

RÉPUBLIQUE DU SÉNÉGAL



ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE THIÈS

GC 0633

PROJET DE FIN D'ETUDES

EN VUE DE L'OBTENTION DU DIPLOME D'INGÉNIEUR DE CONCEPTION

TITRE GEOBETON et CONSTRUCTIONS  
EN TERRE II : ARCHITECTURES  
ET TECHNIQUE DE MISE EN ŒUVRE

SAÏD DI AW

Directeur : Dr. ALIOU DIACK

Auteurs : NOEL D. EVORA

Génie : Civil

MOUSSA NDIAYE

Date : Mai 1987

A mes parents  
A mes oncles Abdoulaye et Amadou Ali Diaw  
A ma sœur Khady Diaw

SAID DIAW.

A ma famille  
A tous ceux qui me sont chers

NOEL DACRUZ EVORA.

A mes parents Thié'-ndiaye et Noogue  
A mon frère MBoole disparu à la fleur de l'âge  
A ma compagne Hafissatou  
A tous ceux avec qui je partage le même idéal

MOUSSA NDIAYE

## — REMERCIEMENTS —

Nous tenons tout d'abord à remercier le Dr. Aliou Diack notre directeur, professeur à l'École Polytechnique de Thiès d'avoir initié le projet "Géobéton et Constructions en Terre" et pour l'encadrement scientifique et technique, les conseils pertinents prodigués tout au long de cette année.

Nous y associons tout particulièrement M. Babacar Dièye Assistant de recherche, Ingénieur polytechnicien de génie civil pour sa franche collaboration.

En égard à leur entière disponibilité et leur sollicitude constantes, nous adressons nos vifs compliments aux MM I. Ls et J.P. Bouchard, techniciens au laboratoire de Résistance des Matériaux de l'E.P.T. et à M<sup>r</sup> Dou dou Diop du service Cadastre de Thiès.

Nous témoignons ici du réel plaisir que nous avons éprouvé et des enseignements pratiques reçus au contact des ouvriers qui se sont donnés corps et âme pour la réussite du projet.

## — SOMMAIRE —

Ce projet de fin d'études constitue la deuxième phase du projet de recherche: GEOBETON, CONSTRUCTIONS EN TERRE. ARCHITECTURES ET NOUVELLE TECHNIQUE DE MISE EN ŒUVRE pour l'avènement d'un logement économique. Il comprendra:

- l'étude, la réalisation et la comparaison de deux systèmes de toitures, une coupole en géobéton et une dalle en béton armé sur la maçonnerie en géobéton.

- La conception d'un coffrage récupérable avec un système de nœuds adéquat pour la coupole.

- Un travail d'architecture comprenant la réalisation des plans du logement et l'aménagement des aires.

Des essais de résistance au laboratoire pour les différents ouvrages réalisés ont été effectués.

Une évaluation économique du bâtiment réalisé sur le chantier de l'E.P.T. a été effectuée.

# TABLE DES MATIERES

<u>Composition</u>	<u>Pages</u>
<u>Partie A</u> : Elements introductifs	1
Introduction	2
La question du logement: Une problématique opportune.	4
Revue de la première phase du projet Géobéton	7
<u>Partie B</u> : Pathologie de la construction	13
I. Bref aperçu sur la latérite	14
II. Observations sur la construction	16
III. Causes des fissures	17
IV. Solutions définitives	22
<u>Partie C</u> : Conception et Réalisation du coffrage	24
Exécution des coupes	
I. Introduction	25
II. Conception du coffrage	27
III. Exécution des coupes	37
<u>Partie D</u> : Dimensionnement de la dalle en Béton armé	42
I. Introduction	44
II. Dimensionnement	48
III. Etat limite de déformation	72
Evaluation des flèches	
IV. Mélanges de béton	80

V. Etoncheité et drainage des eaux de pluies	88
<u>Partie E</u> : Evaluation économique	89
I. Introduction	90
II. Estime quantitative détaillé des matériaux	91
III. Tableau récapitulatif	96
IV. Coût total du bâtiment	97
V. Quelques comparaisons économiques	98
<u>Partie F</u> : Conclusions	102
<u>Partie G</u> : Références	105
. Annexes	
A.1. Dimensionnement des linteaux	106
A.2. Essais sur l'évolution de la résistance en compression des parpaings de Géobéton	111
A.3. Dimensionnement de la ceinture	115
A.4. Analyse granulométrique	124
A.5. Calcul d'amortissement du matériel de chantier	126
A.6. Dimensionnement des auvents	127
Bibliographie	133

# PARTIE A

Eléments introductifs

# I

## — INTRODUCTION —

La construction en terre a une tradition millénaire en Afrique. Elle a marqué beaucoup de civilisations à travers tous les continents, mais tend malheureusement à disparaître au profit d'autres matériaux "modernes" (béton armé, acier, matériaux synthétiques, etc...).

Face à la crise énergétique qui prévaut dans le monde et aux problèmes écologiques posés par l'emploi de certains matériaux dits modernes, on assiste à un regain d'intérêt pour la terre dans des pays développés tels la France, les Etats Unis, l'Allemagne, où pourtant la question du logement se pose avec moins d'acuité que dans les pays en voie de développement économique.

En cette année 1987 déclarée Année Internationale du Logement des Sans-abri par l'Organisation des Nations Unies (O.N.U.), l'École Polytechnique de Thiès a voulu apporter sa contribution. Elle va essayer de répondre à la question "Comment résoudre le problème du coût élevé des matériaux de construction?" et chercher à trouver des solutions efficaces aux douloureux problèmes de logement.

Cette contribution s'articulera autour de l'étude et de la mise au point d'une nouvelle technique de construction des toitures en géobéton. Mais aussi elle s'articulera autour de la mise en œuvre du



matériau.

d'autoconstruction qui peut accompagner l'utilisation du géobéton est susceptible d'ouvrir une voie au logement très économique.

## II

### LA QUESTION DU LOGEMENT

#### UNE PROBLEMATIQUE OPPORTUNE

" Un quart de la population du monde, soit plus d'un milliard d'habitants, n'a pas de logement convenable; cent millions sont littéralement sans abris, et mangent et dorment sur la voie publique dans les grandes villes du monde."

Ainsi s'exprimait M. Arcot Ramachandran, Secrétaire Général Adjoint de l'Organisation des Nations Unies (O.N.U.), Directeur exécutif du Centre du Nations Unies pour les Etablissements humains (Habitat) (CNUEH-habitat) [4].

La gravité et l'étendue du problème du logement et des sans-abri sont davantage plus préoccupantes dans la région africaine où plus de la moitié de la population urbaine vit dans des taudis et des bidonvilles. [1]

Le Conseil économique et social de l'O.N.U. a réaffirmé le droit à toute personne à un niveau de vie suffisant y compris le droit à un logement adéquat, pour elle-même et pour sa famille. Une famille logée est une famille qui a une part dans la société. N'est-ce pas M. Javier Pérez de Cuéllar, Secrétaire Général de l'ON.U. qui disait: ".... il est important de comprendre qu'un monde où vivent des centaines de millions de sans-abri et de mal

logés, souvent dans un extrême dénuement, ne saurait jouir d'une paix véritable". [2]

Il est une nécessité donc que l'Afrique tende vers la création d'un environnement bâti qui sera le cadre de nouvelles activités économiques et sociales, composantes de la stratégie de développement autosuffisant et auto-centré.

L'un des obstacles majeurs à la réalisation de cet environnement bâti est le coût extrêmement élevé de la construction.

La crise de l'énergie qui sévit depuis près de quinze (15) ans dans le monde et le coût élevé des matériaux classiques tels le ciment et l'acier qui en découle ont forcé les chercheurs à trouver des solutions moins onéreuses.

La situation du logement représente un enjeu important et exige l'adoption de politiques audacieuses et novatrices. Dans la recherche de solutions peu coûteuses, les Ingénieurs et Architectes ont trouvé que la meilleure chose à faire pour commencer était d'examiner de près et attentivement l'architecture et les méthodes de constructions traditionnelles avec les matériaux locaux.

Pour participer pleinement à la recherche de solutions pour le problème de logement, l'École Polytechnique de Thiès avait entrepris depuis 1980 un programme de recherche dans le domaine des matériaux

de construction locaux. C'est ainsi que les cinq (5) phases de ce programme intitulé "LATERITE MATERIAU DE CONSTRUCTION" ont été terminées en 1984.

L'année dernière, l'école a voulu jumeler à cette étude un nouveau programme de recherche "GEOBETON CONSTRUCTIONS EN TERRE, ARCHITECTURES ET NOUVELLE TECHNIQUE DE MISE EN ŒUVRE" dont l'aboutissement contribuera à la solution des problèmes de logement qui se posent en Afrique et au Sénégal en particulier.

## III

### REVUE DE LA PREMIERE PHASE DU PROJET

#### GEOBETON

Après avoir mis l'accent sur l'acuité du problème du logement et sur l'inadéquation de l'offre et de la demande, une revue bibliographique sur l'expérience dans la recherche et les constructions a été mise au point. Cette recherche bibliographique a permis de présenter certaines techniques de construction parmi lesquelles :

1. Le pisé : Technique consistant à construire avec la terre sans mélange de paille, en la battant lit par lit entre des planches.
2. Le façonnage direct : où la terre est façonnée comme une poterie en exploitant sa plasticité lorsqu'elle est humide.
3. L'adobe : qui consiste à mouler sans compactage des briques avec de la terre humide et à les sécher au soleil.
4. Les briques compressées : avec de la terre sèche, ayant la même teneur en eau que le pisé, on réalise des briques avec une presse ou un fouloir.
5. Les Techniques mixtes : où la terre est associée à des éléments structuraux (charpente) en bois.

acier, béton armé, etc.

Un aperçu sur les techniques de construction des toitures en terre a permis de montrer que certaines formes ont très anciennement été utilisées. C'est le cas des voûtes et des coupôles.

La phase I du projet a été surtout axée sur deux volets: un volet "Recherche" et un volet "Expérimentation".

Le volet Recherche comportait essentiellement la mise au point d'une nouvelle technique de construction des toitures en terre. Elle est fondée sur les structures à résistance de forme.

Quant au volet expérimental, il consistait en la construction d'un logement en gros béton. Le bâtiment a été réalisé jusqu'aux murs prêts à recevoir la toiture.

A propos des parpaings, deux types ont été réalisés avec une presse Terstaram.

- pour les murs des parpaings de  $29 \times 14 \times 11$
- pour la toiture des parpaings de  $22 \times 11 \times 07$

avec un dosage de 6 à 8% de ciment en poids de matériau sec et un dosage en eau d'environ 16%.

Les essais de compression ont été réalisés pour déterminer la résistance des parpaings.

Pour la fondation, les dispositions constructives suivantes ont été prises:

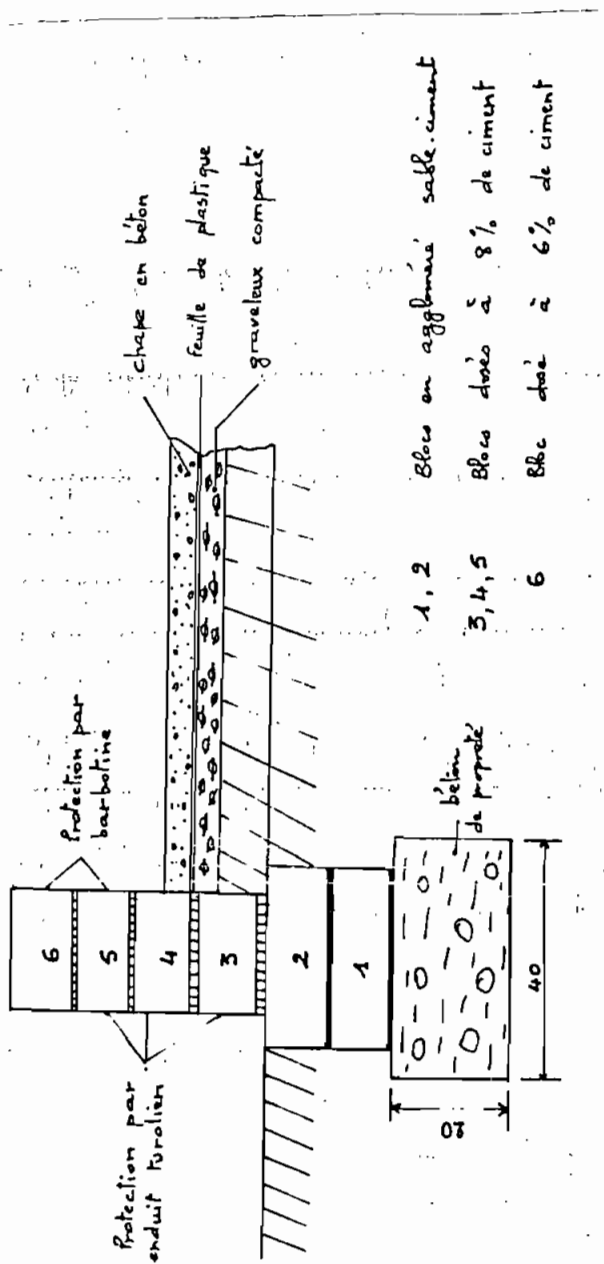


fig.A-II 1 Fondations et revêtement de sol

Les murs sont réalisés en montant les parpaings sur leur face de compression.

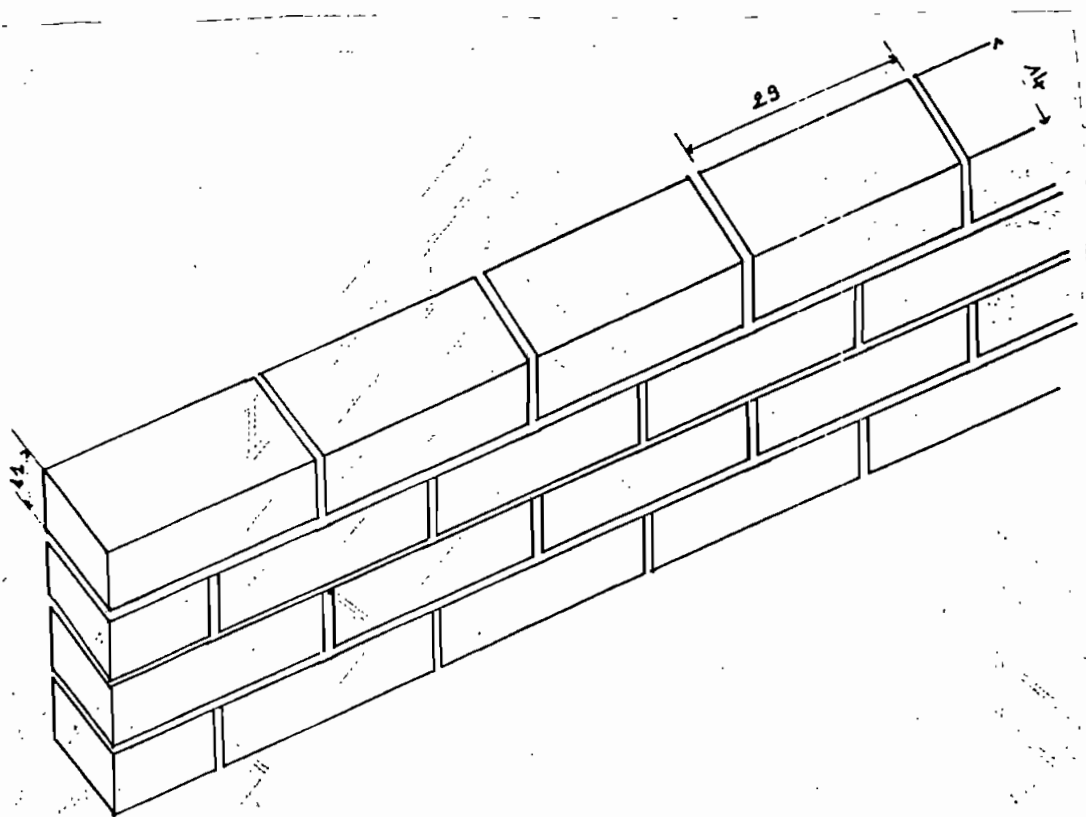


fig A-II-2



Pour le mortier de montage, la composition suivante a été utilisée:

Sable propre 26%

Sable latéritique (0,2mm) 68%

Ciment 6%

## IV

### — BASES DE CALCUL —

#### 1. Norme utilisée

Pour la conception et le dimensionnement des ouvrages, les normes B.A.E.L 83 seront utilisées.

#### 2. Matériaux utilisés

##### a. / Le béton:

- dosage de  $350 \text{ kg/m}^3$
- résistance caractéristique à la compression  $f_{c28} = 20 \text{ MPa}$
- résistance caractéristique à la traction  $f_{t28} = 1,8 \text{ MPa}$
- masse volumique  $w_b = 2400 \text{ kg/m}^3$
- coefficient de sécurité  $\gamma_b = 1,5$
- Module d'élasticité à j jours si le chargement est
  - . à une durée  $< 24 \text{ h}$   $E = 11000 f_{c,j}^{1/3}$
  - . à une durée normale  $E = 3700 f_{c,j}^{1/3}$

##### b. / L'acier

- . L'acier à haute adhérence Fe E40 du type 1 est utilisé avec

$$E_s = 200 \text{ MN/m}^2 = 200 \text{ MPa}$$

$$f_{s_s} = 348 \text{ MPa} \quad f_c = 400 \text{ MPa}$$

- . Pour la dalle, on a utilisé un treillis soudé.

# PARTIE B

Pathologie de la construction

## I. Bref aperçu sur la latérite :

La latérite est un produit de l'altération des roches. Selon la spécialité et l'objectif du chercheur, l'approche est différente. Ainsi si le pédologue étudie la notion de profils ou d'horizons pédologiques, le géologue la genèse et l'extension des formations latéritiques, l'ingénieur lui s'intéresse plutôt aux propriétés géotechniques.

Les latérites sont surtout localisées entre le 35° Nord et le 35° Sud de latitude. [3]

Leurs principaux agents d'altération en milieu tropical sont :

- la température
- les précipitations
- la végétation
- la nature de la roche - mère
- la topographie
- le drainage.

Sans l'optique d'une meilleure connaissance du matériau en vue d'éviter des surprises pendant ou après une stabilisation quelconque, la nature minéralogique de la fraction argileuse doit être bien identifiée.

Pour cela, les études ci-après sauront une priorité :

- la diffraction aux rayons X (DRX) : méthode physique permettant d'identifier les minéraux et leur état de cristallisation.
- les analyses thermique et calorimétrique différentielles (ATD et ACD) : ce sont des procédés de mesures thermiques

indirectes pour l'identification des minéraux et substances amorphes dont l'état de cristallisation rend difficile la reconnaissance par DRX.

L'Office de la Recherche Scientifique et Technique d'Outre-Mer (ORSTOM) est la seule agence au Sénégal bien équipée pour de pareilles études.

Dans le but d'optimiser les caractéristiques mécaniques de la latérite et atteindre les performances désirées dans la construction, une stabilisation mécanique ou chimique est faite.

À l'École Polytechnique de Thiès, compte tenu des recommandations formulées dans le cadre des projets précédents, une option pour la stabilisation au ciment a été prise.

## II. Observations sur la construction.

des observations faites sur la construction en place dans sa première phase ont permis de déceler certaines fissures macroscopiques. Elles étaient localisées surtout au niveau des ouvertures telles que les portes et les fenêtres comportant des arcs comme éléments structuraux de transfert de charges.

L'édification des murs et arcs a été réalisée pendant la période la plus chaude de l'année avant la saison des pluies ; les fissures se sont développées pendant et après la saison hivernale.

## II. Causes des fissures:

Il est souvent difficile de donner avec exactitude les causes de fissures sur un ouvrage de génie civil surtout si l'on n'a pas suivi dès le départ l'évolution des différentes phases du chantier.

Le problème des fissures du béton est assez complexe. Ces fissures sont presque toujours une source d'inquiétude et on les considère en général comme un signe de mauvaise conception ou de mauvaise qualité des matériaux. En fait, alors que l'existence d'importantes fissures ouvertes a pour origine des déficiences de conception et de construction, ou des défauts d'exécution seulement, dans la plupart des cas ni la conception ni la construction ne sont en cause. Les fissures se produisent presque partout, sauf dans les ouvrages très rudimentaires ou dans les éléments indépendants. [4]

Si par exemple, la latérite contient trop de parties fines, elle est sujette à des microfissures de retrait. Ce problème se pose particulièrement au niveau des joints. Dans ce cas, la réduction de la granulométrie fine du mélange ou l'augmentation de la proportion de sable est un palliatif à cela.

Le retrait crée des microfissures à la surface des joints peu de temps après leur mise en place ou lorsqu'ils sont encore plastiques. Elles sont discontinues et conservent leur forme originale une fois que le béton a durci.

De même, si la vitesse d'évaporation de l'eau est trop im-

tante en plus du pouvoir d'absorption des agglos en géobéton, la surface des joints se dessèche et peut même craqueler.

Les précautions suivantes sont à prendre pour éviter des fissures de retrait plastique:

- humidifier adéquatement la maçonnerie avant de poser le mortier.
- lors du gâchage, travailler plutôt avec la latérite en état saturé superficiellement sec.
- protéger la maçonnerie par des toiles humides ou du papier de mûrissement durant les premières heures de sa mise en place afin de réduire l'évaporation due au soleil.

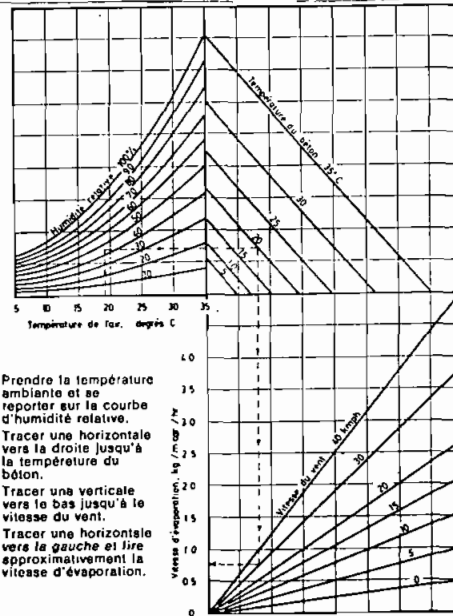
Sans le cas du béton armé par exemple, ces précautions sont à prendre dès que la vitesse d'évaporation dépasse 1,0 à 1,5 kg d'eau par mètre-carré et par heure. [5]

Cette vitesse peut être calculée en fonction de:

- la température de l'air
- l'humidité relative
- la température du béton
- la vitesse du vent.

Une illustration en est faite par un extrait du bulletin #81 du département de recherche de l'Association du ciment Portland à la page qui suit.





- 1° Prendre la température ambiante et se reporter sur la courbe d'humidité relative.
- 2° Tracer une horizontale vers la droite jusqu'à la température du béton.
- 3° Tracer une verticale vers le bas jusqu'à la vitesse du vent.
- 4° Tracer une horizontale vers la gauche et lire approximativement la vitesse d'évaporation.

Effet de la température de l'air, de l'humidité relative, de la température du béton et de la vitesse du vent sur la vitesse d'évaporation superficielle du béton. (D'après le bulletin 81 du département de recherche de l'Association du Ciment Portland)

Des tassements différentiels peuvent aussi exister à cause du compactage manuel du sous-bassement. Si minimes soient-ils, ils peuvent être la source de fissures sur la maçonnerie.

On peut faire reposer le mur sur la fondation par l'intermédiaire d'un libage qui a pour effet de la raidir et permet de remédier à ces légers tassements différentiels susceptibles de se produire. Ce libage est constitué par une poutre comportant des armatures longitudinales et transversales. [6]

Sans la latérite, il existe des structures moléculaires internes qui causent des problèmes. Seule l'étude minéralogique de la fraction argileuse précédemment décrite permet de justifier leur présence ou non dans notre latérite.

Il s'agit essentiellement de :

- la montmorillonite : sa structure est en feuillets. Le lien entre ces feuillets est peu stable d'où une tendance au gonflement en présence d'eau. Elle présente beaucoup de retrait au séchage donc des fentes de dessiccation.

