

UNIVERSITE CHEIKH ANTA DIOP DE DAKAR



ECOLE SUPERIEURE POLYTECHNIQUE

Centre de THIES

Département de Génie Civil

PROJET DE FIN D'ETUDES

POUR L'OBTENTION DU DIPLOME D'INGENIEUR DE CONCEPTION (D.I.C.) GENIE CIVIL

TITRE : ELABORATION DE PROGRAMMES DE DIMENSIONNEMENT DE RESERVOIRS EN BETON ARME, APPLICATION SUR LA CONCEPTION DES OUVRAGES HYDRAULIQUES EN BETON ARME DU PROJET D'ALIMENTATION EN EAU POTABLE A MBANE.

AUTEUR : Ibnou Abdallah SARRE

DIRECTEUR : Dr Falla PAYE

JUILLET 2009

REMERCIEMENTS

J'aimerais exprimer ma reconnaissance à Monsieur Falla Paye directeur de ce projet ainsi que Monsieur Lamine Doumbouya, enseignant à l'EPT pour leur disponibilité et l'intérêt dont ils ont fait montre sur cette étude.

Je remercie également Monsieur Séni Tamba, chef du département de génie civil, Monsieur Bamba Diaw, professeur dans ce département, ainsi que tout le corps professoral de l'EPT pour le soutien constant qu'il apporte à notre formation.

SOMMAIRE

Ce projet concerne la programmation du dimensionnement de certains types de réservoirs en béton armé et son application dans un projet d'adduction d'eau potable à Mbane. En effet, pour la plupart de ceux-ci réalisés dans le monde rural ici au Sénégal et dans la sous-région, il existe des constantes à demeure : ce sont entre autres les modèles, les capacités peu variables, les côtes et les méthodes d'exécution. En nous intéressant sur les petits bassins rectangulaires et les châteaux de petite capacité, ce constat devient plus net.

Cela nous a poussés à penser élaborer des programmes de calcul capables de faciliter l'analyse de ces ouvrages. Cela aura pour but, au delà de la possibilité de faire le calcul, de permettre de prospector rapidement plusieurs choix et d'adapter facilement une situation réussie dans une zone à une autre malgré les différences de paramètres à prendre en compte.

Les méthodes de calcul de réservoirs exposées dans « Le calcul et la vérification des ouvrages en béton armé » de Pierre CHARON seront utilisées avec d'autres publications permettant l'adaptation de celles-ci aux matériaux et techniques de nos jours. Ensuite, à l'aide du logiciel Microsoft Excel, version 2007, nous allons programmer les étapes de l'analyse de la structure. Grâce aux feuilles et cellules que contient un classeur et surtout du fait qu'Excel intègre de puissants outils mathématiques, l'on a pu automatiser certaines étapes du dimensionnement.

Ainsi, nous avons élaboré un classeur de dimensionnement des armatures des différents éléments d'une cuve de château d'eau cylindro-tronconique. Ensuite, nous avons dimensionné un bassin rectangulaire posé sur le sol ; et en appliquant ce programme sur un château d'eau, nous avons complété ce dimensionnement par le calcul des piliers et des fondations puis fournis tous les plans de ferrailage.

Mots clés : château d'eau cylindro-tronconique, bassin rectangulaire, dimensionnement, programmes

TABLE DES MATIERES

Remerciements	i
Sommaire	ii
Tables des matières	iii
Tables des annexes	vi
Abréviations	vii
INTRODUCTION	1
CHAPITRE I : RAPPELS SUR LES RESERVOIRS	2
1-1 Définitions	2
1-2 Place du réservoir dans le réseau	2
1-3 Le château d'eau	3
1-4 Avantages du château d'eau par rapport au réservoir au sol avec surpresseur	4
CHAPITRE II : METHODES DE CALCUL DES RESERVOIRS	6
2-1 Généralités :	6
2-2 Bassins rectangulaires posés sur le sol	7
2-3 Châteaux d'eau cylindro-tronconiques (500m3)	9
2-3-1 La coupole de couverture	10
2-3-2 La ceinture supérieure	10
2-3-3 La cuve cylindrique	11
2-3-3-1 Détermination de l'épaisseur des parois	11
2-3-3-2 Détermination des armatures	12
2-3-4 La ceinture inférieure	14
2-3-5 La partie tronconique	15
2-3-6 La cheminée	19
2-3-7 La coupole de fond	19
2-3-8 La ceinture d'appui	19

2-3-9 Les supports	21
2-3-9-1 Calcul des efforts dans les piliers	23
2-3-9-2 Calcul des efforts dans les entretoises	24
2-3-10 Les fondations	26
CHAPITRE III : AUTOMATISATION DES METHODES DE CALCUL AVEC MICROSOFT EXCEL	27
3-1 Généralités	27
3-2 Le logiciel de programmation	27
3-3 Programmation du calcul de châteaux d'eau à cuve cylindro-tronconique	28
3-3-1 Coupole de couverture	28
3-3-2 Ceinture supérieure	29
3-3-3 Cuve cylindrique	29
3-3-4 Ceinture inférieure	31
3-3-5 Partie tronconique	31
3-3-6 Cheminée	31
3-3-7 Coupole inférieure	32
3-3-8 Ceinture d'appui	32
CHAPITRE IV : APPLICATION SUR LE DIMENSIONNEMENT DES OUVRAGES DU PROJET DE MBANE	33
4-1 Bassin rectangulaire posé sur le sol	33
4-1-1 Données hydrauliques	33
4-1-2 Dimensionnement	33
4-1-3 Résumé des résultats	40
4-2 Château d'eau	41
4-2-1 Données hydrauliques et de conceptions	41
4-2-2 Résultats des programmes	43
4-2-3 Compléments sur les résultats	48
4-2-3-1 Stabilité d'ensemble	48
4-2-3-2 Calcul des efforts dans les piliers et les entretoises	50

4-2-3-3	Calcul des armatures dans les piliers et les entretoises	51
4-2-3-3	Fondations	52
4-2-3-3-1	Prédimensionnement	52
4-2-3-3-2	Calcul des charges	54
4-2-3-3-3	Détermination des armatures du radier	55
4-2-3-3-4	Détermination des armatures des nervures	59
CHAPITRE V: COMMENTAIRES		61
5-1	Commentaire général	61
5-2	Limites	61
5-3	Méthodes	62
5-4	Données et résultats	62
5-5	Perspectives	63
CONCLUSION		64
BIBLIOGRAPHIE		65
ANNEXES		66

TABLE DES ANNEXES

Légende du château d'eau :

- Annexe 1 - Nomenclature
- Annexe 2 - Distances entre axes
- Annexe 3 - Distances entre nus et épaisseurs
- Annexe 4 Château d'eau de 250m³ à 30m

Plans de ferrailage du bassin:

- Annexe 5 - Coupe 1
- Annexe 6 - Coupe 2
- Annexe 7 - Coupe 3

Plans de ferrailage du château d'eau:

- Annexe 8 - Coupole supérieure, ceinture supérieure et cuve
- Annexe 9 - Ceinture inférieure, partie tronconique
- Annexe 10 - Ceinture d'appui, coupole de fond et cheminée
- Annexe 11 - Piliers et traverses
- Annexe 12 - Radier
- Annexe 13 - Nervures de redressement
- Annexe 14 Feuilles du classeur de dimensionnement de cuve de château d'eau
- Annexe 15 Feuille de dimensionnement du radier du bassin

ABREVIATIONS

es	épaisseur coupole de couverture
ei	épaisseur coupole de fond
ecs	épaisseur (minimale) de la cuve cylindrique, à la jonction avec la ceinture supérieure
eci	épaisseur (maximale) de la cuve cylindrique, à la jonction avec la ceinture inférieure
ept	épaisseur de la partie tronconique
ec	épaisseur de la cheminée
h	hauteur cuve cylindrique, hauteur
R, r	rayon intérieur cuve cylindrique
bcs	largeur ceinture supérieure
hcs	hauteur ceinture supérieure
bci	largeur ceinture inférieure
hci	hauteur ceinture inférieure
bca	largeur ceinture d'appui
hca	hauteur ceinture d'appui
a	Largeur du bassin
b	Longueur du bassin
I	Moment d'inertie
K	Rapport de moments d'inertie
fc28	Résistance caractéristique à la compression du béton
fbu	Contrainte limite ultime du béton
ft28	Contrainte limite de traction du béton
fe	Résistance caractéristique de l'acier
ELU	Etat limite ultime
ELS	Etat limite de service
σ_a, σ_s	Contrainte d'acier
σ_b	Contrainte de compression du béton
τ_b	Contrainte de traction du béton
A	Section d'acier
B	Section de béton
D, Φ	Diamètre d'armature
n	Coefficient d'équivalence Acier/Béton
δ_b	Coefficient de sécurité du béton

δ_s	Coefficient de sécurité de l'acier
$\rho_{\text{béton}}$	Poids volumique du béton
$\rho_{\text{eau}}, \Delta$	Poids volumique de l'eau
G	Charge permanente
Q	Charge d'exploitation
M	Moment
N	Effort normal
V	Effort tranchant
F	Force
T	Effort de traction
C	Effort de compression

INTRODUCTION

Dans le cadre du Programme national d'Eau Potable et d'Assainissement du Millénaire (PEPAM), les pouvoirs publics en synergie avec les partenaires au développement entendent développer l'adduction d'eau potable, avec la réalisation d'infrastructures hydrauliques tels que les bassins et réservoirs dans les stations de traitement d'eau. Le monde rural n'est pas en reste dans ce programme ; mais il se caractérise par une similarité des solutions préconisées : sources d'eau, type de traitement, capacité des réservoirs ... Au niveau de la communauté rurale de Mbane, le système adopté comprend deux bassins de décantation d'une capacité de 250 m³ chacun avec un château de 75 m³ à Mbane et un château d'eau de 100m³ à 12m de cote à Diaglè. Cette infrastructure doit être renforcée par une série de châteaux d'eau et de bassins de traitement selon les besoins déterminés à partir d'une nouvelle étude.

Ce projet veut mettre en place des programmes de dimensionnement des réservoirs de capacité moyenne utilisés en général en milieu rural. Il s'agit, grâce à Microsoft Excel, d'implémenter les algorithmes de calcul des différents types de réservoirs envisagés.

