

· ECOLE POLYTECHNIQUE DE THIES

· DEPARTEMENT DU GENIE CIVIL

GC.0596

PROJET DE FIN D'ETUDES

ETUDE D'UN RESERVOIR EN AGGLOS
POUR L'ALIMENTATION EN EAU DU
VILLAGE DE GANKET - GUENT

· AUTEUR : SOULEYMANE NDIONGUE

· DIRECTEUR : THOMAS AQUIN - ING. M.Sc.A

M AI 1985

REMERCIEMENTS

Nous tenons à exprimer notre profonde gratitude à :

- Monsieur Thomas Aquin , Professeur , qui n'a ménagé aucun effort pour nous apporter ses précieux conseils pendant toute la durée de l'étude.

- Monsieur Amadou Cissé , Chef du C.E.R. de Keur Momar Sarr , pour toutes les informations qu'il a bien voulu nous fournir.

- Monsieur Philippe Bouchard , technicien à l' E.P.T.

Nos remerciements vont aussi à tout ceux qui de près ou de loin ont contribué à l'élaboration de cette étude.

— SOMMAIRE —

L'objet de ce projet est l'étude d'un réservoir en maçonnerie armée. Ce réservoir est conçu pour le système d'alimentation en eau du village de Ganket Guent. Une surélévation de 2,5m environ sera réalisée. Cette hauteur ne permet pas de vaincre les pertes de charge dans un réseau important. Le système d'alimentation se résume donc à quelques bornes fontaines situées à proximité de l'ouvrage ou à un bassin où le puisage se fera directement.

Les briques utilisées sont de dimensions 40 x 20 x 15 cm. Les armatures verticales passent par les alvéoles des briques et les armatures circulaires sont disposées entre les rangées de briques.

L'étude s'articule autour de cinq parties :

l'estimation des besoins en eau, l'aspect structural, l'aspect mise en œuvre, l'aspect logistique et l'aspect économique. Ces deux dernières parties exigent du concepteur une expérience profonde de la construction, tenant compte des nombreux facteurs influant sur les coûts unitaires : disponibilité des matériaux, rendement de la main d'œuvre, rentabilité des équipements, facilité d'achat et de location, compétence des entrepreneurs et influence des conditions climatiques. Nous nous sommes efforcés de notre mieux pour donner une estimation du coût du projet assez précise.

La référence de base utilisée pour le calcul structural est la publication du Portland Cement Association intitulée "Concrete information. Circular Concrete tanks without prestressing."

TABLE DES MATIERES

<u>Désignation</u>	<u>Page</u>
<u>INTRODUCTION</u>	1
<u>Chapitre 1</u> ESTIMATION DES BESOINS EN EAU	4
1.1 Etude socio-économique	
1.1.1 Estimation de la population	
1.1.2 Estimation du cheptel	5
1.2 Etude de la consommation	6
1.2.1 Consommation de la population	
1.2.2 Consommation du cheptel	
<u>Chapitre 2</u> METHODES DE CALCUL	7
2.1 Paroi annulaire	
2.1.1 Traction annulaire	8
2.1.2 Flexion de la paroi.	9
2.1.3 Cisaillement à la base du mur	
2.2 Toiture	10
2.3 Dalle flottante	
2.4 Support du réservoir	
<u>Chapitre 3</u> : CALCUL DE LA PAROI ANNULAIRE	11
3.1 Calcul des armatures circulaires	
3.2 Flexion de la paroi	14
3.3 Cisaillement à la base du mur	15
<u>Chapitre 4</u> ETUDE DE LA TOITURE	17
<u>Chapitre 5</u> DALLE DU RESERVOIR	19
5.1 Calcul des efforts	
5.1.1 Charges permanentes	

5.1.2	Moments de flexion	20
5.2	Calcul de l'armature	22
<u>Chapitre 6</u>	SUPPORT DU RESERVOIR	23
6.1	Calcul de la charge permanente	
6.2	Calcul des aciers circulaires	24
6.3	Calcul des aciers verticaux	
<u>Chapitre 7</u>	ASPECT MISE EN ŒUVRE	27
7.1	Fabrication des briques	
7.1.1	Dosage	
7.1.2	Perçage des briques	
7.1.3	Murissage	28
7.2	Joints des briques	
7.3	Étanchéité	29
7.4	Fabrication des éléments en béton armé	
7.5	Ferraillage	
7.6	Support du réservoir	30
<u>Chapitre 8</u>	ASPECT LOGISTIQUE	31
<u>Chapitre 9</u>	ETUDE DES COLTS	33
9.1	Relevé des quantités	
9.2	Coût des matériaux	37
9.3	Coût de la main d'œuvre	38

— CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS —

annexe	N° 1	45
annexe	N° 2	49
annexe	N° 3	52
annexe	N° 4	59
annexe	N° 5	61

annexe N°6	63
annexe N°7	65
Bibliographie	68

— INTRODUCTION —

Ganket Guent est un petit village situé à quelques kilomètres du Lac de Guiers. Sa population s'élève à peine à 500 habitants. L'approvisionnement en eau des villageois est assuré par quelques puits dont la qualité de l'eau atteint à peine le seuil de potabilité pour l'homme. Les populations ont la lourde tâche d'effectuer quotidiennement 3 km pour s'alimenter au forage de Keur Momar Sarr. Le Church World Services envisage remédier à ce problème en implantant un réseau d'adduction d'eau du forage de Keur Momar Sarr au village de Ganket - Guent.

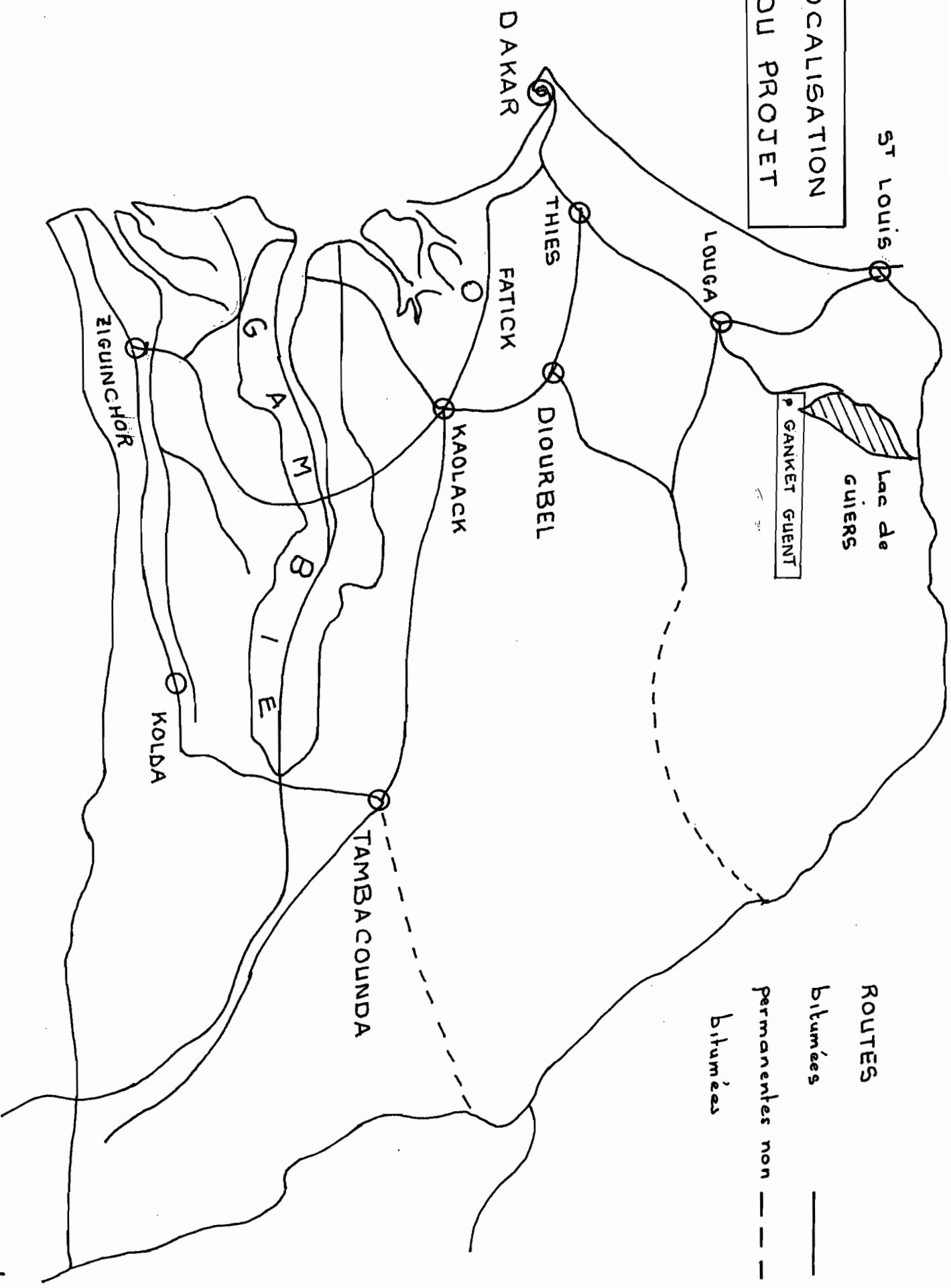
Le village de Keur Momar Sarr est desservi par un château d'eau dont le nombre de remplissage dans une journée atteint fréquemment trois. On comprend donc aisément que cet ouvrage ne peut assurer l'approvisionnement simultané des deux villages. Le réservoir que nous proposons sera implanté au village de Ganket - Guent.

Les avantages des réservoirs dans les systèmes d'alimentation en eau ne sont plus à démontrer aujourd'hui. Nous citerons entre autres le fonctionnement intermittent des pompes, une exploitation rationnelle de la nappe et un approvisionnement sans interruption. Un réservoir en maçonnerie armée répond au souci de minimiser le coût du projet. La construction en maçonnerie armée permet d'économiser le coût du bois de coffrage.

2

Le volume d'emmagasinement de l'ouvrage sera la consommation journalière projetée du village. La période de design est de 20 ans. La consommation sera donc estimée pour l'an 2004.

**LOCALISATION
DU PROJET**



ROUTES
 bitumées ———
 permanentes non ———
 bitumées - - - - -

Chapitre 1 ESTIMATION DES BESOINS EN EAU

1.1. Etude socio-économique :

La capacité du réservoir dépend de la demande en eau qui est fonction de l'importance de la population, du cheptel, des cultures maraîchères et des infrastructures. Le village n'abrite aucune infrastructure et le maraîchage se fait au bord du lac. Dans l'estimation des besoins en eau, il ne sera donc tenu en compte que de la demande pour la consommation humaine et animale.

1.1.1. Estimation de la population :

Les données suivantes proviennent du recensement administratif de Ganket - Guent pour l'année 1983.

tableau 1.1 Population en 1983.

Imposables		enfants		exempts		Total
hommes	femmes	garçons	filles	hommes	femmes	
109	75	118	118	1	7	428

La population en milieu rural croît selon une progression arithmétique. Le taux de croissance moyen de la population rurale est de 1,8%.

Soit P_0 , la population de l'année de référence
 P_n , la population à l'année n et α , le taux de croissance :

$$P_1 = P_0 + \alpha P_0 = P_0 (1 + \alpha)$$

$$P_2 = P_1 + \alpha P_1 = P_1 (1 + \alpha) = P_0 (1 + \alpha)^2$$

on trouve donc que $P_n = P_0 (1 + \alpha)^n$.

La population P en l'an 2004 est :

$$P = 428 (1 + 0,018)^{21} = 623 \text{ habitants.}$$

Selon les auteurs Wagner et Lanoix il faut toujours compter un accroissement de 50% quelque soit la période de service fixée pour le projet.

$$P = 1,50 \times 428 = 642 \text{ habitants.}$$

La population pour la période de service est donc de 642 habitants.

1.1.2. Estimation du cheptel

L'estimation du cheptel est devenu très difficile ces dernières années. Ceci résulte de la sécheresse qui sévit depuis une décennie entraînant une perte de bétail et une transhumance difficilement contrôlable. Une estimation sommaire a néanmoins été effectuée par le chef de village.

tableau 1.2 Cheptel en 1984

Espèces	bovins	ovins et caprins	équins	ânes
nombre	412	3050	46	37

Le taux de croissance des différentes espèces dans la Région de Louga est donné par le tableau suivant :

tableau 1.3 taux de croissance du cheptel

Espèce	bovins	ovins et caprins	équins et ânes
taux de croissance	2%	4%	2%

Le cheptel en 2004 est calculé selon une progression arithmétique.

Tableau 1.4 Cheptel en 2004

Espèce	bovins	ovins et caprins	équins	ânes
taux de croissance	612	6683	69	55

1.2 Etude de la consommation:1.2.1 Consommation de la population:

L'Organisation Mondiale pour la Santé propose pour les pays en voie de développement une consommation journalière de 40 litres par habitant. Cette valeur tient compte du gaspillage inévitable quand l'eau doit être transportée jusqu'au domicile.

consommation en 2004 : $40 \times 642 = 25680 \text{ l}$.

1.2.2 Consommation du cheptel:

En zone tropicale la consommation du cheptel est estimée par espèce comme suit:

Tableau 1.5 Consommations unitaires

Espèces	bovins	ovins et caprins	ânes	équins
consommation l/j	40	5	20	40

La consommation du cheptel en 2004, calculée à partir des tableaux 1.4 et 1.5 est de 61755 l.

Conclusion

La consommation journalière totale au terme de la période de design est de $87,5 \text{ m}^3$. Un réservoir de 90 m^3 constituera donc une réserve satisfaisante.

Chapitre 2

METHODES DE CALCUL

Dans ce chapitre, nous exposons l'approche utilisée pour dimensionner les différentes parties du réservoir qui sont : le mur du réservoir, la toiture, la dalle de base et le mur du support.

2.1 Paroi annulaire :

Les parois des ouvrages hydrauliques subissent la pression hydrostatique qui on le sait croit de façon linéaire avec la profondeur. A une profondeur h , la pression est $P = \gamma h$. Cette pression provoque la tension annulaire et la flexion de la paroi. La distribution de ces efforts dépend de la nature de l'appui mur - dalle de base.

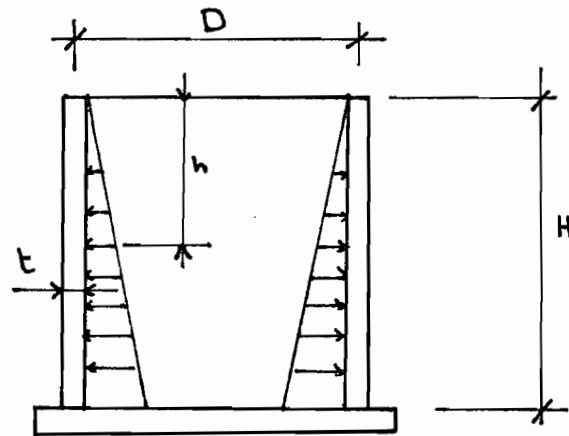


figure 2.1 Pression hydrostatique.

Il est difficile de prédire le type d'appui, par contre nous pouvons le supposer d'après la méthode de construction comme le montre les deux schémas de la page suivante (fig. 2.2). Notre mur étant simplement armé, nous considérons un appui rotulé pour le calcul de l'effort de traction annulaire. Pour la flexion et le cisaillement nous considérons, l'appui qui donnerait

le plus grand effort de design. Pour ces derniers cas nous considérons un appui encastré.

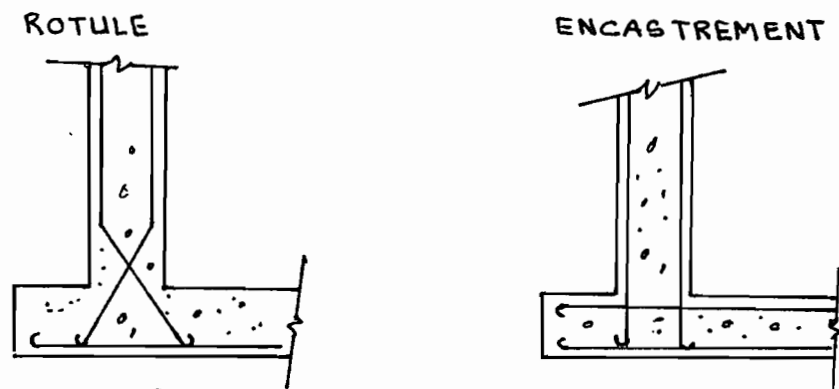


Figure 2.2 Types d'appui

La valeur des efforts en différents points du mur est donnée par les tables du Portland Cement Association présentées en annexe 1. Ces efforts dépendent des dimensions relatives du réservoir et de la profondeur considérée. Si H , D , t sont respectivement la profondeur du réservoir, le diamètre, et l'épaisseur du mur, l'effort en un point quelconque est fonction de $\frac{H^2}{Dt}$ et de la profondeur.