- la vermiculite : sa structure moléculaire est intermédiaire entre l'illite et la chlorite. Contrairement à cette dernière, elle présente une perte d'eau énorme sous l'action de la chaleur.

- la forme dégénérée de l'illite due à une perte des ions potassium au lessivage donne un comportement similaire à la montmorillonite en présence d'eau.

Le géobéton a une résistance faible en traction. Par conséquent des efforts de traction élevés y créent des fissures inclinées à  $45^\circ$ . [6].

Les joints entre les rangées de briques ne doivent pas être épais. Les règles de bonne pratique suggèrent des joints verticaux de 1 à 1,5 cm et des joints d'assises de 1 à 2 cm [7].

Sur la maçonnerie des épaisseurs de 2 à 4 cm ont été observés à plusieurs endroits ce qui montre que les maçons ne suivent pas toujours les règles strictes qui leur sont prescrites.

La présence de fissures au niveau des arcs est de beaucoup imputable à leur mise en œuvre qui demande une grande habileté.

Les joints entre les agglos des arcs peuvent être remplis par de petits cailloux pour augmenter la résistance du

mortier.

Il faut signaler qu'il est difficile de suivre exactement la courbe générale de la déformée définie par l'équation théorique  $y = \frac{4f}{L^2} \times x^2$  [7]. Les variations de température diurnes et climatiques souvent fréquentes rendent la propagation des fissures plus facile.

On peut conclure en disant que le retrait au séchage, les variations thermiques et surtout des problèmes de mise en oeuvre sont les trois éléments dont les effets juxtaposés ont causé les fissures aux points névralgiques de la maçonnerie : hauts des murs, ouvertures, angles et joints.

#### IV. Solution définitive:

Sur les ouvertures extérieures, les corrections apportées sont soit la reconstruction des arcs ou le remplissage de l'évidement. Les arcs situés à l'intérieur du bâtiment sont remplacés par des cornières supportant les parpaings en géobéton.

Plusieurs alternatives existaient:

- portes en béton armé
- linteaux en bois ou cornières en acier.
- refection des arcs pour les portées intérieures.

Finalement, des cornières ont servi de linteaux intérieurs.

Il est important de connaître l'objectif premier de la réparation d'une fissure: étanchéité à l'eau, scellement contre les matières étrangères, restauration de l'intégrité structurale ou l'apparence esthétique.

Cet objectif influence le choix du matériau à utiliser, les dimensions de l'évasement de la fissure dans la préparation pour le scellement ou l'adhérence, les méthodes et l'équipement utilisés.

Les zones des fissures sur les arcs extérieurs ont été décapées sur une profondeur d'environ 25 mm, nettoyés à l'eau pour enlever les débris, la poussière et ensuite permettre au nouveau mortier de bien adhérer sur la maçonnerie.

L'utilisation de produits adhésifs à base de résines époxydes à grand pouvoir d'adhésion aurait le risque de provoquer l'apparition de fissures en d'autres endroits.

Le dimensionnement des linteaux et les essais sur l'évolution de la résistance en compression des poutres de béton sont présentés respectivement en annexes A.1 et A.2.

Le résultat obtenu est satisfaisant dans le remplissage des fissures en augmentant un peu le dosage en ciment du mortier ayant servi à ce travail.

# PARTIE C

Conception et réalisation  
du coffrage

Exécution des coupoles

## I. INTRODUCTION

Comme le béton, la terre stabilisée a une résistance très faible et même presque nulle en flexion et en traction. Elle travaille mieux en compression. Cette caractéristique impose à la terre comme meilleure forme, la forme antiferminclaire, architecture basée sur des formes travaillant en compression.

Pour la construction des toitures en géobéton - béton de terre stabilisée ou latérite stabilisée au ciment - cette technique a été utilisée. Pour la mise en oeuvre d'une telle technique, il a été mis au point au cours de la première phase du projet, un filet de maillage carré fait avec un cordage constituant le coffrage. Pour rigidifier un tel coffrage, le cordage a été imbibé dans de la résine après qu'on l'ait fait prendre la forme de la toiture.

Ce procédé atteste de la faisabilité de la nouvelle technique de construction des toitures en terre. Naturellement ce premier type de coffrage présente l'inconvénient majeur d'être non récupérable.

Or en matière de construction, un coffrage récupérable surtout pour ce qui est de la toiture réduit de beaucoup le prix de revient.

Pour être conforme à l'esprit du projet qui est

de réduire considérablement les coûts exorbitants de construction, cette deuxième phase propose de mettre au point un coffrage récupérable, en améliorant la solution proposée dans la première phase. Cette dernière consistait en la mise au point d'un système de nœuds articulés et flexibles à mailage carré. Il devra travailler exactement comme le cordage.

Cette étape qui est la conception de l'élément nœud sera suivie d'une phase réalisation d'un prototype de nœud et partant du coffrage récupérable. Ce type de coffrage devra permettre la construction des coupols sur le chantier de l'E.P.T, technique de construction que l'on voudra plus compétitive que celles connues: La coupole sans coffrage développée par les maçons nubien et largement vulgarisée de nos jours par l'Association pour le Développement naturel d'un Architecture et d'un Urbanisme Africains (A.D.A.U.A)



## II

### CONCEPTION

#### DU COFFRAGE RECUPERABLE

##### II. 1 Introduction

La technique est fondée sur la mise au point de nœuds flexibles et articulés. Ces derniers joignent les mailles du coffrage et obéissent au serrage et au desserrage. Cette triple fonction devra permettre au coffrage de fonctionner comme un filet capable d'être rigidifié?

Le modèle qui a été proposé pour amélioration est un nœud pour maillage carré. L'option a été portée sur la conception d'un nœud pour un maillage triangulaire à six (6) segments.

Pourquoi un tel choix?

Quel sera son principe de fonctionnement?

Dispose-t-on d'une solution unique pour la réalisation du nœud?

Avec quel matériau réaliser le prototype?

Autant de questions pour un travail d'élaboration et de construction du nœud avant la fabrication d'une présérie avec des pièces définitives.

## II-2. Présentation du nœud :

### a) Intérêt d'un tel modèle :

La nouvelle technique de construction des toitures en terre consiste en la mise au point d'un coffrage récupérable. La particularité de ce coffrage est liée à la nature du matériau de couverture.

En effet contrairement aux couvertures classiques en béton armé (dalles ou coupolas) coulées dans des coffrages adaptés, les toitures seront réalisées avec des parpaings de cycloboîte, de dimensions  $22 \times 11 \times 7$  doses à 8% de ciment en poids de matériaux sècs.

Ce coffrage travaillera comme le filat en cor-dagrans présenter de flexibilité au niveau des segments de liaison comme ce dernier.

Le maillage métallique proposé n'est flexible qu'aux nœuds, mais sera en mesure d'accomplir le même travail que le filat de cordage pourvu que le maillage ne soit pas grossier.

Le maillage hexagonal présente une surface de pose plus régulière. Du point de vue structurel en soi, il est également meilleur que le maillage carré.

Il faut donc envisager le maillage hexagonal car il présente l'avantage d'utiliser moins de nœuds.

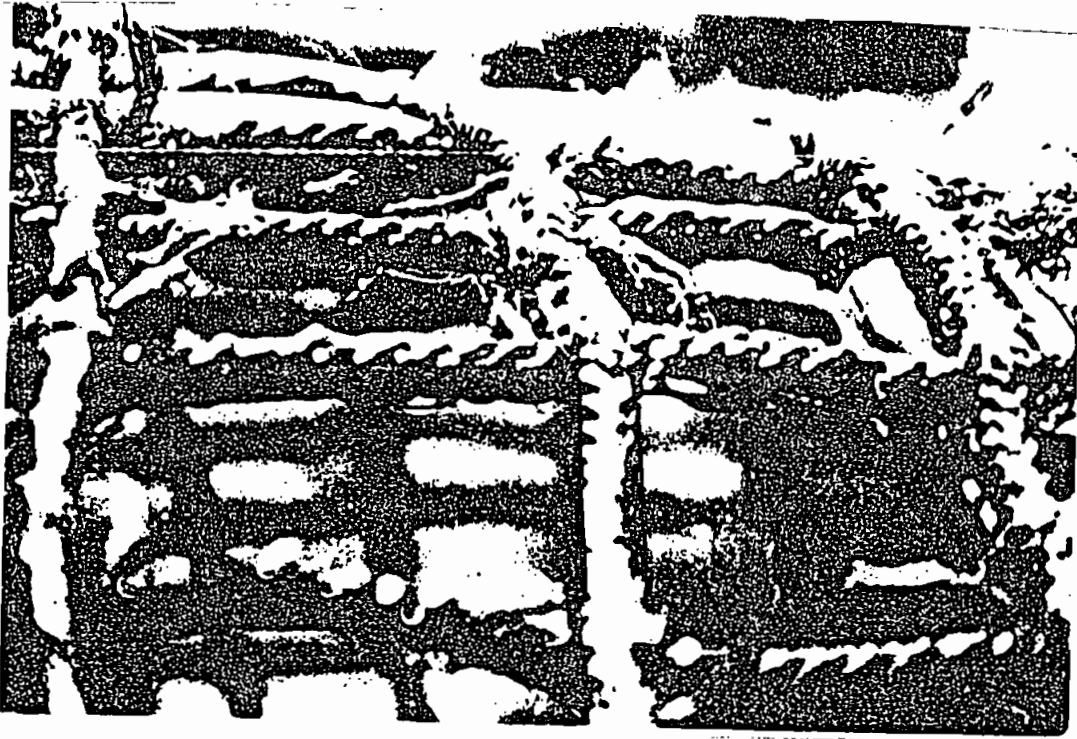
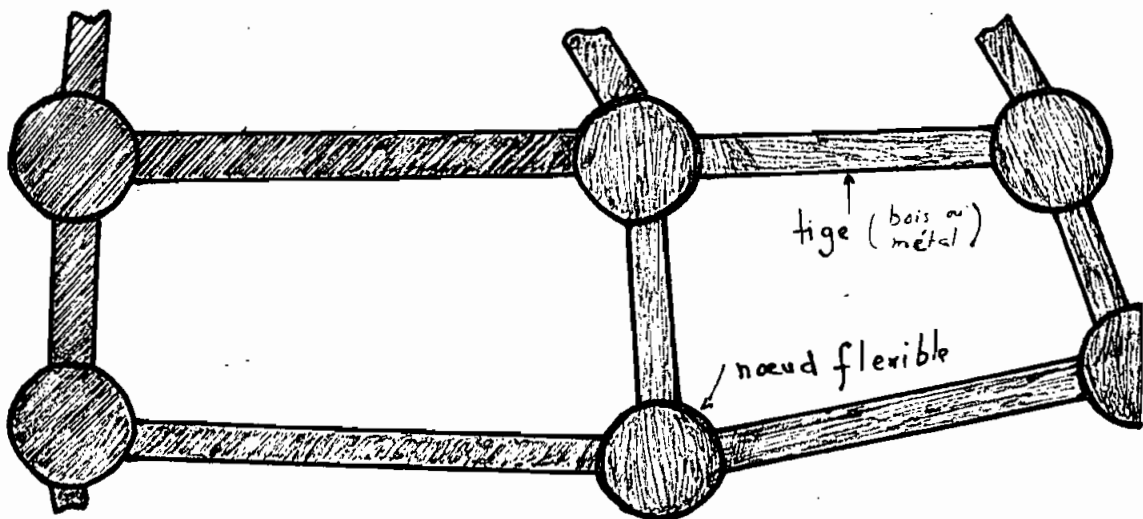


fig C-I-1 Coffrage fait avec un cordage  
imbibé de résine



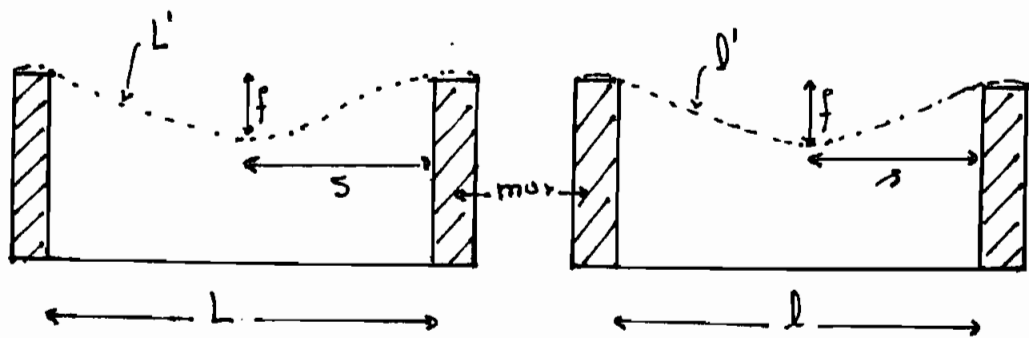
Systeme de nœuds articulés induit fig C-II 2

## b) Estimation quantitative des nœuds:

Pour estimer le nombre de nœuds, il faut assimiler le coffrage à un câble parabolique avec une flèche définie.

Soit une chambre à couvrir de dimensions  $L$  et  $l$

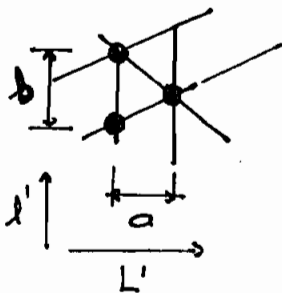
$L'$  et  $l'$  sont les longueurs respectives des câbles



$$L' = 2s \left[ 1 + \frac{2}{3} \left( \frac{f}{s} \right)^2 \right]$$

$$l' = 2s \left[ 1 + \frac{2}{3} \left( \frac{f}{s} \right)^2 \right] \quad (\text{voir [8]})$$

donc le coffrage aura pour dimensions  $L'$  et  $l'$   
Soient  $a$  et  $b$  définies comme suit:



$$\text{alors } x = \frac{L'}{a} \quad \text{et } y = \frac{l'}{b}$$

$N$  = nombre de nœuds au total

Pour un maillage triangulaire  $N = 2xy + x + 1$ .

c/ Différentes parties du nœud:

L'élément réalisé est montré à la figure ci-dessous. Il comprend essentiellement une plaque supérieure de diamètre 50mm et une plaque inférieure de diamètre 42mm. Ces deux plaques sont assemblées par une vis et un écrou à oreilles et sont munies de six (6) tiges à extrémités sphériques.

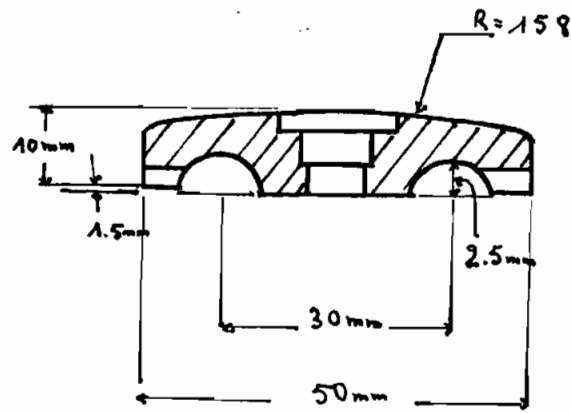
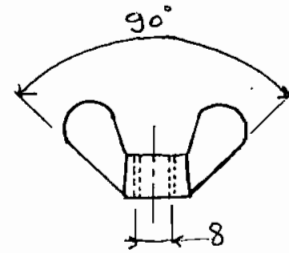


fig C-II-3 Plaque supérieure



écrou à oreilles

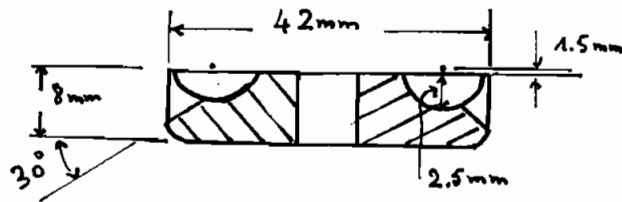


fig C-II-4 Plaque inférieure

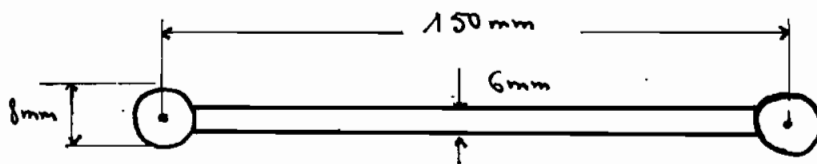


fig C-II-5 tige à extrémités sphériques

### II-3 Description du fonctionnement du nœud

Les parpaings de géobéton conçus pour la couverture étant disposés de manière autoportante, la fonction proprement dite du coffrage consiste non pas à recevoir et supporter ces derniers, mais à donner la forme souhaitée à la coupole ou à la voûte.

Les tiges de liaison à extrémités sphériques sont placées adéquatement dans les loges vides des deux plaques.

L'inclinaison des tiges est obtenue en suspendant le cordage aux quatre coins de la pièce à couvrir et en le laissant pendre sous l'action de son propre poids. On aura fixé auparavant la flèche.

Avec la vis, l'écrou et la rondelle, l'assemblage de l'ensemble est réalisé pour un nœud. Comme chaque tige est reliée à deux nœuds, alors tous les nœuds sont assemblés pour finalement donner le coffrage.

### II-4 Différentes solutions pour le nœud

Les parties principales de l'élément nœud sont les deux plaques et les tiges de liaison à extrémités sphériques. Pour ce qui est des éléments d'assemblage, on propose différentes possibilités.

a) Pour la flexibilité de l'élément et la fixation des tiges de liaison on peut utiliser:

- des billes isolées de diamètre  $\phi = 8 \text{ mm}$

Cette première solution présente l'inconvénient de poser des problèmes de maniabilité pour son taraudage.

- des rotules lisses utilisées souvent pour des mouvements oscillants de faibles vitesses.

- des billes directement moulées aux bouts des liges avec le matériau de son choix.

Cette dernière solution semble être la mieux adaptée et la plus indiquée pour cette étape de la recherche.

b) Quant aux éléments de serrage, on a pensé à :

- un écrou hexagonal Hm ( $H_m 8$ ) ou à

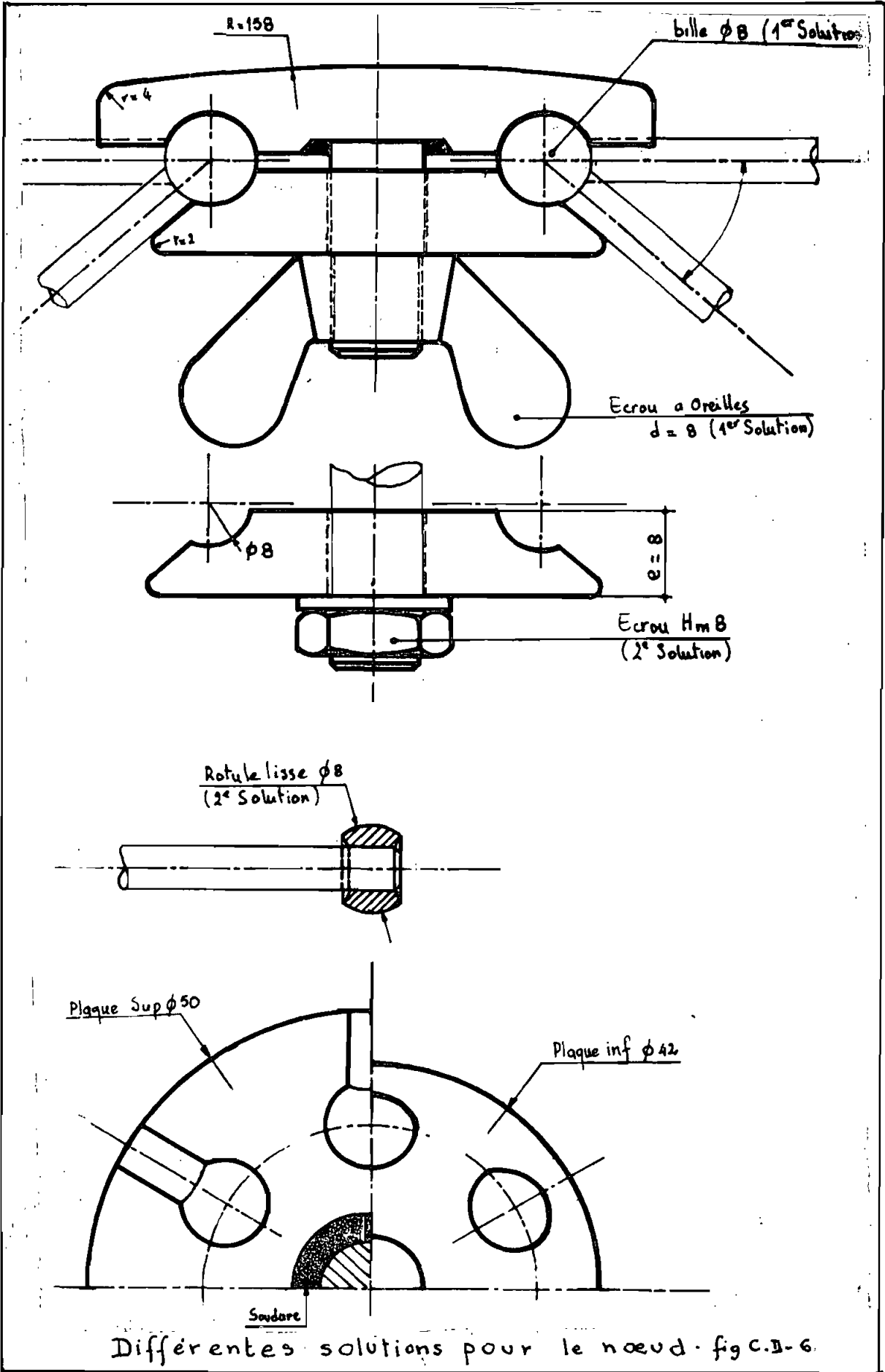
- un écrou à oreilles ( $\phi 8$ )

Ce dernier type d'écrou présente l'avantage d'un serrage sans clef donc plus rapide et plus pratique.

- une rondelle ressort conique statique pour éviter le desserrement de l'écrou même pour de fortes vibrations. Elle sera surtout utilisée dans le cas de l'écrou Hm

## II-5 Estimation du volume du nœud:

Les différentes parties de l'élément nœud ont été décomposées en des volumes plus simples pour le calcul des





# PARTIE E

## Evaluation économique

7

volumes de matériau à utiliser.

Plaque supérieure	11,421 cm <sup>3</sup>
Plaque inférieure	7,397 cm <sup>3</sup>
Ecrou Hm 8	0,702 cm <sup>3</sup>
Ecrou à oreilles	1,392 cm <sup>3</sup>
bille isolée	0,268 cm <sup>3</sup>
tige de liaison	0,603 cm <sup>3</sup>
rotule lisse	1,924 cm <sup>3</sup>

En comparant les avantages et les inconvénients des différents assemblages possibles, on retient la réalisation du nœud avec:

l'écrou à oreilles

les tiges de liaison à extrémités sphériques.

Soit un volume total de 27 cm<sup>3</sup> de matériau.

Le choix du matériau à utiliser devra être guidé par trois critères:

- critère de poids: en effet le coffrage réalisé devra être d'un poids acceptable, facile à manipuler par une équipe moyenne de cinq personnes.

- critère de durabilité: le matériau devra être d'une durée de vie relativement importante. Donc il doit être assez résistant face aux intempéries et aux chocs.

- critère économique: il faudra que le coffrage soit abordable du point de vue coût.

Cette année un prototype de nœud a déjà réalisé en zinc traik'. On pourrait essayer d'en réaliser en caoutchouc dur # A.B.S

En effet la matière plastique # A.B.S donnera certainement de meilleurs résultats car avec des déformations consécutives au serrage, des forces de frottement plus importantes seront développées au niveau des extrémités sphériques.

### III

## EXECUTION DES COUPOLES

Les coupôles en géobéton réalisées sont des structures autoportantes. Cette autoportance est obtenue grâce à une disposition adéquate des parpaings qui se supportent entre eux.

Les coupôles sont élevées sur des plans divers: carré, rectangulaires et dérivées de la sphère.

