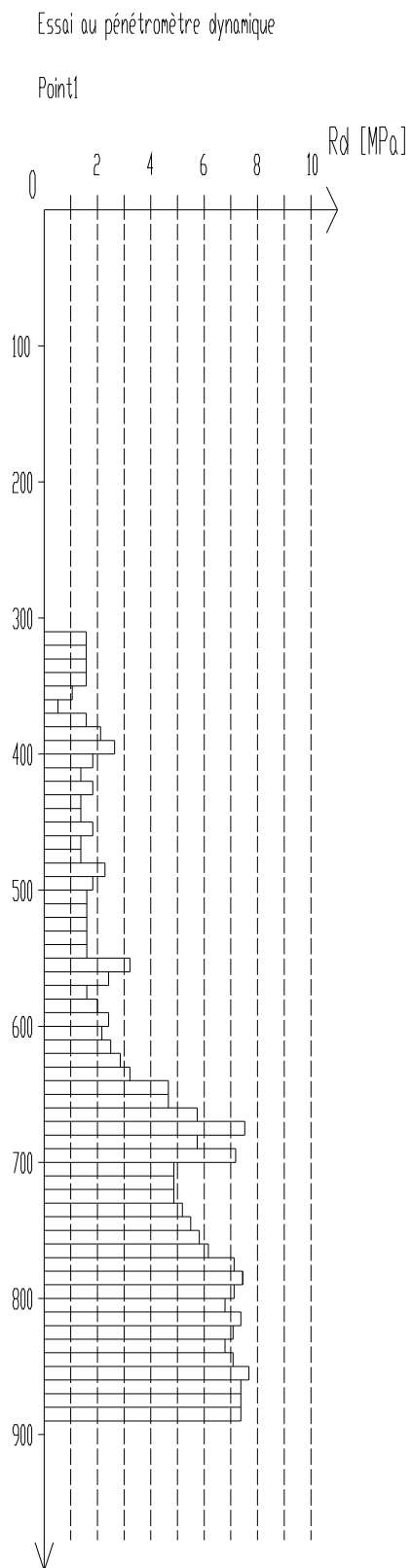
Vu le nombre insuffisant de magasins dans la commune d'Anosizato et surtout la lacune en matière de présence de locaux de bureaux, la mise en place de ce bâtiment pourrait être le début de l'investissement des particuliers dans le domaine.

Ce projet doit être accompagné d'aménagement d'espace vert du côté de la façade postérieure selon l'exigence de l'environnement défini par l'état. Ainsi, l'extension du terrain à bâtir est capital pour réaliser ce projet, l'espace vert sera alors aménagé avec le parking.

Enfin, après étude de rentabilité du projet, on peut dire qu'il est réalisable. Il peut être bénéfique pour le particulier qui le réalise et pour la commune d'Anosizato qui bénéficie d'une nouvelle infrastructure importante.

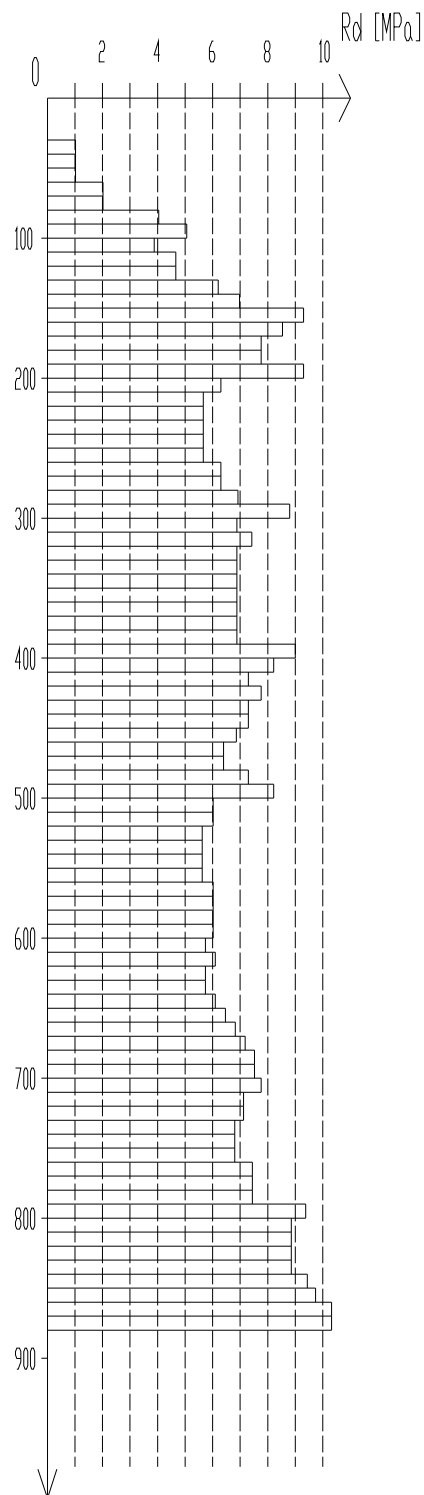
# ANNEXE

---



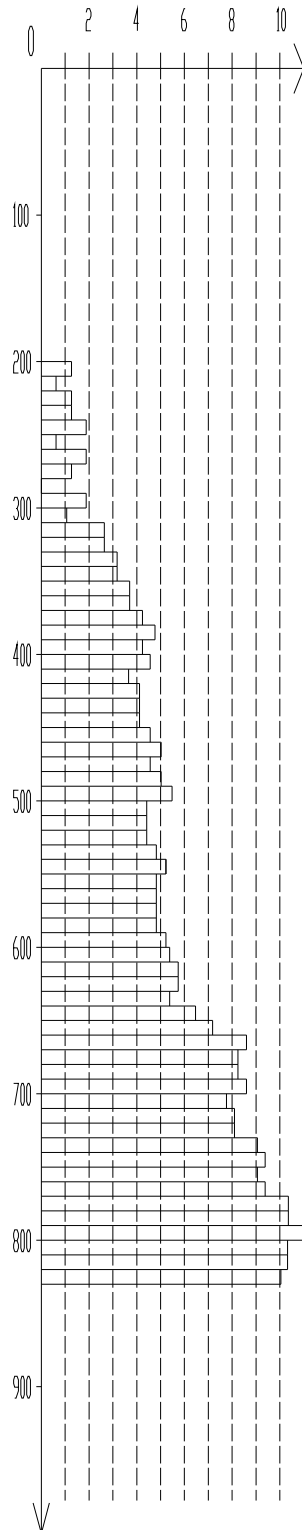
Essai au pénétromètre dynamique

Point2



Essai au pénétromètre dynamique

Point3



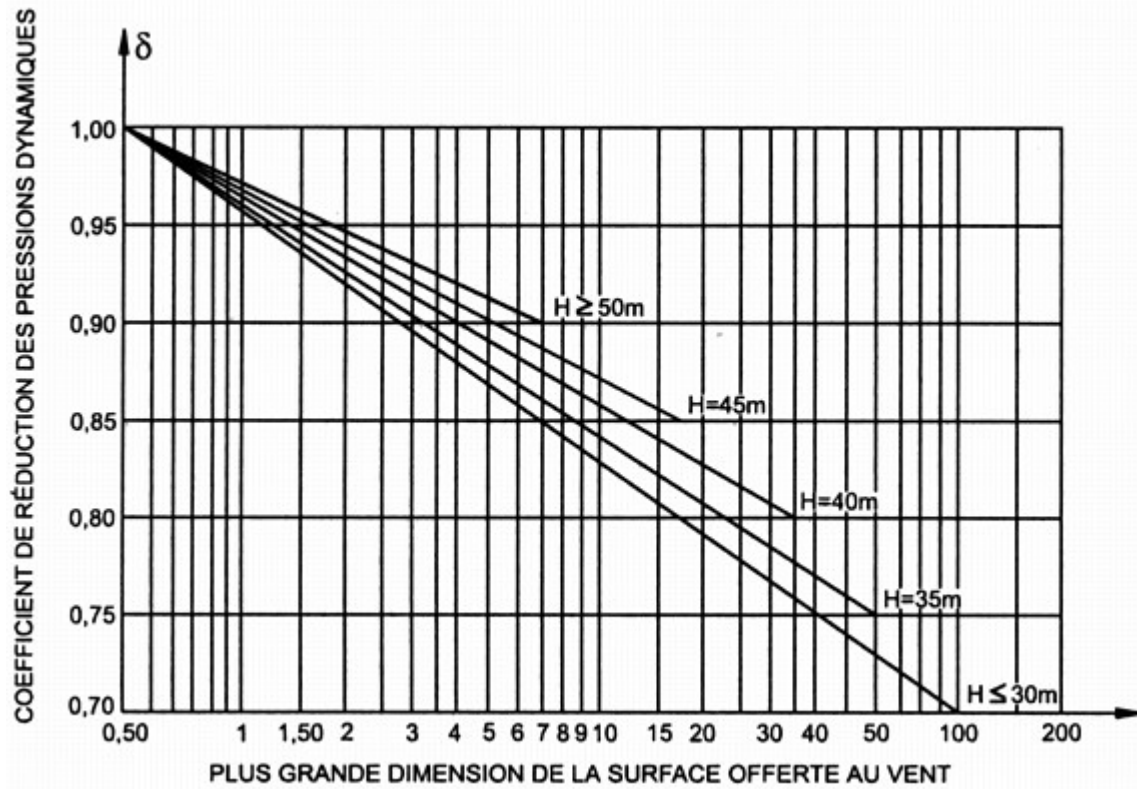
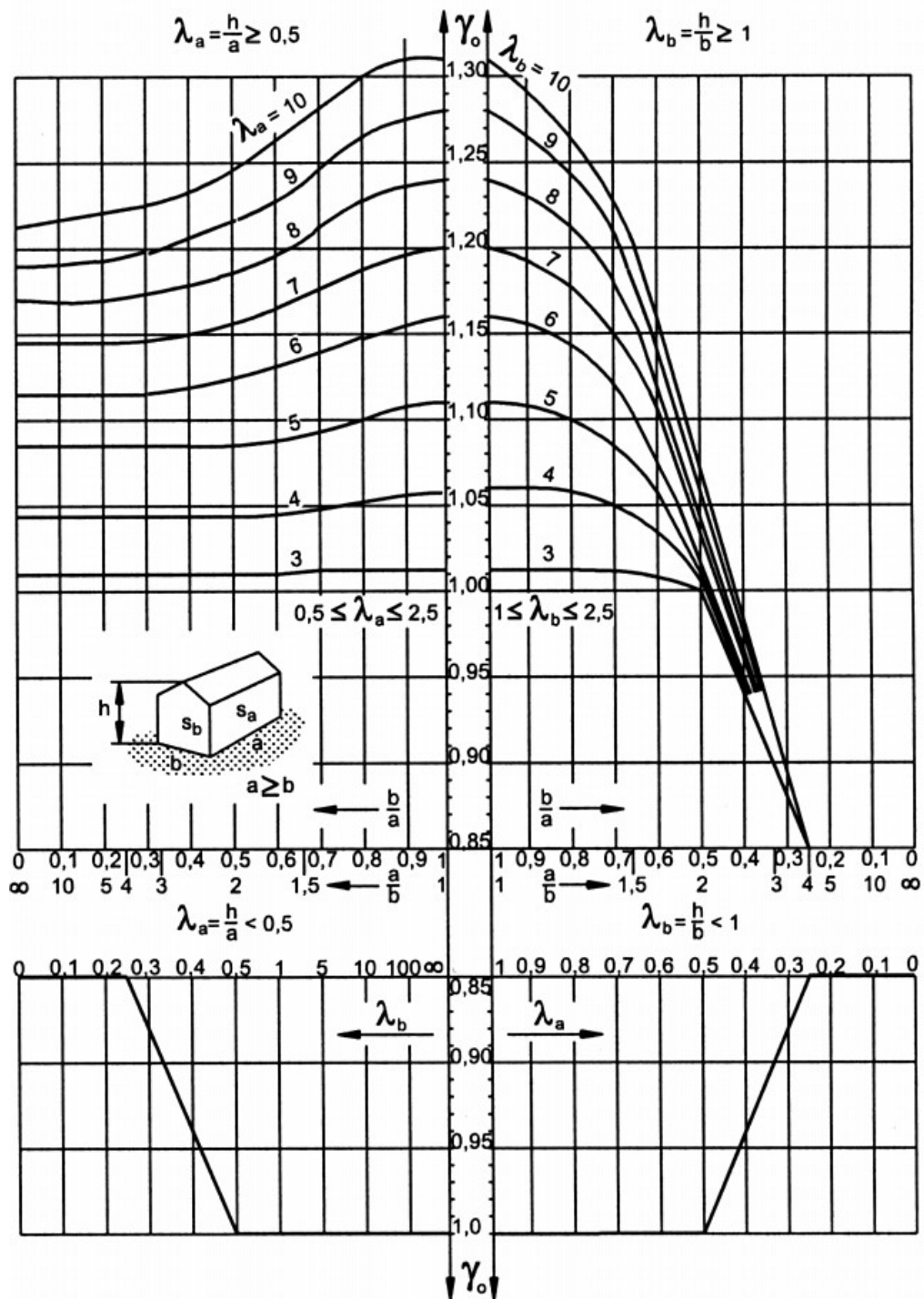


