



**UNIVERSITE D'ANTANANARIVO**  
**ECOLE SUPERIEURE POLYTECHNIQUE D'ANTANANARIVO**  
**Département Bâtiments et Travaux Publics**

**MEMOIRE DE FIN D'ETUDES EN VUE DE L'OBTENTION DU DIPLOME**  
**D'INGENIEUR**



## **CONCEPTION D'UN GYMNASSE COUVERT SIS A VONTOVORONA**

Présenté et soutenu par :

**ANDRIATSALEFITRA Rivoarisoa**

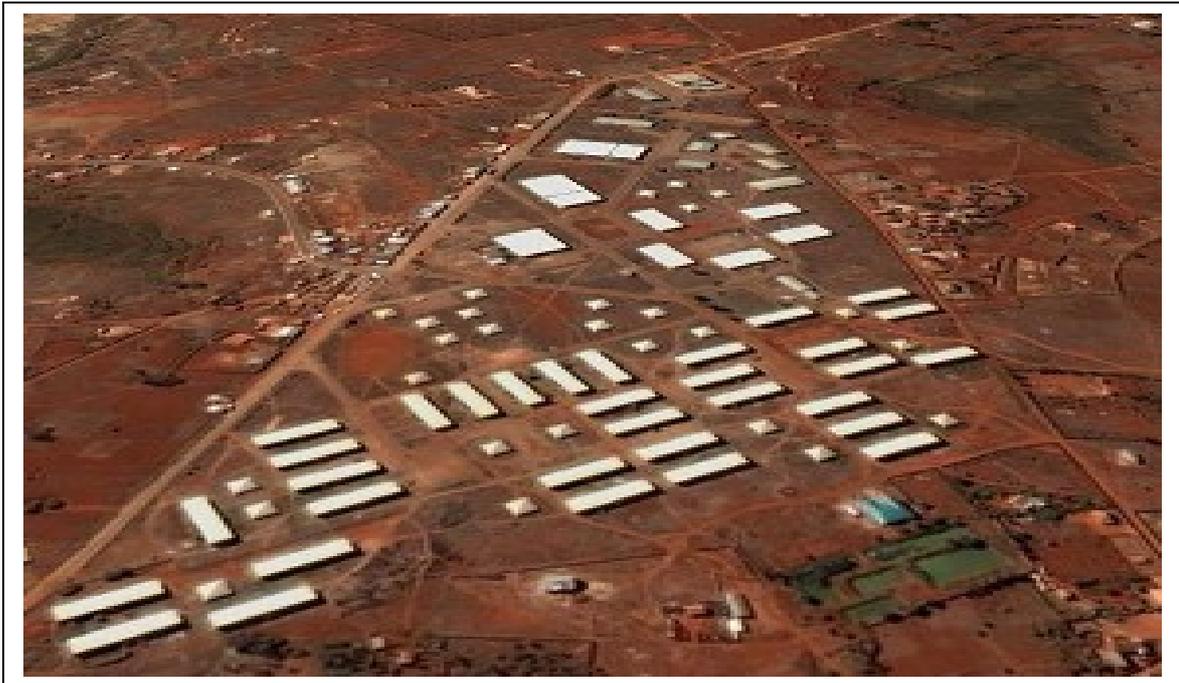
**Date de soutenance : 18 Décembre 2006**

Encadré par : **Madame RAVAOHARISOA Lalatiana**



**UNIVERSITE D'ANTANANARIVO**  
**ECOLE SUPERIEURE POLYTECHNIQUE D'ANTANANARIVO**  
**Département Bâtiments et Travaux Publics**

**MEMOIRE DE FIN D'ETUDES EN VUE DE L'OBTENTION DU DIPLOME**  
**D'INGENIEUR**



## **CONCEPTION D'UN GYMNASSE COUVERT SIS A VONTOVORONA**

Président : M.RABENATOANDRO Martin  
Examineurs : M .RAZAFINJATO Victor  
M ANDRIANARIMANANA Richard  
M RAJOELINANTENAINA Solofo  
Encadreur : Mme RAVAOHARISOA Lalatiana





# SOMMAIRE

---

REMERCIEMENTS

LISTE DES ABRÉVIATIONS

LISTE DES FIGURES

LISTE DES TABLEAUX

INTRODUCTION

## **PARTIE I : ÉTUDES SOCIO- ÉCONOMIQUES**

Chapitre I : Cadre général du projet

Chapitre II : Justification du projet

## **PARTIE II : ÉTUDES TECHNIQUES**

Chapitre I : Etude du sol

Chapitre II : Etude architecturale

Chapitre III : Adduction d'eau et assainissement

Chapitre IV : Effet du vent

Chapitre V : Etude de la toiture

Chapitre VI : Prédimensionnement

Chapitre VII : Descentes des charges

Chapitre VIII : Dimensionnement de la superstructure

## **PARTIE III : ÉVALUATION DU COUT DU PROJET ET IMPACT ENVIRONNEMENTAL**

Chapitre I : Devis descriptif

Chapitre II : Devis quantitatif et estimatif

Chapitre III : Etude d'impact environnemental

CONCLUSION

BIBLIOGRAPHIE

ANNEXES

TABLE DES MATIÈRES

## REMERCIEMENTS

---

Avant toute présentation de ce travail de mémoire, j'adresse mes sincères remerciements :

Au Bon Dieu de nous avoir prodigué sa grâce et sa bénédiction ainsi qu'une bonne santé durant toute l'élaboration de ce projet.

Une profonde reconnaissance s'adresse particulièrement à :

- Monsieur le professeur *RAMANANTSIZEHENA Pascal*, Directeur de l'Ecole Supérieure Polytechnique d'Antananarivo qui a permis, grâce aux différents organismes, d'assurer le bon déroulement de nos années d'études.
- Monsieur RABENATOANDRO Martin chef de département Bâtiment et Travaux Publics, qui malgré ses multiples tâches et obligations, nous fait un grand honneur de présider la séance de notre soutenance.
- Madame RAVAOHARISOA Lalatiana, rapporteur de mémoire à qui nous exprimons spécialement notre profonde gratitude d'avoir su nous conseiller et nous apporter une aide efficace durant l'élaboration de notre tâche.
- Tous les membres du jury, qui malgré leurs lourdes responsabilités, ont bien voulu accepter d'examiner ce mémoire. Veuillez recevoir ici l'assurance de nos sentiments les plus respectueux.
- Toute ma famille en témoignage de l'affection, du soutien moral indéfectible, de la patience et du sacrifice dont elle a fait preuve tout au long de mes études. Aucun mot ne suffit à vous exprimer notre reconnaissance.
- Tous ceux qui ont, contribué de près et de loin, à la réalisation de ce mémoire.
- Et nous ne saurions oublier, vous mes amis, qui aviez apporté encouragement et réconfort des jours durant jusqu'à ce que ce travail soit à terme.

A VOUS TOUS, MERCI

## LISTE DES ABREVIATIONS

---

Ar : Ariary

B.A : Béton Armé

BAEL : Béton Armé aux Etats Limites

CEM I: Ciment

DEP : Descente d'Eau Pluviale

DTU : Document Technique Unifié

ELS : Etat Limite de Service

ELU : Etat Limite Ultime

EP : Eaux Pluviales

ESPA : Ecole Supérieure Polytechnique d'Antananarivo

EU : Eaux Usées

EV : Eaux Vannes

Fkt : Fokotany

HT : Hors Taxe

PVC : Polyvinyle Chlorique

TTC : Toutes Taxes Comprises

TVA : Taxe sur les Valeurs Ajoutées

CC : Chef de Chantier

CE : Chef d' Equipe

OS : Ouvrier Spécialisé

## LISTE DES FIGURES

Figure I: Courbe pénétrométrique.....	23
Figure II: Sollicitation de la couverture.....	47
Figure III: Pannes :.....	50
Figure IV: Calcul des moments.....	53
Figure V : Dimensionnement des armatures à ELU, en flexion simple, concerne uniquement la section rectangulaire, fissuration non préjudiciable.....	75
Figure VI: Modélisation de la structure.....	79
Figure VII: Poutre continue.....	93
Figure VIII: Organigramme pour le calcul d'une section rectangulaire en flexion composée, fissuration non préjudiciable.....	99
Figure IX: Type de plancher.....	104
Figure X: Système des poutres continues constitué par la nervure.....	106
Figure XI: Escalier.....	119
Figure XII: Schéma type d'assainissement.....	126

## LISTE DES TABLEAUX

---

Tableau 1: Etat civil de la commune.....	6
Tableau 2: Statistique générale des étudiants inscrits pour l'année 2005/2006.....	7
Tableau 3: Production et surface cultivée.....	8
Tableau 4: Effectif d'élevage.....	9
Tableau 5: Renseignement climatologique de la Commune Urbaine d'Antananarivo.....	11
Tableau 6: Situation des établissements existants.....	12
Tableau 7: Effectifs des élèves.....	13
Tableau 8: Taux d'alphabétisation.....	14
Tableau 9: Les salles de sports d'Antananarivo.....	19
Tableau 10: Dimensions des terrains.....	24
Tableau 11: Résultats du projet d'éclairage.....	31
Tableau 12: Diamètre des appareils.....	36
Tableau 13: Débit de calcul.....	37
Tableau 14: Les combinaisons les plus défavorables de Ce-Ci.....	43
Tableau 15: Vent normal $W_n$ .....	43
Tableau 16: vent extrême $W_e$ .....	43
Tableau 17: Longueur des barres.....	53
Tableau 18: Bras de levier.....	53
Tableau 19: Efforts dans les barres.....	54
Tableau 20: Descente de charges verticales.....	66
Tableau 21: Descente des charges pour le poteau M.....	68
Tableau 22: Récapitulation des charges de l'axe 2.....	82
Tableau 23: Section des armatures longitudinales en travée.....	84
Tableau 24: Section des armatures longitudinales aux appuis.....	85
Tableau 25: Vérification des flèches.....	86
Tableau 26: Vérification au niveau des appuis de rive.....	88
Tableau 27: Vérification au niveau des appuis intermédiaires.....	89
Tableau 28: Espacement maximal aux appuis.....	92
Tableau 29: Valeurs des sollicitations du poteau M2.....	96
Tableau 30 : Valeurs des excentricités du poteau M2.....	98
Tableau 31: Section à l'ELU.....	100
Tableau 32: Armatures longitudinales des sections partiellement comprimées.....	101

Tableau 33: Valeurs de $\gamma_{ser}$ .....	102
Tableau 34: Vérification des sections entièrement comprimées à l'ELS.....	103
Tableau 35: Combinaisons des charges considérées.....	107
Tableau 36: Valeurs des efforts internes en travée et sur appuis pour le cas de chargement donnant le moment fléchissant maximal au niveau des appuis.....	107
Tableau 37: Valeurs des efforts internes en travée et sur appuis pour le cas de chargement donnant le moment fléchissant maximal au niveau de chaque travée.....	107
Tableau 38: sections des armatures longitudinales en travée.....	109
Tableau 39: Sections des armatures au niveau des appuis.....	109
Tableau 40: Vérification au niveau des appuis de rive.....	110
Tableau 41: Vérification au niveau des appuis intermédiaires.....	111
Tableau 42: Espacement maximal des armatures transversales aux appuis.....	113
Tableau 43: Valeurs et significations des ' $\gamma_{ai}$ ' et les significations des ' $\gamma_{Ai}$ '.....	135
Tableau 44: Impacts et mesures d'atténuation.....	142

---

## Introduction

---

Actuellement les sports à Madagascar entrent dans une grande évolution. Quelques sportifs Malgaches sont reconnus mondialement grâce à leurs compétences.

Pourtant ces sportifs ne sont pas dotés de bon équipement pour améliorer leurs capacités ainsi que leur performance. La plupart des terrains actuels ont besoin d'être réhabilités à cause de leur ancienneté, voire même concevoir d'autres terrains de sports s'impose afin que tous les jeunes sportifs talentueux d'aujourd'hui puissent donner le meilleur d'eux mêmes.

Pour avoir un terrain qui sera conçu suivant la norme il faudrait faire des études ainsi que des calculs, tout cela en suivant des règles ou des méthodes appropriées afin de pouvoir faire les évaluations des coûts de notre ouvrage.

Ainsi notre mémoire de fin d'études portera sur la « CONCEPTION D' UN GYMNASSE COUVERT SIS A VONTOVORONA ».

Pour le mener bien nous allons voir d'abord en première partie les études socio économiques puis en deuxième partie les études techniques et enfin la troisième partie l'évaluation du coût du projet ainsi que l'impact environnemental.

**PARTIE 1**

**ETUDES SOCIO ECONOMIQUES**

---

Chapitre I. **CADRE GENERAL DU PROJET**

---

**I.1. LA DESCRIPTION MONOGRAPHIQUE DE LA COMMUNE ALAKAMISY FENOARIVO**

**I.1.1. LOCALISATION ET IDENTIFICATION ADMINISTRATIVE**

**I.1.1.1. APERCU HISTORIQUE**

La Commune Rurale d'Alakamisy Fenoarivo fait partie des zones historiques de l'Imerina. Son histoire se trouve rattachée à celle des « Zanakantitra » qui sont les descendants d'Andriatsianika du temps du roi Andrianampoinimerina .

Andriatsianika un « zanak'Andriana » demandait à ses parents d'émigrer vers l'ouest car il divorçait de sa femme stérile et prenait la sœur aînée de celle-ci comme épouse .il appela alors ses descendants « Zanakantitra » ou littéralement « enfant d'aîné ».les descendants des « Zanakantitra », au nombre de neuf cent dont 400 hommes et 500 femmes qui se sont éparpillés jusqu'à Faratsiho, Manalalondo,Ramanaindro , Amboanana ,Ankasaoka ,Arivonimamo et Imerintsiatosika.

Les « Zanakantitra » vivaient d'activités agricoles et cultivaient la vaste plaine de Mahavizana. Auparavant,on appelait la plaine Mahavizana (littéralement :fatigant )du fait que son aménagement et son exploitation demandait de gros efforts de la part de la population riveraine. On l'assimilait à des travaux forcés qu'il faudrait fournir pour transformer la plaine en une zone productrice et l'entretien des digues était permanent car elles constituaient aussi de voie d'accès des quelques voitures d'autre fois. Un village et une parcelle dénommée « Famoloan'i Rainilahasa » ou l'aire de battage de Rainilahasa .

Les passages successifs des cyclones de la dernière décennie ont dégradé la vaste plaine de Mahavizana . Initialement comprise dans la commune rurale de Fenoarivo, la commune rurale d'Alakamisy Fenoarivo elle est devenue une commune nouvelle à part entière à partir de Novembre 2003.

Après cette brève historique de la commune parlons maintenant de celle de l'Ecole Supérieure Polytechnique d'Antananarivo .L'ESPA est un établissement d'enseignement supérieur rattaché à l'université d'Antananarivo. Anciennement dénommé Etablissement d'Enseignement Supérieur Polytechnique (E.E.S.P), elle a reçu sa nouvelle appellation par le décret n°91-148 du 26 Mars 1991 portant création des écoles Supérieures Polytechniques.

Il ne s'agit pas là d'un simple changement de nom, mais d'une refonte beaucoup plus profonde. En effet, si l'E.E.S.P avait pour seule mission de former des Ingénieurs de travaux et fonctionnait sur une structure fondée sur les filières classiques des facultés, l'E.S.P.A en plus de la formation d'ingénieurs de conception, assure également d'autres activités liées à ces objectifs et réalités spécifiques.

Les activités que l'ESPA entend mener dans les années à venir, répondent à des objectifs bien précis et cadrent avec une politique générale et des stratégies de mise en œuvre bien définies. Et ce, depuis l'élaboration et l'adoption de son Plan de Développement Institutionnel lequel s'articule autour des mots clés tels que : développer, promouvoir, rationaliser, adopter, valoriser.

#### SITUATION GEOGRAPHIQUE ET DELIMITATION ADMINISTRATIVE

La commune rurale d'Alakamisy Fenoarivo se trouve à l'ouest de la capitale, au PK18 en empruntant la RN1.

Elle est délimitée :

- Au nord par la commune rurale de Fenoarivo
- Au sud par la commune rurale d'Androhibe
- A l'est par la commune rurale d'Ampitatafika, d'Alatsinain'Ambazaha et d'Androibe
- A l'ouest par la commune rurale d'Ambatomirahavavy

Elle est composée de 5 fokontany :

FOKOTANY	DELIMITATION
AMBODIVONA	<ul style="list-style-type: none"><li>▪ Sud ouest : Rivière Andromba</li><li>▪ Nord est : Fkt Ambohimiarina</li></ul>
ANTANETY 11	<ul style="list-style-type: none"><li>▪ Nord : Plaine de Mahavazina</li><li>▪ Est : Rivière d'Andromba</li><li>▪ Sud : Fkt Manarintsoa, C.R. Ambatomirahavavy</li><li>▪ Ouest : Rivière d'Andriamenakely</li></ul>
AMBOHIMARIANA	<ul style="list-style-type: none"><li>▪ Est : Fkt Ankadivory</li><li>▪ Sud : Rivière Andromba</li><li>▪ Ouest : Fkt Ambodivona</li><li>▪ Nord : Lohasaha Anstahabe</li></ul>
AMBOHIMASINA	<ul style="list-style-type: none"><li>▪ Nord : Fkt Ambohidrazana, KA Fenoarivo</li><li>▪ Sud : Plaine de Mahavazana, Fkt AntanetyII</li><li>▪ Est : commune Fenoarivo</li><li>▪ Ouest : Fkt Ankadivory</li></ul>
ANKADIVORY	<ul style="list-style-type: none"><li>▪ Nord : Fkt Fenoarivo</li><li>Est : Fkt Ambohimasina</li><li>▪ Ouest : Fkt Ambohimiarina et ambodivona</li><li>▪ Sud : Rivière Andromba et Plaine Mahavazana</li></ul>

Source donnée communale

Ces Fokontany longent la RN1 à l'exception d'AntanetyII, qui se trouve dans la partie sud, à 5 Km de la bifurcation menant vers notre Ecole Supérieure Polytechnique

La commune a une superficie de 25km<sup>2</sup> dont la répartition :

FOKONTANY	SUPERFICIE
ANTANETY II	7,500 km <sup>2</sup>
AMBOHIMASINA	5,500 km <sup>2</sup>
ANKADIVORY	4,500 km <sup>2</sup>
AMBOHIMIARINA	1,500 km <sup>2</sup>
AMBODIVONA	3,000 km <sup>2</sup>
TOTAL	22,00 km <sup>2</sup>
Plaine de Mahavizana	3,000 km <sup>2</sup>
Total Commune Alakamisy	25,00 km <sup>2</sup>

## I.2. CADRE SOCIO-ÉCONOMIQUE

### I.2.1. POPULATION

Les ZANAKANTITRA considérés comme caste noble habitent le chef lieu de la commune, tandis que la partie sud abrite la caste inférieure.

En outre, la commune abrite L'Ecole Supérieure Polytechnique d'Antananarivo Vontovorona, plus précisément dans le Fkt d'AntanetyII

#### I.2.1.1. Données démographiques de la commune

Selon les données du service des études et enquêtes de la commune rurale Alakamisy Fenoarivo voici donc la diversité de la population.

- L'effectif de la population est estimé à 11 293
- La population d'âge préscolaire constitue 13% de la population totale
- La population scolarisable (6-17 ans) représente 28% de la population totale
- La population potentiellement active (18-60ans) englobe 55%de la population totale
- La population en âge de retraite (+de 60 ans) Comprend 4%de la population totale
- La taille moyenne des ménages est de 7 personnes

La commune possède un potentiel humain considérable ; la densité de la population est de 452hab/km<sup>2</sup>.

#### I.2.1.2. Etat civil de la commune

**Tableau 1: Etat civil de la commune**

DESCRIPTION	NOMBRE/an
Naissance	146
Décès	60
Immigration	115

*Source de la commune d'Alakamisy Fenoarivo*

- Taux de naissance : 2%
- Taux de décès : 0,5%
- Taux d'accroissement : 17%
- Taux d'immigration :1,05%, à noter que les principaux nouveaux venus dans la commune sont des ouvriers travaillant dans des usines en zones franches des alentours.

**I.2.1.3. Données sur la population de l'ESPA année 2005/2006**

- Nombre de personnel administratif : 90
- Age moyen du personnel : 48 ans
- Nombre de chambres dans la cité universitaire : 1099
- Nombre du personnel résidant dans la cité : 50
- Effectif des étudiants 1457, répartis comme suit :

**Tableau 2: Statistique générale des étudiants inscrits pour l'année 2005/2006**

<b>Année</b>	<b>Nombre</b>
1 <sup>ère</sup> Année Ingéniorat	308
2 <sup>ème</sup> Année Ingéniorat	196
1 <sup>ère</sup> Année Licence	84
2 <sup>ème</sup> Année Licence	78
3 <sup>ème</sup> Année Licence	72

<b>DEPARTEMENT</b>	<b>3ème</b>	<b>4ème</b>	<b>5ème</b>	<b>TOTAL</b>
<b>BTP</b>	40	38	39	<b>117</b>
<b>Electronique</b>	14	22	17	<b>53</b>
<b>Génie.Chimique</b>	17	15	17	<b>49</b>
<b>Génie.Industriel</b>	27	37	24	<b>88</b>
<b>Géologie</b>	10	12	16	<b>38</b>
<b>Géomètre.Topographe</b>	15	13	10	<b>38</b>
<b>Hydraulique</b>	19	17	14	<b>54</b>
<b>Météorologie</b>	7			<b>7</b>
<b>Mines</b>	22	18	22	<b>62</b>
<b>Science et.Ingénierie de .Matériaux</b>	10	12		<b>22</b>
<b>Télécommunications</b>	21	23	20	<b>64</b>

<b>CYCLE</b>	<b>Année d'études</b>	<b>Total</b>
	1	<b>308</b>
	2	<b>196</b>
	3	<b>202</b>
	4	<b>211</b>
	5	<b>179</b>
<b>TOTAL INGENIORAT</b>		<b>1096</b>
	1	<b>84</b>
	2	<b>78</b>
	3	<b>72</b>
<b>TOTAL LICENCE</b>		<b>234</b>
<b>TOTAL</b>		<b>1330</b>

CYCLE	<b>Total</b>
DEA	<b>108</b>
<b>TOTAL DEA</b>	<b>108</b>
DESS	<b>17</b>
<b>TOTAL DESS</b>	<b>17</b>
DI	<b>2</b>
<b>TOTAL DI</b>	<b>2</b>
<b>TOTAL</b>	<b>127</b>

<b>TOTAL GENERAL</b>	<b>1457</b>
----------------------	-------------

### I.2.2. LES ACTIVITES AGRICOLES

- Riziculture
- Cultures maraîchères
- Elevage

Ces activités constituent pour la population à la fois une source alimentaire mais aussi une source de revenus.

#### I.2.2.1. L'agriculture

**Tableau 3: Production et surface cultivée**

<b>Produits</b>	<b>Production</b>	<b>Surface cultivée</b>
Céréales : riz	38t	25 ha
Fruit :		
Cannes à sucre	117,5	7 ha
Orange	23,5 avec 2550 pieds	Non détaillée
Plantes à tubercules		
Manioc	270 t	22 ;2 ha
Taro	80 t	8 ha
Patate douce	41 t	10 ha
Pommes de terre	1,5 t	0 ;2 ha
Légumes :		
Haricot vert, concombre,		
Courgette, tomate	150 t	Non détaillée
Brèdes	8,3 t	Non détaillée

Source : production annuelle au niveau des Fkt

**NB** : 2000 nouveaux plants d'oranger sont cultivés à Ambohimiarina

Les données suivantes sont issues de la commune :

- Surface cultivable : 588 ha
- Surface cultivée : 300 ha
- Surface irrigable : 395 ha
- Surface irriguée : 180 ha

Les agriculteurs adoptent la culture pluviale et irriguée.

La commune possède 4 décortiqueries et 3 rizeries, mais n'a pas encore de Grenier Communautaire Villageois.

#### **1.2.2.2. L'élevage**

**Tableau 4: Effectif d'élevage**

<b>N°</b>	<b>ELEVAGE</b>	<b>EFFECTIF</b>
1	Bovidé	2260 têtes
2	Porcs	2680 têtes
3	Volailles	7250 têtes
4	Poulet de chair : 2ferme	2400 têtes

Source : données des FKT

#### **1.2.2.3. L'artisanat**

Les activités artisanales d'appoint pratiquées sont la :

- Broderie
- Vannerie : confection de nattes, paniers, chapeaux...
- Confection d'instruments de musique : tambour à percussion, kabosy,djembé
- Confection d'articles en boiserie : tige pour sac, maquettes et objets de décoration...
- Fabrication artisanale des briques en terre cuite

#### **1.2.2.4. Le commerce**

Environ 4,75% de la population exerce le commerce : épiceries, épi bars, café, thé, mofogasy, gargotes, boucheries, poissonnerie, marchand de légumes/fruit, charbonnerie, marchand de bois, quincaillerie....

#### **1.2.2.5. Autres**

On remarque l'existence d'autres métiers qu'on trouve habituellement en ville comme les employés de bureau, les prestataires de services, les salons de coiffures, les chauffeurs mécaniciens, les agents de sécurité,...

Une petite frange de la population assure la main d'œuvre dans les unités industrielles en zone franche des périphéries sud de capitale. Néanmoins l'existence des chômeurs reste non négligeable et représente environ 7.02 % de la population.

### **I.2.3. LES RESSOURCES NATURELLES**

#### **I.2.3.1. Le climat**

La Province d'Antananarivo fait partie du régime climatique tropical d'altitude, supérieure à 900 mètres. Elle est caractérisée par une température moyenne annuelle inférieure ou égale à 20°C.

L'année comporte deux saisons bien séparées, l'une pluvieuse et moyennement chaude, de Novembre en Avril et l'autre fraîche et relativement sèche, durant le reste de l'année. Les températures ne présentent pas trop de risque pour les diverses spéculations agricoles, sauf dans les hautes altitudes où quelques dégâts de gel sont enregistrés une année sur cinq.

La pluviométrie, au point de vue quantité de précipitation annuelle, ne présente pas de grande différence sur les statistiques de 20 ou 30 ans. C'est la répartition dans l'année qui comporte parfois des mois secs trop longs au début de la saison, ne permettant pas ainsi un bon démarrage de la campagne agricole, surtout pour les rizicultures.

Les tableaux suivants nous donnent les valeurs mensuelles de la température, du vent et de la précipitation de la région d'Antananarivo.

La direction du vent dominant est de Sud – Nord Ouest (NNW)

Le tableau n° 5 nous résume les données climatiques mensuelles dans la capitale.

**Tableau 5: Renseignement climatologique de la Commune Urbaine d'Antananarivo**

Mois	TMM [°C]	Hp [mm]	J	V [km/h]	DV
JANVIER	21,9	616,8	26	13,9	NSW
FEVRIER	20,9	125,7	19	21,9	NNW
MARS	20,5	333,2	19	11,9	ENE
AVRIL	21,1	15,4	5	11,3	ESE
MAI	19,4	17	4	11,1	E
JUIN	16,3	1,8	2	13,1	SE
JUILLET	15,6	6,3	6	13,1	E
AOUT	16,1	0,6	3	18,1	E
SEPTEMBRE	17,5	23,1	8	15	W
OCTOBRE	20,1	15,7	1	11,9	E
NOVEMBRE	20,5	112,5	13	20	W
DECEMBRE	21,7	154,1	18	15	N

Source : Service Météorologique

Où TMM : Température moyenne mensuelle [° C]

Hp : Hauteur de pluie mensuelle [mm]

J : Jour de précipitation mensuelle

V : Vitesse moyenne du vent [km/h]

DV : Direction du vent

Comme dans les hautes terres centrales, la commune jouit d'un climat de type tropical présentant deux saisons distinctes : une saison sèche et fraîche, de Mai en octobre et une saison chaude et pluvieuse, de Novembre en Avril.

En général, la région d'Alakamisy Fenoarivo est dotée d'un relief composé de plateaux, de plaines, et des vallons: le sol est de type latéritique.

L'hydrographie

La rivière Andromba qui prend sa source sur le fleuve Ikopa traverse la commune d'Alakamisy Fenoarivo. On note aussi l'existence du lac Mangidy se trouvant à l'extrême Sud de la commune, dans le Fokontany d' Antanety II.

#### **1.2.3.2. La végétation**

Des savanes herbeuses servent généralement de pâturage aux bovidés.

#### **1.2.3.3. Autres ressources naturelles**

Les principaux matériaux locaux existant dans la région sont le sable et le granit.

Une carrière d'exploitation de moellons se trouve à Ambohimasina

I.2.4. LES RESSOURCES SOCIO-CULTURELLES

I.2.4.1. L'enseignement

Tableau 6: Situation des établissements existants

DESIGNATION	LOCALISATION	PUBLIC	PRIVE
Préscolaire	Antanety II Ambohimiarina		1(Village d'enfants SOS) 1(Sekoly FJKM)
Primaire	Ambohimiarina Ankadivory Antanety II Ambohimasina Ambohimiarina	1 2 1	1(Village d'enfantsSOS) 1(Sekoly Fitahiana FJKM) 2(Sekoly FJKM, St Luc)
Secondaire 1 <sup>er</sup> cycle	Ambohimasina Antanety II	1	1(Village d'enfants SOS)
Secondaire 2 <sup>ème</sup> cycle	Ambohimasina		1(Lycée privé Santatra)
Centre agricole	Antanety II		1(Village d'enfants SOS)
Supérieur (ESPA)	Antanety II	1	

Source : descente sur terrain

Tableau 7: Effectifs des élèves

ETABLISSEMENT	LOCALISATION	NIVEAU I	NIVEAU II	NIVEAU III
EPP Antanety II	Antanety II	670		
EPP Ankadivory Alakamisy	Ankadivory	320		
EPP Ambohimiarina I	Antsahavory	238		
EPP Ambohimiarina II	Ambohimiarina	280		
Sekoly FJKM Fitahiana	Ambohimasina	204		
Sekoly FJKM Ambohimiarina	Ambohimiarina	208		
Sekoly Md Lioka Ambohimiarina	Ambohimiarina	170		
Ecole primaire et secondaire Village d'enfants SOS	Antanety II	194	189	
CEG Alakamisy Fenoarivo	Ambohimasina		571	
Lycée Privée Santatra	Ambohimasina			45
TOTAL		2284	760	45

Source ZAP commune

Le taux de scolarisation pour l'enseignement primaire est de 70% et de 30% pour celui de l'enseignement secondaire

Le taux d'alphabétisation est donné par le tableau suivant :

**Tableau 8: Taux d'alphabétisation**

<b>Catégorie</b>	<b>Masculin</b>	<b>Féminin</b>	<b>TOTAL</b>
Enfant	35%	35%	70%
Jeunes	35%	25%	60%
Adultes	30%	10%	40%

Source donnée communale

Le taux de déperdition scolaire est de 22%  
Les causes de la déperdition scolaire seraient

- La cherté de la vie
- L'éloignement de l'école par rapport à l'habitation des élèves
- Les parents ne veulent pas la continuité des études de leurs enfants
- La paresse ou manque de motivation des élèves
- L'insuffisance d'école professionnelle

#### **1.2.4.2. La santé**

Les centres de santé existant dans la commune sont :

- Le dispensaire FJKM Ambohimasina
- La médecine préventive de l'ESPA
- Le dispensaire au village d'enfants SOS
- Les cabinets privés

Les principales maladies sont

<b>I.R.A</b>	<b>32%</b>
Diarrhées	4%
Etat Fébrile	8,4%
Infections cutanées	3,2%
Infection Bucco Dentaires	0,8%

Source : Commune

#### **1.2.4.3. Les us et coutumes**

Des pratiques traditionnelles émergent encore dans la région. Il découle que des restrictions frappent une frange de la population qui suit encore des règles coutumières, quelques tabous conditionnent ainsi leur comportement.

Les pratiques proscrites concernent:

- La plantation ou consommation des oignons ;

- L'élevage ou consommation de la viande de chèvre ;

Parallèlement, comme la plupart des Malagasy, la pratique de l'exhumation et de la circoncision tiennent encore une valeur culturelle non négligeable.

#### **I.2.5. LES INFRASTRUCTURES DE DÉVELOPPEMENT ÉCONOMIQUE**

##### **I.2.5.1. Les barrages**

Le barrage d'Andohaony déjà en mauvais état faute d'entretien, reste le seul ouvrage existant dans la région. De telle infrastructure est vivement sollicitée à Malazarivo et Manohiadanana pour mieux rentabiliser les travaux de culture. Notons que ces localités se trouvent toutes à Antanety II.

##### **I.2.5.2. Les marchés et les abattages**

La commune compte deux marchés :

- Le marché communal hebdomadaire d'Ankadivory qui se tient chaque jeudi ;
- Le marché d'Antanety à périodicité hebdomadaire;

Il s'agit du fameux marché historique de Jeudi instauré du temps du roi Andrianampoinimerina où se pratiquait encore le troc. Devant l'expansion des transactions opérées à Ankadivory, ce dernier devenait une destination affluente et ce fut la naissance de l'actuel marché d'Alakamisy, classé après Anjoman'Analakely et Talatan'Ivolonondry dans la région d'Analamanga.

Malgré cette notoriété, le marché se trouve actuellement en mauvais état.

Deux abattages sont implantées à Antanety II et trois à Ambohimasina, ils demeurent tous dans un état dérisoire.

##### **I.2.5.3. Les infrastructures routières**

La Commune Rurale d'Alakamisy Fenoarivo est traversée par la route nationale No1 reliant Antananarivo à Tsiroanomandidy. Ambohimasina et Antanety II sont distants de 5km en route bitumée.

Environ 20km de routes secondaires desservent les hameaux dans les FKT en très mauvais état dont 200m en pavés. On note l'existence d'une route d'intérêt provincial reliant Ankadivory à l'ouest avec la CR d'Ampangabe Ambohitrimanjaka.

##### **I.2.5.4. L'énergie électrique**

La commune bénéficie de l'électricité fournie par la JIRAMA. Cependant, l'éclairage public reste encore à instaurer et la plupart des zones éloignées ne sont pas encore électrifiées.

#### **1.2.5.5. La communication**

Trois publiphones du TELMA existent dans la commune : à Ankadivory, Ambohimiarina et dans l'enceinte de L'ESPA. Deux émetteurs appartenant aux opérateurs en téléphones mobiles CELTEL et ORANGE sont installés à Ankadivory. Les stations de radio et télévision s'avèrent généralement faciles à capter sauf dans les zones reculées d'Antanety II

#### **1.2.6. LES AUTRES POTENTIALITÉS DE LA COMMUNE**

##### **1.2.6.1. Economique**

Le développement de la pisciculture présente une opportunité à développer vu les structures favorables de son relief et son microclimat adéquat.

La localité contient aussi des surfaces disponibles, propices aux investissements et d'autres activités économiques. Cependant un litige foncier oppose la commune avec le faritany d'Antananarivo. Dès lors, le dénouement rapide de cette situation s'impose en priorité en l'occurrence celui du transfert de propriété à la commune.

##### **1.2.6.2. Touristique**

- Des sites traditionnels renfermant des valeurs culturelles de la région se trouvent à Ambohimiarina. Ce sont les « doany et fasan'Andriana » ou tombes ancestrales : la tombe d'Andrianony ; lieu où les gens viennent se recueillir pour obtenir de la bénédiction. Il y a aussi les eaux puisées à Beravina Ankadivory reconnues pour des vertus thérapeutiques.
- Le tourisme repose sur ces cites historiques à vocation culturelle.
- La prospection des nouvelles activités touristiques surtout à Antanety II où se trouve le lac Mangidy est aussi envisageable.

##### **1.2.6.3. L'habitat Type**

- L'habitat traditionnel utilisant des matériaux locaux présente des murs en briques ou en terre ou en briques cuites, toitures en chaume, les tuiles ou les tôles
- Construction de type moderne : ossature en béton, toiture en tuile ou en tôle

Dans la majeure partie des cas ,les maisons ont 2-3pièces, soit une surface habitable de 30 à 45 m<sup>2</sup> pour 5 à 7 personnes,donnant 4 à 6,45 m<sup>2</sup> de surface vitale par personne .

#### **I.2.6.4. Structure sanitaire**

La plupart des maisons d'habitation sont dépourvues d'infrastructure sanitaire de base en l'occurrence les latrines.

#### **I.2.6.5. Les sports et loisirs**

Les jeunes constituent les 45% de la population et la commune n'est dotée d'aucun terrain de sport public. Néanmoins, des infrastructures sportives privées existent : il s'agit

- du terrain de foot appartenant à un particulier, un autre appartenant à l'ESPA, et un troisième appartenant au \_ village d'enfants SOS
- un terrain de basket, hand, volley, appartenant successivement à l'ESPA, et au appartement au village d'enfants SOS.

Les principaux loisirs des jeunes sont : le foot ball, les jeux de carte, les dominos, le basket-ball, le handball, la pétanque

.



---

## Chapitre II. **JUSTIFICATIONS DU PROJET**

---

### II.1. **OBJECTIF DU PROJET**

L'objectif du projet est de :

- Apporter à tous les usagers l'environnement approprié, le confort et la sécurité.
- Aménager et construire un complexe digne de ce nom.
- Donner aux bénéficiaires une construction moderne en rapport avec l'évolution des technologies et tout en respectant les règles de l'art.
- Réaliser un ouvrage économique rentable et bien conçu
- Rendre un aspect architectural de l'ouvrage à réaliser

### II.2. **JUSTIFICATIONS DU PROJET**

- constatant l'insuffisance des terrains salles de sport ici à Vontovorona il est raisonnable d'en concevoir une.
- Vu la croissance des effectifs des étudiants chaque année les terrains de sport en plein air deviennent très étroits.

#### II.2.1. **SITUATION DES SALLES DE SPORTS À VONTOVORONA PAR RAPPORT À CEUX QUI SE TROUVENT À ANTANANARIVO**

Tout d'abord Vontovorona ne possède pas encore des salles de sports appropriées; les terrains que les gens utilisent s'exposent en plein air. Etant donné que l'ESPA est une université comme les autres il doit bénéficier plus d'équipements sportifs autant que possible. En plus nous avons des équipes universitaires qui sont toujours obligés de se déplacer en ville pour faire des rencontres sportives. La distance qui nous sépare de l'université d'Ankatso nous obligé a consacrer du temps pour y arriver là bas or si on possède une salle de sport conforme à la norme il se pourrait qu'on peut faire les rencontres ici même. Non seulement cela va nous arrange en plus elle va permettre de nous apporter des bénéfices financiers car on peut l'utiliser pour gagner de l'argent. En effet cette salle ne sera pas seulement utilisée pour des rencontres sportives mais on peut aussi la louer à ceux qui veulent de grandes salles pour différentes festivités ; c'est-à-dire qu'elle sera une salle polyvalente. Ce projet nous donnera des bénéfices à notre école et de collaborer au développement de la commune.