2.1.1 Traction annulaire:

L'effort de traction annulaire est calculé pour des bandes circulaires de 1 m de hauteur.

$$T_0 = (\gamma HR) \times \text{coef.} \quad (\text{N par m de largeur})$$

Le coefficient est donné par la table II annexe 1.

Pour le calcul des armatures circulaires, on considère une contrainte pour l'acier de $f_s = 100 \text{ MPa}$.

L'aire d'acier A_s est donc:

$$A_s = \frac{T}{f_s}$$

2.1.2 Flexion de la paroi :

Les efforts de flexion sont déterminés pour des bandes verticales de 1m de largeur. Le moment de flexion est donné par la relation.

$$M = \text{coef} \times \gamma H^3 \quad (\text{Nm par m de largeur})$$

Le coefficient est donné par la table 7, annexe 1.

Les aciers verticaux sont calculés par la théorie aux états limites.

Les paramètres de calcul pour l'acier et la maçonnerie sont $f_y = 400 \text{ MPa}$ et $f'_c = 18 \text{ MPa}$. L'aire d'acier est répartie telle que chaque brique soit traversée par une barre verticale.

2.1.3 Cisaillement à la base du mur :

Il s'agit essentiellement d'un calcul de vérification. On vérifie si l'appui du mur résiste aux efforts de cisaillement le sollicitant.

Le cisaillement à la base est donné par la relation:

$$V = \text{coef} \times \gamma H^2 \quad (\text{N par m de largeur})$$

Le coefficient est donné par la table 16, annexe 1.

L'effort de cisaillement pondéré est $1,4V$.

La contrainte de cisaillement est d'après la norme ACNOR A 23.3 M 77.

$$v_u = \frac{1,4V}{0,85bd}$$

La contrainte reprise par le mortier est $v_c = 0,17\sqrt{f'_c}$.

Pour que le mur résiste il faut avoir :

$$v_u < \frac{v_c}{2}$$

2.2 Toiture :

La toiture est faite de plaques ondulées en fibrociment supportées par une poutre principale en béton armé. Afin de permettre les opérations d'entretien, une ouverture est aménagée. Les bords de l'ouverture sont renforcés par une poutre secondaire. L'ouverture est fermée par une plaque amovible en amiante-ciment.

La poutre maîtresse est calculée pour résister à son poids propre, au poids des plaques et à la surcharge d'exploitation.

2.3 Dalle flottante :

La dalle est calculée pour résister aux charges dues au mur, à l'eau et à la toiture. La dalle repose par toute sa surface sur le remblai de sable compacté.

2.4 Support du réservoir :

Le support du réservoir est composé d'un mur annulaire en maçonnerie armée. Le support retient un remblai de sable compacté sur lequel repose le réservoir. Le mur est donc sollicité par la poussée des terres et par la poussée due à la surcharge. Ces poussées provoquent la traction annulaire et la flexion du mur. Le calcul est donc identique à celui du mur du réservoir.

Chapitre 3 CALCUL DE LA PAROI ANNULAIRE

La paroi annulaire est un mur en maçonnerie armée, fait de briques de dimensions $40 \times 20 \times 15$. La distribution des efforts dépend essentiellement du type d'appui. Il est difficile de prédire le comportement de l'appui. Pour la traction annulaire, un appui rotulé est plus raisonnable et plus sécuritaire. Pour la vérification des autres types de sollicitations, on considère le cas le plus critique. La vérification de la flexion et du cisaillement se fera donc pour un appui encastré.

La résistance du mur est $f'_c = 18 \text{ MPa}$. Seul pour le dimensionnement du réservoir, il sera considéré une contrainte admissible de l'acier de $f_s = 100 \text{ MPa}$.

3.1 Calcul des armatures circulaires :

On considère que le mur est rotulé à la base. L'effort de traction annulaire pour une ceinture de 1 m de hauteur est donné par la relation :

$$T_o = \text{coef} \times \gamma \cdot H \cdot R$$

Le coefficient est donné par l'annexe 1 table II pour diverses valeurs de la profondeur et du facteur

$$\frac{H^2}{D \cdot t}$$

Les barres circulaires étant disposées entre les rangées des briques, on calcule l'effort correspondant à la hauteur d'une brique. La hauteur d'une brique est de 20 cm, cet effort est donc de

$$T = \frac{T_o}{6}$$

12

L'aire d'acier A_s est : $A_s = \frac{T}{f_s}$ où $f_s = 100 \text{ MPa}$

Les dimensions du réservoir sont :

$$V = 90 \text{ m}^3, H = 4 \text{ m}, D = 5,35 \text{ m}, t = 0,150 \text{ m}$$

$$\frac{H^2}{Dt} = \frac{4^2}{5,35 \times 0,150} = 20$$

Les calculs sont résumés dans le tableau 3.1 de la page suivante.

tableau 3.1 : Calcul des armatures circulaires

point	0,1H	0,2H	0,3H	0,4H	0,5H	0,6H	0,7H	0,8H	0,9H
coef.	0,104	0,200	0,299	0,393	0,501	0,632	0,807	0,817	0,603
T_0 (N)	10905	20972	31353	41210	52535	66272	84622	85671	62230
$T = T_0/5$ (N)	2181	4194	6271	8242	10507	13254	16924	17134	12446
$A_s = \frac{T}{100}$ (mm ²)	22	42	63	82	105	132	169	171	124
barre T	8	8	10	12	12	14	14	14	14

$$T_0 = \text{coef} \times \gamma H R = \text{coef} \times 9800 \times 4 \times \frac{5,35}{2} = \text{coef} \times 104860$$

3.2 Flexion de la paroi

Pour le calcul des armatures de flexion, un appui encastré donne le plus grand moment ultime.

Calcul du moment ultime:

Le moment de flexion pour une bande verticale de 1m de largeur est donné par la relation :

$$M = \text{coef} \times \delta H^3 \quad \text{Nm / m de largeur}$$

Le coef. est. donné par la table VII annexe 1.

Pour $H^2 / Dt = 20$ on a coef = 0,0063.

Le moment maximum est donc

$$M = 0,0063 \times 9800 \times 4^3 = 3951 \text{ Nm}$$

$$M_u = 1,4 \times 3951 = 5532 \text{ Nm}$$

Calcul de l'armature:

pourcentage d'acier minimum $\rho_{\min} = 1,4 / f_y = 0,0035$

pourcentage d'acier balancé

$$\rho_B = \frac{0,85 \beta_1 f'_c}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right)$$

$$\rho_B = \frac{0,85 \times 0,85 \times 18}{400} \left(\frac{600}{600 + 400} \right) = 0,0195$$

pourcentage d'acier maximum

$$\rho_{\max} = 0,75 \rho_B = 0,75 \times 0,0195 = 0,0146$$

Le moment résistant M_R est donné par la relation.

$$M_R = b d^2 \phi \rho f_y \left(1 - \frac{0,59 \rho f_y}{f'_c} \right)$$

$$b = 1000 \quad d = 75 \quad \phi = 0,9$$

$$M_R = 2025 \times 10^6 \rho \left(1 - 13,111 \rho \right)$$

Pour le design on vise l'égalité $M_u = M_R$,

on trouve donc un pourcentage d'acier $\rho = 0,0029$

Cette valeur de ρ est inférieure à la valeur minimum, par conséquent on retient $\rho = \rho_{\min} = 0,0035$

L'aire d'armature est

$$A_s = \rho b d = 0,0035 \times 1000 \times 75 = 262 \text{ mm}^2$$

On prend des barres T12 espacées de 400mm centre à centre.

$$A_s = \frac{1000}{400} \times 113 = 282 \text{ mm}^2 > 262 \text{ mm}^2$$

3.3 Cisaillement à la base du mur.

Le cisaillement à la base du mur est maximum lorsque l'appui est un encastrement. Pour une bande verticale de 1m de largeur, le cisaillement est donné par la relation:

$V = \text{coef} \times \gamma H^2$ (N par m de largeur de mur) Le coefficient est donné par la table 16 annexe 1.

$$V = 0,114 \times 9800 \times 4^2 = 17875 \text{ N}$$

La contrainte de cisaillement σ_u est:

$$\sigma_u = \frac{1,4 V}{0,85 b d} = \frac{1,4 \times 17875}{0,85 \times 1000 \times 75} = 0,39 \text{ N/mm}^2$$

La contrainte maximum que peut supporter le mortier est: $\sigma_c = 0,17 \sqrt{f'_c} = 0,17 \sqrt{18} = 0,72 \text{ MPa}$

On ne considère que la moitié de cette résistance:

$$\frac{\sigma_c}{2} = \frac{0,72}{2} = 0,36 \text{ MPa}$$

La contrainte ultime σ_u , est peu différent de $\frac{\sigma_c}{2}$. Cette différence est tolérable puisque un encastrement n'est jamais parfait et le cisaillement par conséquent se trouverait diminué. Le mur reprend donc tout le cisaillement.

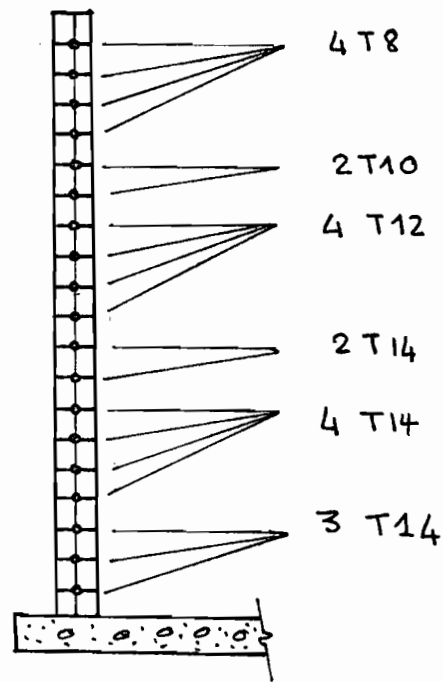


Figure 3.1 Armatures circulaires

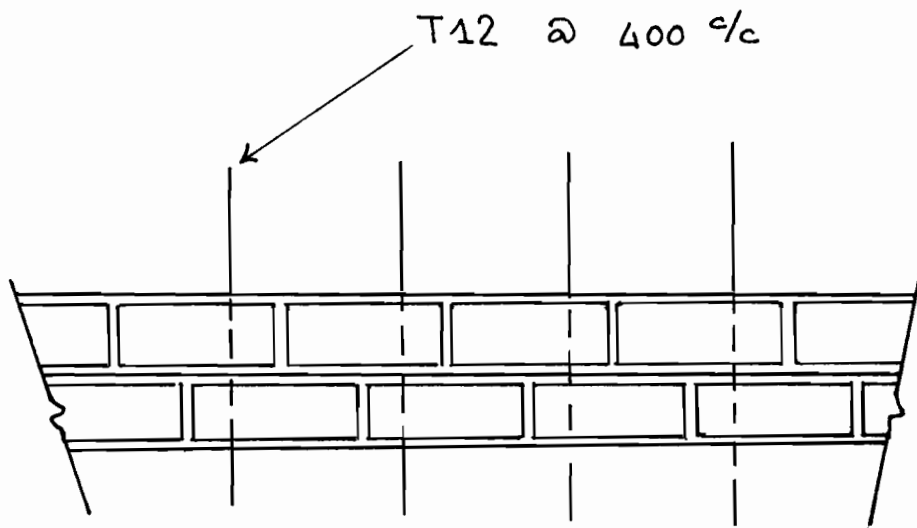


Figure 3.2. Armatures verticales

Chapitre 4

ETUDE DE LA TOITURE

La toiture est faite de plaques ondulées en amiante ciment. Les plaques sont supportées par une poutre centrale en béton armé. Une ouverture est prévue pour permettre de descendre dans le réservoir pendant les opérations d'entretien. Une poutre secondaire renforce l'entrée. Les poutres sont dimensionnées selon les règles de calcul du code CAN A23.3 M77.

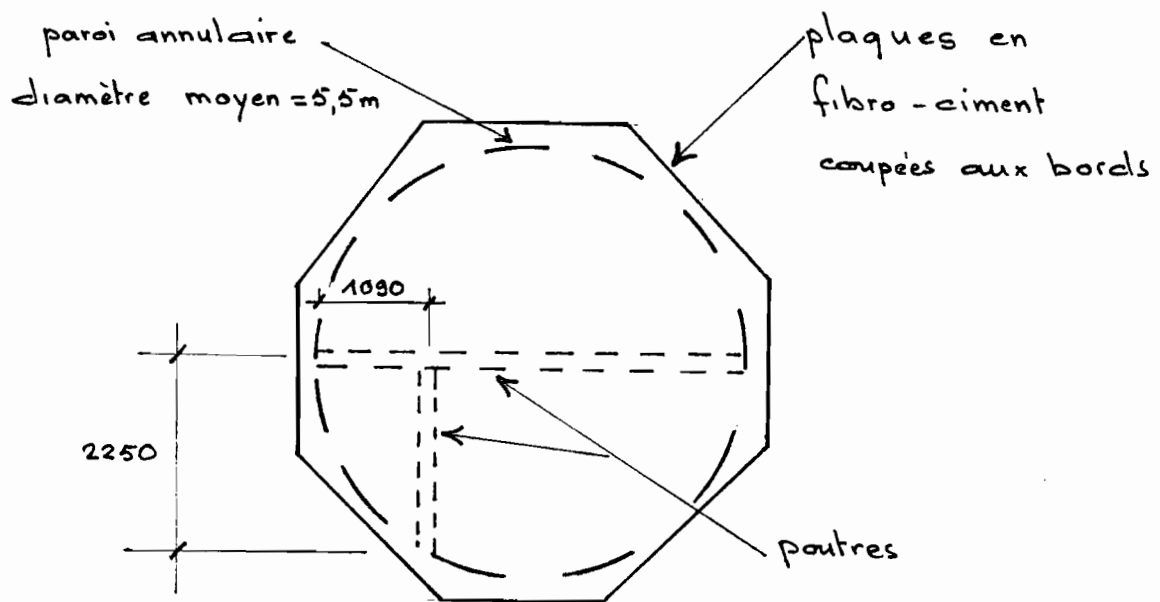


Fig 4.1 Plan de la toiture

Calcul des poutres

La note de calcul des poutres est présentée en annexe. Nous présentons ci-dessous les résultats obtenus.

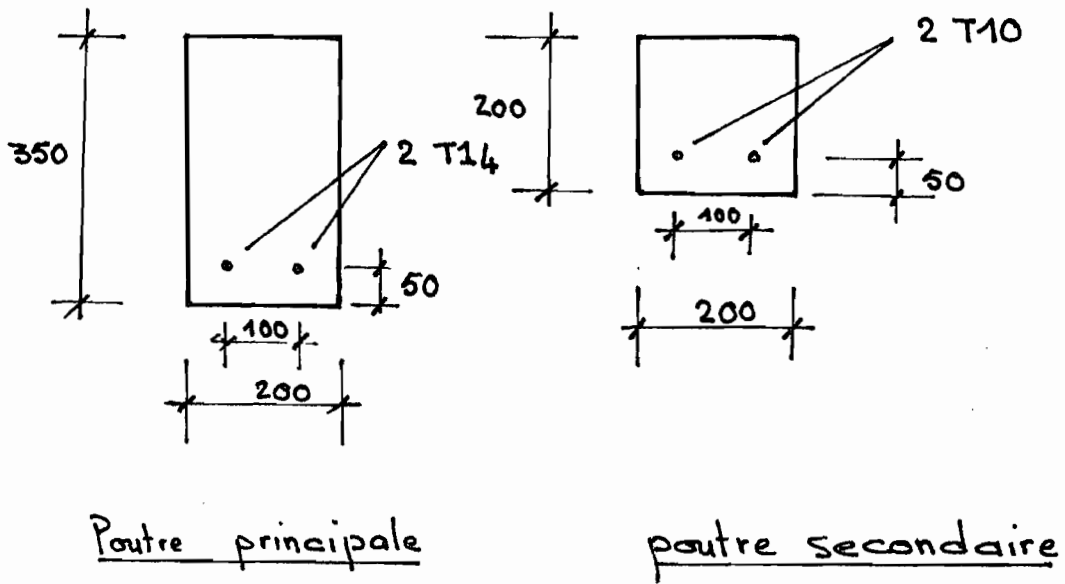


Figure 4.2.