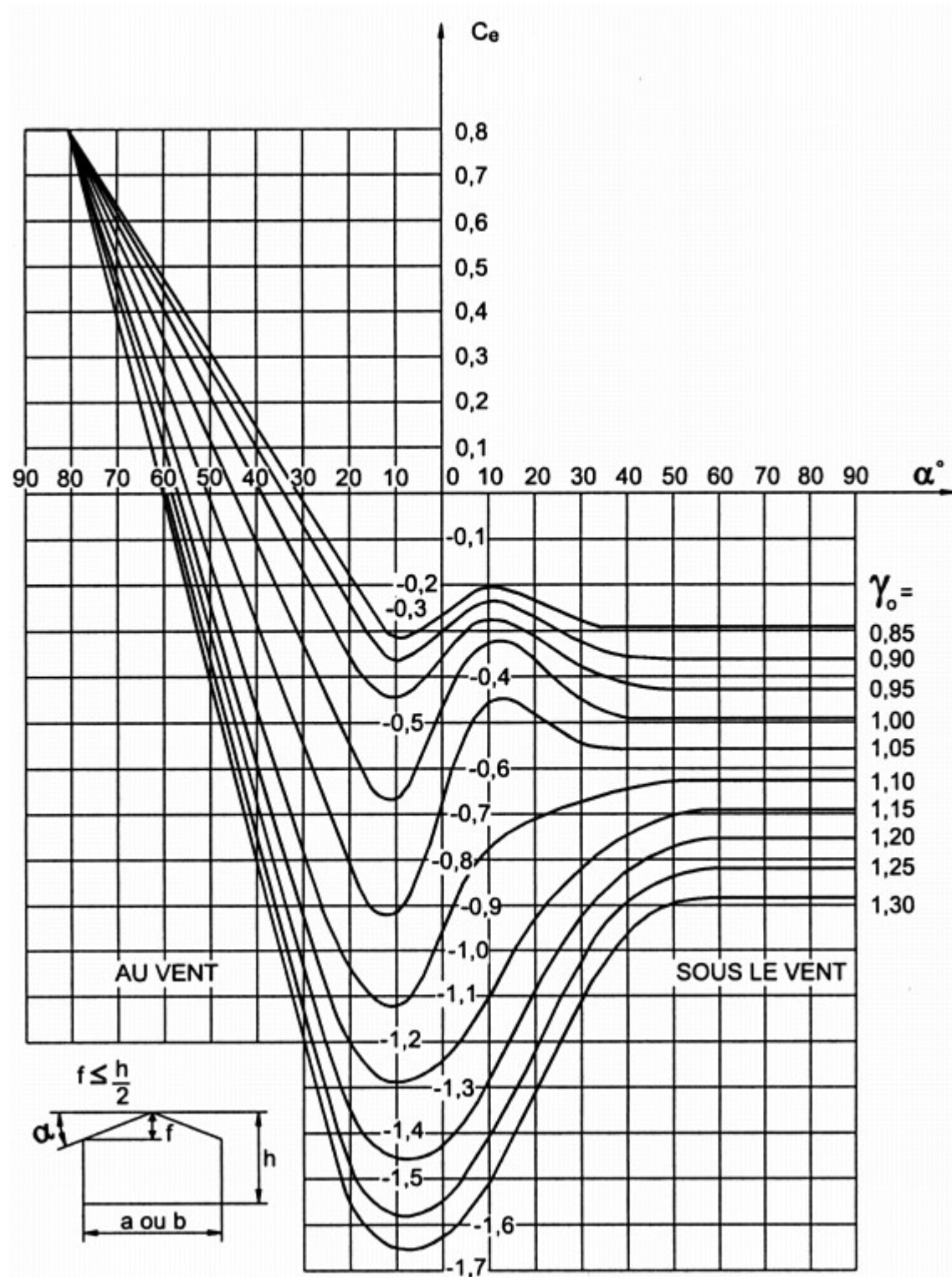
Figure R-III-2 Coefficient de réduction  $\delta$  des pressions dynamiques pour les grandes surfaces.

VENT NORMAL À LA GRANDE FACE  $S_a$

VENT NORMAL À LA PETITE FACE  $S_b$



La valeur du coefficient  $\gamma_0$  donnée par le diagramme



Toitures à un ou plusieurs versants plans. Coefficient  $c_e$



## Les phénomènes d'instabilité élastique

$\bar{\lambda}$	Coefficients de réduction			
	a	b	c	d
0,2	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000
0,3	0,9775	0,9641	0,9491	0,9235
0,4	0,9528	0,9261	0,8973	0,8504
0,5	0,9243	0,8842	0,8430	0,7793
0,6	0,8900	0,8371	0,7854	0,7100
0,7	0,8477	0,7837	0,7247	0,6431
0,8	0,7957	0,7245	0,6622	0,5797
0,9	0,7339	0,6612	0,5998	0,5208
1,0	0,6656	0,5970	0,5399	0,4671
1,1	0,5960	0,5352	0,4842	0,4189
1,2	0,5300	0,4781	0,4338	0,3762
1,3	0,4703	0,4269	0,3888	0,3385
1,4	0,4179	0,3817	0,3492	0,3055
1,5	0,3724	0,3422	0,3145	0,2766
1,6	0,3332	0,3079	0,2842	0,2512
1,7	0,2994	0,2781	0,2577	0,2289
1,8	0,2702	0,2521	0,2345	0,2093
1,9	0,2449	0,2294	0,2141	0,1920
2,0	0,2229	0,2095	0,1962	0,1766
2,1	0,2036	0,1920	0,1803	0,1630
2,2	0,1867	0,1765	0,1662	0,1508
2,3	0,1717	0,1628	0,1537	0,1399
2,4	0,1585	0,1506	0,1425	0,1302
2,5	0,1467	0,1397	0,1325	0,1214
2,6	0,1362	0,1299	0,1234	0,1134
2,7	0,1267	0,1211	0,1153	0,1062
2,8	0,1182	0,1132	0,1079	0,0997
2,9	0,1105	0,1060	0,1012	0,0937
3,0	0,1036	0,0994	0,0951	0,0882

- Tableau 65 -

Coefficient de réduction et selon ses valeurs pour la courbe de flambement

Type de laminé	Référence du profil	Classes de sections		
		Compression seule	Flexion seule	
Acier : $f_y = 235$ MPa				
PA	80	1	1	
	100	1	1	
	120	1	1	
	140	1	1	
	160	1	1	
	180	2	1	
	200	2	1	
	220	2	1	
	240	2	1	
	270	3	1	
IPEA	300	3	1	
	330	3	1	
	360	4	1	
	400	4	1	
	450	4	1	
	500	4	1	
	550	4	1	
	600	4	1	
	80 à 240			
	IPE	270	2	1
300		2	1	
330		2	1	
360		2	1	
400		3	1	
450		3	1	
500		3	1	
550		4	1	
600		4	1	

## CLASSE DES SECTIONS

## Surface d'impact

POTEAU	Longueur (m)	Largeur (m)	Surface d'impact ( m <sup>2</sup> )	Venant de la toiture
D1	6,75	3	20,25	54
D2	6,75	5	33,75	
D3	6,75	5	33,75	
D4	6,75	4,5	30,375	54

E1	6,5	3	19,5	52
E2	6,5	5	32,5	
E3	6,5	5	32,5	
E4	6,5	4,5	29,25	52

F1	3,13	3	9,39	
	3	1	1,5	
F1			10,89	35,48
F2	4,13	5	20,65	
F3	4,13	5	20,65	
F4	4,5	4,13	18,585	
	4,5	-1,31	-5,895	
F4			12,69	35,48

G2	5	1,62	4,05	
G3	5	1,62	4,05	

## Valeurs des moments fléchissants et des efforts tranchants en ELS

BARRES	BarAB.valeur	BarBA.valeur	Equations des moments fléchissants			Efforts tranchants				
AAAH1	21,78	-1,26	0,00	$X^2 +$	16,42	$X +$	-21,78	0,00	$X +$	16,42
AHAO2	31,43	20,43	-2,08	$X^2 +$	23,51	$X +$	-31,43	-4,15	$X +$	23,51
AOAX3	34,45	25,98	-2,08	$X^2 +$	24,83	$X +$	-34,45	-4,15	$X +$	24,83
AXBE4	29,89	22,87	-2,08	$X^2 +$	22,57	$X +$	-29,89	-4,15	$X +$	22,57
BEBL5	25,44	19,62	-2,08	$X^2 +$	20,31	$X +$	-25,44	-4,15	$X +$	20,31
BLBS6	22,46	16,46	-2,08	$X^2 +$	18,50	$X +$	-22,46	-4,15	$X +$	18,50
BSCA7	19,09	13,08	-2,08	$X^2 +$	16,52	$X +$	-19,09	-4,15	$X +$	16,52
CACJ8	16,78	11,37	-2,08	$X^2 +$	15,34	$X +$	-16,78	-4,15	$X +$	15,34
CJCQ9	7,24	-7,82	-2,08	$X^2 +$	6,88	$X +$	-7,24	-4,15	$X +$	6,88
CQCX10	56,11	0,00	-2,08	$X^2 +$	21,58	$X +$	-56,11	-4,15	$X +$	21,58
ABAI11	12,72	-49,27	0,00	$X^2 +$	-29,24	$X +$	-12,72	0,00	$X +$	-29,24
AIAP12	-2,47	-30,61	0,00	$X^2 +$	-11,03	$X +$	2,47	0,00	$X +$	-11,03
APAY13	-28,67	-29,41	0,00	$X^2 +$	-17,08	$X +$	28,67	0,00	$X +$	-17,08
AYBF14	-27,81	-17,82	0,00	$X^2 +$	-13,42	$X +$	27,81	0,00	$X +$	-13,42
BFBM15	-19,92	-17,73	0,00	$X^2 +$	-11,08	$X +$	19,92	0,00	$X +$	-11,08
BMBT16	-27,06	-23,04	0,00	$X^2 +$	-14,74	$X +$	27,06	0,00	$X +$	-14,74
BTCB17	-31,90	-29,22	0,00	$X^2 +$	-17,98	$X +$	31,90	0,00	$X +$	-17,98
CBCK18	-34,04	-26,79	0,00	$X^2 +$	-17,89	$X +$	34,04	0,00	$X +$	-17,89
CKCR19	-53,23	-74,15	0,00	$X^2 +$	-37,46	$X +$	53,23	0,00	$X +$	-37,46
ACAJ20	25,54	-23,62	0,00	$X^2 +$	1,53	$X +$	-25,54	0,00	$X +$	1,53
AJAQ21	23,14	4,59	0,00	$X^2 +$	9,24	$X +$	-23,14	0,00	$X +$	9,24
AQAZ22	10,74	9,91	0,00	$X^2 +$	6,07	$X +$	-10,74	0,00	$X +$	6,07
AZBG23	6,18	10,93	0,00	$X^2 +$	5,03	$X +$	-6,18	0,00	$X +$	5,03
BGBN24	5,44	9,49	0,00	$X^2 +$	4,39	$X +$	-5,44	0,00	$X +$	4,39
BNBU25	2,59	7,19	0,00	$X^2 +$	2,88	$X +$	-2,59	0,00	$X +$	2,88
BUCD26	0,33	4,46	0,00	$X^2 +$	1,41	$X +$	-0,33	0,00	$X +$	1,41
CDCL27	-1,80	2,57	0,00	$X^2 +$	0,23	$X +$	1,80	0,00	$X +$	0,23
CLCS28	-6,03	-6,24	0,00	$X^2 +$	-3,61	$X +$	6,03	0,00	$X +$	-3,61
ADAK29	31,15	-12,40	0,00	$X^2 +$	15,00	$X +$	-31,15	0,00	$X +$	15,00