## II.2.2. SITUATION DES SALLES DE SPORTS À ANTANANARIVO

A Antananarivo, nous avons plusieurs salles de sports ; on peut citer :

- Le stade municipal de Mahamasina (terrain pour l'athlétisme, terrain de foot ball et dans des rares occasions terrain pour festivité) ;
- Le stade couvert de Mahamasina (terrain pour l'athlétisme, terrain de foot-ball et dans des rares occasions terrain pour festivité) ;
- Le palais des sports et de la culture de Mahamasina (à la fois terrain de Basket-ball, Hand-ball, Volley-ball, et surtout salle de festivité)
- Le terrain et le stade couvert d'Ankatso (salle de sport comme le Basket-ball, le Hand-ball, le volley-ball ; le foot à 7 et 11 et d'autres) ;
- Le stade d'Alarobia (terrain pour l'athlétisme, terrain de foot-ball et dans des rares occasions terrain pour festivité) ;
- Le complexe d'Ampefiloha (terrain de sport seulement) ;

**Tableau 9: Les salles de sports d'Antananarivo**

Désignation	Lieux	Capacité en spectateurs [personnes]	Etat	Utilisations
Stade Municipal	Mahamasina	Gradins : 14000 Tribunes : 3000	Dans les normes	Sport et Manifestations culturelles
Stade couvert	Mahamasina	2500	Hors normes	Sport et Manifestations culturelles
Palais de sport et de la culture	Mahamasina	Chaise : 4995 Parquet : 1000	Dans les normes	Sport et Manifestation culturelles
Le complexe sportif d'Ankatso : stade couvert	Ankatso	(1)	Hors normes	Sports
Le complexe sportif d'Ampefiloha : stade couvert	Ampefiloha	(1)	Hors normes	Sports

*Certaines de ces données ont été recueillies auprès des autorités responsables de la relation publique du lieu et d'autres selon les données des médias.*

## II.2.3. CHOIX ET ETAT ACTUEL DU LIEU

Le choix de ce projet est basé tout simplement sur le manque de bâtiment sportif à Vontovorona. On a choisi donc de mettre en œuvre ce projet à l'ancien terrain de basket parce que c'est l'endroit plus fiable du point de vue en espace et situation du terrain.

En plus il est souvent interdit de jouer auprès des salles de classes pendant que les élèves étudient afin d'éviter de perturber le cours et même la concentration des élèves. De ce fait un terrain plus éloigné les élèves qui n'ont pas cours peuvent jouer ou s'entraîner, sans déranger ceux qui sont en classe.

# **PARTIE2**

## **ETUDES TECHNIQUES**

---

Chapitre I. **ETUDE DU SOL**

---

**ESSAI AU PENETROMETRE DYNAMIQUE**

Il s'agit d'un essai de reconnaissance que l'on doit utiliser pour avoir une idée qualitative de la succession des couches. L'essai permet la mesure directe de la résistance d'enfoncement dans le sol d'une pointe ou d'un cône ce qui permet d'évaluer l'homogénéité du terrain et niveau du substratum.

La résistance dynamique ou résistance de pointe est calculée par la formule de

battage, dans le cas des formules des Hollandais :

$$R_d = \frac{M^2 H}{e} \frac{1}{(M+P)} \frac{1}{A}$$

Avec M : masse du mouton : 9.835 Kg

H : Hauteur de chute du mouton : 70 cm

P : masse des tiges enfoncées+ enclume+ guide mouton+ pointe

$$A = \frac{\pi d^2}{4} \text{ avec } d : \text{diamètre de la pointe}$$

$$e = \frac{10cm}{N} : \text{enfoncement moyen}$$

avec N : nombre de coups pour enfoncer 10 cm

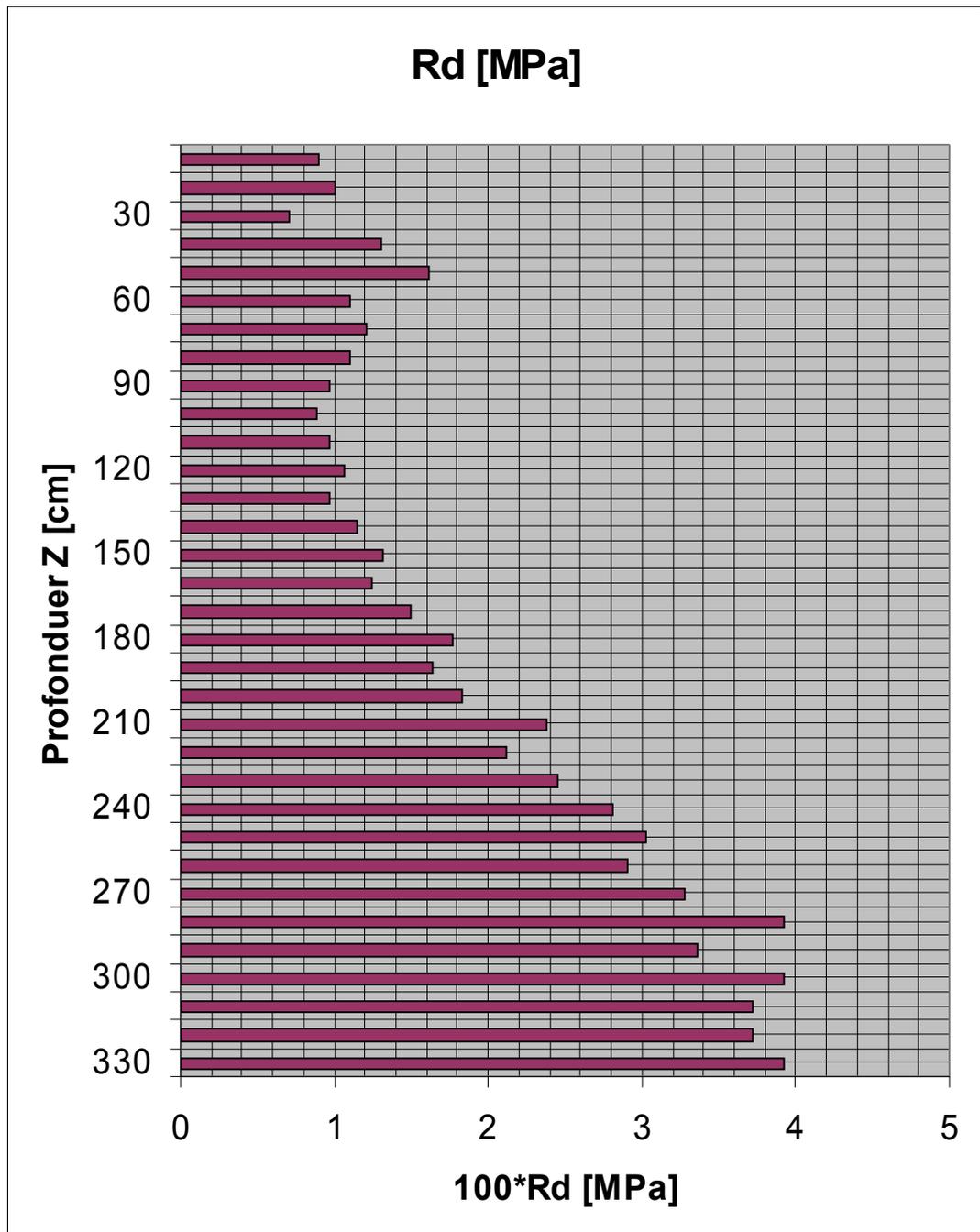
$R_d$  : résistance dynamique du sol

**Analyse**

D'après la courbe pénétrométrique, on peut constater trois couches bien distinctes sur une profondeur de 3.30 m dont la répartition approximative est la suivante :

Pour Z [m] de [0 ; 1.40] : couche superficielle ayant une résistance assez faible telle que  $R_d \sim 92.46$  [MPa]. Pour Z [m] de [1.40 ; 2.80] : l'augmentation progressive de la résistance suivie d'une stabilisation à partir de 2.80 m pourrait être due au frottement des parois.

Figure I: Courbe pénétrométrique



## Chapitre II. ETUDE ARCHITECTURALE

### II.1. PREDIMENSIONNEMENT

#### II.1.1. SALLE DE SPORT

Dans ce projet nous allons essayer de figurer tous les terrains de sport à l'intérieur du complexe en distinguant des salles multifonctionnelles, les salles de jeux et les salles polyvalentes.

On se doit de construire une salle pouvant accueillir le maximum de disciplines sportives possibles mais pour des raisons économiques, seuls les sports les plus pratiqués dans notre pays ont été pris en compte, dont notamment le Basket-ball, le Hand-ball et le volley-ball.

Le choix d'une salle de sports dépend essentiellement des diverses activités que l'on veut pratiquer et du niveau de pratique car les dimensions varient selon ces considérations que ce soit compétition ou entraînement ou sport scolaire.

**Tableau 10: Dimensions des terrains**

Sport	Dimensions réglementaires des tracés de jeu	Zone de dégagement réglementaire (minimale)	Dimension totale de l'aire d'évolution	Hauteur libre minimale
Sport de ballon				
Basket-ball	28m*15m	2m tout autour	32m*19m	7m à la verticale du tracé de jeu
Volley-ball	18m*19m	5m latéralement 8m au-delà des lignes arrières	34m*22m	12.5m (internationale)
Hand-ball	40m*20m	1m latéralement 2m au bout	44m*22m	7m à la verticale du tracé de jeu
Sport de balle				
Tennis	10.97m*23.77m (court de double)	Variable selon le niveau de compétition	Variable selon le niveau de compétition	9m pour les rencontres internationales
Tennis de table	1.525m*2.740m (dimension d'une table)	Variable selon le niveau de compétition	12m*6m pour les épreuves internationales	5m
Sport de combat				
Lutte	Aire de combat circulaire de 9m de diamètre	2m tout autour	Surface circulaire de 13m de diamètre	3m
judo	9m*9m min 10m*10m max	2.5m tout autour	14m*14m min 15m*15m max	3m
Boxe	4.90m*4.90m min 6.10m*6.10m max	1.50m tout autour	Ring A=7.9m*7.69m Ring B=9.1m*9.1m	3m

Mais il est aussi préférable de prévoir des salles d'entraînements pour les pratiques individuelles. Ces salles pourraient être utilisées pour les autres sports comme boxe, lutte, haltérophilie, musculation.

L'existence de deux salles polyvalentes permet de pratiquer le tennis de table et d'autres genres de sport qui se pratiquent fréquemment dans notre université comme :

Le karaté, kung-fu, tækwondo.....

#### **II.1.2. LOCAUX ANNEXES FONCTIONNELS**

Généralement les sportifs ont besoin des vestiaires pour se changer ; les sanitaires sont tout aussi indispensables de même que les douches. Il est important de réserver des salles ou locaux pour les entraîneurs et les arbitres.

Il existe donc 2 vestiaires destinés aux sportifs scolaires dont chacun peut accueillir 30 personnes.

Le sanitaire comprend 5 W.C dont 3 pour dames et 2 pour hommes, 4 urinoirs et 2 lavabos. Deux (2) salles de douche comportant chacune 12 pommes.

Pour les entraîneurs et arbitres

- Une salle de 14 m<sup>2</sup> pour les arbitres
- Une salle de 14 m<sup>2</sup> pour les entraîneurs

Les locaux pour les matériels sportifs sont situés sous les gradins aménagés à cet effet afin de dégager le lieu et d'obtenir un espace disponible.

#### **II.1.3. LES BESOINS PUBLICS**

- Gradins

Les gradins sont disposés de part et d'autre suivant la longueur du terrain. C'est indispensable de penser aux sécurités des spectateurs, ainsi proposons commencé les gradins à 2.50m de l'aire d'évolution. Ils sont constitués de plusieurs tronçons successifs rectilignes et peuvent contenir jusqu'à 13 rangées.

Pour chaque tronçon de profil rectiligne, les dimensions en coupe des gradins sont liées par la relation :

$$h = c + l * \frac{nc + H}{D}$$

Avec h : hauteur des gradins

C : relèvement du rayon visuel ;  $c=10$  cm entre les yeux et le sommet de la tête sous chapeau.

L : profondeur d'un gradin ;  $l=80$ cm.

N : nombre de rangés du tronçon.

H : hauteur de l'œil du premier spectateur du tronçon ;  $H=1.20$ m.

D : distance horizontale entre l'œil du premier spectateur et le point observer (ligne de touche) ;  $H=3.50$ m.

On prend pour les gradins 40cm.

- Sanitaires

Les sanitaires publics sont rangés suivant la largeur du terrain près des salles polyvalentes.

Ils se répartissent comme suit :

Pour les 2500 spectateurs estimés à 10W.C avec 5 lavabos pour les femmes ; ceux des hommes 5W.C et 3 lavabos avec 10 urinoirs.

- Buvettes

Nous avons pensé que notre gymnase doit avoir une buvette surtout pour le public.

#### II.1.4. LES AUTRES LOCAUX ANNEXES

- Les bureaux administratifs

Tout comme tant d'autres types de gymnase ; celui-ci a besoin d'une gestion. Nous avons proposé d'installer 3 services : à savoir le service matériel, service administratif et financier. Les locaux administratifs comprennent la direction, le secrétariat, les marketings et le bureau de l'organisation des programmes de la salle. Les personnels ont des toilettes distinctes contenant en total 4WC, 3 urinoirs et 2 lavabos

- Les locaux techniques :

Ces locaux servent aux alimentations électriques et en eau du bâtiment. Ce gymnase comporte des locaux de cabines électriques qui vont commander toutes les alimentations des secteurs. Il faut aussi prévoir un local de groupe électrogène, un groupe de secours qui remplacera la JIRAMA en cas de coupure ou de faible tension.

Un local pour les commandes de ventilation et de climatisation s'avère aussi indispensable dans notre gymnase.

- Salle de conférence

Il faut aussi prévoir une salle pour des réceptions ou des réunions et même de divers évènements. Elle est équipée d'une table longue entourée des sièges.

#### **II.1.5. LE CONFORT**

Tous les usagers de cette salle de gymnase doivent avoir le meilleur confort possible car c'est un besoin primordial pour les utilisateurs.

Ce confort dépend de :

- L'éclairage
- La sécurité contre l'incendie
- L'accoustique
- La ventilation et l'hygiène

#### **II.2. ASPECT ARCHITECTURAL :**

Notre gymnase a une forme rectangulaire de 70.4\*62.96 m<sup>2</sup>, qui abrite un terrain polyvalent de 50.4\*47.84 m<sup>2</sup> et des locaux annexes. Le terrain se couvre d'une tôle galvanisée, et les locaux seront couverts d'une terrasse en béton armé.

#### **II.3. CARACTÉRISTIQUES TECHNIQUES**

##### **II.3.1. COUVERTURE :**

Pour bien assurer l'étanchéité, l'isolation thermique, correction accoustique, nous avons utilisé les tôles galvanisées prélaquées autoportantes de 63/100.

Pour la toiture, nous proposons la charpente métallique car elle nous procure plusieurs d'avantages. Etant donné que la construction métallique présente une construction de luxe cela ne nous empêche pas de l'utiliser à notre ouvrage. Elle semble aujourd'hui la plus utilisée dans toutes les grandes constructions de bâtiment non seulement ici à Madagascar mais partout dans le monde. Elle possède une capacité de bien supporter une grande portée comme notre cas ici. Sachons que c'est la construction métallique qui est la plus utilisée dans les pays développés, alors nous avons adapté cette construction afin de suivre l'évolution des technologies des pays développés. Le gouvernement Malgache lutte maintenant contre la conservation de notre environnement ; ce sera bénéfique pour lutter contre les déforestations.

De plus les aciers sont faciles à assembler et présentent une dureté plus grande que celle des bois. Ils apportent beaucoup d'avantages mais devant la hausse de prix des aciers actuellement dans notre pays, ce sera donc assez coûteux.

### **II.3.2. OSSATURE**

Pour les ossatures des gradins nous avons choisi le béton armé. Il est le plus couramment utilisé et le plus économique vu la quantité qu'il faut utiliser dans notre ouvrage. Le béton armé résiste bien par sa grande résistance.

### **II.3.3. MUR ET CLOISON :**

Pour les murs de remplissage, nous allons utiliser des briques cuites de notre produit local afin de garder une ancienne structure et aussi pour que notre gymnase ne soit pas différent des autres bâtiments administratifs déjà en place.

### **II.3.4. ECLAIRAGE**

Il existe deux (2) systèmes d'éclairage :

- L'éclairage naturel :

Il faut utiliser des matériaux transparents qui permettent d'obtenir un éclairage homogène au sol et qui facilitent la pénétration du rayon de soleil dans la salle. Ces matériaux se situeront à 2m au dessus des gradins.

- L'éclairage électrique

Dans le cas où l'éclairage naturel est insuffisant pour satisfaire le besoin en lumière dans la salle nous avons recours à l'éclairage électrique. Il se peut qu'il y ait des moments où les joueurs doivent jouer durant la nuit c'est pourquoi on aura besoin de l'éclairage électrique. Cette étude se basera sur les nombres d'appareils d'éclairages qui assureront la bonne répartition de la lumière dans chaque salle ou local du bâtiment. Ainsi les niveaux d'éclairage et les luminances doivent être compatibles et suffisants avec les activités qui vont se dérouler dans chaque salle.

L'éclairage dépendra des paramètres suivants :

- De la dimension de la salle ;
- De la couleur des murs, du sol et du plafond ;
- du niveau d'éclairage ;
- du facteur de l'uniformité

- des facteurs fonctions de la classe de luminaire, de l'indice du local et du facteur de réflexion des plafonds et murs.

- Flux lumineux total

Le flux total est donné par :  $F = \frac{E * S * d}{\eta * \mu}$

- Nombre de lampes à installer

Le nombre de lampes est donné par la formule :  $N = F/W$

Avec W le flux par source.

- Calcul des éclairagements
- Indice du local k : cet indice dépend du système d'éclairage et de ses dimensions

#### **II.3.4.1. CALCUL DES ECLAIREMENTS**

##### **a - .INDICE DU LOCAL : K**

L'indice du local dépend du système d'éclairage et de ses dimensions

On prend  $K = a*b/h*(a+b)$  avec :

- a : la longueur de la salle
- b : largeur de la salle
- h : la hauteur des luminaires au dessus du plan utile avec  $h = H - h'$  tandis que H est la hauteur sous plafond et h' la hauteur de suspension des luminaires ( $h' = 0$ ) car nous allons considérer l'éclairage direct extensif ; on est dans la classe photométrique J.

L'inter distance maximale entre deux (2) luminaires est  $e = 1.50h$

##### **b - .FACTEUR DE REFLEXION**

Utilisons les couleurs claires à toutes les parois :

- le terrain de jeu est en parquet, donc on prend 20%
- les murs sont teints en blanc, donc 75%
- le plafond en blanc 75%

##### **c - .FACTEUR DE DEPRECIATION d**

Ce facteur tient compte de la dimension dans le temps du flux émis par une source lumineuse. C'est une grandeur caractérisant l'importance du flux lumineux dans une direction, en général on prend  $d=1.3$

***d* - .RENDEMENT  $\eta$**

On va prendre un type de réflecteur projecteur étanche, soit  $\eta= 0.32$  et un plafonnier diffuseur opale donc  $\eta = 0.48$  selon le cas.

***e* - .FACTEUR D'UTILANCE  $\mu$**

Ce facteur est fonction de la classe de luminaire, de l'indice du local et du facteur de réflexion des plafonds et murs (voir tableau d'utilance en annexe)

***f* - .FLUX LUMINEUX TOTAL**

Le flux est donné par :  $F = \frac{E * S * d}{\eta * \mu}$

***g* - .NOMBRE DE LAMPES A INSTALLER**

Choisissons les types de lampe à utiliser et le nombre de lampes nécessaires est  $N = \frac{F}{W}$

où  $W$  est le flux lumineux par source.

**Tableau 11: Résultats du projet d'éclairage**

désignation	dimensions			paramètres						locaux	emax	lampes		N
	a (m)	b (m)	h (m)	K	E (lux)	$\mu$	$\eta$	d	F (Lm)			W (W)	lm	
terrain	50,4	47,84	10,6	2,32	500	0,79	0,32	1,3	6 199 518,99	1	15,9	400	30 000,00	206
salle polyvalente	15	5	4,72	0,79	150	0,51	0,48	1,3	59 742,65	2	7,08	60	6 600,00	20
salle de repos	10	5	4,72	0,71	150	0,51	0,48	1,3	39 828,43	2	7,08	60	6 600,00	12
salle de conférence	16,52	5	4,72	0,81	150	0,51	0,48	1,3	65 796,57	1	7,08	60	6 600,00	10
local entraîneur	7	2	4,72	0,33	100	0,2	0,48	1,3	18 958,33	2	7,08	40	4 400,00	8
local arbitre	7	2	4,72	0,33	100	0,2	0,48	1,3	18 958,33	1	7,08	40	2 200,00	8
local infirmerie	5,4	2,08	4,72	0,32	150	0,2	0,48	1,3	22 815,00	2	7,08	40	4 400,00	10
local matériel	5,06	3,5	3,49	0,59	100	0,42	0,48	1,3	11 420,14	3	5,235	60	9 900,00	4
local technique	5,06	3,5	3,49	0,59	300	0,42	0,48	1,3	34 260,42	3	5,235	60	9 900,00	4
bureaux	4	3	4,72	0,36	150	0,2	0,48	1,3	24 375,00	12	7,08	40	26 400,00	12
locaux	5	4,57	4,72	0,51	150	0,36	0,48	1,3	25 785,59	3	7,08	60	9 900,00	9
buvette	5	4	4,72	0,47	150	0,33	0,48	1,3	24 621,21	1	7,08	60	3 300,00	8
vestiaire	12	7	4,72	0,94	150	0,51	0,48	1,3	66 911,76	2	7,08	60	6 600,00	20
sanitaire	7	6,8	4,72	0,73	150	0,51	0,48	1,3	37 916,67	2	7,08	40	4 400,00	18
couloirs	50,4	2,5	4,72	0,50	150	0,5	0,48	1,3	102 375,00	1	7,08	60	3 300,00	31

### **II.3.5. SECURITE CONTRE L'INCENDIE**

Nous avons conçu ce bâtiment pour le public, alors il faut prendre toutes les précautions possibles s'il se présente un cas d'incendie :

➤ **Conception des dégagements :**

Les dégagements doivent permettre une évacuation rapide et sûre de tout public de l'établissement.

➤ **Unité de passage, largeur de passage**

La largeur minimale de passage a été calculée en fonction du nombre de personnes à évacuer. Alors on calcule d'abord le nombre de sorties nécessaires qui est donné par la formule :

Si  $N \geq 500$  personnes

$N_s = \text{Effectif arrondi à la tranche de 500 immédiatement supérieur} / 500 + 1$

On a  $N_s = 2500 / 500 + 1 = 6$  sorties

La largeur totale de sortie est :

Largeur type appelée « unité de passage  $U_p$  » est de 0.60m par personne

On a 2500 personnes à évacuer avec six (6) sorties

Donc  $L = 0.60 * 2500 / 6 = 250$ m

Et la largeur de chaque passage est  $l = 250 / 6 = 41.67$ m

La largeur des accès et escaliers doit être calculée pour permettre une évacuation rapide des spectateurs. La formule pour déterminer la largeur nécessaire des escaliers pour un nombre donné de spectateurs devant quitter un stade dans un laps de temps déterminé telle que:

Largeur (en m) = nombre de personnes / temps d'écoulement (en s) \* 1.25 ou encore

**1. Temps d'écoulement = nombre de personnes / largeur (en m) \* 1.25**

Nous avons aménagé une largeur totale d'issues de sortie (escalier, accès au gradins, dégagement,..) de 27m, c'est-à-dire 1m pour 93 personnes. D'après la formule citée ci dessus, il faut 74s pour faire évacuer la salle. On peut faire évacuer les personnes assises sur les gradins en passant par les escaliers de dégagement à peu près pendant 2 mn.

Les appareils d'éclairage sont disposés sur les plafonds afin d'éviter les obstacles à la circulation.

Il faut donc engager du personnel pour :

- Signaler les publics en cas d'incendie par des systèmes d'alarme et d'alerte ;
- Assurer les installations de détection automatique d'incendie ;
- Entretien des équipements de désenfumage et de sécurité spécifiques du bâtiment ;
- D'assurer la surveillance permanente ;
- De régler les compresseurs d'air des systèmes d'extinction automatique en eau ;
- D'assurer les pompes de réalimentation en eau.

### **II.3.6. VENTILLATION**

Le renouvellement de l'air recommandé pour les salles d'activité est:

- Par sportif : 7l/s
- Par spectateur : 5l/s
- Sauf s'il est permis de fumer : 8l/s
- Vestiaire : 5l/s par personne
- Douche et W.C groupés : 5l/s par occupant potentiel
- W.C isolé/8l/s par local

Ce renouvellement doit être assuré par des dispositifs dans les locaux techniques de ventilation.

Ainsi la hauteur du bâtiment a été dimensionnée à partir de ce renouvellement.

## **II.4. CALCUL DE LA HAUTEUR DU BATIMENT**

### **II.4.1. CONDITION DE RENOUELEMENT D'AIR :**

La condition de renouvellement de l'air est de 4l/s par personne.

Pour 2500 personnes, on exige d'avoir  $10000\text{l/s}=10\text{m}^3/\text{s}$

Pour une compétition de 40 mn,  $D=10*2400=24000\text{m}^3$

Notre surface est  $S=47.84*48=2296.32\text{m}^2$

D'où la hauteur du bâtiment est  $H=D/S=10.45\text{m}$

On va prendre  $H=11\text{m}$  pour la salle de sport tandis que pour les locaux annexes nous allons prendre  $h=4.72\text{m}$ .

#### **II.4.2. ACCOUSTIQUE**

L'étude acoustique consiste à limiter la gêne due au bruit ressentie par les individus. En général on aura à résoudre le problème d'isolation acoustique et dans le second cas un problème de traitement acoustique. Nous devons donc soit :

- Abaisser au maximum le niveau de bruit
- Rendre la voix humaine intelligible
- Améliorer la diffusion d'un message au travers d'une sonorisation

2.

---

## Chapitre III. ADDUCTION D'EAU ET ASSAINISSEMENT

---

### III.1. ASSAINISSEMENT

Il faut prévoir l'évacuation des:

- eaux pluviales ;
- eaux usées ;
- eaux vannes

#### III.1.1. EVACUATION DES EAUX PLUVIALES

Les chenaux et les descentes d'eaux servent l'évacuation. Pour les dimensionner il faut connaître le débit à évacuer. Ce débit dépend de la pluviométrie de la région considérée et de la surface de toiture.

$$Q = C * I * A$$

C : coefficient de ruissellement avec C=0.95

I : intensité moyenne de la précipitation de l'ordre de I=3.01/mn/m<sup>2</sup>

A : surface de la toiture

Or  $Q = V * S$  alors  $S = \frac{Q}{V} = \frac{C * I * A}{V}$

#### Dimensionnement des chenaux

$$S = B * H \text{ alors } B * H = \frac{0.95 * 3.10^{-3}}{1.5 * 60} A = 0.1322 \text{m}^2 = 1322 \text{cm}^2$$

Avec A : la surface de la toiture = 4176.928m<sup>2</sup>

On va prendre B=50cm et H=30cm, les chenaux est en métalliques.

Dimension des descentes d'eaux pluviales

La section totale des descentes d'eaux pluviales est :  $S = n \frac{\pi d^2}{4}$  avec n : nombre

total des descentes d'eau pluviales.

$$S = 150 \text{cm}^2 = S = n \frac{\pi d^2}{4} \text{ ainsi } n d^2 = 1528 \text{cm}^2 \text{ prenons } d = 10 \text{ ce qui donne } n = 16.$$

Ces seize descentes d'eau sont réparties sur chaque poteau des façades distant de 10 m l'une de l'autre. Elles sont en PVC 100

**Tableau 12: Diamètre des appareils**

<b>DESIGNATION</b>	<b>DEBIT (l/s)</b>	<b>DIAMETRE DES CONDUITES</b>
DOUCHE	0.5	40
LAVABO+EVIER	0.75	40
URINOIR	1.00	50
W.C	1.50	80

### **III.1.2.EVACUATION DES EAUX VANNES**

Les eaux vannes sont recueillies par les fosses septiques. La capacité des fosses dépend du nombre des usagers.

Installons quatre (4) fosses septiques identiques pour 100 personnes.

#### **Dimensions de la fosse septique**

Il faut savoir qu'une fosse est divisée en quatre (4) compartiments: la chute, la décantation, le filtre et le regard.

Si on suppose que la capacité de la fosse par usager est 0.250m<sup>3</sup> on a :

- compartiment de chute  $V_c=2/3V_n$
- compartiment de décantation  $V_d=1/3V_n$

Où  $V=0.25m$

Avec  $n$  : nombre des usagers

$V_c$  : volume de chute

$V_d$  : volume de décantation

Pour  $n=80$  alors  $V_c=14m^3$  et  $V_d=7m^3$ .

Prenons la hauteur de la fosse  $h=2.00m$  et la largeur  $L=2.5m$  alors la longueur de chute  $L_c=2.8m$  et la longueur de décantation  $L_d=1.4m$

#### **Filtre épurateur**

Le dimensionnement se fait à partir de la surface de lit bactérien qui est aussi fonction de l'épaisseur des matériaux filtrant qui sont les « mâchefer ».

La surface est donnée par :  $S=N/10 \cdot H^2$

Avec  $N$  : nombre des usagers

$H$  : hauteur du lit et on va prendre  $H= 2m$

D'où  $S=80/10*22=2m^2$

La longueur du filtre est donnée par  $L=S/2.5=0.8m$

Nous allons donc prévoir un regard de  $100*100*120$  pour recevoir les eaux évacuer après traitement approprié. Ce regard sera relié avec les réseaux d'évacuation qui sont déjà installés à Vontovorona avec une buse de diamètre 250cm.

### III.2. ALIMENTATION EN EAU :

La canalisation d'eau potable s'effectue en trois branchements :

- branchement primaire : provenant du branchement général du réseau de distribution de la JIRAMA vers la nouvelle construction ;
- branchement secondaire : conduite desservant chaque local (annexe) ;
- branchement tertiaire : branchement desservant chaque appareil (lavabo, douche.....)

On calcule le débit nécessaire à partir des débits de base  $Q_b$  des appareils. Ces débits varient selon les appareils.

**Tableau 13: Débit de calcul**

Désignation	Nombre d'appareils	Débit de base (l/s)	Dc
Douche	24	0.2	4.8
Lavabo	12	0.2	2.4
Urinoir	18	0.15	2.7
W.C	25	0.12	3
Bouche d'arrosage	24	0.7	16.8
Buvette	3	0.2	0.6

Ce débit cumulé doit affecter à un coefficient de simultanéité  $K$  car les appareils ne seront pas utilisés simultanément.

$$K = \frac{1}{\sqrt{n+1}} \text{ où } n \text{ est le nombre d'appareils.}$$

Le débit de pointe probable  $Q_p=K*Q_b$

$$\text{En rappelant que le débit } Q = V * S = V * \frac{\pi D^2}{4} \text{ avec } D = \sqrt{\frac{4 * Q_p}{\pi * V}}$$

$V$  la vitesse d'eau  $V$  est sensiblement égale à 1.50m/s (pour éviter la cavitation)

---

## Chapitre IV. EFFET DU VENT

---

Le vent est une masse d'air en mouvement, stable en vitesse de direction considérée comme horizontale et perpendiculaire à une face du bâtiment.

Par hypothèse, l'action du vent exercée sur une des faces d'un élément de paroi est supposée normale à cet élément ; cette action dépend de :

- la région ;
- la catégorie de la construction et de ses proportions d'ensemble ;
- l'emplacement de l'élément considéré dans la construction et de son orientation par rapport au vent ;
- Les dimensions de l'élément considéré ;
- La forme de la paroi à laquelle appartient l'élément considéré.

### IV.1. PRESSION DYNAMIQUE

Par définition, la pression dynamique  $q$  en daN/m<sup>2</sup> est donnée en fonction de la vitesse  $V$  du vent en m/s, par la formule :

$$q = \frac{V^2}{16.3}$$

et les pressions dynamiques de base normale et extrême sont celles qui s'exercent à une hauteur de 10m au dessus du sol, pour un site normal, sans effet de masque sur un élément dont la plus grande dimension est égale à 0.50m.

D'après le fascicule édité par le MTP (Ministère des Travaux Publics) et la DAUH (Direction de l'Architecture, de l'Urbanisme et de l'Habitat), la région d'Antananarivo appartient aux zones des hauts plateaux et que les pressions dynamiques de base applicables à Madagascar pour ces zones seront :

- Pour vent normal :  $q_{dn}=50\text{daN/m}^2$
- Pour vent extrême :  $q_{de}=87.5\text{ daN/m}^2$

Pour avoir les pressions dynamiques de calcul, il faut avoir les coefficients correcteurs qu'on doit affecter à ces valeurs.

## IV.2. COEFFICIENT DE CORRECTION

### IV.2.1.EFFET DE HAUTEUR :KH

Ce coefficient est donné par la formule  $q = \frac{q_H}{q_{10}} = 2.5 * \frac{H + 18}{H + 60}$

Où  $q_H$  est la pression dynamique agissant à la hauteur H du bâtiment égale à 11m

$q_{10}$  est celle agissant à la hauteur 10m

$K_h=1.06$

### IV.2.2.EFFET DE SITE :KS

Nous avons ici un site normal, c'est-à-dire une plaine ou un plateau de vaste étendue présentant en général des dénivellations peu importantes.

Donc  $K_s = 1$

### IV.2.3.EFFET DE MASQUE :KM

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

La construction n'est pas masquée par d'autre construction alors nous allons prendre  $K_m=1$ .

### IV.2.4.EFFET DE DIMENSION $\delta$

Ce coefficient est fonction de la plus grande dimension de la surface offerte au vent d'après la figure A I en annexe

Nous avons  $\delta = 0.7$

## IV.3. PRESSION DYNAMIQUE DE CALCUL

La pression statique exercée par le vent sera obtenue en utilisant la formule

$$Q_s = (C_e - C_i) * K_h * K_s * K_m * q_b$$

$$Q_s = 1.06 * 1 * 10.7 * (C_e - C_i) * q_b$$

$$Q_s = 0.742 * (C_e - C_i) * q_b$$

Avec :-  $C_e$  : coefficient des actions extérieures

- $C_i$  : coefficient des actions intérieures

La pression dynamique de calcul ayant pour expression :

- Pour un vent normal :  $q_{dn} = \beta * q_{sn}$
- Pour un vent extrême :  $q_{de} = \beta * q_{se}$

#### IV.4. CALCUL D'ACTIONS

##### IV.4.1. RAPPORT DE DIMENSIONS : $\lambda$

Pour une direction de vent donnée, le rapport de dimensions  $\lambda$  est le rapport de la dimension H de la construction à la dimension horizontale de la face frappée :

$$\lambda_a = \frac{H}{a} \text{ et } \lambda_b = \frac{H}{b}$$

D'où  $\lambda_a = 0.15$

et  $\lambda_b = 0.175$

##### IV.4.2. COEFFICIENT $\gamma_0$

La valeur du coefficient  $\gamma_0$  est donnée par le diagramme de la figure A II en annexe

- Vent normal à la grande face  $S_a$

$$\lambda_a = 0.15 \quad \lambda_b = 0.175$$

D'où  $\gamma_0 = 0.85$

- Vent normal à la petite face  $S_b$

$$\lambda_b = 0.175 \quad \lambda_a = 0.15$$

D'où  $\gamma_0 = 0.85$

##### IV.4.3. ACTIONS EXTERIEURES $C_e$

###### IV.4.3.1. ACTION MOYENNES SUR LES PAROIS

- Vent perpendiculaire à la grande face  $S_a$ 
  - Face au vent

$C_e = +0.8$  quelle que soit la valeur de  $\gamma_0$

- Face sous le vent

$$C_e = -(1.3\gamma_0 - 0.8)$$

$$C_e = -0.30$$

- Vent perpendiculaire à la petite face Sb
  - Face au vent

$$C_e = +0.8 \text{ quelle que soit la valeur de } \lambda_0$$

- Face sous le vent

$$C_e = -(1.3\gamma_0 - 0.8)$$

$$C_e = -0.30$$

#### IV.4.3.2. ACTIONS SUR LA TOITURE

Nous avons une toiture à versant plan. Le coefficient  $C_e$  sera tiré de la figure A III en annexe

- Vent perpendiculaire à la grande face Sa

Avec  $\gamma_0 = 0.87$  et  $\alpha = 10^\circ$  (angle que fait la toiture par rapport à l'horizontale)

- Face au vent

$$C_e = -0.34$$

- Face sous le vent

$$C_e = -0.24$$

- Vent perpendiculaire à la petite face Sb

$$\gamma_0 = 0.85 \text{ et } \alpha = 0^\circ$$

Lorsque  $\alpha = 0^\circ$  que ce soit pour la face au vent ou pour la face sous le vent, on a la même valeur

$$C_e = -0.22$$

#### IV.4.4. ACTIONS INTERIEURES $C_i$

On applique simultanément sur les faces intérieures de tous les compartiments, cela pourrait être une suppression ou une dépression.

Dans notre cas la construction est fermée alors nous allons prendre  $\mu < 5$

- Vent perpendiculaire à la grande face Sa
  - Suppression :

$$C_i = +0.6 \cdot (1.8 - 1.3 \gamma_0)$$

$$C_i = +0.4$$

- Dépression :

$$C_i = -0.6 \cdot (1.3 \gamma_0 - 0.8)$$

$$C_i = -0.20$$

- Vent perpendiculaire à la petite face Sb
  - Surpression

$$C_i = +0.6 \cdot (1.8 - 1.3 \gamma_0)$$

$$C_i = +0.42$$

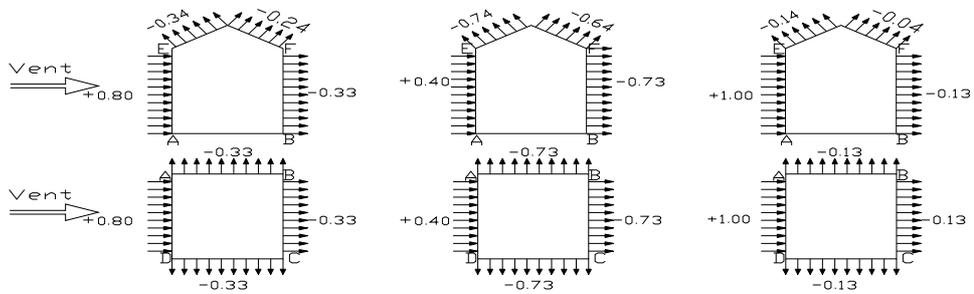
- Dépression

$$C_i = -0.6 \cdot (1.3 \gamma_0 - 0.8)$$

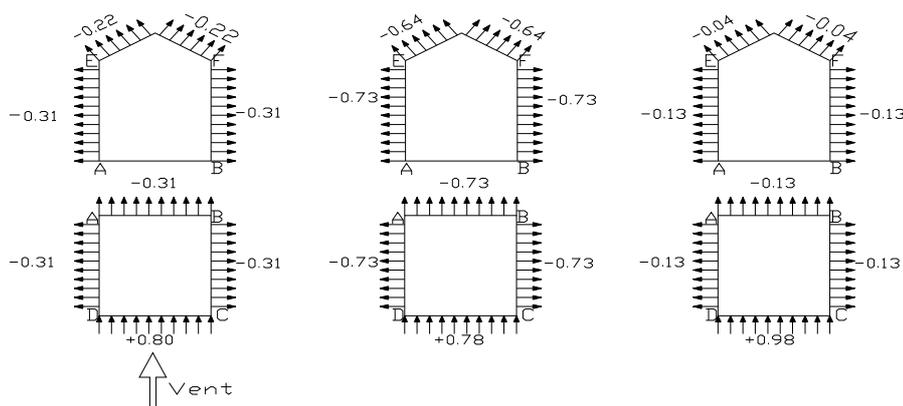
$$C_i = -0.18$$

#### IV.4.5. COMBINAISON DE $C_e - C_i$

- Vent perpendiculaire à la grande face Sa



- Vent perpendiculaire à la petite face Sb



Les combinaisons les plus défavorables de Ce-Ci sont:

**Tableau 14: Les combinaisons les plus défavorables de Ce-Ci**

Ce-Ci	Façade	pignons	Toiture
pression	+1.00	+0.98	
succion	-0.73	-0.73	-0.74

#### IV.4.6.ACTIONS STATIQUES EXERCEES PAR LE VENT

Les pressions statiques  $q_s$  de calcul sont :

- Pour le vent normal :  $q_b=50 \text{ daN/m}^2$

**Tableau 15: Vent normal  $W_n$**

Ce-Ci	façade	pignon	Toiture
pression	46	45	
succion	33	33	34

Unité :  $\text{daN/m}^2$

- Pour le vent extrême :  $q_b=87.5 \text{ daN/m}^2$

**Tableau 16: vent extrême  $W_e$**

Ce-Ci	façade	pignons	Toiture
pression	80	78	
succion	58	58	59

Unité :  $\text{daN/m}^2$

#### IV.4.7.ACTIONS DYNAMIQUES EXERCEES PAR LE VENT

Aux effet statiques précédemment définis, s'ajoutent des effets dynamiques qui dépendent des caractéristiques mécaniques est aérodynamique de la construction.