Sur le chantier de l'E.P.T., deux coupôles sans coffrage ont été réalisées. Mais l'approche pour arriver au plan circulaire qui les supporte a été différente. Quant à la coupôle avec coffrage récupérable, elle sera réalisée ultérieurement.

### III-1. Coupôle avec coffrage récupérable.

L'utilisation du coffrage conçu suppose la réalisation d'une ceinture. Avec la flèche maximale, tous les efforts induits par la coupôle arrivent verticalement sur les murs ou éléments porteurs.

En réduisant la flèche, la composante horizontale des forces de poussée de la coupôle augmente. Pour reprendre ces efforts, il faut mettre en place une ceinture qui peut être de différentes natures. Elle peut être en bois, comme dans le cas

de la cellule-test rectangulaire réalisée au cours de la première phase du projet, ou en béton armé comme c'est le cas pour la coupole du patio du bâtiment réalisé.

### III-2 Coupoles sans coffrage.

La réalisation des toitures en coupôles de terre sans coffrage date de très longtemps. Lorsque la coupole repose sur une base circulaire, elle est directement élevée sur une ceinture dimensionnée à cet effet ou sur les murs circulaires.

Dans le cas du bâtiment réalisé à l'École Polytechnique de Thies, la base circulaire est obtenue par la mise en place d'une poutre circulaire reposant monolithiquement sur huit (8) petits poteaux. Ces derniers constituent des appuis équidistants. Le dimensionnement d'une telle poutre et des poteaux est exposé en annexe.

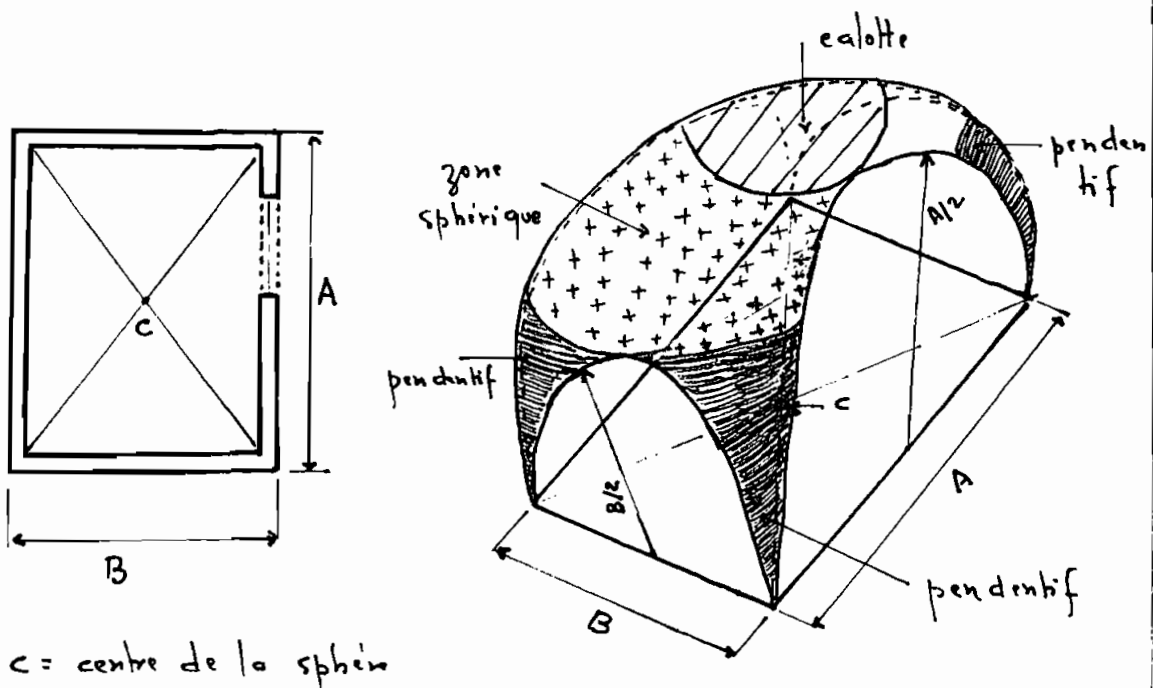
Quant à la deuxième coupole, elle est élevée sur un plan carré. Entre le plan carré et la base circulaire de la coupole, il existe une surface intermédiaire appelée pendentif. Le pendentif peut être en forme de trompe ou de triangle sphérique. Les deux systèmes permettent de déterminer des zones d'influence différentes.

La construction des pendentifs obéit à une procédure bien précise. Il faut d'abord

élever les murs jusqu'à une hauteur qui corres-  
pondra au centre des dômes et des arcs. Ces arcs  
sont réalisés sur les différentes faces de l'aire  
à couvrir avec un rayon défini.

L'intersection des deux arcs encadrant  
le coin considéré, avec une sphère ayant comme  
centre le point d'intersection des diagonales  
est le pendentif.

Il sera donc une sorte de triangle sphérique.



$C$  = centre de la sphère

[9]

fig. C-III 1

Une fois la construction des pendents terminée, et la base circulaire du dôme atteinte, la coupole proprement dite peut alors s'amorcer.

Les parpaings sont disposés de manière à ce qu'aucun glissement ne soit possible. Une pose précise des parpaings est obtenue grâce à un traçage-dôme ou rayon mobile, réalisé à l'aide d'un gabarit. Ce rayon mobile permet d'ajuster correctement les parpaings d'une assise qui devront être inclinés par rapport à l'horizontale, d'un angle inférieur de 10 à 15° à celui des différentes positions du rayon de la sphère.

Après trois (3) ou quatre (4) assises en couronne de parpaings, il faut laisser la structure sécher car elle devient lourde et avec l'inclinaison, si l'on continue de poser, on risque un décollement. Les parpaings sont séparés par des joints en mortier dont la composition suivante a été utilisée pour le dosage:

- 1 volume de sable latériteux (0,2mm)
- 2 volumes de sable de dune
- 2/3 volume de ciment.

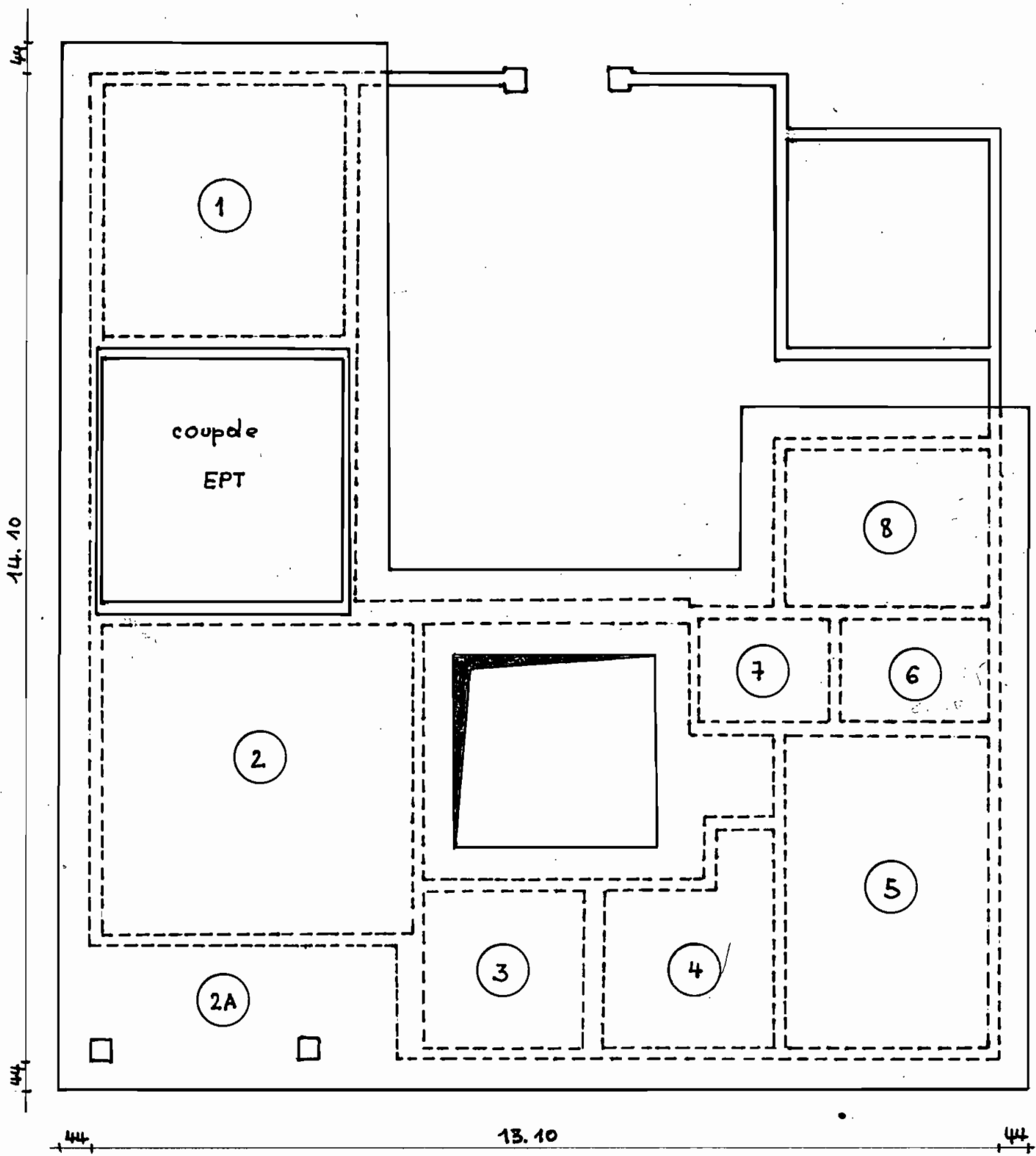
Pour colorer le mortier, on a utilisé de l'oxyde de fer en poudre disponible sur le marché. Ceci a permis d'obtenir pour la coupole une structure interne sans conduit et très jolie du point de vue esthétique.

Des essais de compression ont été réalisés sur ce mortier au laboratoire et les résultats suivants ont été obtenus:

échantillon n°1	1.36 MPa
échantillon n°2	1.44 MPa
échantillon n°3	1.20 MPa

La construction des coupoles peut être terminée par la mise en place d'un lanterneau ouvert, qui améliore ainsi la luminosité le jour.





VUE EN PLAN DE LA DALLE

articulé sur son contour (voir article B.7.1 [11])

On obtient les moments  $M_x = \rho_x p l_x^2$  et  $M_y = \rho_y M_x$ .

Les moments de flexion calculés ci-dessus sont ensuite ventilés en travée et sur appuis suivant les prescriptions de l'article A.8.2,32 du Document Technique Unifié [11]

Lorsqu'un appui est commun à deux panneaux, on retient le moment le plus grand, en valeur absolue, de ceux calculés pour les deux panneaux (p. 296 [6])

Les calculs sont faits à l'état limite ultime (E.L.U.), ensuite on vérifie à l'état limite de service (E.L.S.) en fissuration préjudiciable (limitation des contraintes dans les armatures tendues). L'état limite de déformation est aussi examiné en ce qui concerne l'évaluation des flèches.

Valeurs de  $\beta_1$ ,  $k$  et  $\rho_1$  en fonction de  $\mu_1$ 

$\mu_1$	$\beta_1$	$k$	$\rho_1$	$\mu_1$	$\beta_1$	$k$	$\rho_1$	$\mu_1$	$\beta_1$	$k$	$\rho_1$
0,5222	0,680	1,600	76,80	0,0394	0,770	0,148	5,12	0,0087	0,860	0,048	1,01
0,4498	0,682	1,382	65,95	0,0381	0,772	0,144	4,93	0,0084	0,862	0,047	0,97
0,3940	0,684	1,215	57,61	0,0368	0,774	0,140	4,76	0,0081	0,864	0,046	0,94
0,3498	0,686	1,082	51,00	0,0356	0,776	0,137	4,59	0,0078	0,866	0,045	0,90
0,3139	0,688	0,975	45,63	0,0344	0,778	0,133	4,43	0,0075	0,868	0,044	0,87
0,2842	0,690	0,886	41,19	0,0333	0,780	0,129	4,27	0,0072	0,870	0,043	0,83
0,2591	0,692	0,812	37,45	0,0322	0,782	0,126	4,12	0,0070	0,872	0,042	0,80
0,2377	0,694	0,746	34,26	0,0312	0,784	0,123	3,98	0,0067	0,874	0,041	0,77
0,2193	0,696	0,691	31,51	0,0302	0,786	0,120	3,84	0,0064	0,876	0,039	0,73
0,2032	0,698	0,642	29,11	0,0292	0,788	0,117	3,70	0,0061	0,878	0,038	0,70
0,1890	0,700	0,600	27,00	0,0282	0,790	0,114	3,58	0,0059	0,880	0,037	0,67
0,1764	0,702	0,562	25,13	0,0273	0,792	0,111	3,45	0,0057	0,882	0,037	0,65
0,1652	0,704	0,528	23,47	0,0265	0,794	0,108	3,33	0,0055	0,884	0,036	0,62
0,1551	0,706	0,498	21,97	0,0256	0,796	0,105	3,22	0,0052	0,886	0,035	0,59
0,1460	0,708	0,472	20,63	0,0248	0,798	0,103	3,11	0,0050	0,888	0,034	0,57
0,1378	0,710	0,446	19,41	0,0240	0,800	0,100	3,00	0,0048	0,890	0,033	0,54
0,1303	0,712	0,423	18,30	0,0232	0,802	0,097	2,90	0,0046	0,892	0,032	0,52
0,1233	0,714	0,403	17,28	0,0225	0,804	0,095	2,80	0,0044	0,894	0,031	0,49
0,1170	0,716	0,384	16,35	0,0218	0,806	0,093	2,70	0,0042	0,896	0,030	0,47
0,1112	0,718	0,366	15,49	0,0211	0,808	0,091	2,61	0,0040	0,898	0,029	0,45
0,1058	0,720	0,350	14,70	0,0204	0,810	0,088	2,52	0,0038	0,900	0,029	0,43
0,1008	0,722	0,335	13,97	0,0197	0,812	0,086	2,43	0,0034	0,905	0,027	0,38
0,0962	0,724	0,321	13,29	0,0191	0,814	0,084	2,35	0,0030	0,910	0,025	0,33
0,0919	0,726	0,308	12,65	0,0185	0,816	0,082	2,27	0,0026	0,915	0,023	0,29
0,0878	0,728	0,296	12,06	0,0179	0,818	0,080	2,19	0,0023	0,920	0,021	0,25
0,0840	0,730	0,284	11,51	0,0173	0,820	0,078	2,11	0,0020	0,925	0,019	0,22
0,0805	0,732	0,273	10,99	0,0168	0,822	0,076	2,04	0,0017	0,930	0,018	0,19
0,0771	0,734	0,263	10,51	0,0162	0,824	0,075	1,97	0,0015	0,935	0,016	0,16
0,0740	0,736	0,254	10,05	0,0157	0,826	0,073	1,90	0,0012	0,940	0,015	0,13
0,0710	0,738	0,245	9,62	0,0152	0,828	0,071	1,83	0,0010	0,945	0,013	0,11
0,0682	0,740	0,236	9,22	0,0147	0,830	0,069	1,77	0,0008	0,950	0,012	0,09
0,0656	0,742	0,228	8,84	0,0142	0,832	0,068	1,71	0,0007	0,955	0,010	0,07
0,0630	0,744	0,221	8,47	0,0137	0,834	0,066	1,65	0,0005	0,960	0,009	0,05
0,0606	0,746	0,214	8,13	0,0133	0,836	0,065	1,59	0,0004	0,965	0,008	0,04
0,0584	0,748	0,207	7,81	0,0128	0,838	0,063	1,53	0,0003	0,970	0,007	0,03
0,0562	0,750	0,200	7,50	0,0124	0,840	0,062	1,48	0,0002	0,975	0,005	0,02
0,0542	0,752	0,194	7,21	0,0120	0,842	0,060	1,42	0,0001	0,980	0,004	0,01
0,0522	0,754	0,188	6,93	0,0116	0,844	0,059	1,37	0,0000	0,990	0,002	0,00
0,0504	0,756	0,182	6,66	0,0112	0,846	0,057	1,32				
0,0486	0,758	0,177	6,41	0,0108	0,848	0,056	1,27				
0,0469	0,760	0,171	6,17	0,0104	0,850	0,055	1,23				
0,0453	0,762	0,166	5,94	0,0101	0,852	0,053	1,18				
0,0437	0,764	0,161	5,72	0,0097	0,854	0,052	1,14				
0,0422	0,766	0,157	5,51	0,0094	0,856	0,051	1,10				
0,0408	0,768	0,153	5,31	0,0090	0,858	0,049	1,05				

**DALLES RECTANGULAIRES UNIFORMEMENT CHARGÉES ARTICULÉES SUR LEUR CONTOUR**

Calcul des moments au centre

$$0.4 \leq \alpha = \frac{l_x}{l_y} \leq 1$$

$$M_x = \mu_x \cdot p \cdot l_x^2$$

$$M_y = \mu_y \cdot p \cdot l_y^2$$

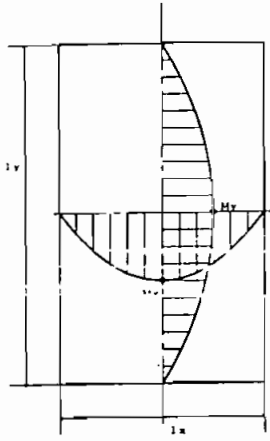


Fig. 2. — Dalle uniformément chargée : moments au centre.

$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$	E.L.U. $\gamma = 1.0$		E.L.S. $\gamma = 0.2$	
	$\mu_x$	$\mu_y$	$\mu_x$	$\mu_y$
0.40	0.1101	0.2500	0.1121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2500	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2500	0.0897	0.4462
0.59	0.0836	0.2500	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2500	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7933
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9533
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9684
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	1.0000

Edité par la Société d'Éléments de Bâtiement et des Travaux Publics (S.E.T.P.), 6 rue Paul Cailly, 75116 Paris  
 IMPRIMERIE DURAND: 21000 LILLYAN - Dépôt légal: 3<sup>e</sup> trimestre 1985 - Commission Paritaire n° 59 500  
 Ann. I.T.B.I.P., Le Directeur de publication: J.B. KHAMER

## II. Dimensionnement

### II.1 Charges de calcul

#### a) épaisseur de la dalle

Pour une dalle portant sur quatre côtés on peut prendre une épaisseur comprise entre  $\frac{1}{40}$  et  $\frac{1}{45}$  de la plus petite portée de la dalle (p. 218 [6])

La plus grande dalle est une dalle carrée de 4,5 m x 4,5 m

$$\text{Soient } h_1 = \frac{4500}{40} = 112,5 \text{ mm} \quad \text{et} \quad h_2 = \frac{4500}{45} = 100 \text{ mm.}$$

Nous avons pris une épaisseur de 120 mm et pour des raisons d'uniformité nous adopterons cette épaisseur pour toutes les autres dalles.

#### b) Charge d'exploitation

terrasse inaccessible : 1 kN/m<sup>2</sup>

#### c) Charges permanentes autre que le poids propre

Nous prenons une chape de 0,015 m d'épaisseur à 2200 kg/m<sup>3</sup>.

$$c = 0,015 \times 2200 \times 9,81 \cdot 10^{-3} = 0,324 \text{ kN/m}^2$$

#### d) Poids propre de la dalle

Soient  $\rho = 24,5 \text{ kN/m}^3$  et  $h = 0,12 \text{ m}$

$$w = 0,12 \times 24,5 = 2,94 \text{ kN/m}^2$$

e) Charges pondérées

A l'état limite ultime

$$p = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 (2,94 + 0,324) + 1,5 \times 1 = 5,91 \text{ kN/m}^2$$

A l'état limite de service

$$p = G + Q = 2,94 + 0,324 + 1 = 4,264 \approx 4,3 \text{ kN/m}^2$$

# PARTIE D

Dimensionnement de  
la dalle en béton armé

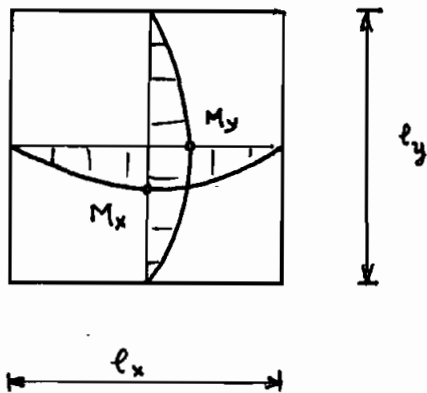
## II.2 Calcul des moments et des armatures

### a) Dalle 1

$$l_x = 3,5 \text{ m} \quad l_y = 3,55 \text{ m}$$

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3,5}{3,55} = 0,99$$

La dalle porte dans les deux sens et on considère qu'elle est articulée sur son contour sur quatre appuis simples. [10]



$$M_x = \mu_x p l_x^2$$

$$M_y = \mu_y M_x$$

$$\alpha = 0,99$$

$$\text{E.L.U. } (\nu = 0) \quad \mu_x = 0,0376 \quad \mu_y = 0,9771$$

$$\text{E.L.S. } (\nu = 0,2) \quad \mu_x = 0,0449 \quad \mu_y = 0,9847$$

Choisissons une bande de 1 m de largeur suivant x et y

$$\text{ELU : } p = 5,91 \text{ kN/m}^2 \times 1 \text{ m} = 5,91 \text{ kN/m}$$

$$\text{ELS : } p = 4,3 \text{ kN/m}^2 \times 1 \text{ m} = 4,3 \text{ kN/m}$$

à l'E.L.U. ( $\nu = 0$ )

$$M_x = \mu_x p l_x^2 = 0,0376 \times 5,91 \times (3,5)^2 = 2,72 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 2,72 \times 0,9771 = 2,66 \text{ kN}\cdot\text{m}$$



à l'E.L.S. ( $\nu = 0,2$ )

$$M_x = \mu_x p l_x^2 = 0,0449 \times 4,3 \times (3,5)^2 = 2,37 \text{ kN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 0,9847 \times 2,37 = 2,33 \text{ kN.m}$$

### Calcul de l'armature

Les armatures tendues d'une section rectangulaire soumise à un moment  $M$  peuvent être déterminées par les formules suivantes [6]

$$\mu = \frac{M}{\bar{\sigma}_b b d^2} \quad \text{d'où} \quad \alpha, \beta, 1000 \epsilon_s, \sigma_s$$

$$A = \frac{M}{\beta d \sigma_s}$$

$M$  en Nm,  $b$  et  $d$  en cm,  $\bar{\sigma}_b$  et  $\sigma_s$  en MPa,  $A$  en  $\text{cm}^2$

$\bar{\sigma}_b$  est la contrainte du béton dans la zone comprimée dans le cas d'une section rectangulaire.

$$\bar{\sigma}_b = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b} = 11,3 \text{ MPa} \quad f_{c28} = 20 \text{ MPa} \quad \gamma_b = 1,5 \quad \text{p43 [6]}$$

Pour des barres de 5mm et un enrobage de 15mm

$$d = 120 - 15 - 2,5 = 102,5 \text{ mm} = 10,25 \text{ cm}$$

à l'ELU ( $\nu = 0$ )

$$M_x = 2,72 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_x}{\bar{\sigma}_b b d^2} = \frac{2720}{11,3 \times 100 \times (10,25)^2} = 0,023$$

$$\gamma_s = 1,15 \quad \mu < \mu_e = 0,368 \quad \text{p. 32 [6]}$$

La section n'est donc armée que par des armatures de tension ( $\sigma_s = 452 \text{ MPa}$ )

$$\beta = 0,9885 \quad \text{p. 462 [6]}$$

$$A = \frac{M_x}{\beta d \sigma_s} = \frac{2720}{0,9885 \times 10,25 \times 452} = 0,59 \text{ cm}^2$$