AKAR30	31,80	14,89	0,00	X <sup>2</sup>	+	15,56	X	+	-31,80	0,00	X	+	15,56
ARBA31	21,52	20,93	0,00	X <sup>2</sup>	+	12,49	X	+	-21,52	0,00	X	+	12,49
BABH32	16,25	19,81	0,00	X <sup>2</sup>	+	10,61	X	+	-16,25	0,00	X	+	10,61
BHBO33	13,33	17,56	0,00	X <sup>2</sup>	+	9,09	X	+	-13,33	0,00	X	+	9,09
BOBV34	10,72	15,18	0,00	X <sup>2</sup>	+	7,62	X	+	-10,72	0,00	X	+	7,62
BVCE35	8,31	12,56	0,00	X <sup>2</sup>	+	6,14	X	+	-8,31	0,00	X	+	6,14
CECM36	5,66	9,28	0,00	X <sup>2</sup>	+	4,39	X	+	-5,66	0,00	X	+	4,39
CMCT37	4,43	8,74	0,00	X <sup>2</sup>	+	3,87	X	+	-4,43	0,00	X	+	3,87
AEAL38	37,03	-0,64	0,00	X <sup>2</sup>	+	29,11	X	+	-37,03	0,00	X	+	29,11
ALAU39	40,64	25,24	0,00	X <sup>2</sup>	+	21,96	X	+	-40,64	0,00	X	+	21,96
AUBB40	32,30	32,03	0,00	X <sup>2</sup>	+	18,92	X	+	-32,30	0,00	X	+	18,92
BBBI41	26,45	28,79	0,00	X <sup>2</sup>	+	16,25	X	+	-26,45	0,00	X	+	16,25
BIBP42	21,28	25,71	0,00	X <sup>2</sup>	+	13,82	X	+	-21,28	0,00	X	+	13,82
BPBW43	18,95	23,29	0,00	X <sup>2</sup>	+	12,42	X	+	-18,95	0,00	X	+	12,42
BWCF44	16,36	20,65	0,00	X <sup>2</sup>	+	10,89	X	+	-16,36	0,00	X	+	10,89
CFCN45	13,33	16,48	0,00	X <sup>2</sup>	+	8,77	X	+	-13,33	0,00	X	+	8,77
CNCU46	14,84	22,84	0,00	X <sup>2</sup>	+	11,08	X	+	-14,84	0,00	X	+	11,08
AFAM47	58,74	42,79	0,00	X <sup>2</sup>	+	81,23	X	+	-58,74	0,00	X	+	81,23
AMAV48	86,40	89,60	0,00	X <sup>2</sup>	+	58,66	X	+	-86,40	0,00	X	+	58,66
AVBC49	105,07	104,37	0,00	X <sup>2</sup>	+	61,60	X	+	-105,07	0,00	X	+	61,60
BCBJ50	91,82	87,62	0,00	X <sup>2</sup>	+	52,78	X	+	-91,82	0,00	X	+	52,78
BJBQ51	73,85	78,57	0,00	X <sup>2</sup>	+	44,83	X	+	-73,85	0,00	X	+	44,83
BQBX52	71,00	74,25	0,00	X <sup>2</sup>	+	42,72	X	+	-71,00	0,00	X	+	42,72
BXCG53	66,63	71,34	0,00	X <sup>2</sup>	+	40,58	X	+	-66,63	0,00	X	+	40,58
CGCO54	58,48	55,67	0,00	X <sup>2</sup>	+	33,57	X	+	-58,48	0,00	X	+	33,57
COCV55	74,99	109,88	0,00	X <sup>2</sup>	+	54,37	X	+	-74,99	0,00	X	+	54,37
AGAN56	22,75	0,69	0,00	X <sup>2</sup>	+	18,75	X	+	-22,75	0,00	X	+	18,75
ANAW57	26,32	18,35	0,00	X <sup>2</sup>	+	14,89	X	+	-26,32	0,00	X	+	14,89
AWBD58	23,16	22,81	0,00	X <sup>2</sup>	+	13,52	X	+	-23,16	0,00	X	+	13,52
BDBK59	20,04	22,21	0,00	X <sup>2</sup>	+	12,43	X	+	-20,04	0,00	X	+	12,43
BKBR60	17,47	19,15	0,00	X <sup>2</sup>	+	10,77	X	+	-17,47	0,00	X	+	10,77
BRBZ61	13,60	15,71	0,00	X <sup>2</sup>	+	8,62	X	+	-13,60	0,00	X	+	8,62

BZCH62	10,03	11,58	0,00	X <sup>2</sup>	+	6,36	X	+	-10,03	0,00	X	+	6,36
CHCP63	7,55	10,81	0,00	X <sup>2</sup>	+	5,40	X	+	-7,55	0,00	X	+	5,40
CPCW64	2,76	-0,89	0,00	X <sup>2</sup>	+	0,55	X	+	-2,76	0,00	X	+	0,55
CWCY65	0,00	0,00	0,00	X <sup>2</sup>	+	0,00	X	+	0,00	0,00	X	+	0,00
AHAI66	-30,17	-45,11	-6,78	X <sup>2</sup>	+	-24,07	X	+	30,17	-13,57	X	+	-24,07
AIAJ67	97,09	-123,76	-17,04	X <sup>2</sup>	+	102,23	X	+	-97,09	-34,08	X	+	102,23
AJAK68	124,28	-144,88	-17,75	X <sup>2</sup>	+	116,76	X	+	-124,28	-35,50	X	+	116,76
AKAL69	125,55	-143,60	-17,75	X <sup>2</sup>	+	117,14	X	+	-125,55	-35,50	X	+	117,14
ALAM70	103,63	-116,50	-17,04	X <sup>2</sup>	+	104,44	X	+	-103,63	-34,08	X	+	104,44
AMAN71	-12,65	-26,90	-6,78	X <sup>2</sup>	+	-6,21	X	+	12,65	-13,57	X	+	-6,21
AOAP72	-55,83	-84,40	-7,92	X <sup>2</sup>	+	-54,27	X	+	55,83	-15,84	X	+	-54,27
APAQ73	143,33	-196,90	-26,35	X <sup>2</sup>	+	156,12	X	+	-143,33	-52,70	X	+	156,12
AQAR74	179,98	-219,50	-26,35	X <sup>2</sup>	+	172,01	X	+	-179,98	-52,70	X	+	172,01
ARAU75	182,10	-217,39	-26,35	X <sup>2</sup>	+	172,64	X	+	-182,10	-52,70	X	+	172,64
AUAV76	158,94	-178,85	-26,35	X <sup>2</sup>	+	161,50	X	+	-158,94	-52,70	X	+	161,50
AVAW77	-16,03	-41,68	-7,92	X <sup>2</sup>	+	-13,02	X	+	16,03	-15,84	X	+	-13,02
AXAY78	-57,40	-85,94	-7,92	X <sup>2</sup>	+	-55,83	X	+	57,40	-15,84	X	+	-55,83
AYAZ79	142,83	-197,42	-26,35	X <sup>2</sup>	+	155,95	X	+	-142,83	-52,70	X	+	155,95
AZBA80	179,53	-219,91	-26,35	X <sup>2</sup>	+	171,88	X	+	-179,53	-52,70	X	+	171,88
BABB81	181,81	-217,61	-26,35	X <sup>2</sup>	+	172,56	X	+	-181,81	-52,70	X	+	172,56
BBBC82	158,67	-179,21	-26,35	X <sup>2</sup>	+	161,40	X	+	-158,67	-52,70	X	+	161,40
BCBD83	-17,38	-42,95	-7,92	X <sup>2</sup>	+	-14,32	X	+	17,38	-15,84	X	+	-14,32
BEBF84	-49,50	-70,13	-6,26	X <sup>2</sup>	+	-47,31	X	+	49,50	-12,51	X	+	-47,31
BFBG85	107,52	-152,49	-20,10	X <sup>2</sup>	+	118,43	X	+	-107,52	-40,20	X	+	118,43
BGBH86	134,70	-170,05	-20,10	X <sup>2</sup>	+	130,44	X	+	-134,70	-40,20	X	+	130,44
BHBI87	136,26	-168,49	-20,10	X <sup>2</sup>	+	130,90	X	+	-136,26	-40,20	X	+	130,90
BIBJ88	118,09	-139,84	-20,10	X <sup>2</sup>	+	122,14	X	+	-118,09	-40,20	X	+	122,14
BJBK89	-21,74	-39,79	-6,26	X <sup>2</sup>	+	-18,25	X	+	21,74	-12,51	X	+	-18,25
BLBM90	-43,10	-64,70	-6,26	X <sup>2</sup>	+	-41,39	X	+	43,10	-12,51	X	+	-41,39
BMBN91	109,36	-150,25	-20,10	X <sup>2</sup>	+	119,08	X	+	-109,36	-40,20	X	+	119,08
BNBO92	137,19	-167,53	-20,10	X <sup>2</sup>	+	131,18	X	+	-137,19	-40,20	X	+	131,18
BOBP93	138,86	-165,85	-20,10	X <sup>2</sup>	+	131,68	X	+	-138,86	-40,20	X	+	131,68



BPBQ94	121,04	-136,82	-20,10	X <sup>2</sup> +	123,10	X +	-121,04	-40,20	X +	123,10
BQBR95	-13,43	-32,78	-6,26	X <sup>2</sup> +	-10,60	X +	13,43	-12,51	X +	-10,60
BSBT96	-35,83	-56,96	-6,26	X <sup>2</sup> +	-33,88	X +	35,83	-12,51	X +	-33,88
BTBU97	112,11	-147,38	-20,10	X <sup>2</sup> +	119,98	X +	-112,11	-40,20	X +	119,98
BUBV98	139,94	-164,81	-20,10	X <sup>2</sup> +	131,99	X +	-139,94	-40,20	X +	131,99
BVBW99	141,53	-163,20	-20,10	X <sup>2</sup> +	132,46	X +	-141,53	-40,20	X +	132,46
BWBX100	123,64	-134,46	-20,10	X <sup>2</sup> +	123,89	X +	-123,64	-40,20	X +	123,89
BXBZ101	-6,62	-25,80	-6,26	X <sup>2</sup> +	-3,70	X +	6,62	-12,51	X +	-3,70
CACB102	-29,51	-51,06	-6,26	X <sup>2</sup> +	-27,77	X +	29,51	-12,51	X +	-27,77
CBCD103	114,17	-145,00	-20,10	X <sup>2</sup> +	120,69	X +	-114,17	-40,20	X +	120,69
CDCE104	142,45	-162,26	-20,10	X <sup>2</sup> +	132,74	X +	-142,45	-40,20	X +	132,74
CECF105	144,11	-160,62	-20,10	X <sup>2</sup> +	133,23	X +	-144,11	-40,20	X +	133,23
CFCG106	126,54	-131,48	-20,10	X <sup>2</sup> +	124,83	X +	-126,54	-40,20	X +	124,83
CGCH107	1,55	-19,06	-6,26	X <sup>2</sup> +	3,75	X +	-1,55	-12,51	X +	3,75
CJCK108	-18,71	-38,26	-6,26	X <sup>2</sup> +	-15,98	X +	18,71	-12,51	X +	-15,98
CKCL109	118,28	-141,51	-20,10	X <sup>2</sup> +	121,91	X +	-118,28	-40,20	X +	121,91
CLCM110	144,95	-159,92	-20,10	X <sup>2</sup> +	133,46	X +	-144,95	-40,20	X +	133,46
CMCN111	146,20	-158,62	-20,10	X <sup>2</sup> +	133,83	X +	-146,20	-40,20	X +	133,83
CNCO112	127,29	-132,01	-20,10	X <sup>2</sup> +	124,87	X +	-127,29	-40,20	X +	124,87
COCP113	1,43	-13,57	-6,26	X <sup>2</sup> +	6,44	X +	-1,43	-12,51	X +	6,44
CQCR114	-47,82	-75,82	-7,92	X <sup>2</sup> +	-45,98	X +	47,82	-15,84	X +	-45,98
CRCS115	149,82	-186,85	-26,35	X <sup>2</sup> +	158,76	X +	-149,82	-52,70	X +	158,76
CSCT116	193,19	-205,69	-26,35	X <sup>2</sup> +	176,01	X +	-193,19	-52,70	X +	176,01
CTCU117	197,00	-201,99	-26,35	X <sup>2</sup> +	177,12	X +	-197,00	-52,70	X +	177,12
CUCV118	179,06	-155,78	-26,35	X <sup>2</sup> +	168,41	X +	-179,06	-52,70	X +	168,41
CVCW119	45,86	0,77	-7,92	X <sup>2</sup> +	39,16	X +	-45,86	-15,84	X +	39,16

Valeurs des moments fléchissants et des efforts tranchants en ELU

BARRES	BarAB.valeur	BarBA.valeur	Equations des moments fléchissants			Efforts tranchants							
AAAH1	28,27	-1,67	0,00	$X^2$	+	21,28	$X$	+	-28,27	0,00	$X$	+	21,28
AHAO2	41,02	26,97	-2,69	$X^2$	+	30,75	$X$	+	-41,02	-5,39	$X$	+	30,75
AOAX3	45,31	34,29	-2,69	$X^2$	+	32,57	$X$	+	-45,31	-5,39	$X$	+	32,57
AXBE4	39,24	30,00	-2,69	$X^2$	+	29,53	$X$	+	-39,24	-5,39	$X$	+	29,53
BEBL5	33,26	25,75	-2,69	$X^2$	+	26,52	$X$	+	-33,26	-5,39	$X$	+	26,52
BLBS6	29,47	21,67	-2,69	$X^2$	+	24,20	$X$	+	-29,47	-5,39	$X$	+	24,20
BSCA7	25,13	17,38	-2,69	$X^2$	+	21,67	$X$	+	-25,13	-5,39	$X$	+	21,67
CACJ8	22,00	14,73	-2,69	$X^2$	+	19,97	$X$	+	-22,00	-5,39	$X$	+	19,97
CJCQ9	10,01	-8,64	-2,69	$X^2$	+	9,56	$X$	+	-10,01	-5,39	$X$	+	9,56
CQCX10	72,87	0,00	-2,69	$X^2$	+	28,03	$X$	+	-72,87	-5,39	$X$	+	28,03
ABAI11	13,92	-69,18	0,00	$X^2$	+	-44,21	$X$	+	-13,92	0,00	$X$	+	-44,21
AIAP12	-8,88	-47,84	0,00	$X^2$	+	-18,91	$X$	+	8,88	0,00	$X$	+	-18,91
APAY13	-46,53	-47,53	0,00	$X^2$	+	-27,67	$X$	+	46,53	0,00	$X$	+	-27,67
AYBF14	-44,04	-29,63	0,00	$X^2$	+	-21,67	$X$	+	44,04	0,00	$X$	+	-21,67
BFBM15	-31,20	-28,62	0,00	$X^2$	+	-17,59	$X$	+	31,20	0,00	$X$	+	-17,59
BMBT16	-40,92	-35,62	0,00	$X^2$	+	-22,51	$X$	+	40,92	0,00	$X$	+	-22,51
BTCB17	-47,23	-43,92	0,00	$X^2$	+	-26,81	$X$	+	47,23	0,00	$X$	+	-26,81
CBCK18	-49,48	-39,16	0,00	$X^2$	+	-26,07	$X$	+	49,48	0,00	$X$	+	-26,07
CKCR19	-77,34	-109,24	0,00	$X^2$	+	-54,88	$X$	+	77,34	0,00	$X$	+	-54,88
ACAJ20	32,51	-32,00	0,00	$X^2$	+	0,41	$X$	+	-32,51	0,00	$X$	+	0,41
AJAQ21	28,96	4,59	0,00	$X^2$	+	11,18	$X$	+	-28,96	0,00	$X$	+	11,18
AQAZ22	12,48	11,36	0,00	$X^2$	+	7,01	$X$	+	-12,48	0,00	$X$	+	7,01
AZBG23	6,71	13,11	0,00	$X^2$	+	5,83	$X$	+	-6,71	0,00	$X$	+	5,83
BGBN24	6,18	11,40	0,00	$X^2$	+	5,17	$X$	+	-6,18	0,00	$X$	+	5,17
BNBU25	2,42	8,41	0,00	$X^2$	+	3,18	$X$	+	-2,42	0,00	$X$	+	3,18
BUCD26	-0,50	4,84	0,00	$X^2$	+	1,28	$X$	+	0,50	0,00	$X$	+	1,28
CDCL27	-3,22	2,56	0,00	$X^2$	+	-0,20	$X$	+	3,22	0,00	$X$	+	-0,20
CLCS28	-9,14	-10,03	0,00	$X^2$	+	-5,64	$X$	+	9,14	0,00	$X$	+	-5,64
ADAK29	40,46	-16,11	0,00	$X^2$	+	19,48	$X$	+	-40,46	0,00	$X$	+	19,48