##### IV.4.7.1.Actions parallèles à la direction du vent

La pression dynamique exercée par le vent vaut pour

- Un vent normal :  $q_{dn} = \beta \cdot q_{sn}$
- Un vent extrême :  $q_{de} = \beta' \cdot q_{se}$

Où  $q_{sn}$  : pression statique pour un vent normal

$q_{se}$  : pression statique pour vent extrême

Avec  $\beta = \theta(1 + \xi \cdot \zeta) \geq 1$  et  $\beta' = (0.5 + \theta/2)\beta \geq 1$

$\xi$  désigne le coefficient de réponse donné en fonction de la période  $T$  est la période d'oscillation.

Pour les bâtiments à ossature en béton armé :

$$T = \frac{0.09H}{\sqrt{I_x}}$$

Où  $H=11\text{m}$  (hauteur du bâtiment)

$L_x= 47.84\text{m}$  (largeur du bâtiment)

$T=0.14\text{s}$

### **Coefficient de réponse $\xi$**

Ce coefficient est obtenu par la lecture du diagramme  $\xi=0.3$  figure A V dans l'annexe

### **Coefficient de pulsation $\zeta$**

Il est déterminé par l'échelle fonctionnelle de la figure A IV dans l'annexe en fonction de la hauteur de l'édifice : Pour  $H=11\text{m}$  on a  $\zeta=0.354$

### **Coefficient global $\theta$**

Ce coefficient dépend du type de construction à base prismatique rectangulaire dont  $H < 30\text{m}$

$\theta=0.70$

### **Coefficients $\beta$ et $\beta'$**

$\beta=0.7 \cdot (1 + 0.3 \cdot 0.354) = 0.77 < 1$

Nous allons prendre  $\beta=1$

$\beta' = (0.5 + 0.70/2) \cdot 1 = 0.85 < 1$

Nous allons prendre  $\beta' = 1$

#### **IV.4.7.2. ACTIONS PERPENDICULAIRES A LA DIRECTION DU VENT**

Ces actions engendrent des phénomènes d'oscillation dues aux tourbillons alternés dits de KARMAN . Pour cela il est nécessaire de comparer la vitesse critique du vent exercé à la construction avec une vitesse de 25m/s. Si la vitesse critique  $V_{cr} \geq 25\text{m/s}$  il est inutile de faire le calcul de résonance.

**Détermination de la vitesse critique :**

D'après la théorie de Karman, en résonance la vitesse critique est donnée par l'expression.

$$V_{cr} = \frac{d}{ST}$$

Avec d désignant la largeur du maître couple, S est un nombre dit nombre de Strouhal, pris égal à 0.25 à 0.30 pour les prismes à base quadra rectangulaire.

T est la période de vibration propre de la construction.

$$V_{cr} = 47.84 / 0.30 * 0.27$$

$V_{cr} = 590.61 > 25\text{m/s}$ , alors il est inutile de faire un calcul à la résonance.

Finalement, compte tenu du fait que  $\beta = \beta' = 1$ , la pression dynamique de calcul est identique aux pressions statiques de calcul

.

---

## Chapitre V. **ETUDE DE LA TOITURE**

---

Par rapport aux autres structures les structures métalliques présentent beaucoup d'avantages mais elles ont aussi leurs inconvénients ;

### **Avantages :**

- Résistance mécanique : la résistance de l'acier à la traction permet de franchir de grandes portées de plus la possibilité d'adaptation plastique offre une grande sécurité ;
- Le poids est plus léger alors les charges permanentes de calcul sont réduites. Cette légèreté nous permet à un transport facile au cas où ce sera nécessaire ;
- Nous pouvons les transformer pour avoir toute les formes que nous voulons en avoir ;
- Les possibilités architecturales sont beaucoup plus étendues qu'en béton.

### **Inconvénients :**

- Elles sont susceptibles aux phénomènes d'instabilité élastique, en raison de la minceur des profils ;
- Mauvaise tenue au feu, exigent des protections onéreuses ;
- Nécessite d'entretien régulier des revêtements protecteurs contre la corrosion, pour assurer la pérennité de l'ouvrage.

Cette toiture en structure métallique est indépendante du reste du bâtiment et elle est constituée de :

- Une couverture en tôles GALVABAC ;
- Des pannes sur lesquelles est fixée la couverture ;
- Des treillis

Pour le calcul, les charges sollicitant les charpentes à considérer sont :

### **Charges permanentes**

- poids de la couverture ;
- poids de l'étanchéité ;
- poids de l'isolation ;
- poids propre des pannes et des fermes.

### **Charges d'exploitation :**

- les effets du vent ;
- personnel d'entretien ;
- les poussières et les eaux pluviales.

Pour la vérification des calculs nous utiliserons les normes selon l'**Eurocode 3**.

La méthodologie des calculs sera la suivante :

- repérage des diverses actions possibles et calculs des combinaisons d'actions les plus défavorables ;
- calcul des sollicitations correspondantes (efforts normaux et tranchants, moment de flexion simples ou déviés, moments de torsion éventuels) ;
- vérification des résistances des pièces (calcul des contraintes) ;
- vérification des stabilités de forme (déformations, flèches, déplacements).

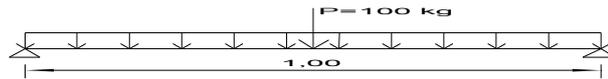
#### **V.1. CALCUL DE LA COUVERTURE :**

Nous allons utiliser les tôles GALVABAC 63/100è pour notre couverture, avec un entraxe de pannes de 2m.

##### **V.1.1. VÉRIFICATION DE LA COUVERTURE :**

Supposons une surcharge d'entretien 100kg ponctuelle placée à mi travée, correspond au poids d'un homme et de ses matériels dans le cas d'entretien ou travaux sur la toiture.

#### **Figure II: Sollicitation de la couverture**



- Poids de la couverture :  $10/\cos 10^\circ = 10.15 \text{ daN/m}^2$
- Pour une charge de 1m nous avons  $g = 10.15 \text{ daN/ml}$
- Les surcharges : poussières et eaux pluviales :  $20/\cos 10^\circ = 20.30 \text{ daN/m}^2$  ce qui donne  $g = 20.30 \text{ daN/ml}$
- Pour l'entretien  $100 \text{ daN}$

**1<sup>er</sup> cas** : le vent n'exerce aucune pression donc  $W_n = 0$

Le moment maximal en travée est :

$$M = 100/4 * 2 + (20.30 + 10.15) * 2^2 / 8 = 65.22 \text{ daNm}$$

La contrainte maximale appliquée à la tôle est :

$$\delta = M/I \text{ avec } I/V = 4.65 \text{ cm}^3 \text{ pour les tôles GALVABAC 63/100e}$$

$$\delta = 1402 \text{ daN/cm}^2 < \delta_{adm} = 1600 \text{ daN/cm}^2$$

Ainsi la tôle résiste bien

**2<sup>ème</sup> cas** : le vent exerce une force de soulèvement  $W_e = 59 \text{ daN/m}^2$

$$P = g - W_e = -49 \text{ daN/m}^2 * 1 = -49 \text{ daN/ml}$$

$$P = -49 \text{ daN/ml}$$

$$M = 49 * 2^2 / 8 = 24.5 \text{ daNm}$$

$$\text{La contrainte est : } \delta = 2450 / 4.65 = 527 \text{ daN/cm}^2 < \delta_{adm} = 1600 \text{ daN/cm}^2$$

Notre tôle résiste bien

## V.2. CALCUL DES PANNES :

Les pannes ont pour rôle de supporter la couverture. Elles sont disposées parallèlement à la ligne de faîitage, dans le plan des versants. Leur entraxe sera fixé à 2m comme nous l'avons déjà adopté lors de la couverture. Leur portée correspond à l'entraxe des traverses.

Les pannes sont soumises :

- Aux poids propres de la panne et de la couverture ;

- A une charge due au vent ;
- A une charge due aux poussières et aux eaux pluviales.

Elles sont dimensionnées par le calcul pour satisfaire simultanément :

- Aux conditions de résistance ;
- Aux conditions de flèche.

Les pannes sont posées sur les fermes à versant, et inclinées d'un angle  $\alpha$ , c'est pourquoi elles fonctionnent en flexion déviée ou bi axiale. Elles sont assemblées par boulonnage et pour éviter leur glissement à la pose ou leur basculement, du fait de la pente des versants, elles sont assemblées par l'intermédiaire de pièces en équerre (échantignolles).

Nous allons adopter les poutrelles laminées courante IPE pour les pannes. C'est-à-dire qu'on a une section de classe 1 selon le tableau 6 annexe d' après l'Eurocode 3. Ce qui permet de conduire les calculs en plasticité. En effet les sections de classe 1 sont des sections transversales pouvant atteindre leur résistance plastique, sans risque de voilement local, et possèdent une capacité de rotation importante pour former une rotule plastique.

#### V.2.1. CALCUL EN PLASTICITÉ

Ce calcul est basé sur l'étude d'une flexion déviée (biaxiale), il faut vérifier que :

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

Où  $\alpha$  et  $\beta$  sont des constantes égales à :  $\alpha=2$  et  $\beta=5n \geq 1$  avec  $n=N/N_{pl}$  pour notre type de section.

Dans notre cas  $N=0$ (effort normal), nous allons donc prendre  $n=1$

$M_z$  et  $M_y$  sont les moments de flexion suivant  $z$  et  $y$ .

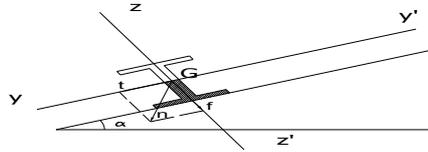
$M_{pl}$  est le moment plastique, avec FORMULE

$\gamma M_0$  : coefficient partiel de sécurité, tel que  $\gamma M_0=1$  pour une section de classe.1

$F_y$  : limite d'élasticité en acier ; pour notre nuance d'acier S.235,  $f_y = 235\text{Mpa}$

Nous allons d'ailleurs vérifier la condition de flèche :  $f \leq l/200$

Figure III: Pannes :



Notre charpente métallique est alors un portique de 5m de portée, posées à un entraxe de 1m la pente du versant est  $\alpha=10^\circ$

### Inventaire des charges

- Charge permanente :
  - poids propre des pannes estimé à  $6\text{daN/m}^2=6\text{kg/m}^2$  ;
  - poids de la couverture  $10\text{ kg/m}^2$
  - isolation et étanchéité  $20\text{ kg/m}^2$ $G=36\text{kg/m}^2$
- charges variables :
  - comme à Madagascar il n'y a pas de neige, nous allons considérées la poussière et les eaux pluviales :  $P=20\text{daN/m}^2$  ;
  - force de soulèvement en vent normal :  $Wn=-34\text{ daN/m}^2$
  - force de soulèvement en vent extrême :  $We=-59\text{ daN/m}^2$
- combinaisons d'actions :

Le cas la plus défavorable est

$$G-IWeI=-95\text{ daN/m}^2$$

La charge maximale sur les pannes, compte tenu des bacs acier vaut :

$$n=1.25*P*d=1.25*95*1=119\text{ daN/ml}$$

Suivant  $zz'$  et  $yy'$ , on a :

$$f=n\cos\alpha=117$$

$$t=n\sin\alpha=21$$

Les pannes sont considérées comme isostatiques, alors :

$$M_y = \frac{fl^2}{8} = 367\text{kgm}$$

$$M_z = \frac{tl^2}{8} = 67 \text{kgm}$$

Par tâtonnements successifs, on détermine le profil minimal nécessaire. Faisons donc notre calcul avec un IPE 140

D'après le tableau en annexe A.3.2.2, pour ce profil, les modules de flexion plastiques suivant les axes yy' et zz' sont :  $W_{pl,y} = 60.7 \text{cm}^3$  et  $W_{pl,z} = 13.6 \text{cm}^3$

$$M_{pl,y} = 60.7 * 2350 = 142645 \text{ daNcm}$$

$$M_{pl,z} = 13.6 * 2350 = 31960 \text{ daNcm}$$

$$\text{Soit } (60600/142645)^2 + (10600/31960) = 0.50 < 1$$

La condition de résistance est assurée.

### V.2.2. VÉRIFICATION DES CONDITIONS DE FLÈCHE :

Pour le calcul des flèches, les charges à prendre en compte sont, si l'entraxe est d :

$$f = 1.25 (G+P \cdot \cos\alpha) \cdot d \cdot \cos\alpha = 1.25 * (36+20 \cdot \cos 10^\circ) * 1 * \cos 10^\circ = 204 \text{ daN/ml}$$

$$t = 1.25 (G+P \cdot \cos\alpha) \cdot d \cdot \sin\alpha = 1.25 * (36+20 \cdot \cos 10^\circ) * 1 * \sin 10^\circ = 28 \text{ daN/ml}$$

D'après le tableau en annexe A.3.2.2, pour ce profil, les moments d'inertie de flexion suivant les axes yy' et zz' sont :  $I_y = 541.2 \text{cm}^4$  et  $I_z = 44.90 \text{cm}^4$

- flèche suivant zz' :

$$\frac{f_1}{l} = \frac{5}{384} \frac{fl^3}{EI_y} = \frac{5}{384} \frac{2.04 * 500^3}{2.1 * 10^6 * 541.2} = 2 * 10^{-3} < \frac{1}{200} = 5 * 10^{-3}$$

La condition de flèche suivant l'axe zz' est vérifiée.

- Flèche suivant yy'

$$\frac{f_2}{l} = \frac{5}{384} \frac{fl^3}{EI_z} = \frac{5}{384} \frac{0.28 * 500^3}{2.1 * 10^6 * 44.90} = 4 * 10^{-3} < \frac{1}{200} = 5 * 10^{-3}$$

La condition de flèche suivant l'axe yy' est vérifiée

Donc les IPE 140 sont convenables pour ces pannes

### V.3. CALCUL DES FERMES

Nous allons adopter des fermes à treillis car la portée est assez grande pour la traverse.

Ces sont des barres rectilignes situées dans un même plan, assemblées entre elle selon des triangles.

Il existe des types de treillis, de forme générale triangulaire ou trapézoïdale, en N ou en V. ces treillis sont composés de :

- Une membrure supérieure (arbalétrier)
- Une membrure inférieure (entrait)
- Une âme à treillis constituée des éléments verticaux appelés montants et des éléments obliques appelés diagonales.

Parmi les différents types de ferme nous allons adopter la ferme anglaise.

Les membrures, montant et diagonales sont constituées de doubles cornières simples. Pour la partie supérieure, les poteaux recevant les fermes sont à âme pleine.

Pour éviter toute dissymétrie, les fermes sont constituées d'élément jumelés et pour se prémunir contre des sollicitations de flexion de gauche.

#### **V.3.1. HYPOTHÈSES DE CALCUL**

Les calculs des poutres à treillis sont établis sur la base d'hypothèses simplificatrices.

- Les barres sont supposées articulées, sans frottement aux nœuds ;
- Les axes neutres des barres sont supposés concourants aux nœuds où elles convergent ;
- Les forces extérieures sont supposées être situés dans le plan et appliquées aux nœuds ;
- Les calculs sont effectués en élasticité.

#### **V.3.2. CALCUL :**

Action sollicitant la ferme :

- Charge permanente :

- poids propre :  $\frac{36}{\cos 10^\circ} = 37\text{kg/m}^2$

- ferme :  $= 9\text{kg/m}^2$

Total :  $G = 46\text{kg/m}^2$

- charge variable :

-poussière + eau =  $120\text{kg/m}^2$

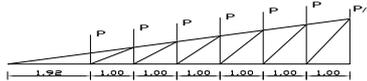
à l'ELS :  $P = G + Q = 166 \text{ kg/m}^2$

à l'ELU :  $P = 1.35G + 1.5Q = 242.1 \text{ kg/m}^2$

La charge à l'ELU est la plus défavorable :

$$P = 242.1 \times 1 \times 5 = 1210.5 \text{ kg}$$

**Figure IV: Calcul des moments**



Nombres des barres : 27

Nombres des nœuds : 15

On a  $b = 2n - 3$  ;  $2 \times 15 - 3 = 27$  d'où le système est isostatique

**Tableau 17: Longueur des barres**

N° barre	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
longueur	1.94	1.02	1.02	1.02	1.02	1.02	1.02	1.39	1	1	1
2324252627192	12	13	14	15	16						
02122longueur1											
111.920.330.510											
.690.861.041.22											
1.71N° barre											
N° barre											
longueur1718	1.57	1.44	1.31	1.21	1.12						

**Tableau 18: Bras de levier**

a-27	a-26	a-25	a-24	a-23	a-22	1-o	2-n	a-5	a-7
1.71	2.40	2.97	3.41	3.75	4.62	0.32	0.50	0.95	
3-m	4-l	5-k	6-j	7-i	a-2	a-3	a-4	a-6	1.31
0.68	0.84	1.02	1.20	1.39	0.42	0.60	0.77	1.13	

$$R=7P+P/2=15P/2$$

**Tableau 19: Efforts dans les barres**

Plan de section	Barre N°	Pôle du moment	Equation d'équilibre des moments	Effort (kg)	
				C : compression	T : traction
P0	1	o	$R*1.92 = -f1*0.33$	- 52821.81	C
P0	15	b	$R*1.92=f15*0.33$	52821.81	T
P1	2	n	$R*2.92-P*1 = -f2*0.51$	- 51980.29	C
P1	14	b	$R*1.92 = f14*0.33$	52821.81	T
P1	27	a	$P*1.92+f27*0.33=0$	- 7042.90	C
P2	3	m	$R*3.92+f3*0.7-P*1-P*1=0$	- 45653.14	C
P2	13	c	$R*2.92-f13*0.51-P*1=0$	49606.76	T
P2	26	a	$-f26*0.5+P*1.92+P*2.92=0$	- 11717.64	C
P3	12	d	$R*3.92-f12*0.69-2P*1-P=0$	46314.78	T
P3	4	l	$R*4.92-P*3-P*2-P*1+f4*0.87=0$	- 42993.62	C
P3	25	a	$P*1.92+P*2.92+P*3.92+f25*0.68=0$	- 15594.08	C
P4	11	e	$R*4.92-P*3-P*2-P*1-f11*0.86=0$	43493.54	T
P4	5	k	$R*5.92-P*4-P*3-P*2-P*1+f5*1.05=0$	- 39658.28	C
P4	24	a	$P*1.92+P*2.92+P*3.92+P*4.92-f24*0.85=0$	- 19481.92	C
P5	10	f	$R*5.92-P*4-P*3-P*2-P*1-f10*1.04=0$	40039.61	T
P5	23	a	$P*1.92+P*2.92+P*3.92+P*4.92+P*5.92-f23*1.02=0$	- 23260.58	C
P5	6	j	$R*6.92-P*5-P*4-P*3-P*2-P*1+f6*1.23=0$	- 36315	C
P6	7	i	$R*7.92-P*6-P*5-P*4-P*3-P*2-P*1+f7*1.41=0$	- 32966.80	C
P6	22	a	$P*1.92+P*2.92+P*3.92+P*4.92+P*5.92+P*6.92-f22*1.20=0$	- 26752.05	C
P6	9	g	$R*6.92-P*1-P*2-P*3-P*4-P*5-f9*1.22=0$	36612.66	T
P7	16	a	$f16*1.92=f27*0.33$	1210.50	T
P8	17	a	$f27*1.71=f17*2.92+f26*2.40$	795.94	T
P9	18	a	$f26*2.40=f18*3.92+f25*2.97$	1210.50	T
P10	19	a	$f25*2.97=f19*4.92+f24*3.41$	1210.50	T
P11	20	a	$f24*3.41=f20*5.92+f23*3.75$	1210.50	T
P12	21	a	$f23*3.75=f21*6.92+f22*4.62$	1210.50	T
P13	8	a	$f22*4.62=f8*7.92$	4053.33	T
P13	7	l	$R*7.92-P*1-P*2-P*3-P*4-P*5-P*6+f7*1.41=0$	- 32966.80	C

**Calcul des contraintes dans les membrures :**

On va adopter des demi IPE 300 et les assemblages des treillis aux nœuds sont boulonnés pour avoir des articulations. La ferme est supportée par les poteaux IPE 300.

- Membrane inférieure :

$$\delta = \frac{F}{S} \text{ avec } S = 26.91 \text{ cm}^2$$

Nous allons prendre l'effort dans les barres qui est le plus défavorable ; c'est-à-dire la barre n° 15 et on a :

$$\sigma = \frac{52821.81}{26.91} = 1962.90 \text{ kg/cm}^2 \sim 196.29 \text{ Mpa} < 235 \text{ Mpa}$$

- Membrane supérieure

Nous devons d'abord vérifier les tronçons de membrane au flambement

### Flambement dans le plan de la poutre :

Longueur de flambement :  $l_{kx}=0.9l_0=0.9*1=0.9$

Et l'effort normal de plastification est :  $N_{pl}=A*f_y=26.91*2350=63239$  kg

L'élançement maximal :  $\lambda_x = \frac{l_{kx}}{i_x}$

Pour un demi IPE 300,  $i_x=4.35$  d'où  $\lambda_x=90/4.35 =21$

L'élançement réduit est  $\lambda_x(\text{barre})=\lambda_x/ \lambda_r$

Or pour l'acier S.235, l'élançement eulérien est  $\lambda_r = 93$

$\lambda_x(\text{barre})=21/93= 0.23$

Le coefficient de réduction X est obtenu par le tableau 65 de l'ouvrage.

Eurocode 3 en fonction de  $\lambda_x(\text{barre})$  et de la courbe de flambement c (section en T)

On a  $X= 0.9847$

L'étude consiste à vérifier si  $N \leq \frac{\chi N_{pl}}{\gamma_{M1}}$

$\gamma_{M1}$  : c'est le coefficient de sécurité, pour le flambement et pour la section de classe 1

$\gamma_{M1} =1.1$

$\frac{\chi N_{pl}}{\gamma_{M1}} = \frac{0.9847 * 63239}{1.1} =56610\text{kg}$

Or  $N=15268$  kg

$N < \frac{\chi N_{pl}}{\gamma_{M1}}$  ainsi la condition est vérifiée, il n'y a aucun risque de flambement donc dans

le plan de la poutre.

➤ Flambement transversal :

$L_{ky} =l_0=1\text{m}$

$i_y=3.35\text{cm}$

$\lambda_y = 30$  ;  $\lambda_y(\text{barre})=30/93=0.32$

$$\chi = \frac{(0.32 - 0.3) * (0.8973 - 0.9491)}{(0.4 - 0.3)} + 0.9491$$

$$\chi = 0.9387$$

$$\frac{\chi N_{pl}}{\gamma_{M1}} = \frac{0.9387 * 63239}{1.1} = 53965 \text{ kg}$$

$$N < \frac{\chi N_{pl}}{\gamma_{M1}} \text{ est vérifié}$$

### Contrainte de cisaillement dans les membrures :

Dans chaque intervalle de treillis, il faut vérifier la membrure au cisaillement d'après la formule :

$$\tau = 1.5 \frac{T}{A_a} \leq 0.58 f_y$$

Pour un demi IPE 180, on a la section transversale à l'effort tranchant

$$A_a = a \left( \frac{h}{2} - e \right)$$

$$A_a = 7.1 (150 - 10.7) = 989 \text{ mm}^2$$

Dans une section de poutre située à l'abscisse x de l'appui, le moment vaut :

$$M(x) = \frac{qx(l-x)}{2} - \frac{ql^2}{4(2k+3)}$$

$$\text{Avec } q = 1210.5 \text{ kg/m et } k = \frac{I_t l_m}{l_t T_m}$$

$$\text{Où } I_t = 2SV^2 + 2I_0 \text{ deux (2) IPE 300}$$

$$I_t = 539219$$

$$l_m = 1.4 \text{ m}$$

$$l_t = 15 \text{ m}$$

$$I_m = 8356 \text{ cm}^4$$

K=6

$$M(x) = -\frac{qx^2}{2} + 7.92qx - 3.96q$$

L'effort tranchant est maximal pour  $M(x) = 0$

$M(x) = 0$  pour  $x = 0.52\text{m}$

$$\text{Or } V(x) = \frac{dM(x)}{dx} = q(9 - x)$$

$$V_{\max} = 1210.5(9 - 0.52) = 10265\text{kg}$$

Ainsi la contrainte de cisaillement vaut :

$$\tau = 1.5 * \frac{10265}{989} = 15.56\text{kg/mm}^2 = 1556\text{kg/cm}^2$$

$$\tau < 0.58 f_y = 1363\text{kg/cm}^2$$

➤ Vérification des flèches :

La flèche maximale à mi-portée se décompose :

- En une flèche due au moment fléchissant donnée par la formule :

$$f_m = \frac{1}{384} * \frac{pl^4}{EI} \text{ avec } E = 2.1 * 10^6 \text{ kg/cm}^2$$

- En une flèche due à l'effort tranchant :

$$f_t = \frac{1}{GA_0} (M_B + M_C) \text{ avec } G = 8.1 * 10^5 \text{ kg/cm}^2$$

$M_B$  est le moment négatif à l'appui et  $M_C$  le moment positif en milieu des travées.

Avec  $p$  la charge linéique non pondérée.

$$P = 170 * 5 = 850 \text{ kg/m}$$

$I$  : inertie des membrures seules.

$$f_m = \frac{1}{384} * \frac{850 * 10^{-2} * 1500^4}{2.1 * 10^5 * 539219} = 0.09\text{cm}$$

Flèche  $f_t$  :

L'aire de l'âme équivalente :

$$A_a = \frac{2.6 A_d \frac{l_m}{h_0}}{\frac{A_d + \frac{l_d}{h_0^3}}{A_1 h_0^3}} = 3.3 \text{ cm}^2$$

$$M_B = -3.96q = -3431 \text{ kgm}$$

$$M_C = M(1/2) = 22298.86 \text{ kgm}$$

$$f_t = \frac{1}{8.1 \cdot 10^5} (3431 + 22298.86) = 3.17 \text{ cm}$$

La flèche totale est :

$$f = f_m + f_t = 3.26 \text{ cm}$$

$$\frac{f}{l} = \frac{3.26}{1500} = 2.10^{-3} < 5.10^{-3}$$

### Vérification de la stabilité au déversement :

Le déversement des pièces fléchies est le second phénomène d'instabilité élastique, après le flambement, avec lequel il présente une analogie certaine.

Il faut vérifier la stabilité des fermes au déversement sous l'effet du vent.

Nous allons vérifier selon Eurocode3.

Le moment de flexion maximal  $M_f$  doit être inférieur au moment ultime de déversement c'est-à-dire :

$$M_f \leq \chi_{LT} \cdot \beta_w \cdot W_{pl,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M_1}}$$

Avec  $\beta_w = 1$  pour notre cas de section.

Pour un demi IPE 300,  $IPE = \mu = A_1 y_1 + A_2 y_2 + A_3 y_3$

$$A_1 = b \cdot t_f = 150 \cdot 10.7 = 1605 \text{ mm}^2$$

$$y_1 = \frac{h - t_f}{2} = \frac{300 - 10.7}{2} = 144.65 \text{ mm}$$

$$A_2 = \left( \frac{h}{2} - t_f \right) t_w = \left( \frac{300}{2} - 10.7 \right) 7.1 = 1140.97 \text{mm}^2$$

$$y_2 = \frac{h}{4} - \frac{t_f}{2} = \frac{300}{4} - \frac{10.7}{2} = 69.65 \text{mm}$$

$$A_3 = \left( 1 - \frac{\pi}{4} \right) r^2 = \left( 1 - \frac{\pi}{4} \right) 15^2 = 48.29 \text{mm}^2$$

$$y_3 = \frac{2r}{12 - 3\pi} + \frac{h - 2t_f - 2r}{2} = \frac{2 \cdot 15}{12 - 3\pi} + \frac{300 - 2 \cdot 10.7 - 2 \cdot 15}{2} = 135.95 \text{mm}$$

$$W_{pl,y} = \mu = 1605 \cdot 144.65 + 1140.97 \cdot 69.65 + 48.29 \cdot 135.95 = 318196 \text{mm}^3$$

$$W_{pl,y} = 318.2 \text{cm}^3$$

$$\lambda_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \left[ \phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^{-2} \right]^{0.5}} \text{ avec } \lambda_{LT} \leq 1$$

$$\phi_{LT} = 0.5 \left[ 1 + \alpha_{LT} \left( \bar{\lambda}_{LT} - 0.2 \right) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right] = 4.19$$

$\alpha_{LT} = 0.49$  pour les profils soudés.

L'élanement

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left[ \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] \left[ \beta_w \right]^{0.5} = \left[ \beta_w W_{pl,y} \frac{f_y}{M_{cr}} \right]^{0.5}$$

$$\lambda_1 = 93.9 \varepsilon = 93.9 \left[ \frac{235}{f_y} \right]^{0.5}$$

Avec  $f_y$  en N/mm<sup>2</sup>

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{L}{i_z}}{\sqrt{C_1 \left[ 1 + \frac{1}{20} \left( \frac{\frac{L}{i_z}}{\frac{h}{t_f}} \right)^2 \right]}} \text{ avec } C_1 = 0.71$$

$$\lambda_{LT} = 74$$

$$\lambda_1 = 30$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = 0.8 \Rightarrow \chi = 0.6622 \text{ d'après le tableau 65 de l'Eurocode 3, pour } \bar{\lambda} = \bar{\lambda}_{LT} \text{ et } \chi = \chi_{LT}$$

$$\chi_{LT} \cdot \beta_w \cdot W_{pl,y} \frac{f_y}{\gamma_{M_1}} = 450158 \text{ kgcm}$$

$$G = 50 \cdot 5 = 250 \text{ kg/m}$$

$$W_e = 59 \cdot 5 = 295 \text{ kg/m}$$

$$P = G + W_e = 545 \text{ kg/m}$$

$$M_f = 38978.8 \text{ kgcm}$$

$$M_f < \chi_{LT} \cdot \beta_w \cdot \frac{M_{pl,y}}{\gamma_{M_1}}$$

---

## Chapitre VI. PREDIMENSIONNEMENT

---

Les ossatures du bâtiment sont en béton armé sauf sur les toitures. Comme nous le savons tous que le béton armé est un élément résistant et il résiste très bien à la compression. Il est d'autant plus économique que les aciers.

➤ Plancher

C'est une dalle pleine bordée par des poutres supports. Les épaisseurs courantes pour une dalle continue sont :

$$h \geq \frac{l_x}{25} \quad \text{si} \quad \alpha = \frac{l_x}{l_y} < 0.4 : \text{ dalle portant dans un seul sens.}$$

$$h \geq \frac{l_x}{40} \quad \text{si} \quad \alpha = \frac{l_x}{l_y} \geq 0.4 : \text{ dalle portant dans les deux sens.}$$

Avec  $l_x, l_y$  : portée entre deux nu d'appui de la dalle selon les deux directions.

Dans notre cas, nous allons étudier les dalles qui sont la paillasse du gradin et notre toiture terrasse. Ils se reposent dans une seule sens avec :  $l=5.07\text{m}$

$$h \geq \frac{5.07}{25} = 0.20\text{m}$$

Retenu : dalle  $h=20\text{ cm}$

Poutres

Pour dimensionner une poutre, il faut satisfaire les inégalités suivantes :

$$\frac{1}{15} \leq h \leq \frac{1}{10} \quad \text{et} \quad 0.3h \leq b \leq 0.4h$$

En adoptant les poutres de section rectangulaire :

$l$  : la longueur de la poutre considérée

$h$  : sa hauteur

$b$  : sa largeur

Les poutres n'ont pas les mêmes portées, mais nous allons adopter les poutres de même section c'est-à-dire de même dimension pour tout le bâtiment. La plus grande portée de notre poutre est  $l=5\text{m}$

On a alors :

$$\begin{cases} 31\text{cm} \leq h \leq 50\text{cm} \\ 12\text{cm} \leq b \leq 16\text{cm} \end{cases}$$

h=50cm et b=25cm comme épaisseur des murs

Retenu : poutre 25\*50cm<sup>2</sup>

Poteaux

Pour dimensionner les poteaux, utilisons la formule :

$$a*b \geq \frac{N}{0.9\bar{\sigma}_b}$$

N : effort normal supporté par le poteau

$\bar{\sigma}_b$  : contrainte admissible du béton pris égale à  $\bar{\sigma}_b = 14.2\text{MPa} = 142 \text{ bars}$ .

a\*b : section du poteau

$$S = 5*5 = 25\text{m}^2$$

Les charges appliquées sont :

$$\text{Terrasse: } 500*25 = 12500$$

$$\text{Charpente métallique: } 500*25 = 12500$$

$$\text{Poutre transversale : } 600*8.73*0.3 = 1571.40$$

$$\text{Revêtement : } 100*25 = 2500$$

$$\text{Surcharge : } 120*25 = 3000$$

$$\text{Dalle : } 250*25 = 6250$$

$$\text{Nervure : } 200*25 = 5000$$

$$\text{Plafond en enduit plâtre : } 21*25 = 525$$

$$\text{Total : } 43846.40$$

$$a*b \geq \frac{43846.40}{0.9*142} = 343.08\text{cm}^2$$

les poteaux doivent remplir la condition de non flambement dans ce sens il faut

$$\frac{l_f}{a} \leq 14.4 \text{ pour une section rectangulaire}$$

avec  $l_f$  la longueur de flambement ;

$$l_f = 0.7l_0 \text{ pour poteau intérieur où } l_0 = 4.72m$$

$$l_f = 3.30 \text{ m}$$

$$a \geq 0.23 \text{ m prenons } a=0.25m=25cm$$

$$a*b \geq 424 \text{ cm}^2$$

Prenons  $b=30cm$

➤ Escalier de dégagement

Pour les bâtiments recevant public, il faut que :

$$13cm \leq h \leq 20cm$$

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

$$\text{avec } 60 < g + 2h < 64$$

Vu l'importance des surcharges, de la même manière que le gradins, nous avons pris une pailleuse de 20 cm d'épaisseur.

Notre escalier intérieur est les escaliers sur les gradins qui assureront l'évacuation des publiques sur les gradins.

---

## Chapitre VII. DESCENTE DES CHARGES

---

La descente des charges à pour but de calculer les charges et les surcharges appliquées sur les poteaux au niveau de la toiture jusqu'à la fondation.

Toutes les charges transmises au sol par l'intermédiaire des poteaux doivent être bien étudiées, ces charges sont :

- Le poids propre du poteau ;
- La charge du plancher qu'il supporte ;
- La part de cloison reportée sur lui ;
- Le poids propre des poutres qu'ils chargent ;
- Le poids des murs ;
- Les éléments spéciaux tels que : les escaliers....

Pour trouver les valeurs de ces charges nous devons connaître les actions permanentes et les charges d'exploitations dans le bâtiment.

➤ Charges permanentes :

- béton armé : 2500 kg/m<sup>3</sup>
- béton ordinaire : 2200 kg/m<sup>3</sup>
- maçonnerie de briques pleines : 1800 kg/m<sup>3</sup>
- revêtement : 100 kg/m<sup>2</sup>
- tôle galvanisée : 10 kg/m<sup>2</sup>
- garde corps métallique: 100 kg/m<sup>3</sup>
- main courante : 50 kg/ml
- fers à vitrage : 6 kg/m<sup>2</sup>
- verre : 71 kg/m<sup>2</sup>

- charpente métallique :
  - ❖ lattis : 6kg/m<sup>2</sup>
  - ❖ chevrons : 5kg/m<sup>2</sup>
  - ❖ pannes : 6 kg/m<sup>2</sup>
  - ❖ ferme : 9 kg/m<sup>2</sup>
  - total : 27 kg/m<sup>2</sup>

➤ surcharges d'exploitation

Les valeurs de surcharge d'exploitation sont :

- gradin: 500 kg/m<sup>2</sup>
- escalier: 500 kg/m<sup>2</sup>
- terrasse accessible au public : 500 kg/m<sup>2</sup>
- garde corps ; lieu public : 100 kg/m<sup>2</sup>

Eau : 100 kg/m<sup>2</sup>

Poussière : 20 kg/m<sup>2</sup>

Entretien toiture : 100 kg/m<sup>2</sup>

➤ Gradins et escaliers :

Les gradins et les escaliers sont des ouvrages obliques. Ils forment avec le plan horizontal un angle  $\alpha$ . Pour avoir les charges des éléments constituant ces ouvrages obliques, il suffit de diviser ces charges par le cosinus de cet angle  $\alpha$  afin d'étudier la structure suivant l'axe horizontal : nous allons donc considérer la longueur des ouvrages suivant l'horizontal.

$$\text{Paillasse de 20 : } \frac{500}{\cos\alpha} \text{ kg / m}^2$$

$$\text{Marche : } \frac{g * h}{2} * 2500 \text{ kg / m}^2$$

Revêtement : 100 kg/m<sup>2</sup>

$$\text{Poutre : } \frac{600}{\cos\alpha} \text{ kg / ml}$$

$$\text{Main courante : } \frac{50}{\cos\alpha} \text{ kg / ml}$$

Surcharge : 500 kg/m<sup>2</sup>

➤ Toiture

- tôle galvanisé : 10 kg/m<sup>2</sup>
- charpente métallique : 27 kg/m<sup>2</sup>
- isolation et étanchéité : 20 kg/m<sup>2</sup>

Total : 57 kg/m<sup>2</sup>

➤ façade principale et postérieure :

Vitrage double en verre e=22mm : 55 kg/m<sup>2</sup>

fer à vitrage : 6 kg/m<sup>2</sup>

paumelettes : 5 kg/m<sup>2</sup>

Total : 66 kg/ m<sup>2</sup>

➤ poutre :

Poutre : 25\*50 : 0.25\*0.50\*2500=312.5kg/ml

➤ poteau

Poteau : 25\*30 : 0.25\*0.30\*2500= 187.5kg/ml

**Tableau 20: Descente de charges verticales**

Nature des charges	L (m)	l (m)	h (m)	Charges permanente (kg)	Charges d'exploitation (kg)	Poids
Niveau n2						
toiture	23,920	0,60		964,45		57,2
poutre 25*40	23,920	0,25	0,40	5 980		2500
Poussières+eau	23,920	0,60			1 722,24	120
entretien					100,00	100
total				<b>6 944,45</b>	<b>1 822,24</b>	
Niveau n1						
poteau 25*30	0,250	0,25	4,88	762,50		2500
poutre 25*50	3,315	0,50	0,60	2 486,25		2500
mur	23,920	0,25	1,68	18 083,52		1800
vitrage	23,920		3,00	5 094,96		71
terrasse	3,315	3,10			5 138,25	500
revêtement	3,315	3,10		1 027,65		100
surcharges	2,965	2,50			889,50	120
total				<b>34 399,33</b>	<b>7 849,99</b>	
Niveau n0						
poteau 25*30	0,250	0,25	4,72	737,50		2500
plancher	2,965	2,50		3 305,98		446
total				<b>38 442,81</b>	<b>7 849,99</b>	

Charges dues aux efforts horizontaux (effet du vent)

Les efforts horizontaux dus au vent surchargeront les poteaux. Il convient donc de calculer cette surcharge.