Chapitre 5 :

DALLE DU RESERVOIR

La répartition de la pression de contact d'une plaque circulaire posée sur le sol est complexe. Elle dépend de la rigidité de la plaque et de la nature du sol. Aux fins de calcul, on considère la dalle comme étant rigide. Ceci donne une distribution uniforme de la pression de contact.

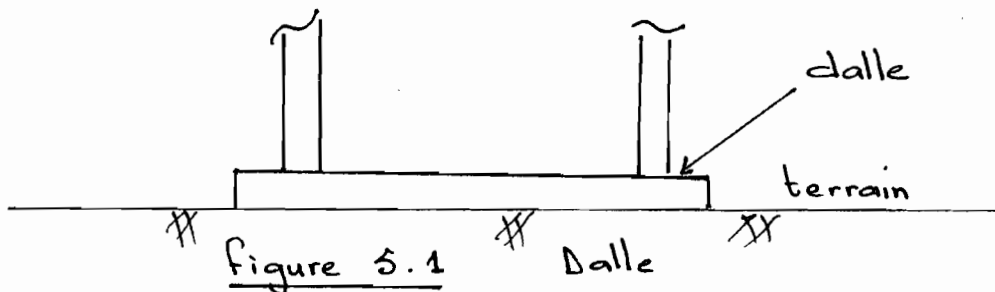


Figure 5.1

Dalle

5.1 Calcul des efforts :

5.1.1 Charges permanentes :

cau	992,4 kN
mur	263,2 kN
toiture	29,4 kN
	<hr/>
	1285 kN

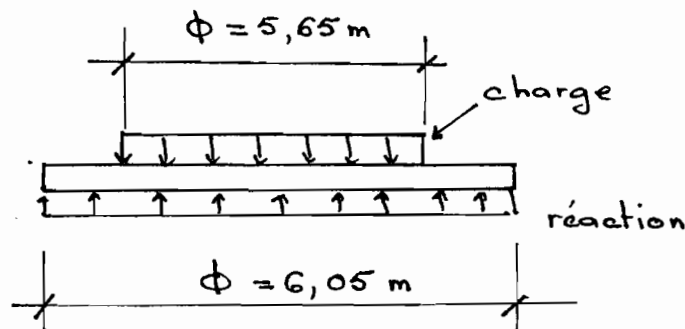


Figure 5.2

Charge et réaction

Charge uniforme

surface	$25,07 \text{ m}^2$
pression	$\frac{1285}{25,07} = 51,25 \text{ kN/m}^2$

Réaction

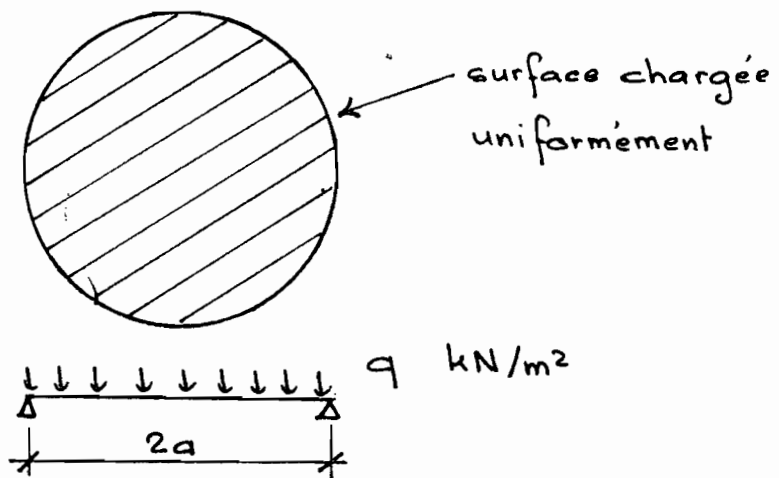
surface	$28,75 \text{ m}^2$
pression	$\frac{1285}{28,75} = 44,70 \text{ kN/m}^2$

5.1.2 Moments de flexion:

Les moments de flexion sont calculés à partir des formules tirées du livre de R. Barès cité en référence.

On utilise les deux cas de chargements suivants et le principe de superposition.

CAS 1



Les moments radiaux et tangentiels sont donnés par les formules suivantes :

$$M_r = \frac{q^2 \times a^2}{16} \times (3 + \nu)(1 - \rho^2)$$

$$M_\varphi = \frac{q^2 \times a^2}{16} \times (3 + \nu - (1 + 3\nu)\rho^2)$$

a = rayon de la dalle

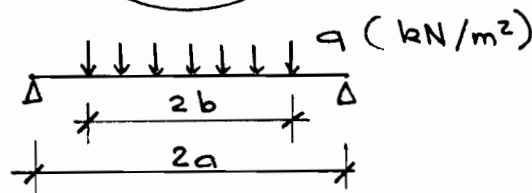
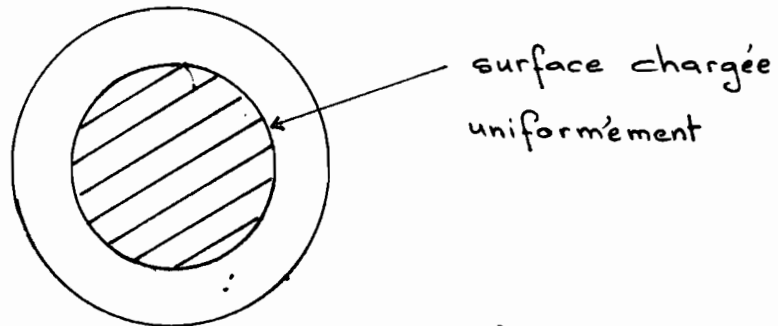
q = charge uniforme

ν = coefficient de poisson du béton

$\rho = r/a$ = coordonnée relative du point considéré.

r = coordonnée polaire à partir du centre.

CAS 2



Moments dans la partie centrale $0 \leq r \leq b$

$$M_r = \frac{qa^2\beta^2}{16} \left[4 - (1-\nu)\beta^2 - 4(1+\nu)\lg\beta - \frac{3+\nu}{\beta^2}\rho^2 \right]$$

$$M_\varphi = \frac{qa^2\beta^2}{16} \left[4 - (1-\nu)\beta^2 - 4(1+\nu)\lg\beta - \frac{1+3\nu}{\beta^2}\rho^2 \right]$$

Moments dans la partie périphérique $b \leq r \leq a$

$$M_r = \frac{qa^2\beta^2}{16} \left[(1-\nu)\beta^2 \left(\frac{1}{\rho^2} - 1 \right) - 4(1+\nu)\lg\rho \right]$$

$$M_\varphi = \frac{qa^2\beta^2}{16} \left[(1-\nu) \left[4 - \beta^2 \left(\frac{1}{\rho^2} + 1 \right) \right] - 4(1+\nu)\lg\rho \right]$$

La superposition de ces deux types de chargements nous permet de calculer les moments.

A l'annexe 5, on a calculé les moments radiaux et tangentiels pour différents points à partir du centre. Les moments maximum se situe au centre de la dalle : $M_r = M_\varphi = 10,93 \text{ kN.m/m}$

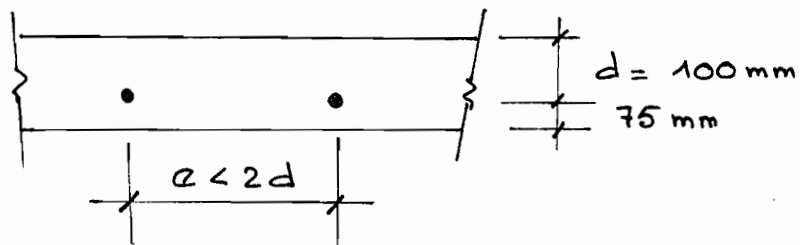
5.2. Calcul de l'armature:

Pour un béton de 25 MPa et des armatures dont $f_y = 400 \text{ MPa}$ les pourcentages limites d'acier sont:

$$f_{\min} = 0,0035 \quad \text{et} \quad f_{\max} = 0,0203.$$

- épaisseur de la dalle 175 mm
- Enrobage pour dalle reposant sur terre 75 mm
- Profondeur d de la partie comprimée 100 mm
- La distance a entre deux armatures doit être inférieure à $2d$.

Les armatures sont calculées pour une bande de 1 m de largeur.



$$K_u = \frac{M_u \cdot 10^6}{b d^2} = \frac{10,93 \times 1,4 \times 10^6}{1000 \times 100^2} = 1,530$$

pour $K_u = 1,530$ on a $f = 0,0044$

$$A_s = f b d = 0,0044 \times 1000 \times 100 = 440 \text{ mm}^2/\text{m}$$

On prend 9 barres T8 d'où.

$$A_s = 9 \times 50,3 = 453 \text{ mm}^2$$

La distance centre à centre est $a = \frac{1000}{9} = 111 \text{ mm}$

La dalle sera armée avec des barres T8⁹ espacées de 100 mm centre à centre. L'armature est disposée dans les deux sens.

Chapitre 6 SUPPORT DU RESERVOIR

Le support est sollicité comme un mur de soutènement. Le mur est soumis à la poussée du remblai et à la poussée supplémentaire due au réservoir rempli.

6.1 Calcul de la charge permanente.

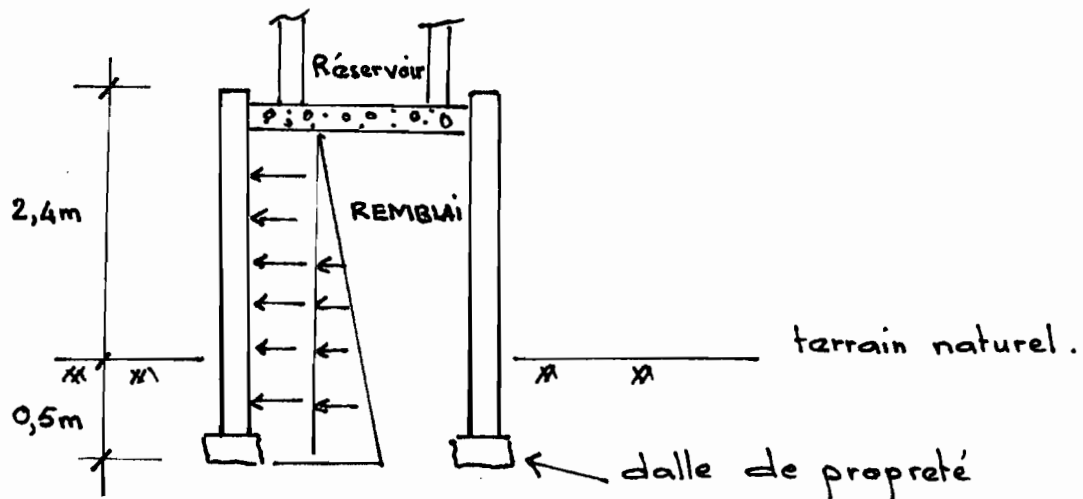


Fig. 6.1 Support du réservoir

Le poids total du réservoir la dalle incluse est :

$$P = 1398 \text{ kN.}$$

Surface de la dalle 28,75 m²

pression de la surcharge $q = \frac{1398}{28,75} = 48,6 \text{ kN/m}^2$

La contrainte à une profondeur

h est de :

$$\sigma = K_a \gamma h + K' q$$

Pour du sable compacté $K = 0,35$ $\gamma = 2,24 \text{ tonne/m}^3$

Pour la surcharge $K' = 0,5$

La contrainte devient

$$\sigma = 7,69h + 24,3 \quad (\text{kN/m}^2)$$

6.2 Calcul des aciers circulaires

L'aire d'acier est calculée pour des bandes circulaires de 1m de hauteur. Cette aire est ensuite répartie entre cinq briques.

Le diamètre moyen du support du réservoir est de 6,2m. Les calculs sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 6.1 Calcul de l'armature circulaire

Profondeur h (m)	σ kN/m ²	$\sigma_{\text{moy.}}$ kN/m ²	T = $\sigma \times \Delta h \times R$ (N)	A_s = $\frac{1,4T}{0,7 f_y}$	armature	$A_{s_{\text{reel}}}$ (mm ²)
0	24,3	29	87	435	4T12	452
1	32	36	112	560	5T12	565
2	40	43	133	665	4T14	616
2,8	46					

6.3 Calcul des aciers verticaux :

Le mur du support n'est pas retenu à la base. Nous supposons qu'il peut subir de petits déplacements. Le moment maximum sera par conséquent faible. Les coefficients permettant de calculer les efforts de flexion seront tirés de la table VIII annexe 1. Pour une charge trapézoïdale, le moment pour une

bande verticale de 1m de largeur est :

$$M = \text{coef} (wH^3 + pH^2) \quad \text{Nm par m de largeur.}$$

Dans cette formule w et p ont respectivement la dimension d'un poids volumique et d'une pression.

Le moment maximum se trouve au point $0,8H$ soit $0,8 \times 2,9 = 2,32 \text{ m}$.

Pour ce point, le coefficient est $0,0050$.

La pression p est la charge transmise au mur.

$$p = Kq = 0,5 \times 48,6 = 24,3 \text{ kN/m}^2$$

$$w = K\gamma = 0,35 \times 2,24 \times 9,81 = 7,7 \text{ kN/m}^3$$

Remplaçons dans la formule les paramètres par leur valeur et on trouve :

$$M_{\text{max}} = 2 \text{ kNm}$$

Le moment ultime est $M_u = 1,4 \times 2 = 2,8 \text{ kNm}$

Prenons le pourcentage d'acier minimum

$$\rho = \rho_{\text{min}} = 0,0035 \text{ d'où}$$

$$A_s = \rho bd = 0,0035 \times 1000 \times 75 = 262 \text{ mm}^2$$

Prenons des barres T12 espacées de 400 centre à centre. $A_s = \frac{1000}{400} \times 113 = 282 \text{ mm}^2$ par m de largeur.