AKAR30	41,30	19,34	0,00	X <sup>2</sup>	+	20,22	X	+	-41,30	0,00	X	+	20,22
ARBA31	27,97	27,19	0,00	X <sup>2</sup>	+	16,22	X	+	-27,97	0,00	X	+	16,22
BABH32	21,11	25,74	0,00	X <sup>2</sup>	+	13,78	X	+	-21,11	0,00	X	+	13,78
BHBO33	17,32	22,82	0,00	X <sup>2</sup>	+	11,81	X	+	-17,32	0,00	X	+	11,81
BOBV34	13,93	19,72	0,00	X <sup>2</sup>	+	9,89	X	+	-13,93	0,00	X	+	9,89
BVCE35	10,80	16,31	0,00	X <sup>2</sup>	+	7,97	X	+	-10,80	0,00	X	+	7,97
CECM36	7,35	12,05	0,00	X <sup>2</sup>	+	5,71	X	+	-7,35	0,00	X	+	5,71
CMCT37	5,76	11,36	0,00	X <sup>2</sup>	+	5,03	X	+	-5,76	0,00	X	+	5,03
AEAL38	48,75	0,47	0,00	X <sup>2</sup>	+	39,38	X	+	-48,75	0,00	X	+	39,38
ALAU39	53,88	34,14	0,00	X <sup>2</sup>	+	29,34	X	+	-53,88	0,00	X	+	29,34
AUBB40	43,43	43,10	0,00	X <sup>2</sup>	+	25,45	X	+	-43,43	0,00	X	+	25,45
BBBI41	35,66	38,48	0,00	X <sup>2</sup>	+	21,81	X	+	-35,66	0,00	X	+	21,81
BIBP42	28,52	34,32	0,00	X <sup>2</sup>	+	18,48	X	+	-28,52	0,00	X	+	18,48
BPBW43	25,55	31,19	0,00	X <sup>2</sup>	+	16,69	X	+	-25,55	0,00	X	+	16,69
BWCF44	22,19	27,77	0,00	X <sup>2</sup>	+	14,69	X	+	-22,19	0,00	X	+	14,69
CFCN45	18,18	22,18	0,00	X <sup>2</sup>	+	11,87	X	+	-18,18	0,00	X	+	11,87
CNCU46	20,58	31,57	0,00	X <sup>2</sup>	+	15,34	X	+	-20,58	0,00	X	+	15,34
AFAM47	78,90	60,78	0,00	X <sup>2</sup>	+	111,74	X	+	-78,90	0,00	X	+	111,74
AMAV48	117,87	124,43	0,00	X <sup>2</sup>	+	80,77	X	+	-117,87	0,00	X	+	80,77
AVBC49	145,77	144,90	0,00	X <sup>2</sup>	+	85,49	X	+	-145,77	0,00	X	+	85,49
BCBJ50	127,20	120,30	0,00	X <sup>2</sup>	+	72,79	X	+	-127,20	0,00	X	+	72,79
BJBQ51	101,24	107,65	0,00	X <sup>2</sup>	+	61,44	X	+	-101,24	0,00	X	+	61,44
BQBX52	98,00	102,13	0,00	X <sup>2</sup>	+	58,86	X	+	-98,00	0,00	X	+	58,86
BXCG53	92,33	98,62	0,00	X <sup>2</sup>	+	56,16	X	+	-92,33	0,00	X	+	56,16
CGCO54	81,20	76,68	0,00	X <sup>2</sup>	+	46,43	X	+	-81,20	0,00	X	+	46,43
COCV55	105,60	155,64	0,00	X <sup>2</sup>	+	76,84	X	+	-105,60	0,00	X	+	76,84
AGAN56	29,57	0,92	0,00	X <sup>2</sup>	+	24,39	X	+	-29,57	0,00	X	+	24,39
ANAW57	33,99	23,40	0,00	X <sup>2</sup>	+	19,13	X	+	-33,99	0,00	X	+	19,13
AWBD58	29,51	29,06	0,00	X <sup>2</sup>	+	17,23	X	+	-29,51	0,00	X	+	17,23
BDBK59	25,59	28,53	0,00	X <sup>2</sup>	+	15,92	X	+	-25,59	0,00	X	+	15,92
BKBR60	22,46	24,58	0,00	X <sup>2</sup>	+	13,83	X	+	-22,46	0,00	X	+	13,83
BRBZ61	17,34	20,10	0,00	X <sup>2</sup>	+	11,01	X	+	-17,34	0,00	X	+	11,01

BZCH62	12,69	14,65	0,00	X <sup>2</sup>	+	8,04	X	+	-12,69	0,00	X	+	8,04
CHCP63	9,60	14,09	0,00	X <sup>2</sup>	+	6,97	X	+	-9,60	0,00	X	+	6,97
CPCW64	2,98	-2,66	0,00	X <sup>2</sup>	+	0,09	X	+	-2,98	0,00	X	+	0,09
CWCY65	0,00	0,00	0,00	X <sup>2</sup>	+	0,00	X	+	0,00	0,00	X	+	0,00
AHAI66	-39,35	-60,40	-9,56	X <sup>2</sup>	+	-30,76	X	+	39,35	-19,12	X	+	-30,76
AIAJ67	138,77	-174,20	-24,15	X <sup>2</sup>	+	145,27	X	+	-138,77	-48,30	X	+	145,27
AJAK68	177,27	-204,18	-25,16	X <sup>2</sup>	+	165,81	X	+	-177,27	-50,31	X	+	165,81
AKAL69	179,06	-202,36	-25,16	X <sup>2</sup>	+	166,34	X	+	-179,06	-50,31	X	+	166,34
ALAM70	148,05	-163,99	-24,15	X <sup>2</sup>	+	148,39	X	+	-148,05	-48,30	X	+	148,39
AMAN71	-14,62	-34,77	-9,56	X <sup>2</sup>	+	-5,58	X	+	14,62	-19,12	X	+	-5,58
AOAP72	-73,52	-114,28	-11,29	X <sup>2</sup>	+	-71,32	X	+	73,52	-22,58	X	+	-71,32
APAQ73	208,16	-280,06	-37,83	X <sup>2</sup>	+	224,90	X	+	-208,16	-75,65	X	+	224,90
AQAR74	260,92	-312,53	-37,83	X <sup>2</sup>	+	247,67	X	+	-260,92	-75,65	X	+	247,67
ARAU75	263,96	-309,50	-37,83	X <sup>2</sup>	+	248,57	X	+	-263,96	-75,65	X	+	248,57
AUAV76	230,76	-254,29	-37,83	X <sup>2</sup>	+	232,64	X	+	-230,76	-75,65	X	+	232,64
AVAW77	-16,18	-53,15	-11,29	X <sup>2</sup>	+	-12,09	X	+	16,18	-22,58	X	+	-12,09
AXAY78	-75,62	-116,35	-11,29	X <sup>2</sup>	+	-73,41	X	+	75,62	-22,58	X	+	-73,41
AYAZ79	207,48	-280,77	-37,83	X <sup>2</sup>	+	224,68	X	+	-207,48	-75,65	X	+	224,68
AZBA80	260,31	-313,07	-37,83	X <sup>2</sup>	+	247,50	X	+	-260,31	-75,65	X	+	247,50
BABB81	263,58	-309,79	-37,83	X <sup>2</sup>	+	248,47	X	+	-263,58	-75,65	X	+	248,47
BBBC82	230,43	-254,74	-37,83	X <sup>2</sup>	+	232,52	X	+	-230,43	-75,65	X	+	232,52
BCBD83	-17,88	-54,78	-11,29	X <sup>2</sup>	+	-13,75	X	+	17,88	-22,58	X	+	-13,75
BEBF84	-64,88	-93,77	-8,79	X <sup>2</sup>	+	-61,75	X	+	64,88	-17,58	X	+	-61,75
BFBG85	154,11	-213,81	-28,45	X <sup>2</sup>	+	168,26	X	+	-154,11	-56,90	X	+	168,26
BGBH86	192,63	-238,72	-28,45	X <sup>2</sup>	+	185,21	X	+	-192,63	-56,90	X	+	185,21
BHBI87	194,82	-236,53	-28,45	X <sup>2</sup>	+	185,86	X	+	-194,82	-56,90	X	+	185,86
BIBJ88	169,12	-196,09	-28,45	X <sup>2</sup>	+	173,50	X	+	-169,12	-56,90	X	+	173,50
BJBK89	-25,59	-51,13	-8,79	X <sup>2</sup>	+	-20,78	X	+	25,59	-17,58	X	+	-20,78
BLBM90	-56,62	-87,01	-8,79	X <sup>2</sup>	+	-54,24	X	+	56,62	-17,58	X	+	-54,24
BMBN91	156,37	-210,98	-28,45	X <sup>2</sup>	+	169,08	X	+	-156,37	-56,90	X	+	169,08
BNBO92	195,85	-235,45	-28,45	X <sup>2</sup>	+	186,17	X	+	-195,85	-56,90	X	+	186,17
BOBP93	198,21	-233,08	-28,45	X <sup>2</sup>	+	186,87	X	+	-198,21	-56,90	X	+	186,87

BPBQ94	173,04	-192,04	-28,45	X <sup>2</sup> +	174,77	X +	-173,04	-56,90	X +	174,77
BQBR95	-14,47	-41,96	-8,79	X <sup>2</sup> +	-10,64	X +	14,47	-17,58	X +	-10,64
BSBT96	-47,15	-76,87	-8,79	X <sup>2</sup> +	-44,43	X +	47,15	-17,58	X +	-44,43
BTBU97	159,98	-207,22	-28,45	X <sup>2</sup> +	170,26	X +	-159,98	-56,90	X +	170,26
BUBV98	199,43	-231,91	-28,45	X <sup>2</sup> +	187,22	X +	-199,43	-56,90	X +	187,22
BVBW99	201,68	-229,64	-28,45	X <sup>2</sup> +	187,89	X +	-201,68	-56,90	X +	187,89
BWBX100	176,39	-189,02	-28,45	X <sup>2</sup> +	175,79	X +	-176,39	-56,90	X +	175,79
BXBZ101	-5,72	-32,89	-8,79	X <sup>2</sup> +	-1,73	X +	5,72	-17,58	X +	-1,73
CACB102	-38,93	-69,38	-8,79	X <sup>2</sup> +	-36,58	X +	38,93	-17,58	X +	-36,58
CBCD103	162,59	-204,17	-28,45	X <sup>2</sup> +	171,16	X +	-162,59	-56,90	X +	171,16
CDCE104	202,69	-228,61	-28,45	X <sup>2</sup> +	188,20	X +	-202,69	-56,90	X +	188,20
CECF105	205,03	-226,28	-28,45	X <sup>2</sup> +	188,89	X +	-205,03	-56,90	X +	188,89
CFCG106	180,19	-185,07	-28,45	X <sup>2</sup> +	177,03	X +	-180,19	-56,90	X +	177,03
CGCH107	5,06	-24,16	-8,79	X <sup>2</sup> +	8,03	X +	-5,06	-17,58	X +	8,03
CJCK108	-24,87	-51,83	-8,79	X <sup>2</sup> +	-20,77	X +	24,87	-17,58	X +	-20,77
CKCL109	168,33	-199,41	-28,45	X <sup>2</sup> +	172,84	X +	-168,33	-56,90	X +	172,84
CLCM110	205,96	-225,55	-28,45	X <sup>2</sup> +	189,14	X +	-205,96	-56,90	X +	189,14
CMCN111	207,73	-223,72	-28,45	X <sup>2</sup> +	189,67	X +	-207,73	-56,90	X +	189,67
CNCO112	180,94	-186,16	-28,45	X <sup>2</sup> +	176,98	X +	-180,94	-56,90	X +	176,98
COCP113	4,00	-17,06	-8,79	X <sup>2</sup> +	11,05	X +	-4,00	-17,58	X +	11,05
CQCR114	-63,63	-106,24	-11,29	X <sup>2</sup> +	-62,35	X +	63,63	-22,58	X +	-62,35
CRCS115	215,29	-267,77	-37,83	X <sup>2</sup> +	228,01	X +	-215,29	-75,65	X +	228,01
CSCT116	277,93	-294,67	-37,83	X <sup>2</sup> +	252,84	X +	-277,93	-75,65	X +	252,84
CTCU117	283,39	-289,36	-37,83	X <sup>2</sup> +	254,43	X +	-283,39	-75,65	X +	254,43
CUCV118	257,65	-223,03	-37,83	X <sup>2</sup> +	241,95	X +	-257,65	-75,65	X +	241,95
CVCW119	67,32	2,51	-11,29	X <sup>2</sup> +	57,50	X +	-67,32	-22,58	X +	57,50