Dans notre étude, nous allons considérer le portique constitué par les poutres et les poteaux au niveau de l'axe 2 ; comme nous l'avons vu le poteau le plus chargé est le poteau I

Prenons la pression dynamique  $q_w = 81 \text{ daN/m}^2$ , constante sur toute la surface frappée dans le sens transversal.

L'effort de compression sur poteau au niveau i vaut :

$$N_i = \frac{M_i d_i S_i}{I_i}$$

Où Si est section du poteau considérée au niveau i ;

$I_i$  est le moment d'inertie des poteaux par rapport au centre de gravité de l'ensemble avec

$$I_i = \sum S_i d_i^2$$

$M_i$  est le moment fléchissant dû à l'action horizontale du vent, donné par l'expression :

$$M_i = \frac{q_w h^2}{2} + P * h \text{ avec } h \text{ la hauteur au dessus des gradins,}$$

P est l'effet du vent venant de la partie au dessus des gradins , P est considérée comme une charge ponctuelle appliquée au niveau n2 du portique. Dans notre cas, P n'est pas à prendre en compte puisque les actions du vent sur la toiture n'ont absolument pas d'effet sur la structure en béton armé, en raison de l'indépendance totale en structure métallique.

$$\text{Donc } M_i = \frac{q_w h^2}{2}$$

$q_w'$  la charge linéaire exercée par le vent sur la parois verticale, donc  $q_w' = L q_w$

L la largeur considérée à supporter par le poteau

$d_i$  est la distance du poteau i au centre de gravité G des poteaux sur l'axe considéré

Nous allons étudier la file transversale pour pouvoir faire l'étude de fondation.

**Tableau 21: Descente des charges pour le poteau M**

Poteau	Niveau	H(m)	D(m)	S(m <sup>2</sup> )	M(kgm)	N(kg)	I (m4)	q'w(kgm)
A	1	4,72	28,70	0,06	1 327,68	4,56	521,86	119,19
B	2	4,72	26,62	0,06	2 026,93	6,46	521,86	181,96
	1	5,88	26,62	0,06	3 145,64	10,03	521,86	181,96
	0	8,67	26,62	0,06	6 838,99	21,80	521,86	181,96
C	1	4,72	21,62	0,05	2 796,98	5,79	521,86	251,09
	0	7,51	21,62	0,05	7 080,85	14,67	521,86	251,09
D	1	4,72	17,80	0,05	3 903,38	6,66	521,86	350,42
	0	7,51	17,80	0,05	9 881,82	16,85	521,86	350,42
E	1	4,72	12,80	0,05	4 425,60	5,43	521,86	397,30
	0	7,51	12,80	0,05	11 203,88	13,74	521,86	397,30
F	1	4,72	7,80	0,05	4 425,60	3,31	521,86	397,30
	0	7,51	7,80	0,05	11 203,88	8,37	521,86	397,30
G	1	4,72	2,80	0,05	4 425,60	1,19	521,86	397,30
	0	7,51	2,80	0,05	11 203,88	3,01	521,86	397,30
H	1	4,72	2,20	0,05	4 425,60	0,93	521,86	397,30
	0	7,51	2,20	0,05	11 203,88	2,36	521,86	397,30
I	1	4,72	5,22	0,05	4 036,15	2,02	521,86	362,34
	0	7,51	5,22	0,05	10 217,94	5,11	521,86	362,34
J	1	4,72	9,31	0,05	3 655,55	3,26	521,86	328,17
	0	7,51	9,31	0,05	9 254,40	8,25	521,86	328,17
K	1	4,72	13,48	0,05	3 655,55	4,72	521,86	328,17
	0	7,51	13,48	0,05	9 254,40	11,95	521,86	328,17
L	1	4,72	17,61	0,05	3 655,55	6,17	521,86	328,17
	0	7,51	17,61	0,05	9 254,40	15,61	521,86	328,17
M	2	4,72	21,74	0,06	2 796,98	7,28	521,86	251,09
	1	5,88	21,74	0,06	4 340,71	11,30	521,86	251,09
	0	8,67	21,74	0,06	9 437,21	24,57	521,86	251,09
N	1	4,72	24,24	0,05	2 796,98	6,50	521,86	251,09
	0	7,51	24,24	0,05	7 080,85	16,45	521,86	251,09
O	1	4,72	28,06	0,05	1 690,58	4,55	521,86	151,77
	0	7,51	28,06	0,05	4 279,88	11,51	521,86	151,77

---

Chapitre VIII. **DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS DE LA SUPERSTRUCTURE**

---

**VIII.1. APPROCHE TECHNIQUE**

**Matériau constituant l'ossature de notre ouvrage**

L'ossature de notre gymnase sera constituée par le système « poteaux poutres », constituant une série de portiques, entre lesquels on exécute un remplissage.

Nous utiliserons le matériau béton armé pour constituer l'ossature de notre ouvrage.

Les avantages du béton armé sur les autres matériaux de construction Sont les suivants:

- Sa souplesse d'utilisation
- Son économie d'entretien
- Sa résistance au feu
- Sa résistance aux efforts accidentels

**Les matériaux de construction**

**Sable pour mortier et béton**

Le sable pour mortier et béton sera du sable de rivière non micacé, propre, exempt de matières organiques ou végétales, ne contenant ni argile ni éléments terreux.

Il ne devra pas contenir de grains dont la plus grande dimension dépassera les limites ci-après

- Sable pour maçonnerie, enduit et ragrément : 2.5 mm;
- Sable pour béton armé: 5 mm;
- Sable pour béton non armé: 5 mm.

**Remarque** : L'emploi de sable de concassage et de broyage est strictement interdit.

**Granulats pour béton**

Les gravillons et pierrailles pour la confection des bétons proviendront de concassage de pierre saine, extraite de carrières.

Ils seront constitués d'éléments denses, stables et exempts de toute trace de terre ou de débris végétaux. Si l'on en reconnaît la nécessité, ils devront être nettoyés par lavage.

La grosseur de gravillon destiné à la confection de béton armé ne pourra pas être supérieure à 25 mm sans toutefois être inférieure à 5 mm.

### **Ciment**

Le ciment à utiliser sera un ciment portland artificiel de classe CEM I ou d'une qualité et caractéristique au moins équivalente.

Le ciment sera livré en sacs de 50 kilogrammes. L'emploi de ciment ré emballé est interdit. Le ciment sera stocké dans des locaux bien ventilés et parfaitement protégés du soleil et de l'humidité.

### **Eau de gâchage**

L'eau destiné à la fabrication des bétons devra être exempte de matière organique et ne pas contenir ni acide ni alcaline.

### **Boiserie**

Les bois de coffrages seront choisis parmi les bois pins du pays. Les bois de charpentes seront en bois durs du pays sec naturellement équarris à vives arêtes, rabotés soigneusement sans aubier.

## **Recommandation concernant le béton armé**

### **Le béton**

Composition du béton

#### *a) Problème posé*

Il s'agit de définir les pourcentages optimaux des différents granulats (sable, graviers, cailloux) dont on dispose pour obtenir) avec un dosage approprié en ciment) une ouvrabilité souhaitée et une résistance escomptée.

#### *b) Approche de la composition*

La recherche de la composition comporte 2 phases :

- Première phase: Approche méthodique pour l'obtention d'une compacité maximale après vibration du béton. Pour cela, on utilise l'une des méthodes graphiques issues d'essais nombreux en laboratoire comme la méthode Faury ou la méthode Dreux.
- Deuxième phase : Ajustement des dosages en fonction d'essais de consistance et de résistances caractéristiques entre autres.

Mise en œuvre

Les bétons seront obligatoirement malaxés à la bétonnière durant un temps qui ne sera pas inférieur à 2 minutes et demi et supérieur à 5 minutes. La bétonnière sera dirigée par une personne formée.

L'eau de gâchage sera débitée et jaugée de manière continue et régulière au moyen d'un réservoir à écoulement automatique ou d'un appareil doseur spécial.

Lors de la mise en œuvre des bétons dans les coffrages, on évitera soigneusement de les verser en masse trop importante formant cône ou de laisser tomber d'une hauteur trop grande pour éviter les discriminations qui risquent de se produire.

Les coffrages seront parfaitement étanches, nettoyés et arrosés avant le coulage du béton. Les bétons devront être employés et mis en œuvre dans les 20 minutes qui suivent leur fabrication et dans un rayon d'action inférieur à 50 mètres en cas de transport manuel ou à la brouette.

On réduira le plus possible les interruptions de Travaux pendant le bétonnage. Les surfaces de reprise que la marche normale permet de prévoir seront disposées méthodiquement et devront recevoir des armatures de couture.

Tous les éléments en béton et béton armé seront obligatoirement vibrés lors du coulage. La vibration se fera à l'aide d'un "Pervibrateur". Il ne sera pas admis de vibration par les coffrages. Le personnel chargé de la pervibration sera un personnel initié et spécialisé.

Enfin, pour obtenir un béton de bonne résistance, il fera l'objet d'un contrôle strict.

### Résistances caractéristiques

Dans les calculs de béton armé, on caractérise le béton par sa résistance caractéristique en compression à j jours d'âge. C'est une contrainte notée  $f_{cj}$  (MPa) Avant 28 jours, le béton a une résistance  $f_{cj}$  inférieure à  $f_{c28}$ .

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$$

Après 28 jours le béton a une résistance égale  $f_{c28}$

La résistance du béton à la traction est très inférieure à  $f_{cj}$

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj}$$

### Déformation longitudinale

Le béton est un matériau qui, sous l'application de charges de longue durée, va opérer une modification de sa structure interne afin de mieux accepter les sollicitations. C'est le phénomène de fluage.

Le béton possède deux modules d'élasticité

- Module de déformation longitudinale instantanée " $E_{ij}$ " : (durée d'application des charges < 24 heures)

$$E_{ij} = 11000 \cdot (f_{cj})^{1/3} \text{ (MPa)}$$

- Module de déformation différée " $E_{vj}$ " :

$$E_{vj} = 3700 \cdot (f_{cj})^{1/3}$$

## **L'acier**

Pour nos Travaux, on utilisera des aciers durs à haute adhérence (HA) dont les barres sont torsadées pour assurer la bonne transmission des contraintes entre les armatures et le béton.

### Caractéristique mécanique

La caractéristique mécanique servant de base aux calculs est la « limite d'élasticité garantie » notée  $f_e$  (MP a)

Le module d'élasticité longitudinal  $E_s$  est pris égal à 200 000 MP a.

### Enrobage des armatures

L'enrobage de toute armature est au moins égal à

- 5 cm pour les ouvrages à la mer ou exposés ainsi que pour les ouvrages exposés à des atmosphères très agressives.
- 3 cm pour les parois coffrées ou non, susceptibles d'être soumises d'être soumises à des actions agressives, aux intempéries ou à des condensations.
- 1 cm pour les parois qui seraient situées dans des locaux couverts ou clos et qui ne seraient pas exposés aux condensations.

## **Principe de calcul aux états limites**

L'ossature de notre immeuble sera calculée selon les principes de calcul aux états limites. (Règlement BAEL 91 modifié 99).

### Définition des états limites

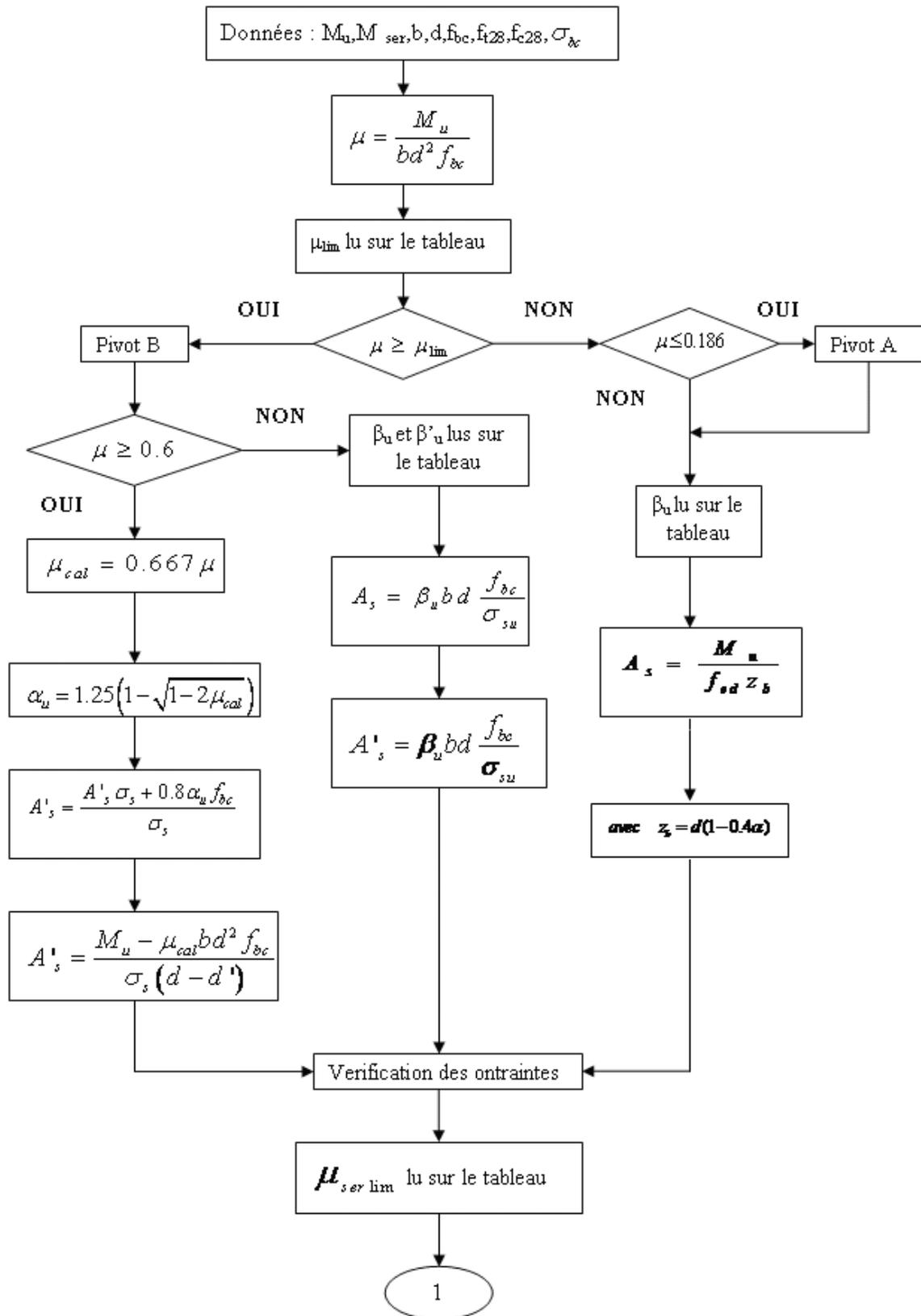
On appelle «Etat Limite » tout état d'une structure (ou d'une partie de celle-ci) au-delà duquel elle cesserait de remplir les fonctions ou ne satisferait plus aux conditions pour lesquelles elle a été conçue.

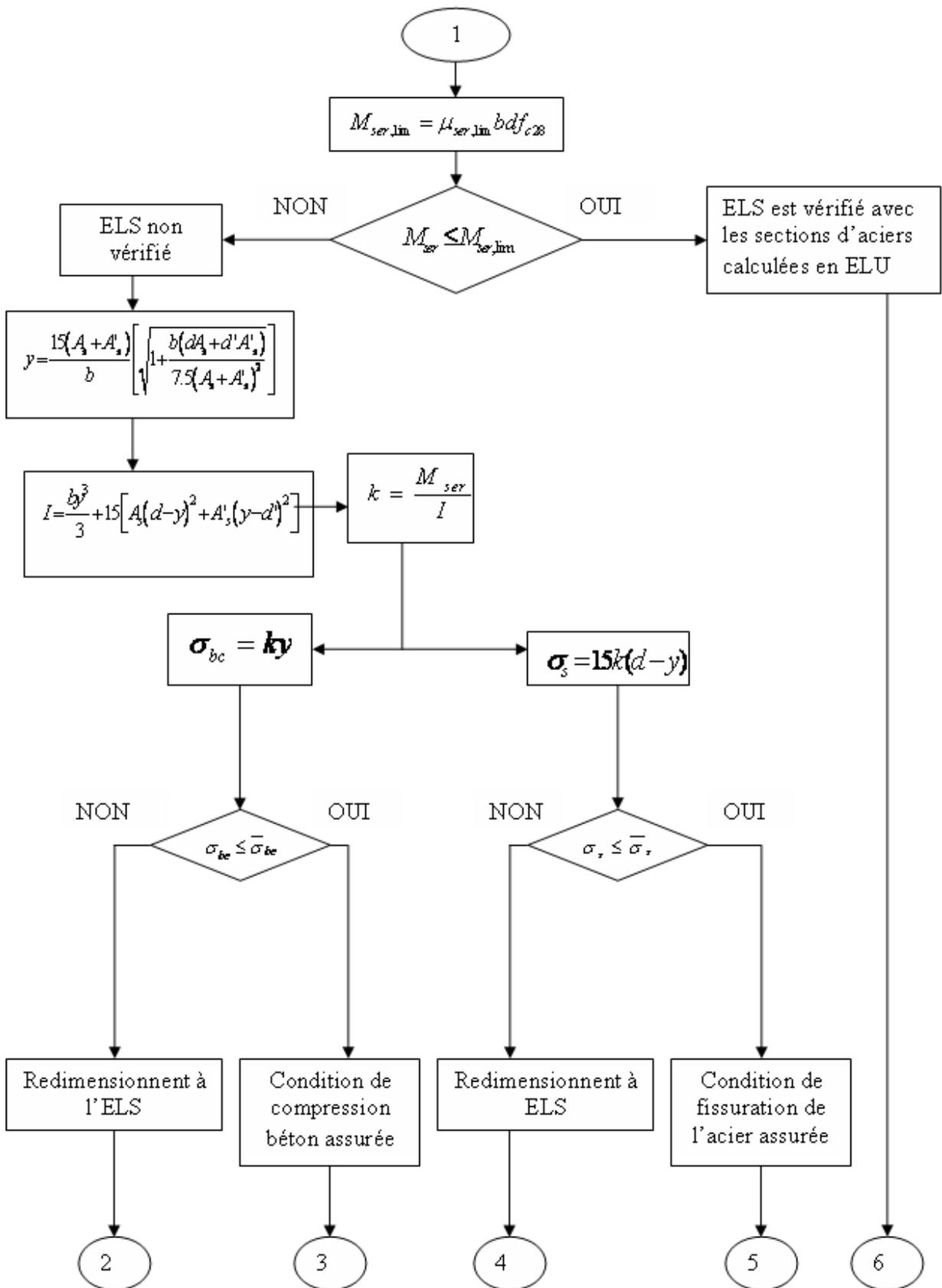
### Les catégories d'états limites

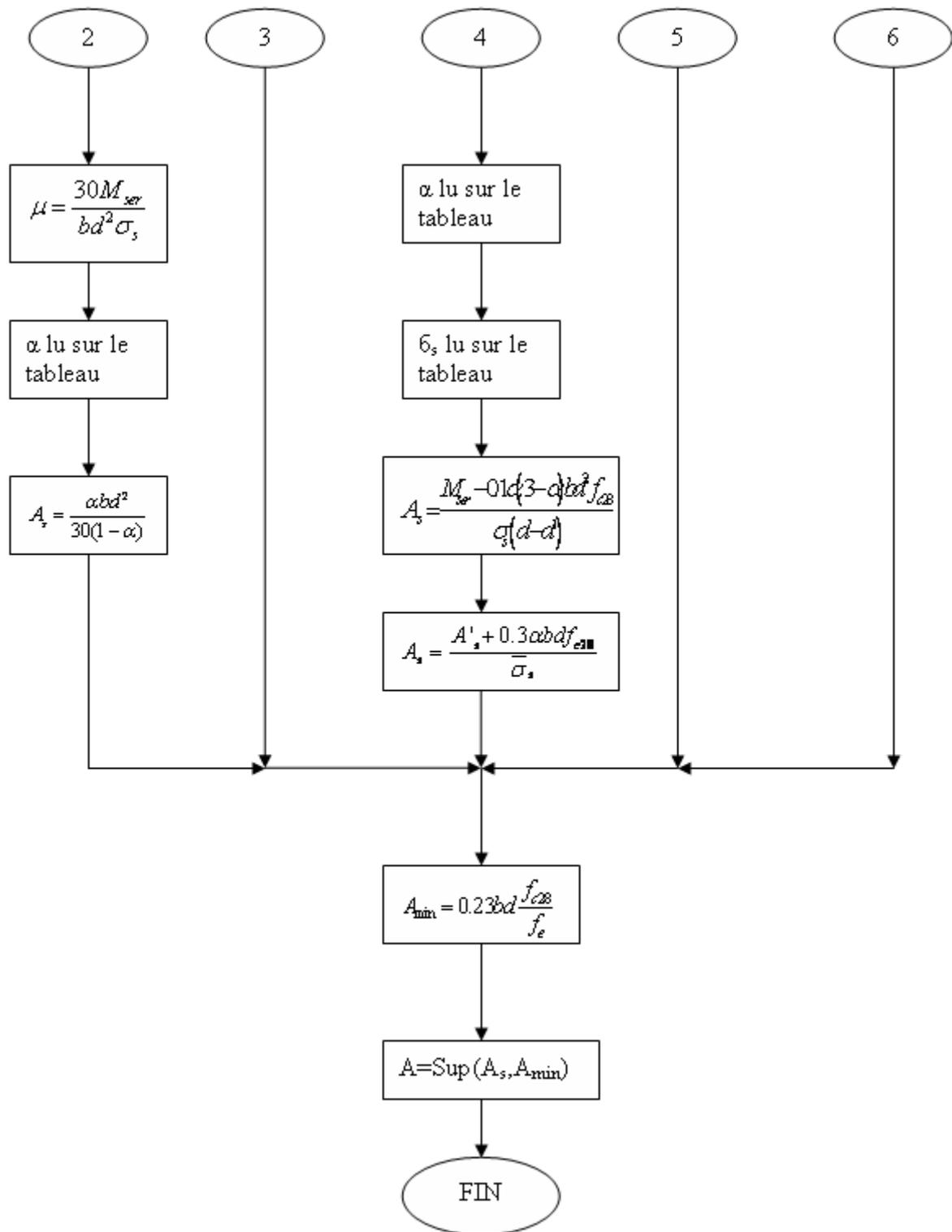
Les états limites peuvent être classés en 2 catégories :

- Les états limites ultimes (ELU) correspondant à la ruine de l'ouvrage ou de l'un de ses composants par perte d'équilibre, rupture ou flambement.
- Les états limites de service (ELS) au-delà desquels ne sont plus satisfaites les conditions normales d'exploitation et de durabilité (déformation excessive, ouverture excessive de fissures).

**Figure V : Dimensionnement des armatures à ELU, en flexion simple, concerne uniquement la section rectangulaire, fissuration non préjudiciable**



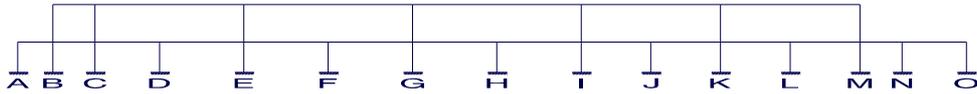




## VIII.2. CALCUL DES POUTRES

Pour notre étude, nous allons considérer le portique transversal constitué par les poutres et les poteaux au niveau de La file M ; étant le portique le plus chargé.

**Figure VI: Modélisation de la structure**



### VIII.2.1.EVALUATION DES CHARGES

Les moments de flexion dans le portique constitué par l'ossature sont dus :

- Aux charges verticales
  - charges permanentes
  - surcharges d'exploitation
- Aux charges horizontales
  - Vent

### VIII.2.2.PRINCIPE DE CALCUL

Le but est de bien dimensionner les divers éléments de la structure lors du pré dimensionnement afin de répondre aux sollicitations auxquelles ils sont soumis.

Les étapes suivantes sont à suivre

- L'évaluation des différentes charges
- L'évaluation des sollicitations
- Le calcul des valeurs d'armature, d'acier convenable
- La vérification des contraintes admissibles des aciers et du béton

Précisons que nous utiliserons la méthode de calcul suivant la méthode des états limites à savoir l'ELU et l'ELS

### VIII.2.3.DÉTERMINATION DES SOLLICITATIONS

#### Hypothèse de calcul

On admet que les hypothèses suivantes pour la détermination des sollicitations de calcul :

- Toutes les charges et surcharges sollicitant le plancher se répartissent sur la surface par la présence de la dalle de compression ;

- L'entraxe des poutrelles étant très faibles ; les charges sont supposées réparties sur les poutres
- plusieurs procédés peuvent être utilisés pour le calcul des portiques. On distingue entre autre :
  - méthode simple à l'occurrence appelée méthode de CAQUOT
  - méthode de CROSS ; basée sur les théories des poutres. Nous avons choisi cette méthode pour la détermination des efforts de ces structures.

**Principe général de méthode de CROSS :**

C'est la méthode pratique permettant de déterminer les moments fléchissant et les efforts tranchants s'exerçant dans un système de poutre hyperstatique à nœuds rigides sous l'action des forces extérieures.

Cette méthode consiste à prendre comme valeur approchée du moment cherché le moment qui serait transmis par le nœud aux barres si ceux-ci étaient parfaitement encastrées et à déterminer quelles corrections il faut apporter à ce moment pour obtenir le moment réel.

Connaissant les valeurs des moments aux appuis de la barre considérée, le moment à un point x se calcule à l'aide de la formule suivante :  $\mu$

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

où

- $M(x)$  : moment fléchissant au point d'abscisse x
- $M_{AB}$  : moment transmis par le nœud A et la poutre AB

Et l'effort tranchant de la section est calculé par la formule suivante :

$$V(x) = \theta(x) + \frac{M_{AB} + M_{BA}}{l}$$

où

$\mu(x)$  et  $\theta(x) = \frac{d\mu}{dx}$  sont respectivement le moment fléchissant et l'effort tranchant

s'exerçant dans la barre en supposant que la poutre est appuyée sur des appuis simples à ses extrémités.

Dans le cas où la poutre est soumise à la charge uniformément répartie q :

$$\text{Effort tranchant à droite de A : } V_{Ad} = \frac{ql}{2} + \frac{M_{AB} - M_{BA}}{l}$$

$$\text{Effort tranchant à gauche de B : } V_{Bg} = q\frac{l}{2} - \frac{M_{AB} - M_{BA}}{l}$$

Le moment maximal en travée d'abscisse  $x_0 = \frac{V_{Ad}}{q}$  est :

$$M = V_{Ad}x_0 - q\frac{x_0^2}{2} - M_{AB}$$

**Paramètres de base :**

➤ Moment d'inertie :  $I = \frac{bh^3}{12}$

➤ Raideurs des éléments des portiques :  $R = \frac{I}{l}$

➤ Coefficients de répartition dans les poutres (ij) :

$$C_{ij} = \frac{R_{ij}}{\sum_k R_{ijk}}$$

➤  $R_{ijk}$  : raideur de la poutre aboutissant au noeud  $i$

#### VIII.2.4.COMBINAISONS D'ACTIONS

- ELU :  $P = 1.35G + 1.5Q + W$

$$P = 1.35G + 1.5Q$$

- ELS:  $P = G + Q + 0.77W$

$$P = G + Q$$

avec P : charge totale

G : charge permanente

Q : charge d'exploitation

W : charge due au vent

## Récapitulation des charges

**Tableau 22: Récapitulation des charges de l'axe 2**

<b>niveau n1</b>	<b>poids</b>	<b>L (m)</b>	<b>I (m)</b>	<b>h (m)</b>	<b>G (kg/ml)</b>	<b>Q (kg/ml)</b>
charpente métallique	27	47,84	0,8		21,93	
tôle galvanisée	10	47,84	0,8		8,12	
poutre 25*40	2500	47,84	0,25	0,4	250	
surcharges	120	47,84	0,8			97,48
entretien	100	47,84				101,54
<b>TOTAL</b>					<b>280,05</b>	<b>199,02</b>
<b>niveau n2</b>	<b>poids</b>	<b>L (m)</b>	<b>I (m)</b>	<b>h (m)</b>	<b>G (kg/ml)</b>	<b>Q (kg/ml)</b>
mur brique plane	1836	47,84	0,25	2,6	4773,6	
vitrage double	71	47,84		3	213	
poutre longitudinale 25*50	2500	47,84	0,25	0,5	312,5	
terrasse	500	47,84	5			2500
étanchéité	40	47,84	5			200
entretien	100					100
<b>TOTAL</b>					<b>5299,1</b>	<b>2800</b>
<b>niveau n2'</b>	<b>poids</b>	<b>L (m)</b>	<b>I (m)</b>	<b>h (m)</b>	<b>G (kg/ml)</b>	<b>Q (kg/ml)</b>
terrasse	500	6,32	5,6	0,2		2800
poutre 25*50	2500	6,32	2,5	0,5	3125	
surcharges	120	6,32	5,6			672
entretien	100	6,32				100
<b>TOTAL</b>					<b>3125</b>	<b>3572</b>
<b>niveau n2''</b>	<b>poids</b>	<b>L (m)</b>	<b>I (m)</b>	<b>h (m)</b>	<b>G (kg/ml)</b>	<b>Q (kg/ml)</b>
terrasse	500	6,32	5,6	0,2		2800
poutre 25*50	2500	2,08	2,7	0,5	3375	
surcharges	120	6,32	5,6			672
entretien	100	6,32				100
<b>TOTAL</b>					<b>3375</b>	<b>3572</b>

Pour les charges horizontales, on considère le vent extrême.

### Résultats

Les résultats de calcul sont faits sous Excel. Ils nous permettent de tracer les diagrammes du moment fléchissant en ELU et ELS ainsi que leurs courbes enveloppes.

#### VIII.2.5.DÉTERMINATION DES ARMATURES

Dans notre cas, les poutres seront calculées comme des poutres continues reposées sur appuis multiples. On va étudier les poutres les plus sollicitées, c'est-à-dire de l'axe du niveau n2.

### Hypothèse de calcul

- Les poutres sont soumises à la flexion simple.
- Calcul suivant BAEL 91 révisé 99
- Les valeurs des sollicitations sont les résultats des sollicitations des courbes enveloppes.

### Dimensionnement des armatures longitudinales

#### Caractéristiques utiles des matériaux:

#### ▪ Béton

- dosé à 350 Kg/m<sup>3</sup> de CEM1:
- La résistance mécanique à 28 jours d'âge :
- compression  $f_{c28} = 25$  MPa
- traction  $f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1$  MPa
- La résistance de calcul du béton :  $f_{bc} = 14.2$  MPa.
- La fissuration est non préjudiciable,
- Coefficient de sécurité du béton  $\gamma_b = 1.5$
- La contrainte limite de compression de béton à l'ELU  $\bar{\sigma}_{bc} = 15$  MPa

#### ▪ Acier

- Nuance : à haute adhérence Fe E400
- La limite d'élasticité  $f_e = 400$  MPa
- Coefficient de sécurité :  $\gamma_s = 1.15$
- La résistance de calcul des aciers à l'ELU  $\sigma_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348$  MPa
- enrobage : 3cm

Angle du cours d'armature  $\alpha = 90^\circ$

### Section minimale d'armatures tendues

La section minimale d'armatures tendues «As » est au moins égale à la valeur minimale fixée par la règle du millième et la condition de non fragilité :

$$A_s \geq \left\{ \frac{bh}{1000}; 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

$$\text{Soit } A_s \geq \text{Max} \left\{ \frac{25 \times 50}{1000}; 0.23 \times 25 \times 47 \frac{2.1}{400} \right\} = 1.42 \text{ cm}^2$$

### Calcul des armatures longitudinales en travée

Le calcul des armatures longitudinales en travée est résumé dans le tableau suivant :



**Tableau 23: Section des armatures longitudinales en travée**

Travée	AB	BC	CD	DE	EF	FG	GH	HI	IJ	JK	KL	LM	MN	NO
Mu [daNm]	2 478	2 171	3 946	12 745	11 550	11 428	11 617	12 570	6 960	8 170	7 690	9 612	2 250	11 735
Mser [daNm]	1 915	1 241	2 254	9 568	8 441	8 264	8 147	8 775	4 730	5 726	5 414	6 597	1 676	8 215
$\mu$	0,03	0,03	0,05	0,16	0,15	0,15	0,15	0,16	0,09	0,10	0,10	0,12	0,03	0,15
pivot	A	A	A	A	A	A	A	A	A	A	A	A	A	A
$\beta$	0,04	0,06	0,14	0,31	0,27	0,28	0,27	0,31	0,15	0,19	0,18	0,21	0,04	0,24
As théoriques [cm <sup>2</sup> ]	1,56	2,36	5,30	11,60	10,01	10,53	10,01	11,60	5,74	7,11	6,65	8,02	1,56	9,00
As réelles [cm <sup>2</sup> ]	4T8	4T10	4T6+4T12	4T20	4T8+4T16	4T10+4T20	4T8+4T16	4T20	4T8+4T12	4T16	4T8+4T12	4T8+4T12	4T8	4T6+4T16
$\mu_{serlim}$	0,05	0,05	0,06	0,10	0,10	0,10	0,10	0,10	0,06	0,08	0,08	0,08	0,05	0,10
Mserlim [daNm]	6 765	6 765	8 421	13 378	13 115	13 115	13 378	14 160	7 632	11 196	11 045	10 644	6 903	13 256
Vérification à l'ELS	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée

### Calcul des armatures longitudinales aux appuis

Le calcul des armatures longitudinales en travée est résumé par le tableau suivant :

**Tableau 24: Section des armatures longitudinales aux appuis**

Appuis	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	O
Mu [daNm]	510,78	5 117	9 235	18 450	25 235	24 401	24 176	23 549	22 960	19 470	16 960	16 411	16 960	10 156	1 4341
Mser [daNm]	338,24	3 303	6 627	13 156	18 019	17 382	17 264	16 372	13 862	12 117	11 686	11 117	11 686	7 117	1 058
$\mu$	0,01	0,07	0,12	0,24	0,32	0,31	0,31	0,30	0,29	0,25	0,22	0,21	0,22	0,13	0,02
pivot	A	A	A	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	A	A
$\beta_u$	0,01	0,07	0,13	0,27	0,40	0,39	0,38	0,37	0,36	0,29	0,25	0,24	0,25	0,14	0,05
As théoriques [cm <sup>2</sup> ]	0,38	2,56	4,78	10,27	15,22	14,54	14,35	13,87	13,46	10,95	9,30	8,95	9,30	5,30	1,85
As réelles [cm <sup>2</sup> ]	1T8	4T10	4T12	4T20	4T10+4T20	4T8+4T20	4T8+4T20	4T8+4T20	4T8+4T26	4T10+4T1 6	4T8+4T16	4T12+4T1 6	4T8+4T16	4T6+4T1 2	4T8
$\mu_{serlim}$	0,00	0,08	0,09	0,11	0,12	0,13	0,13	0,12	0,12	0,11	0,11	0,11	0,11	0,09	0,01
Mserlim [daNm]	545,77	11 441	12 425	15 186	17 119	17 948	17 948	16 705	16 567	15 186	15 186	14 496	15 186	12 425	1 708
Vérification à l'ELS	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

Ainsi, les armatures aux appuis sont vérifiées

### Vérification des flèches

Si les trois conditions suivantes sont vérifiées, la déformabilité des flèches ne sera pas à craindre.

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad (1)$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \quad (2)$$

$$A \leq \frac{4.2b_0d}{f_e} \quad (3)$$

Avec:

- l : la portée entre nus d'appuis de la travée considérée
- h : la hauteur totale de la section droite, soit h= 0.50m
- Mo: le moment isostatique
- Mt: le moment maximal en travée
- A: la section de l'armature tendue correspondante
- fe : la limite de l'élasticité de l'acier, soit fe= 400 MPa.
- bo : la largeur de la section droite, soit bo= 0.25m

**Tableau 25: Vérification des flèches**

Travée	AB	BC	CD	DE	EF	FG	GH	HI	IJ	JK	KL	LM	MN	NO
l (m)	2,08	2,50	3,82	5,00	5,00	5,00	5,00	5,00	4,13	4,13	4,13	4,13	2,50	3,82
Mt Tm	1,95	1,27	2,30	9,76	8,61	8,43	8,31	8,95	4,83	5,84	5,52	6,73	1,71	8,38
A(cm <sup>2</sup> )	1,56	2,36	5,30	11,60	10,01	10,53	10,01	11,60	5,74	7,11	6,65	8,02	1,56	9,00
Mo Tm	5,18	8,87	20,70	35,47	35,47	35,47	35,47	35,47	24,20	24,20	24,20	24,20	7,74	18,08
h/l	0,24	0,20	0,13	0,10	0,10	0,10	0,10	0,10	0,12	0,12	0,12	0,12	0,20	0,13
h/l	0,04	0,01	0,01	0,03	0,02	0,02	0,02	0,03	0,02	0,02	0,02	0,03	0,02	0,05
A/bd	0,00	0,00	0,00	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01	0,00	0,00	0,01	0,01	0,00	0,01
verification	<b>Vérfiée</b>													

On peut donc conclure que la flèche admissible est assurée.

### Vérification des conditions d'appuis

Les vérifications que nous allons faire au niveau des appuis sont les mêmes que nous avons effectuées lors du calcul du plancher. Elles concernent la section minimale d'armatures longitudinales et la contrainte de compression du béton.

Appuis de rive

#### Vérification des armatures longitudinales inférieures sur appui

On devrait vérifier:

$$A_s \geq \frac{\gamma_s \times V_u}{f_e} \text{ avec}$$

- $A_s$  : section minimale d'armatures longitudinales inférieures sur appui
- $V_u$  : effort tranchant au niveau de l'appui

#### Vérification de la compression du béton

On devrait vérifier :

$$V_u \leq 0.4 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ab \text{ avec}$$

- $a$  : profondeur d'appui
- $b$  : largeur de la poutre égale à 25 cm

La profondeur d'appui  $a$  est donnée par:

$$a = \min \{ a'; 0.9d \} \text{ où}$$

- $d$  : hauteur utile de la nervure égale à 47 cm
- $a'$  : largeur de l'appui ( 30 cm dans notre cas) à laquelle déduite de 2cm + l'enrobage.