Les méthodes de calcul sont celles exposées dans « Le calcul et la vérification des ouvrages en béton armé. Règles CCBA 68 » et « Techniques de l'ingénierie », conformément au BAEL.

Une application sera faite sur le calcul des ouvrages hydrauliques du projet de Mbane. Il s'agit d'un bassin rectangulaire posé sur le sol d'une capacité nominale de 135m³ et d'un château d'eau de 250m³ à 30m de côte du radier.

A l'issue de ce travail, un commentaire permettra d'éclaircir la conduite à tenir pour l'utilisation des programmes et de mettre en relief certaines limites dans l'exécution des calculs.

CHAPITRE I: RAPPELS SUR LES RESERVOIRS

1-1 DEFINITIONS

On appelle réservoir une capacité destinée à contenir un liquide ; l'eau pour notre cas. On distingue trois types de réservoirs :

- enterrés ;
- semi-enterrés ;
- surélevés ou château d'eau.

Ces réservoirs peuvent être construits découverts ou au contraire munis d'une couverture en coupole ou en dalle plate. Les réservoirs peuvent être simples ou complexes et formés de plusieurs cellules mêmes superposées.

La forme en plan peut être quelconque. Cependant la plupart du temps, les petits réservoirs se font carrés ou rectangulaires, mais la forme circulaire est moins coûteuse. Et lorsque que les moyens d'exécution le permettent, on réalise des réservoirs de forme tronconique et cylindro-tronconique à la place des réservoirs cylindriques de grand volume.

Ils peuvent être réalisés selon le cas, en maçonnerie ou en acier pour de petites capacités ; mais de nos jours, la plupart des réservoirs sont réalisés en béton armé ou en béton précontraint.

1-2 PLACE DU RESERVOIR DANS LE RESEAU

Les réservoirs sont présents partout dans les réseaux d'adduction (et d'assainissement). Ils constituent les organes de stockage, et des régulateurs de pression et de débit entre le régime de production et le régime de consommation. Ils permettent d'emmagasinier l'eau lorsque la consommation est inférieure à la production, et la restituent lorsque la consommation devient supérieure à la production. En milieu rural ou pour des villes de petite importance, avec une installation correctement conçue, la capacité des réservoirs oscille aux alentours du volume moyen journalier d'eau consommée. Mais avec l'augmentation du nombre de consommateurs, le rapport entre la capacité et le volume moyen journalier diminue notablement.

1-3 LE CHATEAU D'EAU

Le château d'eau fait partie de la famille des réservoirs d'eau, il est un élément important du réseau de distribution. Lorsque la topographie permet de disposer d'un point haut pour construire un réservoir au sol, c'est cette solution qui est en général choisie. Lorsque le terrain ne présente pas de point assez haut, le concepteur du réseau a le choix entre un château d'eau (réservoir surélevé) et un réservoir au sol alimentant un surpresseur.

Le château d'eau remplit une double fonction, constituer un réservoir tampon entre la production d'eau et la distribution aux consommateurs et livrer l'eau. La production d'eau doit se faire le plus régulièrement possible alors que la livraison est soumise à la demande des usagers. Quel que soit le moment de la journée et la hauteur de la demande en eau, il faut que chaque utilisateur bénéficie d'un débit correct.

Dans la mesure du possible, ces réservoirs sont placés en hauteur afin qu'ils se situent au-dessus du plus haut des robinets à desservir. La distribution de l'eau va pouvoir utiliser le phénomène naturel des vases communicants pour alimenter le réseau de distribution. Le château d'eau est avant tout un réservoir surélevé, seule l'absence d'un relief suffisamment élevé impose de construire ce dernier sur une structure en hauteur (piliers ou tour).

Le remplissage du réservoir se fait par pompe d'alimentation de façon automatique pour maintenir un niveau constant dans le réservoir.

Dans le cas où une agglomération s'étend dans une direction donnée, un réservoir unique et de hauteur convenable peut devenir insuffisant pour assurer une pression correcte en tout point du réseau et à tout moment. C'est alors que l'on a recours à un ou plusieurs réservoirs d'équilibre en liaison par le réseau avec le réservoir principal, mais à une cote de niveau légèrement inférieure. Le remplissage du réservoir d'équilibre se fait gravitairement au moment des faibles consommations, c'est-à-dire principalement la nuit. La journée, la charge à partir du réservoir principal diminue dans le réseau par suite de la consommation, celle du réservoir d'équilibre devient alors prépondérante et c'est son action qui maintient une pression régulière.

Le château d'eau, en activité ou pas, tient une place importante dans le paysage. Il a été souvent décrié car il occasionnerait une "pollution visuelle" mais l'expérience montre

qu'il demeure une solution économique, fiable, qu'il peut être esthétique et qu'il rend de nombreux services en offrant un point haut pour la région.

En France, même si la plupart du temps la majorité des personnes ne le voient plus ou ne veulent plus le voir, d'autres ont pensé à l'embellir ou à l'utiliser pour d'autres usages que l'eau. Il est principalement utilisé comme point géodésique par l'IGN et peut servir de support aux antennes-relais (pompiers, radios locales, téléphonie mobile, etc.), mais également comme support de peintures monumentales. De nos jours, lorsqu'il arrive en fin de vie, il est quelque peu délaissé mais certains ont pensé à lui donner une nouvelle vie et à le reconverter soit en bâtiment public, soit en logements, restaurant, etc.

1-4 AVANTAGES DU CHATEAU D'EAU PAR RAPPORT AU RESERVOIR AU SOL AVEC SURPRESSEUR

Sur le plan énergétique :

Les pompes d'alimentation fonctionnent à pression et à débit constants, donc avec un bon rendement. La consommation en énergie est donc faible mais importante si l'on envisage une alimentation par une production d'électricité locale. Lorsque la capacité du château d'eau est assez importante, les pompes peuvent fonctionner uniquement en tarification particulière du fournisseur (exemple : tarification "heures creuses").

La plupart des réservoirs surélevés desservent en partie des abonnés situés sur des points en contrebas de la base du château d'eau. La hauteur entraîne une pression minimale suffisante en entrée de réseau (exemple 3 bars ; 1 bar pour 10m de hauteur). Il n'est donc pas nécessaire de disposer de pompe de surpression pour la distribution, la gravité est suffisante. Parfois, certains châteaux d'eau sont placés de façon à ce qu'ils s'alimentent en chaîne sans avoir besoin de surpresseur pour le remplissage du château d'eau suivant. En résumé, cette solution minimise le coût énergétique.

Sur la fiabilité

Le château d'eau apporte au réseau de distribution une grande sécurité, car il contient en général la consommation d'une journée de pointe ou moyenne. Il permet le maintien de la pression sur le réseau de distribution, tout en autorisant les interventions techniques sur la partie amont du réservoir. En cas de catastrophe (tempête, délestage électrique), il facilite le maintien de la distribution en eau à moindre coût. Dans le cas d'une panne du fournisseur d'énergie, il suffira de mobiliser un groupe électrogène momentanément pour

remplir la cuve alors que sur des réseaux surpressés plusieurs groupes électrogènes seront nécessaires et ils devront y rester à demeure ; aussi pour obtenir une fiabilité correcte avec un surpresseur, il faut disposer d'un groupe électrogène de secours. On a donc en résumé une meilleure fiabilité avec le château d'eau.

Sur le coût de fonctionnement

Le coût d'entretien d'un réservoir est faible, qu'il soit surélevé ou au sol. C'est le coût des équipements électromécaniques qui est toujours prépondérant. Une installation de surpression est en général complexe car elle doit gérer plusieurs pompes de débits différents. Elle doit aussi disposer d'une alimentation énergétique de secours. Le système de pompage d'un château d'eau est simple et donc peu coûteux en maintenance et en entretien.

CHAPITRE II : METHODES DE CALCUL DES RESERVOIRS

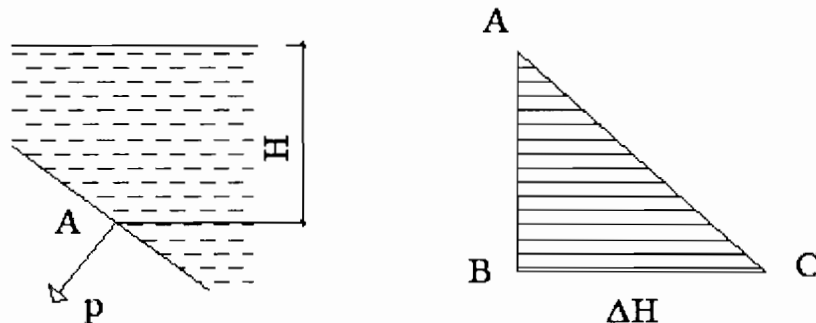
2-1 Généralités :

Les réservoirs, étant destinés à recevoir des liquides doivent présenter une étanchéité absolue. En général, on considère l'état de fissuration très préjudiciable et on utilise pour leur exécution un béton au dosage de 350 à 400 kg/m³ avec des valeurs assez faibles des contraintes admissibles des aciers ; en outre, on dispose souvent à l'intérieur d'un enduit. Les réservoirs peuvent être surélevés, posé sur le sol, ou enterrés. La seule différence entre le dernier cas et les deux premiers est qu'alors il faut tenir compte de la poussée de terre et vérifier que, lorsque le réservoir est vide, il peut résister à cette poussée. Lorsque le réservoir est plein, on peut, par mesure de sécurité, négliger la poussée des terres qui agit en sens inverse de celle de l'eau ; si on tient compte de cette poussée de terre, il faudra alors être très prudent dans son estimation afin de ne pas déduire, dans les calculs, une force supérieure à celle qui agit réellement.

Nous étudierons dans la suite :

- les réservoirs à section rectangulaire posés sur le sol, encore appelés bassins (par exemple bassin de décantation en traitement d'eau),
- les châteaux d'eau à cuve cylindro-tronconique avec des piliers comme supports

Rappelons que la pression exercée par un liquide en un point A de la paroi d'un réservoir présentant une inclinaison quelconque est normale à cette paroi et a pour valeur en Pascal (Pa) $p = \Delta H$



$\Delta =$ poids volumique du liquide en Newton.

Dans le cas de l'eau, on a en général $\Delta = 10\,000\text{N}$, et considéré comme charge variable majoré de 50%.