Le pourcentage ⁴⁰⁰ d'acier réel est :

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{282}{1000 \times 75} = 0,00376$$

Le moment résistant est :

$$M_R = bd^2 \phi \rho f_y \left(1 - \frac{0,59 \rho f_y}{f'_c} \right)$$

$$M_R = 1000 \times 75^2 \times 0,9 \times 0,00376 \times 400 \left(1 - \frac{0,59 \times 0,00376 \times 400}{18} \right)$$

$$M_R = 7,2 \text{ kNm} > 2 \text{ kNm}$$

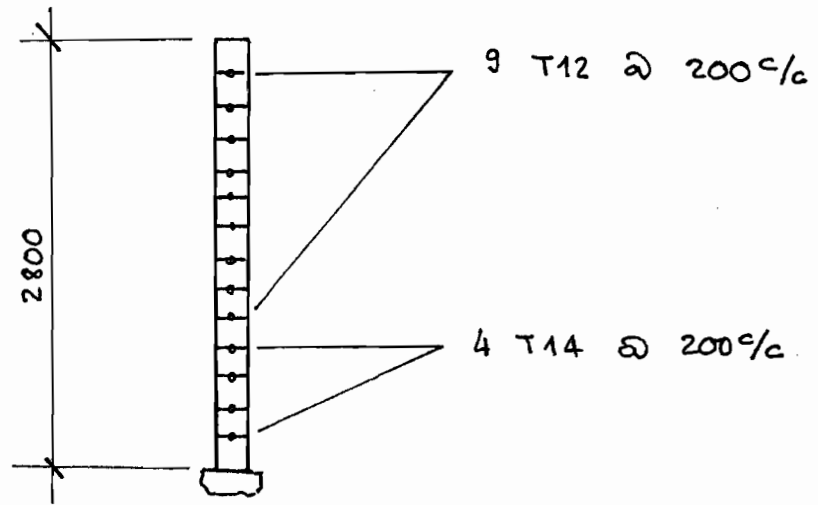


figure 6.2 Armature circulaire

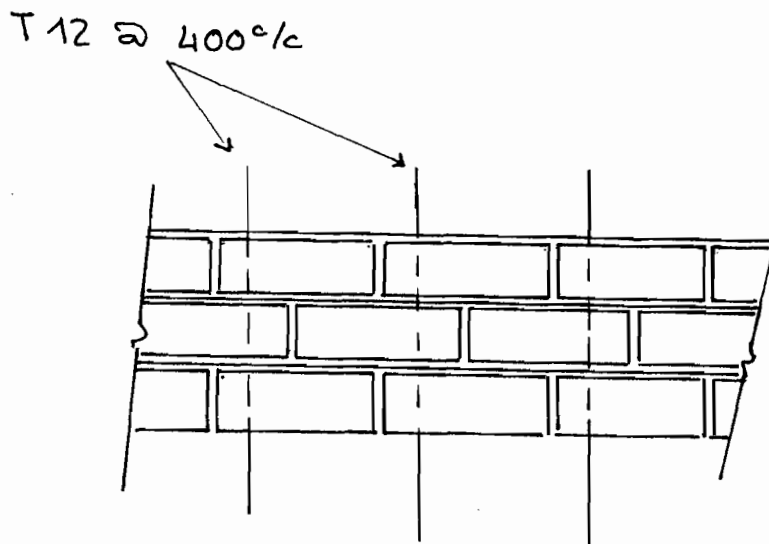


fig 6.3 Barres verticales

Chapitre 7:

ASPECT MISE EN ŒUVRE

Dans cette partie, nous présentons quelques recommandations relatives à la réalisation de l'ouvrage. Il sera traité progressivement les dispositions constructives des briques, du mortier, de l'enduit d'étanchéité et enfin du ferrailage. Pour ce dernier point, il faut consulter en complément, les plans 1 et 2 intitulés "Plan d'ensemble" et "Plan de pose d'armature".

7.1 Fabrication des briques:

7.1.1 Dosage:

Le dosage des agglos se fera à raison d'une partie de ciment pour trois parties de sable en volume. La quantité d'eau à utiliser sera tout juste nécessaire pour permettre une bonne hydratation et un démoulage facile. Chaque gachée préparée doit être utilisée dans un délai maximum d'une heure. Au delà de cette durée, les liens commenceront à se former, toute manipulation provoquera alors leur rupture, ce qui entraîne une baisse de résistance des briques.

7.1.2 Percage des briques:

Les agglos sont soigneusement troués aussitôt après le démoulage. Les dimensions des trous seront au moins supérieures à trois fois le diamètre des barres d'armature.

7.1.3 Murissage :

On n'insistera jamais assez sur l'importance de l'opération de murissage. Un mauvais murissage entraîne inévitablement une chute importante de la résistance des agglos. Les briques fabriquées seront démoulées à l'ombre. En absence de possibilité d'immersion totale, les briques devront être conservées constamment humides durant la première semaine de murissage. Une alternative serait de les couvrir avec de la toile de jute et de faire l'arrosage dessus.

7.2 Joints des briques :

Le mortier servant à la fabrication de ces joints aura le même dosage que le mortier des briques, notamment 1 volume de ciment pour 3 volumes de sable. Ce mortier doit posséder une plasticité permettant de remplir les alvéoles des agglos sans laisser de vides. Les alvéoles des briques sont remplies au fur et à mesure que la pose s'effectue. Les briques sont posées les alvéoles dirigées vers le haut. Afin d'améliorer la plasticité, la chaux hydratée est utilisée comme adjuvant. Pour la préparation de la chaux, il faudra consulter la notice technique. Le matériau de cimentation est constitué de 90% de ciment portland pour 10% de chaux hydratée en poids.

7.3. Etanchéité :

L'étanchéité peut être obtenue avec l'adjuvant hydrofuge "sikalite". Le dosage du mortier se fera alors à raison de 500 kg de ciment par m^3 de sable.

La consommation d'adjuvant se fera à raison de 1kg pour 50 kg de ciment. Il faudra néanmoins examiner soigneusement la notice technique pour s'assurer de ce dosage. Le sable est tamisé pour éliminer les mottes, matières végétales etc... L'enduit d'une épaisseur de 16 mm sera posé en deux couches de 8 mm chacune. Une fois la première couche posée, il faut la maintenir constamment humide pendant une semaine au moins. Pour avoir un meilleur murissage, la deuxième couche est posée peu de temps avant la mise en eau du réservoir.

7.4 Fabrication des éléments en béton armé :

L'ouvrage comporte deux éléments en béton armé notamment la dalle du réservoir et les poutres de la toiture. La résistance de ces éléments est de 25 MPa. Le rapport eau - ciment ne doit pas par conséquent excéder 0,5. Les agrégats utilisés doivent être de bonne qualité, l'utilisation de basalte est préférable.

7.5 Ferrailage :

La disposition des armatures est indiquée sur le plan N° 2. La jonction des barres est faite par recouvrement. Les longueurs de recouvrement sont calculées selon la méthode proposée par le CODE CAN 3 A 23-3 M 77. Nous présentons ici les résultats,

Le calcul figure en annexe.

<u>barre T</u>	<u>Longueur de recouvrement (mm)</u>
8	300
10	300
12	300
14	350

Afin d'éviter des plans de faiblesse, le chevauchement des barres circulaires doit se faire en des endroits différents. Les barres circulaires doivent encadrer les barres verticales de l'extérieur. Elles sont liées à ces dernières par du fil de fer. Pour faciliter la pose des briques, les barres verticales sont posées par longueur de 1,5 m.

7.6 Support du réservoir :

La méthode de construction est la même que celle de l'anneau du réservoir. A l'emplacement de l'ouvrage on effectue un déblai de 50 cm de profondeur. Le mur du support repose sur une dalle de propreté circulaire en forme de couronne de 10 cm d'épaisseur et 35 cm de largeur. Le mur annulaire est rempli de sable compacté. Le compactage est fait par couche de 20 cm environ.

Chapitre 8

ASPECT LOGISTIQUE

Ce chapitre se résume en un diagramme de GANTT.
Ce diagramme nous permet d'estimer la durée des travaux et le coût de la main d'œuvre.

Figure 8.1 Echancier

dates \ / activités	1 ^{ere} semaine	2 ^e semaine	3 ^e semaine	4 ^e semaine	5 ^e semaine	6 ^e semaine	7 ^e semaine	8 ^e semaine
Mobilisation	—————							
excavation et dalle de propreté		—————						
Fabrication des briques		—————	- - - - -					
Mur du support			—————	- - - - -				
Remblai et compactage					—————			
Dalle du réservoir					—————	- - - - -		
Mur du réservoir							—————	
Poutres							—————	
Installations de la toiture								—————
Enduits intérieurs et extérieur								—————
Raccordements								—————
Pose de l'échelle d'entretien								—————

Chapitre 9: ETUDE DES COÛTS

9.1 Relevé des quantités:

9.1.1 Quantité d'acier:

Eléments	barre T	longueur (m)	Poids kg/m	total kg
mur du réservoir	8	72	0,395	29
	10	36	0,617	23
	12	271	0,888	241
	14	162	1,208	196
mur du support	12	337	0,888	300
	14	81	1,208	98
dalle	8	578	0,395	229
	10	5,5	0,617	4
Poutres	14	12,3	1,208	15

total 1135 kg

Pour tenir compte des pertes, majorons ce résultat de 10%. On a donc 1249 kg d'acier

La quantité d'acier nécessaire pour l'échelle d'entretien est évalué à 124 kg.

9.1.2. Quantité de béton.

dalle du réservoir	5,0 m ³
dalle de propreté	2,7 m ³
poutres de la toiture	0,5 m ³
total	8,2 m ³

Pour un béton de 20 à 30 MPa le dosage est approximativement.

Eau	165 kg
ciment	330 kg
gros agrégat	1088 kg
sable	713 kg
Total	<u>2296 kg / m³</u> de béton.

La quantité de chaque composante est de :

ciment	$330 \times 8,2 = 2706$ kg
sable	$713 \times 8,2 = 5847$ kg
gros agrégat	$1088 \times 8,2 = 8922$ kg

9.1.3. Quantité de mortier :

On distingue dans l'ouvrage trois types de mortier de dosage différent:

- le mortier servant à la fabrication des briques
- le mortier d'enduit d'étanchéité.
- le mortier de l'enduit extérieur.

9.1.3.1 Mortier des briques et joints :

Anneau	10,4
Support	8,5
	<u>18,9 m³</u>

La moitié environ servira pour la fabrication des briques et l'autre moitié pour le remplissage des alvéoles et la réalisation des joints.

Fabrication des briques :

Le dosage est de 1 volume de ciment pour 3 volumes de sable. Pour 1 m³ de mortier ayant ce dosage il faut environ 0,97 m³ de sable et 0,32 m³ de ciment.

ciment $(9,45 \times 0,32) 1510 = 4566 \text{ kg}$
 sable $(9,45 \times 0,97) 1800 = 16500 \text{ kg}$

Fabrication des joints:

Le dosage est de 1 volume de ciment pour 3 volumes de sable

ciment 4566 kg

sable 16500 kg

Chaux hydratée $10\% \times 4566 \text{ kg} = 457 \text{ kg}$.

9.1.3.2 Enduit d'étanchéité:

surface d'enduit 90 m^2

volume d'enduit $1,44 \text{ m}^3$

Poids de sikalite.

La consommation de sikalite est de 100 g par m^2 et cm d'épaisseur. d'où on a:

$100 \times 90 \times 1,6 \approx 15 \text{ kg}$

Poids de ciment

Nous avons un mortier riche 500 kg/m^3

$500 \times 1,44 = 720 \text{ kg}$

Quantité de sable

volume $1,4 \text{ m}^3$

poids 2520 kg

9.1.3.3 Enduit extérieur:

surface 71 m^2

volume $0,6 \text{ m}^3$

ciment $0,192 \text{ m}^3$

sable $0,582 \text{ m}^3$

Poids de ciment 290 kg

Poids de sable 1048 kg

9.1.4 Remblai

Le remblai est utilisé pour remplir le support du réservoir.

$$\text{volume} = \frac{\pi \cdot 6,05^2}{4} \times 3 = 86,2 \text{ m}^3$$

Pour tenir compte du compactage, le volume est majoré de 25%.

$$\text{volume} = 1,25 \times 86,2 = 108 \text{ m}^3$$

$$\text{Poids de sable} = 108 \times 1800 = 194400 \text{ kg}$$

9.1.5 Bois de coffrage

Le bois de coffrage n'est utilisé que pour la pose des poutres de la toiture.

$$\text{surface} = 5,65(0,350 \times 2 + 0,2) + 2,25(0,2 \times 2 + 0,2) = 6,4 \text{ m}^2$$

9.1.6 Nombre de plaques en amiante ciment.

Les caractéristiques des plaques sont:

nombre d'ondes : 6

Longueur 3m

Largeur utile 1,05m

$$\text{Nombre de plaques} = \frac{5,65}{1,05} \times 2 \approx 12 \text{ plaques}$$

Tableau 9.1 Résumé des quantités de matériaux.

designation	unité	quantité
ciment	tonne	12,8
sable	m ³	132
gros agrégat	tonne	9
acier	kg	1249

9.2 Coût des matériaux:

Les coûts unitaires des matériaux sont donnés par le bulletin de la commission d'officialisation des prix (mars 1985). Ces prix sont hors TVA, pour obtenir les prix tout taxes compris, on les majore de 20%

designation	unité	quantité	Prix unitaire F	Prix total F
ciment	tonne	12,8	45703	585000
sable	m ³	132	1000	132000
agregat	tonne	9	5898	53082
acier	kg	1249	281	350969

total 1121051 FCFA

L'échelle d'entretien est faite de profilé d'acier. Nous supposons en tenant compte du coût de la fabrication un coût de 500F/kg. Le prix de l'échelle est donc.

$$124 \times 500 = 62000F$$

Plaques en amiante ciment

$$8700 \times 12 = 104400F$$

Bois de coffrage :

Le prix du bois de coffrage tout taxes compris est de 5809 F/m².

Le coût de l'étaillage et des accessoires tels que clous et huile est évalué à 0,25 fois le coût des parois.

$$\text{coût du coffrage} = 1,25 (6,4 \times 5809) = 46472 \text{ F}$$

Coût des adjuvants:

Sikalite

Poids 15 kg

Prix $2100 \times 15 = 31500 \text{ F}$

Chaux

Poids 457 kg

Prix $165 \times 457 = 75405 \text{ F}$

Le coût total des matériaux est 1440828 F

Ce coût ne tient pas compte du coût de l'eau.

Ce paramètre de première importance ne peut être estimé avec certitude. Ceci est dû à l'inexistence de réseau d'alimentation dans la localité. Pour tenir compte du coût de l'eau nous majorons le coût des matériaux de 10%.

Le coût des matériaux sera alors de 1.585000 F

9.3 Coût de la main d'œuvre.

Les salaires unitaires sont donnés par le BCOP mars 1985. Les temps de travail sont estimés à partir de l'échancier du chapitre 8.

La composition des équipes de travail est définie comme suit:

- 1 contremaître pour le suivi et le contrôle des travaux.
- 1 ouvrier hors catégorie et son aide pour la fabrication des briques.
- 4 maçons - 2 ferrailleurs - 2 menuisiers.
- 2 monteurs des plaques de fibro ciment.

tableau 9.2 coût de la main d'œuvre

équipe	salaire unitaire FCFA	unité	temps de travail	total
1 contremaître	500	heure	320	160 000
1 ouvrier et son aide	400	heure	40	32 000
2 ferrailleurs	400	heure	100	80 000
4 maçons	400	heure	164	262 400
2 monteurs de plaques	400	heure	32	25 600
2 menuisiers.	400	heure	30	24 000

total

5 84 000 F

Conclusion :

Le coût des matériaux et de la main d'œuvre est de : $1585000 + 584000 = 2169000 \text{ F}$

Pour tenir compte de l'équipement, nous majorons ce résultat de 25%. Le coût des projets dépend aussi de l'éloignement du site. Pour la Région de Louga, le BCOP propose un coefficient de majoration de 15%.

Les frais d'administration et le profit de l'entrepreneur s'élève environ à 20%. Le coût du projet est de 3750000 F.

CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS

Au terme de cette étude, les conclusions à tirer et les recommandations à faire sont nombreuses, nous en retenons les plus importantes. Le choix d'un ouvrage en maçonnerie armée n'est pas gratuit, nous constatons d'emblée, l'importante économie de bois de coffrage réalisée. Ce type de réservoir initialement conçu pour le village de Ganket Guent s'adapte assez bien aux petits villages pouvant être desservis par un ou deux points d'eau. L'ouvrage proposé n'est pas conçu pour des réseaux de distribution classiques, la surélévation ne permettant pas de vaincre des pertes de charge importantes. Il est possible par contre d'implanter quelques bornes fontaines à proximité du réservoir ou un bassin où le puisage se fera directement.

La technologie utilisée s'adapte assez bien, la fabrication de briques étant chose courante. La réussite d'un projet est fonction de plusieurs facteurs. Outre la fiabilité d'une étude théorique rigoureuse, une surveillance experte au cours des travaux demeure un fait essentiel. Chaque étape de la réalisation de l'ouvrage doit susciter un intérêt particulier.

Parmi toutes les recommandations que nous pouvons formuler, nous insistons sur les points suivants : La fabrication de l'enduit d'étanchéité, le rapport eau-ciment, et le murissage doivent être l'objet d'un contrôle rigoureux.

La résistance de l'ouvrage dépend surtout du rapport eau-ciment et du murissage, son utilisation est fonction de l'étanchéité.

Un point important à faire ressortir est la jonction des briques. La pose des joints de mortier doit se faire avec toute l'attention nécessaire.

De mauvais joints entraînent des plans de faiblesse qui vont gouverner la ruine de l'ouvrage par cisaillement.