Suivant y

$$d_y = 102,5 - \frac{5+5}{2} = 97,5 \text{ mm} = 9,75 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{2660}{11,3 \times 100 \times (9,75)^2} = 0,025 \quad \Leftrightarrow \beta = 0,9875$$

$$A = \frac{2660}{0,9875 \times 9,75 \times 452} = 0,61 \text{ cm}^2$$

à l'E.L.S. ( $\bar{\nu} = 0,2$ )  $M_x = 2,37 \text{ kN.m}$

La section ne comporte que des armatures tendues et la fissuration est préjudiciable.  $\bar{\sigma}_s = 150 \text{ MPa}$  p. 267 [6]

$$\mu_1 = \frac{M}{b d^2 \bar{\sigma}_s} \quad \text{p. 251 [6]}$$

$$\mu_1 = \frac{2370}{100 \times (10,25)^2 \times 150} = 0,0015$$

$$\beta_1 = 0,935 \quad k = 0,016 \quad \rho_1 = 0,16 \quad \text{p. 252 [6]}$$

$$\sigma_b = k \bar{\sigma}_s = 0,016 \times 150 = 2,4 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b^{-1} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 20 = 12 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 2,4 < \sigma_b^{-1} = 12 \quad (\text{pas d'armatures de compression})$$

La section des armatures tendues est donnée par  $A = \frac{M}{\beta_1 d \bar{\sigma}_s}$

$$A = \frac{2370}{0,935 \times 10,25 \times 150} = 1,65 \text{ cm}^2$$

Suivant y  $\mu_1 = 0,0016$  pour  $d_y = 9,75 \text{ cm} \Rightarrow \beta_1 = 0,9325$

$$A = \frac{2330}{0,9325 \times 9,75 \times 150} = 1,71 \text{ cm}^2$$

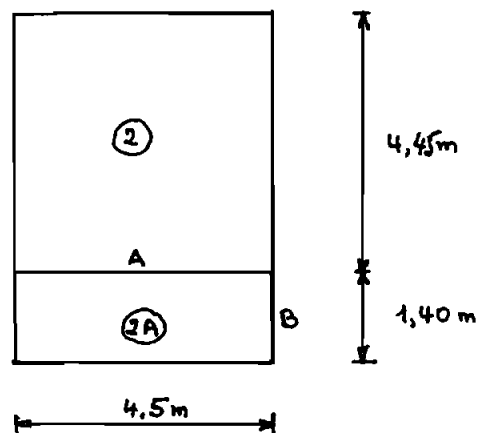
. ELU ( $\dot{v}=0$ )

	x	y
$\mu$	0,0376	0,9771
M (kN.m)	2,72	2,66
$\rho_{calculé}$	0,023	0,025
$\beta$	0,9885	0,9875
A (cm <sup>2</sup> )	0,59	0,61

. ELS ( $\gamma = 0,2$ )

	x	y
$\rho$	0,0449	0,9847
M (kN.m)	2,37	2,33
$\rho_1$	0,0015	0,0016
$\beta_1$	0,935	0,9325
A (cm <sup>2</sup> )	1,65	1,71

b) Dalles 2 et 2A



. Dalle 2

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{4,45}{4,5} = 0,99 \Rightarrow \text{la dalle porte dans deux directions}$$

. ELU ( $\gamma=0$ )

	x	y
$\rho$	0,0376	0,9771
M (kN.m)	4,40	4,30
$\rho_{calculé}$	0,037	0,040
$\beta$	0,9815	0,980
A (cm <sup>2</sup> )	0,97	1,0

. ELS ( $\gamma=0,2$ ) : fissuration préjudiciable

	x	y
$\rho$	0,0449	0,9847
M (kN.m)	3,82	3,76
$\rho_1$	0,0024	0,0026
$\beta_1$	0,918	0,915
A (cm <sup>2</sup> )	2,71	2,87

$$\beta_1 = 0,918 \quad k = 0,022$$

$$\sigma_b = k \bar{\sigma}_s = 0,022 \times 150 = 3,3 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b^{-1} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 20 = 12 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 3,3 \text{ MPa} < \sigma_b^{-1} = 12 \text{ MPa} \quad (\text{pas d'armatures de compression})$$

### Dalle 2A

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1,4}{4,5} = 0,31 < 0,4 \quad , \quad \text{elle porte dans un sens.}$$

Moment pour la dalle sur appuis libres  $M_0$

$$M_0 = \frac{\uparrow l_x^2}{8} = \frac{5,91 \times (1,4)^2}{8} = 1,45 \text{ kN.m}$$

Moment sur appui B

$$\text{ELU} : M_a = -0,5 \times 1,45 = -0,725 \text{ kN.m}$$

$$\text{ELS} : M_a = -0,5 \times \frac{4,3 \times (1,4)^2}{8} = -0,527 \text{ kN.m}$$

Moment sur appui A provenant de la dalle 2

$$\text{ELU} : M_a = -0,4 M_x = -0,4 \times 4,40 = -1,76 \text{ kN.m}$$

$$\text{ELS} : M_a = -0,4 M_x = -0,4 \times 3,82 = -1,53 \text{ kN.m}$$

### a) Moments en travée de la dalle 2A

$$\text{ELU} : M_t = 1,45 \text{ kN.m}$$

$$\text{ELS} : M_t = 1,054 \text{ kN.m}$$

### b) Armature

$$\text{ELU} : M_t = 1450 \text{ N.m} \Rightarrow \mu = 0,012 \quad \text{et} \quad \beta = 0,994$$

$$A = \frac{M}{\beta d \sigma_s} = \frac{1450}{0,994 \times 10,25 \times 452} = 0,31 \text{ cm}^2$$

. ELS :  $M_t = 1054 \text{ Nm}$  fissuration préjudiciable

$$\mu_1 = 0,0007 \Rightarrow \beta_1 = 0,955 \quad k = 0,01$$

$$A = \frac{M}{\beta_1 d \bar{\sigma}_s} = \frac{1054}{0,955 \times 10,25 \times 150} = 0,72 \text{ cm}^2$$

c) Armature sur appui A

. ELU :  $M = 1760 \text{ N.m}$  Barres HA type 1 FE40  $\phi 6$

$$d = 120 - 15 - 3 = 102 \text{ mm}$$

$$\mu_2 = 0,392 \quad \text{si } \mu \leq 0,392 \quad \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M}{\sigma_b b d^2} = \frac{1760}{11,3 \times 100 \times (10,2)^2} = 0,015 \Rightarrow \beta = 0,9925$$

$$A = \frac{M}{\beta d \bar{\sigma}_s} = \frac{1760}{0,9925 \times 10,2 \times 348} = 0,5 \text{ cm}^2$$

. ELS :

$$M = 1540 \text{ N.m} \quad \bar{\sigma}_s = 240 \text{ MPa} \quad \text{p. 267 [6]}$$

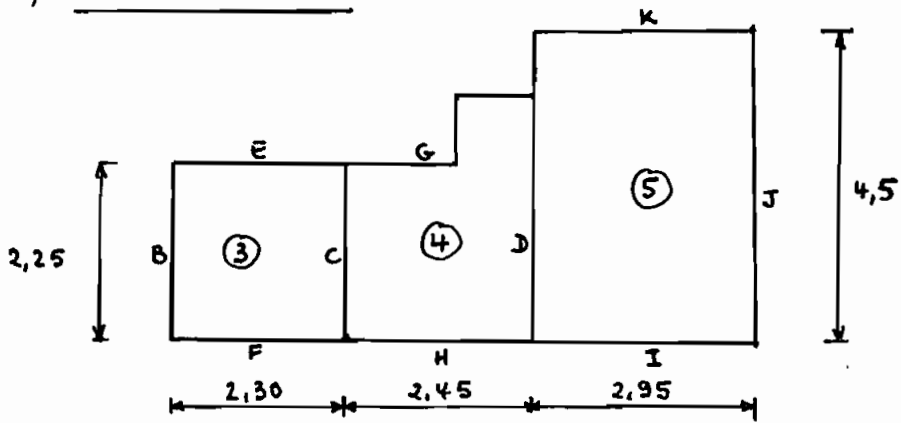
$$\mu_1 = \frac{M}{b d^2 \bar{\sigma}_s} = \frac{1530}{100 \times (10,2)^2 \times 240} = 0,0006$$

$$\beta_1 = 0,9575 \quad k = 0,0095$$

$$\sigma_b = k \bar{\sigma}_s = 0,0095 \times 240 = 2,28 < \sigma_b^{-1} = 12 \text{ MPa}$$

$$A = \frac{M}{\beta_1 d \bar{\sigma}_s} = \frac{1530}{0,9575 \times 10,2 \times 240} = 0,65 \text{ cm}^2$$

c) Dalles 3, 4 et 5



. Dalle 3 :  $l_x = 2,25$      $l_y = 2,30$      $\Rightarrow \alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{2,25}{2,3} = 0,98$

ELU ( $\nu = 0$ )

	x	y
$\nu$	0,0384	0,9545
M (kN.m)	1,15	1,10

$$M_{Bc} = 0,85 M_y = 0,85 \times 1,10 = 0,935 \text{ kN.m}$$

$$M_{EF} = M_x = 1,15 \text{ kN.m}$$

$$M_B = -0,3 M_x = -0,3 \times 1,15 = -0,345 \text{ kN.m}$$

$$M_c = -0,5 M_x = -0,5 \times 1,15 = -0,575 \text{ kN.m}$$



ELS ( $\gamma = 0,2$ )

	x	y
$\rho$	0,0457	0,9694
M (kN.m)	0,99	0,96

$$M_{BC} = 0,85 M_y = 0,85 \times 0,96 = 0,816 \text{ kN.m}$$

$$M_{EF} = M_x = 0,99 \text{ kN.m}$$

$$M_B = -0,3 M_x = -0,3 \times 0,99 = -0,297 \text{ kN.m}$$

$$M_C = -0,5 M_x = -0,5 \times 0,99 = -0,495 \text{ kN.m}$$

Dalle 4

$$l_x = 2,25 \text{ m} \quad l_y = 2,45 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad \alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{2,25}{2,45} = 0,92$$

ELU ( $\gamma = 0$ )

	x	y
$\rho$	0,0437	0,8251
M (kN.m)	1,31	1,08

$$M_{CD} = 0,75 M_y = 0,75 \times 1,08 = 0,81 \text{ kN.m}$$

$$M_{GH} = M_x = 1,31 \text{ kN.m}$$

$$M_C = -0,5 M_x = -0,5 \times 1,31 = -0,655 \text{ kN.m}$$

$$M_D = -0,5 M_x = -0,655 \text{ kN.m}$$

ELS ( $\bar{\nu} = 0,2$ )

	x	y
$\rho$	0,0509	0,8799
M (kN.m)	1,11	0,97

$$M_{CD} = 0,75 M_y = 0,75 \times 0,97 = 0,7275 \approx 0,73 \text{ kN.m}$$

$$M_{GH} = M_x = 1,11 \text{ kN.m}$$

$$M_C = -0,5 M_x = -0,5 \times 1,11 = -0,555 \approx -0,56 \text{ kN.m}$$

$$M_D = -0,5 M_x = -0,56 \text{ kN.m}$$

. Dalle 5

$$l_x = 2,95 \text{ m} \quad l_y = 4,50 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad \alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{2,95}{4,50} = 0,66$$

ELU ( $\bar{\nu} = 0$ )

	x	y
$\rho$	0,0737	0,3753
M (kN.m)	3,79	1,42

$$M_{DJ} = M_x = 3,79 \text{ kN.m}$$

$$M_{KI} = M_y = 1,42 \text{ kN.m}$$

$$M_K = M_D = -0,5 M_x = -1,90 \text{ kN.m}$$

ELS ( $\gamma=0,2$ )

	x	y
p	0,0792	0,5351
M (kN.m)	2,96	1,59

$$M_{DJ} = M_x = 2,96 \text{ kN.m}$$

$$M_{KI} = M_y = 1,59 \text{ kN.m}$$

$$M_D = -0,5 M_x = -1,48 \text{ kN.m}$$

$$M_K = -0,5 M_x = -1,48 \text{ kN.m}$$

Moments à prendre en compte : en travée

	<u>ELU (<math>\gamma=0</math>)</u>	<u>ELS (<math>\gamma=0,2</math>)</u>
Dalle ③	1,15 kN.m	0,99 kN.m
Dalle ④	1,31 kN.m	1,11 kN.m
Dalle ⑤	3,79 kN.m	2,96 kN.m

<u>Appuis</u>	<u>M<sub>ELU</sub> (kN.m)</u>	<u>M<sub>ELS</sub> (kN.m)</u>
B	-0,725	-0,527
C	-0,66	-0,56
D	-1,90	-1,48
K	-1,90	-1,48

Balcul des armatures : suivant  $e_x$  ( $d_x = 10,25 \text{ cm}$ )

Dalle 3

<u>ELU</u> :	$M_t = 1,15 \text{ kN.m}$	$\mu = 0,0097$	$\beta = 0,9952$	$A_s = 0,25 \text{ cm}^2$
<u>ELS</u> :	$M_t = 0,99 \text{ kN.m}$	$\mu_1 = 0,0006$	$\beta_1 = 0,9575$	$A_s = 0,67 \text{ cm}^2$

Dalle 4

<u>ELU</u> :	$M_t = 1,31 \text{ kN.m}$	$\mu = 0,011$	$\beta = 0,9945$	$A_s = 0,28 \text{ cm}^2$
<u>ELS</u> :	$M_t = 1,11 \text{ kN.m}$	$\mu_1 = 0,0007$	$\beta_1 = 0,955$	$A_s = 0,76 \text{ cm}^2$

Dalle 5

<u>ELU</u> :	$M_t = 3,79 \text{ kN.m}$	$\mu = 0,032$	$\beta = 0,984$	$A_s = 0,83 \text{ cm}^2$
<u>ELS</u> :	$M_t = 2,96 \text{ kN.m}$	$\mu_1 = 0,0019$	$\beta_1 = 0,927$	$A_s = 2,08 \text{ cm}^2$

Appuis : Barres HA type 1 FE40  $\phi 6 \text{ mm}$   $d = 10,2 \text{ cm}$   
 $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$   $\bar{\sigma}_s = 240 \text{ MPa}$

Appui B :

<u>ELU</u> :	$M_a = -0,725 \text{ kN.m}$	$\mu = 0,006$	$\beta = 0,997$	$A_s = 0,20 \text{ cm}^2$
<u>ELS</u> :	$M_a = -0,527 \text{ kN.m}$	$\mu_1 = 0,0002$	$\beta_1 = 0,975$	$A_s = 0,22 \text{ cm}^2$

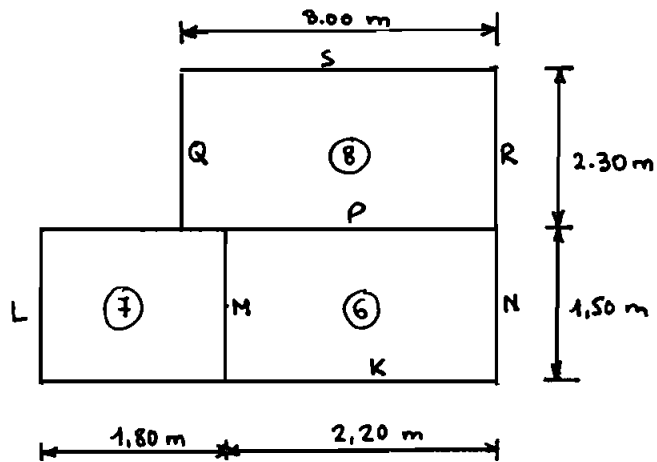
Appui C :

<u>ELU</u> :	$M_a = -0,66 \text{ kN.m}$	$\mu = 0,006$	$\beta = 0,997$	$A_s = 0,19 \text{ cm}^2$
<u>ELS</u> :	$M_a = -0,56 \text{ kN.m}$	$\mu_1 = 0,0002$	$\beta_1 = 0,975$	$A_s = 0,23 \text{ cm}^2$

Appui D et K

<u>ELU</u> :	$M_a = -1,90 \text{ kNm}$	$\mu = 0,016$	$\beta = 0,992$	$A_s = 0,54 \text{ cm}^2$
<u>ELS</u> :	$M_a = -1,48 \text{ kNm}$	$\mu_1 = 0,0006$	$\beta_1 = 0,9575$	$A_s = 0,63 \text{ cm}^2$

d) Dalles 6, 7 et 8



. Dalle 6

$$l_x = 1,50 \text{ m} \quad l_y = 2,20 \text{ m} \quad \alpha = \frac{l_x}{l_y} = 0,68$$

ELU ( $v=0$ )

	x	y
p	0,0710	0,4034
M (kN.m)	0,94	0,38

$$M_{PK} = 0,85 M_x = 0,85 \times 0,94 = 0,80 \text{ kN.m}$$

$$M_{MN} = M_y = 0,38 \text{ kN.m}$$

$$M_M = -0,5 M_x = -0,5 \times 0,94 = -0,47 \text{ kN.m}$$

$$M_P = -0,5 M_y = -0,5 \times 0,38 = -0,19 \text{ kN.m}$$

ELS ( $\nu=0,2$ )

	x	y
p	0,0767	0,5584
M (kN.m)	0,74	0,42

$$M_{PK} = 0,85 M_x = 0,85 \times 0,74 = 0,63 \text{ kN.m}$$

$$M_{MN} = M_y = 0,42 \text{ kN.m}$$

$$M_M = -0,5 M_x = -0,5 \times 0,74 = -0,37 \text{ kN.m}$$

$$M_p = -0,5 M_x = -0,5 \times 0,74 = -0,37 \text{ kN.m}$$

Dalle F:

$$l_x = 1,50 \text{ m} \quad l_y = 1,80 \text{ m} \quad \alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1,5}{1,8} = 0,83$$

ELU ( $\nu=0$ )

	x	y
p	0,0528	0,6494
M (kN.m)	0,70	0,46

$$M_{OK} = M_x = 0,70 \text{ kN.m}$$

$$M_{LM} = M_y = 0,46 \text{ kN.m}$$

$$M_M = -0,5 M_x = -0,5 \times 0,70 = -0,35 \text{ kN.m}$$

ELS ( $\nu = 0,2$ )

	x	y
p	0,0596	0,7518
M (kNm)	0,58	0,43

$$M_{OK} = M_x = 0,58 \text{ kN.m}$$

$$M_{LM} = M_y = 0,43 \text{ kN.m}$$

$$M_M = -0,5 M_x = -0,5 \times 0,58 = -0,29 \text{ kN.m}$$

Dalle 8

$$l_x = 2,30 \text{ m} \quad l_y = 3,0 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad \alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{2,3}{3,0} = 0,77$$

ELU ( $\nu = 0$ )

	x	y
p	0,0596	0,544
M (kN.m)	1,86	1,01

$$M_{PS} = M_x = 1,86 \text{ kN.m}$$

$$M_{QR} = M_y = 1,01 \text{ kN.m}$$

$$M_p = -0,5 M_x = -0,5 \times 1,86 = -0,93 \text{ kN.m}$$

ELS ( $\gamma=0,2$ )

	$x$	$y$
$p$	0,0661	0,6710
$M(kN.m)$	1,5	1,0

$$M_{ps} = M_x = 1,5 \text{ kN.m}$$

$$M_{QR} = M_y = 1,0 \text{ kN.m}$$

$$M_p = -0,5 M_x = -0,5 \times 1,5 = -0,75 \text{ kN.m}$$

Moments à prendre en compte en travée

<u>Dalles</u>	<u>ELU (kN.m)</u>	<u>ELS (kN.m)</u>
6	0,80	0,63
7	0,70	0,58
8	1,86	1,5

<u>Appuis</u>	<u>ELU (kN.m)</u>	<u>ELS (kN.m)</u>
M	-0,47	-0,37
P	-0,93	-0,75



Calcul des armatures : suivant  $l_x$  ( $d_x = 10,25 \text{ cm}$ )

Dalle 6

<u>ELU</u> :	$M_t = 0,80 \text{ kN.m}$	$\mu = 0,007$	$\beta = 0,9965$	$A_s = 0,17 \text{ cm}^2$
<u>ELS</u> :	$M_t = 0,63 \text{ kN.m}$	$\mu_1 = 0,0004$	$\beta_1 = 0,965$	$A_s = 0,42 \text{ cm}^2$

Dalle 7

<u>ELU</u> :	$M_t = 0,70 \text{ kN.m}$	$\mu = 0,006$	$\beta = 0,997$	$A_s = 0,15 \text{ cm}^2$
<u>ELS</u> :	$M_t = 0,58 \text{ kN.m}$	$\mu_1 = 0,0004$	$\beta_1 = 0,965$	$A_s = 0,39 \text{ cm}^2$

Dalle 8

<u>ELU</u> :	$M_t = 1,86 \text{ kN.m}$	$\mu = 0,016$	$\beta = 0,992$	$A_s = 0,40 \text{ cm}^2$
<u>ELS</u> :	$M_t = 1,5 \text{ kN.m}$	$\mu_1 = 0,00095$	$\beta_1 = 0,946$	$A_s = 1,03 \text{ cm}^2$

Appuis : Barres HA type 1 FE40  $\phi 6 \text{ mm}$   $d = 10,2 \text{ cm}$   
 $\bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$   $\bar{\sigma}_s = 240 \text{ MPa}$

Appui M

<u>ELU</u> :	$M_a = -0,47 \text{ kN.m}$	$\mu = 0,004$	$\beta = 0,998$	$A_s = 0,13 \text{ cm}^2$
<u>ELS</u> :	$M_a = -0,37 \text{ kN.m}$	$\mu_1 = 0,00015$	$\beta_1 = 0,9775$	$A_s = 0,15 \text{ cm}^2$

Appui P

<u>ELU</u> :	$M_a = -0,93 \text{ kN.m}$	$\mu = 0,008$	$\beta = 0,996$	$A_s = 0,26 \text{ cm}^2$
<u>ELS</u> :	$M_a = -0,75 \text{ kN.m}$	$\mu_1 = 0,0003$	$\beta_1 = 0,970$	$A_s = 0,31 \text{ cm}^2$

### Sections d'acier minimales

- dans la direction  $l_y$

$$A_s \geq f_o b h_o = 0,0006 \times 100 \times 12 = 0,72 \text{ cm}^2$$

- dans la direction  $l_x$

$$A_s \geq \frac{3-\alpha}{2} f_o b h_o = 0,72 \left( \frac{3-\alpha}{2} \right) \text{ cm}^2$$

$$\text{avec } \alpha = \frac{l_x}{l_y} \quad (\alpha \leq 1)$$

On obtient les valeurs suivantes

<u>Dalles</u>	<u><math>\alpha</math></u>	<u><math>0,72 \left( \frac{3-\alpha}{2} \right)</math> (en <math>\text{cm}^2</math>)</u>
1	0,99	0,72
2	0,99	0,72
2A	0,31	0,97
3	0,98	0,73
4	0,92	0,75
5	0,66	0,84
6	0,68	0,84
7	0,83	0,78
8	0,77	0,80

Les sections d'acier nécessaires sont données dans le tableau récapitulatif de la page suivante.

### Récapitulatif

Les sections d'acier sont données par unité de largeur

Dalle no.	$\alpha$	$A_s$ en travée ( $\text{cm}^2$ ) suivant $l_x$	$A_s$ en travée ( $\text{cm}^2$ ) suivant $l_y$
1	0,99	1,65	1,71
2	0,99	2,71	2,81
2A	0,31	0,97	0,72
3	0,98	0,73	0,72
4	0,92	0,76	0,72
5	0,66	2,08	1,15
6	0,68	0,84	0,72
7	0,83	0,78	0,72
8	0,77	1,03	0,72

Appuis

Les sections d'acier et le nombre de barres sont donnés par unité de largeur

Appui no.	A (cm <sup>2</sup> )	Nombre de barres
A	0,65	3
B	0,22	1
C	0,23	1
D	0,63	3
K	0,63	3
M	0,15	1
P	0,31	2

Acier HA type 1    FE40     $\phi$  6mm

## Longueur des chapeaux sur appuis (p. 234 [6])

La longueur des chapeaux à partir du nu des appuis est au moins égale :

- à  $\frac{1}{5}$  de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui n'appartenant pas à une travée de rive.