H = distance du point A à la surface libre du liquide en mètre

Si la paroi AB est verticale, le diagramme des pressions est représenté par une droite AC telle que $BC = \Delta H$

La poussée sur AB est alors $Q = \frac{\Delta H^2}{2}$

2-2 Bassins rectangulaires posés sur le sol :

Méthode des tranches horizontales

Considérons un réservoir rectangulaire reposant sur le sol. Découpons une tranche horizontale de 1m de hauteur soumise à la pression moyenne $p = \Delta h$. Nous avons alors un cadre fermé soumis à une surcharge uniforme p .

On démontre en Résistance Des Matériaux que si I_a et I_b sont les moments d'inertie des cotés a et b, les moments aux extrémités de ces cotés sont donnés par :

$$M_D = M_C = M_B = M_A = -\frac{p}{12} \frac{K a^3 - K b^3}{K a - b}$$

$$\text{Avec } K = \frac{I_b}{I_a}$$

Comme la hauteur de la tranche est de 1m, en appelant respectivement e_a , e_b , les épaisseurs des cotés a et b, on a : $I_a = \frac{1 \times e_a^3}{12}$; $I_b = \frac{1 \times e_b^3}{12}$

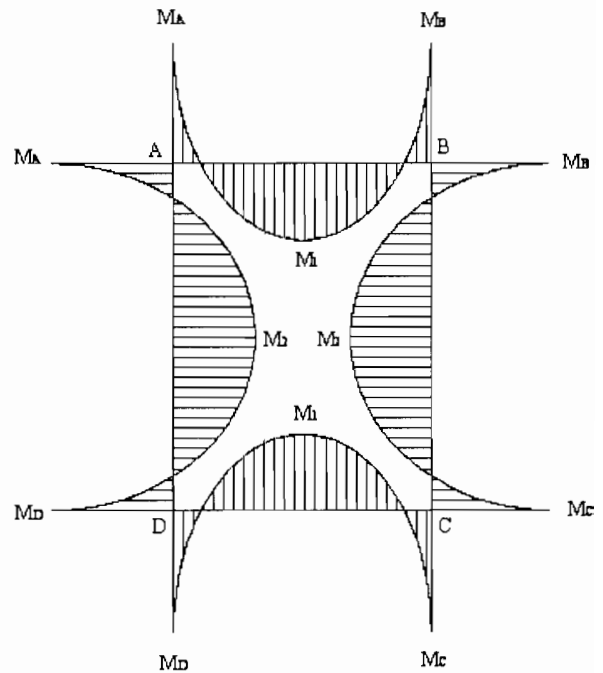
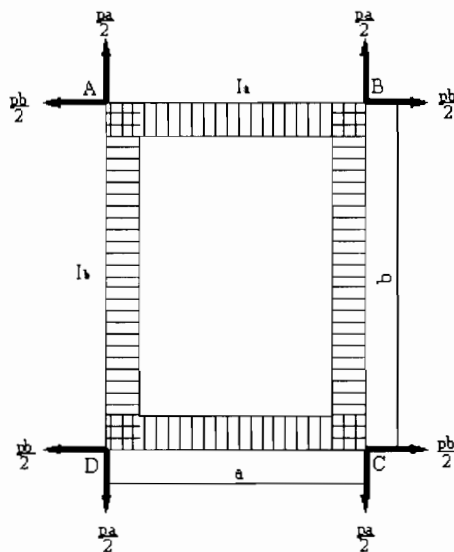
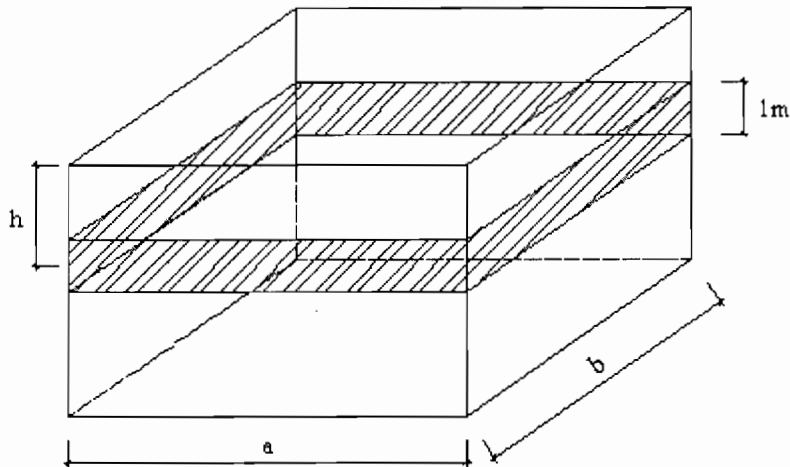
$$\text{d'où } K = \frac{e_b^3}{e_a^3}$$

Les moments au milieu des cotés sont alors donnés par :

$$M_1 = \frac{p a^2}{8} + M_A$$

$$M_2 = \frac{p b^2}{8} + M_B$$

Dans ces formules, M_A et M_B sont à prendre avec leur signe. Le diagramme des moments est représenté sur la figure suivante :



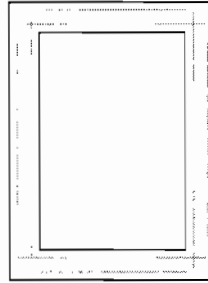
La paroi AB est soumise en A et en B à un effort tranchant :

$$T = \frac{pa}{2} - \frac{M_B - M_A}{a} = \frac{pa}{2}$$

Et les autres parois sont soumises à des efforts analogues.

On voit donc qu'il existe dans les parois AD et BC, un effort de traction égal à $\frac{pa}{2}$ et dans AB et CD, un effort de traction égal à $\frac{pb}{2}$. Par conséquent les sections devront être calculées à la flexion composée avec traction.

La disposition schématique des armatures tendues est donnée par la figure suivante :



Ces armatures seront complétées par des armatures de répartition verticales. En outre, il y aura lieu de prendre dans les angles des précautions spéciales pour éviter la poussée au vide. Très souvent, on munit ces angles d'un gousset et on réalise, à la partie supérieure de chaque paroi, une nervure de raidissement.

Le fond du réservoir et la couverture -s'il y a lieu- seront calculés comme des dalles portant sur deux ou quatre côtés suivant la valeur du rapport a/b. Cependant, le réservoir reposant sur le sol, le poids propre du radier et le poids de l'eau sur le fond sont alors équilibrés par la réaction du sol.

Enfin, il y a lieu de noter que les fissures étant très préjudiciables à ce genre d'ouvrage, il faudra que la contrainte de cisaillement dans le béton des parois, contrainte donnée par $\tau_b = \frac{\tau}{b \cdot h}$ demeure assez faible.

2-3 Châteaux d'eau cylindro-tronconiques :

L'étude d'un tel ouvrage n'est rien d'autre que l'analyse et le dimensionnement des éléments constitutifs de sa structure porteuse. Nous allons considérer pour notre cas :

- une couverture en forme de coupole de couverture ou supérieure,
- une ceinture supérieure, située à la base de la coupole,
- une cuve cylindrique de section de paroi variable,
- une ceinture inférieure, située à la base de la cuve,
- une partie tronconique, réunissant la partie cylindrique à la coupole de fond,
- une coupole de fond ou inférieure,
- une cheminée, permettant d'accéder à l'intérieur du réservoir,
- une ceinture d'appui de la cuve sur son support,
- un support constitué pour notre cas par six (6) colonnes entretoisées,

un système de fondation par semelles isolées ou par radier général.

Nous étudierons successivement ces éléments.

2-3-1 La coupole de couverture :

La coupole de couverture, (de même que la coupole de fond) a une forme de calotte sphérique. Elle se distingue des dalles plates par son caractère économique en termes de quantité du matériau béton, mais aussi avec des difficultés d'exécution, notamment sur le coffrage. On considère le cas de coupole surbaissée dans le calcul.

Soit Q la charge totale de la coupole (poids propre + surcharges pondérés), P_1 la charge verticale par mètre linéaire de ceinture et Q_1 la poussée horizontale par mètre linéaire de ceinture

Nous avons :

$$P_1 = Q \cdot \frac{r_1^2 - h^2}{2 \cdot r_1}$$

$$Q_1 = P_1 \cdot \frac{r_1^2 - h^2}{2 \cdot r_1 \cdot h}$$

Et l'effort normal résultant N_1 :

$$N_1 = \sqrt{P_1^2 - Q_1^2}$$

Cet effort entraîne une compression du béton qui ne doit atteindre la contrainte limite ; si bh est la section du béton :

$$\sigma'_b = \frac{N_1}{bh}$$

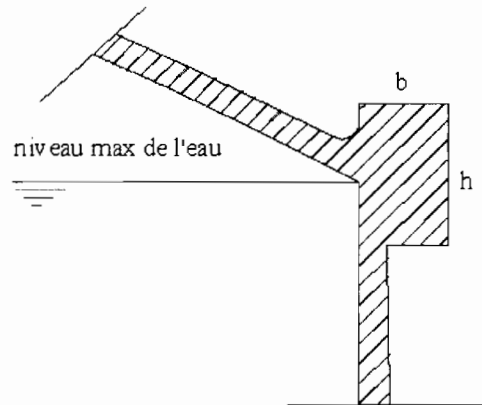
La charge verticale P_1 crée un cisaillement dans la même section. Cette valeur aussi doit être assez faible :

$$\tau_b = \frac{P_1}{bh}$$

Généralement, ces contraintes sont assez faibles et inférieures aux contraintes admissibles ; c'est là une des raisons principales du choix des formes sphériques plutôt que les formes plates (dalles pleines). On met un ferrailage minimal destiné à combattre les effets du retrait et des efforts dissymétriques.

2-3-2 La ceinture supérieure :

La ceinture supérieure reçoit, par mètre linéaire de développement, la poussée Q_1 provenant de la coupole et éventuellement, suivant les dispositions et la hauteur maximale de l'eau, une poussée Q_2 provenant de l'eau.



CEINTURE SUPERIEURE

Soit Q , l'effort résultant par mètre, on démontrera dans la partie qui va suivre (cuve cylindrique) que la poussée Q provoque dans la ceinture un effort de traction $F = QR$; R étant le rayon de la cuve. Cette force doit être équilibrée par des armatures dont la section des aciers A est donnée par :

$$A = \frac{QR}{\sigma_a}$$

La section A sera constituée, suivant sa valeur, par quatre ou six aciers ou davantage si nécessaire, réunis par des cadres. Les aciers de la coupole et de la cuve viendront s'ancrer dans la ceinture

2-3-3 La cuve cylindrique :

La méthode exposée ici se réfère à la méthode de calcul de la cuve cylindrique des réservoirs circulaires reposant sur le sol ou enterrés.