Cette étude doit nécessairement être complétée par une étude géotechnique pour s'assurer de la nature du sol avant la construction du réservoir.

NOMENCLATURE

P : population	A_s : aire d'acier
α : taux de croissance	ρ : pourcentage d'acier
D : diamètre du réservoir	M : moment de flexion
H : profondeur totale	K_u : facteur utilisé dans les calculs de flexion.
R : rayon du réservoir	d_b : diamètre barre
h : profondeur donnée	S : espacement des étriers.
t : épaisseur de mur	σ : contrainte
T_0 : traction annulaire d'une couronne de 1 m hauteur	K : coefficient de poussée
T : traction annulaire	
f_s = contrainte dans l'acier	
f_y : limite élastique = 400 MPa	
f'_c = résistance du béton	
V : effort de cisaillement	
v : contrainte de cisaillement	
b : largeur d'une section	
d : profondeur effective d'une section fléchie.	

ABREVIATIONS

PCA	Portland Cement Association
BCOP	Bulletin de la Commission d'Officialisation des prix.

— ANNEXES —

- N° 1 Calcul des efforts de la paroi des réservoirs
circulaires
Extrait de "concrete information, Tanks without
prestressing" Portland Cement Association
- No 2 : Tables servant au dimensionnement des
éléments fléchis.
- No 3 : Note de calcul des poutres.
- No 4 Calcul des longueurs de recouvrement
- No 5 Calcul à l'ordinateur des efforts dans
la dalle flottante
- N° 6 Résultats d'essais de laboratoire.
- N° 7 Echelle d'entretien
Détails normalisés.

— PLANS —

- N° 1 PLAN D'ENSEMBLE
- N° 2 PLAN DE POSE D'ARMATURE

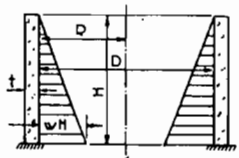
ANNEXE 1

Calcul des efforts de la paroi
des réservoirs cylindriques.

Extrait de "Concrete information,
Tanks without prestressing"
Portland Cement Association

Table I

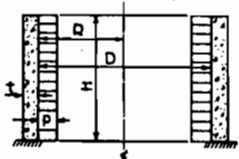
Tension in circular rings
Triangular load
Fixed base, free top
 $T = \text{coef.} \times wHR \text{ lb. per ft.}$
 Positive sign indicates tension



H/D	Coefficients at point									
	0.0H	0.1H	0.2H	0.3H	0.4H	0.5H	0.6H	0.7H	0.8H	0.9H
0.4	+0.149	+0.134	+0.120	+0.101	+0.082	+0.066	+0.049	+0.029	+0.014	+0.004
0.8	+0.263	+0.239	+0.215	+0.190	+0.160	+0.130	+0.096	+0.063	+0.034	+0.010
1.2	+0.283	+0.271	+0.254	+0.234	+0.209	+0.180	+0.142	+0.099	+0.054	+0.016
1.6	+0.265	+0.268	+0.268	+0.266	+0.250	+0.226	+0.185	+0.134	+0.075	+0.023
2.0	+0.234	+0.251	+0.273	+0.285	+0.285	+0.274	+0.232	+0.172	+0.104	+0.031
3.0	+0.134	+0.203	+0.267	+0.322	+0.357	+0.362	+0.330	+0.262	+0.157	+0.052
4.0	+0.067	+0.164	+0.256	+0.339	+0.403	+0.429	+0.409	+0.334	+0.210	+0.073
5.0	+0.025	+0.137	+0.245	+0.346	+0.428	+0.477	+0.469	+0.398	+0.259	+0.092
6.0	+0.018	+0.119	+0.234	+0.344	+0.441	+0.504	+0.514	+0.447	+0.301	+0.112
8.0	-0.011	+0.104	+0.218	+0.335	+0.443	+0.534	+0.575	+0.530	+0.381	+0.151
10.0	-0.011	+0.098	+0.208	+0.323	+0.437	+0.542	+0.608	+0.589	+0.440	+0.179
12.0	-0.005	+0.097	+0.202	+0.312	+0.429	+0.543	+0.628	+0.633	+0.494	+0.211
14.0	-0.002	+0.098	+0.200	+0.306	+0.420	+0.539	+0.639	+0.666	+0.541	+0.241
16.0	0.000	+0.099	+0.199	+0.304	+0.412	+0.531	+0.641	+0.687	+0.582	+0.265

Table III

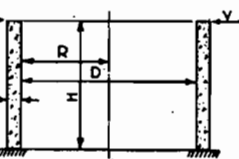
Tension in circular rings
Rectangular load
Fixed base, free top
 $T = \text{coef.} \times pR \text{ lb. per ft.}$
 Positive sign indicates tension



H/D	Coefficients at point									
	0.0H	0.1H	0.2H	0.3H	0.4H	0.5H	0.6H	0.7H	0.8H	0.9H
0.4	+0.582	+0.505	+0.431	+0.353	+0.277	+0.206	+0.145	+0.092	+0.046	+0.013
0.8	+1.052	+0.921	+0.796	+0.669	+0.542	+0.415	+0.289	+0.179	+0.089	+0.024
1.2	+1.218	+1.078	+0.946	+0.808	+0.665	+0.519	+0.378	+0.246	+0.127	+0.034
1.6	+1.257	+1.141	+1.009	+0.881	+0.742	+0.600	+0.449	+0.294	+0.153	+0.045
2.0	+1.253	+1.144	+1.041	+0.929	+0.806	+0.667	+0.514	+0.345	+0.186	+0.055
3.0	+1.160	+1.112	+1.061	+0.998	+0.912	+0.796	+0.646	+0.459	+0.258	+0.081
4.0	+1.085	+1.073	+1.057	+1.029	+0.977	+0.887	+0.746	+0.553	+0.322	+0.105
5.0	+1.037	+1.044	+1.047	+1.042	+1.015	+0.949	+0.825	+0.629	+0.379	+0.128
6.0	+1.010	+1.024	+1.038	+1.045	+1.034	+0.986	+0.879	+0.694	+0.430	+0.149
8.0	+0.989	+1.005	+1.022	+1.036	+1.044	+1.026	+0.953	+0.788	+0.519	+0.189
10.0	+0.989	+0.998	+1.010	+1.023	+1.039	+1.040	+0.996	+0.859	+0.591	+0.226
12.0	+0.994	+0.997	+1.003	+1.014	+1.031	+1.043	+1.022	+0.911	+0.652	+0.262
14.0	+0.997	+0.998	+1.000	+1.007	+1.022	+1.040	+1.035	+0.949	+0.705	+0.294
16.0	+1.000	+0.999	+0.999	+1.003	+1.015	+1.032	+1.040	+0.975	+0.750	+0.321

Table V

Tension in circular rings
Shear per ft., V, applied at top
Fixed base, free top
 $T = \text{coef.} \times VR/H \text{ lb. per ft.}$
 Positive sign indicates tension

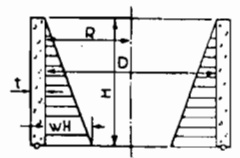


H/D	Coefficients at point*									
	0.0H	0.1H	0.2H	0.3H	0.4H	0.5H	0.6H	0.7H	0.8H	0.9H
0.4	-1.57	-1.32	-1.08	-0.86	-0.65	-0.47	-0.31	-0.18	-0.08	-0.02
0.8	-3.09	-2.55	-2.04	-1.57	-1.15	-0.80	-0.51	-0.28	-0.13	-0.03
1.2	-3.95	-3.17	-2.44	-1.79	-1.25	-0.81	-0.48	-0.25	-0.10	-0.02
1.6	-4.57	-3.54	-2.60	-1.80	-1.17	-0.69	-0.36	-0.16	-0.05	-0.01
2.0	-5.12	-3.83	-2.68	-1.74	-1.02	-0.52	-0.21	-0.05	+0.01	+0.01
3.0	-6.32	-4.37	-2.70	-1.43	-0.58	-0.02	+0.15	+0.19	+0.13	+0.04
4.0	-7.34	-4.73	-2.60	-1.10	-0.19	+0.26	+0.38	+0.33	+0.19	+0.06
5.0	-8.22	-4.99	-2.45	-0.79	+0.11	+0.47	+0.50	+0.37	+0.20	+0.06
6.0	-9.02	-5.17	-2.27	-0.50	+0.34	+0.59	+0.53	+0.35	+0.17	+0.01
8.0	-10.42	-5.36	-1.85	-0.02	+0.63	+0.66	+0.46	+0.24	+0.09	+0.01
10.0	-11.67	-5.43	-1.43	+0.36	+0.78	+0.62	+0.33	+0.12	+0.02	0.00
12.0	-12.76	-5.41	-1.03	+0.63	+0.83	+0.52	+0.21	+0.04	-0.02	0.00
14.0	-13.77	-5.34	-0.68	+0.80	+0.81	+0.42	+0.13	0.00	-0.03	-0.01
16.0	-14.74	-5.22	-0.33	+0.96	+0.76	+0.32	+0.05	-0.04	-0.05	-0.02

*When this table is used for shear applied at the base, while the top is fixed, 0.0H is the bottom of the wall and 1.0H is the top. Shear acting inward is positive, outward is negative.

Table II

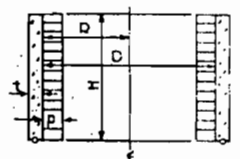
Tension in circular rings
Triangular load
Hinged base, free top
 $T = \text{coef.} \times wHR \text{ lb. per ft.}$
 Positive sign indicates tension



H/D	Coefficients at point										
	0.0H	0.1H	0.2H	0.3H	0.4H	0.5H	0.6H	0.7H	0.8H	0.9H	1.0H
0.4	+0.474	+0.440	+0.395	+0.352	+0.308	+0.264	+0.215	+0.165	+0.111	+0.056	+0.000
0.8	+0.423	+0.402	+0.381	+0.358	+0.330	+0.297	+0.249	+0.202	+0.145	+0.088	+0.031
1.2	+0.350	+0.355	+0.361	+0.362	+0.358	+0.343	+0.309	+0.256	+0.186	+0.108	+0.030
1.6	+0.271	+0.303	+0.341	+0.369	+0.385	+0.385	+0.362	+0.314	+0.233	+0.137	+0.050
2.0	+0.205	+0.260	+0.321	+0.373	+0.411	+0.434	+0.419	+0.369	+0.280	+0.166	+0.071
3.0	+0.074	+0.179	+0.281	+0.375	+0.449	+0.506	+0.519	+0.479	+0.375	+0.239	+0.105
4.0	+0.017	+0.137	+0.253	+0.367	+0.469	+0.545	+0.579	+0.553	+0.447	+0.281	+0.129
5.0	-0.008	+0.114	+0.235	+0.356	+0.469	+0.562	+0.617	+0.606	+0.503	+0.296	+0.129
6.0	-0.011	+0.103	+0.223	+0.343	+0.463	+0.566	+0.639	+0.643	+0.547	+0.303	+0.129
8.0	-0.015	+0.096	+0.208	+0.324	+0.443	+0.564	+0.661	+0.697	+0.621	+0.396	+0.129
10.0	-0.008	+0.095	+0.200	+0.311	+0.428	+0.552	+0.666	+0.730	+0.678	+0.432	+0.129
12.0	-0.002	+0.097	+0.197	+0.302	+0.417	+0.541	+0.664	+0.750	+0.720	+0.478	+0.129
14.0	0.000	+0.098	+0.197	+0.299	+0.408	+0.531	+0.659	+0.761	+0.752	+0.509	+0.129
16.0	+0.002	+0.100	+0.198	+0.299	+0.403	+0.521	+0.650	+0.764	+0.776	+0.540	+0.129

Table IV

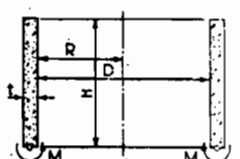
Tension in circular rings
Rectangular load
Hinged base, free top
 $T = \text{coef.} \times pR \text{ lb. per ft.}$
 Positive sign indicates tension



H/D	Coefficients at point										
	0.0H	0.1H	0.2H	0.3H	0.4H	0.5H	0.6H	0.7H	0.8H	0.9H	1.0H
0.4	+1.474	+1.340	+1.195	+1.052	+0.908	+0.764	+0.615	+0.465	+0.311	+0.156	+0.000
0.8	+1.423	+1.302	+1.181	+1.058	+0.930	+0.797	+0.649	+0.502	+0.345	+0.190	+0.034
1.2	+1.350	+1.255	+1.161	+1.062	+0.958	+0.843	+0.709	+0.556	+0.386	+0.231	+0.075
1.6	+1.271	+1.203	+1.141	+1.069	+0.985	+0.885	+0.756	+0.614	+0.433	+0.278	+0.122
2.0	+1.205	+1.160	+1.121	+1.073	+1.011	+0.934	+0.819	+0.669	+0.480	+0.325	+0.170
3.0	+1.074	+1.079	+1.081	+1.075	+1.049	+1.006	+0.919	+0.779	+0.575	+0.371	+0.167
4.0	+1.017	+1.037	+1.053	+1.067	+1.069	+1.045	+0.979	+0.853	+0.647	+0.443	+0.239
5.0	+0.992	+1.014	+1.035	+1.056	+1.069	+1.062	+1.017	+0.906	+0.703	+0.500	+0.296
6.0	+0.989	+1.003	+1.023	+1.043	+1.063	+1.066	+1.039	+0.943	+0.747	+0.543	+0.340
8.0	+0.985	+0.996	+1.008	+1.024	+1.043	+1.064	+1.061	+0.997	+0.821	+0.617	+0.413
10.0	+0.992	+0.995	+1.000	+1.011	+1.028	+1.052	+1.066	+1.030	+0.878	+0.673	+0.468
12.0	+0.998	+0.997	+0.997	+1.002	+1.017	+1.041	+1.064	+1.050	+0.920	+0.715	+0.510
14.0	+1.000	+0.998	+0.997	+0.999	+1.008	+1.031	+1.059	+1.061	+0.952	+0.747	+0.539
16.0	+1.002	+1.000	+0.998	+0.999	+1.003	+1.021	+1.050	+1.064	+0.976	+0.776	+0.568

Table VI

Tension in circular rings
Moment per ft., M, applied at base
Hinged base, free top
 $T = \text{coef.} \times MR/H^2 \text{ lb. per ft.}$
 Positive sign indicates tension



H/D	Coefficients at point*										
	0.0H	0.1H	0.2H	0.3H	0.4H	0.5H	0.6H	0.7H	0.8H	0.9H	1.0H
0.4	+2.70	+2.50	+2.30	+2.12	+1.91	+1.69	+1.41	+1.13	+0.80	+0.43	+0.00
0.8	+2.02	+2.06	+2.10	+2.14	+2.10	+2.02	+1.95	+1.75	+1.39	+0.89	+0.31
1.2	+1.06	+1.42	+1.79	+2.03	+2.46	+2.65	+2.80	+2.60	+2.22	+1.70	+1.10
1.6	+0.12	+0.79	+1.43	+2.04	+2.72	+3.25	+3.56	+3.59	+3.13	+2.41	+1.60
2.0	-0.68	+0.22	+1.10	+2.02	+2.90	+3.69	+4.30	+4.54	+4.08	+2.94	+1.90
3.0	-1.78	-0.71	+0.43	+1.60	+2.95	+4.29	+5.66	+6.58	+6.55	+4.77	+2.97
4.0	-1.87	-1.00	-0.08	+1.04	+2.47	+4.31	+6.34	+8.19	+8.82	+6.82	+4.77
5.0	-1.54	-1.03	-0.42	+0.45	+1.86	+3.93	+6.60	+9.41	+11.03	+9.60	+6.82
6.0	-1.04	-0.86	-0.59	-0.05	+1.21	+3.34	+6.54	+10.28	+13.08	+11.47	+8.82
8.0	-0.24	-0.53	-0.73	-0.67	-0.02	+2.05	+5.87	+11.32	+16.52	+15.00	+11.47
10.0	+0.21	-0.23	-0.64	-0.94	-0.73	+0.82	+4.79	+11.63	+19.48	+20.87	+15.00
12.0	+0.32	-0.05	-0.46	-0.96	-1.15	-0.18	+3.52	+11.27	+21.80	+25.77	+19.48
14.0	+0.26	+0.04	-0.28	-0.76	-1.29	-0.87	+2.29	+10.55	+23.50	+30.35	+25.77
16.0	+0.22	+0.07	-0.08	-0.64	-1.28	-1.30	+1.12	+9.67	+24.53	+34.60	+30.35

*When this table is used for moment applied at the top, while the top is hinged, 0.0H is the bottom of the wall and 1.0H is the top. Moment applied at an edge is positive when it causes outward rotation at that edge.