On en déduit :  $a = \min \{ 25 \text{ cm} ; 42.3 \text{ cm} \} = 25 \text{ cm}$

#### Appuis intermédiaires

Les conditions prescrites au niveau des appuis intermédiaires sont

- Vérification des armatures longitudinales

La condition à vérifier est :

$$A_s \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left( |V_u| - \frac{|M_u|}{0.9d} \right)$$

où –  $M_u$  : moment fléchissant au niveau de l'appui

- Vérification de la compression du béton

On devrait vérifier  $V_u \leq 0.4 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ab_0$

- Vérification de la contrainte moyenne de compression du béton sur l'appui

Cette condition devrait être vérifiée :

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b_0d} \leq \frac{1.3f_{c28}}{\gamma_b} = 21.7 \text{ MPa}$$

Les résultats des calculs sont résumés dans les tableaux suivants

**Tableau 26: Vérification au niveau des appuis de rive**

Appuis	Vu (daN)	As (cm2)	$\frac{\gamma_s}{f_e} V_u$ [cm2]	$0.4 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ab_0$ [daN]
A	7464.01	4.752	2.14	62500
O	16986.541	11.24	4.88	62500

**Conclusion** : Les conditions prescrites au niveau des appuis de rive sont vérifiées.

**Tableau 27: Vérification au niveau des appuis intermédiaires**

Appuis	Mu(daN)	Vu(daN)	As(cm <sup>2</sup> )	$\frac{\gamma_s}{f_c} \left(  V_u  - \frac{ M_u }{0.9d} \right)$ (cm <sup>2</sup> )	$0.4 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ab_0$ (daN)	$\frac{2V_u}{b_0d}$ (Mpa)
Bw	4 776,96	13 070,22	3,00	≤0	62500	2,22
Be	4 776,96	12 057,24	3,00			2,05
Cw	6 872,38	18 850,67	4,55			3,21
Ce	6 872,38	14 746,55	4,55			2,51
Dw	16 045,52	25 527,97	13,42			4,35
De	16 045,52	23 653,36	13,42			4,03
Ew	27 489,52	27 816,77	21,69			4,73
Ee	27 489,52	30 105,57	21,69			5,12
Fw	27 489,52	27 816,77	21,69			4,73
Fe	27 489,52	27 816,77	21,69			4,73
Gw	27 489,52	27 816,77	21,69			4,73
Ge	27 489,52	27 816,77	21,69			4,73
Hw	27 489,52	27 816,77	21,69			4,73
He	27 489,52	27 816,77	21,69			4,73
Iw	18 755,44	25 091,44	13,37			4,27
Ie	18 755,44	25 091,44	13,37			4,27
Jw	18 755,44	22 976,65	13,37			3,91
Je	18 755,44	20 861,87	13,37			3,55
Kw	18 755,44	22 976,65	13,37			3,91
Ke	18 755,44	22 976,65	13,37			3,91
Lw	18 755,44	22 976,65	13,37			3,91
Le	18 755,44	22 976,65	13,37			3,91
Mw	6 001,04	17 246,72	4,03			2,94
Me	6 001,04	7 043,20	4,03			1,20
Nw	6 001,04	20 128,45	4,03			3,43
Ne	6 001,04	16 986,54	4,03			2,89

**Conclusion :** Les conditions prescrites au niveau des appuis intermédiaires sont vérifiées.

### Répartition des armatures longitudinales

Lorsque le ferrailage est composé de plusieurs lits d'armatures comme c'est le cas, des arrêts de barres sont effectués au niveau des lits supérieurs pour permettre une économie d'aciers; le premier lit étant obligatoirement prolongé sur appuis.

#### Arrêt des lits supérieurs

Voici les étapes à suivre pour l'arrêt pratique des barres au niveau du lit supérieur :

- Tracé de la courbe enveloppe du moment fléchissant

- Calcul des moments équilibrés respectivement par le lit inférieur d'abord, puis par les 2 lits ensuite en faisant le calcul inverse de celui de la détermination des sections d'armatures. Soient M1 et M2, ces moments.
- Positionnement des moments M1 et M2 sur la courbe enveloppe
- Décalage de la courbe des moments de  $0.8h$  ;  $h$  étant la hauteur de la poutre.
- L'intersection, entre les horizontales M1 et M2 et la courbe décalée, donne les points d'arrêts des barres.
- Les barres arrêtées ne sont efficaces qu'à la distance " $l_s$ " de leur extrémité; on porte ainsi les différentes valeurs de " $l_s$ " sur le diagramme des moments.

" $l_s$ " est la longueur de scellement de la barre On adopte  $l_s = 40\phi$  pour les aciers fe E 400.

### Dimensionnement des armatures transversales

#### Vérification de la contrainte de cisaillement du béton

La condition suivante doit être vérifiée au niveau de l'âme de la poutre:

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u \quad \text{avec}$$

- $V_u$  : valeur de l'effort tranchant dans la section considérée
- $b$  : largeur de l'âme, soit  $b = 0.25\text{m}$
- $d$  : hauteur utile
- $\tau_u$  : contrainte tangente conventionnelle
- $\bar{\tau}_u$  : contrainte tangente ultime

Dans le cas où l'on prévoit des armatures transversales droites et en fissuration peu préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.20 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5\text{MPa} \right\}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \{ 3.33\text{MPa}; 5\text{MPa} \}$$

L'effort tranchant maximal au niveau de l'âme de la poutre est  $V_u = 27489.52 \text{ daN}$ , donc:

$$\tau_u = 2.34\text{MPa} \leq 3.33\text{MPa}$$

Le cisaillement du béton n'est donc pas à craindre au niveau de l'âme.

### **Diamètre des armatures transversales**

Le diamètre " $\phi_t$ " des armatures transversales est donné par l'inégalité ci-après :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \Phi_t \right\}$$

$$\phi_t \leq \min \{ 14.29; 25; 20 \} = 14.29 \text{ mm}$$

Donc, on prend  $\phi_t = 6 \text{ mm}$

**Conclusion** : Nous utiliserons des cadres T6 comme armatures transversales au niveau de chaque travée.

### **Répartition des armatures transversales**

#### *a) Calcul des espacements des armatures*

L'espacement « st » entre 2 cours successifs d'épingles est donné par la relation :

$$s_t \leq \frac{0.9 A_t f_e}{\gamma_s b_0 (\tau_u - 0.3 k f_{tj})} \quad \text{où}$$

- $A_t$  section d'un cours d'armatures transversales égale 0.35 cm<sup>2</sup>
- $\tau_u$  contrainte tangente conventionnelle.
- avec  $k = 1$

D'autre part, « st » doit vérifier les 2 conditions ci-après

$$s_t \leq \min \{ 0.9d; 40cm \} = 40cm$$

$$s_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \quad \text{avec "st" et "b" en cm ; "At" en cm<sup>2</sup>; "fe" en MPa}$$

La détermination de l'espace maximal aux appuis se fera par le tableau ci-après :

**Tableau 28: Espacement maximal aux appuis**

Appuis	Mu(daN)	Vu(daN)	ζu	$\frac{0.9A_t f_e}{\gamma_s b_0 (\tau_u - 0.3 f_{ij})}$	$\frac{A_t f_e}{0.4 b_0}$	Min{0.9d ; 40cm}	st cm
				cm	cm		
A	5 075,52	7 464,01	6,35				
Bw	4 776,96	13 070,22	11,12				
Be	4 776,96	12 057,24	10,26				
Cw	6 872,38	18 850,67	16,04				
Ce	6 872,38	14 746,55	12,55				
Dw	16 045,52	25 527,97	21,73				
De	16 045,52	23 653,36	20,13				
Ew	27 489,52	27 816,77	23,67				
Ee	27 489,52	30 105,57	25,62				
Fw	27 489,52	27 816,77	23,67				
Fe	27 489,52	27 816,77	23,67				
Gw	27 489,52	27 816,77	23,67				
Ge	27 489,52	27 816,77	23,67				
Hw	27 489,52	27 816,77	23,67				
He	27 489,52	27 816,77	23,67	≤0	12,20	40,00	12
Iw	18 755,44	25 091,44	21,35				
Ie	18 755,44	25 091,44	21,35				
Jw	18 755,44	22 976,65	19,55				
Je	18 755,44	20 861,87	17,75				
Kw	18 755,44	22 976,65	19,55				
Ke	18 755,44	22 976,65	19,55				
Lw	18 755,44	22 976,65	19,55				
Le	18 755,44	22 976,65	19,55				
Mw	6 001,04	17 246,72	14,68				
Me	6 001,04	7 043,20	5,99				
Nw	6 001,04	20 128,45	17,13				
Ne	6 001,04	16 986,54	14,46				
O	17 722,41	16 986,54	14,46				

**Conclusion :** L'espacement maximal des armatures transversales au niveau des appuis est de 12cm.

La détermination de espacements des armatures transversales s'effectuera par la règle de Caquot.

Prenons la poutre EF du niveau n2 :

Elle a une portée de "l" = 5m et l'espacement aux appuis est "st" = 12cm. Le premier cours sera donc placé à st/2=12/2 = 6 cm de l'appui.

Le nombre entier de mètres dans la demi portée est égal à 2. Les espacements seront donc successivement :

- 6 cm\* 1 cours
- 8 cm \* 1 cours
- 11 cm \* 1 cours
- 13 cm \* 1 cours
- 20 cm \* 1 cours
- 25 cm \* 2 cours
- 30 cm \* 2 cours
- 40 cm \* 2 cours

Au total nous avons  $(6*1)+(8*1)+(11*1)+(13*1)+(20*1)+(25*2)+(30*2)+(40*2)=248\text{cm}$ . Il manque  $250-248 = 2\text{cm}$  pour arriver à mi-travée.

Ainsi, nous avons à disposer 20 cadres T6 à placer dans la travée EF.

Le plan de ferrailage de la poutre au niveau de l'axe (3) est présenté en annexe D

### VIII.3. CALCUL DES PAILLASSES DES GRADINS EN CONSOLE

Les paillasses des gradins en console sont des dalles reposant sur deux appuis.

Elles travaillent alors en flexion simple comme des poutres continues. Nous allons étudier la paillasse du gradin en console du niveau supérieur. La dalle est inclinée mais comme on a fait lors du calcul des structures, on ramène les charges à la verticale et la section à l'horizontale (étude suivant l'horizontale x) et sa portée est de 15.2m la dalle a une hauteur de 20cm et elle est étudiée par mètre de largeur.

**Figure VII: Poutre continue**



#### VIII.3.1.SOLLICITATIONS

##### Charge au m<sup>2</sup> de paillasse

- charge permanente (paillasse + marche + revêtement) :  $g = 1.20 \text{ T/m}^2$
- charge d'exploitation (surcharge) :  $q = 0.5 \text{ T/m}^2$

##### Charge pondérée au m<sup>2</sup>

**ELU** :  $P_u = 1.35 g + 1.5 p = 2.37 \text{ T/m}^2$

**ELS** :  $P_s = g + q = 1.7 \text{ T/m}^2$

Pour notre étude, pour 1m de longueur de dalle, il suffit de remplacer l'unité (T/m<sup>2</sup>) par (T/ml).

## Moments fléchissant et efforts tranchants

### Moments aux appuis

Avec  $l'=0.8l=4.04$  m la longueur fictive des travées intermédiaires.

Nous avons  $M_A = M_D = 0$  et les autres moments sont donnés par les formules ci-dessous :

$$M_B = \frac{p(l_1^3 + l_2^3)}{8(l_1 + l_2)}, \quad M_C = \frac{p(l_2^3 + l_3^3)}{8(l_2 + l_3)} = 6.36 \text{ Tm}$$

### Efforts tranchants et moment en travée

#### A l'ELU

Travée AB

$$\text{Effort tranchant à droite de A : } T_{Ad} = \frac{ql_1}{2} + \frac{M_A - M_B}{l_1} = 4.73 \text{ T}$$

$$\text{Effort tranchant à gauche de B : } T_{Bg} = \frac{ql_1}{2} - \frac{M_A - M_B}{l_1} = 5.99 \text{ T}$$

$$\text{Abscisse où l'effort tranchant est nul : } x_0 = \frac{T_{Ad}}{p} = 1.99 \text{ m}$$

$$\text{Moment maximal en travée : } M_{AB} = T_{Ad} * x_0 - p \frac{x_0^2}{2} - M_A = 4.71 \text{ Tm}$$

Nous utilisons le même principe pour les autres travées mais comme les travées ont toutes les mêmes longueurs alors les efforts et moments ont les mêmes valeurs.

Travée BC et CD.

$$T_{Bd} = T_{Cd} = \frac{ql}{2} + \frac{M_B - M_C}{l} = 1.18 \text{ T}$$

$$T_{Cg} = T_{Dg} = \frac{ql}{2} - \frac{M_C - M_D}{l} = -0.07 \text{ T}$$

$$x_0 = \frac{T_{Ad}}{p} = 1.99 \text{ m}$$

$$M_{BC} = M_{CD} = T * x_0 - p \frac{x_0^2}{2} - M = -1.65 \text{ Tm}$$

Avec  $T = T_{Bd} = T_{Cd}$  et  $M_B = M_C = M$

## A l'ELS

Travée AB, BC et CD ont toutes les mêmes valeurs.

$$T_{Ad} = T_{Bd} = T_{Cd} = 3.04 \text{ T}$$

$$T_{Bg} = T_{Cg} = T_{Dg} = 4.30 \text{ T}$$

$$x_0 = 1.78 \text{ m}$$

$$M = T * x_0 - p \frac{x_0^2}{2} - M$$

Travée AB

$$M_{AB} = 2.71 \text{ Tm}$$

Travée BC

$$M_{BC} = -3.642 \text{ Tm}$$

Travée CD

$$M_{CD} = -3.642 \text{ Tm}$$

### **Diagrammes des moments fléchissants (Tm)**

Le moment fléchissant au point A est considéré comme nul puisque l'appui est supposé être une articulation. Pourtant, réellement, la dalle est partiellement encastrée et on adopte alors pour valeur  $M_A = 0.15 M_{AB}$ .

#### **VIII.3.2. CALCULS D'ARMATURES**

Notre calcul se fait comme celle du dimensionnement des poutres en flexion simple. Il faut vérifier que le béton seul peut résister à l'effort tranchant.

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \tau_u = 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17 \text{ MPa}$$

#### **Dispositions constructives à prévoir :**

Le diamètre des barres employées comme armatures doit être tel que :

$$6 \leq \phi \leq \frac{h}{10} = 20 \text{ mm}$$

L'écartement des armatures d'une même nappe est :

$$S_t \leq \min \begin{cases} 3 * h = 60cm \\ 33cm \end{cases} = 33cm$$

#### VIII.4. LES POTEAUX

##### VIII.4.1.DÉFINITION

Un poteau est une poutre droite verticale soumise à un effort de compression dû à la descente des charges et à un moment de flexion transmis par le portique.

Un poteau a pour rôle de :

- constituer les éléments porteurs du système plancher, poutre par points d'appui isolés
- supporter les charges verticales
- participer à la stabilité transversale par le système poteaux poutres
- servir de chaînages horizontaux
- limiter l'encombrement (surface réduite des sections des poteaux).

Le poteau qui sera étudié pour notre cas est le poteau M2. C'est en effet le poteau le plus chargé du portique.

##### VIII.4.2.CALCUL DES ARMATURES LONGITUDINALES À L'ELU

La combinaison entre l'effort de compression et le moment fléchissant entraîne une excentricité entre le centre de gravité de la section du poteau et le centre de pression des charges. Cela suppose que le poteau doit être dimensionné à la flexion composée.

Les sollicitations de calcul pour le poteau M2 sont les suivantes

**Tableau 29: Valeurs des sollicitations du poteau M2**

Niveau	Section	Nu (T)	Ns (T)	Mu (Tm)	Ms (Tm)
n2	25*30	12.115	8.771	1.99	1.43
n1	25*30	58.224	42.257	1.46	1.08

##### Longueur de flambement l et élancement $\lambda$

Généralement, on prend pour un bâtiment,  $l = 0,7.l_0$ .

$l_0$ : longueur libre du poteau. La longueur libre étant la distance entre les faces supérieures de deux planchers successifs.

- L'élancement " $\lambda$ " du poteau est tel que

$$\lambda = \frac{l_f}{i}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

"I" : moment d'inertie de la section du poteau par rapport à l'axe passant par son centre de gravité.

B : section du béton.

### Sollicitations de calcul à considérer

Dans le cas de la flexion composée, c'est surtout le phénomène de flambement qui met en jeu la stabilité du poteau. Il convient donc de majorer l'excentricité réelle de l'effort normal appliqué.

Trois types d'excentricités sont pris en comptes :

- $e_1$  : excentricité (dite de premier ordre) de la résultante des contraintes normales.

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u}$$

- $e_a$ : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales

$$e_a = \max \left\{ 2cm; \frac{L}{250} \right\}$$

Où L : longueur réelle du poteau

- $e_2$ : excentricité due aux effets du second ordre, liée à la déformation de la structure

$$e_2 = \frac{3l_f^2 (2 + \alpha \varphi)}{10000h}$$

Où

- h : hauteur totale de la section dans la direction du flambement

$$\alpha = 10 \left( 1 - \frac{M_u}{1.5M_s} \right)$$

- $\phi$  : rapport de la formation finale de fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée, ce rapport est généralement pris égal à 2.

D'où l'excentricité totale :  $e = e_1 + e_a + e_2$

Les sollicitations de calcul deviennent ainsi:

- $N_u$  reste inchangé
- $M_u = e * N_u$

**Tableau 30 : Valeurs des excentricités du poteau M2**

niveau	e1 (cm)	e2 (cm)	ea (cm)	e (cm)
n2	16.4	2.987	2.352	16.339
n1	2.5	1.957	2	6.457

### Section d'armatures longitudinales

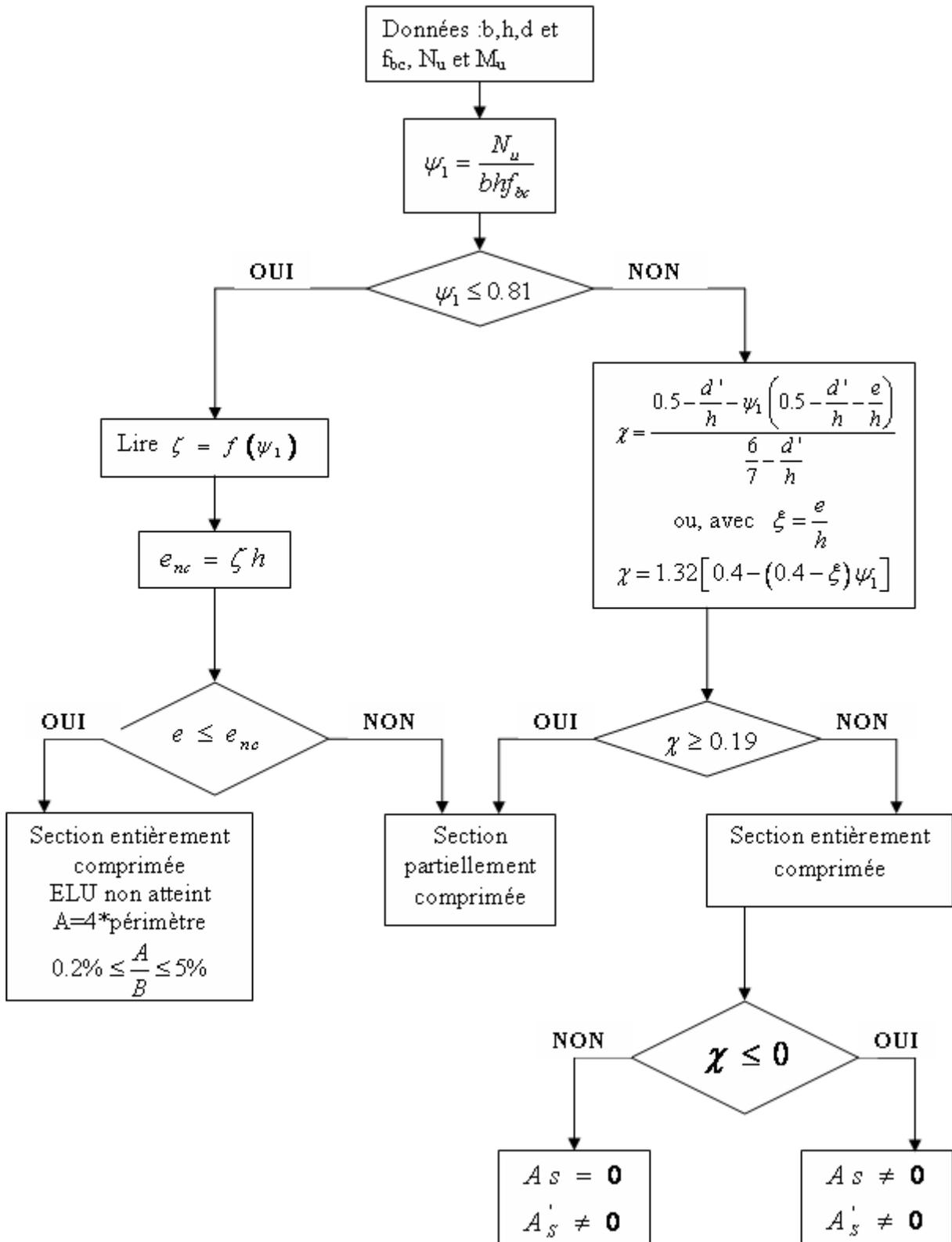
Pour pouvoir calculer les sections d'armatures, il faut d'abord déterminer si

- la section est entièrement comprimée
- la section est partiellement comprimée. Voici les démarches à suivre pour le calcul des armatures de la section partiellement comprimé :
  - On calcule l'effort de compression centré maximal supportable par le béton
  - On calcule le coefficient de remplissage  $\psi_1$  égal au rapport entre l'effort normal réel et la valeur ci-dessus :

$$\psi_1 = \frac{N_u}{N_{b\max}} = \frac{N_u}{bh f_{cb}}$$

- On compare ce coefficient par  $\psi_1$  à 0.81 d'après l'organigramme suivant

**Figure VIII: Organigramme pour le calcul d'une section rectangulaire en flexion composée, fissuration non préjudiciable**



Notons que :

- As est la section inférieure tendue ou la moins comprimée selon le cas, et A's section supérieure la plus comprimée.
- La valeur de  $\xi$  est obtenue à l'aide d'un abaque (voir annexe

### Détermination des sections à l'ELU

Tableau 31: Section à l'ELU

Niveau	$\Psi_1$	$\zeta$	enc	section
n2	0.052	0.156	8.000	SPC
n1	0.252	0.158	7.9	SEC

SPC: section partiellement comprimée

SEC : section entièrement comprimée

Pour le dimensionnement des sections partiellement comprimées, on passe par les étapes suivantes :

- on calcule un moment de flexion fictif :  $M_{ufictif} = N_u \left( e + d - \frac{h}{2} \right)$
- on calcule les armatures de la section étudiée soumise à une flexion simple de moment fictif  $M_{ufictif}$  et on obtient  $A_s$  et  $A'_s$  tel que :

$$A'_{sfictif} = \frac{M_{ufictif} - 0.391bd^2 f_{bc}}{348(d - d')} \quad \text{et} \quad A_{sfictif} = A'_{sfictif} + \frac{bdf_{bc}}{651}$$

- la section réelle de l'acier comprimée est la section trouvée ci-dessus :

$$A'_s = A'_{s, sfictif}$$

- la section d'acier tendue vaut  $A_s = A_{sfictif} - \frac{N_u}{\sigma_s}$
- on vérifie la section minimale par la règle du millième et par la règle de non fragilité:

$$A_{s, \min} \geq \max \left\{ \frac{bh}{1000}; 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

Avec  $A'_{s,\min} = 4 * \text{périmètre}$

On obtient alors les résultats suivants :

**Tableau 32: Armatures longitudinales des sections partiellement comprimées**

Poteau	$M_{usfictif}$ (Tcm)	$A'_{sfictif}$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{sfictif}$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_s$ [cm <sup>2</sup> ]	$A'_{smin}$ [cm]	$A_s$ [cm <sup>2</sup> ]
n2	408.63	--10.67	8.12	>0		4.70
n1	1180	-0.392	20.72	>0		6

#### VIII.4.3.VÉRIFICATION À L'ELS

##### Vérification d'une section partiellement comprimée

On calcule les paramètres suivants:

$$c = \frac{h}{2} - e \text{ où } e = \frac{M_s}{N_s}$$

$$p = -3c^2 - 90A'_s \frac{c-d'}{b} + 90A_s \frac{c-d}{b}$$

$$q = -2c^2 - 90A'_s \frac{(c-d')^2}{b} + 90A_s \frac{(c-d)^2}{b}$$

Où  $d'$  la distance du centre de gravité des aciers tendus par rapport à la surface supérieure de la section.

On résout ensuite l'équation du troisième degré  $z^3 + pz + q = 0$ . La résolution de cette équation de manière suivante :

- On calcule  $\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$
- Si  $\Delta \geq 0$  alors  $t = 0.5(\sqrt{\Delta} + q)$ ,  $u = \sqrt[3]{t}$  et  $z = u - \frac{p}{3u}$
- Si  $\Delta < 0$  alors  $\phi = \arccos\left(\frac{3q}{2p}\sqrt{\frac{-3}{p}}\right)$ ;  $a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}}$
- $Z_1 = a \cos\left(\frac{\phi}{3}\right)$

- $Z_2 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120^\circ\right)$
- $Z_3 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 240^\circ\right)$

Une fois z trouvé, on calcule  $y_{ser} = z + c$  : distance du centre de pression à l'axe neutre à la fibre supérieure.

La solution de z retenue dans le cas où  $\Delta < 0$  est celle qui satisfait la relation

$$0 \leq y_{ser} < d$$

On calcule l'inertie de la section homogène réduite :

$$I = \frac{by_{ser}^3}{3} + 15 \left[ A_S (d - y_{ser})^2 + A'_S (y_{ser} - d')^2 \right]$$

Les contraintes valent :

$$\sigma_{bc} = \frac{zN_{ser}}{I} y_{ser}$$

$$\sigma_s = 15 \frac{zN_{ser}}{I} (d - y_{ser})$$

On remarque que la section est partiellement comprimée si  $\sigma_s \geq 0$

Dans le cas contraire, le calcul doit être refait avec une section entièrement comprimée.

**Tableau 33: Valeurs de yser**

Poteau	e	c	p	q	z	y <sub>ser</sub> [cm]	I [cm <sup>4</sup> ]	$\sigma_{bc}$ [MPa]	$\sigma_{ser}$ [MPa]
AB	21.73	-6.73	-10880.34	22796.09	40.53	33.80	173239.72	6.94	-20.93

$y_{ser} > d$  suppose que l'axe neutre se trouve hors de la section, la section est donc entièrement comprimée. Voilà pourquoi nous avons une contrainte  $\sigma_{ser} < 0$ .

### Vérification d'une section entièrement comprimée

Pour la vérification d'une section entièrement comprimée, on calcule successivement :

- l'aire de la section homogène

$$S = bh + 15(A_S + A'_S)$$

- la position du centre de gravité résistant situé à une distance  $X_0$  au-dessus du centre de gravité géométrique

$$x_G = 15 \frac{A'_s \left( \frac{h}{2} - d' \right) - A_s \left( d - \frac{h}{2} \right)}{bh + 15(A'_s + A_s)}$$

- le moment d'inertie de la section homogène totale :

$$I = \frac{bh^3}{3} + bhx_G^2 + 15 \left[ A'_s \left( \frac{h}{2} - d' - x_G \right)^2 + A_s \left( d - \frac{h}{2} + x_G \right)^2 \right]$$

- les contraintes

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{N_{\text{ser}}}{S} + \frac{N_{\text{ser}}(e - x_G) \left( \frac{h}{2} - x_G \right)}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{N_{\text{ser}}}{S} - \frac{N_{\text{ser}}(e - x_G) \left( \frac{h}{2} + x_G \right)}{I} \geq 0$$

On vérifie que  $\bar{\sigma}_{bc} \geq \max \{ \sigma_{\text{sup}} ; \sigma_{\text{inf}} \}$

Avec  $\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa}$

Les résultats sont présentés dans le tableau suivant.

**Tableau 34: Vérification des sections entièrement comprimées à l'ELS**

Poteau	S [cm <sup>2</sup> ]	x <sub>G</sub> [cm]	I [cm <sup>4</sup> ]	σ <sub>sup</sub> [MPa]	σ <sub>inf</sub> [MPa]	$\bar{\sigma}_{bc}$ [MPa]
BC	799.755	0.676	169941.2 3	7.255	2.94	15

La condition est vérifiée, ainsi les armatures trouvées sont convenables.

### Détermination des armatures transversales

- Le diamètre des armatures transversales doit être égal à la plus proche valeur du tiers du diamètre maximal des aciers longitudinaux:

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = 2.26 \text{ mm prenons } \Phi = 6 \text{ mm}$$

- L'espacement admissible est:

$$s_t \leq \min\{15\phi; 40\text{cm}; a + 10\text{cm}\}$$

où "a" est la plus petite dimension de la section.

$$s_t \leq \min\{18\text{cm}; 40\text{cm}; 35\text{cm}\}$$

Donc  $s_t = 18 \text{ cm}$

De la même manière, nous avons pu déterminer les sections d'armatures des autres poteaux de  $25 \times 30 \text{ cm}^2$

### Plan de ferrailage

Les plans de ferrailage sont en annexe D

## VIII.5. CALCUL DU PLANCHER

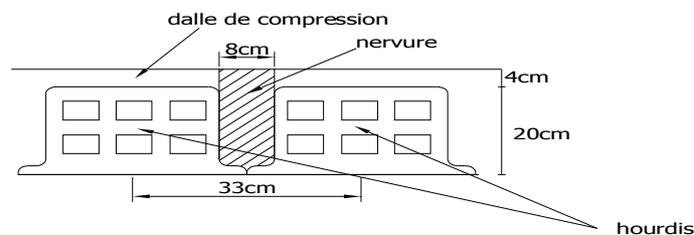
### VIII.5.1. DESCRIPTION DU TYPE DE PLANCHER UTILISE

Nous utiliserons un plancher à corps creux en béton, d'épaisseur 20 cm (16+4), dont les nervures sont couléées sur place avec la dalle de compression.

Les hourdis ne constituent pas d'éléments porteurs. Ce sont les nervures qui portent les charges.

L'épaisseur des nervures réservée par les corps creux varie de 4 à 8 cm, chaque nervure supporte une zone de charge dont la largeur est généralement de 33 cm.

Figure IX: Type de plancher



### VIII.5.2. METHODE DE CALCUL UTILISEE

Nous appliquerons la « méthode de Caquot » minorée, relative au calcul des poutres continues ; les nervures étant des poutrelles prenant appui sur les poutres principales.

#### VIII.5.2.1. PRINCIPE DE LA METHODE

Le principe de calcul pour la méthode de Caquot minorée est le même que celui de la méthode de Caquot globale, seulement il faut appliquer un coefficient égal à 2/3, les moments sur appuis dus aux charges permanentes.

#### Moment aux appuis

On détermine d'abord les moments de flexion au niveau des appuis.

Les moments fléchissant au niveau des appuis de rives sont nuls.

Les moments aux nus d'un appui intermédiaire sont calculés en ne tenant compte que des charges sur les travées encadrant cet appui, c'est-à-dire, la travée située à gauche de l'appui qui sera affectée de l'indice "W" et la travée située à droite de l'appui qui sera affectée de l'indice "e".

On détache de chaque côté de l'appui étudié, des travées fictives de longueur " $l_w$ " à gauche et " $l_e$ " à droite, longueurs définies de la manière suivante en fonction de la longueur réelle « l » de la travée

-l' = l pour une travée de rive

-l' = 0.8l pour une travée intermédiaire

Le moment fléchissant produit au niveau de l'appui intermédiaire est :

$$M = - \frac{(p_w l_w^3 + p_e l_e^3)}{8.5(l_w + l_e)}$$

#### Moment maximal en travée

On détermine le moment fléchissant maximal en travée en y disposant la charge d'exploitation.

L'abscisse « x0 » du point où se produit le moment maximal en travée est celui pour lequel l'effort tranchant est nul, d'après la relation :

$$x_0 = \frac{1}{2} + \frac{M_e - M_w}{ql}$$

- l : longueur réelle de la travée
- q : charge uniformément répartie au niveau de la travée

- $M_e$  : moment fléchissant au niveau de l'appui droit de la travée, déterminé en considérant que seule la travée concernée est chargée.
- $M_w$  moment fléchissant au niveau de l'appui gauche de la travée, déterminé en considérant que seule la travée concernée est chargée.

La valeur maximale «  $M_t$  » du moment fléchissant en travée est :

$$M = \frac{qx_0}{2}(l - x_0) + M_w + (M_e - M_w)\frac{x_0}{l}$$

Les valeurs des efforts tranchants au niveau des appuis de la travée sont respectivement

- pour l'appuis droit :  $V_e = -\frac{ql}{2} + \frac{M_e - M_w}{l}$
- pour l'appui gauche :  $V_w = \frac{ql}{2} + \frac{M_e - M_w}{l}$

#### VIII.5.2.2. CALCUL DES SOLLICITATIONS AU NIVEAU DE LA NERVURE

##### Evaluation des charges

Nous allons faire l'étude du plancher de la salle de réunion. La nervure prend appui sur 4 poutres principales appartenant aux files I, J, K, L, M comme indique la figure ci-dessous.

**Figure X: Système des poutres continues constitué par la nervure**



La nervure supportant une zone de charge de largeur 33cm, nous avons :

- a) charges permanentes

Plancher (20+4) :  $g=300\text{daN/m}^2$

Chape + revêtement :  $g=100\text{daN/m}^2$

Total par mètre linéaire :  $g= 0.33 (300+100)= 132 \text{ daN/ml}$

- b) charges d'exploitation

$q= 300 \text{ kg/m}^2$

Total par mètre linéaire :  $q= 0.33*300= 99 \text{ daN/ml}$

##### Combinaisons des charges considérées

Les combinaisons à considérer vis-à-vis des états limites ultimes sont les suivantes :



**Tableau 35: Combinaisons des charges considérées**

cas	Travées chargées	Travées déchargées
combinaison	1.35G + 1.5Q	1.35G

Pour les moments aux appuis, nous appliquerons le coefficient réducteur de 2/3 aux charges permanentes, ce qui permet de calculer une charge réduite :

$$P_u \text{ réduit} = 1.35(2/3g) + 1.5q = 1.35 \cdot ((2/3) \cdot 132) + 1.5 \cdot 99 = 267 \text{ daN/ml}$$

Pour les autres calculs, nous utiliserons la charge ultime habituelle

$$p = 1.35g + 1.5q = 1.35 \cdot 132 + 1.5 \cdot 99 = 327 \text{ daN/ml}$$

### Valeurs des efforts internes (moments et efforts tranchants) en travée et sur appuis

Pour les cas de chargement donnant le moment fléchissant maximal au niveau des appuis

**Tableau 36: Valeurs des efforts internes en travée et sur appuis pour le cas de chargement donnant le moment fléchissant maximal au niveau des appuis**

Travée	Pu daN/m	Pured daN/m	L (m)	l' (m)	Mw daNm	Me daNm	Vw daN	Ve daN	x0 (m)	Mt daNm
IJ	327	267	4,13	4,13	0	-450,06	563,41	-787,10	1,72	485,37
JK	327	267	4,13	3,30	-450,06	-358,50	728,68	-680,69	2,23	349,97
KL	327	267	4,13	3,30	-358,50	-450,06	653,09	-697,42	2,00	293,67
LM	327	267	4,13	4,13	-450,06	0	784,23	-566,28	2,40	490,33

Pour les cas de chargement donnant le moment fléchissant maximal au niveau de chaque travée

**Tableau 37: Valeurs des efforts internes en travée et sur appuis pour le cas de chargement donnant le moment fléchissant maximal au niveau de chaque travée**

Travée	pu daN/m	l (m)	l' (m)	Mw daNm	Me daNm	Vw daN	Ve daN	xO (m)	Mt daNm
IJ	327	4,13	4,13	0,00	-551,20	541,79	-808,72	1,66	448,84
JK	327	4,13	3,30	-551,20	-419,96	402,35	-680,69	2,16	349,97
KL	327	4,13	3,30	-419,96	-551,20	333,64	-730,22	1,87	294,67
LM	327	4,13	4,13	-551,20	0,00	461,28	-566,28	2,40	490,33

Dimensionnement des armatures longitudinales

Caractéristiques utiles des matériaux

a. le béton

Dosage : 350kg de CPA par mètre cube de béton

Résistances caractéristiques à 28 jours d'âge

- $f_{c28}$  = 25 MPa en compression

- $f_{t28}$  = 2.1 MPa en traction

Coefficient de sécurité

- $\gamma_b$  = 1.5

- $\theta$  = 1

Contrainte de calcul du béton

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

b. l'acier

La fissuration est non préjudiciable donc l'enrobage « e » des armatures sera de 2.5cm.

Nous utiliserons des barres d'acier à haute adhérence avec une limite d'élasticité garantie « $f_e$ » = 400 MPa

Coefficient de sécurité  $\gamma_s$  = 1.15

Contrainte de calcul des aciers  $\sigma_s$  = 348 MPa

### **Détermination des sections d'armatures**

Pour la détermination des sections d'armatures, on se référera à l'organigramme de calcul donné à la page.

Avant de calculer les sections des armatures longitudinales, nous allons déterminer la section minimale d'armatures qu'il convient de placer.

Cette dernière est donnée par la règle du millième et la condition de non fragilité :

$$A_s \geq \left\lceil \frac{bh}{1000} ; 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \right\rceil \text{ où}$$

- b : largeur de la nervure

- h : hauteur de la nervure

Ainsi, nous avons:  $A_s \geq 0.264cm^2$

a) en travée

**Tableau 38: sections des armatures longitudinales en travée**

Travée	IJ	JK	KL	LM
Mu [daNm]	448,84	349,97	294,67	490,33
$\mu$	0,02	0,02	0,01	0,02
$\beta$	0,02	0,02	0,01	0,02
As théoriques [cm <sup>2</sup> ]	0,65	0,47	0,41	0,65
As réelles [cm <sup>2</sup> ]	1T8	1T8	1T8	1T8
	0,50	0,50	0,50	0,50

b) aux appuis

**Tableau 39: Sections des armatures au niveau des appuis**

Appui	I	J	K	L	M
Mu [daNm]	69,29	461,92	324,41	450,06	67,51
$\mu$	0,00	0,02	0,01	0,02	0,00
$\beta$	0,01	0,02	0,02	0,03	0,00
As théoriques [cm <sup>2</sup> ]	0,29	0,53	0,67	0,90	0,12
As réelles [cm <sup>2</sup> ]	1T6	1T10	1T10	1T6+1T10	1T6
	0,28	0,79	0,79	1,07	0,28

### Justifications aux appuis

Certaines conditions au niveau des appuis, concernant notamment la section minimale d'armatures longitudinales et la contrainte de compression du béton doivent être vérifiées.

#### Appui simple d'about

Les conditions prescrites au niveau des appuis d'about sont

- Vérification des armatures longitudinales inférieures sur appui

On devrait vérifier :  $A_s \geq \frac{\gamma_s V_u}{f_e}$

- As : section minimale d'armatures longitudinales inférieures sur appui
- Vu : effort tranchant au niveau de l'appui

- Vérification de la compression du béton

On devrait vérifier :  $V_u \leq 0.4 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ab_0$

- a : profondeur d'appui
- $b_0$  : largeur de la nervure égale à 10 cm La profondeur d'appui a est donnée par:

$$a = \min \{a'; 0.9d\}$$

où - d : hauteur utile de la nervure égale à 21.5 cm

- a' : largeur de l'appui (20 cm dans notre cas) à laquelle déduite de 2cm + l'enrobage

Et on en déduit  $a = \min \{15 \text{ cm}; 19.35 \text{ cm}\} = 15 \text{ cm}$

### Appui intermédiaire

Les conditions prescrites au niveau des appuis intermédiaires sont

- Vérification des armatures longitudinales

On devrait vérifier :  $A_s \geq \frac{\gamma_s}{f_e} (|V_u| - \frac{|M_u|}{0.9d})$

où –  $M_u$  : moment fléchissant au niveau de l'appui

- Vérification de la compression du béton

On devrait vérifier  $V_u \leq 0.4 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ab_0$

- Vérification de la contrainte moyenne de compression du béton sur l'appui

On devrait vérifier :  $\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b_0d} \leq \frac{1.3f_{c28}}{\gamma_b} = 21.7 \text{ MPa}$

Les résultats des calculs sont résumés dans les tableaux suivants :

**Tableau 40: Vérification au niveau des appuis de rive**

Appuis	$V_u$ (daN)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$\frac{\gamma_s V_u}{f_e}$ cm <sup>2</sup>	$0.4 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ab_0$ daN
I	563,41	0,44	1,58	10000
M	566,28	0,442	1,61	10000

Ainsi, les conditions prescrites au niveau des appuis de rive sont vérifiées.