- à  $\frac{1}{4}$  de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré si c'est un appui appartenant à une travée de rive.

$$\text{Appui A} : \frac{1}{4} \times 4,5 \text{ m} = 1,125 \approx 1,15 \text{ m}$$

$$\text{Appui B} : \frac{1}{4} \times 2,3 \text{ m} = 0,575 \approx 0,6 \text{ m}$$

$$\text{Appui C} : \frac{1}{5} \times 2,45 \text{ m} = 0,5 \text{ m}$$

$$\text{Appui D} : \frac{1}{5} \times 4,5 \text{ m} = 0,90 \text{ m} \approx 1,0 \text{ m}$$

$$\text{Appui K} : \frac{1}{5} \times 4,5 \text{ m} = 1,0 \text{ m}$$

$$\text{Appui M} : \frac{1}{4} \times 2,20 \text{ m} = 0,55 \text{ m}$$

$$\text{Appui P} : \frac{1}{4} \times 3 \text{ m} = 0,75 \text{ m}$$

### III. Etat limite de déformation. Evaluation des flèches

Selon l'article B.7.5 du document technique unifié (D.T.U.) [11], on peut admettre qu'il n'est pas indispensable de calculer les flèches, pour des dalles rectangulaires appuyées sur leurs quatre cotés, si les conditions suivantes sont réalisées

$$\frac{f_t}{l_x} \geq \frac{1}{20} \cdot \frac{M_t}{M_x} \qquad \frac{A}{bd} \leq \frac{2}{f_c} \quad (f_c \text{ en MPa})$$

$M_x$  : moment maximal en travée par bande de largeur unité, dans le sens  $l_x$ , lorsque la dalle est supposée reposer librement sur ses appuis ( $M_x > M_y$ )

$M_t$  : moment en travée par bande de largeur unité, dans le sens  $l_x$ , compte tenu des effets d'encastrement ou de continuité ( $M_t \geq 0,75 M_x$ )

$A$  : section des armatures tendues par bande de largeur  $b$   
( $b = 100 \text{ cm}$ )

S'il s'avère nécessaire de calculer les flèches, on utilisera les formules suivantes

$$f_i = \frac{M l^2}{9 E_i I_{fi}}$$

$$f_v = \frac{M l^2}{9 E_v I_{fv}}$$

$f_i$  : flèche maximale sous charges de faible durée d'application

$f_v$  : flèche maximale sous charges de longue durée d'application

$$I_{f_i} = \frac{I_0}{1 + \lambda_i \mu}$$

$$I_{f_v} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu}$$

$I_f$  : moment d'inertie fictif

$I_0$  : moment d'inertie de la section totale, rendue homogène avec  $n=15$ , par rapport à l'axe passant par le centre de gravité de cette section,  $n = \frac{E_{acier}}{E_{béton}}$

$$\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{(2 + 3 \frac{b_0}{b}) \rho}$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{(2 + 3 \frac{b_0}{b}) \rho} = \frac{2}{5} \lambda_i$$

Dans notre cas  $b_0 = b \Rightarrow \frac{b_0}{b} = 1$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}} \quad \text{si } \mu < 0 \text{ on prend } \mu = 0$$

a) Dalle 1

$$l_x = l_y = 3,5 \text{ m} \quad h = 12 \text{ cm} \quad M_t = M_x$$

$$\Rightarrow \frac{h}{l_x} = \frac{0,12}{3,5} = 0,03 < \frac{1}{20} = 0,05$$

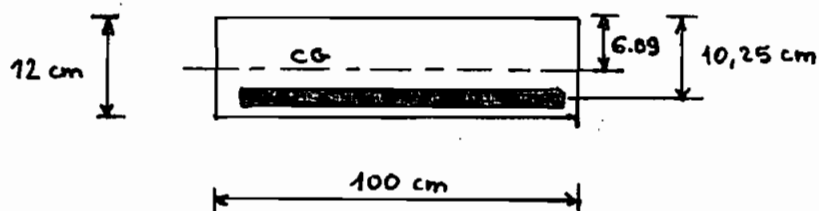
Si une des conditions n'étant pas vérifiée, on procède au calcul de la flèche

$$G = 3,3 \text{ kN/m} \quad Q = 1 \text{ kN/m} \quad f_{t28} = 1,80 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,00$$

$$M_{Gx} = 0,0449 \times 3,3 \times (3,5)^2 = 1,82 \text{ kN.m}$$

$$M_{Qx} = 0,0449 \times 1 \times (3,5)^2 = 0,55 \text{ kN.m}$$



$$A_s = 1,71 \text{ cm}^2$$

Centre de gravité

par rapport à l'arête supérieure

$$\frac{100 \times 12 \times 6 + 15 \times 1,71 \times 10,25}{100 \times 12 + 15 \times 1,71} = 6,09 \text{ cm}$$

$$I_o = \frac{100 \times (12)^3}{12} + 100 \times 12 \times (6,09 - 6)^2 + 15 \times 1,71 \times (10,25 - 6,09)^2$$

$$I_o = 14855 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A}{bd} = \frac{1,71}{100 \times 10,25} = 0,0017 \Rightarrow \rho_1 = 0,17 \quad \beta_1 = 0,933$$



$$\sigma_s = \frac{M}{\beta_1 d A} = \frac{2320}{0,933 \times 10,25 \times 1,70} = 142 \text{ MPa}$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 1,8}{4 \times 0,0017 \times 142 - 1,8} = -0,139$$

$$\Rightarrow \mu = 0 \quad \text{d'où} \quad I_f = I_0$$

Les charges permanentes  $G$  étant par définition de longue durée et les charges d'exploitation  $Q$  de courte durée, la flèche totale sera

$$f_t = f_{gv} + f_{qi}$$

$$E_v = 3700 f_{cj}^{1/3} = 3700 \times (20)^{1/3} = 10.045 \text{ MPa}$$

$$E_i = 11000 f_{cj}^{1/3} \text{ à 1 jour}$$

$$f_{cj} = 0,685 f_{c28} \log(j+1) = 0,685 \times 20 \times \log 2 = 4,1$$

$$E_i = 11000 \times (4,1)^{1/3} = 17605 \text{ MPa}$$

$$f_{gv} = \frac{M_g l^2}{9 E_v I_0} = \frac{1,78 \times (3,5)^2 \cdot 10^7}{9 \times 10045 \times 14855} = 0,16 \text{ cm}$$

$$f_{qi} = \frac{M_q l^2}{9 E_i I_0} = \frac{0,54 \times (3,5)^2 \cdot 10^7}{9 \times 17605 \times 14855} = 0,028 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow f_t = 0,16 + 0,028 = 0,188 \approx 0,19 \text{ cm}$$

$$l < 5 \text{ m} \quad f_t < \frac{l}{500} = 0,002 l = 0,002 \times 350 = 0,70 \text{ cm} \quad \text{ok!}$$

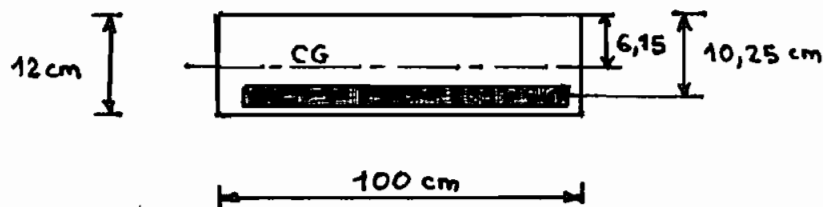
b) Dalle 2  $l_x = 4,45\text{m}$   $M_t = M_x$   $\alpha = 1,0$

$$\frac{h}{l_x} = \frac{0,12}{4,45} = 0,027 < \frac{1}{20} = 0,05$$

Il faut calculer la flèche

$$M_{G_x} = 0,0449 \times 3,3 \times (4,45)^2 = 2,93 \text{ kNm}$$

$$M_{Q_x} = 0,0449 \times 1 \times (4,45)^2 = 0,89 \text{ kNm}$$



$$A_s = 2,81 \text{ cm}^2$$

Centre de gravité

par rapport à l'arête supérieure

$$\frac{100 \times 12 \times 6 + 15 \times 2,81 \times 10,25}{100 \times 12 + 15 \times 2,81} = 6,14 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{100 \times (12)^3}{12} + 100 \times 12 \times (6,14 - 6)^2 + 15 \times 2,81 \times (10,25 - 6,14)^2$$

$$I_0 = 15135 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A}{bd} = \frac{2,81}{100 \times 10,25} = 0,0027 \Rightarrow \rho_1 = 0,27 \quad \beta_1 = 0,9125$$

$$\sigma_s = \frac{M}{\beta_1 d A} = \frac{3820}{0,9125 \times 10,25 \times 2,81} = 145 \text{ MPa}$$

$$\rho = 1 - \frac{1,75 \times 1,80}{4 \times 0,0027 \times 145 + 1,8} = 0,064$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{5\varphi} = \frac{0,05 \times 1,8}{5 \times 0,0027} = 6,67$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = 2,67$$

$$I_{f_i} = \frac{I_o}{1 + \lambda_i \mu} = \frac{15135}{1 + 6,67 \times 0,064} = 10610 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_v} = \frac{I_o}{1 + \lambda_v \mu} = \frac{15135}{1 + 2,67 \times 0,064} = 12930 \text{ cm}^4$$

$$f_{g_v} = \frac{M_g \ell^2}{9 E_v I_{f_v}} = \frac{2,93 \times (4,45)^2 \cdot 10^7}{9 \times 10045 \times 12930} = 0,50 \text{ cm}$$

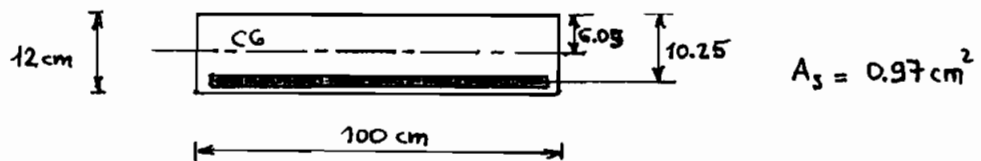
$$f_{g_i} = \frac{M_g \ell^2}{9 E_i I_{f_i}} = \frac{0,89 \times (4,45)^2 \cdot 10^7}{9 \times 17605 \times 10610} = 0,10 \text{ cm}$$

$$f_t = 0,50 + 0,10 = 0,60 \text{ cm} < 0,002 \times 445 = 0,89 \text{ cm} \quad \text{ok!}$$

c/ Dalle 2A : elle porte dans un sens ( $\ell_x = 1,40 \text{ m}$ )

$$M_{G_x} = 0,125 \times 3,3 \times (1,4)^2 = 0,81 \text{ kN.m}$$

$$M_{Q_x} = 0,125 \times 1 \times (1,4)^2 = 0,245 \text{ kN.m}$$



Centre de gravité : par rapport à l'arête supérieure

$$\frac{100 \times 12 \times 6 + 15 \times 0,97 \times 10,25}{12 \times 100 + 15 \times 0,97} = 6,05 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{100 \times (12)^3}{12} + 100 \times 12 \times (6,05 - 6)^2 + 15 \times 0,97 \times (10,25 - 6,05)^2$$

$$I_0 = 14660 \text{ cm}^4$$

$$\beta = \frac{0,97}{100 \times 10,25} = 0,0009 \Rightarrow \beta_1 = 0,09 \text{ et } \beta_2 = 0,95$$

$$\sigma_s = \frac{1055}{0,95 \times 10,25 \times 0,97} = 112 \text{ MPa}$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \times 1,8}{4 \times 0,0009 \times 112 + 1,8} = -0,43 < 0 \Rightarrow \mu = 0$$

$$\text{d'où } I_f = I_0$$

$$f_t = \frac{M_q l^2}{9 E_v I_0} + \frac{M_q l^2}{9 E_i I_0} = \frac{0,81 \times (1,4)^2 \cdot 10^7}{9 \times 10045 \times 14660} + \frac{0,245 \times (1,4)^2 \cdot 10^7}{9 \times 17605 \times 14660}$$

$$f_t = 0,012 + 0,002 = 0,014 \text{ cm} < 0,002 \times 140 = 0,28 \text{ cm} \quad \text{OK!}$$

$$\text{d) Dalle 3 : } l_x = 2,25 \text{ m} \quad l_y = 2,30 \text{ m} \quad M_t = M_x$$

$$\frac{h}{l_x} = \frac{0,12}{2,25} = 0,053 > \frac{1}{20} = 0,05$$

$$\frac{A}{bd} = \frac{0,73}{100 \times 10,25} = 7,12 \cdot 10^{-4} < \frac{2}{f_c} = \frac{2}{520} = 3,85 \cdot 10^{-3}$$

La vérification de la flèche n'est pas obligatoire

$$\text{e) Dalle 4}$$

$$l_x = 2,25 \text{ m} \quad l_y = 2,45 \text{ m} \quad M_t = M_x$$

$$\frac{h}{l_x} = \frac{0,12}{2,25} = 0,053 > \frac{1}{20} = 0,05$$

$$\frac{A}{bd} = \frac{0,76}{100 \times 10,25} = 7,4 \cdot 10^{-4} < \frac{2}{f_o} = \frac{2}{520} = 3,85 \cdot 10^{-3}$$

La vérification de la flèche n'est pas obligatoire

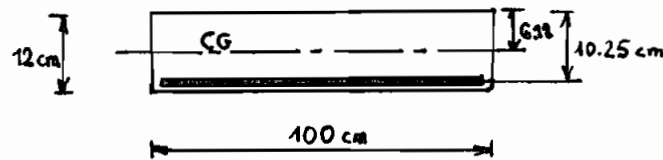
f) Dalle 5

$$e_x = 2,95 \text{ m} \quad e_y = 4,50 \text{ m} \quad M_t = M_x \quad \alpha = 0,66$$

$$\frac{h}{e_x} = \frac{0,12}{2,95} = 0,04 < \frac{1}{20} = 0,05 \Rightarrow \text{on calcule la flèche}$$

$$M_{G_x} = 0,0792 \times 3,3 \times (2,95)^2 = 2,27 \text{ kN.m}$$

$$M_{Q_x} = 0,0792 \times 1,0 \times (2,95)^2 = 0,69 \text{ kN.m}$$



$$A_s = 2,08 \text{ cm}^2$$

Centre de gravité : par rapport à l'arête supérieure

$$\frac{100 \times 12 \times 6 + 15 \times 2,08 \times 10,25}{100 \times 12 + 15 \times 2,08} = 6,11 \text{ cm}$$

$$I_o = \frac{100 \times (12)^3}{12} + 100 \times 12 \times (6,11 - 6)^2 + 15 \times 2,08 \times (10,25 - 6,11)^2$$

$$I_o = 14950 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{A}{bd} = \frac{2,08}{100 \times 10,25} = 0,0020 \Rightarrow \beta_1 = 0,20 \quad \text{et} \quad \beta_2 = 0,928$$

$$\sigma_s = \frac{2960}{0,928 \times 10,25 \times 2,08} = 150 \text{ MPa}$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \times 1,8}{4 \times 0,002 \times 150 + 1,8} = -0,05 < 0 \Rightarrow \mu = 0 \Rightarrow I_f = I_o$$

$$f_t = \frac{M_g l^2}{9 E_v I_o} + \frac{M_q l^2}{9 E_i I_o} = \frac{2,27 \times (2,95)^2 \cdot 10^7}{9 \times 10045 \times 14950} + \frac{0,69 \times (2,95)^2 \cdot 10^7}{9 \times 17605 \times 14950}$$

$$f_t = 0,15 + 0,03 = 0,18 < 0,002 \times 295 = 0,59 \text{ cm OK!}$$

g) Dalle 6

$$l_x = 1,50 \text{ m} \quad l_y = 2,20 \text{ m} \quad \alpha = 0,68 \quad M_t = 0,85 M_x$$

$$\frac{h}{l_x} = \frac{0,12}{1,5} = 0,08 \quad \frac{1}{20} \cdot \frac{M_t}{M_x} = \frac{0,85}{20} = 0,0425$$

$$\frac{A}{bd} = \frac{0,84}{100 \times 10,25} = 8,2 \cdot 10^{-4} < \frac{2}{b_e} = \frac{2}{520} = 3,85 \cdot 10^{-3}$$

La vérification de la flèche n'est pas obligatoire

h) Dalle 7

$$l_x = 1,50 \text{ m} \quad l_y = 1,80 \text{ m} \quad \alpha = 0,83 \quad M_t = M_x$$

$$\frac{h}{l_x} = \frac{0,12}{1,5} = 0,08 > \frac{1}{20} = 0,05$$

$$\frac{A}{bd} = \frac{0,78}{100 \times 10,25} = 7,6 \cdot 10^{-4} < \frac{2}{b_e} = \frac{2}{520} = 3,85 \cdot 10^{-3}$$

La vérification de la flèche n'est pas obligatoire

i) Dalle 8

$$l_x = 2,30 \text{ m} \quad l_y = 3,0 \text{ m} \quad \alpha = 0,77 \quad M_t = M_x$$

$$\frac{h}{l_x} = \frac{0,12}{2,30} = 0,052 > \frac{1}{20} = 0,05$$

$$\frac{A}{bd} = \frac{1,03}{100 \times 10,25} = 10^{-3} < \frac{2}{b_e} = \frac{2}{520} = 3,85 \cdot 10^{-3}$$

La vérification de la flèche n'est pas obligatoire.

## IV Mélanges de béton

### IV.1 Solution envisagée

Il est toujours intéressant, du point de vue économique, d'utiliser les matériaux disponibles sur le chantier. Dans notre cas, les granulats latéritiques, obtenus par criblage et qui avaient été éliminés lors de la fabrication des parpaings, étaient susceptibles d'être utilisés dans le mélange de béton.

Une utilisation judicieuse de ces granulats irait dans le sens de l'économie recherchée. C'est ainsi que des tests ont été menés pour établir le mélange permettant d'avoir une bonne résistance à 28 jours.

La composition des bétons se fait analogiquement aux bétons traditionnels.

Les granulats latéritiques utilisés sont de deux types : le type 1 (gros) et le type 2 (moyen). Les courbes granulométriques sont représentées en annexe

a) 1<sup>er</sup> essai : sans prémouillage des granulats

### Dosage du béton

- résistance visée

$f'_c$  de calcul : 20 MPa

$\sigma'_{28} = 20 \times 1,15 = 23 \text{ MPa}$

p. 163 [12]



## Affaissement

On choisit un affaissement de 10 cm

Prenons un dosage en ciment de  $350 \text{ kg/m}^3$

$$\frac{C}{E} = 1,87 \quad \text{p. 195 [12]}$$

$$E = \frac{C}{1,87} = \frac{350}{1,87} = 187,2 \approx 187 \text{ kg/m}^3$$

Soit un béton de  $24 \text{ kN/m}^3$

$$\rho = \frac{24000}{9,81} = 2446,5 \approx 2447 \text{ kg/m}^3$$

Le mélange est expérimental et on prend les quantités suivantes

- sable : 30 %
- granulat type 1 : 35 %
- granulat type 2 : 35 %

$$\text{Masse de granulats} : 2447 - (350 + 187) = 1910 \text{ kg}$$

- sable :  $1910 \times 0,3 = 573 \text{ kg}$
- granulat type 1 :  $1910 \times 0,35 = 668,5 \text{ kg}$
- granulat type 2 :  $1910 \times 0,35 = 668,5 \text{ kg}$

Pour  $1 \text{ m}^3$

Ciment	:	350	kg
Eau	:	187	kg
Sable	:	573	kg

Granulat type 1	:	668,5	kg
Granulat type 2	:	668,5	kg

Volume d'un moule ( $\phi = 150 \text{ mm}$ ,  $h = 300 \text{ mm}$ ) = 5,3 l

Pour une gâchée de 3 moules on a un volume V

$$V = 3 \times 5,3 \times 1,05 = 16,695 \approx 17 \text{ l}$$

Ciment : 350  $\times$  0,017 = 5,95 kg

Sable : 573  $\times$  0,017 = 9,74 kg

Eau : 187  $\times$  0,017 = 3,18 kg

Granulat type 1 : 668,5  $\times$  0,017 = 11,36 kg

Granulat type 2 : 668,5  $\times$  0,017 = 11,36 kg

Les granulats n'étant pas prémouillés, il a fallu réajuster les quantités d'eau et de ciment pour avoir l'affaissement désiré.

Les quantités finales sont les suivantes :

Ciment : 12,49 kg

Eau : 6,68 kg

Sable : 9,74 kg

Granulat type 1 : 11,36 kg ( $w_{sss} = 11,5\%$ )

Granulat type 2 : 11,36 kg ( $w_{sss} = 13,3\%$ )

Quantité d'eau ayant servi au prémouillage (absorption d'eau)

$$11,36 \times (0,115 + 0,133) = 2,82 \text{ kg}$$

Eau efficace = 6,68 - 2,82 = 3,86 kg

$$\text{Rapport eau/ciment réel} = \frac{3,86}{12,49} = 0,31$$

b/ 2<sup>e</sup> essai

La même méthode est utilisée avec un rapport initial  $\frac{C}{E} = 1,70$ . On obtient les quantités suivantes pour 1 m<sup>3</sup> de béton et en pré-mouillant les granulats latéritiques.

Ciment	:	350 kg	
Eau	:	206 kg	
Sable	:	567,3 kg	(30%)
Granulat type 1	:	567,3 kg	(30%)
Granulat type 2	:	756,4 kg	(40%)

La gâchée est faite avec les quantités suivantes

Ciment	:	5,95 kg
Eau	:	3,5 kg
Sable	:	9,64 kg
Granulat type 1	:	9,64 kg
Granulat type 2	:	12,86 kg

Soit un rapport eau / ciment

$$\frac{E}{C} = \frac{3,5}{5,95} = 0,59$$

## Résistances en compression

### 1<sup>er</sup> essai

Echantillons	$F_r$ (kN)	$\sigma$ (MPa)
1	à 7 jours 175	9,9
2	à 7 jours 178	10,1
3	à 28 jours 236	13,4

### 2<sup>e</sup> essai

Echantillons	$F_r$ (kN)	$\sigma$ (MPa)
1	à 7 jours 123	7,0
2	à 7 jours 118	6,7
3	à 28 jours 185	10,5

Le mûrissage s'est effectué à l'air dans les conditions de chantier. Il est donc difficile de se prononcer exactement sur la qualité du béton mais la faiblesse relative des résultats obtenus fait envisager une autre solution.

## N.2 Solution retenue

Les mélanges sont faits au chantier et non de manière classique. Ils sont de type mixte, c'est-à-dire que le basalte est ajouté aux graveleux latéritiques. Les résistances en compression sont mesurées avec un scléromètre à béton.

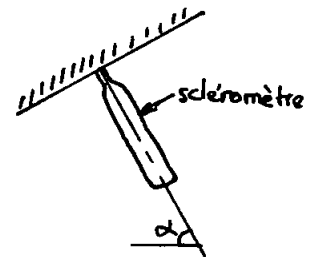
### Résistances en compression

#### Paramètres de mesure

$R_\alpha$  : résistance au choc en fonction de  $\alpha$

$W_n$  : résistance en compression probable

$W_{min}$  : résistance en compression minimale



mélange no.1 : 20 sable + 10 ciment + 8 basalte + 3 granulats latéritique (gros) + 2 granulats latéritique fin

$$R_\alpha = 35, 34, 31, 40, 32 \quad \Rightarrow \quad \bar{R}_\alpha = 34,4$$

$$\bar{R}_\alpha \text{ corrigé} = 30 \quad \Rightarrow \quad W_n = 23,6 \text{ MPa} \quad \text{et} \quad W_{min} = 17,5 \text{ MPa}$$

mélange no.2 : 10 sable + 7,5 Ciment + 5 basalte + 6 gros granulats latéritique + 4 granulats latéritique fin

$$R_\alpha = 35, 39, 29, 34, 36, 38, 28, 29, 31, 30$$

$$\bar{R}_\alpha = 33$$

$$\bar{R}_\alpha \text{ corrigé} = 29$$

$$W_n = 22,1 \text{ MPa}$$

$$W_{min} = 16,0 \text{ MPa}$$

## V Étanchéité et drainage des eaux de pluies

Ce chapitre fait l'objet d'une recommandation particulière. Pour de plus amples informations, se référer au chapitre des recommandations générales faites à l'issue du projet

## I. Introduction:

L'évaluation économique du bâtiment est le calcul du prix de revient global de ce dernier. Les résultats chiffrés qui en découlent permettent de faire un choix judicieux quant à la recherche de solutions pour réduire les coûts de construction.