Table VII

**Moments in cylindrical wall
Triangular load
Fixed base, free top**

Mom. = coef. $\times wH^3$ ft.lb. per ft.
Positive sign indicates tension in the outside

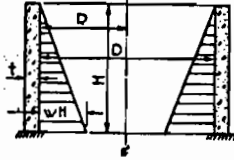


Table with 11 columns (0.1H to 1.0H) and 19 rows of coefficients for triangular load.

Table IX

**Moments in cylindrical wall
Rectangular load
Fixed base, free top**

Mom. = coef. $\times pH^3$ ft.lb. per ft.
Positive sign indicates tension in the outside

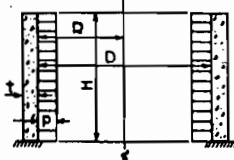


Table with 11 columns (0.1H to 1.0H) and 19 rows of coefficients for rectangular load.

Table XI

**Moments in cylindrical wall
Moment per ft., M, applied at base
Hinged base, free top**

Mom. = coef. $\times M$ ft.lb. per ft.
Positive sign indicates tension in outside

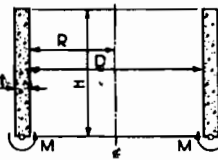


Table with 11 columns (0.1H to 1.0H) and 19 rows of coefficients for moment applied at base.

When this table is used for moment applied at the top, while the top is hinged, 0.0H is the bottom of the wall and 1.0H is the top. Moment applied at an edge is positive in that it causes outward rotation at that edge.

Table VIII

**Moments in cylindrical wall
Trapezoidal load
Hinged base, free top**

Mom. = coef. $\times (wH^3 + pH^3)$ ft.lb. per ft.
Positive sign indicates tension in the outside

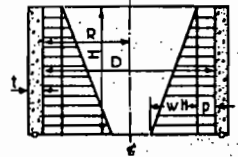


Table with 11 columns (0.1H to 1.0H) and 19 rows of coefficients for trapezoidal load.

Table X

**Moments in cylindrical wall
Shear per ft., V, applied at top
Fixed base, free top**

Mom. = coef. $\times VH$ ft.lb. per ft.
Positive sign indicates tension in outside

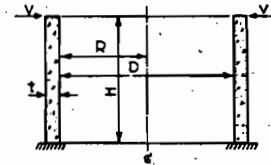


Table with 11 columns (0.1H to 1.0H) and 19 rows of coefficients for shear applied at top.

*When this table is used for shear applied at the base, while the top is fixed, 0.0H is the bottom of the wall and 1.0H is the top. Shear acting inward is positive, outward is negative.

Table XII

**Moments in circular slab without center support
Uniform load
Fixed edge**

Mom. = coef. $\times pR^3$ ft.lb. per ft.
Positive sign indicates compression in surface loaded

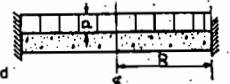


Table with 11 columns (0.00R to 1.00R) and 3 rows of coefficients for circular slab moments (Radial and Tangential).

Shear at base of cylindrical wall

$V = \text{coef.} \times \begin{cases} wH^3 \text{ lb. (triangular)} \\ pH \text{ lb. (rectangular)} \\ M/H \text{ lb. (mom. at base)} \end{cases}$

Positive sign indicates shear acting inward

H^2/Dt	Triangular load, fixed base	Rectangular load, fixed base	Triangular or rectangular load, hinged base	Moment at edge
0.4	+0.436	+0.755	+0.245	-1.58
0.8	+0.374	+0.552	+0.234	-1.75
1.2	+0.339	+0.460	+0.220	-2.00
1.6	+0.317	+0.407	+0.204	-2.28
2.0	+0.299	+0.370	+0.189	-2.57
3.0	+0.262	+0.310	+0.158	-3.18
4.0	+0.236	+0.271	+0.137	-3.68
5.0	+0.213	+0.243	+0.121	-4.10
6.0	+0.197	+0.222	+0.110	-4.49
8.0	+0.174	+0.193	+0.096	-5.18
10.0	+0.158	+0.172	+0.087	-5.81
12.0	+0.145	+0.158	+0.079	-6.38
14.0	+0.135	+0.147	+0.073	-6.88
16.0	+0.127	+0.137	+0.068	-7.36

Table XVII

Load on center support for circular slab

Load = coef. $\times \begin{cases} pR^3 \text{ (hinged and fixed)} \\ M \text{ (moment at edge)} \end{cases}$

c/D	0.05	0.10	0.15	0.20	0.25
hinged	1.320	1.387	1.463	1.542	1.625
fixed	0.839	0.919	1.007	1.101	1.200
at edge	8.16	8.66	9.29	9.99	10.81

Stiffness of cylindrical wall
Near edge hinged, far edge free

$k = \text{coef.} \times E^2/H$

H^2/Dt	Coefficient	H^2/Dt	Coefficient
0.4	0.139	5	0.713
0.8	0.270	6	0.783
1.2	0.345	8	0.903
1.6	0.399	10	1.010
2.0	0.445	12	1.108
3.0	0.548	14	1.198
4.0	0.635	16	1.281

Table XIX

Stiffness of circular plates
With center support

$k = \text{coef.} \times E^2/R$

c/D	0.05	0.10	0.15	0.20	0.25
Coef.	0.290	0.309	0.332	0.358	0.387

Without center support
Coef. = 0.104

Table XX. Supplementary Coefficients for Values of H^2/Dt Greater than 16 (Extension of Tables I to XI, XVI and XVIII)*

H^2/Dt	TABLE I					TABLE II					TABLE III					TABLE IV				
	Coefficients at point					Coefficients at point					Coefficients at point					Coefficients at point				
	.75H	.80H	.85H	.90H	.95H	.75H	.80H	.85H	.90H	.95H	.75H	.80H	.85H	.90H	.95H	.75H	.80H	.85H	.90H	.95H
20	+0.716	+0.654	+0.520	+0.325	+0.115	+0.812	+0.817	+0.756	+0.603	+0.344	+0.949	+0.825	+0.629	+0.379	+0.128	+1.052	+1.017	+0.908	+0.703	+0.394
24	+0.746	+0.702	+0.577	+0.372	+0.137	+0.818	+0.839	+0.793	+0.647	+0.377	+0.986	+0.879	+0.694	+0.430	+0.149	+1.068	+1.039	+0.943	+0.747	+0.427
32	+0.782	+0.768	+0.663	+0.459	+0.182	+0.814	+0.861	+0.847	+0.721	+0.436	+1.026	+0.953	+0.788	+0.519	+0.189	+1.084	+1.061	+0.997	+0.821	+0.488
40	+0.800	+0.805	+0.731	+0.530	+0.217	+0.802	+0.866	+0.880	+0.778	+0.483	+1.040	+0.996	+0.859	+0.591	+0.226	+1.052	+1.066	+1.030	+0.878	+0.533
50	+0.791	+0.828	+0.785	+0.593	+0.254	+0.791	+0.864	+0.900	+0.820	+0.527	+1.043	+1.022	+0.911	+0.652	+0.282	+1.041	+1.064	+1.050	+0.920	+0.577
60	+0.783	+0.838	+0.824	+0.636	+0.285	+0.781	+0.859	+0.911	+0.852	+0.583	+1.040	+1.035	+0.949	+0.705	+0.294	+1.021	+1.059	+1.061	+0.952	+0.613
H^2/Dt	TABLE V					TABLE VI					TABLE VII					TABLE VIII				
	Coefficients at point					Coefficients at point					Coefficients at point					Coefficients at point				
	.00H	.05H	.10H	.15H	.20H	.75H	.80H	.85H	.90H	.95H	.60H	.85H	.90H	.95H	1.00H	.75H	.80H	.85H	.90H	.95H
20	-16.44	-9.98	-4.90	-1.59	+0.22	+15.30	+25.9	+36.9	+43.3	+35.3	+0.015	+0.014	+0.005	-0.018	-0.063	+0.008	+0.014	+0.020	+0.024	+0.020
24	-18.04	-10.34	-4.54	-1.00	+0.68	+13.20	+25.9	+40.7	+51.8	+45.3	+0.012	+0.012	+0.007	-0.013	-0.053	+0.005	+0.010	+0.015	+0.020	+0.017
32	-20.84	-10.72	-3.70	-0.04	+1.26	+8.10	+23.2	+45.9	+65.4	+63.6	+0.007	+0.009	+0.007	-0.008	-0.040	+0.000	+0.005	+0.009	+0.014	+0.013
40	-23.34	-10.86	-2.88	+0.72	+1.58	+3.28	+19.2	+48.5	+77.9	+83.5	+0.002	+0.005	+0.006	-0.005	-0.032	+0.000	+0.003	+0.006	+0.011	+0.011
50	-25.52	-10.82	-2.06	+1.26	+1.68	-0.70	+14.1	+45.1	+87.2	+103.0	+0.000	+0.001	+0.006	-0.003	-0.026	+0.000	+0.001	+0.004	+0.008	+0.010
60	-27.54	-10.88	-1.36	+1.60	+1.62	-3.40	+9.2	+42.2	+94.0	+121.0	+0.000	+0.000	+0.004	-0.001	-0.023	+0.000	+0.000	+0.003	+0.007	+0.008
H^2/Dt	TABLE IX					TABLE X					TABLE XI					TABLE XVI				TABLE XVIII
	Coefficients at point					Coefficients at point					Coefficients at point					Tri. Fixed	Rect. Fixed	T. or R. Hinged	Mom. at Edge	Stiffness
	.80H	.85H	.90H	.95H	1.00H	.05H	.10H	.15H	.20H	.25H	.80H	.85H	.90H	.95H	1.00H					
20	+0.015	+0.013	+0.002	-0.024	-0.073	+0.032	+0.039	+0.033	+0.023	+0.014	-0.015	+0.095	+0.296	+0.606	+1.000	+0.114	+0.122	+0.062	-8.20	1.430
24	+0.012	+0.012	+0.004	-0.018	-0.061	+0.031	+0.035	+0.028	+0.018	+0.009	-0.037	+0.057	+0.250	+0.572	+1.000	+0.102	+0.111	+0.055	-8.94	1.568
32	+0.008	+0.009	+0.006	-0.010	-0.048	+0.028	+0.029	+0.020	+0.011	+0.004	-0.062	+0.002	+0.178	+0.515	+1.000	+0.089	+0.096	+0.048	-10.36	1.810
40	+0.005	+0.007	+0.007	-0.005	-0.037	+0.026	+0.025	+0.015	+0.006	+0.001	-0.067	-0.031	+0.123	+0.467	+1.000	+0.080	+0.086	+0.043	-11.62	2.025
50	+0.004	+0.006	+0.006	-0.003	-0.031	+0.024	+0.021	+0.011	+0.003	0.000	-0.064	-0.049	+0.081	+0.424	+1.000	+0.072	+0.079	+0.039	-12.76	2.220
60	+0.002	+0.004	+0.005	-0.001	-0.026	+0.023	+0.018	+0.008	+0.002	0.000	-0.059	-0.060	+0.048	+0.387	+1.000	+0.067	+0.074	+0.038	-13.76	2.400

*For points not shown in the supplementary tables, ring tension and moment may be determined approximately by sketching curves similar to those in the text.

This publication is based on the facts, tests, and authorities stated herein. It is intended for the use of professional personnel competent to evaluate the significance and limitations of the reported findings and who will accept responsibility for the application of the material it contains. Obviously, the Portland Cement Association disclaims any and all responsibility for application of the stated principles or for the accuracy of any of the sources other than work performed or information developed by the Association.

ANNEXE 2

Tables servant au dimensionnement
des éléments fléchis.

POURCENTAGES D'ACIER LIMITES POUR LES CALCULS EN FLEXION

f_y	f'_c	β_1	ρ_b	$\rho_{max} = 0.75\rho_b$	$\rho_{min} = \frac{1.4}{f_y}$
300	15	0.85	0.0241	0.0181	0.0047
	20	0.85	0.0321	0.0241	
	25	0.85	0.0401	0.0301	
	28	0.85	0.0449	0.0337	
	30	0.85	0.0481	0.0361	
	35	0.81	0.0524	0.0393	
	40	0.77	0.0569	0.0427	
	45	0.73	0.0607	0.0455	
	50	0.69	0.0637	0.0478	
	55	0.65	0.0675	0.0506	
	60	0.65	0.0737	0.0552	
	65	0.65	0.0798	0.0598	
350	15	0.85	0.0196	0.0147	0,004 0.0029
	20	0.85	0.0261	0.0196	
	25	0.85	0.0326	0.0244	
	28	0.85	0.0365	0.0274	
	30	0.85	0.0391	0.0293	
	35	0.81	0.0435	0.0326	
	40	0.77	0.0472	0.0354	
	45	0.73	0.0531	0.0398	
	50	0.69	0.0558	0.0418	
	55	0.65	0.0548	0.0411	
	60	0.65	0.0598	0.0449	
	65	0.65	0.0648	0.0486	
400	15	0.85	0.0163	0.0122	0,0035 0.0025
	20	0.85	0.0217	0.0163	
	25	0.85	0.0271	0.0203	
	28	0.85	0.0303	0.0228	
	30	0.85	0.0325	0.0244	
	35	0.81	0.0361	0.0271	
	40	0.77	0.0393	0.0294	
	45	0.73	0.0419	0.0314	
	50	0.69	0.0440	0.0330	
	55	0.65	0.0456	0.0342	
	60	0.65	0.0497	0.0373	
	65	0.65	0.0539	0.0404	

Toutes les contraintes sont en MPa

Table 3

$A_s = 0$

$\rho = \frac{A_s}{bd} ; q = \rho \frac{f_y}{f'_c} ; K_u = \phi f'_c q (1 - .59q)$
 $\frac{c}{d} = 1.18 \frac{q}{\beta_1} ; K_u = \text{MPa}$
 $M_u = K_u b d^2 \times 10^{-6}$
 $j_u = 1 - \frac{a}{2d}$

$A_s \text{ mm}^2$
 $M_u \text{ kN.m}$

354

a	$f'_c = 25 \text{ MPa}$			$\beta_1 = 0.85$		c/d	j_u
	K_u	$f_y = 300$	$f_y = 350$	$f_y = 400$			
		ρ	ρ	ρ			
0.020	0.44	0.0017	0.0014	0.0013	0.028	0.988	
0.030	0.66	0.0025	0.0021	0.0019	0.042	0.982	
0.040	0.88	0.0033	0.0029	0.0025	0.056	0.976	
0.050	1.09	0.0042	0.0036	0.0031	0.069	0.971	
0.060	1.30	0.0050	0.0043	0.0038	0.083	0.965	
0.070	1.51	0.0058	0.0050	0.0044	0.097	0.959	
0.080	1.72	0.0067	0.0057	0.0050	0.111	0.953	
0.090	1.92	0.0075	0.0064	0.0056	0.125	0.947	
0.100	2.12	0.0083	0.0071	0.0063	0.139	0.941	
0.110	2.31	0.0092	0.0079	0.0069	0.153	0.935	
0.120	2.51	0.0100	0.0086	0.0075	0.167	0.929	
0.130	2.70	0.0108	0.0093	0.0081	0.180	0.923	
0.140	2.89	0.0117	0.0100	0.0088	0.194	0.917	
0.150	3.08	0.0125	0.0107	0.0094	0.208	0.912	
0.160	3.26	0.0133	0.0114	0.0100	0.222	0.906	
0.170	3.44	0.0142	0.0121	0.0106	0.236	0.900	
0.180	3.62	0.0150	0.0129	0.0113	0.250	0.894	
0.190	3.80	0.0158	0.0136	0.0119	0.264	0.888	
0.200	3.97	0.0167	0.0143	0.0125	0.278	0.882	
0.210	4.14	0.0175	0.0150	0.0131	0.292	0.876	
0.220	4.31	0.0183	0.0157	0.0138	0.305	0.870	
0.230	4.47	0.0192	0.0164	0.0144	0.319	0.864	
0.240	4.64	0.0200	0.0171	0.0150	0.333	0.858	
0.250	4.80	0.0208	0.0179	0.0156	0.347	0.853	
0.260	4.95	0.0217	0.0186	0.0163	0.361	0.847	
0.270	5.11	0.0225	0.0193	0.0169	0.375	0.841	
0.280	5.26	0.0233	0.0200	0.0175	0.389	0.835	
0.290	5.41	0.0242	0.0207	0.0181	0.403	0.829	
0.300	5.56	0.0250	0.0214	0.0188	0.416	0.823	
0.310	5.70	0.0258	0.0221	0.0194	0.430	0.817	
0.320	5.84	0.0267	0.0229	0.0200	0.444	0.811	
0.330	5.98	0.0275	0.0236		0.458	0.805	
0.340	6.12	0.0283	0.0243		0.472	0.799	
0.350	6.25	0.0292			0.486	0.794	
0.360	6.38	0.0300			0.500	0.788	
$a = \frac{10^6}{0.98 f_y}$		4115	3527	3086			

$\rho_b = 0.85 \beta_1 \frac{f'_c}{f_y} \left(\frac{600}{500 + f_y} \right)$

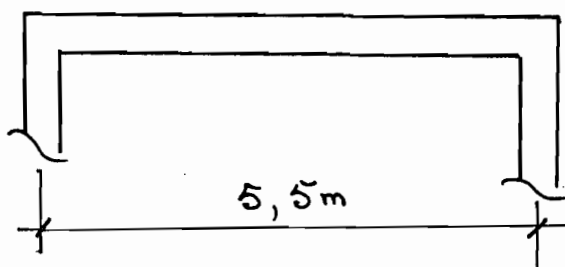
$\rho_{min} = \frac{1.4}{f_y}$

$\beta_1 = 0.85 - (0.08) \frac{f'_c - 30}{10} ; 0.65 < \beta_1 < 0.85$

ANNEXE 3

NOTE DE CALCUL DES POUTRES

1 Calcul de la poutre principale:



Afin d'éviter le calcul des flèches le code propose pour une poutre sur appuis simples, une hauteur h de : $h = \frac{L}{16}$ où L est la portée.