**Tableau 41: Vérification au niveau des appuis intermédiaires**

Appuis	Mu [daNm]	Vu [daN]	As [cm <sup>2</sup> ]	$\frac{\gamma_s}{f_e} \left(  V_u  - \frac{ M_u }{0.9d} \right)$ [cm <sup>2</sup> ]	$0.4 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ab_0$ [daN]	$\frac{2V_u}{b_0d}$ [MPa]
Jw	461,92	402,35	0,59	<0	10000	0,47
Je	461,92	787,10	0,59	<0	10000	0,92
Kw	358,50	653,09	0,46	<0	10000	0,76
Ke	358,50	643,48	0,46	<0	10000	0,75
Lw	450,06	784,23	0,59	<0	10000	0,91
Le	450,06	697,42	0,59	<0	10000	0,81

Ainsi, les conditions prescrites au niveau des appuis intermédiaires sont vérifiées.

### Dimensionnement des armatures transversales

#### Vérification de la contrainte de cisaillement du béton

La condition suivante doit être vérifiée au niveau de l'âme de la nervure

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0d} \leq \bar{\tau}_u \text{ avec}$$

- Vu la valeur de l'effort tranchant dans la section considérée
- bo: largeur de l'âme
- d : hauteur utile
- $\tau_u$  contrainte tangente conventionnelle
- $\bar{\tau}_u$  : contrainte tangente ultime

Dans le cas où l'on prévoit des armatures transversales droites et en fissuration peu préjudiciable, l'expression de " $\bar{\tau}_u$ " est :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.20 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5MPa \right\}$$

$$\text{ou } \bar{\tau}_u = \min \{ 3.33; 5MPa \} = 3.33MPa$$

Comme, l'effort tranchant maximal au niveau de l'âme de la poutre est :

$$Vu = 941.8 \text{ daN}$$

$$\text{donc } \tau_u = 0.44 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa}$$

**Conclusion** : Le cisaillement du béton n'est donc pas à craindre au niveau de l'âme.

### Diamètre des armatures transversales

Le diamètre «  $\phi_t$  » des armatures transversales est donné par l'inégalité ci-après :

$$\phi_t \leq \text{Min}\left\{\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l\right\}$$

- h : hauteur de la nervure
- $\phi_l$  : Diamètre des barres longitudinales

Pour le cas de la travée IJ, on a

$$\phi_t \leq \text{Min}\{6.8\text{mm}; 10\text{mm}; 10\text{mm}\} = 6.8\text{mm}$$

Comme on ne découvre pas de barres de diamètre 5 mm dans le commerce, Nous utiliserons des barres de diamètre 6mm. Soit  $\phi_t = 6 \text{ mm}$

Nous utiliserons donc des épingles 1T6 comme armatures transversales au niveau de la travée IJ.

Au niveau des autres travées, les armatures transversales seront aussi constituées par des épingles 1T6.

### Répartition des armatures transversales

- Calcul des espacements des armatures

L'espacement "st" entre 2 cours successifs d'épingles est donné par la relation

$$s_t \leq \frac{0.9A_t f_e}{\gamma_s b_0 (\tau_u - 0.3 f_{tj})} \text{ avec}$$

- $A_t$  : section d'un cours d'armatures transversales égale 0.28 cm<sup>2</sup>
- $\tau_u$  : contrainte tangente conventionnelle.

D'autre part, "st" doit vérifier les 2 conditions ci-après :

$$s_t = \min\{0.9d; 40\text{cm}\}$$

$$s_t \leq \frac{A_t f_e}{0.4b_0} \text{ où "s}_t\text{" et "b}_0\text{" en cm ; "A}_t\text{" en cm}^2\text{ ; "f}_e\text{" en MPa}$$

La détermination de l'espacement maximal aux appuis se fera par le tableau suivant

**Tableau 42: Espacement maximal des armatures transversales aux appuis**

Appuis	Vu [daN]	$\zeta_u$ [MPa]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]
I	541,79	0,25	<0			
Jw	402,35	0,19	<0			
Je	787,10	0,37	<0			
Kw	653,09	0,30	<0	44	19,35	18
Ke	643,48	0,30	<0			
Lw	784,23	0,36	<0			
Le	697,42	0,32	<0			
M	566,28	0,26	<0			

L'espacement maximal des armatures transversales au niveau des appuis est de 18 cm.

➤ *Disposition pratique des armatures transversales*

La détermination pratique des espacements des armatures transversales se fera par la règle de Caquot dont la démarche à suivre est la suivante:

- Calcul de l'espacement "st" à l'appui
- Position du premier cours à une distance "st/2" de l'appui
- Les espacements suivants seront pris dans la suite des valeurs en cm : 9, 10, 11,13, 16, 20, 25, 35,40. Chaque valeur d'espacement est répétée autant de fois qu'il y a de mètres dans la demi portée,

Prenons le cas de la travée :IJ

Elle a une portée de « l » = 4.13 m entre nus des appuis, et l'espacement aux appuis « st » = 18 cm.

Le premier cours sera donc placé à st/2= 18/2= 9cm de l'appui.

Le nombre entier de mètres dans la demi portée est égal à 2. Les espacements seront donc successivement :

- 9cm\* 1 cours
- 11 cm \* 1 cours
- 13 cm \* 1 cours
- 16 cm \* 2 cours

- 25 cm \* 2 cours
- 30 cm \* 3 cours

Ce qui nous donne au total  $(9*1) + (11*2) + (13*2) + (16*2) + (25*2) + (30*3) = 2.05\text{cm}$ .

$2.06 - 2.05 = 1\text{cm}$  pour arriver à mi-travée.

**Conclusion** : Nous avons donc 23 épingles à placer dans la travée IJ.

### VIII.6. CALCUL DES PAILLASSES DES GRADINS EN CONSOLE

Les paillasses des gradins en console sont des dalles reposant sur deux appuis.

Elles travaillent alors en flexion simple comme des poutres continues. Nous allons étudier la paillasse du gradin en console. La dalle est inclinée mais nous allons faire les calculs en ramenant les charges à la verticale et la section horizontale. Les dalles ont toutes la même portée de 5.06m dont la hauteur = 20cm.

#### VIII.6.1.SOLLICITATIONS

##### Charge au $\text{m}^2$ de la paillasse

- Charge permanente (paillasse + marche + revêtement) :  $g = 1.20\text{T}/\text{m}^2$
- Charge d'exploitation (surcharge) :  $q = 0.5 \text{ T}/\text{m}^2$

##### Charge pondérée au $\text{m}^2$

**ELU** :  $P_u = 1.35 g + 1.5q = 2.37\text{T}/\text{m}^2$

**ELS** :  $P_s = g + q = 1.7\text{T}/\text{m}^2$

Pour notre étude, pour 1m de largeur de dalle, il suffit de remplacer l'unité ( $\text{T}/\text{m}^2$ ) par ( $\text{T}/\text{ml}$ ).

##### Moments aux appuis

Avec  $l' = 0.8l = 4.1\text{m}$  la longueur fictive des travées intermédiaires.

$$M_A = M_D = 0$$

$$M_B = M_C = \frac{p(l_1^3 + l_2^3)}{8(l_1 + l_2')}$$

A l'**ELU**

$$M_B = M_C = 6.41 \text{ Tm}$$

A l'**ELS**

$$M_B = M_C = 4.6 \text{ Tm}$$

### Efforts tranchants et moments en travée

#### A l'ELU

-Travée AB :

$$\text{Effort tranchant à droite de A : } T_{Ad} = \frac{q * l_1}{2} + \frac{M_A - M_B}{l_1} = 3.03\text{T}$$

$$\text{Effort tranchant à gauche de B : } T_{Bg} = \frac{q * l_1}{2} - \frac{M_A - M_B}{l_1} = 5.57\text{T}$$

$$\text{Abscisse où l'effort tranchant est nul : } x_0 = \frac{T_{Ad}}{P} = 1.28\text{m}$$

$$\text{Moment maximal en travée : } M_{AB} = T_{Ad} * x_0 - p \frac{x_0^2}{2} - M_A = 1.94\text{Tm}$$

-Travée BC

$$T_{Bd} = 4.30\text{T}$$

$$T_{Cg} = 4.30\text{T}$$

$$x_0 = 1.81\text{m}$$

$$M_{BC} = 2.15\text{Tm}$$

-Travée CD

$$T_{Cd} = 5.57\text{T}$$

$$T_{Dg} = 3.03\text{T}$$

$$x_0 = 2.35\text{m}$$

$$M_{CD} = 0.13 \text{ Tm}$$

### Diagramme des moments fléchissant (Tm)

Le moment fléchissant au point A est considéré comme nul puisque l'appui est supposé être une articulation. Pourtant, réellement, la dalle est partiellement encastree et on adopte alors pour valeur

$$M_A = 0.15M_{AB}$$

Il existe alors des armatures en chapeau sur cet appui.

### VIII.6.2.CALCULS DES ARMATURES

Nous utilisons le même principe que pour le dimensionnement des poutre en flexion simple(voir paragraphe précédent). Il faut vérifier que le béton seul peut résister à l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b*d} = 0.3 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17 \text{ MPa}$$

#### Dispositions constructives à prévoir :

Le diamètre des barres employées comme armatures doit être tel que :

$$6 \leq \phi \leq \frac{h}{10} = 20\text{mm}$$

L'écartement des armatures d'une nappe est :

$$S_t \leq \min \begin{cases} 3*h = 60\text{cm} \\ 33\text{cm} \end{cases} = 33\text{cm}$$

### VIII.6.3.CALCUL DES DALLES

La dalle est considérée comme partiellement encastree aux poutres. Cette dalle est inclinée de 26.18° par rapport à l'horizontale comme pour les calculs de structures.

Pour les dalles rectangulaires, on définit les portées mesurées entre nu des appuis :

$$l_x = 5.06 - 0.40 = 4.66\text{m}$$

$$l_y = 9.6 - 0.40 = 9.2\text{m}$$

Et le rapport des portées :  $\alpha = \frac{l_x}{l_y} = 0.507 > 0.40$  : la dalle porte dans les deux directions.

#### Sollicitations

##### Charge au m<sup>2</sup> de la pailleasse

- charge permanente (pailleasse + marche + revêtement) : g = 1.10 T/m<sup>2</sup>

- charge d'exploitation (surcharge) : q = 0.5 T/m<sup>2</sup>

##### Charge pondérée au m<sup>2</sup>

ELU : Pu = 1.35 g + 1.5 q = 2.235 T/m<sup>2</sup>

ELS : Ps = g + q = 1.60 T/m<sup>2</sup>

##### Méthode de détermination

Pour le calcul des dalles encastrées, on commence par déterminer les moments de flexion qui s'y développeraient si elles étaient articulées sur leur contour. Les moments de flexions ainsi trouvées seront réduits pour donner les moments d'encastrement

**Moment fléchissant pour un panneau articulé sur contour**

Les moments fléchissant au centre de la dalle pour une bande de largeur unité sont :

- dans le sens  $l_x$  :  $M_{ox} = \mu_x * P * l_x^2$

- dans le sens  $l_y$  :  $M_{oy} = \mu_y * M_{ox}$

Avec pour valeur approchée des coefficients  $\mu_x$  et  $\mu_y$  :

$$\mu_x = \frac{1}{8(1 + 2.4\alpha^3)} \text{ et } \mu_y = \alpha^2 [1 - 0.95(1 - \alpha)^2]$$

On trouve avec  $\alpha = 0.657$  :

$$\mu_x = 0.0744$$

$$\mu_y = 0.3834$$

A l'ELU :

$$M_{oxu} = 3.16 \text{ Tm}$$

$$M_{oyu} = 1.38 \text{ Tm}$$

A l'ELS :

$$M_{oxs} = 2.58 \text{ Tm}$$

$$M_{oy_s} = 0.99 \text{ Tm}$$

**Moments fléchissant pour une dalle partiellement encastrée**

Les coefficients réducteurs à appliquer sont :

- moments en travée :  $0.85 M_{ox}$  ou  $0.85 M_{oy}$
- moments d'encastrement :  $0.35 M_{ox}$  pour les appuis de rive

$0.50 M_{ox}$  pour les autres intermédiaires

**Suivant la petite direction  $l_x$  :**

A l'ELU :

- Moment en travée :  $M_t = 2.686 \text{ Tm}$

- Moment sur appui :  $M_a = 1.17 \text{ Tm}$

A l'ELS :

- Moment en travée :  $M_t = 2.19 \text{ Tm}$

- Moment sur appui :  $M_a = 0.84 \text{ Tm}$

**Suivant la direction  $l_y$**

A l'ELU :

- Moment en travée :  $M_t = 1.173 \text{ Tm}$

- Moment sur appui :  $M_a = 0.69 \text{ Tm}$

A l'ELS :

- Moment en travée :  $M_t = 0.842 \text{ Tm}$

- Moment sur appui :  $M_a = 0.5 \text{ Tm}$

### Calculs d'armatures

Nous utilisons le même principe que pour le dimensionnement des poutres en flexion simple.

Dans ce cas, la valeur maximale de l'effort tranchant à prendre en compte est :

$$V = \frac{p * l_x * l_y}{2 * l_y + l_x} = 4.35 \text{ T}$$

$$\text{Et on vérifie que } \tau_u = \frac{V_u}{b * d} = 0.2 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17 \text{ MPa}$$

### Dispositions constructives à prévoir :

Le diamètre des barres employées comme armatures doit être tel que :

$$6 \leq \phi \leq \frac{h}{10} = 20 \text{ mm}$$

L'écartement des armatures d'une même nappe est :

$$S_t \leq \min \begin{cases} 3 * h = 60 \text{ cm} \\ 33 \text{ cm} \end{cases} = 33 \text{ cm} .$$

- **En travée suivant la petite direction  $l_x$  :**

8 HA 10 par mètre : on alterne 4 HA 10 filants et 4 HA 10 arrêtés à 0.40m de la rive.

- **sur appui suivant la petite direction  $l_x$  :**

8 HA 8 par mètre : l1=100cm et l2=50cm

- **en travée suivant la grande direction  $l_y$  :**

5 HA 8 par mètre : on alterne 3 HA 8 filants et 2 HA 8 arrêtés à 0.4 m de la rive.

- **sur appui suivant la grande direction  $l_y$  :**

5 HA 6 par mètre : l1=100 cm et l2=50cm

### VIII.7. CALCUL DES ESCALIERS

Les escaliers des gradins ne seront pas calculés séparément puisque leur étude se ramène à l'étude des gradins ; les armatures des paillasses des escaliers de gradins sont les mêmes que celles des paillasses des gradins.

Nous allons dimensionner l'escalier du bord de gradins.

#### VIII.7.1.DIMENSIONNEMENT DES ESCALIERS

Le dimensionnement des escaliers se fait par mètre de largeur comme le cas de la dalle calculer ultérieurement.

Pour le calcul des girons et les contres marches on doit avoir :

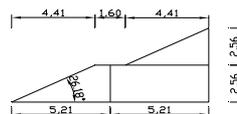
$$60 \leq g + 2h \leq 64$$

$$28 \leq g \leq 32$$

Avec  $h = 16\text{cm}$  nous allons prendre  $g = 28\text{cm}$

#### VIII.7.1.1.Les sollicitations

Figure XI: Escalier



### Charge $m^2$ de la paillasse

-charge permanente (paillasse +marche+revêtement) :  $g_1 = 0.95 \text{ T/m}^2$

$$g_2 = 0.60 \text{ T/m}^2$$

- charge d'exploitation (surcharge) :  $q_1 = q_2 = 0.5 \text{ T/m}^2$

### Charge pondérée au $m^2$

$$\text{ELU : } p_1u = 1.35g_1 + 1.5q_1 = 2.033 \text{ T/m}^2$$

$$p_2u = 1.35g_2 + 1.5q_2 = 1.56 \text{ T/m}^2$$

$$\text{ELS : } p_1s = g_1 + q_1 = 1.45 \text{ T/m}^2$$

$$p_2s = g_2 + q_2 = 1.10 \text{ T/m}^2$$

#### VIII.7.1.2.EFFORT TRANCHANT ET MOMENTS FLÉCHISSANT

Nous allons utiliser la méthode forfaitaire pour faciliter les calculs :

#### Valeurs des moments selon la méthode forfaitaire

Où  $M_{oi}$  = Moment maximal dans la travée de référence i (isostatique, soumise aux mêmes charges que la travée étudiée).

$$M_{01,2} = \text{Max}\{M_{01}; M_{02}\}$$

$M_w$  et  $M_e$  = valeurs absolues des moments respectivement sur l'appui de gauche et sur l'appui de droite.

$$\text{On doit avoir : } M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq 1.05M_0$$

$$\left( 0.7 + \frac{0.15 + 0.6}{2} \right) M_0 = 1.075M_0 < 1.05M_0$$

Nous avons une structure symétrique, donc :  $M_{01} = M_{02} = M_0$  ;

Pour faciliter les calculs et la sécurité nous prendrons la charge  $p_1$

$$\text{A l'ELU : } M_{0u} = \frac{p_{1u}l^2}{8} = 6.7 \text{ Tm}$$

$$\text{A l'ELS : } M_{0s} = \frac{p_{1s}l^2}{8} = 4.92 \text{ Tm}$$

Les moments en travée, sur appui intermédiaire et sur appui de rive sont

A l'**ELU** :

Moment en travée :  $M_{tu} = 0.7M_{0u} = 4.69\text{Tm}$

Moment sur appui intermédiaire :  $M_{au} = 0.6M_{0u} = 4.02\text{Tm}$

Moment sur appui de rive :  $M_{au} = 0.15M_{0u} = 1\text{Tm}$

A l'**ELS**

Moment en travée :  $M_{ts} = 0.7M_{0s} = 3.44\text{Tm}$

Moment sur appui intermédiaire :  $M_{as} = 0.6M_{0s} = 2.95\text{Tm}$

Moment sur appui de rive :  $M_{as} = 0.15M_{0s} = 0.74\text{Tm}$

#### **VIII.7.2.CALCULS D'ARMATURES**

Nous utilisons le même principe que pour le dimensionnement des poutres en flexion simple.

##### **VIII.7.2.1.Dispositions constructives**

Le diamètre des barres employées comme armatures doit être :

$$6 \leq \phi \leq \frac{h}{10} = 20\text{mm}$$

L'écartement des armatures d'une même nappe est :

$$S_t \leq \min \begin{cases} 3h = 60\text{cm} \\ 33\text{cm} \end{cases} = 33\text{cm}$$

##### **VIII.7.2.2.Plans de ferrailage**

Le calcul d'armatures nous a permis d'avoir le plan de ferrailage des paillasse des escaliers en annexe D.

### **VIII.8. CALCUL DE FONDATION**

#### **VIII.8.1.GÉNÉRALITÉS**

La fondation a pour rôle de transmettre au sol de façon uniformément répartie la charge totale venant de la superstructure.

C'est l'élément qui assurera la stabilité et la sécurité de l'ouvrage. Le type retenu pour une fondation est intimement lié par les caractéristiques du sol et les sollicitations à transmettre.

On peut envisager deux types de fondation.

- Fondation superficielle dans le cas où la capacité portante du sol est apte à recevoir les charges venant de la superstructure
- Fondation profonde lorsque le bon sol se trouve à une grande profondeur.

#### **VIII.8.2.ANALYSE DES FONDATIONS**

Vu l'importance de la capacité portante de notre sol les fondations superficielles en semelles isolées nous semblent des solutions économiques et efficaces par rapport aux autres fondations sur pieux ou en radier général qui sont très onéreuses.

##### **VIII.8.2.1.Fondation sur semelles isolées**

Vontovorona est localisé sur une zone latéritique rouge violacée sans élément détritique visible. C'est la latérite caractéristique des roches ferromagnésiennes à texture.

Par manque de données du Laboratoire National des Travaux Publics et du Bâtiment sur les caractéristiques du sol, on prend alors comme hypothèses :

- Poids volumique du sol  $\gamma = 1.8t / m^3$
- La cohésion  $c = 2t / m^2$
- Angle de frottement  $\varphi = 25^\circ$

Pour les calculs et la vérification, nous allons utiliser les caractéristiques suivant le béton armé.

- Le béton est dosé à 350 kg de ciment CPA 45 sous contrôle atténué

$$\overline{\sigma}_{b0} = 67.5bars$$

$$\overline{\sigma}_b = 5.8bars$$

- Les aciers sont : en HA avec  $\sigma_{en} = 4120 bars$ ,  $\phi = 1.5$  pour les armatures principales.
- L'enrobage sera pris égal à 3 cm

##### **VIII.8.2.2.Calcul des contraintes admissibles en fonction de la largeur de la semelle**

La contrainte admissible sous une semelle isolée soumise à une charge verticale centrée est donnée par la relation :

$$q_{ad} = \frac{1}{F} \left[ \left( 1 - 0.2 \frac{B}{L} \right) \gamma \frac{B}{2} N_\gamma + \gamma D (N_q - 1) + \left( 1 + 0.2 \frac{B}{L} \right) C N_c \right] + \gamma D$$

Prenons le coefficient de sécurité  $F = 3$

Pour bien situer la fondation au remblai, les semelles sont ancrées à  $D = 1.5\text{m}$  dans le sol.

Nous avons une semelle carrée  $B/L=1$

Et pour  $\varphi = 25^\circ$ , l'abaque de Boussinesq donne :

$$N_\gamma = 10.4 ; N_q = 10.7 ; N_c = 20.7 ;$$

Avec  $N_\gamma, N_q, N_c$  appelés les facteurs de capacité portante du sol.

La contrainte admissible sera donc :

$$q_{ad} = 1/3[(0.8)*1.8*B/2*10.4 + 1.8*0.9*(10.7-1) + (1.2)*2*20.7] + 1.8*1.5$$

$$q_{ad} = 2.496 B + 23.418$$

#### VIII.8.2.3. Calcul de la charge transmise au sol de fondation en fonction de la largeur de la semelle

Prenons une hauteur totale de semelle  $ht = 0.35\text{m}$

- Superstructure P
- Semelle :  $B^2 * 0.35 * 2.5 = 0.875 * B^2$
- Remblai :  $B^2 * 0.55 * 1.8 = 0.99 * B^2$

Alors  $Q = P + 1.865 B^2$

La contrainte au sol sera :

$$q = \frac{Q}{B^2} = \frac{P}{B^2} + 1.865 \quad (\text{T/m}^2)$$

La largeur minimale de la semelle correspond à l'égalité :

$$q = q_{ad} \rightarrow$$

$$2.496B + 23.418 = \frac{P}{B^2} + 1.865$$

$$2.496B^3 + 23.418B^2 - 1.865B^2 - P = 0$$

$$2.496B^3 + 21.553B^2 - P = 0$$

Nous allons prendre le poteau pour calculer car c'est le plus chargé

$$\text{ELS} : P=43.37 \Rightarrow 2.496B^3 + 21.553B^2 - 43.37 = 0$$

Et nous avons  $B = 1.32\text{m}$  prenons  $B = 1.5\text{m}$

Vérification de l'état vis-à-vis du poinçonnement du sol

- Contrainte au sol  $q = \frac{P}{B^2} + 1.865 = 21.14\text{T/m}^2$
- Contrainte admissible  $q_{ad} = 2.496B + 23.418 = 27.16\text{T/m}^2$
- Hauteur totale  $h_t \geq \frac{B-b}{4} = 0.31\text{ cm} ; ht = 35\text{cm}$

Alors  $ht = 35\text{ cm}$  est bien vérifiée et  $q < q_{ad}$

Alors la condition au non poinçonnement du sol de fondation est vérifiée.

Calcul des armatures principales

$$A = \frac{P(B-b)}{8(h_t-d)\overline{\sigma}_a}$$

$$A = 10.41\text{ cm}^2 \text{ soit } 9\Phi 12$$

A l'ELU,  $P=59730\text{ kg}$ ,  $\overline{\sigma}_a = 2800\text{ kg/cm}^2$ ,  $b=25\text{cm}$ ,  $d=3\text{cm}$

- Armature répartition :

$$A_r = \frac{A}{4}$$

$$A_r = 2.60\text{ cm}^2 \text{ soit } 6\Phi 8$$

- Epaisseur minimale de la semelle :

$$e \geq 6 + 6\phi = 6 + 6*1.2 = 13.2\text{cm} \text{ prenons } e = 15\text{cm}$$

- Ancrage des armatures :

$$\overline{\sigma}_d = \frac{P(B-b)}{2B(h_t-d)*n*\pi*\phi} = 1.10\text{ bars}$$

où  $n$  : nombre total des armatures

et la contrainte admissible  $\overline{\sigma}_d = 2*\phi^2*\overline{\sigma}_b = 26.10\text{ bars}$  avec  $\phi = 1.5\text{ (HA)}$

Comme  $\sigma_d < \frac{\overline{\sigma_d}}{2}$  alors certaines barres peuvent être arrêtées.

Plan de ferrailage en annexe D.

### VIII.9. FOSSE SEPTIQUE EN B.A.

#### VIII.9.1. PRINCIPES DE FOSSES SEPTIQUES

La fosse septique est un dispositif épurateur qui traite les eaux vannes. Il comprend :

- l'élément collecteur ou fosse de chute l'épurateur ou fosse de filtre
- la fosse de transvasement ou décantation
- un bac de prélèvement
- un tuyau de ventilation ou d'aération.

Les matières solides qui stagnent en profondeur subissent une fermentation en anaérobie basique entraînant la production de gaz carbonique, d'hydrogène, et de méthane, d'où la nécessité d'introduire un tuyau de ventilation.

Après, le deuxième reçoit les effluents décantés sous forme d'un liquide clair et le troisième compartiment est rempli de matériaux poreux comme le Mâchefer pour arrêter les matières grasses et les solides.

Elle sera confectionnée en béton armé avec incorporation d'hydrofuge de type « SIKA ». Les accessoires intérieurs tels que les tuyaux droits d'aération ou tuyaux coudés de distribution et de plongée seront en PVC.

#### VIII.9.2. DIMENSIONNEMENT DE LA FOSSE

Le volume de la fosse de désintégration V est de 250 l par usager. Elle est divisée en deux compartiment suivant les volumes suivant :\*

<u>Compartiment</u>	<u>Volume</u>
Chute	$V_1 = 2V/3$
Décantation	$V_2 = V/3$

Nous proposons d'installer 4 fosses aux deux coins opposés du bâtiment avec une capacité de 100 personnes.

- La volume de la fosse est de :
- $250 \times 100 = 25\ 000$  l soit  $25\text{m}^3$

- Le volume de la chute est de 17 m<sup>3</sup>
- Le volume de la décantation est de 8 m<sup>3</sup>

En prenant une hauteur de 1.60 m notre fosse a une forme carrée de 4 m de largeur

#### VIII.9.2.1. Dimension de l'épurateur

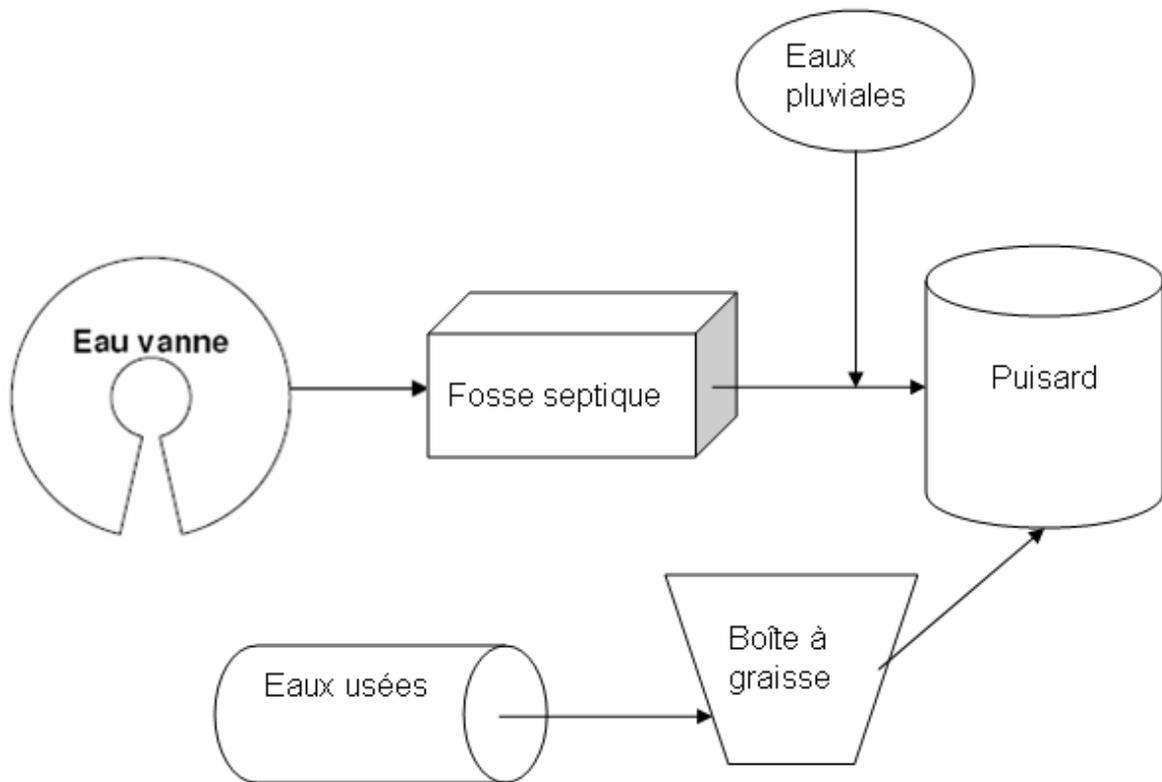
La surface du lit bactérien s'exprime par  $S = N / 10h^2$

Où

- N - nombre des usagers,
- h - la hauteur du lit bactérien prise à h = 1.60 m

Ainsi on a  $S = 3.9 \text{ m}^2$ , soit une largeur de 1 x 4 mètre.

**Figure XII: Schéma type d'assainissement**



**PARTIE 3 :**  
**EVALUATION DU COUT DU PROJET ET IMPACT ENVIRONNEMENTAL**

Chapitre I. **DEVIS DESCRIPTIFS**

**I.1. DÉFINITION**

L'expression « Devis Descriptif » implique l'application sans restriction des règlements et normes en vigueur en République de Madagascar, sans qu'il soit nécessaire d'y faire référence, et leur application ne puisse être dissociée des dossiers de plans et documents auxquels font référence les pièces contractuelles.

**I.2. DEVIS DESCRIPTIFS**

N° PRIX	DÉSIGNATION DES TRAVAUX	CONCERNE	MODE D'ÉVALUATION
<b>1- INSTALLATION ET REPLI DE CHANTIER</b>			
1.1	<b>Installation de chantier :</b> - L'amenée des matériels nécessaires ou exigés. - La clôture de chantier. - La mise en place du panneau d'indication du chantier. - La préparation. des surfaces, la construction, les aménagements des baraques de chantier, de logement et bureaux. - La mise en disposition de moyen de communication - L'alimentation en eau potable et en énergie électrique du chantier. - L'aménagement et l'entretien des voies d'accès au chantier. - Les sujétions de maintien de la circulation durant les travaux. - L'établissement des plans de recollement conformes à l'exécution.	Le chantier	
2.1	<b>Repli de chantier :</b> -Démontage et repliement des installations -Enfouissement de gravois et détruits - L'enlèvement en fin de chantier de tous les matériels, les matériaux en excédent, la clôture et la remise en état des lieux.	Le chantier	Le forfait s'applique à l'ensemble des bâtisses sur le site
<b>2- TERRASSEMENT</b>			
2.1	Déblai en pleine masse en terre franche avec mis en dépôt dans un lieu agréé quelque soit la distance -Y compris transport et évacuation - Compactage du terrain résiduel	Emprise de la construction	Payé au mètre cube suivant profil dans le plan

2.2	Remblai en provenance de déblai, compactage par couches de 0,20m de hauteur. - Avec utilisation de la terre provenant de déblai suivant accord de l'Ingénieur - Arrosage et compactage par couche de 0.20m	Talus de part et d'autre de l'accès	-Payé au mètre cube mise en place suivant plans (volume en place)
2.3	Engazonnement par motte de gazon.	Banquette côté façade postérieure, talus façade principale	-Payé au mètre carré
2.4	Fouille en rigole et en excavation sur terre franche, compris jets de pelle sur berges, dressement des fonds et parois. De toutes les dimensions exigées par la construction, y compris dressement des parois et des fonds, ainsi que l'épuisement d'eau et/ou le blindage éventuel	Fondations des bâtiments et clôtures	- -Payé au mètre cube suivant plans
2.5	Remblai en provenance de déblai pour comblement de fouille. - Avec utilisation de la terre provenant de la fouille suivant accord de l'Ingénieur de contrôle et/ou de la terre d'emprunt agréée par le contrôle sur toutes distances de transport	Comblement des fouilles	. -Payé au mètre cube mise en place suivant plans
<b>3-OUVRAGES EN INFRASTRUCTURE</b>			
3.1	Béton dosé à 150 kg/m <sup>3</sup> de ciment, coulé à même le sol, compacté et damé, y compris toutes sujétions de mise en œuvre - 0,05m d'épaisseur	Béton Q 150 sous semelles et sous murs	-Payé au mètre cube mise en place suivant plans
3.2	Béton dosé à 350 Kg/m <sup>3</sup> de ciment CPA 45.	Semelles de liaison	- Payé au mètre cube mis en place suivant plans
3.3	Armature en fers HA ronds de tous diamètres, y compris coupe, façonnage, ligature et mis en place. -Y compris coupe, façonnage et montage avec ligature par des fils recuits	Les ouvrages en BA	-Payé au kilogramme mis en œuvre
3.4	Coffrage vertical et horizontal en bois ordinaire, y compris traverses, et butants, de coffrage et toutes sujétions ... -Élément vertical et horizontal y compris buttage et toutes sujétions de mis en œuvre	Les éléments en BA	-Payé au mètre carré mis en place suivant plans
3.5	Béton banché dosé à 300 Kg/m <sup>3</sup> de CPA	-Pour terrasse -Dallage	- Payé au mètre cube mis en place suivant plans
3.6	Herissonnage en pierres sèches d'ép. 0.20m -Y compris compactage et arrosage -Exécuté en couche de 0,20 m par des caillasse 40/70	Dallage	-Payé au mètre cube mis en place suivant plans
<b>4- OUVRAGES EN SUPERSTRUCTURE</b>			

4.1	Béton dosé à 350 Kg/m <sup>3</sup> de ciment de CPA 45.	Poteaux, poutres, chaînages, linteaux, appuis de baie, dalles, paillasse des escaliers, rampe d'accès	Payé au mètre cube mis en place
4.2	Armature en fers ronds de tous diamètres, y compris coupe, façonnage, ligature et mis en place.	Les ouvrages en béton armé	-Payé au kilogramme mis en œuvre
4.3	Coffrage en bois du pays, y compris traverses, étais et buttage	Les éléments verticaux et horizontaux à coffrer	Payé au mètre carré mis en place suivant plans
4.4	Maçonnerie de briques pleines d'épaisseur 0.25 m hourdées au mortier dosé à 350Kg/m <sup>3</sup> de ciment.	Murs de remplissage intérieur, extérieur	Payé au mètre carré mis en place suivant plans
4.5	Maçonnerie de briques pleines d'épaisseur 0.11 m hourdées au mortier dosé à 350Kg/m <sup>3</sup> de ciment.	Murs de séparation des blocs sanitaires	-Payé au mètre carré mis en place suivant plans
4.6	Plancher à corps creux (20+4) -Y compris toutes sujétions de mise en œuvre	Plancher de la toiture terrasse	-Payé au mètre carré mis en place suivant plans
<b>5 - ENDUIT- CHAPE - REVETEMENT</b>			
5.1	Enduit au mortier de ciment dosé à 350Kg/m <sup>3</sup> de 0,015m d'épaisseur.	Faces intérieures et extérieures des maçonneries et faces apparentes du béton.	-Payé au mètre carré mis en place suivant plans
5.2	Chape au mortier de ciment dosé à 400 kg/m <sup>3</sup> , de 0,02 m d'épaisseur -Joints de retrait de 01cm (surface entre joints: 25m <sup>2</sup> au maximum) - A mettre en œuvre simultanément avec le dallage (incorporée)	Dallage	Payé au mètre carré mis en œuvre suivant plans.
5.3	Revêtement de murs en carreaux de faïence 20x30 de 1er choix, posé au mortier de ciment sur crépi de fond préparé à l'avance, les joints garnis au ciment blanc.	Revêtement vertical des sanitaires	Payé au mètre carré mis en œuvre suivant plans.
5.4	Revêtement en parkex, ponçage et rebouchage des fentes et toutes sujétions de mis en œuvres	Terrain	-Payé au mètre carré mis en œuvre suivant plans.
5.5	Étanchéité -Fourniture et pose de produits d'étanchéité du type sopralène ou similaire y compris toutes sujétions de pose et de mis en œuvre	Toiture terrasse et mur sur fronton	-Payé au mètre carré mis en place suivant plans
<b>6 -CHARPENTE-COUVERTURE -PLAFONNAGE</b>			
6.1	Ferme métallique y compris assemblage, montage et toutes sujétions de mis en œuvre	Toiture du gymnase	-Payé au kilogramme mis en œuvre suivant plans
6.2	Panne métallique en profilé C140 y compris accessoires de fixation et toutes sujétions de pose	Toiture du gymnase	Payé au mètre linéaire mis en œuvre suivant plans.