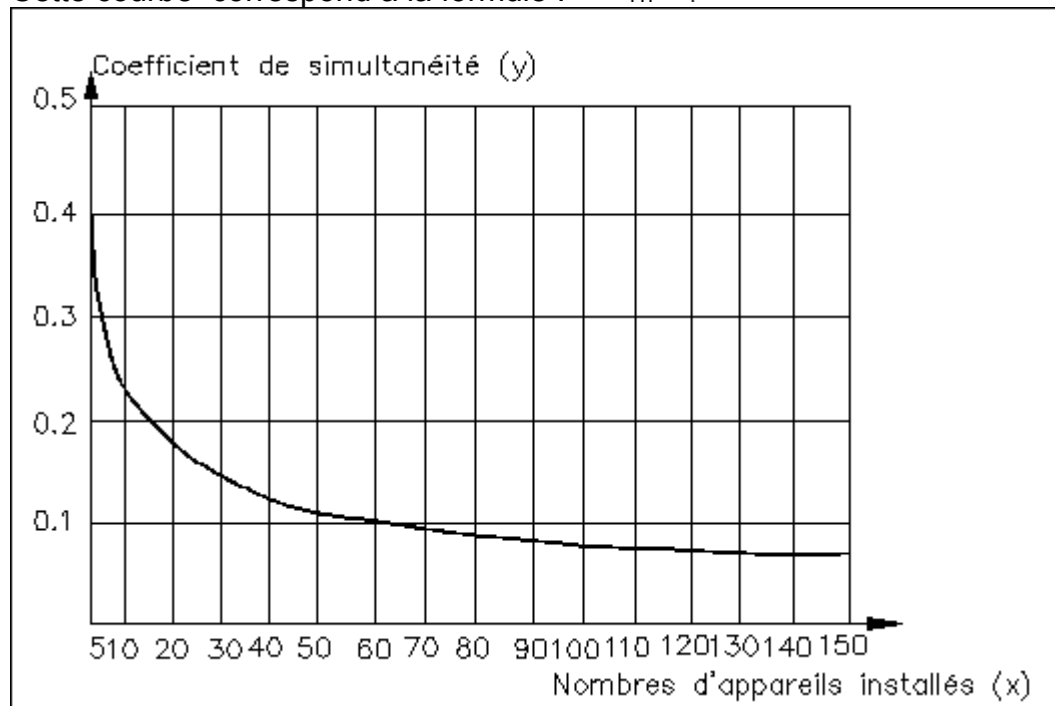
Excentricité critique relative :  $\zeta = f(\psi_1)$ 

$$\text{si } \psi_1 \leq \frac{2}{3} : \zeta = \frac{1 + \sqrt{9 - 12\psi_1}}{4(3 + \sqrt{9 - 12\psi_1})} \quad \text{si } \psi_1 \geq \frac{2}{3} : \zeta = \frac{(3\psi_1 - 1)(1 - \psi_1)}{4\psi_1}$$

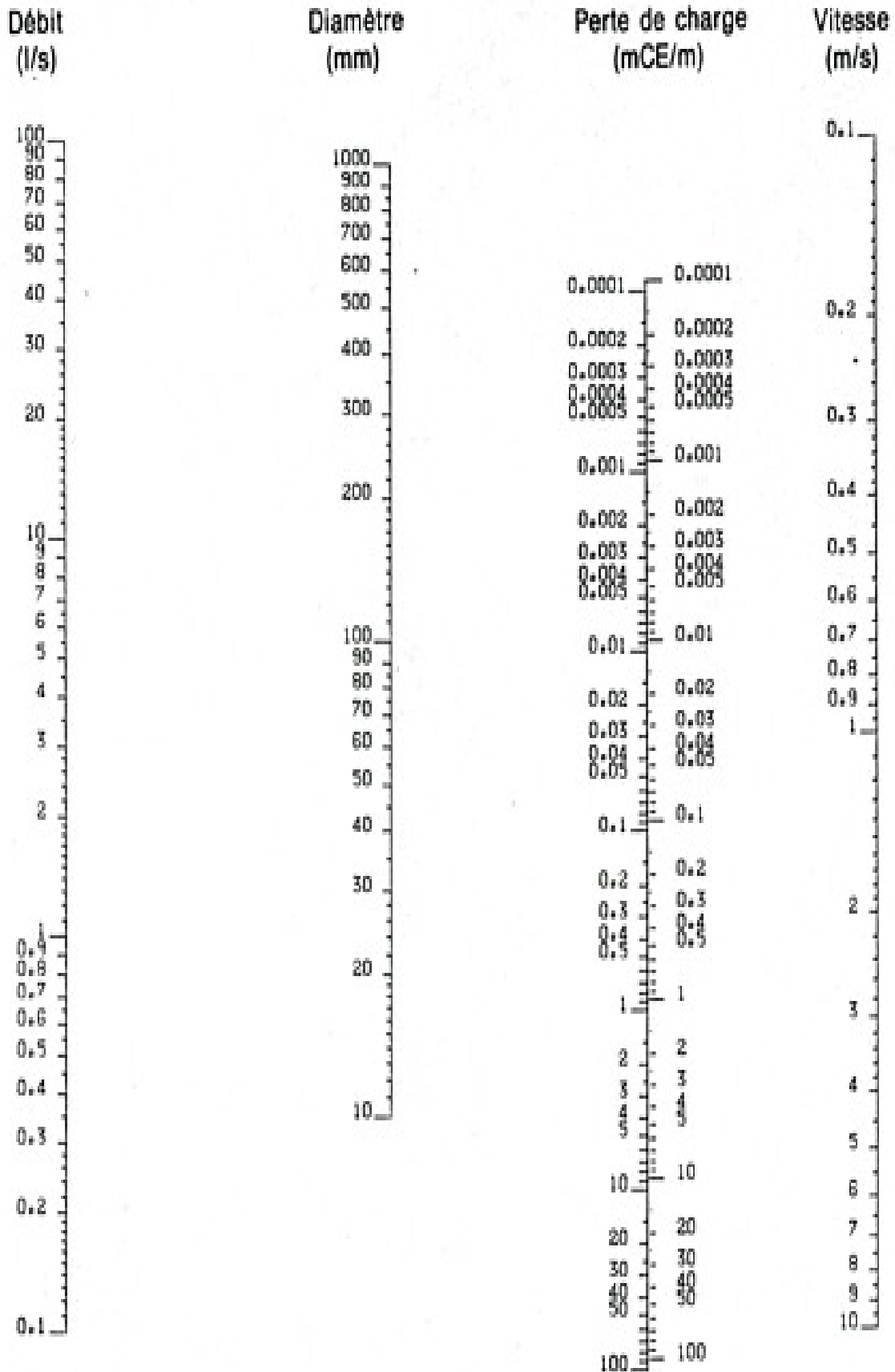
$\psi_1$	$\zeta$	$\psi_1$	$\zeta$	$\psi_1$	$\zeta$	$\psi_1$	$\zeta$
0,000	0,1657	0,200	0,1602	0,405	0,1507	0,610	0,1336
0,005	0,1665	0,205	0,1600	0,410	0,1504	0,615	0,1330
0,010	0,1664	0,210	0,1598	0,415	0,1501	0,620	0,1323
0,015	0,1662	0,215	0,1596	0,420	0,1498	0,625	0,1316
0,020	0,1661	0,220	0,1595	0,425	0,1495	0,630	0,1310
0,025	0,1660	0,225	0,1593	0,430	0,1492	0,635	0,1302
0,030	0,1658	0,230	0,1591	0,435	0,1489	0,640	0,1295
0,035	0,1657	0,235	0,1589	0,440	0,1486	0,645	0,1287
0,040	0,1655	0,240	0,1587	0,445	0,1482	0,650	0,1279
0,045	0,1654	0,245	0,1585	0,450	0,1479	0,655	0,1271
0,050	0,1652	0,250	0,1582	0,455	0,1476	0,660	0,1262
0,055	0,1651	0,255	0,1580	0,460	0,1472	0,665	0,1253
0,060	0,1649	0,260	0,1578	0,465	0,1469	0,670	0,1244
0,065	0,1648	0,265	0,1576	0,470	0,1465	0,675	0,1234
0,070	0,1646	0,270	0,1574	0,475	0,1462	0,680	0,1224
0,075	0,1645	0,275	0,1572	0,480	0,1458	0,685	0,1213
0,080	0,1643	0,280	0,1570	0,485	0,1455	0,690	0,1202
0,085	0,1642	0,285	0,1568	0,490	0,1451	0,695	0,1190
0,090	0,1640	0,290	0,1565	0,495	0,1447	0,700	0,1179
0,095	0,1638	0,295	0,1563	0,500	0,1443	0,705	0,1166
0,100	0,1637	0,300	0,1561	0,505	0,1439	0,710	0,1154
0,105	0,1635	0,305	0,1559	0,510	0,1436	0,715	0,1141
0,110	0,1634	0,310	0,1556	0,515	0,1431	0,720	0,1128
0,115	0,1632	0,315	0,1554	0,520	0,1427	0,725	0,1114
0,120	0,1630	0,320	0,1552	0,525	0,1423	0,730	0,1100
0,125	0,1629	0,325	0,1549	0,530	0,1419	0,735	0,1086
0,130	0,1627	0,330	0,1547	0,535	0,1415	0,740	0,1072
0,135	0,1625	0,335	0,1544	0,540	0,1410	0,745	0,1057
0,140	0,1624	0,340	0,1542	0,545	0,1406	0,750	0,1042
0,145	0,1622	0,345	0,1539	0,550	0,1401	0,755	0,1026
0,150	0,1620	0,350	0,1537	0,555	0,1396	0,760	0,1011
0,155	0,1618	0,355	0,1534	0,560	0,1391	0,765	0,0995
0,160	0,1617	0,360	0,1532	0,565	0,1386	0,770	0,0978
0,165	0,1615	0,365	0,1529	0,570	0,1381	0,775	0,0962
0,170	0,1613	0,370	0,1526	0,575	0,1376	0,780	0,0945
0,175	0,1611	0,375	0,1524	0,580	0,1371	0,785	0,0928
0,180	0,1610	0,380	0,1521	0,585	0,1365	0,790	0,0910
0,185	0,1606	0,385	0,1518	0,590	0,1360	0,795	0,0893
0,190	0,1606	0,390	0,1515	0,595	0,1354	0,800	0,0875
0,195	0,1604	0,395	0,1513	0,600	0,1348	0,805	0,0857
		0,400	0,1510	0,605	0,1342	0,810	0,0839

Excentricité critique relative  $\zeta=f(\psi)$

Cette courbe correspond à la formule :  $y = \frac{0,8}{\sqrt{x-1}}$



coefficient de simultanéité en fonction du nombre d'appareils installés parties collectives



Abaque pour le calcul des conduites d'eau froide



Les sections de basse pente des conduits d'évacuation seront déterminées d'après les indications du tableau 1 ci-dessous , en fonction de la surface en plan de la toiture ou portion de toiture desservie et de la pente du conduit.

Surface en plan des toitures desservies (m <sup>2</sup> )	Pente du conduit (mm/m)							
	≤ 1	2	3	5	7	10	15	20
20	65	50	45	35	35	30	25	20
30	85	70	60	50	45	40	35	30
40	105	80	70	60	55	50	40	35
50	120	95	85	70	65	55	50	45
60	140	110	95	80	70	60	55	50
70	155	120	105	90	80	70	60	55
80	170	135	115	95	85	75	65	60
90	185	145	125	100	95	85	70	65
100	200	155	135	115	100	90	80	70
110	215	170	145	120	110	95	85	75
120	230	180	155	130	115	100	90	80
130	240	190	165	135	120	105	95	85
140	255	200	170	145	130	115	100	90
150	265	210	180	150	135	120	105	95
160	280	220	190	160	140	125	110	100
170	290	230	200	165	145	130	115	100
180	305	240	205	170	150	135	120	105
200	330	255	220	185	165	145	125	115
250	385	300	260	215	190	170	145	135
300	440	340	295	245	220	195	165	150
350	490	380	330	275	245	215	185	170
400	540	420	365	305	270	235	205	185
450	585	460	395	330	290	255	225	200
500	635	490	425	355	315	275	240	215
600	720	560	485	405	360	315	275	245
700	805	630	540	450	400	350	305	275
800	890	690	595	495	440	385	335	305
900	965	750	650	540	480	420	365	330
1 000	1 045	810	700	585	515	455	395	355

tableau 1 sections (cm<sup>2</sup>)