2-3-3-1 Détermination de l'épaisseur des parois :

On ne descend pas en dessous de 8cm à la partie supérieure du réservoir (12 à 15 cm selon les règles BAEL rapportées par Techniques de l'Ingénieur) et la paroi est terminée par une ceinture servant de nervure de raidissement ; dans le cas du château d'eau, nous avons la ceinture supérieure. Pour se prémunir contre le risque de fissures, fissures qui

auraient des conséquences graves dans un réservoir, on vérifie que la contrainte du béton tendu reste modérée par exemple inférieure à 2 MPa.

$$\frac{pR}{B - nA} < 2 \text{ MPa}$$

En général on détermine empiriquement l'épaisseur de béton à la base par la formule suivante :

$$e = \frac{HD}{4}$$

e en cm, H et D en m, et on fait ensuite décroître linéairement l'épaisseur jusqu'au sommet.

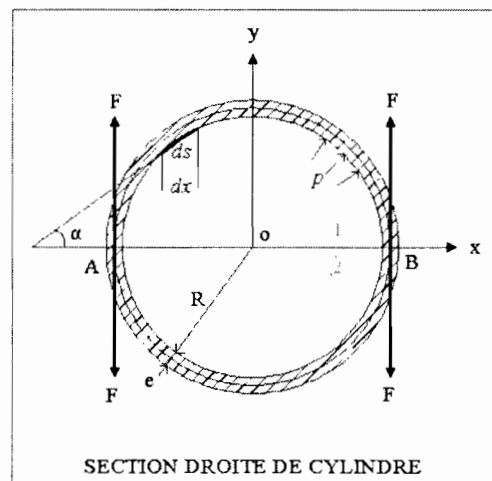
Il faut que l'élément de béton compris à l'intérieur d'une maille constituée par deux réseaux d'armatures ne risque pas d'être poinçonné sous l'effet de la pression de l'eau. On utilisera donc des armatures nombreuses et bien réparties.

2-3-3-2 Détermination des armatures :

Nous diviserons le réservoir en tranches de 1 m de hauteur et nous admettrons que la pression qui s'exerce sur la hauteur de chaque tranche est constante égale à la pression moyenne.

$$p = \Delta H$$

Considérons la section droite d'un cylindre de hauteur unité :



Et cherchons l'effort qui tend à séparer la partie (1), située au dessus d'un diamètre AB de la partie (2) située en dessous de AB . Soit ds un élément du périmètre de la section

droite, si p est la pression agissant de l'intérieur vers l'extérieur, la force s'exerçant sur l'élément est $p ds$ et les composantes de cette force ont pour valeurs :

$$\text{Suivant } Oy : p ds \cos \alpha$$

$$\text{Suivant } Ox : p ds \sin \alpha$$

Pour l'ensemble des éléments ds , nous aurons :

$$\sum p ds \cos \alpha = p \sum dx = 2pR$$

$$\sum p ds \sin \alpha = 0$$

Puisqu'à chaque élément ds pour lequel on a $p ds \sin \alpha$ correspond un élément symétrique par rapport à Oy pour lequel on a $(-p) ds \sin \alpha$.

Donc, la force qui tend à séparer (1) et (2) est

$$F_1 = 2pR$$

Cette force se décompose en deux forces $F = pR$ appliquée en A et en B; comme on néglige la résistance du béton à la traction, chaque force F doit être équilibrée par des aciers disposés sous forme de cerces. Si A est la section totale des cerces sur la hauteur considérée, on aura :

$$A = \frac{pR}{\bar{\sigma}_s}$$

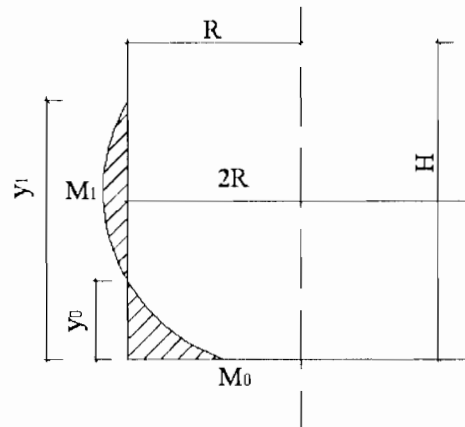
Le diamètre des cerces et leur écartement sont en général conservés constants sur toute la hauteur de la tranche étudiée. On s'efforce habituellement, afin de faciliter l'exécution, de conserver le même diamètre pour les cerces sur la plus grande hauteur possible, en faisant varier leur écartement. Cependant, il ne faut pas que cet écartement devienne trop important.

Le ferrailage est complété par des armatures verticales servant d'armatures de répartition, dont la section par mètre linéaire de développement est comprise entre la moitié et le tiers de celle des cerces. Leur écartement à la base est en général de l'ordre de 10 à 12 cm et, dans ces conditions, une barre sur deux peut être arrêtée à mi hauteur.

Il faut remarquer que le calcul que nous avons exposé ci-dessus n'est rigoureux que si la déformation de chacune des tranches considérée est indépendante de la déformation des tranches situées au-dessus et au-dessous ou, ce qui revient au même, que la

déformation de toutes les tranches sont égales, comme cela aurait lieu dans un tuyau ouvert à ses deux extrémités et soumis à une pression uniforme.

Or, dans un réservoir, il n'en est pas ainsi : la partie supérieure est toujours raidie par une ceinture et son épaisseur est toujours surabondante, les tranches situées au voisinage de la partie supérieure se déformeront donc moins que les tranches situées à mi-hauteur. En outre, l'encastrement de la paroi sur le radier (cas des réservoirs cylindriques au sol) gêne la déformation des tranches inférieures et il est nécessaire de prendre certaines précautions à la liaison de la paroi et du radier pour empêcher l'apparition de fissures en ce point. Certains constructeurs admettent, à la liaison de la paroi et du radier, un diagramme des moments analogue à celui à la figure suivante :



Les valeurs des moments par mètre de développement de circonférence sont les suivantes :

$$M_c = 3RHe$$

$$M_1 = \frac{M_c}{5}$$

$$y_c = 0.06\sqrt{Re} \quad \text{et} \quad y_1 = 5y_c$$

Dans ces formules M_0 et M_1 sont exprimés en déca Newton mètres (daN.m)

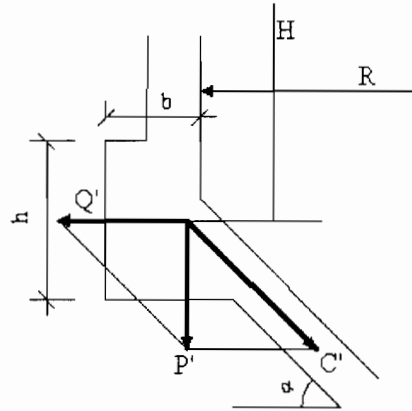
R et H en mètres

e = épaisseur de la paroi en cm

y_0 et y_1 en mètres

2-3-4 La ceinture inférieure :

Soit P' le poids au mètre linéaire provenant de la coupole et de la paroi verticale de la cuve cylindrique. Cette force peut être décomposée en une force horizontale Q' et en une force dirigée suivant les génératrices du tronc de cône C' .



CEINTURE INFERIEURE

On a donc :

$$Q' = \frac{P'}{\tan \alpha}$$

$$C' = \frac{P'}{\sin \alpha}$$

α = angle de la paroi du tronc de cône avec l'horizontale.

La force C' est transmise par le tronc de cône jusqu'à la ceinture d'appui.

La force Q' doit être équilibrée par la ceinture qui reçoit, en outre, sur la hauteur h de la poutre une poussée provenant de l'eau et égale à ΔHh par mètre de développement.

La poussée totale par mètre a donc pour valeur :

$$Q_1' = \frac{P'}{\tan \alpha} - \Delta Hh$$

Comme pour la ceinture supérieure, il en résulte une force de traction F :

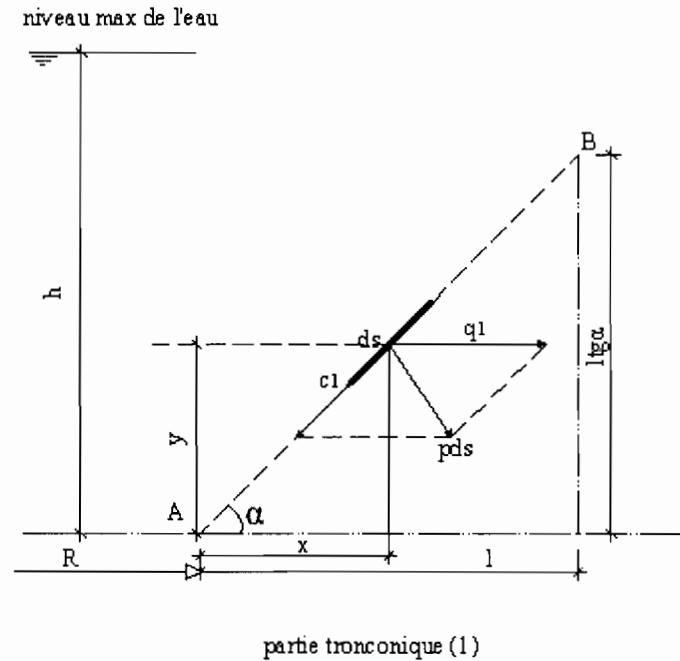
$$F = Q_1' R$$

Cette force doit être équilibrée par des armatures dont la section des aciers A est donnée par :

$$A = \frac{Q_1' R}{\bar{\sigma}_a}$$

2-3-5 La partie tronconique :

Considérons la figure suivante :



Soit un élément du tronc de cône de dimension $ds \cdot l$.

Cet élément est soumis à la pression de l'eau et à son poids propre. Soit p la pression due à l'eau au centre de l'élément de coordonnées x, y .

Nous avons :

$$p = \Delta(h - y)$$

Soit pour l'élément une force :

$$p ds \cdot 1 = \Delta(h - y) ds$$

Cette force peut être décomposée en :

- une force q_1 qui aura pour valeur par unité de longueur suivant le parallèle :

$$q_1 = \frac{p ds}{\sin \alpha} = \frac{\Delta(h - y) dy}{\sin^2 \alpha}$$

α = angle de la paroi avec l'horizontale, dx et dy , les projections de ds suivant les axes.