Pour un dimensionnement économique on prend b dans les limites : $1,5 \leq h/b \leq 2,0$

dimensions préliminaires $h = \frac{5500}{16} = 344 \text{ mm}$

prenons $h = 350 \text{ mm}$ $b = 200 \text{ mm}$.

Charges de design:

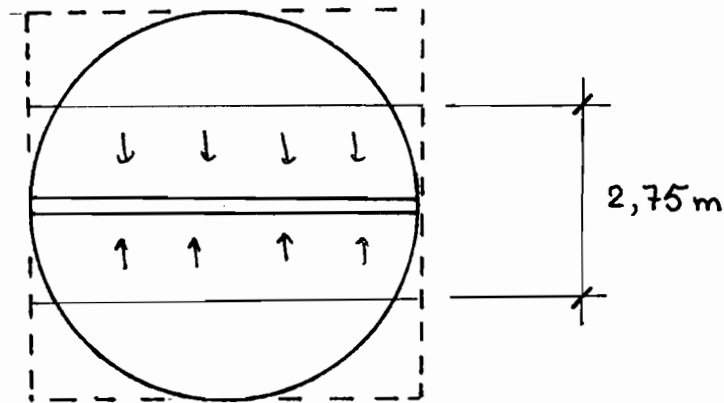
Poids des plaques de fibro-ciment $142,2 \text{ N/m}^2$

pois de la poutre 1648 N/m

surcharge d'utilisation 1000 N/m^2

Descente de charge:

Le cheminement des efforts est complexe à cause de la forme circulaire. Pour être sécuritaire, nous considérons les surfaces tributaires comme suit:

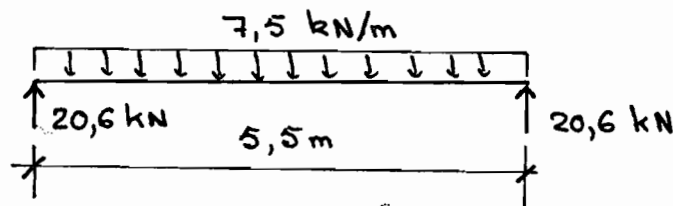


La charge est de :

$$\omega = 1,4 (1648 + 142,2 \times 2,75) + 1,7 (1000 \times 2,75)$$

$$\omega = 7,5 \text{ kN/m}$$

1.1 Flexion :



Le moment de design est $M_D = \frac{\omega L^2}{8}$

$$M_D = \frac{7,5 \times 5,5^2}{8} = 28,4 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Pour $f'_c = 25 \text{ MPa}$ et $f_y = 400 \text{ MPa}$, l'annexe 2 donne $\rho_{\min} = 0,0035$ et $\rho_{\max} = 0,0203$

La profondeur effective d , du béton est

$$d = 350 - \left(d_{\text{étrier}} + \text{anrobage} + \frac{1}{2} d_{\text{barre}} \right)$$

Si on suppose des barres T12 on a

$$d = 350 - \left(10 + 40 + \frac{1}{2} 12 \right) = 294 \text{ mm}$$

Le facteur K_u est

$$K_u = \frac{M_D \cdot 10^6}{b d^2} = \frac{28,4 \times 10^6}{200 \times 294^2} = 1,643$$

Le pourcentage d'acier est $\rho = 0,0048$

54

L'aire des armatures est :

$$A_s = \rho b d = 0,0048 \times 200 \times 294 = 282,2 \text{ mm}^2$$

Prenons deux barres T14 d'où

$$A_{s \text{ réel}} = 153,9 \times 2 = 308 \text{ mm}^2 > 282$$

Vérification de l'espacement:

L'espacement minimum entre les barres longitudinales est la plus grande des valeurs:

$$s = \max \begin{cases} d_b + d_b \\ d_b + 25 \\ d_b + 1,33 \text{ diamètre de l'agrégat} \\ \text{maximum} \end{cases}$$

$$s = \max \begin{cases} 14 + 14 = 28 \\ 14 + 25 = 39 \\ 14 + 1,33 \times 20 = 41 \end{cases}$$

donc l'espacement minimum est $s_{\min} = 41$.

L'espacement réel est

$$s = 200 - 2 \times 40 - 14 = 106 \text{ mm}$$

$$s > s_{\min}.$$

Vérification de la résistance

$$A_s = 308 \text{ mm}^2 \quad d = 350 - 40 - 7 = 303 \text{ mm}$$

$$\rho = \frac{A_s}{b d} = \frac{308}{200 \times 303} = 0,0051$$

Pour cette valeur de ρ l'annexe 2 donne

$$K_u = 1,72$$

Le moment résistant est

$$M_r = K_u \times b d^2 \times 10^{-6} = 1,72 \times 200 \times 303^2 \times 10^{-6}$$

$$M_r = 31,6 \text{ kNm} > 28,4 \text{ kNm}$$

1.2 Cisaillement

L'effort maximum de cisaillement se situe à l'appui. $V = 20,6 \text{ kN}$

L'effort de design est calculé à une distance d de l'appui.

$$V_u = \frac{20,6}{2,75} (2,75 - 0,303) = 18,3 \text{ kN}$$

La contrainte de cisaillement est $\sigma_u = \frac{V_u}{\phi b d}$

$$\sigma_u = \frac{18,3 \times 10^3}{0,85 \times 200 \times 303} = 0,355 \text{ MPa}$$

Vérification de la section.

La section de béton est acceptable si :

$\sigma_u - \sigma_c \leq 0,67 \sqrt{f'_c}$ où σ_c est la contrainte reprise par le béton.

$$\sigma_c = 0,17 \sqrt{f'_c} = 0,17 \sqrt{25} = 0,85 \text{ MPa}$$

$$\sigma_u - \sigma_c = 0,355 - 0,85 = -0,495 < 0,67 \sqrt{f'_c}$$

La section est donc acceptable.

Calcul des étriers :

Les étriers sont nécessaires si $\sigma_u > \frac{\sigma_c}{2}$

$$\frac{\sigma_c}{2} = 0,425 \text{ MPa}$$

$$\sigma_u = 0,355 \text{ MPa}$$

$$\sigma_u < \frac{\sigma_c}{2}$$

Les étriers ne sont pas nécessaires.

2. Calcul de la poutre secondaire

La méthode de calcul est la même.

Charge de design.

La poutre secondaire est sollicitée par son poids mort et la surcharge d'utilisation. Sa longueur

L est de $L = 2250 \text{ mm}$

dimensions préliminaires

$$h = \frac{L}{16} = \frac{2250}{16} = 141 \text{ mm}$$

Prenons une poutre carrée de 200×200

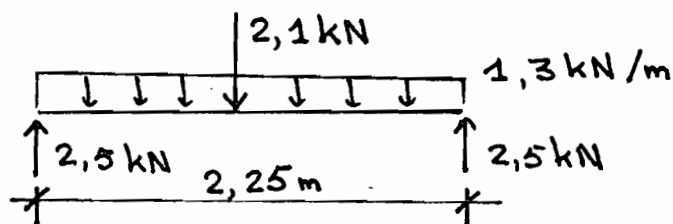
Charge permanente

$$1,4 \times 2400 \times 9,81 \times 0,2 \times 0,2 = 1318 \text{ N/m}$$

Surcharge

On suppose comme surcharge, une charge concentrée de 125 kg appliquée au centre.

$$1,7 \times 125 \times 9,81 = 2085 \text{ N}$$



$$M_D = 2 \text{ kNm} \quad V = 2,5 \text{ kN}$$

La profondeur effective d du béton est.

$$d = 200 - 40 - 6 = 154 \text{ mm}$$

Dans ce calcul, nous avons supposé des barres T12.

$$K_u = \frac{M_D \times 10^6}{b d^2} = \frac{2 \times 10^6}{200 \times 154^2} = 0,422.$$

Pour cette valeur de K_u on prend $f_{\min} = 0,0035$

$$A_s = f b d = 0,0035 \times 200 \times 154 = 108 \text{ mm}^2$$

Prenons 2 barres T10 d'où

$$A_s \text{ réel} = 2 \times 78,5 = 157 > 108 \text{ mm}^2$$

Vérification de l'espacement

L'espacement est bon puisque pour une même largeur de 200 mm et deux barres T14 il était acceptable.

Vérification de la résistance :

$$A_s = 157 \text{ mm}^2 \quad d = 200 - 40 - 5 = 155 \text{ mm}$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{157}{200 \times 155} = 0,0051$$

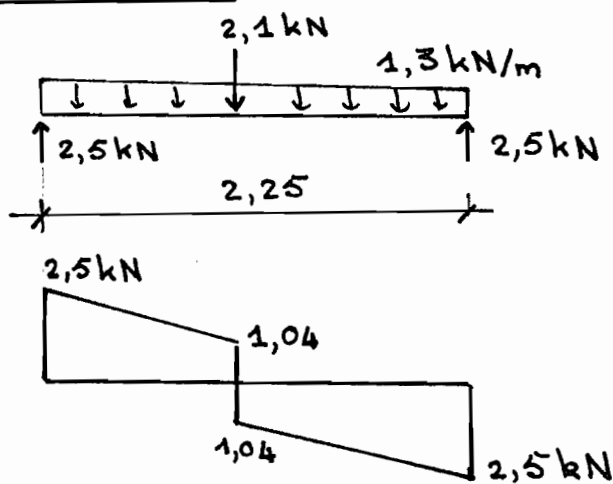
L'annexe 2 donne $K_u = 1,72$

d'où

$$M_r = K_u \times b d^2 \times 10^{-6} = 1,72 \times 200 \times 155^2 \times 10^{-6}$$

$$M_r = 8,3 \text{ kNm} > 2 \text{ kNm.}$$

Cisaillement :



Le cisaillement à une distance d de l'appui est

$$V_u = \frac{2,5 - 1,04}{1,125} (1,125 - 0,155) + 1,04$$

$$V_u = 2,3 \text{ kN}$$

$$v_u = \frac{V_u}{\phi b d} = \frac{2,3 \times 10^3}{0,85 \times 200 \times 155} = 0,09 \text{ MPa}$$

$$v_c = 0,17 \sqrt{f'_c} = 0,85 \text{ MPa}$$

Vérification de la section

$$v_u - v_c = 0,09 - 0,85 = -0,76 \text{ MPa}$$

$$0,67 \sqrt{f'_c} = 3,35 \text{ MPa}$$

$$v_u - v_c < 0,67 \sqrt{f'_c}$$

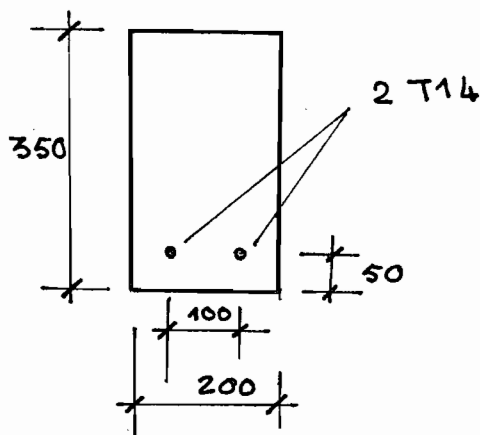
La section est donc acceptable.

Calcul des étriers.

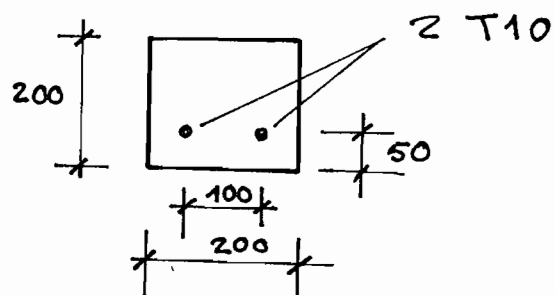
$$\frac{v_c}{2} = \frac{0,85}{2} = 0,425 \text{ MPa}$$

$$v_u = 0,09 \text{ MPa}$$

$v_u < \frac{v_c}{2}$ on n'a pas besoin d'étriers.



Poutre principale



Poutre secondaire

ANNEXE 4

CALCUL DES LONGUEURS DE RECouvreMENT

La jonction des barres est faite par recouvrement, la méthode de calcul est celle proposée par la norme nationale du Canada CAN A 23.3 M.77. L'article 5.7.3 donne la méthode de calcul pour les jonctions d'armature en traction. Les jonctions sont classifiées selon l'importance de la contrainte et de la fraction des barres qui se chevauchent au point considéré. Quand la contrainte calculée dans la zone de recouvrement est moins de $0,5 f_y$ et pas plus de la moitié des barres ne se chevauchent, alors on est dans la classe A. Le calcul des aciers circulaires a été fait pour une contrainte maximum de 100MPa, on se situe donc dans la classe A.

Pour les barres plus petites que N°35, la longueur de scellement de base est de $0,019 A_b f_y / \sqrt{f'_c}$ mais pas plus petite que $0,058 d_b f_y$.

Dans tous les cas, la longueur de scellement ne doit pas être inférieure à 300 mm.