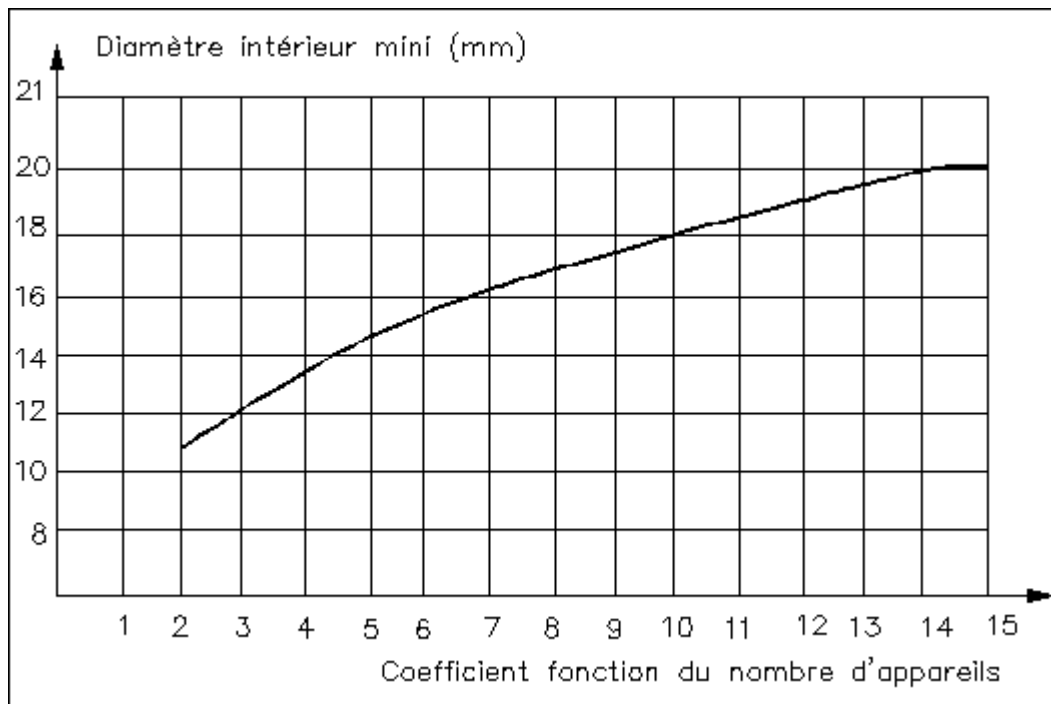
Diamètre intérieur des tuyaux (cm)	Surface en plan des toitures desservies (m <sup>2</sup> )
6	40
7	55
8	71
9	91
10	113
11	136
12	161
13	190
14	220
15	253
16	287

### Diamètre intérieur des tuyaux de DEP

Diamètre intérieur (mm)	Débits en l/s pour une pente par mètre de :				
	1 cm	2 cm	3 cm	4 cm	5 cm
69	1,64	2,32	2,84 (Cf note 1)	3,28 (Cf note 1)	3,67 (Cf note 1)
77	2,22	3,14	3,85 (Cf note 1)	4,44 (Cf note 1)	4,92 (Cf note 1)
84	2,82	3,99	4,89 (Cf note 1)	5,65 (Cf note 1)	6,31 (Cf note 1)
94	3,85	5,44 (Cf note 1)	6,66 (Cf note 1)	7,69 (Cf note 1)	8,60 (Cf note 1)
104	5,07	7,18 (Cf note 1)	8,79 (Cf note 1)	10,15 (Cf note 1)	11,35 (Cf note 1)
119	7,33	10,37 (Cf note 1)	12,70 (Cf note 1)	14,67 (Cf note 1)	16,40 (Cf note 1)
129	9,14	12,92 (Cf note 1)	15,83 (Cf note 1)	18,28 (Cf note 1)	20,44
134	10,14	14,34 (Cf note 1)	17,56 (Cf note 1)	20,27 (Cf note 1)	22,67
153	14,54 (Cf note 1)	20,56 (Cf note 1)	25,18 (Cf note 1)	29,07	32,50
154	14,80 (Cf note 1)	20,92 (Cf note 1)	25,63 (Cf note 1)	29,59	33,08
191	26,50 (Cf note 1)	37,48 (Cf note 1)	45,91	53,01	59,27
203	31,24 (Cf note 1)	44,18 (Cf note 1)	54,11	62,49	69,86
238	47,95 (Cf note 1)	67,81	83,05	95,90	107,21
266	64,63 (Cf note 1)	91,40	111,95	129,27	144,52
300	89,20 (Cf note 1)	126,15	154,50	178,40	199,45
317	103,36 (Cf note 1)	146,17	179,02	206,72	231,12

(note 1) Vitesse d'écoulement comprise entre 1 minute et 2 minutes.





diamètre intérieur minimal d'alimentation en fonction du nombre d'appareils parties individuelles

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

Matière	Observations	Dispositifs de capture	Conducteurs de toiture et de descente (4) (5)	Composants de Prises de terre
Cuivre électrolytique nu ou étamé.	Recommandé pour sa bonne conductibilité électrique et sa tenue à la corrosion (2).	· Pointes : L = 0,30 m à 0,50 m. Ø 18 mm mini. · Tiges : L = 2 m.mini. · Fil tendu - câble de section minimale de 50 mm <sup>2</sup>	Ruban 30 × 2 mm. Rond Ø 8 mm (1). Tresse 30 × 3,5 mm.	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Ruban 30 × 2 mm</li> <li>• Rond Ø 8 mm (1).</li> <li>• Grilles : fil de section min. 10 mm<sup>2</sup>.</li> <li>• Piquets tubulaires : Ø 25 mm ext.</li> <li>• Piquets acier cuivré Ø 15 mm min.</li> </ul>
Acier galvanisé à chaud (50µ minimum). (3)	Tenue dans le temps moins bonne que le cuivre.	Supports de tiges.	Rond Ø 8 mm (1). Ruban 30 × 3,5 mm.	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Rond Ø 10 mm (1).</li> <li>• Ruban 30 × 3,5 mm</li> <li>• Piquets tubulaires : Ø 27 mm ext.</li> <li>• Piquets pleins : Ø 19 mm. mini.</li> </ul>
Acier inoxydable 18/10, 304.	Recommandé dans les atmosphères corrosives ou sols agressifs.	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Pointes : L = 0,3 m à 0,50 m. Ø 18 mm. mini.</li> <li>• Tiges L = 2 m mini.</li> <li>• Supports de tige</li> <li>• Fil tendu - câble de section minimale de 50 mm<sup>2</sup></li> </ul>	Rond Ø 8 mm (1). Ruban 30 × 2 mm.	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Rond Ø 10 mm (1).</li> <li>• Ruban 30 × 2 mm</li> <li>• Piquets pleins : Ø 15 mm. mini.</li> </ul>
Aluminium A 5/L.	Doit être utilisé sur surfaces en aluminium (bardages, murs, rideaux).		Ruban 30 × 3 mm. Rond Ø 10 mm (1).	

Remarques :

(1) Etant donné le caractère impulsionnel du courant de foudre, le conducteur plat, offrant à section identique une plus grande surface extérieure, est préféré au conducteur rond.

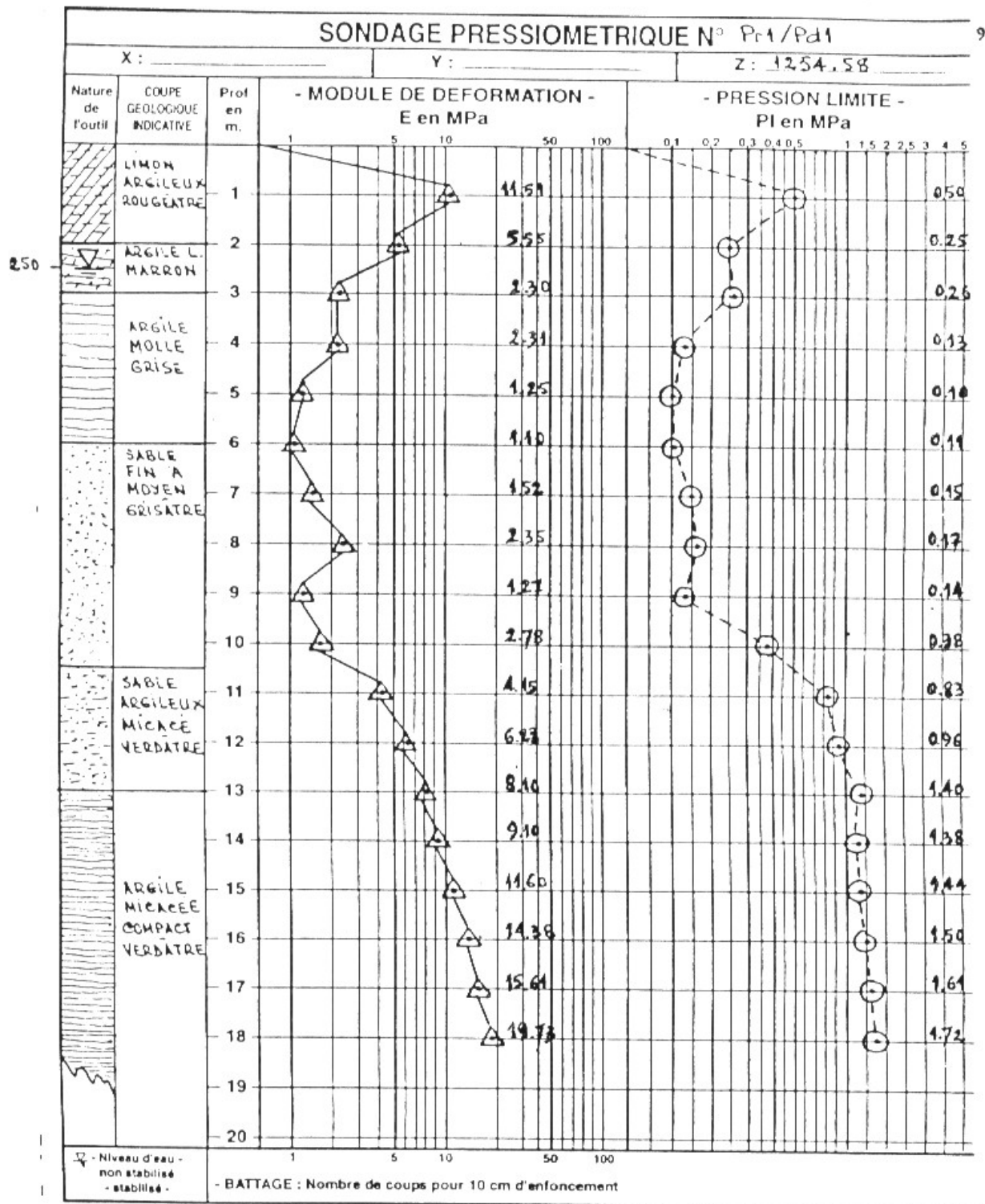
(2) Compte tenu de ses propriétés physiques, mécaniques et électriques (conductibilité, malléabilité, tenus à la corrosion, etc.) le cuivre étamé est recommandé.

(3) L'acier galvanisé peut éventuellement être utilisé pour des installations de courte durée de vie ou provisoires telles que les expositions, etc.

(4) L'utilisation de câbles coaxiaux isolés comme conducteurs de descente n'est pas admise. L'emploi de gaines ou de revêtements isolants autour des conducteurs de descente n'est pas admis.

(5) Les tolérances dimensionnelles (épaisseur, largeur, diamètre) sont de ± 10 % en respectant la section minimale de 50 mm<sup>2</sup>.

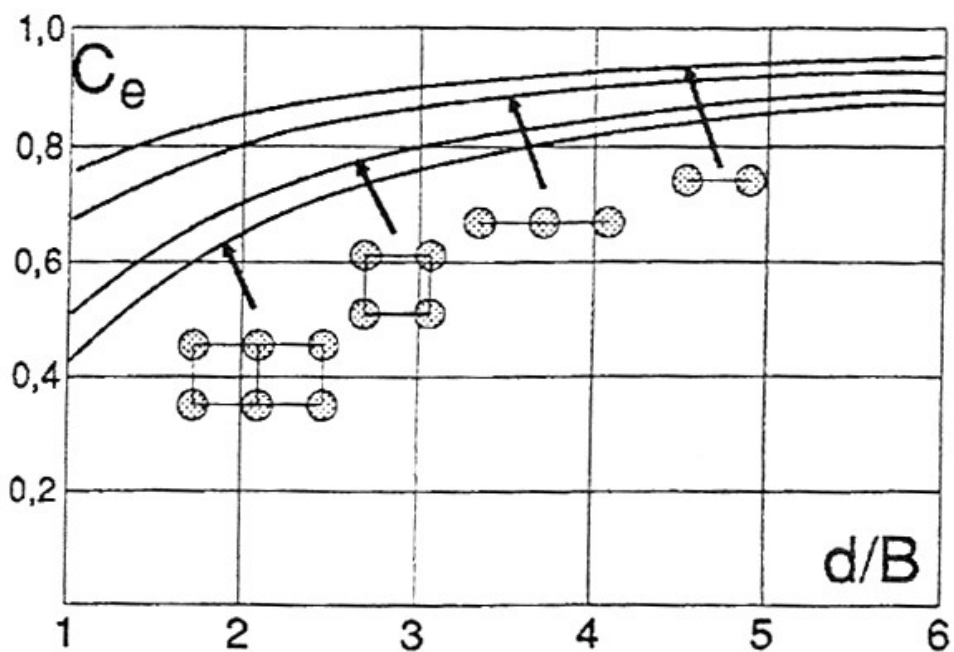
Matériaux et dimensions minimales des composants d'une installation de protection contre la foudre



Courbe de sondage pressiométrique d' une zone basse d'Antananarivo

Valeur de  $q_s$  en fonction de la profondeur

Profondeur	PI(MPa)	$q_s$ (MPa)
1	0,5	0,035
2	0,25	0,0188
3	0,26	0,0195
4	0,13	0,01
5	0,1	0,0078
6	0,11	0,0086
7	0,15	0,012
8	0,17	0,013
9	0,14	0,011
10	0,38	0,028
11	0,83	0,053
12	0,96	0,0584
13	1,4	0,073
14	1,3	0,07
15	1,44	0,074
16	1,5	0,075
17	1,61	0,077
18	1,72	0,078