- une force c_1 dirigée suivant les génératrices du tronc de cône :

$$c_1 = \frac{p ds}{\tan \alpha} = \frac{\Delta(h - y) dy}{\sin \alpha \tan \alpha}$$

Comme dans le cas de la cuve cylindrique (réservoir circulaire), à la force q_1 correspondra un effort de traction dans les cerces du tronc de cône élémentaire :

$$dF_1 = q_1(R - x) = \frac{\Delta(h - y) \left(R - \frac{y}{\tan \alpha} \right) dy}{\sin^2 \alpha}$$

Et à la force $F1$ due à la poussée de l'eau et s'exerçant sur toutes les cerces de la partie tronconique aura pour valeur, après intégration de $dF1$ de 0 à $l \tan \alpha$:

$$F1 = \frac{\Delta l}{\sin \alpha \cos \alpha} \left[h \left(R - \frac{l}{2} \right) - \left(\frac{R}{2} - \frac{l}{3} \right) l \tan \alpha \right]$$

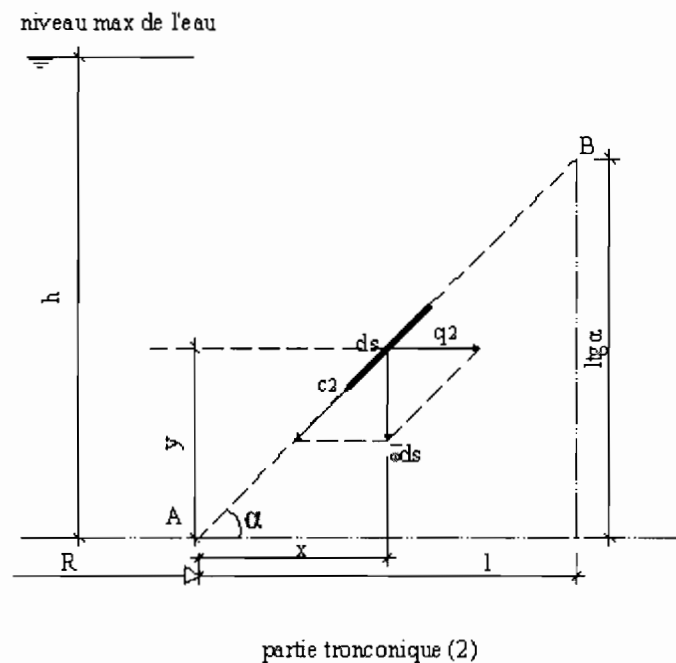
Quant à la force c_1 , elle donnera, pour le tronc de cône élémentaire d'arête ds , un effort de compression :

$$dC1 = 2\pi(R-x)c1 = \frac{2\pi\Delta(h-y)\left(R - \frac{y}{\tan \alpha}\right) dy}{\sin \alpha \tan \alpha}$$

La force de compression $C1$ due à la poussée de l'eau et s'exerçant sur l'ensemble du tronc de cône suivant la direction des génératrices aura pour valeur, après intégration de $dC1$ de 0 à $l \tan \alpha$:

$$C1 = \frac{2\pi\Delta l^2}{\sin \alpha} \left[h \left(R - \frac{l}{2} \right) - \left(\frac{R}{2} - \frac{l}{3} \right) l \tan \alpha \right]$$

Considérons maintenant l'effet du poids propre :



Si $\bar{\omega}$ est le poids du mètre carré de paroi, nous aurons pour l'élément $ds \cdot l$ une force $\bar{\omega} ds$.

Cette force peut être décomposée comme précédemment en une force horizontale q_2 et en une force c_2 dirigée suivant les génératrices :

$$q_2 = \frac{\bar{\omega} ds}{\tan \alpha}$$

$$c_2 = \frac{\bar{\omega} ds}{\sin \alpha}$$

D'où une force de traction dans les cerces de l'élément de tronc de cône :

$$dF_2 = q_2(R-x) = \frac{\bar{\omega} \left(R - \frac{y}{\tan \alpha} \right) dy}{\sin \alpha \tan \alpha}$$

Et pour les cerces de toute la partie tronconique, en intégrant dF_2 de 0 à $l \tan \alpha$:

$$F_2 = \frac{\bar{\omega} l}{\sin \alpha} \left(R - \frac{l}{2} \right)$$

La force c_2 donnera, pour le tronc de cône élémentaire d'arête ds , un effort :

$$dC_2 = 2\pi(R-x)c_2 = \frac{2\pi\bar{\omega} \left(R - \frac{y}{\tan \alpha} \right) dy}{\sin^2 \alpha}$$

D'où la force de compression C_2 due au poids propre de la partie tronconique :

$$C_2 = \frac{2\pi\bar{\omega} l}{\sin \alpha \cos \alpha} \left(R - \frac{l}{2} \right)$$

La force de traction F équilibrée par les cerces de la partie tronconique aura donc pour valeur :

$$F = F_1 + F_2$$

$$F = \frac{l}{\sin \alpha} \left[\left(\frac{\Delta h}{\cos \alpha} - \bar{\omega} \right) \left(R - \frac{l}{2} \right) - \frac{\Delta l \tan \alpha}{\cos \alpha} \left(\frac{R}{2} - \frac{l}{3} \right) \right]$$

R étant ici le rayon de la base du tronc de cône)

D'où la section des cerces :

$$A = \frac{F}{\bar{\sigma}_s}$$

Pratiquement la section A trouvée peut être répartie uniformément sur la longueur AB , étant donnée que la hauteur du tronc de cône est toujours assez faible et que la force de traction est presque constante car la hauteur de l'eau et le rayon du tronc de cône varient en sens inverse. Par suite, la force F_1 qui est prépondérante dans l'expression de F , et qui est fonction du produit hR varie peu le long de AB .

Quant à la force de compression C à la base du tronc de cône, elle aura pour valeur, si nous appelons P le poids transmis au tronc de cône par la ceinture inférieure :

$$C = \frac{P}{\sin \alpha} - C_1 - C_2$$

$$C = \frac{P - 2\pi l \left[\left(\Delta h - \frac{\bar{\omega}}{\cos \alpha} \right) \left(R - \frac{l}{2} \right) - \Delta l \tan \alpha \left(\frac{R}{2} - \frac{l}{3} \right) \right]}{\sin \alpha}$$

On armera donc la partie tronconique à la compression, les armatures disposées à cet effet serviront d'armature de répartition pour les cerces.

2-3-6 La cheminée :

La cheminée travaille à la compression. Si nous considérons une tranche de 1m de hauteur, l'effort de compression aura pour valeur :

$$F' = pR$$

Où p = pression de l'eau et R égal ici au rayon intérieur de la cheminée.

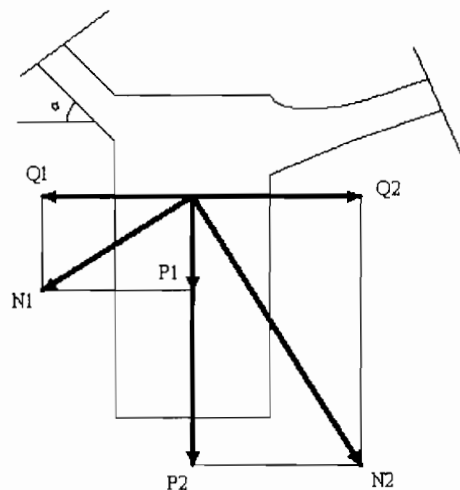
On vérifie que le béton peut résister à cet effort, ce qui est généralement réalisé et on armera la cheminée à l'aide de cerces horizontales et d'armatures verticales, les armatures étant plutôt destinées à combattre le retrait et à empêcher la fissuration qu'à assurer la résistance proprement dite.

2-3-7 La coupole de fond :

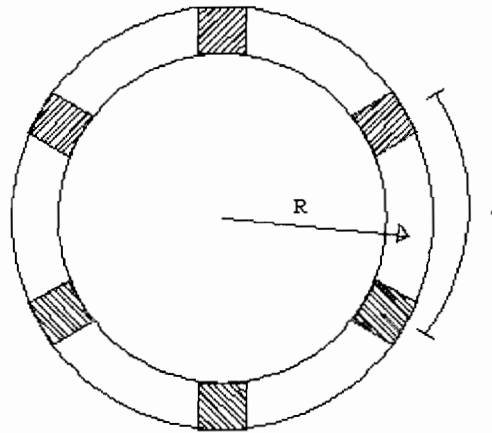
Cette coupole se calcule de la même manière que la coupole de couverture.

2-3-8 La ceinture d'appui :

La ceinture d'appui permet comme son nom l'indique, l'appui de la cuve sur son support qui est pour notre cas un ensemble de six (6) piliers.



CEINTURE D'APPUI



PILIERS

D'après ce qui précède, la coupole inférieure donne, par unité de longueur, sur la ceinture envisagée, une poussée horizontale $Q1$ et un effort vertical $P1$.

L'effort normal $N2$ dans le tronc de cône peut être décomposé en $Q2$ et $P2$:

$$Q2 = N2 \cos \alpha$$

$$P2 = N2 \sin \alpha$$

On s'arrange généralement de manière que :

- $Q2$ soit supérieur à $Q1$ afin de ne pas créer un effort de traction dans la ceinture ; si l'on avait $Q2 < Q1$, alors il faudrait prévoir des armatures en conséquence
- La résultante de $Q2$ et $Q1$ passe sensiblement à mi-hauteur de la poutre (ceinture), afin qu'il n'existe pas d'effort de torsion.

Si le réservoir repose sur une tour, la ceinture d'appui est une simple poutre de rigidité qu'on armera à la compression dans le cas où $Q2 > Q1$.

Si le réservoir repose sur des piliers (le cas que nous avons considéré), la ceinture d'appui est soumise aux charges $P1$, $P2$ et à son poids propre.

Comme la ligne joignant les centres des appuis n'est pas confondue avec la fibre moyenne de la poutre (voir figure : piliers), il en résulte des moments de torsion dont la valeur maximale est donnée par la dernière colonne du tableau suivant.