Compte tenu du fait que le bâtiment construit à l'EPT dans le cadre d'un projet de recherche a un caractère académique, il ne sera pas tenu compte de certains coûts; d'autres par contre devront être extrapolés.

Par exemple:

- le coût des échantillons ayant servi aux essais de laboratoires ne sera pas pris en considération.
- la possibilité de construire le bâtiment en deux mois au lieu d'inclure toute la masse salariale dans l'évaluation depuis l'année dernière.
- le mètre ou estimé quantitatif ne prend en compte que ce qui est réellement utilisé dans la construction.

## II. Estimé quantitativ détaillé des matériaux:

### II.1 : Béton de propreté à la fondation:

$L$  = longueur totale de la fondation.

$$L_1 = (4 \times 13,65) - 1,00 + 0,15 + 0,80 + 0,90 + (2 \times 0,15) + 0,60 + 1,80 + (2 \times 0,15) \\ = 56,65 \text{ m}$$

$$L_2 = (3 \times 13,10) + 4,50 + 0,15 + 0,30 + 3,00 + 1,20 + 0,30 + 3,50 + (2 \times 3,00) \\ = 57,95 \text{ m}$$

$$L = L_1 + L_2$$

$$= 56,65 + 57,95 \rightarrow L = 114,6 \text{ m}$$

$V_{BP}$  = volume total de béton de propreté.

$$V_{BP} = 0,20 \times 0,40 \times L$$

$$= 0,20 \times 0,40 \times 114,6$$

$$\rightarrow \underline{\underline{V_{BP} = 9,168 \text{ m}^3}}$$

### II.2 : Agglos de sable-ciment:

Soient:

$V_A$  = volume des agglos sur toute la fondation.

$n$  = nombre de joints verticaux

$e$  = épaisseur approximatif d'un joint

$b \times h \times l$  = dimensions d'un agglo en sable-ciment

$$L = n \cdot e + (n+1) \cdot l$$

$$\rightarrow n = \frac{L-l}{e+l}$$

$$= \frac{114,6 - 0,40}{0,03 + 0,40} \rightarrow n = 266$$

Soient:

$V_{JV}$  = volume des joints verticaux

$V_{JH}$  = volume des joints horizontaux.

$V_{JC}$  = volume total des joints en mortier de sable-ciment.

$$V_{JV} = n \cdot [e \cdot (2 \times b) \cdot h]$$



$$V_{JV} = 266 [0,03 (2 \times 0,15) \times 0,20] = 0,4788 \text{ m}^3$$

$$V_{JH} = L \times e \times b$$

$$= 114,6 \times 0,03 \times 0,20 = 0,6876 \text{ m}^3$$

$$V_{JC} = V_{JV} + V_{JH}$$

$$= 0,4788 + 0,6876 \rightarrow \underline{V_{JC} = 1,1664 \text{ m}^3}$$

nombre de briques =  $n+1$

$$V_A = (n+1) (b \times h \times l)$$

$$= (266+1) (0,20 \times 0,15 \times 0,40) \rightarrow \underline{V_A = 3,204 \text{ m}^3}$$

II. 3 : Agglos en géobéton sur les murs:

$$V_1 = (13,65 + 1,85) \times 0,14 \times 2,80 - 0,14 (1,16 \times 1,50 + 1,2 \times 0,70 + 0,70 \times 1,14) \\ + 0,14 (3,50 \times 2 \times 2,80 - 0,70 \times 1,12) = 8,2451 \text{ m}^3$$

$$V_2 = 0,14 [4,5 \times 3 \times 2,80 - 1,50 \times 1,13] = 5,0547 \text{ m}^3$$

$$V_3 = [(0,60 + 0,80) \times 0,89 - 0,8 \times 0,4] \times 0,30 + 2,80 \times 0,30^2 = 0,5298 \text{ m}^3$$

$$V_4 = 0,30 [1,85 \times 2,80 - 1,90 \times 0,80] + 0,14 [11,8 \times 2,80 - 1,97(0,9+1) - 0,7 \times 0,96] \\ - 0,14 [1,97 \times 1,10 - 8,3 \times 2,80 + 0,95(2,30 + 2,00) + 0,75 \times 1,1] = 7,3683 \text{ m}^3$$

$$V_5 = 0,14 [5,65 \times 2,80 - 1,30 \times 2,00] + 0,30 \times 2,80 [2,25 + 2 \times 4,80] \\ + 0,30 (-0,80(1,93 + 1,95)) = 10,8736 \text{ m}^3$$

$$V_6 = 0,14 [2,80(4,35 \times 2 + 2 \times 1,80) - (0,99 \times 1,15 + 0,81 \times 1,84 + 0,70 \times 1,05)] \\ + 4,05 \times 0,30 \times 1,93 = 7,0289 \text{ m}^3$$

$$V_7 = 2\pi (0,7^2 - 0,4^2) \times 0,30 + (2 \times 1,80 \times 0,30^2 + 4,18 \times 0,14 \times 1,50) = 1,8238 \text{ m}^3$$

Soit  $V_T$  : le volume total d'agglos et de mortiers de latérite

$$V_T = V_1 + V_2 + V_3 + V_4 + V_5 + V_6 + V_7$$

$$= 8,2451 + 5,0547 + 0,5298 + 7,3683 + 10,8736 + 7,0289 + 1,8238$$

$$\rightarrow \underline{V_T = 47,7604 \text{ m}^3}$$

Sur la maçonnerie une surface de  $1,20 \times 2,36 \text{ m}^2$  renferme  $9 \times 7,5$  agglos en géobéton de dimensions  $29 \times 14 \times 11 \text{ cm}^3$  soient les pourcentages de 76% de parpaings et 24% de mortier en

volume.

Soient  $V_G$  = volume totale des parpaings en géobéton.

$V_L$  = volume total du mortier de latérite.

$$V_G = 0,76 \times V_T$$

$$= 0,76 \times 47,7604 \rightarrow \underline{\underline{V_G = 36,2979 \text{ m}^3}}$$

$$V_L = 0,24 \times V_T$$

$$= 0,24 \times 47,7604 \rightarrow \underline{\underline{V_L = 11,4625 \text{ m}^3}}$$

II-4 : Dalles, ceinture et poteaux en béton armé:

Dalles:

Soient :  $S_d$  = surface totale de la dalle en  $\text{m}^2$

$V_d$  = volume total de la dalle en  $\text{m}^3$

$h_d$  = épaisseur de la dalle en m

$$S_1 = 4,57 \times 4,19 = 19,1483$$

$$S_2 = 0,41 \times 3,79 = 1,5539$$

$$S_3 = 0,52(3,79 - 0,45) = 1,7368$$

$$S_4 = 6,77 \times 13,72 = 92,8844$$

$$S_5 = 4,01 \times 2,84 = 11,3884$$

$$S_6 = 5,60 \times 0,50 = 2,8000$$

$$S_7 = 2,98 \times 2,82 = 8,4036$$

$$S_d = \sum_{i=1}^7 S_i$$

$$\rightarrow \underline{\underline{S_d = 121,1082 \text{ m}^2}}$$

$$\text{or } V_d = S_d \times h_d$$

$$= 121,1082 \times 0,12 \rightarrow \underline{\underline{V_d = 14,533 \text{ m}^3}}$$

Poteaux:

Soient :  $n$  = nombre de poteaux

$D$  = diamètre d'un poteau

$h_p$  et  $V_p$  : hauteur et volume total des poteaux.

$$V_p = n \left[ \frac{\pi D^2}{4} \times h_p \right]$$

$$= 8 \left[ \frac{\pi \times 0,15^2}{4} \times 0,30 \right] \quad \rightarrow \underline{V_p = 0,0424 \text{ m}^3}$$

Ceinture:

Soient :  $D_{ext}$  = diamètre extérieur de la ceinture

$D_{int}$  = diamètre intérieur de la ceinture

$V_c$  = volume total de la ceinture

$h_c$  = épaisseur de la ceinture

$$V_c = \frac{\pi}{4} [D_{ext}^2 - D_{int}^2] \times h_c$$

$$= \frac{\pi}{4} [4,65^2 - (4,65 - 0,23 \times 2)^2] \times 0,22$$

$$\rightarrow \underline{V_c = 0,7026 \text{ m}^3}$$

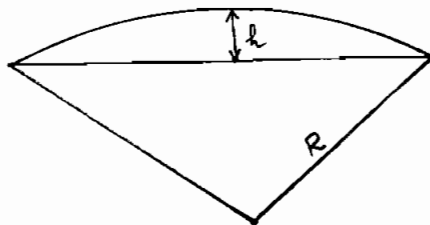
II-5 : Coupoles et pendentifs:

$V_{GC}$  = volume de matériaux dans la grande coupole.

$V_{PC}$  = volume de matériaux dans la petite coupole.

Volume d'une calotte sphérique:

$$V = \frac{2}{3} \pi R^2 \cdot h \quad [14]$$



$$V_{GC} = \frac{2}{3} \pi [(2,71+0,11)^2 \times (1,70+0,11) - 2,71^2 \times 1,70] \rightarrow \underline{V_{GC} = 5,4870 \text{ m}^3}$$

$$V_{PC} = \frac{2}{3} \pi [(1,35+0,11)^2 \times (0,70+0,11) - 1,35^2 \times 0,70] \rightarrow \underline{V_{PC} = 0,9442 \text{ m}^3}$$

$V_p$  = volume des 4 pendentifs de la petite coupole

$$V_p = 4 \left[ \frac{1}{2} \times 1,5 \times 1,5 (2,85 - 1,40) \right] \quad \rightarrow \underline{V_p = 1,6313 \text{ m}^3}$$

II-6 quelques finitions

Il s'agit du revêtement des deux coupoles, à l'extérieur, de la finition de la surface supérieure de la cuisine et celle de l'auvent, dans la cour recouverte par la grande coupole.

Pour la grande coupole:

$$V_{f1} = \frac{2}{3} \pi \left[ (2,71+0,11+0,01)^2 \times (1,81+0,01) - (2,71+0,11)^2 \times (1,81) \right]$$
$$\rightarrow \underline{V_{f1} = 0,3819 \text{ m}^3}$$

Pour la petite coupole:

$$V_{f2} = \frac{2}{3} \pi \left[ (1,35+0,11+0,01)^2 \times (0,81+0,01) - (1,35+0,11)^2 \times (0,81) \right]$$
$$\rightarrow \underline{V_{f2} = 0,0950 \text{ m}^3}$$

Autres surfaces:

$$V_{f3} = \left[ 3,85^2 - (3,85 - 2 \times 0,46)^2 + 1,60 \times 1,20 \right] \times 0,02$$
$$\rightarrow \underline{V_{f3} = 0,5066 \text{ m}^3}$$

$$V_{f4} = 0,02 \left[ 3,00^2 - \pi \cdot \frac{2,70^2}{4} \right]$$
$$\rightarrow \underline{V_{f4} = 0,0655 \text{ m}^3}$$

Soit  $V_F$ : le volume total de mortier de ciment utilisé pour la finition.

$$V_F = \sum_{i=1}^4 V_{fi} \quad \rightarrow \underline{V_F = 1,0490 \text{ m}^3}$$

III. Tableau récapitulatif:

	ciment (kg)	eau (m <sup>3</sup> )	basalte (m <sup>3</sup> )	sable (m <sup>3</sup> )	latérite (m <sup>3</sup> )	Tors de 6 (m)	Tors de 8 (m)	Feillis sondés (F)	fil de fer (kg)	Coiffage en bois (F)
Béton de propreté	600,90	2,02	0	2,88	5,76	0	0	0	0	0
Mortier de ciment	229,34	0,26	0	0,97	0	0	0	0	0	0
Agglos sable-ciment	188,27	0,71	0	3,04	0	0	0	0	0	0
Parpains en géobéton	4573,54	7,99	0	0	62,86	0	0	0	0	0
Mortier de latérite	1444,28	2,52	0	4,35	14,49	0	0	0	0	0
× Dalles	5509,52	3,06	2,46	6,02	4,20	429,91	112,98	129.000	3	200.000
Ceinture	101,63	0,15	0,29	0,37	0	99,78	69,43	0	2,5	14050
× poteaux	6,14	0,01	0,02	0,03	0	10,32	33,60	0	0,5	0
Grande coupole	691,37	1,21	0	0,49	8,87	0	0	0	0	0
Petite coupole	118,98	0,21	0	0,09	1,52	0	0	0	0	0
Pendentifs	205,55	0,36	0	0,15	2,64	0	0	0	0	0
Finitions partielles	233,52	0,24	0	0,85	0	0	0	0	0	0

IV. Coût total du bâtiment:  $C_{TB}$

	Quantité Totale	Prix unitaire (F. CFA)	Montant global (F. CFA)
Ciment	218 sacs	2150	468700
Eau	19 m <sup>3</sup>	200	3.800
Basalte	3 m <sup>3</sup>	10.000	30.000
Sable	20 m <sup>3</sup>	1000	20.000
Latérite	100 m <sup>3</sup>	760	76000
Acier de diamètre 6mm	45 barres	900	40.500
Acier de diamètre 8mm	18 barres	1300	23.400
Treillis soudé	-	-	129000
Fil de fer	6 kg	700	4200
Cornières	4 de 6m	9950	39800
Salaires du coffreur	-	-	125000
Salaires des maçons et ouvriers.	2 mois	165.000	330.000
Amortissement du mat	2 mois	15.614	31228
Bois de coffrage	-	-	214050
			<u>1535.678 F</u>

→  $C_{TB} = 1.535.678 \text{ F CFA}$

Le calcul d'amortissement du matériel de chantier est présenté de manière détaillée en annexe A.5

V: Quelques comparaisons économiques:

V.1: Prix de revient d'1 m<sup>2</sup> de dalle - Prix de  
revient de 1 m<sup>2</sup> de coupole:

DEPENSES en F.CFA

	Dalles	Grande coupole	Petite coupole + ses pendentifs
ciment	107 522	29 743	13 955
eau	612	242	114
sable de dune	6 020	490	240
basalte	24 600	0	0
bois de coffrage	20 000	0	0
latérite	3 192	6 741	3 163
Aciers de diamètre 6mm	32 243	0	0
Aciers de 8mm de diamètre	12 240	0	0
treillis soudé	129 000	0	0
fil de fer	2 100	0	0
Salaires maçons	55 000	16 500	11 000
Salaires coffreur	115 000	0	0
TOTAL	687 529 FCFA	53 716 FCFA	28 472 FCFA.

Surfaces couvertes (m <sup>2</sup> )	121,1082	17	9
Prix par m <sup>2</sup>	<u>5677<sup>F</sup></u>	<u>3160<sup>F</sup></u>	<u>3163<sup>F</sup></u>

Calcul du profit en construisant une coupole à la place  
d'une dalle en béton armé. Soit p, ce profit.

$$p = \frac{5677 - \frac{1}{2}(3160 + 3163)}{5677} = 0,44$$

$$\rightarrow \underline{p = 44\%}$$

V.2 : Estimation du coût du bâtiment s'il était entièrement couvert en coupoles:

On suppose que le prix de réalisation d'une coupole varie proportionnellement à la surface à couvrir.

La surface totale à couvrir  $S_T$  est:

$$\begin{aligned} S_T &= S_d + 2,80 \times 2,80 + (3,00 + 0,80)^2 + 3,50 (3,50 + 2 \times 0,40) \\ &= 121,1082 + 7,84 + 14,44 + 15,05 \\ &\rightarrow S_T = 158,44 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

Coût de la couverture:  $C_c$

$$\begin{aligned} C_c &= 3160 \times 158,44 \\ &= 500670 \text{ F CFA} \end{aligned}$$

Pour calculer le coût de la maçonnerie en géobéton, il faut soustraire du coût total du bâtiment initialement calculé, les prix de revient des dalles, des poteaux, des coupoles et de la ceinture en béton armé.

En suivant la même démarche pour le calcul du prix de revient des dalles et coupoles on trouve:

$$\text{Coût des 8 poteaux} = 8010 \text{ F CFA}$$

$$\text{Coût de la ceinture} = 53975 \text{ F CFA}$$

Soit  $C_M$  = coût total de la maçonnerie.

$$C_M = 1535578 - 8010 - 53975 - 687529 - 53716 - 28472$$

$$\rightarrow C_M = 703976 \text{ F}$$

Soit  $C_{CO}$  la valeur total du bâtiment couvert de coupoles

$$C_{CO} = C_M + C_c$$

$$= 703976 + 500670$$

$$\rightarrow \underline{\underline{C_{CO} = 1.204.646 \text{ F CFA}}}$$



V.3: Estimation du coût du bâtiment s'il était construit en agglo sable-ciment et couvert par une dalle: C<sub>BA</sub>.

Selon un devis estimatif il faudrait:

220 m de poutres en béton armé

12 poteaux de 2,80 m de longueur chacun.

Poteaux et poutres sont supposés avoir une section carrée de 15 cm de côté.

$$\rightarrow V = 0,15^2 \cdot [220 + 12 \times 2,80] = 5,706 \text{ m}^3$$

hypothèses: - le coût de ces éléments porteurs est calculé à partir du coût de la ceinture et de 8 poteaux.  
- Aussi une perte de 10% sur le coût de construction est à considérer en substituant un mètre carré de mur en agglo de globéton par un mètre carré de mur en agglo de sable-ciment. [7]

Toutes les valeurs numériques utilisées dans ce qui suit ont été calculées dans les pages précédentes.

Prix des éléments porteurs (poutres, poteaux): P<sub>EP</sub>

$$P_{EP} = 5,706 \times \frac{8010 + 53975}{0,0424 + 0,7026} \\ = 474.747 \text{ F CFA}$$

Prix de la maçonnerie total: P<sub>MT</sub>

$$P_{MT} = P_{EP} + 1,10 \left( \frac{V_T - V}{V_T} \right) \times C_M \\ = 474.747 + 1,10 \cdot \frac{(47.7604 - 5,706)}{47,7604} \times 703976 \\ = 1.156.605 \text{ F CFA}$$

Coût de la couverture en béton armé: C<sub>c</sub>:

$$C_c = 5677 \times 158,44 = 899464 \text{ F CFA}$$

$$\rightarrow C_{BA} = P_{MT} + C_c$$

$$= 1.156.605 + 899464 \rightarrow \underline{\underline{C_{BA} = 2.056.069 \text{ F CFA}}}$$

#### V. 4 : Calcul de profits :

Calculons le gain réalisé en construisant le bâtiment tout en géobéton ou même dans son état actuel, au lieu de ce même bâtiment couvert de dalles et dont la maçonnerie est en agglomération sable-ciment + des éléments porteurs en béton armé.

Soient:  $p_1$  = profit sur le bâtiment actuel.

$p_2$  = profit sur le bâtiment entièrement construit en géobéton.

$$p_1 = \frac{C_{BA} - C_{TB}}{C_{BA}} \times 100$$
$$= \frac{2.056.060 - 1535678}{2.056.069} \times 100$$

$$\longrightarrow \underline{\underline{p_1 = 25\%}}$$

$$p_2 = \frac{C_{BA} - C_{CO}}{C_{BA}} \times 100$$
$$= \frac{2.056.069 - 1204646}{2.056.069}$$

$$\longrightarrow \underline{\underline{p_2 = 41\%}}$$

PARTIE F  
Conclusions

### Conclusions et Recommandations:

La recherche bibliographique justifie la nécessité de procéder à une étude géologique du matériau. Cela acquies, une collaboration très étroite doit exister entre les géologues et les ingénieurs pour éviter certains problèmes dans l'utilisation de la latérite.

Tan pilleurs, les sites d'emprunt du matériau doivent être bien identifiés et que soient effectués des essais de résistance pour évaluer les performances géotechniques de la latérite extraite.

De même la réalisation des arcs en géobéton doit faire l'objet d'une plus grande munitie pour éviter une propagation des fissures aux zones névralgiques de la maçonnerie.

Des études de perméabilité en rapport avec l'enduit le plus approprié pour la construction, l'étude de l'étanchéité de la dalle et celles du drainage des eaux de ruissellement doivent voir le jour dans les projets ultérieurs.

Pour la réalisation des coupoles, il est recommandé:

- d'étudier le coffrage à maillage hexagonal car son utilisation requiert moins de noeuds.
- de réaliser un prototype de noeuds en caoutchouc dur de type ABS.

Les possibilités économiques que recèlent le géobéton dans le domaine de la construction ne sont plus à démontrer. Elles s'illustrent par des réductions de coût de la construction de l'ordre de 41% et du bâtiment réalisé à l'École

de 25%. Ce dernier étant presque entièrement couvert de dalles en béton armé.

Cela est un facteur essentiel si l'on sait que les moyens financiers de nos populations sont très réduits et qu'un matériau n'est approprié pour l'habitation que si les moyens des concernés le permettent.

Des études sur le confort thermique et phonique doivent être entreprises pour mieux apprécier le géobéton.

L'intérêt économique serait plus marqué par une vulgarisation de l'auto-construction et la réalisation des coupes par un coffrage récupérable.

En plus, l'utilisation de la terre dans l'habitat en plus qu'elle amoindrit l'inégalité entre l'offre et la demande de logements a des effets induits sur l'économie des pays du tiers monde grands importateurs d'acier et de ciment. Elle permet aussi une restauration et une réhabilitation de notre patrimoine culturel d'une qualité technique et esthétique indéniable.

PARTIE G

Références

## A1: Dimensionnement des linteaux:

### Charges majorées: W

Considérons la portée dont la charge par unité de surface est la plus grande; soit la chambre de dimensions  $4,5 \times 4,5$  m et dont  $L_0 = 1,10$  m.

Soient  $h_d$  = épaisseur de la dalle

$S_1$  = surface tributaire

$a$  = largeur de la chambre considérée

$w_1$  = charge unitaire transmise par la dalle sur le linteau

$w_2$  = charge unitaire transmise par le poids des parpaings en géobéton au dessus du linteau.

$l_2$  = largeur d'un parpaing

$h_2$  = hauteur totale de mur au dessus du linteau

$\gamma_b$  = masse volumique du béton

$\gamma_g$  = masse volumique du géobéton

$$S_1 = \frac{1}{2} a h_d$$

$$= \frac{1}{2} \times 4,5 \times 0,12 = 0,27 \text{ m}^2$$

$$w_1 = \gamma_b \cdot S_1$$

$$= 25 \times 0,27 = 6,75 \text{ kN/m}$$

$$w_2 = \gamma_g \cdot S_2 = \gamma_g \cdot h_2 \cdot l_2$$

$$= 21 \times 1 \times 0,14 = 2,94 \text{ kN.m}^{-2}$$

$$W = 1,35 (w_1 + w_2) + 1,5 LL$$

LL = charges vives

Or pour une terrasse non accessible  $LL = 1 \text{ kN.m}^{-2}$

$$\rightarrow W = 1,35(6,75 + 2,94) + 1,5 \cdot \left(1 \times \frac{4,50}{2}\right)$$

$$\rightarrow \underline{\underline{W = 16,46 \text{ kN.m}^{-2}}}$$

Calcul du moment de flexion au milieu de la portée:  $M_{max}$

Supposons la poutre encastée aux deux extrémités:

$$M_{max} = \frac{w L_0^2}{12} \quad [8]$$
$$= \frac{16,46 \times 1,10^2}{12}$$

→  $M_{max} = 1,66 \text{ kN.m}$

① Poutre en béton armé:

a) En flexion: [6]

Soient:  $\bar{\sigma}_b$  = contrainte admissible du béton

$\gamma_b$  = coefficient de sécurité

$f'_c$  = résistance du béton en compression à 28 jours

$d$  = profondeur utile de la poutre

$\sigma_s$  = contrainte de traction dans les armatures tendues.