6.3	Noue en tôle plane pré laqué, de 50/100è, y compris toutes sujétions de mise en œuvre. -50cm de développement -Fixation sur pannes assurées par des tiges filetées avec rondelle d'étanchéité	Toiture	Payé au mètre linéaire mise en place suivant plans
6.4	Tuyau de descente d'eau en tôle plane pré laqué de 5/10 de diamètre 100, y compris colliers de fixation. -Fourniture et pose -Collier de fixation tous les 1,50m	DEP	-Payé au mètre linéaire mise en place suivant plans
<b>Menuiserie métallique</b>			
7.1	Grille de protection métallique MEM 1: 1.75x0.70	Imposte des locaux	Payé à l'unité mise en place
7.2	Porte métallique semi-pleine à 2 vantaux MEM 2 : 2,00x2,20 -Partie pleine en TPN 12/10 sur 1.00 de hauteur- Cadres, montants et traverses en tube carré de 30- Motif en fer plat de 25 -Bâti en fer cornière 35 x 35 x 4 - 6 paumelles électriques de 160 -2 targettes GM et 2 tirettes GM- Serrure à encastrer type VACHETTE- Impression à l'antirouille	Entrée dans le gymnase	-Payé à l'unité mise en place suivant plans
7.3	Grille de protection métallique MEM 4: 0.70x1.70	Grille doublant le MEA 2	-Payé à l'unité mise en place suivant plans
7.4	Nez de marche en fer plat de 25	Les escaliers	-Payé au mètre linéaire mis en œuvre suivant plans
<b>Menuiserie bois</b>			
7.5	Porte isoplanes à un vantail MEB 1: 0.70x2.00m - Panneau en contreplaqué de 5mm, cadre en bois dur - Serrure à encastrer type VACHETTE avec béquille à l'intérieur	Portes des blocs sanitaires	
7.6	Porte pleine à panneaux en bois dur à 1 vantail MEB 2 : 0,90x2,10 -Bois dur de premier choix , catégorie 1 - Bois étuvé ,exempts de noeuds vicieux - Traitement insecticides et fongicides type xylophène après usinage -2 targettes MM - Serrure à encastrer type VACHETTE avec béquille	Porte de communication intérieure	- Payé à l'unité mise en place suivant plans
7.7	Porte semi-vitrée en bois dur à 1 vantail MEB 3 : 0,90x2,10 Bois dur de premier choix, catégorie 1 étuvé, exempts de noeuds vicieux Traitement insecticides et fongicides type xylophène après usinage 3 paumelles	Porte des bureaux	- Payé à l'unité mise en place suivant plans

7.8	Porte semi-vitrée en bois dur à 2 vantaux avec imposte fixe MEB 4 : 1,60x (2,10 + 0,4) -Bois dur de premier choix , catégorie 1	Portes	- Payé à l'unité mise en place suivant plans
7.9	Porte pleine à panneaux en bois dur à 2 vantaux avec capitonnage MEB 6 : 1,60x (2,10 + 0,4)	Bureaux	- Payé à l'unité mise en place suivant plans
<b>8- ELECTRICITE</b>			
8.1	Installation de point lumineux simple allumage:		
8.1a	1 Point	- Câblage de	
8.1b	2 Points	distribution en fil isolé	.
8.1c	3 Points	H07V-U, de section	- Payé à l'unité mis en place
8.2	Câble d'alimentation générale, du disjoncteur de branchement jusqu'au TGBT	Le bâtiment	Payé à l'ensemble, mise en place suivant plans.
8.3	Câble d'alimentation principale, du TGBT jusqu'aux tableaux divisionnaires	Le bâtiment	Payé à l'ensemble, mise en place suivant plans.
8.4	Branchement en énergie à partir de la JIRAMA - Disjoncteur de branchement 3P+N ou 4P, différentiel sélectif. -	Tableau de comptage JIRAMA	.- Payé au forfait
8.5	Prise de terre de valeur inférieure à 5 ohms en fond de fouille, y compris conducteur de protection PE.		- Payé au forfait
<b>9- PLOMBERIE - SANITAIRE</b>			
9.1	Installation complète d'un WC à l'anglaise	WC	- Payé à l'unité mise en place suivant plans
9.2	Installation complète d'un lave main	Toilette	Payé à l'unité mise en place suivant plans
9.3	Distributeur de papier hygiénique	WC	-Fourniture et pose -Payé à l'unité mise mise en place suivant plans
9.4	Porte serviette	Sanitaire	Payé à l'unité mise en place suivant plans
9.5	Canalisation d'alimentation en eau	Distribution des eaux dans le bâtiment	- -Payé au forfait
9.6	Canalisation d'évacuation d'eaux	Évacuation des eaux usées du bâtiment	-Payé au forfait'
9.7	Branchement en eau à partir de la JIRAMA	Le bâtiment	Payé au forfait'
9.8	Robinet d'incendie armé -Fourniture et pose y compris vannes, accessoires et toutes sujétions de pose	Le bâtiment	-Payé à l'unité mise en place

9.9	Colonne humide en tuyau galva 50/60 Fourniture et pose y compris accessoires et toutes sujétions de pose	Le bâtiment	- Payé au mètre linéaire mise en place
<b>10 - PEINTURE - VITRERIE</b>			
10.1	Badigeon à la chaux alunée y compris toutes sujétions	Les enduits	- Payé au mètre carré mis en oeuvre suivant plans
10.2 a	Peinture plastique lavable, en deux couches - Vinylique de type VALNYL	Enduit intérieur	- Payé au mètre carré mis en oeuvre suivant plans
10.2 b	Peinture plastique lavable, en deux couches.- Vinylique de type VALNYL (SOMALAVALE)	Enduit extérieur	- Payé au mètre carré mis en oeuvre suivant plans
10.3 c	Peinture à l'huile brillante appliquée en deux couches, y compris toutes sujétions	Plafond intérieur	- Payé au mètre carré mis en oeuvre suivant plans
10.4	Vitrage en verre cathédral	Porte demi vitré	- Payé au mètre carré mis en oeuvre suivant plans
<b>11 - AMENAGEMENT EXTERIEUR</b>			
11.1	Fouille d'ouvrage	Rampe d'accès	- Payé au mètre cube mis en oeuvre
11.2	Béton de propreté dosé à 150kg de CPA/m3	Rampe d'accès	- Payé au mètre cube mis en oeuvre suivant plans
<b>12 - ASSAINISSEMENT</b>			
12.1	Fouille d'ouvrage	Buse, Caniveau, Regard	- Payé au mètre cube mis en oeuvre
12.2	Béton de propreté dosé à 150kg de CPA/m3	Fosse septique, Caniveau, Regard	- Payé au mètre cube mis en oeuvre suivant plans
12.3	Fosse septique en béton armé pour 100 personnes	Fosse septique pour 100 personnes	- Payé à l'unité mis en place suivant plans
12.4	Puisard de diamètre 3.00m et de 6m de profondeur	Assainissement	Payé à l'unité mis en place suivant plans
12.5	Canalisation en buse CC 200	EP et EU	- Payé au mètre linéaire
12.6	Canalisation en buse CC 250	EP et EU	- Payé au mètre linéaire
12.7	Regard en B.A. 0,6x0,6x0,8	Assainissement	- Payé à l'unité
12.8	Caniveau en maçonnerie de moellons dim : 0.80 x 0.60	EP	- Payé au mètre linéaire
12.9	Caniveau en maçonnerie de moellons de dimension : 0.40 x 0.40m	RDC	- Payé au mètre linéaire

Chapitre II. **DEVIS QUANTITATIFS ET ESTIMATIFS**

II.1. **CALCUL DU COEFFICIENT DE MAJORATION DE DEBOURSES "k"**

Le coefficient de majoration de déboursés k est donné par la relation :

$$k = \frac{(1 + \frac{A_1}{100}) \times (1 + \frac{A_2}{100})}{1 - \left[ \left( \frac{A_3}{100} \times (1 + \frac{T}{100}) \right) \right]} \quad \text{où}$$

- $A_1$  – frais généraux proportionnels aux déboursés avec

$$A_1 = a_1 + a_2 + a_3 + a_4$$

- $A_2$  – bénéfice brut et frais financier proportionnel au prix de reviens

$$A_2 = a_5 + a_6 + a_7 + a_8$$

- $A_3$  – frais proportionnels aux TVA

$$A_3 = a_9$$

- $T = \text{TVA} = 18\%$

$$A_3 = a_9$$

La signification de "ai" et les valeurs des "Ai" sont données dans le tableau suivant :

**Tableau 43: Valeurs et significations des "ai" et les significations des "Ai"**

ORIGINES DES FRAIS	DECOMPOSITION A L'INTERIEUR DE CHAQUE CATEGORIE DE FRAIS	INDICE DE COMPOSITION			
		CATEGORIE			
Frais généraux	Frais d'agence et patente	a1=	1,5		
proportionnels aux déboursés	Frais de chantier	a2=	3		
	Frais d'études et de laboratoire	a3=	2,5	<b>A1=</b>	<b>8,4</b>
	Assurances	a4=	1,4		
Bénéfice brut et frais financiers	Bénéfice net et impôt sur le bénéfice	a5=	15		
proportionnels aux prix de revient	Aléas techniques	a6=	1,4		
	Aléas de révision de prix	a7=	1,5	<b>A2=</b>	<b>28,9</b>
	Frais financiers	a8=	11		
Frais proportionnels au prix règlement avec TVA	Frais de siège	a9=	0	<b>A3=</b>	<b>0</b>

D'où **k = 1.40**

II.2. QUELQUES SOUS DETAILS DE PRIX

**PRIX N°** **UNITÉ:m 3** Ariary  
**Désignation: Béton armé Q 350kg de CPA**

COMPOSANTE DES PRIX			COÛTS DIRECTS			DEPENSES DIRECTES			TOTAL	
DÉSIGNATION	U	QTE	U	QTE	P.U	matériels	M.O	Matériaux		
<b>Matériels:</b>										
Lot outillage	lot	4	H	8	300	9600				
Brouette	U	2	H	8	160	2560				
Bétonnière	U	1	H	4	840	3360				
Pervibrateur	U	1	H	2	400	800				
									16320	
<b>Main d'œuvre</b>										
C.C	HJ	1	H	2	700		1400			
C.E	HJ	1	H	2	600		1200			
O.S	HJ	5	H	8	500		10000			
Manœuvre	HJ	10	H	8	320		15600			
									48200	
<b>Matériaux</b>										
Sable	m3	0,4	m3	20	15000			300000		
Ciment	kg	350	kg	1750	560			980 000		
Gravillons 5/15	m3	0,1	m3	0,5	30000			15 000		
gravillons 15/25	m3	0,7	m3	3,5	30000			105 000		
									1 400 000	
Rendement: R=			5		Total des déboursés			D=		1 464 520
Coefficient de majoration de déboursés: K=			1,40		<b>Prix unitaire</b>			<b>PU=K x D/R</b>		<b>410065.6</b>

**PRIX N°** **UNITÉ:m²** Ariary  
**Désignation: Coffrage**

COMPOSANTE DES PRIX			COÛTS DIRECTS			DEPENSES DIRECTES			TOTAL	
DÉSIGNATION	U	QTE	U	QTE	P.U	matériels	M.O	Matériaux		
<b>Matériels:</b>										
Lot outillage	lot	4	H	8	150	4800			4800	
<b>Main d'œuvre</b>										
C.E	HJ	1	H	2	600		1200			
O.S	HJ	5	H	8	500		20 000			
Manœuvre	HJ	5	H	8	320		12800			
									34 000	
<b>Matériaux</b>										
Planche	m2	1	m2	50	3 000			150 000		
Bois rond	ml	10	ml	500	200			100 000		
Pointe	kg	0,1	kg	5	4 000			20 000		
									270000	
Rendement: R=			50		Total des déboursés			D=		308800
Coefficient de majoration de déboursés: K=			1,40		<b>Prix unitaire</b>			<b>PU=K x D/R</b>		<b>8629.6</b>

**PRIX N°** **UNITÉ:kg** Ariary

**Désignation: Ferrailage**

COMPOSANTE DES PRIX			COÛTS DIRECTS			DEPENSES DIRECTES			TOTAL
DÉSIGNATION	U	QTE	U	QTE	P.U	matériels	M.O	Matériaux	
<b>Matériels:</b>									
Lot outillage	lot	4	H	8	150	4800			
									24 000
<b>Main d'œuvre</b>									
C.E	HJ	1	H	2	600		1200		
O.S	HJ	4	H	8	500		16000		
Manœuvre	HJ	8	H	8	1200		20480		
									37680
<b>Matériaux</b>									
Fer HA	kg	1	kg	60	2700			162000	
Fil recuit	kg	0,01	kg	0,6	1700			1020	163020
Rendement: R=			<b>60</b>			Total des déboursés		<b>D=</b>	205500
Coefficient de majoration de déboursé: K=			<b>1,40</b>			<b>Prix unitaire</b>		<b>PU=K x D/R</b>	<b>4785.6</b>

**PRIX N°**

**UNITÉ:m3**

Ariary

**Désignation: Fouille en rigole ou en tranchée**

COMPOSANTE DES PRIX			COÛTS DIRECTS			DEPENSES DIRECTES			TOTAL
DÉSIGNATION	U	QTE	U	QTE	P.U	matériels	M.O	Matériaux	
<b>Matériels:</b>									
Lot outillage	lot	4	H	8	150	4800			
									4800
<b>Main d'œuvre</b>									
C.E	HJ	1	H	2	600		1200		
O.S	HJ	4	H	8	500		13000		
Manœuvre	HJ	8	H	8	320		20480		
									37680
Rendement: R=			16			Total des déboursés		<b>D=</b>	42480
Coefficient de majoration de déboursé: K=			<b>1,40</b>			<b>Prix unitaire</b>		<b>PU=K x D/R</b>	<b>3717.8</b>

**II.3. BORDEREAU DETAIL ESTIMATIF POUR LES TRAVAUX DE CONSTRUCTION  
D'UN GYMNASSE COUVERT SISE A VONTOVORONA**

N°	DESIGNATION DES TRAVAUX	UTE	QTE	P.U.	Montant en Ariary
<b>1 - INSTALLATION ET REPLI DE CHANTIER</b>					
1.1	Installation de chantier	Fft	1	17 000 000,00	17 000 000,00
1.2	Repli de chantier	Fft	1	5 000 000,00	5 000 000,00
<b>TOTAL INSTALLATION ET REPLI</b>					<b>22 000 000,00</b>
<b>2-TERRASSEMENT</b>					
2.1	Déblai en pleine masse sur terrain meuble	m3	5 485,52	9 000,00	49 369 680,00

2.2	Remblai de déblai	m3	605,95	6 000,00	9 635 700,00
2.3	Engazonnement	m2	415,4	1 500,00	623 160,00
2.4	Fouille d'ouvrage	m3	20,0	3717.80	74356.00
2.5	Remblai pour comblement de fouille	m3	0	2 400,00	24 000,00
<b>TOTAL TERRASSEMENT</b>					<b>59726896.00</b>
<b>3 - OUVRAGE EN INFRASTRUCTURE</b>					
3.1	Béton de propreté dosé à 150kg de CEM1/m3	m3	24,86	150 000,00	3 729 000,00
3.2	Béton pour B.A. dosé à 350kg de CEM1/m3	m3	263,93	410065.60	108228613.81
3.3	Armatures en acier de tout diamètres	kg	23	4785.67	113677376.61
3.4	Coffrage vertical et horizontal en bois ordinaire	m2	2639,3	8629.60	22776103.28
3.5	Béton banché dosé à 300kg	m3	919,3	180 000,00	165 474 000,00
3.6	Hérissonnage en pierre sèche	m3	329,09	39 000,00	12 834 510,00
<b>TOTAL OUVRAGES EN INFRASTRUCTURE</b>					<b>426717933.81</b>
<b>4 - OUVRAGE EN SUPERSTRUCTURE</b>					
4.1	Béton dosé à 350kg de CEM1/m3	m3	169,35	410065.60	69449609.36
4.2	Armatures en acier tous diamètres	kg	13 548,00	4785.60	64835308.80
4.3	Coffrage vertical et horizontal en bois ordinaire	m2	1 693,50	8629.60	14614227.60
4.4	Maçonnerie de briques pleines ép : 0,25 m	m2	2 253,15	20 000,00	45 063 020,00
4.5	Maçonnerie de briques pleines ép : 0,11 m	m2	100,00	13 000,00	1 300 000,00
4.6	Plancher à corps creux (20+4)	m2	1 838,60	37 000,00	68 028 274,00
<b>TOTAL OUVRAGES EN SUPERSTRUCTURE</b>					<b>263285439.70</b>
<b>5 - ENDUIT - CHAPE - REVETEMENT - ETANCHEITE</b>					
5.1	Enduit au mortier de ciment dosé à 350kg	m2	5 014,44	5 859,60	29 382 612,62
5.2	Chape au mortier de ciment dosé à 400kg	m2	1838,6	7 598,00	13 969 682,80
5.3	Revêtement en carreaux grès cérame de 1ère qualité	m2	1056,216	47 000,00	49 642 152,00
5.4	Revêtement en parkex	m2	1360,8	49 000,00	66 679 200,00
5.5	Etanchéité	m2	1 877,11	53 000,00	99 486 936,00
<b>TOTAL ENDUIT ET CHAPE</b>					<b>259 160 583,42</b>
<b>6 - CHARPENTE - COUVERTURE</b>					
6.1	Ferme métallique	kg	9 051,41	3 500,00	31 679 935,00
6.2	Panne métallique en profilé C140	ml	2411,136	24 000,00	57 867 264,00
6.3	Couverture en tôle galvabac prélaquée 63/100	m2	2448,37	47 000,00	115 073 390,00
	et de 0,50m de développement	ml	108,62	21 000,00	2 281 020,00
6.4	Noue en tôle plane prélaquée 5/10	ml	95,68	21 000,00	2 009 280,00
6.5	Tuyau de descente en tôle plane prélaquée 5/10	ml	254,4	27 000,00	6 868 800,00
<b>TOTAL CHARPENTE - COUVERTURE</b>					<b>215 779 689,00</b>
<b>7 - MENUISERIE</b>					
<u>Menuiserie métallique</u>					
7.1	Grille de protection métallique MEM 1 : 1.75 x 0.70	u	43	208 250,00	8 954 750,00
7.2	Porte métallique semi-pleine à 2 vantaux MEM 2 : 2.00 x 2.20	u	7	748 000,00	5 236 000,00
7.3	Grille de protection métallique MEM 3 : 0.70 x 1.70	u	60	202 300,00	12 138 000,00
7.4	Nez de marche en fer plat de 25	ml	14,50	4 400,00	63 800,00
<u>Menuiserie bois</u>					
7.5	Porte isoplane à un vantail MEB 1 : 0.70x2.00	u	44	126 000,00	5 544 000,00
7.6	Porte pleine à panneaux en bois dur à un vantail	u	24	226 800,00	5 443 200,00

7.7	MEB 2 : 0.90 x 2.10 Porte pleine à panneaux en bois dur à 2 vantaux avec capitonnage MEB 3 : 1.60x(2.10+0.40)	u	27	960 000,00	25 920 000,00
7.8	Porte pleine à panneaux en bois dur à 2 vantaux avec capitonnage MEB 4 : 2,5x(2.10+0.40)	u	4	1 500 000,00	6 000 000,00
7.9	Porte pleine à panneaux en bois dur à 2 vantaux avec capitonnage MEB 5: 2x(2.10+0.40)	u	1	1 200 000,00	1 200 000,00
7.10	Porte pleine à panneaux en bois dur à 2 vantaux avec capitonnage MEB 6 : 1,2x(2.10+0.40)	u	2	720 000,00	1 440 000,00
<b>TOTAL MENUISERIE</b>					<b>71 939 750,00</b>

<b>8 - ELECTRICITE</b>					
8.1	Installation de point lumineux simple allumage:				
8.1a	400W	U	206	80 000,00	16 480 000,00
8.1b	60W	U	182	12 000,00	2 184 000,00
8.1c	40W	U	57	8 000,00	456 000,00
8.2	Câble d'alimentation générale, du disjoncteur de branchement jusqu'au TGBT	ens.	1	1 581 840,00	1 581 840,00
8.3	Câble d'alimentation principale, du TGBT jusqu'au tableaux divisionnaires	ens.	1	527 280,00	527 280,00
8.4	Cablage de distribution du tableau divisionnaire jusqu'au circuits terminaux	ens.		7 000 000,00	-
8.5	Branchement en énergie à partir de la JIRAMA	Fft	1	8 400 000,00	8 400 000,00
8.6	Prise de terre de valeur inférieure à 5 ohms en fond de fouille, y compris conducteur de protection PE.	Fft	1	1 590 000,00	1 590 000,00
8.7	Installation de point lumineux sous tube orange à encastrer en simple allumage				-
8.7a	- 1 point	U	31	39 000,00	1 209 000,00
8.7b	- 2 points	U	35	53 000,00	1 855 000,00
8.7c	Cablage principal d'alimentation jusqu'à la boîte de dérivation de chaque installation	Fft	1	9 000 000,00	9 000 000,00
8.8	Fourniture et pose d'un tableau de répartition et de protection	U	1	4 000 000,00	4 000 000,00
<b>TOTAL ELECTRICITE</b>					<b>47 283 120,00</b>

<b>9- PLOMBERIE SANITAIRE</b>					
9.1	Installation complète d'un WC à l'anglaise	U	25	270 000,00	6 750 000,00
9.2	Installation complète d'un lave main	U	32	190 000,00	6 080 000,00
9.3	Distributeur de papier hygiénique	U	25	17 000,00	425 000,00
9.4	Porte serviette	U	24	30 000,00	720 000,00
9.5	Canalisation d'alimentation en eau	Fft	1	6 400 000,00	6 400 000,00
9.6	Canalisation d'évacuation d'eaux	Fft	1	3 600 000,00	3 600 000,00
9.7	Branchement en eau à partir de la JIRAMA	Fft	1	5 000 000,00	5 000 000,00
9.8	Robinet d'incendie armé	U	4	5 000 000,00	20 000 000,00
9.9	Colonne humide en tuyau galva 50/60	ml	53,62	70 000,00	3 753 400,00
<b>TOTAL PLOMBERIE SANITAIRE</b>					<b>52 728 400,00</b>

<b>10 - PEINTURE ET VITRERIE</b>					
10.1	Badigeon à la chaux	m2	5 990,31	1 300,00	7 787 403,00
10.2	Peinture plastique lavable, appliquée en deux couches				-
10.2a	-Intérieur	m2	5 990,31	4 400,00	26 357 364,00
10.2b	extérieur	m2	5 990,31	4 400,00	26 357 364,00
10.2c	Vitrage en verre cathedrale	m2	621,37	50 000,00	31 068 500,00
<b>TOTAL PEINTURE</b>					<b>91 570 631,00</b>

<b>11 - AMENAGEMENT EXTERIEUR</b>					
11.1	Fouille d'ouvrage	m3	54,78	3 600,00	197 208,00
11.2	Béton de propreté dosé à 150kg de CPA/m3	m3	2,00	150 000,00	300 000,00
<b>TOTAL AMENAGEMENT EXTERIEUR</b>					<b>497 208,00</b>
<b>12 - ASSAINISSEMENT</b>					
12.1	Fouille d'ouvrage	m3	204,33	3 600,00	735 588,00
12.2	Béton de propreté dosé à 150kg de CEM1/m3	m3	6,12	150 000,00	918 000,00
12.3	Fosse septique en B.A. pour 100 personnes	U	4	11 600 000,00	46 400 000,00
12.4	Puisard de diamètre 3.00m et de 6m de profondeur	U	6	1 600 000,00	9 600 000,00
12.5	Canalisation en buse CC 200	ML	65	17 000,00	1 105 000,00
12.6	Canalisation en buse CC 250	ML	115	27 000,00	3 105 000,00
12.7	Regard en B.A. 0,60x0,60x0,8	U	19	93 000,00	1 767 000,00
12.8	Caniveau en maçonnerie de moellons dim : 0.80 x 0.60m	ML	60,95	130 000,00	7 923 500,00
12.9	Caniveau en maçonnerie de moellons de dim : 0.40 x 0.40m	ML	81,40	108 000,00	8 791 200,00
<b>TOTAL ASSAINISSEMENT</b>					<b>80 345 288,00</b>

**RECAPITULATION GENERALE**

1 - INSTALLATION ET REPLI DE CHANTIER	22 000 000,00
2 - TERRASSEMENT	59726896.00
3 - BETON ET MACONNERIE EN INFRASTRUCTURE	426717933.81
4 - BETON ET MACONNERIE EN SUPERSTRUCTURE	263285439.76
5 - ENDUIT - CHAPE - REVETEMENT - ETANCHEITE	259 160 583,42
6- CHARPENTE - COUVERTURE - PLAFONNAGE	215 779 689,00
7 - MENUISERIE	71 939 750,00
8 - ELECTRICITE	47 283 120,00
9- PLOMBERIE SANITAIRE	52 728 400,00
10 - PEINTURE ET VITRERIE	91 570 631,00
11 - AMENAGEMENT EXTERIEUR	497 208,00
12 - ASSAINISSEMENT	80 345 288,00
<b>TOTAL HTVA</b>	<b>1591034938.99</b>
TVA 18%	286386289.02
<b>TOTAL TTC</b>	<b>1877421228.01</b>

Arrêté le présent devis à la somme de **UN MILLIARD HUIT CENT SOIXANTE DIX SEPT MILLIONS QUATRE CENT VINGT ET UN MILLES DEUX CENT VINGT HUIT ARIARY ZERO UN (Ar 1 877 421 228.01)**,y compris le taxe sur les valeurs ajoutées au taux de DIX HUIT POUR CENT(18%) pour un montant de **DEUX CENT QUATRE VINGT SIX MILLIONS TROIS CENT QUATRE VINGT SIX MILLES DEUX CENT QUATRE VINGT NEUF ARIARY ZERO DEUX (Ar 286 386 289.02)**

---

---

## Chapitre III. ETUDE D'IMPACT ENVIRONNEMENTAL

---

### III.1. INTRODUCTION

La protection de l'environnement est l'une des grandes responsabilités prise par l'état ainsi que la population Malgache actuellement.

L'étude d'impact environnemental d'un projet est spécialement conçue pour le programme de développement.

Elle prend en considération les avis, les attitudes, les principales préoccupations des individus et des collectivités vis-à-vis du projet, principalement celles du milieu récepteur.

### III.2. EVALUATION ET ANALYSE DES IMPACTS DU PROJET

#### III.2.1. IMPACTS NÉGATIFS

Les milieux qui pourront recevoir un impact des activités de ce projet sont :

- Le milieu physique : sol, atmosphère ;
- Le milieu biologique : végétation terrestre ;
- Le milieu humain : population, emploi et paysage

**Tableau 44: Impacts et mesures d'atténuation**

Désignation	Impacts	Mesures
SOL	-modification du profil ; -instabilité des pentes	-réhabilitation des zones perturbées ; -compactage des sols résiduels en amont du remblai
FLORE	-perte de couverture végétale	-restauration et re-végétalisation
BRUIT	-perturbation des ambiances sonores	-choix d'équipement conformes aux normes ; -planification des horaires de travail.
AIR	-détérioration de la qualité de l'air -émission poussiéreuse	-entretien et utilisation des équipements moins polluants

#### III.2.2. IMPACTS POSITIFS

Les impacts positifs du projet sont :

- La création d'emplois
- Le niveau de vie amélioré
- Le loisirs et distractions
- Le revenu pour l'école et pour la commune

## CONCLUSION

---

Ainsi, nous pouvons conclure que ce mémoire nous a permis d'approfondir notre connaissance et de faire des recherches personnelles concernant toutes les études faites au sein de notre département. Plus précisément sur des éléments essentiels qu'il faut envisager pour la conception d'un gymnase. Non seulement nous avons pu appliquer les cours théoriques mais il nous a permis aussi d'obtenir beaucoup de connaissances vis-à-vis des dimensionnements, les éléments de projet ainsi que les calculs appropriés.

Le sport contribue à l'épanouissement et à la compensation de l'activité cérébrale par une activité physique. La conception de ce gymnase s'avère nécessaire dans notre école vu le manque de salles de sports et l'insuffisance de terrains où les jeunes sportifs puissent jouer. Elle permet non seulement le développement de notre établissement et les performances des joueurs mais apportera aussi des avantages à la commune ainsi qu'à Madagascar tout entier.

BIBLIOGRAPHIE

---

1. André GUERIN -Roger Claude Lavour -TRAITE de BETON ARME (Tome IV) Dunod -Bordas 1971. 398p
2. COLLECTION UTI, Document Technique Unifié - REGLES définissant les Effet de le NEIGE et du VENT sur les construction et ANNEXES. Etablies par le groupe de coordination des textes techniques .336p.
3. Cours d'Electricité du bâtiment, de Monsieur Yvon ANDRIANARISON.
4. Cours de Mécanique des sols 3<sup>ème</sup> et 4<sup>ème</sup> Année, de Monsieur Martin RABENATOANDRO
5. Cours d'Elément de projet 3<sup>ème</sup> Année; professé par Monsieur ANDRIANARIMANANA Richard
6. Cours de Calculs des structures 4<sup>ème</sup> Année : professé par Monsieur RAZAFINJATO Victor
7. Ernst NEUFERT – LES ELEMENTS DES PROJETS DE CONSTRUCTION « L'homme, mesure de toutes choses » (7<sup>ème</sup> Edition entièrement revue et augmenté)- Dunod - Paris, 1996. 557p
8. Gérard Karsenty - LA FABRICATION DU BATIMENT1 - Le gros œuvre Eyrolles 1997-546p
9. Jean Perchât –Jean Roux -COURS ET EXERCICES CORRIGES - Pratiques de BAEL 91, Eyrolles 1999-444p
10. TECHNOLOGIE de CONSTRUCTION (BATIMENT) Edition Fouchet - Paris, 1995

# ANNEXES

ANNEXE A  
Les Effets du vent

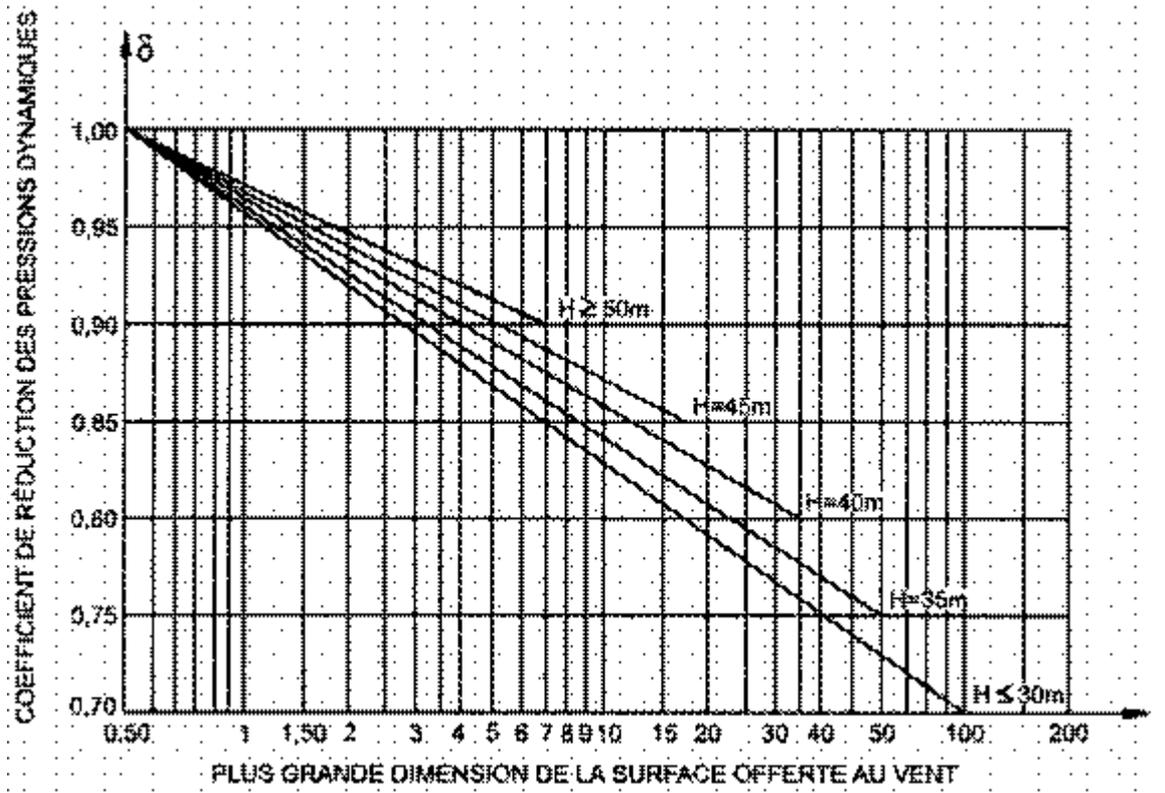


Figure A I Coefficient de réduction  $\delta$  des pressions dynamiques pour les grandes surfaces.

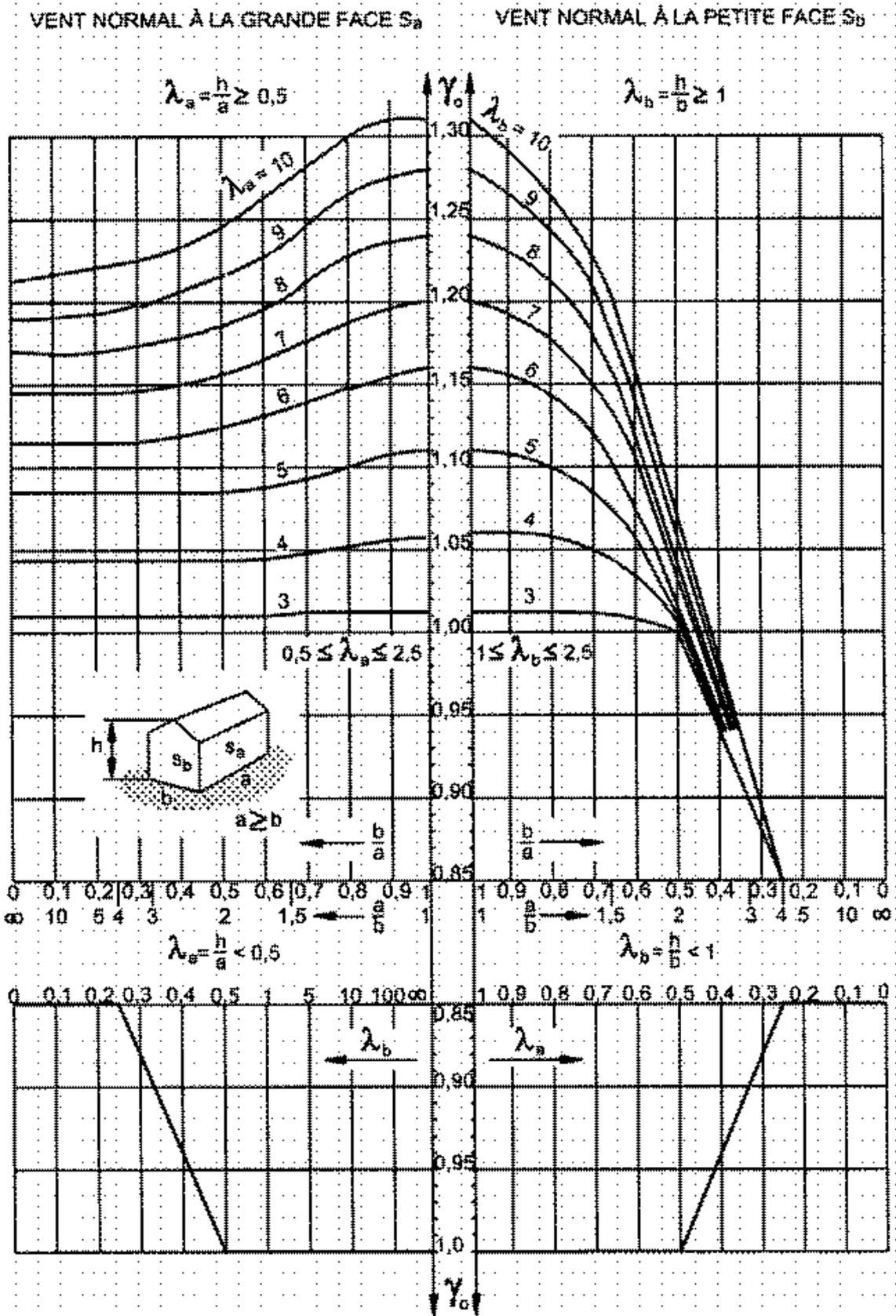


Figure A II constructions prismatiques à base quadrangulaire reposant sur le sol, coefficient  $\gamma_0$ .

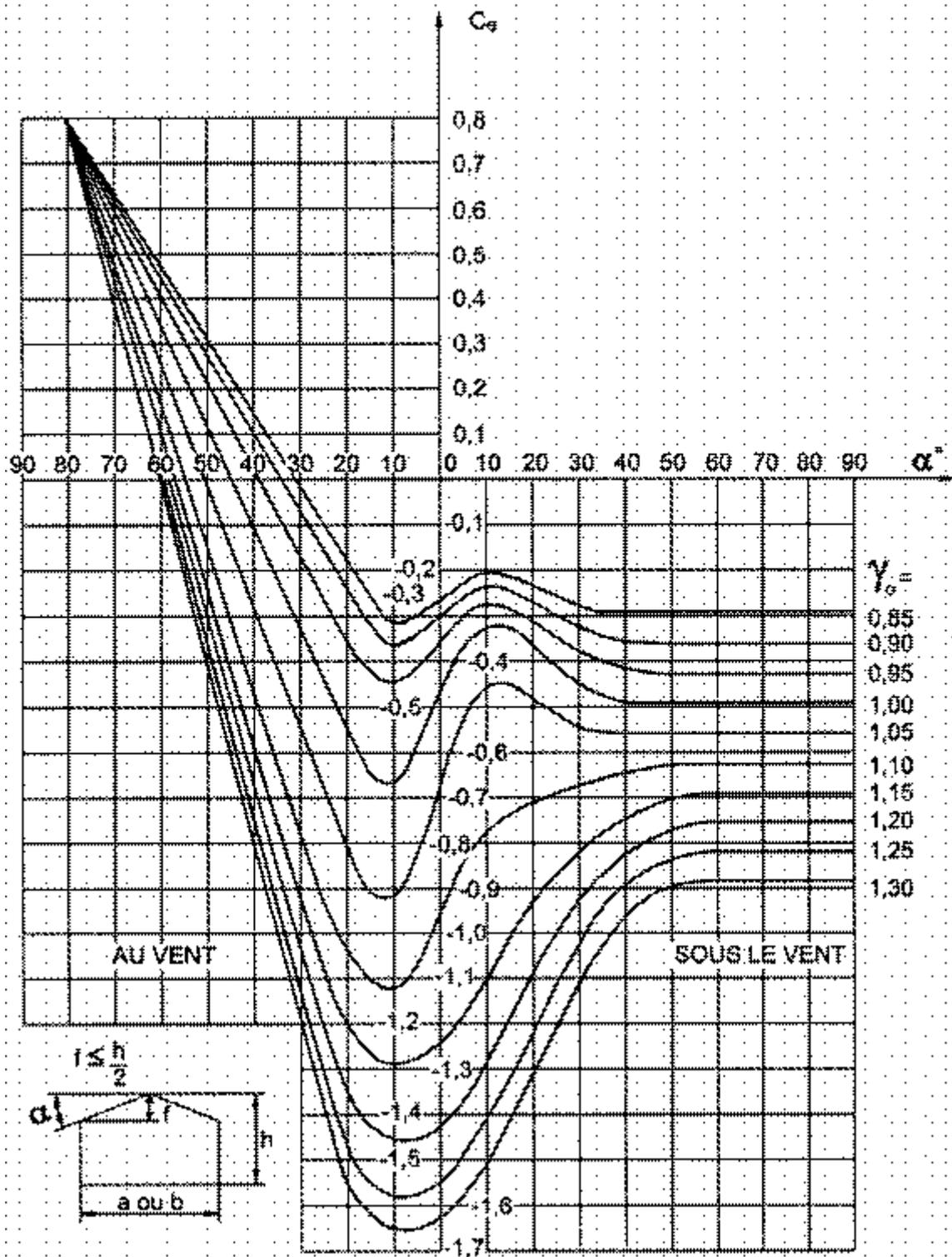


Figure A III toitures à un ou plusieurs versants plans. Coefficient  $C_e$

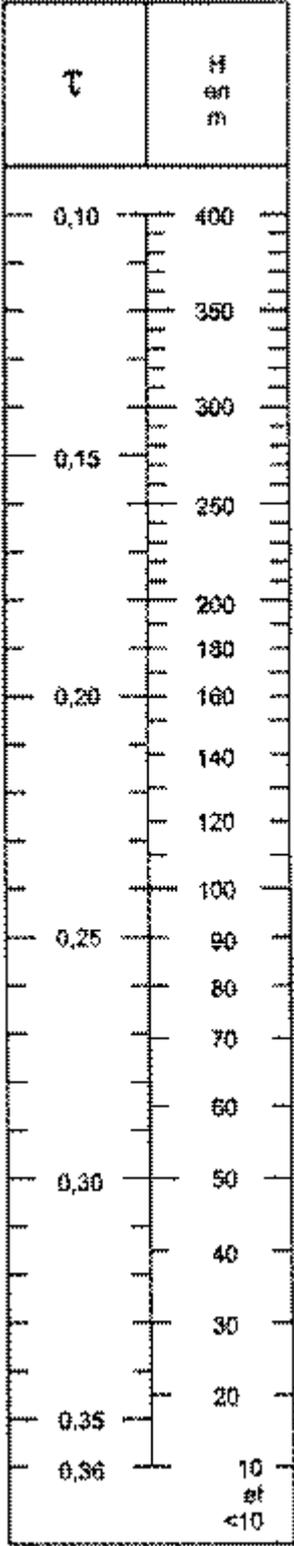


Figure A IV coefficient de pulsation  $\tau$ .