Si les moments de torsion donnent des contraintes supérieures à la contrainte admissible, on armera la poutre à la torsion. Il y a intérêt à réduire le plus possible ces moments de torsion, donc à ne trop diminuer le nombre des piliers.

Nombre de piliers	Charge par pilier	Effort tranchant maximal	Moments de flexion		Moment de torsion maximal
			Au droit du pilier	Au milieu de la travée	
4	$\frac{P}{4}$	$\frac{P}{8}$	-0.03415 PR	0.01762 PR	0.00530 PR
6	$\frac{P}{6}$	$\frac{P}{12}$	-0.01482 PR	0.00751 PR	0.00151 PR
8	$\frac{P}{8}$	$\frac{P}{16}$	-0.00827 PR	0.00416 PR	0.00063 PR
12	$\frac{P}{12}$	$\frac{P}{24}$	-0.00365 PR	0.00190 PR	0.00018 PR

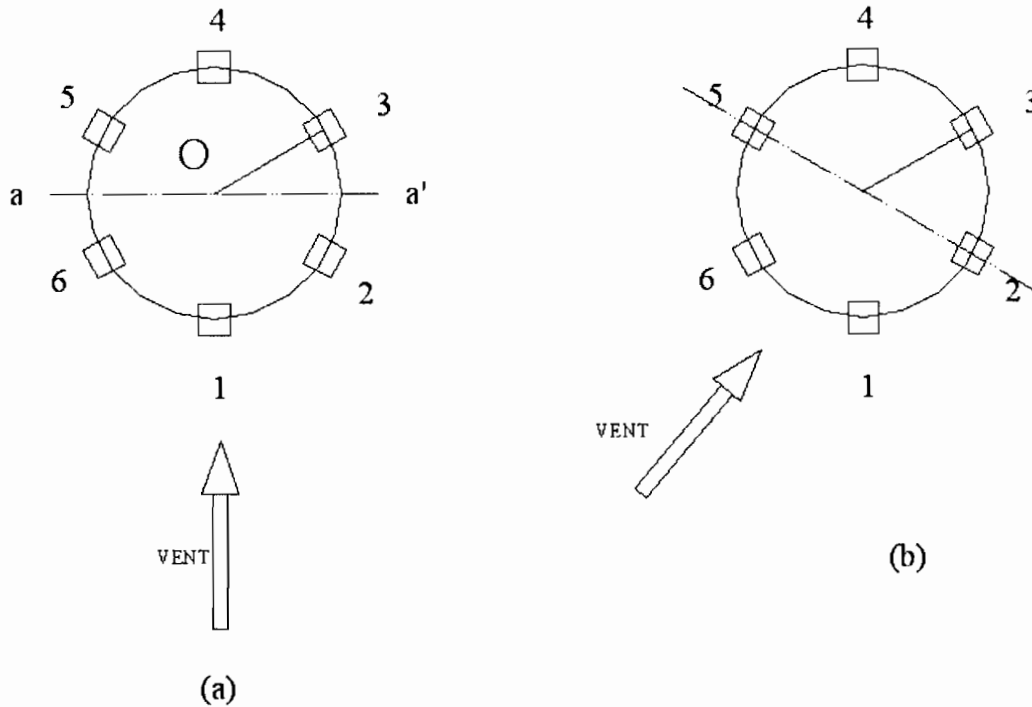
P représente la charge totale agissant sur la poutre, le rayon R correspond à celui indiqué dans la figure.

2-3-9 Les supports :

La cuve d'un château d'eau peut reposer sur une tour, mais nous étudions le cas où elle repose sur six piliers avec des entretoises, étant entendu que le raisonnement serait analogue si le nombre des piliers était différent

Influence de la direction du vent :

On admet que le vent peut souffler suivant la direction 1-4 ou suivant la direction de la bissectrice de l'angle $\widehat{1\overline{O}6}$ comme indiqué dans la figure suivante :



VENT ET COLONNES

Le vent a pour effet de créer des moments de flexion dans les piliers et les entretoises et de surcharger certains piliers en en soulageant d'autres. Pour calculer ces surcharges descendantes ou ascendantes et par suite pour calculer la stabilité d'ensemble de l'ouvrage, on considère que dans une section horizontale quelconque xx' , toutes les sections des piliers travaillent comme une section unique soumise à l'effort normal N et au moment M (N étant le poids du réservoir plein ou vide au-dessus de xx' et M le moment dû au vent agissant au-dessus de xx'). Soit ω la section de chacun des piliers disposés sur un cercle de rayon ρ .

- pour le vent soufflant dans la direction 1-4, on a :

$$I_{aa'} = 2\omega\rho^2 - 4\omega\frac{\rho^2}{4} = 3\omega\rho^2$$

Il en résulte que la contrainte moyenne dans le pilier 4 a pour valeur :

$$\sigma_4 = \frac{N}{6\omega} - \frac{M\rho}{3\omega\rho^2} = \frac{N}{6\omega} - \frac{M}{3\omega\rho}$$

Et l'effort normal dans ce pilier vaut :

$$N_4 = \sigma_4\omega = \frac{N}{6} - \frac{M}{3\rho}$$

On aurait de même dans le pilier 1 :

$$N_1 = \sigma_1 \omega = \frac{N}{6} - \frac{M}{3\rho}$$

Et pour les piliers 2 (de même que 6) et 3 (ou 5) :

$$N_2 = \frac{N}{6} - \frac{M}{6\rho} \quad ; \quad N_3 = \frac{N}{6} - \frac{M}{6\rho}$$

On doit avoir, lorsque le réservoir est plein et même si le réservoir est vide :

$$N_1 > 0 \quad \text{et}$$

$$\frac{N_2}{\omega} < \bar{\sigma}$$

- pour le vent soufflant dans la direction de la bissectrice de l'angle $\overline{106}$, on trouve par la même méthode :

$$N_1 = N_6 = \frac{N}{6} - \frac{M}{2\sqrt{3}\rho} \quad ; \quad N_3 = N_4 = \frac{N}{6} - \frac{M}{2\sqrt{3}\rho} \quad ; \quad N_2 = N_5 = \frac{N}{6}$$

2-3-9-1 Calcul des efforts dans les piliers :

On admet que, dans chaque élément de pilier compris entre deux entretoises, il existe un point de moment nul à mi-hauteur de cet élément (sections aa' , bb' , cc'). (voir la figure à la page suivante)

Soit :

V = effort du vent sur la cuve jusqu'au plan I

V' = effort du vent sur les piliers entre le plan I et aa'

L'effort tranchant dans la section aa' aura pour valeur :

$$V_1 = V - V'$$

D'où les moments fléchissants dans les sections I et II

$$M_{II} = M_{II_s} = V_1 h_1$$

De même si V_2 est l'effort tranchant dans la section bb' on aura :

$$M_{III} = M_{III_s} = V_2 h_2$$

Et ainsi de suite (l'indice s se rapportant à la partie supérieure du pilier, l'indice i , à la partie inférieure).

Connaissant le moment total dans les sections I, II, III, on admet que le moment se répartit également entre les six piliers.

On a donc pour le moment dans un pilier :

$$m_s = m_i = \frac{M}{6}$$

Où $M = \{V_1h_1; V_2h_2; V_3h_3\}$

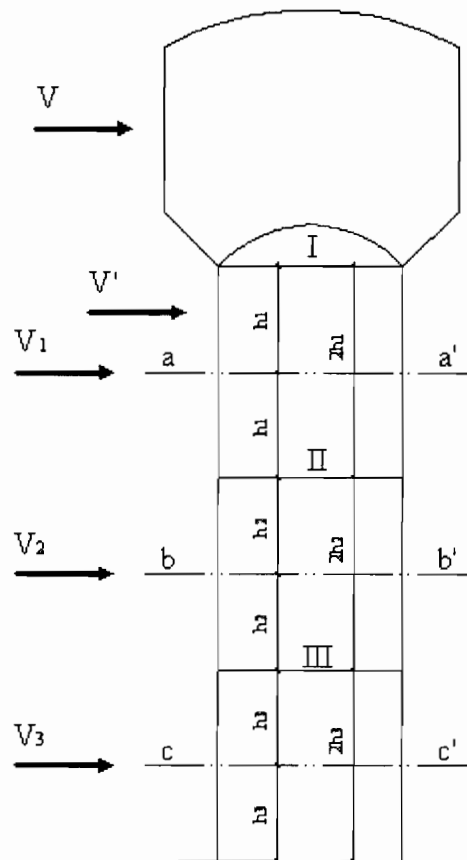
On calcule ensuite, comme on l'a fait ci-dessus pour une section xx quelconque les efforts normaux au sommet et à la base de chaque élément de pilier compris entre deux entretoises.

Connaissant N et M, on détermine les armatures et la contrainte du béton à l'aide des méthodes de la flexion composée.

Le vent pouvant souffler dans une direction quelconque, les piliers seront armés de manière symétrique.

2-3-9-2 Calcul des efforts dans les entretoises :

Nous étudierons le cas où le réservoir est supporté par six piliers. Considérons l'entretoise située dans le plan II.



VENT ET CHATEAU D'EAU

Soient m_{1i} et m_{2s} les moments aux extrémités des piliers adjacents. Posons :

$$m = m_{1i} + m_{2s}$$

En un nœud quelconque, pour qu'il y ait équilibre, il faut que la résultante des moments existant dans les entretoises qui aboutissent en ce nœud soit égale à m .

Pour obtenir les valeurs des moments dans les entretoises, il suffit de décomposer les moments existant à chaque nœud suivant la direction des entretoises.