$A$ : section des armatures

$$\mu = \frac{M_{max}}{\bar{\sigma}_b \cdot l_2 \cdot d^2}$$

$\gamma_b = 1,5$  dans le cas général

$$\bar{\sigma}_b = \frac{0,85 f'_c}{\gamma_b}$$
$$= \frac{0,85 \times 20}{1,5} = 11,3 \text{ MPa}$$

$$\rightarrow \mu = \frac{1,66 \cdot 10^3}{11,3 \times 14 \times (14-2)^2}$$
$$= 0,073$$

Barre HA FE 40 type 1 →  $\mu_{max} = 0,392$  et  $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$

Donc  $\mu < \mu_{max}$  d'où la section de la poutre ne comporte que des aciers tendus.

$$\mu = 0,073 \rightarrow \beta = 0,963$$

$$A = \frac{M}{\beta d \sigma_s}$$
$$= \frac{1,66 \cdot 10^3}{0,963 \times 12 \times 348} \rightarrow A = 0,413 \text{ cm}^2 / \text{m de largeur}$$

Choix de ferrailage:

2 Tors de diamètre 6 mm →  $A_t = 0,56 \text{ cm}^2 / \text{m de largeur}$



Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,001 \cdot l_2 \cdot h$$
$$= 0,001 \cdot 14 \cdot 14 = 0,210 \text{ cm}^2$$

$A_{min} < A_t \Rightarrow$  ferrailage correct

b) En cisaillement.

Soient:  $V_u$  = effort tranchant maximum de la poutre

$\tau_u$  = contrainte de cisaillement

$s_t$  = espacement entre étriers

$f_y$  = limite d'écoulement de l'acier

$$V_u = \frac{1}{2} w L_0$$
$$= \frac{1}{2} \cdot 16,46 \cdot 1,10 = 9,05 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{l_2 \cdot d}$$
$$= \frac{9,05}{14 \cdot 12} \cdot 10 = 0,54 \text{ MPa}$$

Supposons que la fissuration est très préjudiciable

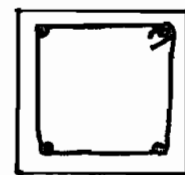
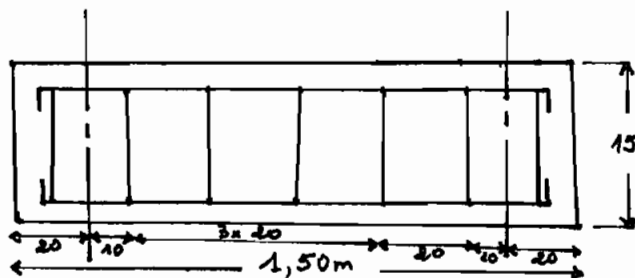
$$\rightarrow s_t \leq \frac{0,8 \cdot f_y \cdot A_t}{l_2 \cdot \tau_u}$$
$$s_t \leq \frac{0,8 \cdot 400 \cdot 0,56}{14 \cdot 0,54}$$
$$s_t \leq 23 \text{ cm}$$

Choix de l'espacement:

$s_t = 10 \text{ cm}$  à partir des appuis

$s_t = 22,5 \text{ cm}$  partout ailleurs dans la

donc 7 tois de diamètre 6mm



Vue en coupe

② linteaux avec des cornières: [15]

Soit une cornière L: 45 x 45 x 3

a) Caractéristiques de la section:

Soient:  $t$  = épaisseur de la cornière

$M_u$  = moment ultime

$t = 3 \text{ mm} < 13 \text{ mm}$  donc L 45 x 45 x 3 est du groupe 1

Sans le bâtiment, le type et la nuance d'acier utilisés sont:

⊗ 40. 21 M 300 W

ou  $t < 40 \text{ mm}$

Acier 300 W

}  $\rightarrow \underline{F_y = 300 \text{ MPa}} \text{ et } \underline{M_u = 450 \text{ MPa}}$   
(pour un plat)

b) Flexion aux états limites ultimes:

hypothèse: la contrainte maximale admissible est celle qui provoque l'écaillage de l'acier.

$$\sigma = F_y$$

$$\frac{M \cdot y}{I} = F_y$$

$$\rightarrow M = F_y \cdot \frac{I}{y} = F_y \cdot \frac{b t^3}{12 \cdot y}$$

$$y = t/2$$

$I$  = moment d'inertie de la section

$$M = 300 \cdot \frac{45 \times 3^3}{12 \cdot (3/2)} = 20250 \text{ Nmm ou } 20,25 \text{ kN.m}$$

$$\text{ou } M_p = M_{\max} = 16,46 \text{ kN.m}$$

$$M_R = \phi M$$

$$= 0,9 \times 20,25 \rightarrow M_R = 18,23 \text{ kN.m}$$

$\rightarrow \underline{M_R > M_p}$  : vérification correcte.

Vérification de la flèche:

Soient:  $F$  : la flèche sur la cornière

$\Delta$  = flèche maximale admissible

$E$  = module d'élasticité, de l'acier

$$F = \frac{W L_0^4}{384 E I} \quad \text{pour une poutre encastree}$$

$$F = \left[ \frac{(16,46 \cdot 10^3) \times (1100^4) \times 12}{384 \times 200.000 \cdot 45 \times 3^3} \right] \cdot 10^{-6}$$
$$= 3,10 \text{ mm}$$

$$\Delta = \frac{L_0}{300}$$

$$= \frac{1100}{300} = 3,67 \text{ mm}$$

donc  $f < \Delta$  : flèche est admissible

c) Vérification en cisaillement:

Il n'existe pas de raidisseurs pour supporter la poutre

→  $a$  (distance entre raidisseurs) est infinie

$$\frac{a}{t} = \frac{\infty}{3} = \infty \rightarrow k_v = 5,34$$

$$439 \sqrt{k_v / F_y} = 439 \cdot \sqrt{5,34 / 300} = 58,57$$

$$\frac{b}{t} = \frac{45}{3} = 15$$

$$\text{donc } \frac{b}{t} < 439 \sqrt{k_v / F_y} \rightarrow F_s = 0,66 F_y$$

$$= 0,66 \times 300 = 198 \text{ MPa}$$

$$V_R = \phi \cdot A \cdot F_s$$

$$= \phi \cdot b \cdot t \cdot F_s$$

$$= 0,9 \times 45 \times 3 \times 198 = 24057 \text{ N ou } 24,06 \text{ kN}$$

$$\text{or } V_u = 9,05 \text{ kN}$$

donc  $V_u < V_R$  d'où vérification du cisaillement correcte.

A2: Essais sur l'évolution de la résistance en compression  
des parpaings de géobéton:

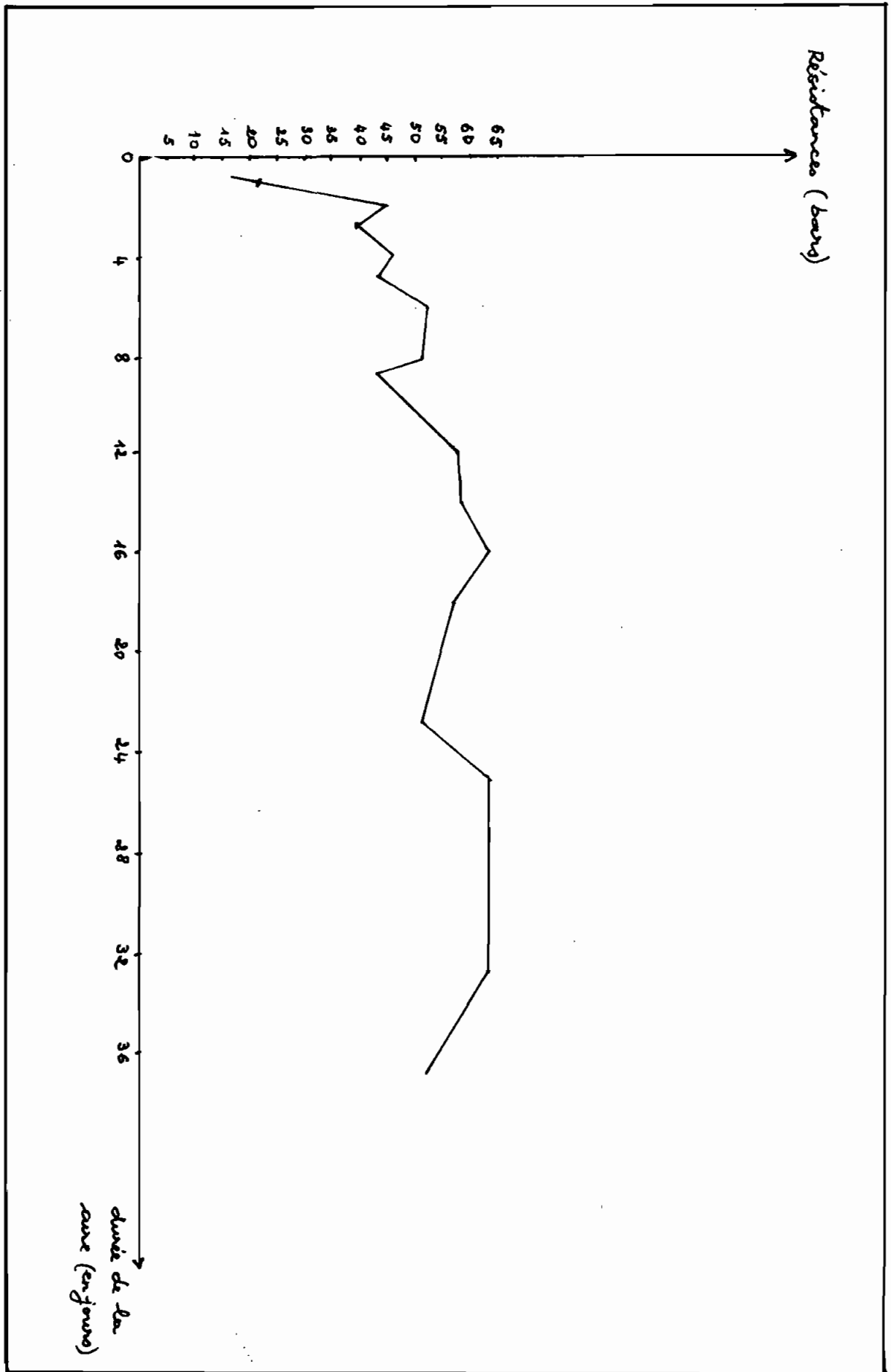
L'étude portait sur 54 échantillons de blocs  $29 \times 14 \times 11$ . Les écrasements se faisaient par série de trois sur l'appareil d'essai de résistance en compression dénommé le Tirus Olsen.

Les échantillons étaient dosés à 8% de ciment en poids du matériau sec et exposés à l'air.

L'objectif visé est d'étudier l'évolution de la résistance en compression en fonction du temps mais aussi d'apprécier la variation de cette dernière dans une série donnée.

Les résultats sont présentés au tableau de la page qui suit.

duree de la cure (en jours)	Forces (kN)			Résistances Ri (bars)
	1	2	3	
1	89	104	77	22
2	208	184	152	45
3	172	217	91	39
4	164	191	205	46
5	169	168	191	43
6	240	244	147	52
8	222	209	194	51
9	184	182	163	43
10	236	231	117	48
12	214	251	-	57
14	229	228	246	58
16	275	229	261	63
18	244	216	232	57
23	153	281	184	51
25	241	249	281	63
33	167	340	265	63
37	294	184	160	52



Résistance moyenne:

$$\bar{R} = \frac{\sum R_i}{n} = \underline{\underline{50 \text{ bars}}}$$

$n = 17$  valeurs

Ecart type

$$\sigma = \sqrt{\frac{\sum R_i^2 - n \bar{R}^2}{n-1}} = \underline{\underline{11 \text{ bars}}}$$

Coefficient de variation:

$$V = \frac{\sigma}{\bar{R}} \times 100 = \underline{\underline{22\%}}$$

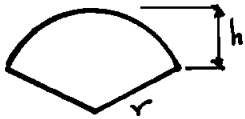
Le coefficient de variation et l'écart type illustrent la grande variabilité de la résistance dans le temps. Il faut noter qu'à l'issue du deuxième jour de cure, les résistances atteintes dépassent très largement les besoins pour un bâtiment en rez-de-chaussée.

La variation de la résistance dans une série est principalement due à deux facteurs difficilement contrôlables:

- variation granulométrique dans les gâchées
- force de compactage exercée par les manoeuvres sur la presse Terstarom.

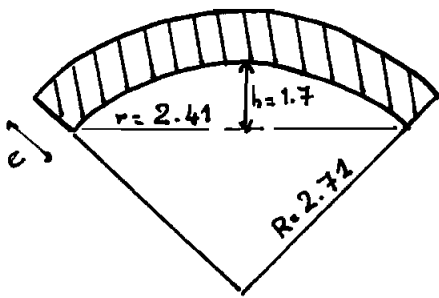
### A3: DIMENSIONNEMENT DE LA CEINTURE

#### I/ Poids de la coupole:



Le volume d'un secteur sphérique est donné par:

$$V = \frac{2}{3} \cdot \pi \cdot r^2 \cdot h \quad [14]$$



épaisseur de la coupole =  $e' = 0.11\text{m}$   
 épaisseur de l'enduit =  $e'' = 0.04\text{m}$

$$e = e' + e'' = 0.15\text{m}$$

Soit  $V =$  volume de la coupole

$$V = \frac{2}{3} \pi (R+e)^2 (h+e) - \frac{2}{3} \pi R^2 h$$

$$V = \frac{2}{3} \pi [(2.86^2 \cdot 1.81) - (2.7^2 \cdot 1.70)] = 5.54\text{m}^3$$

Soit  $\gamma =$  poids volumique du béton immergé.

masse d'un parpaing de  $22 \times 11 \times 7$  immergé = 3.657kg

$$\gamma = \frac{M \cdot g}{V} \quad \text{alors:}$$

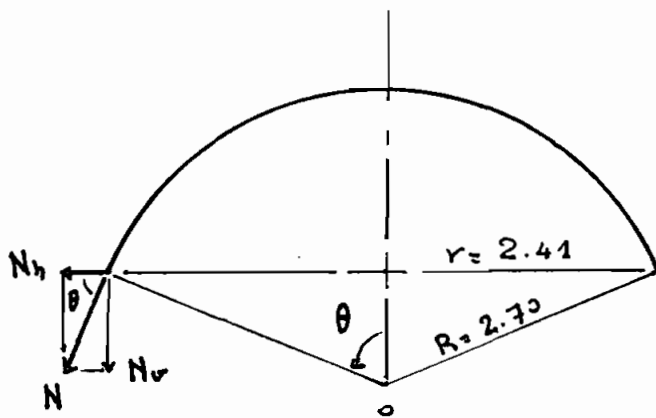
$$\gamma = \frac{3.657 \times 9.81}{0.22 \times 0.11 \times 0.07 \times 1000} = 21.18\text{KN/m}^3$$

$$\text{Poids} = \gamma \cdot V = 21.18 \times 5.54 = 117.32\text{KN}$$

$$P = 117.32\text{KN.}$$



## II/. Dimensionnement:



$$P = 117.32 \text{ kN}$$

$$N = \frac{P}{2\pi \cdot r} = \frac{117.32}{2\pi \cdot 2.41}$$

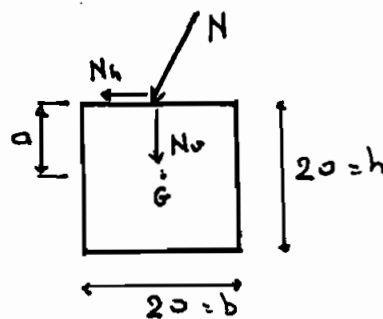
$$\underline{N = 7.75 \text{ kN/m}}$$

$$\sin \theta = \frac{2.41}{2.71} = 0.889$$

$$\underline{\theta = 62^\circ 47' 07''}$$

$$N_v = N \cdot \sin \theta = 7.75 \times 0.889 = 6.90 \text{ kN/m}$$

$$N_h = N \cdot \cos \theta = 7.75 \times 0.462 = 3.54 \text{ kN/m}$$

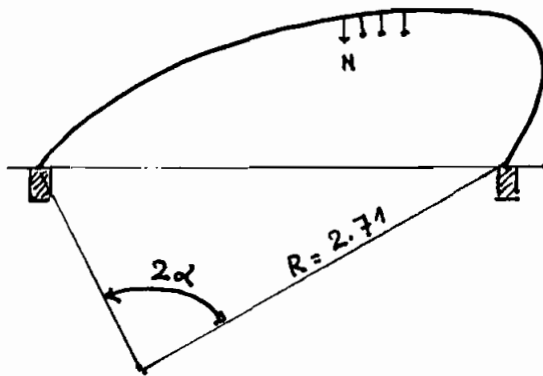


$G$  = centre de gravité de la section de la poutre.

1°/ Sous l'action de la composante horizontale  $N_h$ :  
 $N_h$  engendre une torsion de moment  $M_t^0$ .

$M_t^0 = N_h \times 2 \cdot \alpha \cdot R \cdot a$ ,  $2\alpha$  = angle entre deux poteaux consécutifs formant un arc circulaire.

Note ceinture reposant sur huit (8) poteaux (appuis) équi distants.



$$2\alpha = \frac{2\pi}{8} = \frac{\pi}{4}$$

$$\alpha = \frac{\pi}{8}$$

$$M_t^0 = 3.54 \times 2 \times \frac{\pi}{8} \times 2.71 \times 0.10$$

$$\underline{M_t^0 = 0.75 \text{ KN.m.}}$$

$N_h$  engendre aussi une traction avec  $N = N_h \cdot 2\alpha R$

$$N = 3.54 \times 2 \times \frac{\pi}{8} \times 2.71 = 7.53 \text{ KN.}$$

(p. 166) [5]

$$A_s = \frac{N}{\sigma_s} = \frac{7530}{348} = 21.65 \text{ mm}^2 = 0.22 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 0.22 \text{ cm}^2 \sim 1 \phi 5.5. \quad \text{pour}$$

les aciers longitudinaux. Quant aux aciers transversaux, des cadres  $\phi 6$  suffiront, car les armatures longitudinales à elles seules doivent pouvoir équilibrer la force  $N$  étant donné que le béton tendu est négligé. Ils seront (les cadres) espacés de 15 cm.

2°/ Sous l'action de la composante verticale  $N_v$ :

$$N_v = 6.90 \text{ KN/m}$$

Notre poutre peut être considérée comme soumise à une charge normale à son plan et uniformément répartie. [16] (page 294)

$$A = \frac{P \cdot R}{2\alpha} + M_f$$

$$B = \frac{P \cdot R}{2} + M_t = A \cdot \tan \alpha$$

$M_t$  = moment de torsion et  $M_f$  = moment de flexion aux quels la poutre est soumise en supposant l'encastrement aux deux appuis.

$$P = 2 \cdot \alpha \cdot R \cdot H_v = 2 \cdot \frac{\pi}{8} \times 2.71 \times 6.90 = 14.69 \text{ kN}$$

$$\frac{h}{b} = \frac{20}{20} = 1.0 \Rightarrow k = 1.40 \quad \text{d'où :}$$

$$A = 1.3332 P \cdot R = \frac{P \cdot R}{0.784} + M_f \Rightarrow \underline{M_f = 0.0577 P \cdot R}$$

$$B = A \cdot \tan \alpha = 0.5522 P \cdot R = 0.50 P \cdot R + M_t$$

$$\Rightarrow \underline{M_t = 0.0522 P \cdot R}$$

$$R = 2.71 \text{ m} \quad P = 14.69 \text{ kN}$$

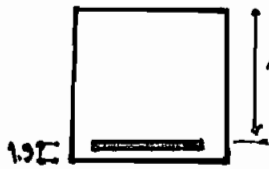
$$M_f = 0.0577 \times 14.69 \times 2.71 = 2.30 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_t = 0.0522 \times 14.69 \times 2.71 = 2.08 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

d'où le moment de torsion total  $M_{tt} = 2.08 + 0.75$

$$\underline{M_{tt} = 2.83 \text{ kN} \cdot \text{m}}$$

a/ Dimensionnement en flexion: (p. 73) [6]



$$\rho = \frac{M_f}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{2300}{11.3 \cdot 20 \cdot 18.1^2} = 0.031$$

$\rho = 0.031 < \rho_1 = 0.392$  (cf. tableau du chapitre II A-5 du Pierre Charon).

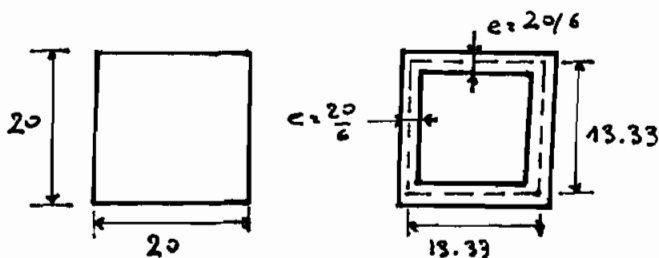
La section ne comportera donc pas d'armatures de compression.

$$\beta = 0.9845 \text{ (cf. tableau 7 annexes) [6]}$$

$$A = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{2300}{0.9845 \cdot 18.1 \cdot 348} = 0.37 \text{ cm}^2$$

$$A = 0.37 \text{ cm}^2 \rightsquigarrow 1 \phi 7.$$

b/ Dimensionnement en torsion: (p. 211) [6]



$$\Omega = 13.33 \times 13.33 = 177.78 \text{ cm}^2$$

$$u = 13.33 \times 4 = 53.32 \text{ cm}$$

$$\sigma = \frac{M_t}{2 \cdot \Omega \cdot e} = \frac{2830}{2 \cdot 177.78 \cdot \frac{20}{e}} = 2.39 \text{ MPa}$$

$$A_{\text{r}} = \frac{0. M_t}{2 \Omega \cdot \frac{f_c}{\sigma_s}} = \frac{53.32 \times 2830}{2 \cdot 177.78 \cdot \frac{400}{1.15}} = 1.22 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{r}} = 1.22 \text{ cm}^2 \sim 3 \phi 8$$

Armatures transversales:

Soit un cadre de  $\phi 6$  ( $A_t = 0.28 \text{ cm}^2$ )

L'espacement  $S_t$  est donné par  $S_t = \frac{2 \cdot \Omega \cdot A_t \cdot f_c}{M_t \cdot \sigma_s}$

$$S_t = \frac{2 \cdot 177.78 \times 0.28 \times 348}{2830} = 12.24 \text{ cm}$$

$$S_t = 12 \text{ cm.}$$

Au niveau des appuis, on aura  $S_t = 6 \text{ cm}$ .

c) Dimensionnement en cisaillement: (p. 170) [6]

Les cadres  $\phi 6$  suffiront car:

$$\sum_v = \frac{V_u}{b_0 d} = \frac{14690}{181 \times 200} = 0.41 \text{ MPa} < 0.10 f'_c$$

(art. A.5.1, 2 du BAEL 83)

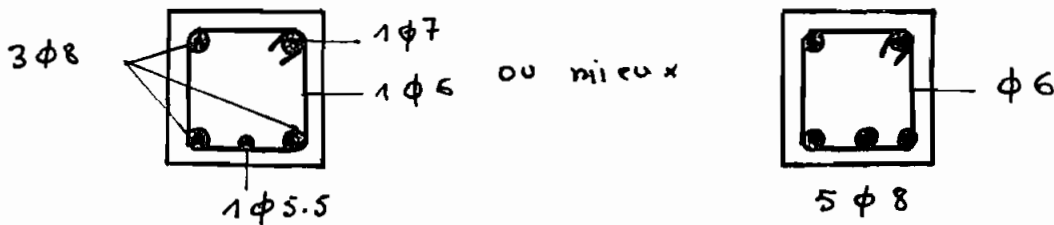
$$\sigma_0 = 0,41 \text{ MPa} < 2 \text{ MPa. O.K.}$$

$$\frac{A_{t.f.e}}{b_0 \cdot s_t \cdot s_{ind}} = \frac{0,28 \times 400}{20 \times 12 \cdot 24 \times 1} = 0,46 \text{ MPa} > 0,4 \text{ MPa. O.K.}$$

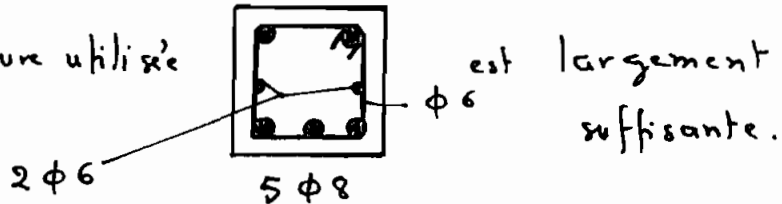
D'où l'armature suivante.

	longitudinales	transversales
Flexion	1 $\phi 7$	
Torsion	3 $\phi 8$	$\phi 6$ à 12 cm
Traction	1 $\phi 5.5$	$\phi 6$ à 20 cm
Cisaillement		$\phi 6$ à 12 cm

soit.