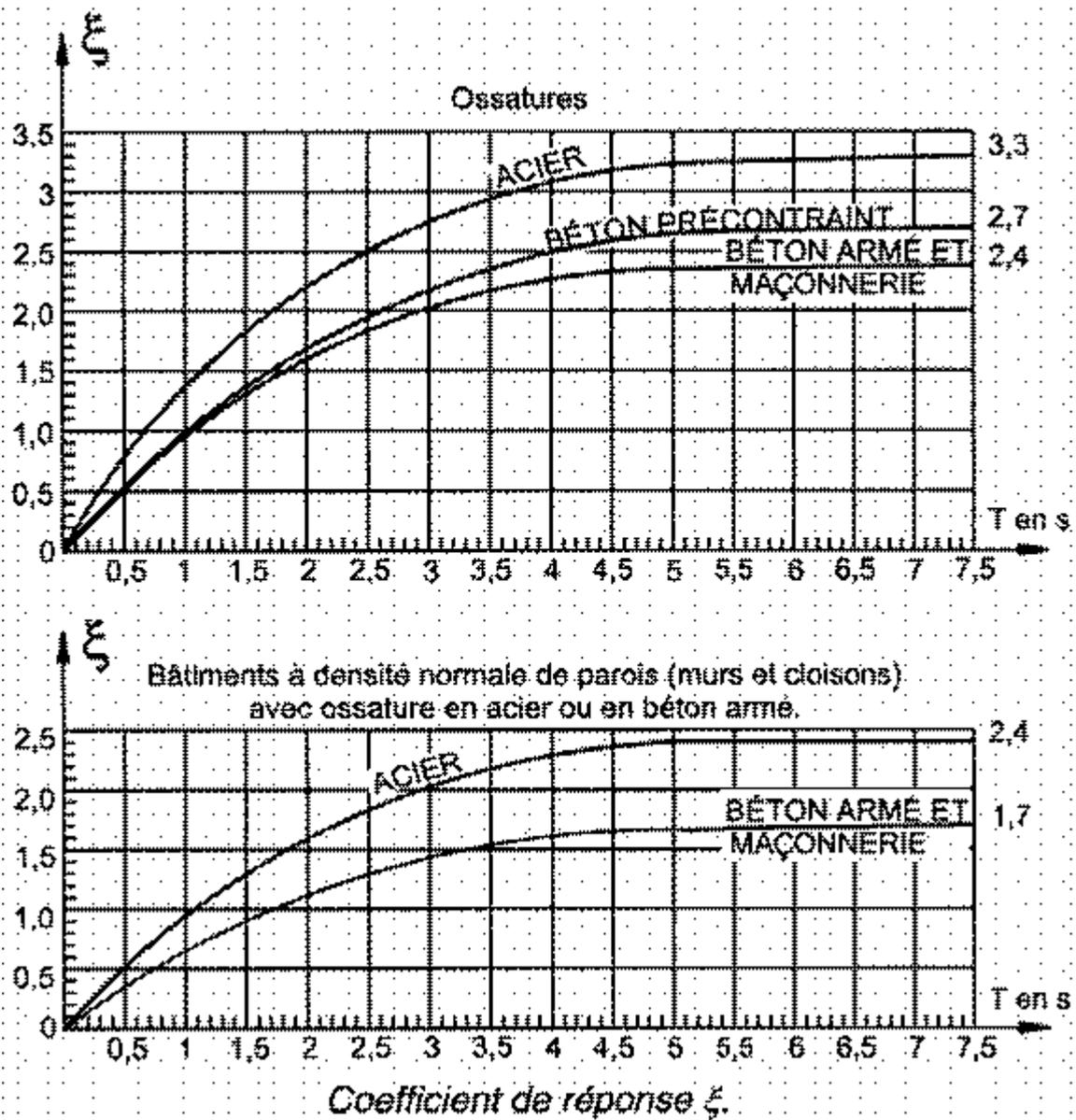


Figure A V

ANNEXE B  
Béton Armé

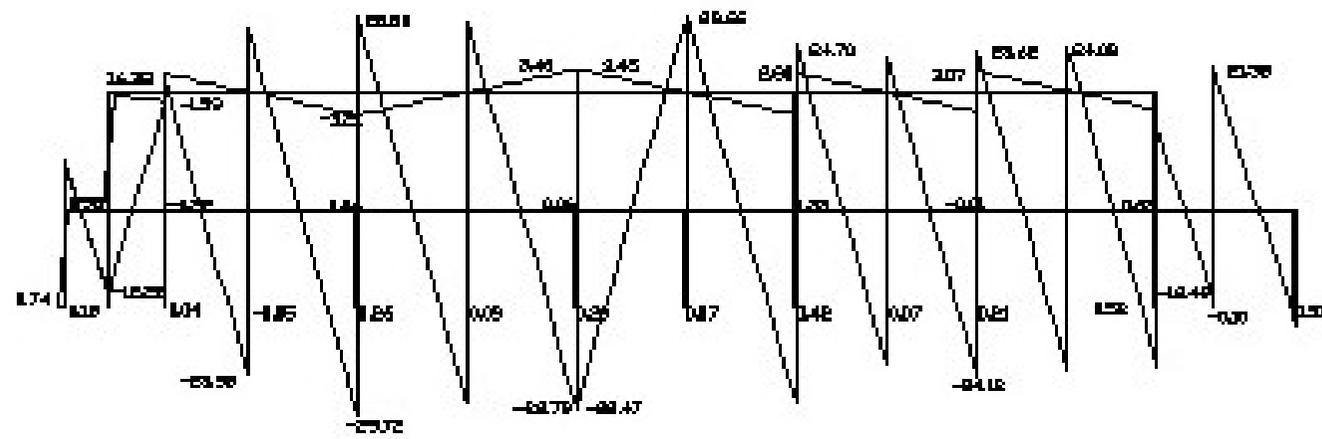
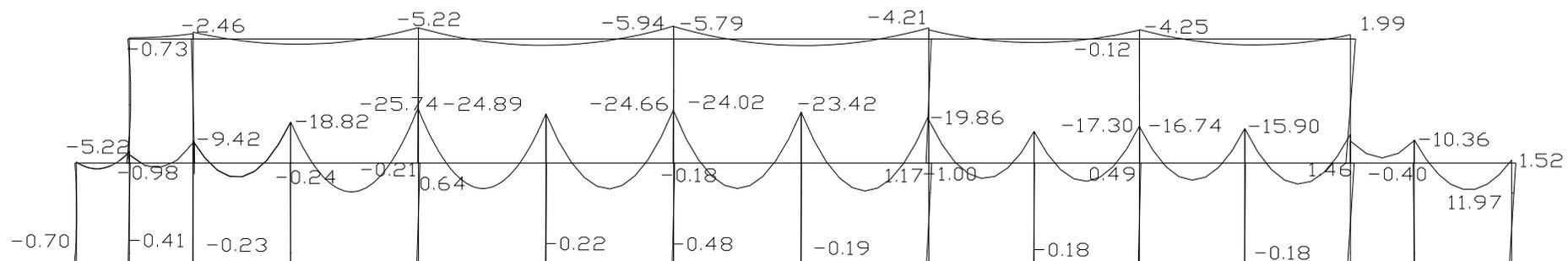


DIAGRAMME DES EFFORTS TRANCHANT

# DIAGRAMME DES MOMENTS FLECHISSANTS



**UNIVERSITE D'ANTANANARIVO  
ECOLE SUPERIEURE POLY TECHNIQUE**

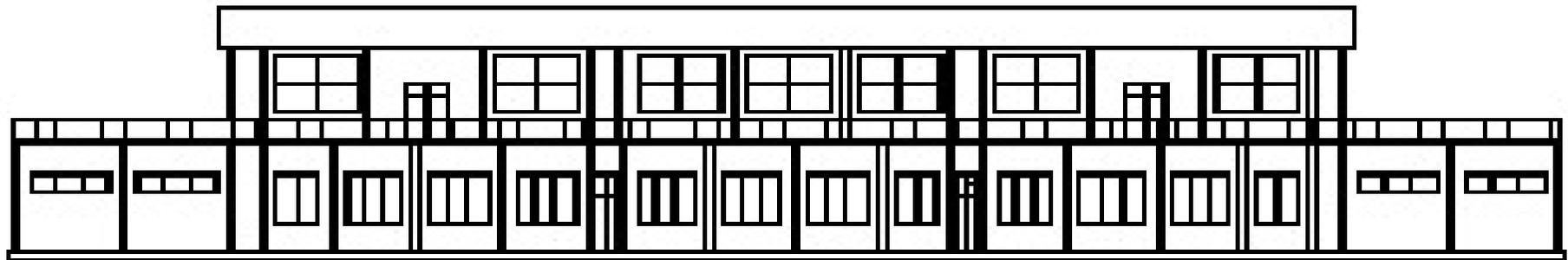
**SECTIONS - POIDS - PERIMETRES NOMINAUX**

<b>Φ</b> <b>[mm]</b>	<b>Section [cm<sup>2</sup>]</b>										<b>Φ</b> <b>[mm]</b>	<b>Poids</b> <b>[kg/m]</b>	<b>P.N</b> <b>[cm]</b>
	<b>1</b> <b>barre</b>	<b>2</b> <b>barres</b>	<b>3</b> <b>barres</b>	<b>4</b> <b>barres</b>	<b>5</b> <b>barres</b>	<b>6</b> <b>barres</b>	<b>7</b> <b>barres</b>	<b>8</b> <b>barres</b>	<b>9</b> <b>barres</b>	<b>10</b> <b>barres</b>			
5	0,196	0,393	0,589	0,785	0,982	1,178	1,374	1,57	1,77	1,96	5	0,154	1,57
6	0,283	0,565	0,848	1,131	1,414	1,696	1,979	2,26	2,54	2,83	6	0,222	1,88
8	0,503	1,01	1,51	2,01	2,51	3,02	3,52	4,02	4,52	5,03	8	0,394	2,51
10	0,785	1,57	2,36	3,14	3,93	4,71	5,50	6,28	7,07	7,85	10	0,616	3,14
12	1,13	2,26	3,39	4,52	5,65	6,79	7,92	9,05	10,18	11,31	12	0,887	3,77
14	1,54	3,08	4,62	6,16	7,70	9,24	10,78	12,32	13,85	15,39	14	1,208	4,40
16	2,01	4,02	6,03	8,04	10,05	12,06	14,07	16,08	18,10	20,11	16	1,578	5,03
20	3,14	6,28	9,42	12,57	15,71	18,85	21,99	25,13	28,27	31,42	20	2,466	6,28
25	4,91	9,82	14,73	19,63	24,54	29,45	34,36	39,27	44,18	49,09	25	3,853	7,85
32	8,04	16,08	24,13	32,17	40,21	48,25	56,30	64,34	72,38	80,42	32	6,313	10,05
40	12,57	25,13	37,70	50,27	62,83	75,40	87,96	100,53	113,10	125,66	40	9,964	12,57

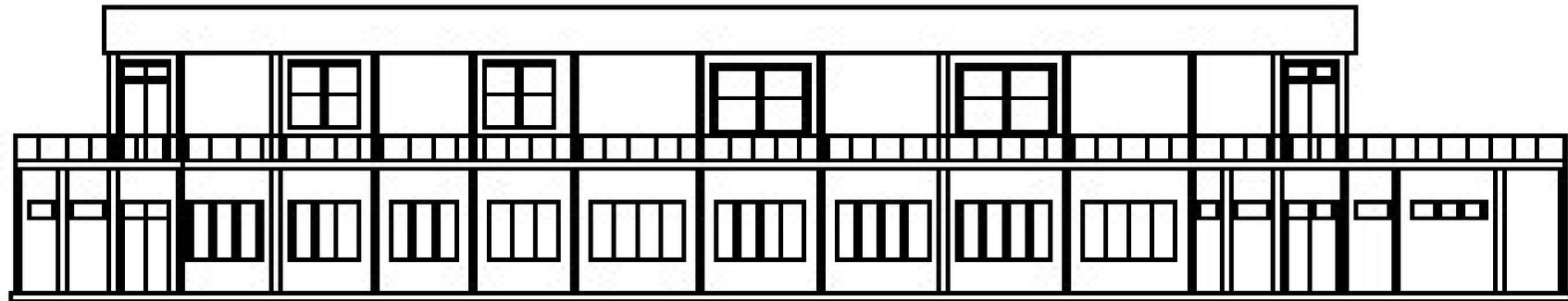
ANNEXE C  
PLAN ARCHITECTURAL



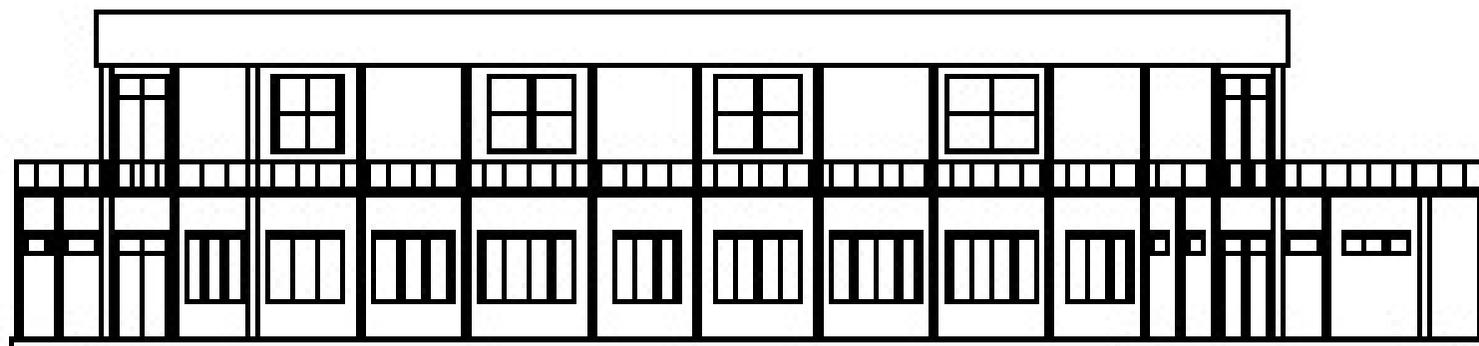
FACADE PRINCIPALE



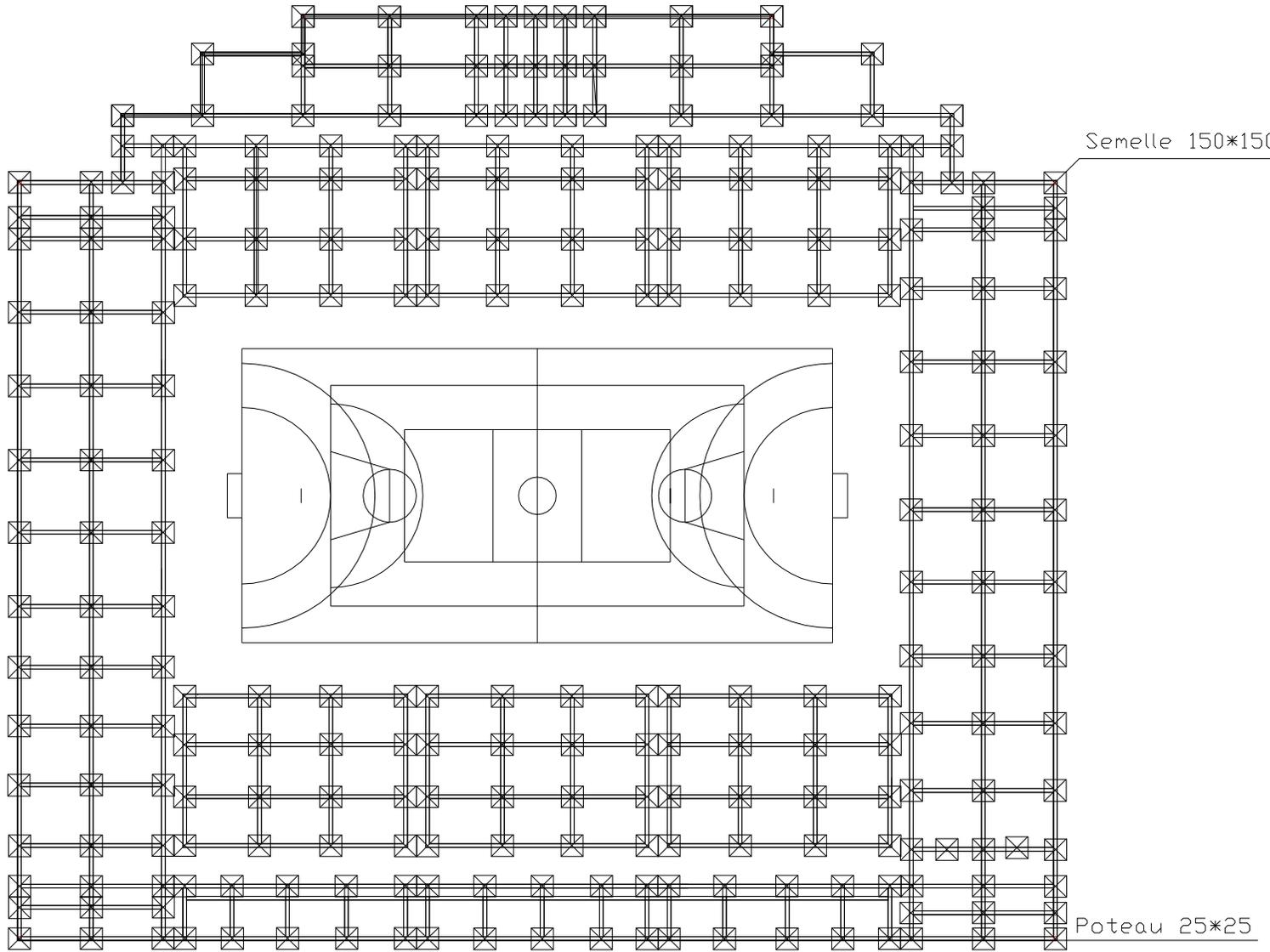
FACADE POSTERIEURE

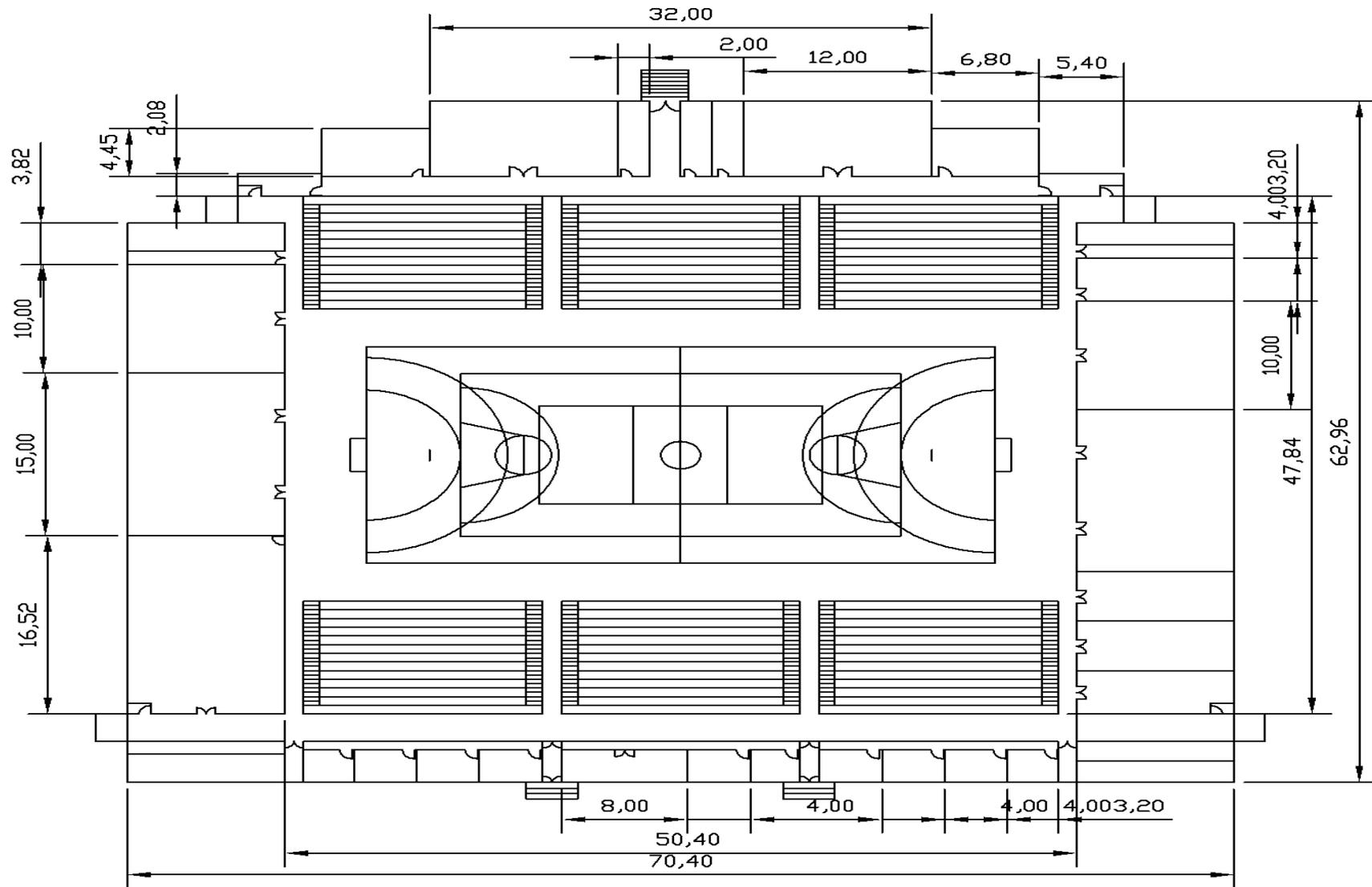


FACADE LATÉRALE DROITE

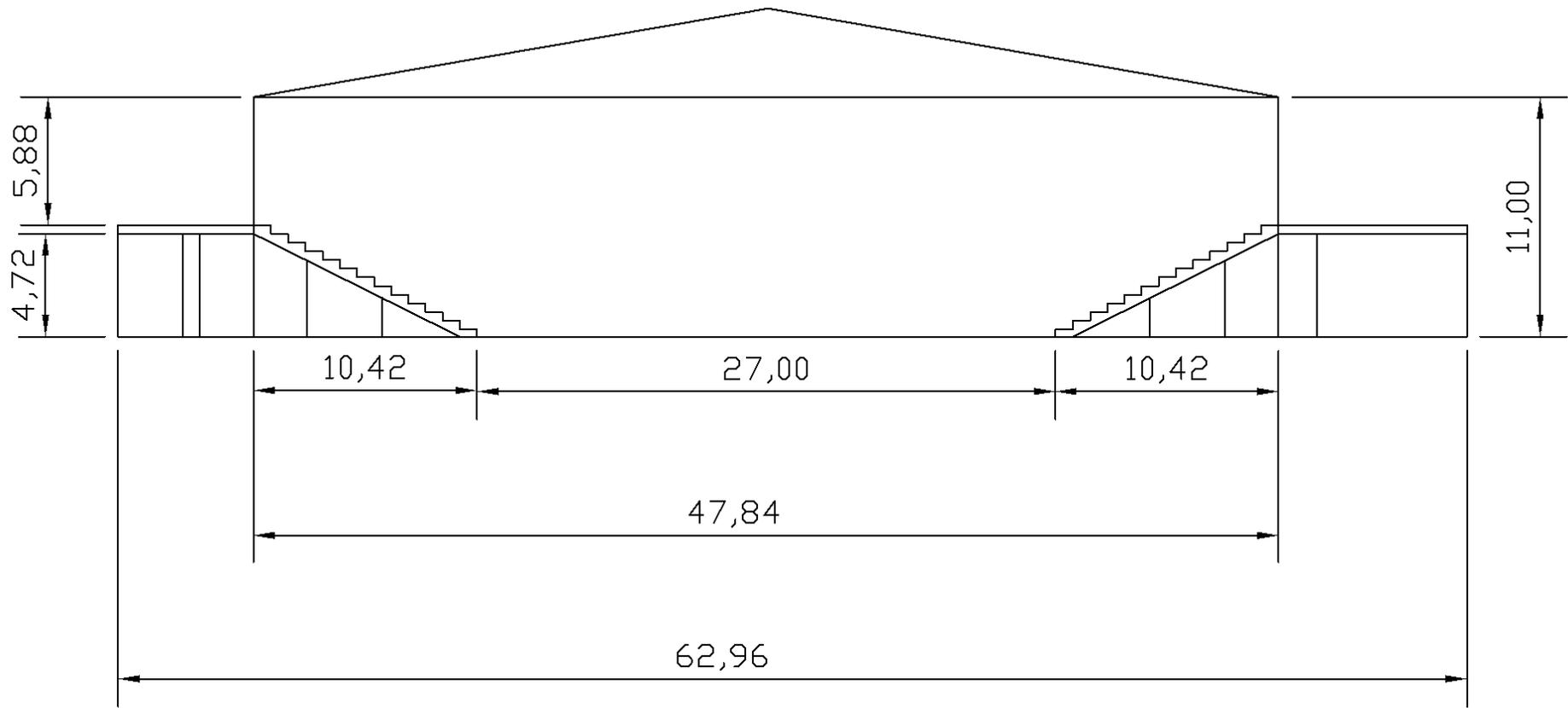


FACADE LATÉRALE GAUCHE

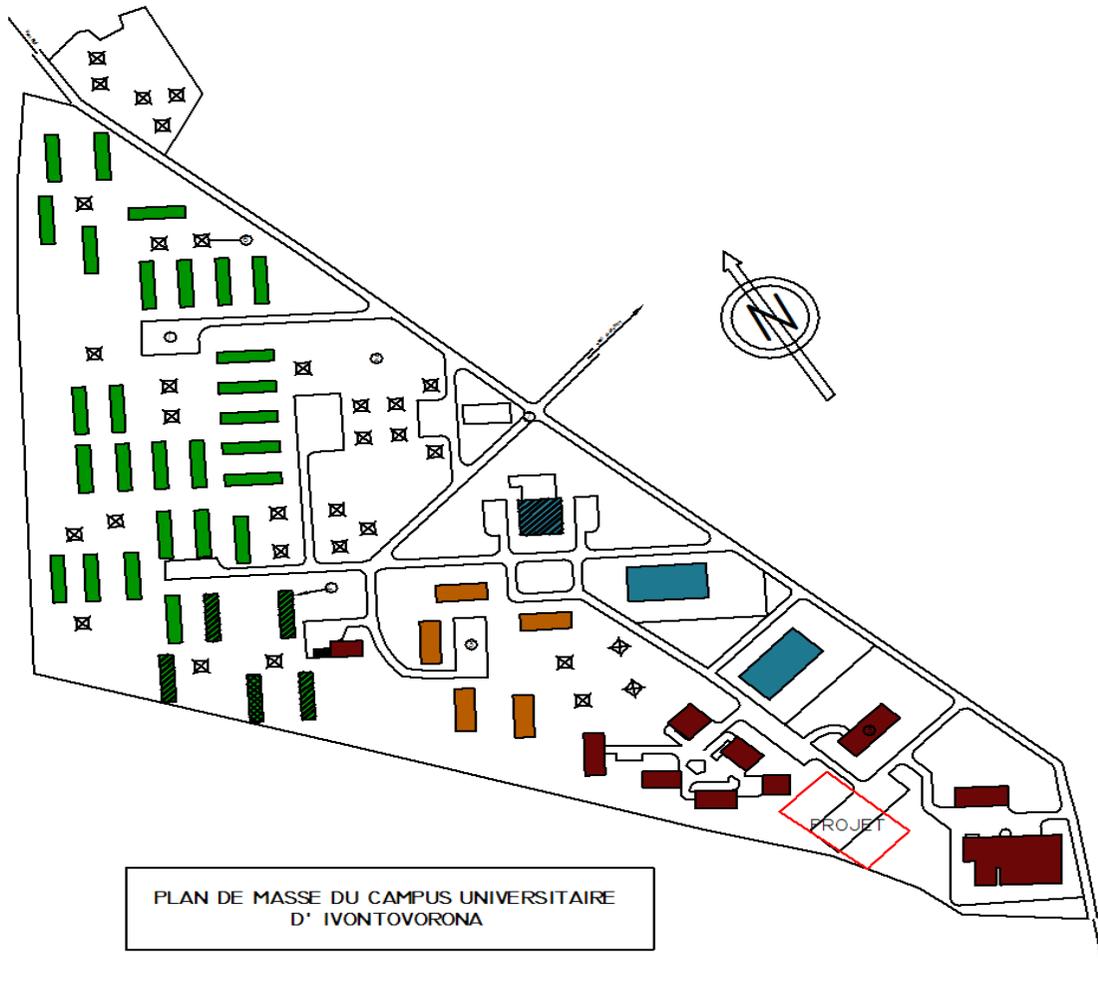




VUE EN PLAN



PLAN DE COUPE



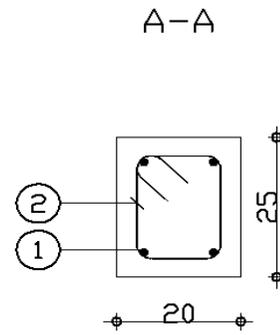
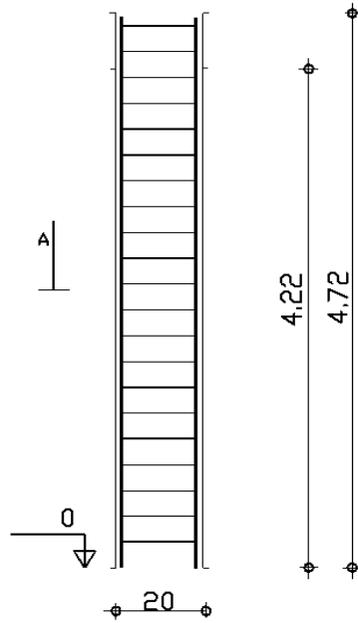
PLAN DE MASSE DU CAMPUS UNIVERSITAIRE  
D'IVONTOVORONA

**LEGENDE**

	POLYVALBIT
	BLOC PREFABRIQUE POUR LOGEMENT D'ETUDIANTS
	BLOC PREFABRIQUE A USAGE DE BU REAUX
	BLOC PREFABRIQUE POUR SALLE DE COURS (VERT)
	BÂTIMENT PREFABRIQUE POUR SALLE DE COURS (HARRON)
	BÂTIMENT EN DUR A DIVERS USAGES (COURS, LABO, BIBLIOTHEQUE...)
	EX-RESTAURANT UNIVERSITAIRE
	AMPHITHÉÂTRE
	PARKING AMENAGE POUR TERRAIN DE VOLLEY-BALL ET HAND-BALL
	ESPACE AMENAGE POUR TERRAIN DE FOOT À 7
	PARKING AMENAGE POUR TERRAIN DE BASKET-BALL
	LE CYBER-CAFE (INTERNET)
	LA BIBLIOTHEQUE
	POLYVALBIT A USAGE DE SALLE POUR TENNIS DE TABLE
	PORTAL PRINCIPALE

ANNEXE D  
PLAN DE FERRAILLAGE

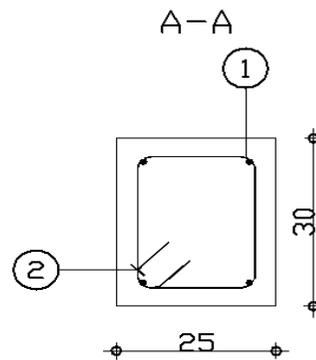
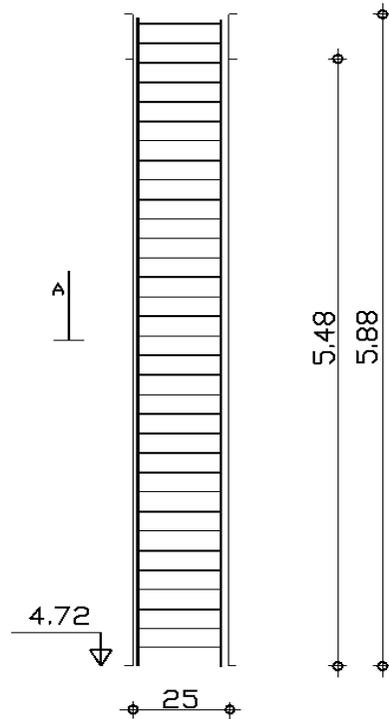
# PLAN DE FERRAILLAGE POTEAU



Pos.	Armature
①	4HA16
②	21HA6

Section 20x25

# PLAN DE FERRAILLAGE POTEAU

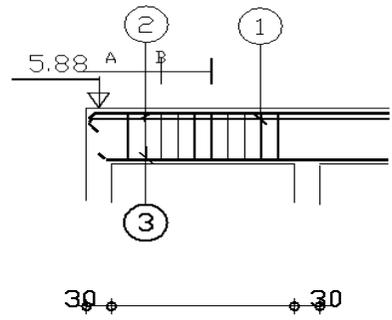


Pos.	Armature
①	4HA12
②	33HA6

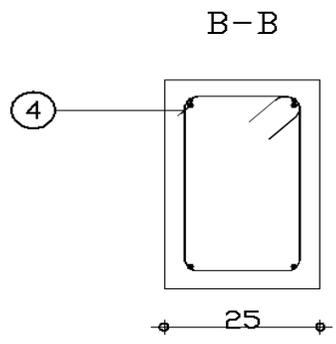
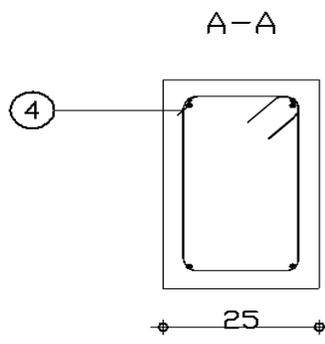
Section 25x30



# PLAN DE FERRAILLAGE POUTRE

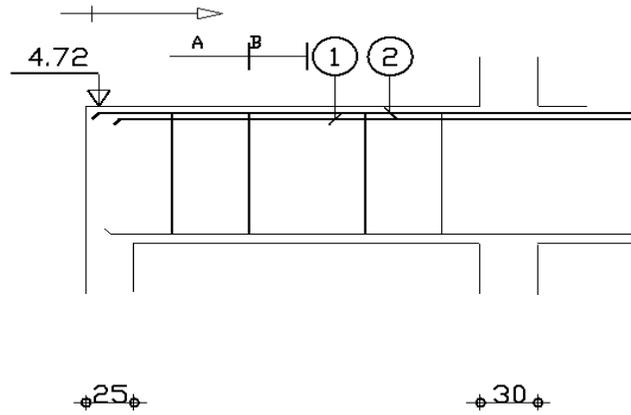


Pos.	Armature
①	2HA12
②	2HA8
③	2HA12
④	10HA6

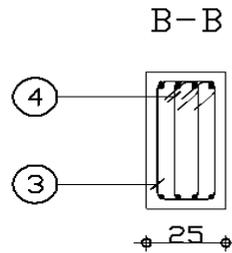
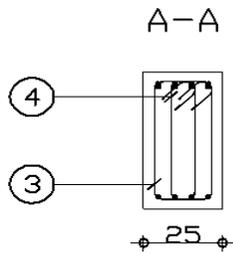


Section 25x40

# PLAN DE FERRAILLAGE POUTRE

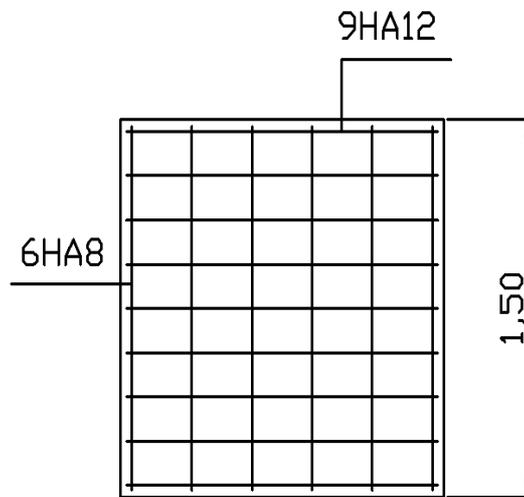
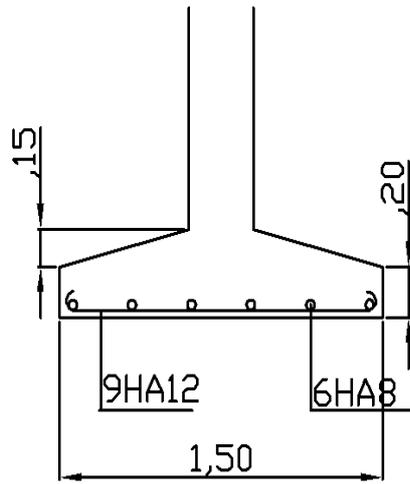


Pos.	Armature
①	4HA14
②	4HA8
③	5HA8
④	5HA8



Section 25x50

# PLAN DE FERRAILLAGE SEMELLE



## TABLE DES MATIÈRES

---

Conception des dégagements :.....	32
Unité de passage, largeur de passage.....	32
1. Temps d'écoulement = nombre de personnes / largeur (en m)*1.25.....	32

**Nom** : ANDRIATSIALEFITRA

**Prénom** : Rivoarisoa

**Adresse** : Lot  $\frac{424}{3710} A_2$  Ampitakely Fianarantsoa 301

**Contact** : 032 40 675 51

**Titre du mémoire** :           **CONCEPTION D'UN GYMNASSE COUVERT  
SIS A VONTOVORONA**

**Nombre de pages** : 141

**Nombre de figures** : 12

**Nombre de tableaux** : 44

**Résumé** : ce mémoire traite la conception d'un gymnase couvert pouvant accueillir environ 2500 personnes. Les gradins sont totalement indépendants de la toiture :

La toiture est en charpente métallique, composée de poutre en PRS (Poutre Reconstituées Soudées). Les poutres ont une portée de plus de 50.4m.

Les gradins et les ossatures du bâtiment sont en béton armé.

La particularité de ce bâtiment repose sur sa capacité d'accueil, la grande portée des poutres métalliques et finalement, la présence des gradins en console.

**Rubrique** : Bâtiment

**Mots clés**: Architecture, ossature, prédimensionnement, béton armé, charpente métallique et PRS

**Encadreur** : Madame RAVAOHARISOA Lalatiana