En tenant compte des résultats :

$$\cos 30^\circ = 0.866$$

$$\frac{1}{\cos 30^\circ} = 1.15$$

$$\tan 30^\circ = 0.575$$

Nous obtenons les diagrammes de moment suivants :

- si le vent souffle dans la direction 1-4 :

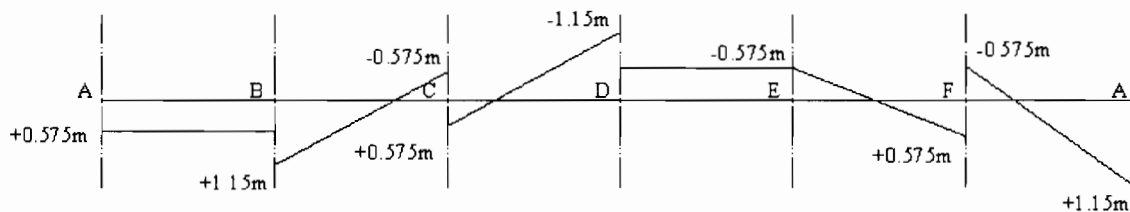


DIAGRAMME DES MOMENTS DANS LES ENTRETOISES CAS (a)

- si le vent souffle dans la direction de la bissectrice de l'angle $\widehat{106}$:

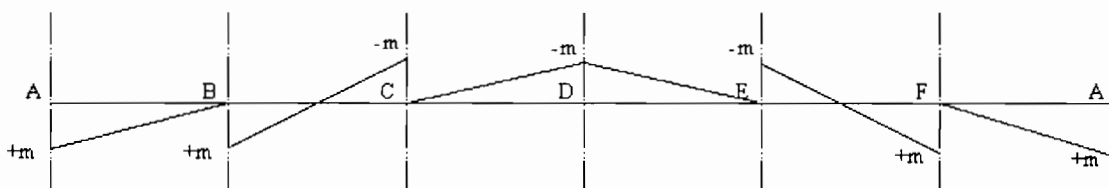


DIAGRAMME DES MOMENTS DANS LES ENTRETOISES CAS (b)

On voit que la valeur absolue maximale du moment de flexion est égale à $1,15m$ et la valeur maximale de l'effort tranchant à $\frac{2m}{l}$

l étant la longueur de l'entretoise.

Comme pour les piliers, les entretoises sont armées de manière symétrique.

2-3-10 Les fondations :

En ce qui concerne les fondations, nous allons considérer le système de semelles isolées sous chaque pilier. Ces semelles seront calculées selon les méthodes générales du BAEL.

CHAPITRE III : AUTOMATISATION DES METHODES DE CALCUL AVEC MICROSOFT EXCEL

3-1 Généralités

Les programmes de calcul ont pour but l'automatisation du calcul d'un certain nombre d'éléments de la structure. Ils concernent principalement

- les valeurs de section d'armature,
- les vérifications de contraintes admissibles
- les vérifications des conditions d'espacement
- les longueurs de barres d'acier etc...

Les types de réservoirs concernés sont ceux présentés dans la partie précédente « *méthodes de calcul* » à savoir :

- les bassins rectangulaires posés sur le sol
- les châteaux d'eau à cuve cylindro-tronconique.

Il suffit de concevoir les dimensions d'un réservoir, d'en spécifier les charges et les caractéristiques pour obtenir de manière automatique les résultats qui sont programmés. La couleur de fond jaune indique une cellule dont la valeur est à donner et celle en vert, indique une cellule dont la valeur est déduite ou calculée donc à ne pas modifier.

3-2 Le logiciel de programmation :

Le logiciel de programmation utilisé est Microsoft Excel version d'essai 2007. Il présente beaucoup d'avantages pour la programmation de calculs mathématiques et pour la présentation des résultats. Aussi, il est facile d'usage. L'intégralité des programmes se trouve dans un fichier (classeur) appelé « ***CALCUL DE RESERVOIRS*** ».

Ce classeur contient un certain nombre de feuilles dans lesquelles sont consignées les différentes étapes du calcul (voir annexes). Le tableau suivant indique le nom des feuilles et leur contenu.

Nom de feuilles	Contenu
<i>Données</i>	Ensemble des données à entrer dans le programme
<i>Contraintes</i>	Calcul des contraintes d'acier admissibles
1-2	Coupole supérieure et ceinture supérieure
3	Cuve cylindrique
4-5-6-7	Ceinture inférieure, partie tronconique, cheminée et coupole de fond
8	Ceinture d'appui
<i>schémas</i>	Schémas de principe

3-3 Programmation du calcul de châteaux d'eau à cuve cylindro-tronconique

Voir schémas de principe en annexe 3 et abréviation.

3-3-1 Coupole de couverture :

Calculs :

Rayon de la coupole R1:

$$R1 = \frac{r1^2 + h2^2}{2 * h2}$$

Surface de la coupole S1:

$$S1 = \pi(r1^2 + h2^2)$$

Calcul de la charge Q :

Q = poids propre + enduit + surcharge pondérée

$$Q = es * \rho_{\text{béton+enduit}} + 1.2 * q$$

On calcule comme indiqué dans la partie « méthodes de calcul »

Charge verticale P1

Charge horizontale Q1

Contrainte de compression du béton

Contrainte de cisaillement

Et on effectue la vérification des contraintes par comparaison aux contraintes admissibles.

3-3-2 Ceinture supérieure :

Calculs :

Poussée de la coupole Q1, obtenue précédemment

Poussée de l'eau Q2 :

$$Q2 = \frac{1.2 \cdot \Delta \cdot Hcs^2}{8}$$

Poussée totale $Q = Q1 + Q2$

Diamètre des barres (max Ø 25) : on indique le diamètre des barres pour fixer la contrainte de calcul. On a :

$$\bar{\sigma}_s = \alpha \sqrt{\frac{\eta \cdot f_{t28}}{\Phi}} = \alpha \eta$$

Avec $\alpha = 240$, $\eta = 1.6$ et $f_{t28} = 2.1$ Mpa

TABLEAU DES CONTRAINTES ADMISSIBLES										
Φ (mm)	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	228	204	187	175	166	158	146	136	126	118

Effort de traction F :

$$F = Q \cdot R$$

Où R = rayon intérieur de la cuve cylindrique.

Section d'acier :

$$A = \frac{F}{\bar{\sigma}_s}$$

Les cadres et étriers ont un diamètre, au moins égal à $\Phi/3$; on prend en général ($\Phi = 6$ mm). Leur espacement peut être :

- 4 par mètre pour la ceinture supérieure
- 6 par mètre pour la ceinture inférieure.

3-3-3 Cuve cylindrique :

Le calcul des **armatures horizontales (cerces)** se fait par tranche de 1m de hauteur. Pour simplifier on considérera une valeur entière arrondie par excès de h hauteur de la cuve. Ainsi, $h_{arrondi}$ donne le nombre de tranches. Dans chaque tranche, on prend pour p la pression moyenne.

Pour la première tranche, du fait de la montée de l'eau au-dessus de la partie supérieure de la cuve, on a :

$$h = 0.5m - \frac{Hcs}{2}$$

Pour chaque tranche, on a :

$$p = 1.2 \cdot \Delta \cdot h$$

Effort de traction F :

$$F = Q \cdot R$$

Comme précédemment, on fixe le diamètre maximal (\emptyset max) des cerces à utiliser pour avoir la contrainte de calcul d'acier.

Section d'acier :

$$A = \frac{F}{\sigma_a}$$

A la fin, l'indication « FAUX » permet de montrer l'épuisement du nombre de tranches.

Pour le calcul des **armatures transversales** (barres verticales), nous avons :

Section de la tranche inférieure : A_{max} qui est la section maximale par tranche de 1m

Section armature transversale/m A_t :

$$A_t = \frac{A_{max}}{3}$$

On fixe l'espacement maximal à la base à **10 cm** ; le choix du nombre de barres nb donne l'espacement réel, qui doit être inférieur à $10cm$:

$$\text{Espacement} = \frac{100}{nb}$$

$$\text{Espacement} \leq 10 \text{ cm}$$

Dans ces conditions, une barre sur deux pourra être arrêtée à mi-hauteur de la cuve.

Vérification des contraintes dans le béton tendu :

On s'est fixé :

$$\frac{F}{B - nA} < 2 \text{ MPa}$$

Où B est la section de Béton comprimé :

$$B = 1 \cdot \left(eci - \frac{eCS}{2} \right)$$

$$A = A_{max}$$

F = effort de traction dans la tranche inférieure

3-3-4 Ceinture inférieure :

Nous avons les valeurs de Q' et C' par les formules dans la partie « méthodes de calcul »

P' est donné par descente de charge :

P' ← charges coupole, ceinture supérieure, cuve cylindrique, ceinture inférieure et enduit.

Avec Q', on procède comme avec la ceinture supérieure.

3-3-5 Partie tronconique :

Nous avons les valeurs de F et C dans la partie « méthodes de calcul »

On considère :

$$\alpha = 45^\circ$$

$$R = r_2 - \frac{bca}{?}$$

$$l = h_4 - \frac{(h_{ci} - bca)}{2}$$

$$h = h_4 - h - \frac{hcs - h_{ci} - hca}{2}$$

$$\omega = ept \cdot \rho_{\text{béton}} - \text{enduit}$$

P égale P' : obtenue à l'étape précédente

La section des cerces est donnée par :

$$A = \frac{F}{\sigma_a}$$

Les armatures de répartition sont données forfaitairement mais elles arment la partie à la compression. Cette compression est vérifiée par σ'_b

3-3-6 Cheminée :

On détermine l'effort de compression à la base F' pour une tranche de 1m de hauteur :

$$F' = pR$$

Où p = pression de l'eau à la base

R égal au rayon extérieur de la cheminée.

Généralement, le béton peut résister à cet effort. On armera la cheminée à l'aide de cerces horizontales et d'armatures verticales, données forfaitairement.

3-3-7 Coupole inférieure :

Comme nous avons procédé pour la coupole supérieure, nous déterminons :

Rayon de la coupole R2:

$$R2 = \frac{r^2 + h^2}{2 \cdot h}$$

Surface de la coupole S2:

$$S2 = \pi(r^2 + h^2)$$

La charge Q :

Q = poids propre + enduit + surcharge pondérée

$$Q = es \cdot \rho_{\text{béton+enduit}} + 1.2 \cdot \Delta h$$

3-3-8 Ceinture d'appui :

Calcul d'une poutre continue à six (6) travées soumises aux efforts suivants :

Un effort normal de traction ou de compression

Un moment de flexion

Un effort tranchant.

Ces efforts sont donnés dans le tableau donné dans la partie « méthodes de calcul ».

CHAPITRE IV : APPLICATION SUR LE DIMENSIONNEMENT DES OUVRAGES DU PROJET DE MBANE

4-1 Bassin rectangulaire posé sur le sol

4-1-1 Données hydrauliques

Nous avons d'après les études hydrauliques, un bassin de décantations dont les dimensions sont les suivantes :

$$L = 6 \text{ m}$$

$$l = 5 \text{ m}$$

$$H = 4.6 \text{ m}$$

Volume = 138 m^3 ; le volume utile étant de 135 m^3 pour des conditions de décantation correctes pour les eaux à traiter. Il faut signaler que les dimensions proposées ont été modifiées pour des raisons de commodité avec la méthode de calcul. Celles-ci étaient initialement : $L=7\text{m}$, $l=5\text{m}$ et $h=4$ soit $V=140\text{m}^3$.