Pour $f_y = 400 \text{ MPa}$ et $f'_c = 18 \text{ MPa}$, on obtient les valeurs du tableau suivant:

barre T	$0,019 A_b f_y / \sqrt{f_c}$	$0,058 d_b f_y$	longueur de recouvrement (mm)
8	90	186	300
10	141	232	300
12	202	278	300
14	276	325	350

ANNEXE 5

Calcul à l'ordinateur des efforts
dans la dalle flottante.

```

10 REM DALLE FLOTTANTE DE RESERVOIR D'EAU
20 DIM M1(11),M2(11),M3(11),M4(11),M5(11),M6(11)
30 REM PROJET DE FIN D'ETUDES, SOULEYMANE NDIONGUE.
40 REM REF: TABLES FOR THE ANALYSIS OF PLATES, SLABS
50 REM AND DIAPHRAGMS BASED ON THE ELASTIC THEORY.
60 REM          RICHARD BARES, PAGE 502.
70 REM DEFINITION DES VARIABLES:
80 REM M1,M3,M5=MOMENTS RADIAUX
90 REM M2,M4,M6=MOMENTS TANGENTIELS
100 REM Q1=CHARGE UNIFORME NEGATIVE (KN/M. CAR.)
110 REM Q2=CHARGE UNIFORME POSITIVE (KN/M. CAR.)
120 REM MU=COEFFICIENT DE POISSON= 0.18 POUR LE BETON
130 REM A=DIAMETRE DE LA DALLE FLOTTANTE (M)
140 REM B=DIAMETRE DU RESERVOIR DE BETON (M)
150 REM R=COORDONNEE POLAIRE DU POINT CONSIDERE (M), ORIGINE AU CENTRE.
160 REM RAU=DISTANCE RELATIVE DU POINT CONSIDERE = R/A
170 REM BETA=RAPPORT B/A
180 DATA 3.025,2.825,51.25,44.70
190 READ A,B,Q1,Q2
200 A2=A^2: MU=.18: BETA=B/A: DR=A/10: B2=BETA^2
210 REM ***** CALCUL DES MOMENTS DANS LA PARTIE CENTRALE (0<R<B)
220 LPRINT"      M1      M2      M3      M4      M5      M6"
230 FOR I=0 TO 10
240 IF I=0 THEN R=0 ELSE R=R+DR
250 RAU=R/A: R2=RAU^2
260 M2(I)=Q2*A2/16*(3+MU-(1+3*MU)*R2)
270 M1(I)=Q2*A2/16*(3+MU)*(1-R2)
280 IF R > B THEN 330
290 M3(I)=Q1*A2*B2/16*(4-(1-MU)*B2-4*(1+MU)*LOG(BETA)-(3+MU)/B2*R2)
300 M4(I)=Q1*A2*B2/16*(4-(1-MU)*B2-4*(1+MU)*LOG(BETA)-(1+3*MU)/B2*R2)
310 GOTO 350
320 REM ***** CALCUL DES MOMENTS DANS LA PARTIE PERIPHERIQUE.
330 M3(I)=Q1*A2*B2/16*((1-MU)*B2*(1/R2-1)-4*(1+MU)*LOG(RAU))
340 M4(I)=Q1*A2*B2/16*((1-MU)*(4-B2*(1/R2+1))-4*(1+MU)*LOG(RAU))
350 M5(I)=-M1(I)+M3(I)
360 M6(I)=-M2(I)+M4(I)
370 LPRINT USING"####.##";M1(I),M2(I),M3(I),M4(I),M5(I),M6(I)
380 NEXT I
390 END

```

M1	M2	M3	M4	Moment radial kNm M5	Moment tangential kNm M6
81.30	81.30	92.22	92.22	10.93	10.93
80.48	80.90	91.29	91.77	10.81	10.87
78.04	79.72	88.50	90.42	10.45	10.70
73.98	77.75	83.83	88.16	9.86	10.41
68.29	75.00	77.31	85.00	9.02	10.01
60.97	71.45	68.92	80.94	7.95	9.49
52.03	67.12	58.67	75.97	6.64	8.85
41.46	62.00	46.55	70.11	5.09	8.10
29.27	56.10	32.57	63.34	3.30	7.24
15.45	49.41	16.73	55.66	1.28	6.26
0.00	41.93	0.00	47.28	0.00	5.36

ANNEXE G

RESULTATS D'ESSAIS DE LABORATOIRE

Afin de trouver la résistance du mortier en fonction du dosage quelques essais de laboratoire ont été effectués sur des cubes de dimensions $50 \times 50 \times 50$ mm. Les cubes ont été complètement immergés pour une période de 28 jours puis testés en compression. Les résultats sont les suivants :

Le rapport eau ciment est un rapport de masse .

Le rapport sable ciment est un rapport de volume.

fig1: Force ayant provoquée la rupture. kN

$\frac{\text{Eau}}{\text{ciment}} \backslash \frac{\text{Sable}}{\text{ciment}}$	2,5	3	3,5
0,45	29	45,2	22,2
	29	42,1	32,4
	36,2	49,8	41,4
0,5	34	46	53
	33,4	49,9	56,4
	29,7	50	49

Figure 2. f'_c MPa

$\frac{s/c}{E/c}$	2,5	3	3,5
0,45	12	18	9
	12	17	13
	14	20	16
0,5	14	18	21
	13	20	22
	12	20	2

Nous faisons les commentaires suivants :

Les cubes d'un rapport eau - ciment de 0,5 sont plus résistants que ceux d'un rapport eau - ciment de 0,45, ce qui est une anomalie.

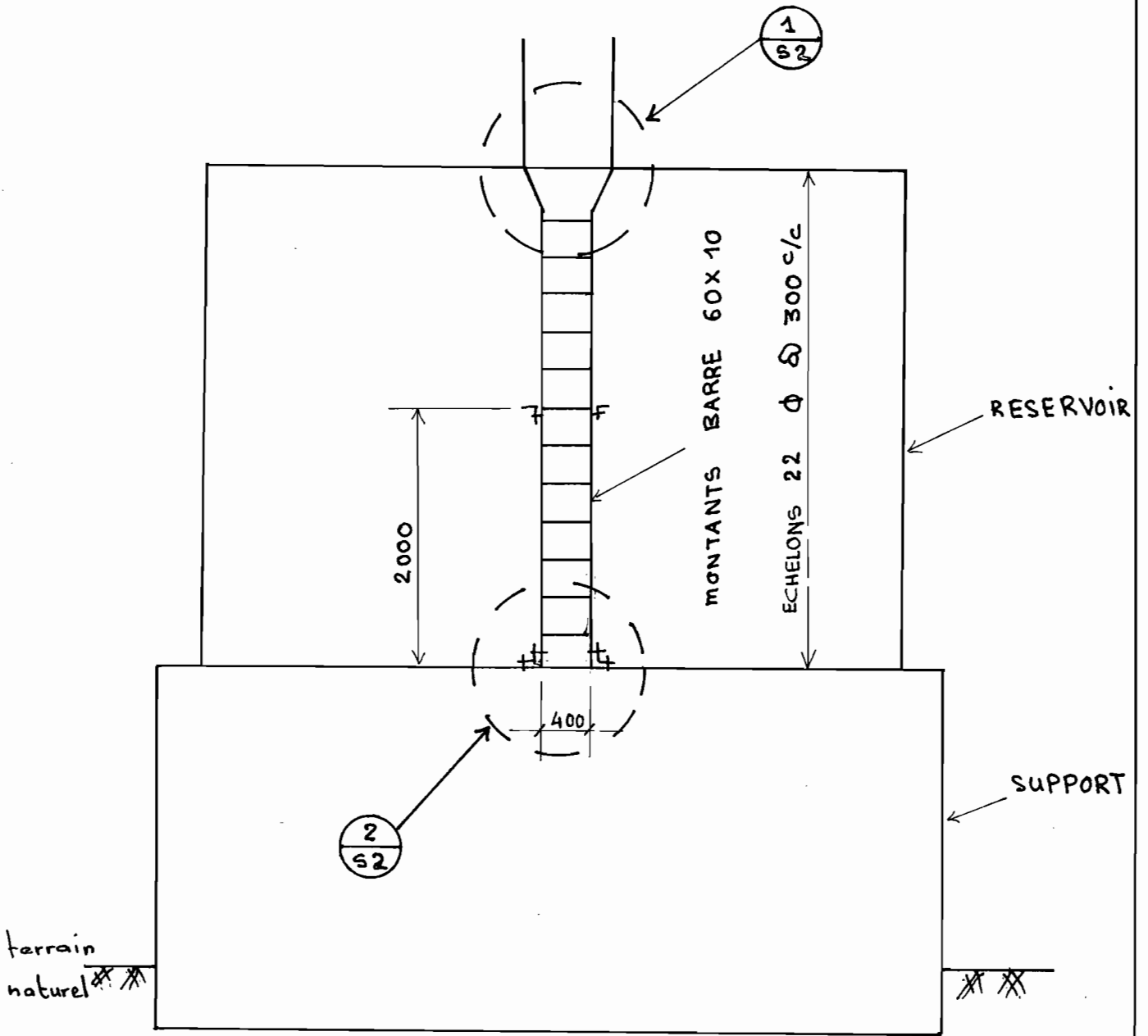
Ceci est probablement dû à une mauvaise qualité du ciment utilisé pour fabriquer les cubes de rapport eau ciment de 0,45.

On retient que pour un rapport sable ciment de 3 et un rapport E/c de 0,5 la résistance f'_c est de 18 MPa environ.

ANNEXE 7

ECHELLE D'ENTRETIEN

DETAILS NORMALISES

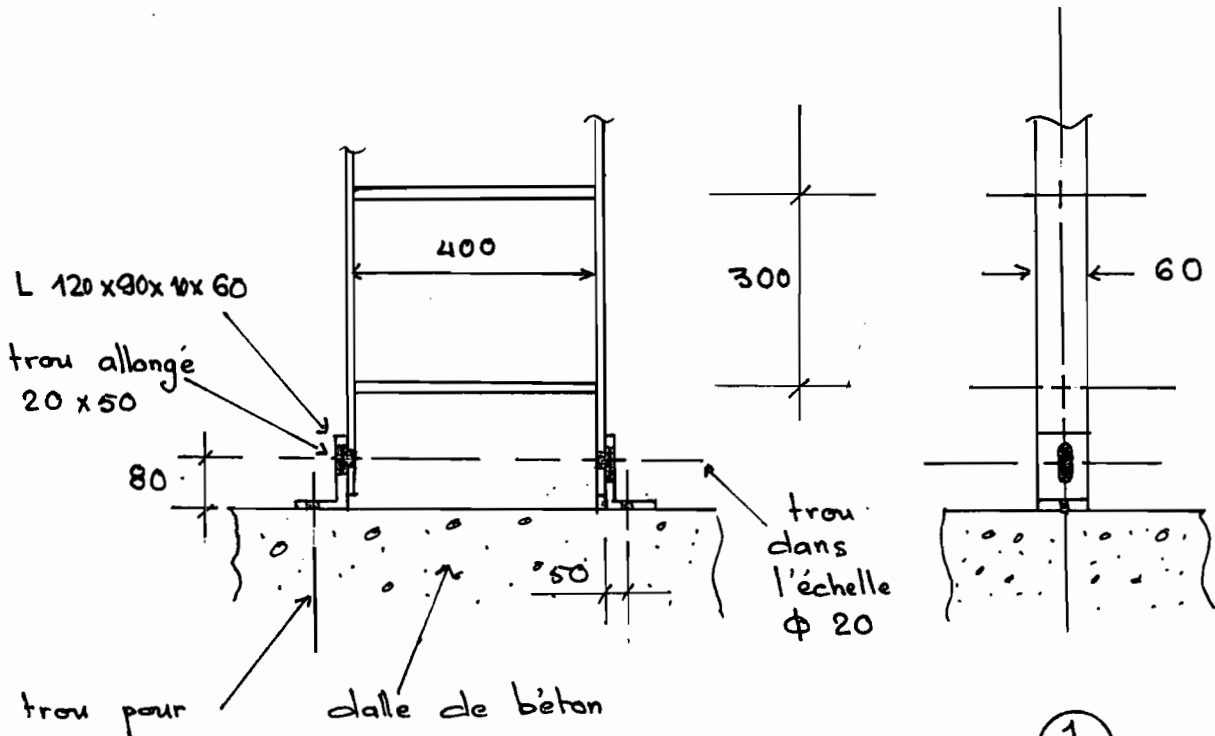


E.P.T

dessiné par
S. NDIONGUE

ECHELLE D'ENTRETIEN
DETAILS NORMALISES

ECHELLE 1:50
Date MAI 85
Page S1



L 120x90x10x60

trou allongé
20x50

80

400

300

60

trou
dans
l'échelle
φ 20

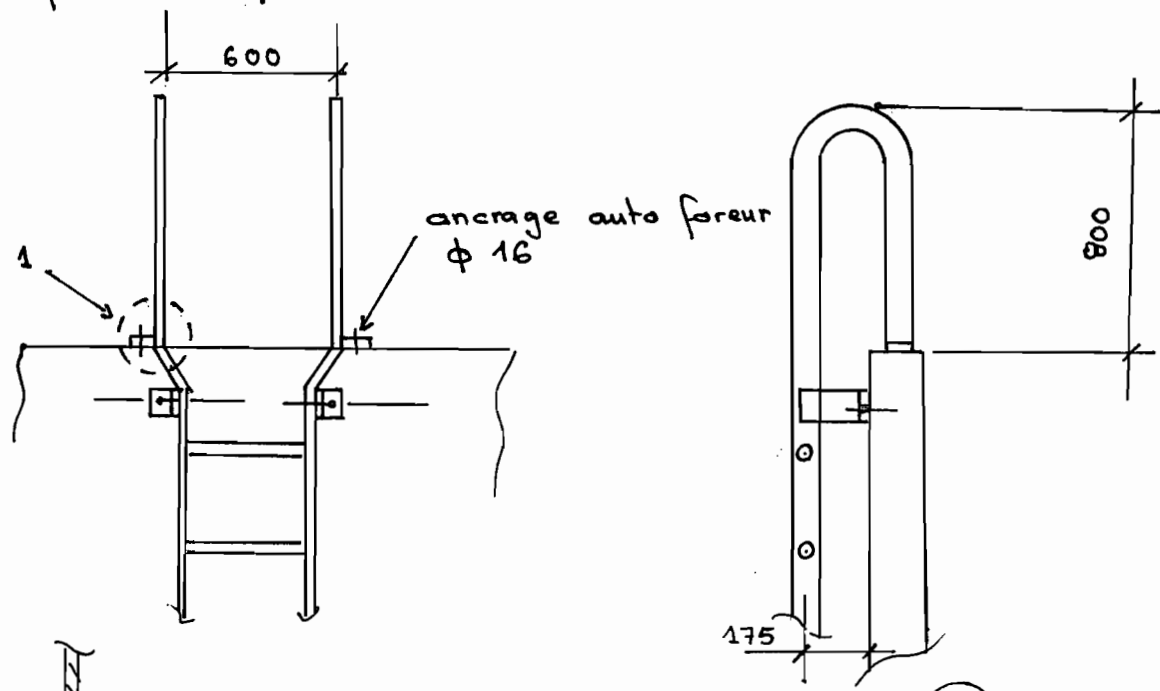
trou pour

dalle de béton

boulon d'ancrage

auto-foreur 20 φ

PIED D'ECHELLE



ancrage auto foreur
φ 16

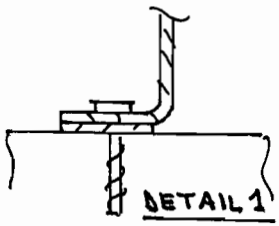
1

600

800

175

TETE D'ECHELLE



DETAIL 1

E.P.T	DETAILS NORMALISES	NON A L'ECHELLE
dessiné par		MAI 85
S. NDIONGUE		Page 32

BIBLIOGRAPHIE

1. PORTLAND CEMENT ASSOCIATION
Circular concrete tanks without prestressing
Revised 1981
- 2 RANDALL & PANARESE
Concrete masonry handbook
Portland Cement Association
Fourth edition 1980
- 3 RICHARD BARES
Tables for the analysis of plates, slabs
and diaphragms based on the elastic
Theory.
Third revised edition 1979.
- 4 A. GUERRIN & R.C. LAVAUZIER Tome 6.
Reservoirs - Châteaux d'eau - Piscines.
Deuxième édition - Dunod Paris - 1972.
- 5 NORME NATIONALE DU CANADA
Règles de calcul des ouvrages en
béton dans le bâtiment.
CAN 3 . A 23.3 M 77.
- 6 LAURENT LABONTE Ing.
Dessin de charpente de béton.
Modulo éditeur 1982
- 7 ROGER LUPIEN
Technologie de construction
Petits projets.
Résumé de la conférence présentée le
28 Mai 1984 à L'E.P.T.

8. S. SY SALL

Projet de fin d'études.

Etude de l'amélioration du système d'approvisionnement en eau potable du village centre de Thiérouba et ses environs. JUIN 85

9 WAGNER & LANOIX

Approvisionnement en eau des zones rurales et petites agglomérations

O M S 1961

10 Bulletin de la Commission d'Officialisation des prix - B.C.O.P. - Ministère de l'équipement.
D.E.P. - Mars 1985.