Donc l'armature utilisée



### III / Dimensionnement des poteaux:

$$\text{Poids de la coupole} = 117.32 \text{ KN}$$

$$\begin{aligned} \text{Poids de la crinoline} &= 2500 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \times 0.7026 \text{ m}^2 \times \frac{9.81 \text{ KN}}{1000 \text{ kg}} \\ &= 17.23 \text{ KN.} \end{aligned}$$

$$\text{Poids total} = 117.32 + 17.23 = 134.55 \text{ KN} = P$$

$$\text{Soit } N = \text{effort sur un poteau alors } N = \frac{P}{8} = \frac{134.55}{8}$$

$$\underline{N = 16.82 \text{ KN}}$$

#### a) Armature longitudinale:

$$A_{\text{min}} \geq \frac{0.2 \times \pi \times d^2}{100 \times 4} = \frac{0.2 \times \pi \times 15^2}{100 \times 4} = 0.35 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{min}} \geq \frac{8 \pi d^2}{4 \times 100} = 0.9 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow \underline{A_{\text{min}} = 0.9 \text{ cm}^2}$$

$$A_R = \frac{1}{\sigma_s} \cdot \left( N - 0.85 \frac{f_{c28} B}{\gamma_s} \right) = \frac{1}{248} \left( 16820 - \frac{0.85 \times 20 \times \pi \times 15^2}{1.5} \right)$$

$$A_R = -1834.57 \text{ cm}^2 < 0$$

$$\text{donc } A_R = A_{\text{min}} = 0.9 \text{ cm}^2 \rightsquigarrow 2 \phi 8$$

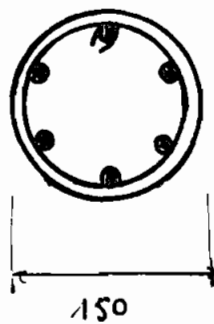
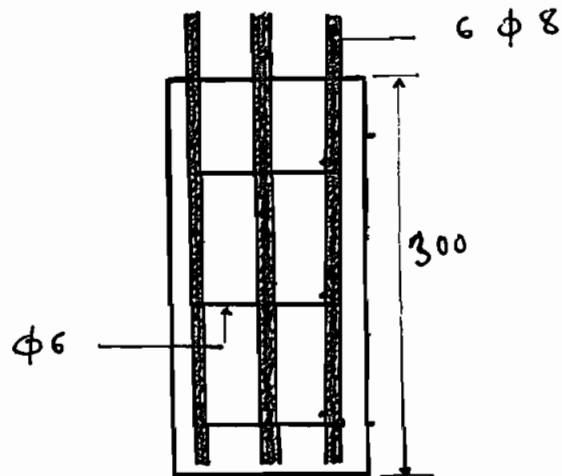
Mais comme le poteau est circulaire, il faut un minimum de 6 barres donc:

$$6 \phi 8.$$

en transversal,  $\phi_t = \frac{\phi_p}{3} = \frac{e}{3}$

Donc utilisons des  $\phi 6$ .

espacement de 10 cm  $\leq 15 + 10 = 25$  cm.





## A.4 Analyse granulométrique

école polytechnique de thès

LABORATOIRE DE GEOTECHNIQUE		ASTM D 422
A.4: ANALYSE GRANULOMETRIQUE		
IDENTIFICATION <u>Granulat type 2</u>		
Echantillon prélevé à <u>Chantier GEOBETON</u>		Manipulateur _____
_____		Calculé _____
		Date <u>03/03/87</u>

POIDS TOTAL DE L'ÉCHANTILLON REÇU AU LABORATOIRE ≠ W% NATURELLE  
 Récepteur no.: \_\_\_\_\_ Sol humide + tara = \_\_\_\_\_ g ; Sol sec + tara = \_\_\_\_\_ g  
 Poids de l'eau = \_\_\_\_\_ g ; Tara = \_\_\_\_\_ g ; Poids sol sec = \_\_\_\_\_ g ; W% = \_\_\_\_\_  
 % de particules plus grandes que 150 mm (6 po.) = \_\_\_\_\_

POIDS DE LA FRACTION UTILISÉE (si différente du poids total)	TAMIS		POIDS DU SOL RETENU en kg		% RETENU	% DU SOL PASSANT	
	poucés (mm)		INDIVIDUEL	CUMULATIF	CUMULATIF	CUMULATIF	CUMULATIF REPORTÉ
Récepteur no.: _____ Sol + tara = <u>37,9 kg</u> Tara = <u>4,5 kg</u> Sol sec = <u>33,4 kg</u> SÉCHAGE <input type="checkbox"/> Air <input type="checkbox"/> Four Remarques _____	<del>3" (75)</del>						
	<del>2" (50)</del>						
	<del>1 1/2" (37,5)</del>						
	<del>1" (25)</del>						
	<del>3/4" (19)</del> <del>1/2" (13)</del>		0,6	0,6	1,8	98,2	
	3/8" (9,5)		4,95	5,55	16,6	83,4	
	# 4 (4,75)		18,9	24,45	73,2	26,8	
RÉSIDU		8,95					
					Pertes		
					Poids = _____ g ; % = _____		

LABORATOIRE DE GEOTECHNIQUE		ASTM D 422
ANALYSE GRANULOMETRIQUE		
IDENTIFICATION <u>Granulat latéritique type 1</u>		
Echantillon prélevé à <u>Chantier GEOBETON</u>		Manipulateur _____
_____		Calculé _____
		Date <u>03/03/87</u>

POIDS TOTAL DE L'ÉCHANTILLON REÇU AU LABORATOIRE ≠ W% NATURELLE  
 Récepteur no.: \_\_\_\_\_ Sol humide + tara = \_\_\_\_\_ g ; Sol sec + tara = \_\_\_\_\_ g  
 Poids de l'eau = \_\_\_\_\_ g ; Tara = \_\_\_\_\_ g ; Poids sol sec = \_\_\_\_\_ g ; W% = \_\_\_\_\_  
 % de particules plus grandes que 150 mm (6 po.) = \_\_\_\_\_

POIDS DE LA FRACTION UTILISÉE (si différente du poids total)	TAMIS		POIDS DU SOL RETENU		% RETENU	% DU SOL PASSANT		
	poucés (mm)		INDIVIDUEL	CUMULATIF	CUMULATIF	CUMULATIF	CUMULATIF REPORTÉ	
Récepteur no.: _____ Sol + tara = <u>39,6 kg</u> Tara = <u>4,5 kg</u> Sol sec = <u>35,1 kg</u> SÉCHAGE <input type="checkbox"/> Air <input type="checkbox"/> Four Remarques _____	<del>3" (75)</del>							
	<del>2" (50)</del>							
	1 1/2" (37,5)							
	1" (25)		2,19	2,19	6,2	93,8		
	3/4" (19) 1/2" (13)		4,88	14,63	7,07	21,7	20,1	61,8
	3/8" (9,5)		7,86	29,56	84,2	15,8		
	# 4 (4,75)		4,48	34,04	97	3		
RÉSIDU		1,06						
					Pertes			
					Poids = _____ g ; % = _____			

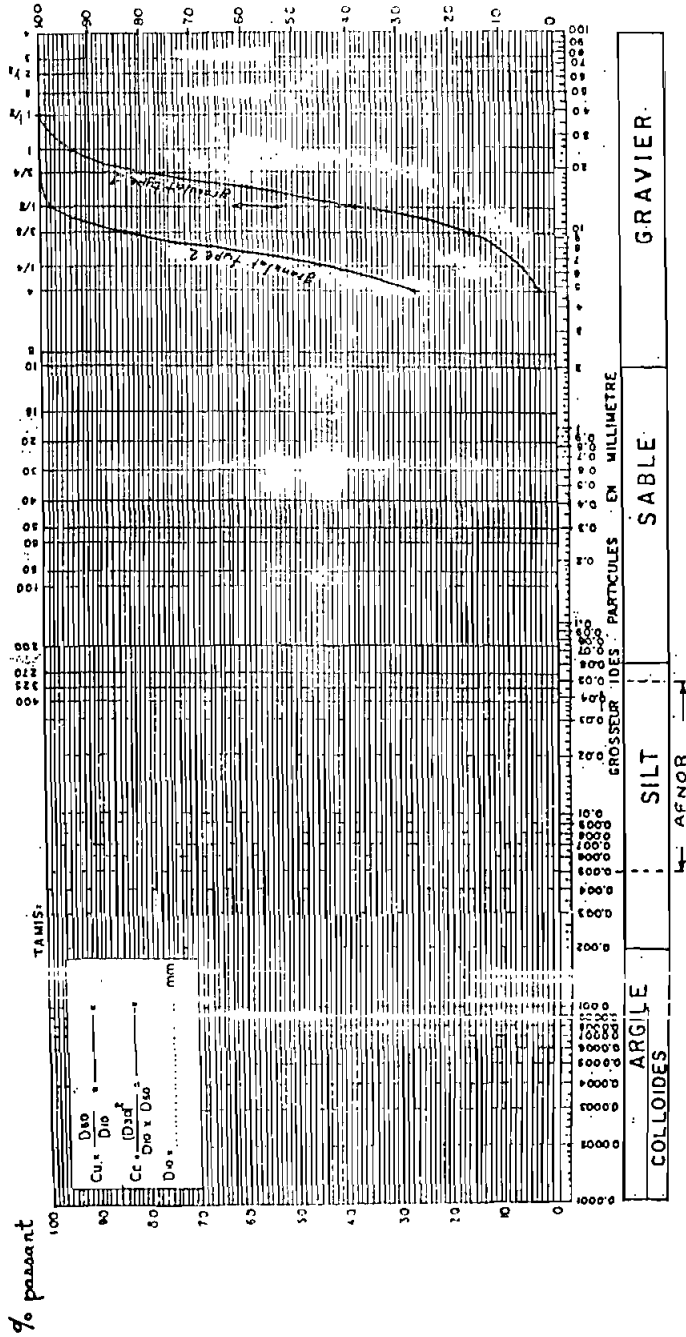


école polytechnique de thies  
Boite Postale 10, Thies, République du Sénégal

DATE 03/03/87

ECHANTILLON NO \_\_\_\_\_

COURBE GRANULOMETRIQUE



Description :

Remarques :

A5: Calcul d'amortissement du matériel de chantier.

Hypothèse: Le matériel de chantier est amorti sur la durée de vie du projet soit 2 mois. La durée de vie de ce matériel est environ de 5 ans.

Tableau des prix du matériel [17]

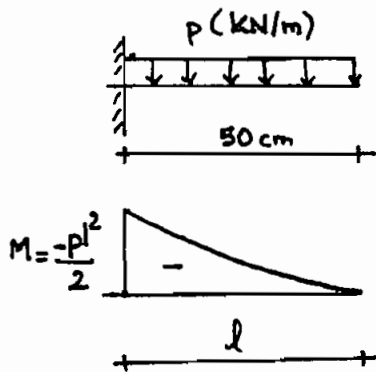
	quantités	prix unitaire (F. CFA)	Montant Total
pelle carré	1	2000	2000
pelle ronde	2	1560	3120
pioche	1	3000	3000
brouette	1	18350	18350
niveau	1	7100	7100
seau en caoutchouc	3	3180	9540
cisaille ferailleux	1	27600	27600
fil à plomb	1	5800	5800
marteau	2	1700	3400
truelle	3	1680	5040
arache clou	1	1875	1875
bétonnière	1	400.000	400.000
prese Terstaram	1	450.000	450.000
			936.825

$$\text{Amortissement: } A = \frac{936.825 \times 2}{5 \times 12}$$

$$\rightarrow \underline{\underline{A = 31228^{FCFA}}}$$

## A6 Dimensionnement des auvents

On considère une poutre encastrée en porte-à-faux. Pour avoir le moment maximal à l'encastrement, on charge l'auvent avec la charge d'exploitation



$$\text{ELU : } p = 5,91 \text{ kN/m}$$

$$\text{ELS : } p = 4,3 \text{ kN/m}$$

E.L.U.

$$M = -\frac{5,91 \times (0,50)^2}{2} = -0,74 \text{ kN.m}$$

poutre :  $h = 12 \text{ cm}$      $b = 100 \text{ cm}$

barres HA type 1    FE40     $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$      $\rho_l = 0,392$

$$\bar{\sigma}_b = 11,3 \text{ MPa}$$

$$d = 12 - 1,5 - 0,3 = 10,2$$

$$\rho = \frac{M}{\bar{\sigma}_b b d^2} = \frac{740}{11,3 \times 100 \times (10,2)^2} = 0,006 < \rho_l$$

La section ne comporte que des armatures tendues

$$\beta = 0,997 \Rightarrow A = \frac{M}{\beta d \sigma_s} = \frac{740}{0,997 \times 10,2 \times 348} = 0,21 \text{ cm}^2$$

E.L.S. : fissuration préjudiciable

$$M = -\frac{4,3 \times (0,50)^2}{2} = -0,54 \text{ kN.m}$$

$$\bar{\sigma}_s = 240 \text{ MPa} \Rightarrow \rho_1 = \frac{M}{bd^2 \bar{\sigma}_s} = \frac{540}{100 \times (10,2)^2 \times 240} = 0,0002$$

$$\beta_1 = 0,975 \quad \text{et} \quad k = 0,005$$

$$\sigma_b^{-1} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 20 = 12 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = k \bar{\sigma}_s = 0,005 \times 240 = 1,2 \text{ MPa}$$

$\sigma_b < \sigma_b^{-1}$  la section ne comporte que des armatures tendues

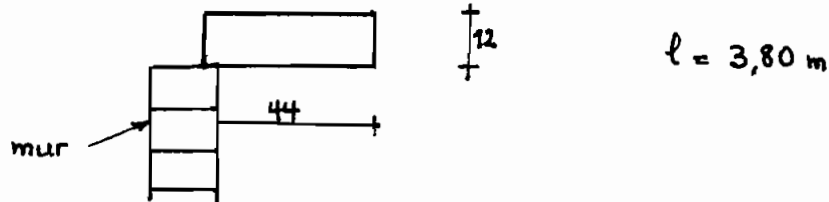
$$A = \frac{M}{\beta_1 d \bar{\sigma}_s} = \frac{540}{0,975 \times 10,2 \times 240} = 0,23 \text{ cm}^2$$

On prend 2 barres de 5 par mètre

Longueur de scellement droit  $l_s = 42 \phi$  p. 192 [6]

$$l_s = 42 \times 5 = 210 \text{ mm}$$

## Dimensionnement de la poutre - auvent



### Charges de calcul

On admet une charge d'exploitation de  $1,5 \text{ kN/m}$  due aux charges que devra supporter la poutre lors de la construction de la coupole.

$$\text{E.L.U.} : p = 1,35 \times (0,324 + 2,94) + 1,5 \times 1,5 = 6,6564 \approx \underline{6,7 \text{ kN/m}^2}$$

$$\text{E.L.S.} : p = (0,324 + 2,94) + 1,5 = 4,764 = \underline{4,8 \text{ kN/m}^2}$$

### Dimensionnement de la poutre

La poutre, ayant appuyée sur un des bords comme le montre le schéma, est soumise à un moment de torsion.

Charge ultime  $p$  par unité de longueur de la poutre :

$$(h = 12 \text{ cm} \quad b = 48 \text{ cm})$$

$$p = 6,7 \times 0,48 = 3,22 \text{ kN/m}$$

### Moment de torsion

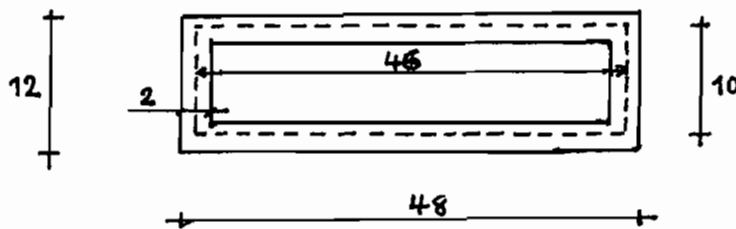
$$M_t = p l \frac{b}{2} = 3,22 \times 3,8 \times 0,48 \times 0,5 = 2,94 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

## Calcul des armatures

barres HA type 1 FE40  $\gamma_s = 1,15$   $f_c = 400 \text{ MPa}$

La section étant pleine, on la remplace par une section creuse dont les dimensions sont les suivantes

$$e = \frac{q}{6} = \frac{12}{6} = 2, \text{ cm}$$



Aire du contour tracé à mi-épaisseur des parois

$$\Omega = 46 \times 10 = 460 \text{ cm}^2$$

Périmètre du contour

$$u = (46 + 10) \times 2 = 112 \text{ cm}$$

Contrainte tangente de torsion  $\tau$  p.213 [6]

$$\tau = \frac{M_t}{2 \Omega e} = \frac{2940}{2 \times 460 \times 2} = 1,60 \text{ MPa}$$

fissuration préjudiciable  $\tau \leq 0,10 f_{c28} = 0,10 \times 20 = 2 \text{ MPa}$  OK!

## Armatures longitudinales

$$A_l = \frac{\gamma_s u M_t}{2 \Omega f_c} = \frac{1,15 \times 112 \times 2940}{2 \times 460 \times 400} = 1,03 \text{ cm}^2$$

$$\text{Section minimale : } \frac{A_e f_e}{e_u} \geq 0,4 \text{ MPa} \Rightarrow A_e = \frac{0,4 e_u}{f_e} = \frac{0,4 \times 2 \times 112}{400} = 0,22 \text{ cm}^2$$

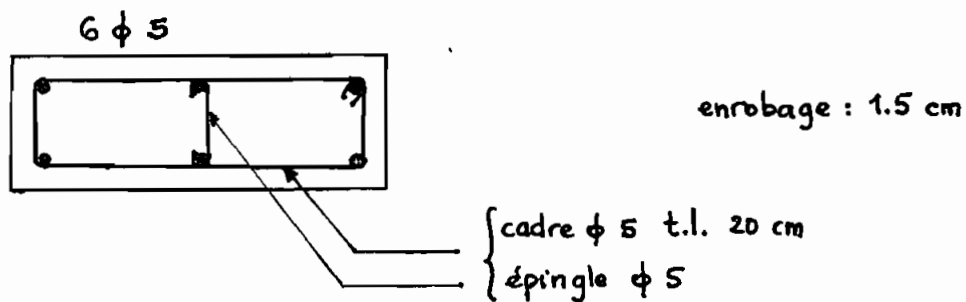
### Armatures transversales

Soit un cadre de  $\phi 5$  ( $A_t = 0,20 \text{ cm}^2$ )

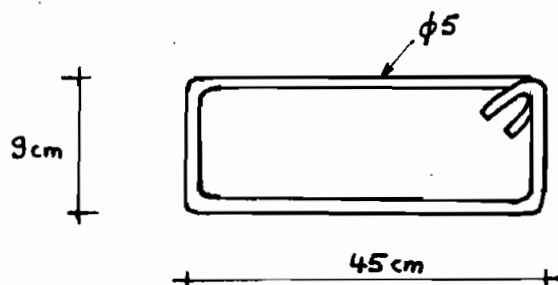
$$S_t = \frac{2 \Omega A_t}{M_t} \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{2 \times 460 \times 0,2}{2940} \times \frac{400}{1,15} = 21,7 \text{ cm} \quad \text{p. 215 [6]}$$

$$\text{Section minimale : } \frac{A_t f_e}{e_{st}} \geq 0,4 \Rightarrow A_t = \frac{0,4 \times 2 \times 21,7}{400} = 0,04 \text{ cm}^2$$

On mettra un cadre de  $\phi 5$  tous les 20 cm



$$l_s = 42 \phi = 42 \times 5 = 210 \text{ mm} = 21 \text{ cm}$$





### Poinçonnement poteau - dalle

poteau de  $30 \times 30 \text{ cm}$

$$h_o = 12 \text{ cm} \quad h_r = 1,5 \text{ cm}$$

$$u = v = a + 2h_r + h_o = 30 + 2 \times 1,5 + 12 = 45 \text{ cm} \quad \text{p. 295 [6]}$$

$$Q_u = 5,91 \text{ kN/m}^2 \times (0,45)^2 = 1,2 \text{ kN}$$

$$Q_u \leq 0,045 u_c h_o f_{c28}$$

$$0,045 u_c h_o f_{c28} = 0,045 \times 2 (45+45) \times 12 \times 20 \times 100 = 194400 \text{ N}$$

$$Q_u < 194,4 \text{ kN} \quad (\text{pas de poinçonnement})$$

— BIBLIOGRAPHIE —

- [1] Habitat - Document d'information  
United Nations Centre for Human Settlements (1986)
- [2] Message du Secrétaire Général de l'ONU à la Journée  
Mondiale de l'Habitat. CNUFH (Habitat) (1986)
- [3] Le latérite et son utilisation en génie civil  
Mémoire de Diplôme d'Etudes Approfondies (DEA) de  
M<sup>r</sup> Youssouf Sakho à l'Institut Polytechnique de Lorraine  
en 1986
- [4] Dégénération, Entretien et Réparation des ouvrages  
de génie civil: Sidney M. Johnson  
traduit par Michel Loudez  
Editions Eyrolles 1969
- [5] Guide de dépannage pour les constructions en béton  
Association Canadienne du Ciment Portland  
Volume 21 N° 8 - 1977.
- [6] Calcul des ouvrages en béton armé suivant les règles  
BAEL 83 par Pierre Charon  
2<sup>ème</sup> Edition - Edition Eyrolles 1983
- [7] Géobéton - Constructions en Terre I - Architecture et  
Nouvelle: Technique de mise en œuvre: Projet de fin  
d'étude présenté par Cheikhna Cissé - Babacar Diye -  
Abdou Ndrini Sall - E.P.T 1986.
- [8] Mécanique à l'usage des ingénieurs  
Ferdinand P. Beer / E. Russel Johnston, Jr  
Editeurs: Mc Graw-Hill 1981

- [9] Rapport sur les Techniques de construction mises au point par l'ADANA entre 1977 et 1982 pour la promotion des matériaux locaux africains - (1982)
- [10] Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics n° 436 Juillet - Août 1985
- [11] Règles Techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des Etats Limites  
Editions Eyrolles 1985
- [12] Nouveau guide du béton - Georges Dreux  
Edition Eyrolles 1985
- [13] Cours Supérieur de Béton Armé - Paul Dinnequin  
Edition Eyrolles 1983
- [14] Formulaire Technique - GIECK - KURT  
Traduction française de G. Bendit  
7<sup>ème</sup> Edition française - 1982.
- [15] Calcul aux états limites des charpentes d'acier  
Picard Beaulieu  
Universal Offset limited - 1981.
- [16] de calcul des arcs, anneaux et tubes circulaires  
Raoul Pascal Editions Eyrolles 1964.
- [17] Problématique du financement de l'Habitat Social - Ministère de l'Habitat et de l'Urbanisme  
ONU (PNUD et CNUEH) - Projet SEN/82/005  
Aout 1984.
- [18] Guide de construction du bâtiment  
R Adrait / D. Sommier - Edition Hachette 1984

[19] Théorie des coques de Révolution - Cours du  
Dr. E. Ramm Université Stuttgart 1978/1979  
traduit par le Dr. Aliou Diack professeur à l'ÉPT

[20] "Construire en Terre"

CRATERRE Editions Alternatives et Parallèles 1980

[21] "Latérite Matériau de construction" - Phase III

Projet de fin d'études présenté par Cheikh Fall et  
Ibrahima A. Guette - Juin 1982. E.P.T.