Coefficient d'efficacité

Tableau des facteurs d'utilisation

Type d'appareils <i>luminaire</i>	Rendement de référence	Indice du local	Facteurs d'utilisation					
			p* 70%			50%		
			M50%	30%	10%	50%	30%	10%
REFLECTEURS Type INDUSTRIEL Éclairage direct pour les ARMATURES INFRANOR et REFLECTOLUX voir MAZDASOL	60%	0,6 0,8 1 1,25 1,5 1,75 2 2,5 3 4 5	0,31 0,38 0,40 0,45 0,48 0,52 0,53 0,54 0,58 0,60	0,27 0,34 0,37 0,41 0,45 0,49 0,51 0,52 0,56 0,59	0,24 0,32 0,34 0,38 0,42 0,47 0,49 0,50 0,54 0,58	0,30 0,365 0,39 0,44 0,47 0,50 0,52 0,53 0,58 0,59	0,26 0,33 0,36 0,40 0,44 0,48 0,49 0,50 0,54 0,58	0,23 0,31 0,33 0,37 0,42 0,48 0,48 0,50 0,55 0,58
LUMINAIRE Type ENCASTRE Éclairage direct	57%	0,6 0,8 1 1,25 1,5 1,75 2 2,5 3 4 5	0,28 0,31 0,34 0,37 0,42 0,45 0,48 0,51 0,54 0,55	0,27 0,28 0,30 0,35 0,38 0,42 0,46 0,49 0,52 0,53	0,25 0,26 0,29 0,32 0,35 0,39 0,44 0,47 0,50 0,52	0,27 0,30 0,34 0,38 0,41 0,44 0,47 0,50 0,52 0,53	0,26 0,27 0,31 0,34 0,37 0,41 0,44 0,48 0,50 0,52	0,24 0,25 0,28 0,32 0,35 0,39 0,43 0,47 0,49 0,51
LUMINAIRE 40/60 Éclairage direct-indirect	77%	0,6 0,8 1 1,25 1,5 1,75 2 2,5 3 4 5	0,29 0,36 0,41 0,45 0,49 0,54 0,57 0,59 0,63 0,65	0,25 0,32 0,36 0,41 0,45 0,51 0,54 0,56 0,60 0,63	0,21 0,28 0,33 0,37 0,41 0,47 0,50 0,52 0,58 0,61	0,27 0,34 0,38 0,42 0,45 0,50 0,52 0,53 0,56 0,58	0,23 0,30 0,33 0,38 0,41 0,46 0,48 0,50 0,54 0,57	0,20 0,27 0,30 0,35 0,38 0,44 0,47 0,49 0,53 0,55
LUMINAIRES DIFFUSEURS Éclairage semi-direct Montage LUSTRE ou en APPLIQUE HORIZONTALE	63%	0,6 0,8 1 1,25 1,5 1,75 2 2,5 3 4 5	0,24 0,285 0,31 0,34 0,35 0,45 0,47 0,49 0,52 0,53	0,18 0,235 0,265 0,29 0,30 0,40 0,45 0,46 0,49 0,51	0,16 0,20 0,23 0,25 0,27 0,37 0,40 0,41 0,46 0,49	0,21 0,265 0,29 0,30 0,32 0,42 0,44 0,45 0,48 0,49	0,17 0,22 0,25 0,27 0,29 0,38 0,41 0,42 0,45 0,47	0,15 0,19 0,22 0,24 0,26 0,36 0,38 0,39 0,43 0,45

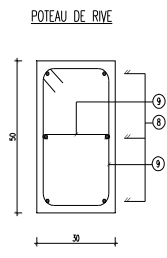
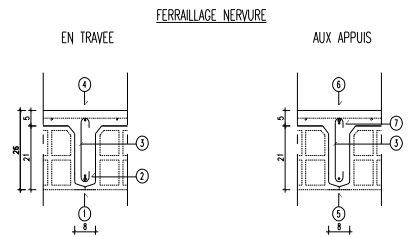
\*P : Facteur de réflexion du plafond.  
\*M : Facteur de réflexion des murs.

## Facteur d'utilisation d'éclairage

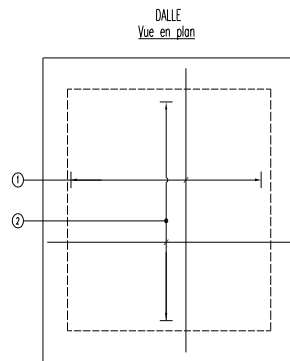
TABLEAU I : VALEUR DU FACTEUR DE PORTANCE  $k_p$ 

Nature des terrains		Éléments mis en œuvre sans refoulement du sol	Éléments 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
ROCHES ALTÉRÉES <sup>(1)</sup> (***)		1,1 à 1,8	1,8 à 3,2

(1) La valeur de  $k_p$  pour ces formations est prise égale à celle de la formation meuble du tableau à laquelle le matériau concerné s'apparente le plus.

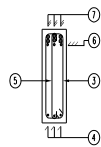


Pos.	Nominate	Forme
①	1 HA 14	$\swarrow$ $\searrow$
②	1 HA 10	$\swarrow$ $\searrow$
③	HA 6 (e=21)	$\swarrow$ $\searrow$
④	1 HA 8	$\swarrow$ $\searrow$
⑤	1 HA 8	$\swarrow$ $\searrow$
⑥	1 HA 16	$\swarrow$ $\searrow$
⑦	1 HA 10	$\swarrow$ $\searrow$
⑧	6 HA 12	$\swarrow$ $\searrow$
⑨	HA 8 (e=25)	$\swarrow$ $\searrow$



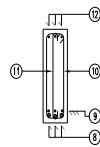
Pos.	Armature	Forme
①	1 HA 12 (e=16,5) I-Fixant	
②	1 HA 12 (e=25) I-Fixant	
③	HA 6 (e=1,5) I=1,61	
④	3 HA 8 I-Fixant	
⑤	HA 6 (e=1,5) I=0,73	
⑥	3 HA 14 I-Fixant	
⑦	6 HA 20 I-Fixant	
⑧	3 HA 16 I-Fixant	
⑨	3 HA 14 I-Fixant	
⑩	HA 6 (e=40) I=1,61	
⑪	HA 6 (e=40) I=0,73	

POUTRE 60x25



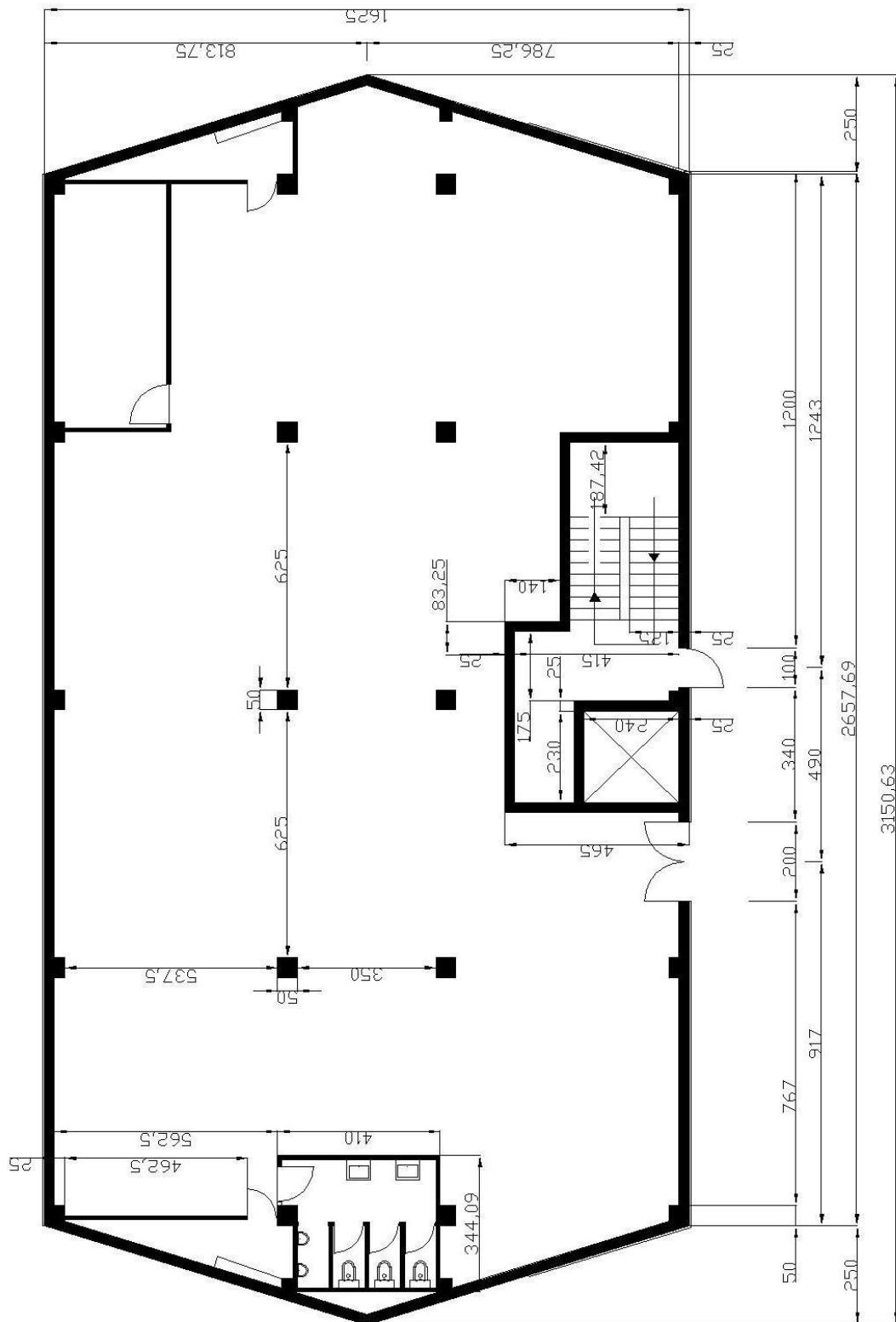
Coupe type armatures aux appuis B,C,D,E et F

POUTRE 60x25



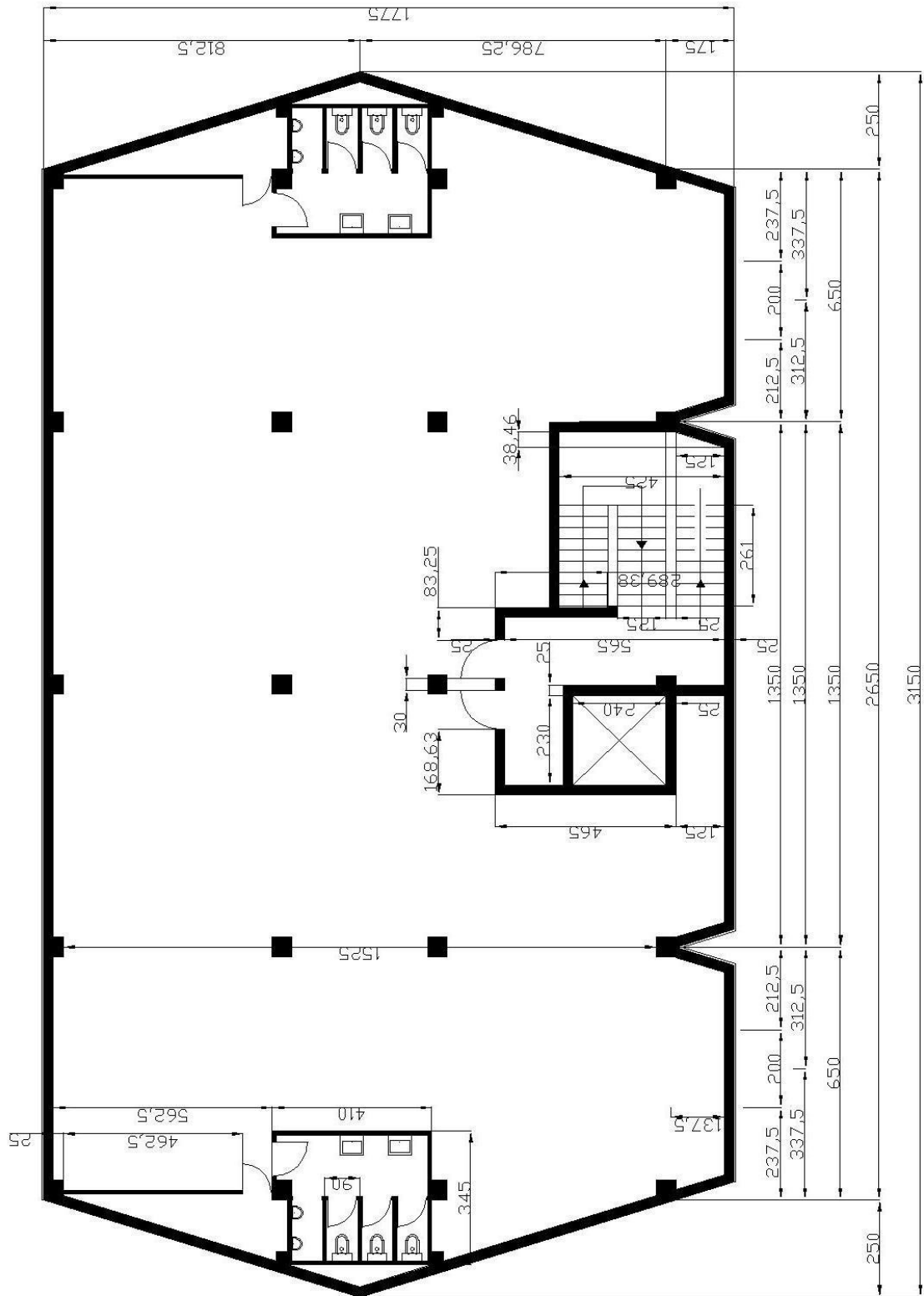
Coupe type armatures en travée BC-CD-DE et EF





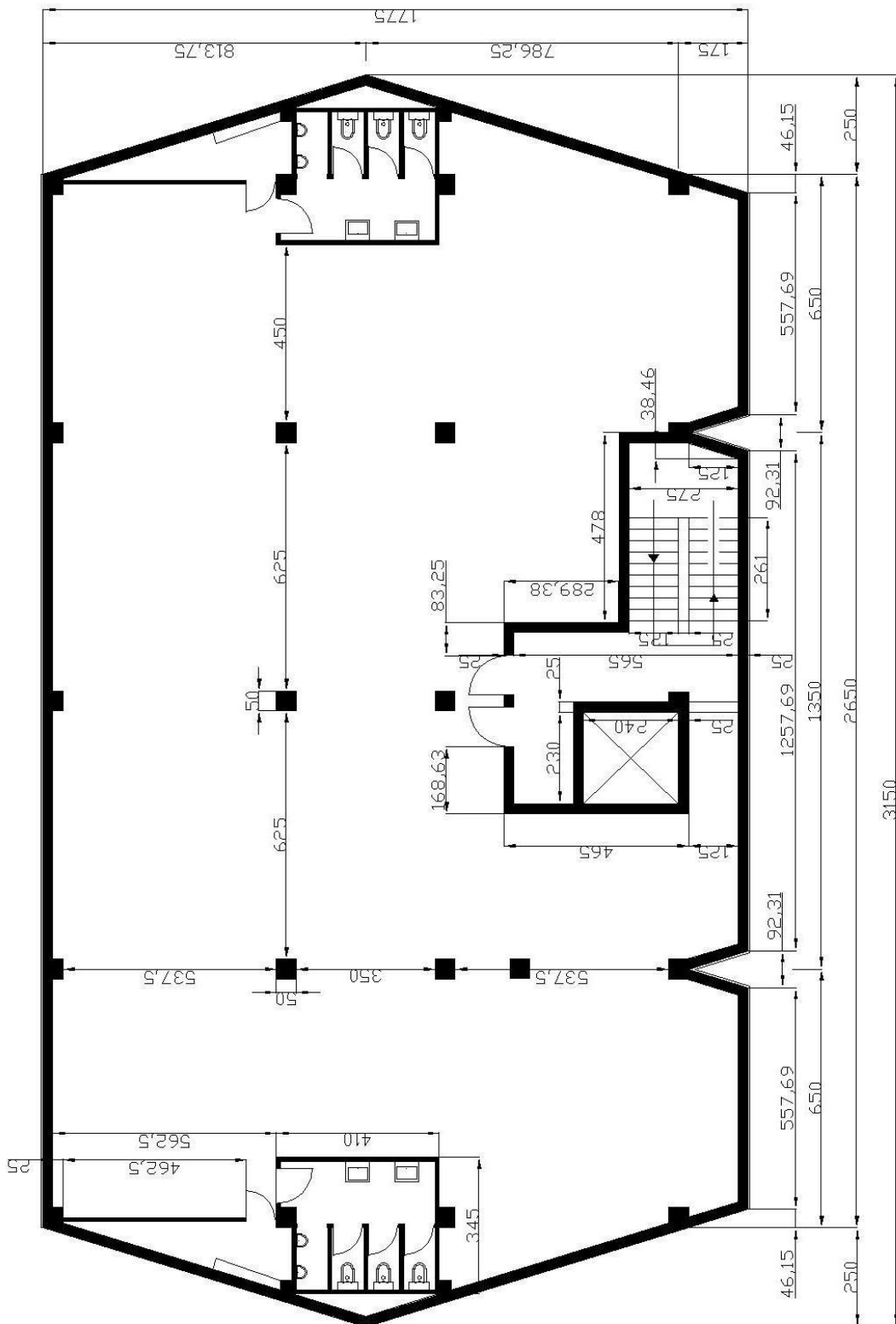
Vue en plan du Rez de Chaussée

Ech 1/150<sup>e</sup>



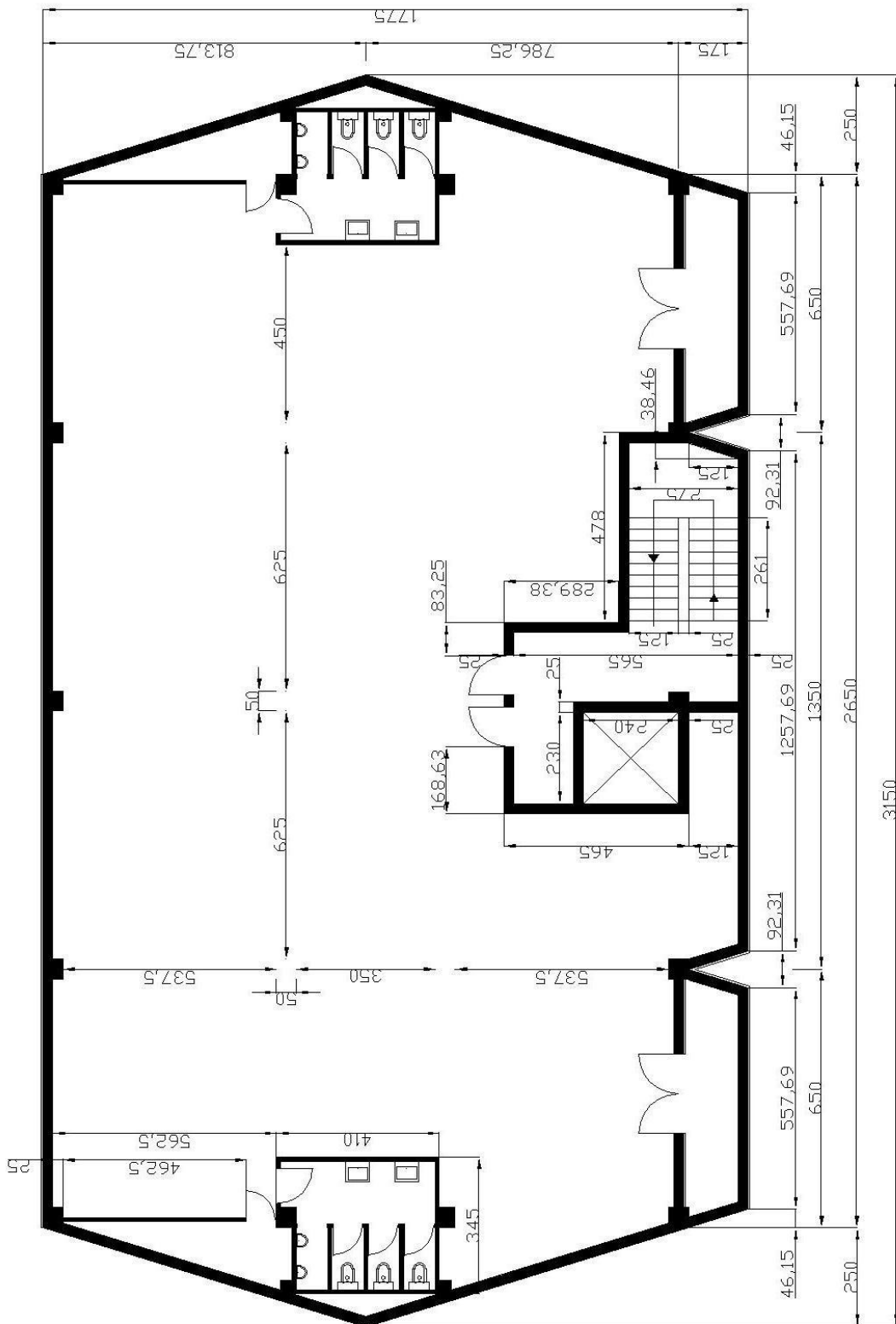
Vue en plan étage 1

Ech 1/150<sup>e</sup>



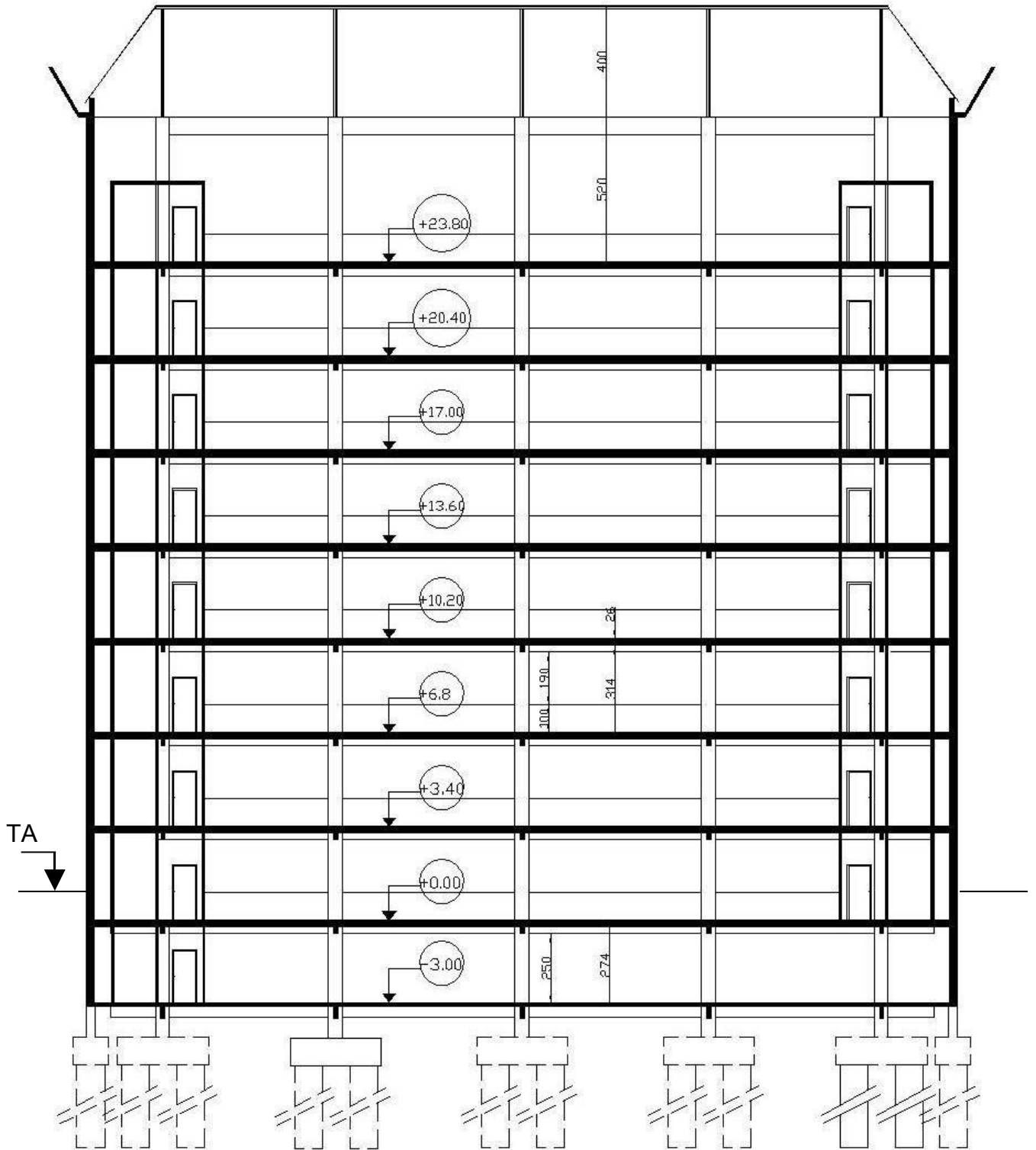
Vue en plan étage 2,3,4,5,6

Ech 1/150<sup>e</sup>



Vue en plan étage 7

Ech 1/150<sup>e</sup>



Coupe Longitudinale

Ech 1/150<sup>e</sup>

---

**BIBLIOGRAPHIE**

- **Règles NV 65**  
règles définissant les effets de la neige et du vent sur les constructions CD-Reef 128
- Ministère des Travaux Publics - **Fascicule portant**. Dispositions constructives applicables aux travaux des bâtiments édifiés dans les zones dites « à haut risques cycloniques »-Edition Février 1988
- Jean MOREL – **Calcul des structures métalliques selon l’Eurocode 3** – Eyrolles – 2002
- Elie COHEN, Georges NORDMANN - **La gestion financière de l’entreprise Cas et commentaires Tome2** – Dunod
- **Fascicule 62 – Titre V-** Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de Génie Civil – 1990
- Pierre Guillemont – **Ouvrages en béton armé** - Aide Mémoire- DUNOD
- R. DELEBECQUE – **Elements de Construction – Bâtiment.2.-** DELAGRAVE – 1990
- ERNST NEUFERT – **Les éléments de projets de construction 7<sup>ème</sup> édition** – DUNOD
- VICTOR DAVIDOVICI – **Formulaire de béton armé** Règles BAEL 91, Eurocode 2, Règles parasismiques 92- Collection Memento Technique - 1995
- **CD-REEF - DTU 13.2** Norme Française P 11-212 - Fondations profondes pour le bâtiment
- Commune urbaine d’Antananarivo –**Plan d’urbanisme directeur 2004** - Cadre physiques et équipements. – 2004
- Commune Anosizato – **Plan Communal de Développement** –2004
- Commune Anosizato – **Monographie de la Commune d’Anosizato** - 2004