En prédimensionnement, on fixe les épaisseurs des parois comme suit :

15 cm : au sommet soit $e_{\min} = 15 \text{ cm}$

30 cm : au fond soit $e_{\max} = 30 \text{ cm}$

4-1-2 Dimensionnement

Le raisonnement (à l'aide de Microsoft Excel) est consigné dans le tableau suivant :

<i>méthode des tranches horizontales</i>		
<i>parois en flexion composée avec traction</i>		
<i>calcul en pivot A, fissuration très préjudiciable, ELS uniquement</i>		
DIMENSIONS		
a=	5	m
b=	6	m
h=	4.6	m
e _{min} =	0.15	m
e _{max} =	0.3	m
e _{moy} =	0.225	m
Volume =	138	m ³
f _{c28}	25	MPa
f _{bu}	14.17	MPa
f _{t28}	2.1	MPa
$\sigma_{\text{bar } b}$	15	MPa
FE	400	MPa

$\sigma_{bar s}$ (FTP)		161.3	MPa
lb =		94921.875	cm ⁴
la =		94921.875	cm ⁴
K = lb/la		1	
enrobage (non en contact avec l'eau)		2	cm
Δ Eau		10	kN/m ³
Béton		25	kN/m ³
DIMENSIONNEMENT			
h =			4.60 m
h calculée			4.00 m
Revanche			0.60 m
tranche de 1m	b =		1.00 m
nombres tranches			4.00
<i>en commençant par le haut</i>			
TRANCHE		1	
hauteur moyenne de l'eau h	0,5+Revanche	1.10	m
p =		11.00	kN/m ²
M (B,C,D,A) =	négatif	28.42	kN.m
M (1) =		5.96	kN.m
M (2) =		21.08	kN.m
T (b) =	dans le grand coté	27.50	kN.
T (a) =	dans le petit coté	33.00	kN.
e moy =	emin +hmoy(emax-emin)/h	0.19	m
excentricité /aciers tendus e	e moy/2 - enrobage	0.07	m
d	e moy - enrobage	0.17	m
ACIER GRAND COTE			
à l'encastrement			
excentricité x	M/T(b)	1.03	m
état de la section sollicitée			partiellement tendue
Moment /aciers tendus M _A	M-eN	26.41	kN.m
μ_s	$n*MA/(b0d^2\sigma_{bar s})$	0.09	
ϕ	$\arccos(1+2\mu_s)^{-1.5}$	38.59	°
α	$1+2\sqrt{(1+2\mu_s)\cos(240+\phi/3)}$	0.36	
σ_{bc}	$\sigma_{bar s} * \alpha/n(1-\alpha)$	6.06	MPa
vérification	$\sigma_{bc} < \sigma_{bar bc}$		vérifié
Afictif	$\alpha*b*d*\sigma_{bc}/2*\sigma_{bar s}$	11.22	cm ²
A	Afictif +Nser/ σ	12.92	cm ²
en travée			
excentricité x	M ₂ /T(b)	0.77	m
état de la section sollicitée			partiellement tendue
Moment /aciers tendus M _A	M-eN	19.08	kN.m
μ_s	$n*MA/(b0d^2\sigma_{bar s})$	0.06	
ϕ	$\arccos(1+2\mu_s)^{-1.5}$	33.53	°
α	$1+2\sqrt{(1+2\mu_s)\cos(240+\phi/3)}$	0.31	

σ_{bc}	$\sigma_{bar s} * \alpha/n(1-\alpha)$	4.93 MPa
vérification	$\sigma_{bc} < \sigma_{bar bc}$	vérifié
Afictif	$\alpha*b*d*\sigma_{bc}/2*\sigma_{bar s}$	7.97 cm ²
A	Afictif + Nser/ σ_s	9.67 cm ²
Amin	$A \geq 0.23*b*d*ft28/fe$	2.00 cm ²
ACIER PETIT COTE		
à l'encastrement		
excentricité x	M/T(a)	0.86 m
état de la section sollicitée		partiellement tendue
Moment /aciers tendus M _A	M-eN	26.01 kN.m
μ_s	$n*MA/(b0d^2\sigma_{bar s})$	0.09
ϕ	$\arccos(1+2\mu_s)^{-1.5}$	38.34 °
α	$1+2\sqrt{(1+2\mu_s)\cos(240+\phi/3)}$	0.36
σ_{bc}	$\sigma_{bar s} * \alpha/n(1-\alpha)$	6.00 MPa
vérification	$\sigma_{bc} < \sigma_{bar bc}$	vérifié
Afictif	$\alpha*b*d*\sigma_{bc}/2*\sigma_{bar s}$	11.04 cm ²
A	Afictif + Nser/ σ_s	13.08 cm ²
en travée		
excentricité x	M ₁ /T(a)	0.18 m
état de la section sollicitée		partiellement tendue
Moment /aciers tendus M _A	M-eN	3.55 kN.m
μ_s	$n*MA/(b0d^2\sigma_{bar s})$	0.01
ϕ	$\arccos(1+2\mu_s)^{-1.5}$	15.20 °
α	$1+2\sqrt{(1+2\mu_s)\cos(240+\phi/3)}$	0.15
σ_{bc}	$\sigma_{bar s} * \alpha/n(1-\alpha)$	1.85 MPa
vérification	$\sigma_{bc} < \sigma_{bar bc}$	vérifié
Afictif	$\alpha*b*d*\sigma_{bc}/2*\sigma_{bar s}$	1.40 cm ²
A	Afictif + Nser/ σ_s	3.44 cm ²
Amin	$A \geq 0.23*b*d*ft28/fe$	2.00 cm ²
TRANCHE 2		
hauteur moyenne de l'eau h	1m+ htranc.préc	2.10 m
p=		21.00 kN/m ²
M (B,C,D,A)=	négatif	54.25 kN.m
M (1)=		11.38 kN.m
M (2)=		40.25 kN.m
T (b)=	dans le grand coté	52.50 kN.
T (a)=	dans le petit coté	63.00 kN.
e moy =	$e_{min} + h_{moy}(e_{max}-e_{min})/h$	0.22 m
excentricité /aciers tendus e	e moy/2 - enrobage	0.09 m
d	e moy - enrobage	0.20 m

ACIER GRAND COTE			
à l'encastrement			
excentricité x	$M/T(b)$		1.03 m
état de la section sollicitée			partiellement tendue
Moment /aciens tendus M_A	M-eN		49.56 kN.m
μs	$n*MA/(b0d^2\sigma_{bar s})$		0.12
ϕ	$\arccos(1+2\mu s)^{-1.5}$		43.16 °
α	$1+2\sqrt{(1+2\mu s)\cos(240+\phi/3)}$		0.40
σ_{bc}	$\sigma_{bar s} * \alpha/n(1-\alpha)$		7.23 MPa
vérification	$\sigma_{bc} < \sigma_{bar bc}$	vérifié	
Afictif	$\alpha*b*d*\sigma_{bc}/2*\sigma_{bar s}$		17.88 cm ²
A	Afictif + Nser/ σ_s		21.13 cm ²
en travée			
excentricité x	$M_2/T(b)$		0.77 m
état de la section sollicitée			partiellement tendue
Moment /aciens tendus M_A	M-eN		35.56 kN.m
μs	$n*MA/(b0d^2\sigma_{bar s})$		0.08
ϕ	$\arccos(1+2\mu s)^{-1.5}$		37.60 °
α	$1+2\sqrt{(1+2\mu s)\cos(240+\phi/3)}$		0.35
σ_{bc}	$\sigma_{bar s} * \alpha/n(1-\alpha)$		5.82 MPa
vérification	$\sigma_{bc} < \sigma_{bar bc}$	vérifié	
Afictif	$\alpha*b*d*\sigma_{bc}/2*\sigma_{bar s}$		12.58 cm ²
A	Afictif + Nser/ σ_s		15.84 cm ²
Amin	$A \geq 0.23*b*d*ft_{28}/f_e$		2.40 cm ²
ACIER PETIT COTE			
à l'encastrement			
excentricité x	$M/T(a)$		0.86 m
état de la section sollicitée			partiellement tendue
Moment /aciens tendus M_A	M-eN		48.63 kN.m
μs	$n*MA/(b0d^2\sigma_{bar s})$		0.11
ϕ	$\arccos(1+2\mu s)^{-1.5}$		42.82 °
α	$1+2\sqrt{(1+2\mu s)\cos(240+\phi/3)}$		0.40
σ_{bc}	$\sigma_{bar s} * \alpha/n(1-\alpha)$		7.14 MPa
vérification	$\sigma_{bc} < \sigma_{bar bc}$	vérifié	
Afictif	$\alpha*b*d*\sigma_{bc}/2*\sigma_{bar s}$		17.52 cm ²
A	Afictif + Nser/ σ_s		21.42 cm ²
en travée			
excentricité x	$M_1/T(a)$		0.18 m
état de la section sollicitée			partiellement tendue
Moment /aciens tendus M_A	M-eN		5.75 kN.m
μs	$n*MA/(b0d^2\sigma_{bar s})$		0.01

ϕ	$\arccos(1+2\mu s)^{-1.5}$	16.14 °
α	$1+2\sqrt{(1+2\mu s)\cos(240+\phi/3)}$	0.16
σ_{bc}	$\sigma_{bar s} * \alpha/n(1-\alpha)$	1.98 MPa
vérification	$\sigma_{bc} < \sigma_{bar bc}$	vérifié
Afictif	$\alpha*b*d*\sigma_{bc}/2*\sigma_{bar s}$	1.90 cm ²
A	Afictif + Nser/ σ_s	5.80 cm ²
Amin	$A \geq 0.23*b*d*ft28/fe$	2.40 cm ²
TRANCHE 3		
hauteur moyenne de l'eau h	1m+ htranc.préc	3.10 m
p=		31.00 kN/m ²
M (B,C,D,A)=	négatif	80.08 kN.m
M (1)=		16.79 kN.m
M (2)=		59.42 kN.m
T (b)=	dans le grand coté	77.50 kN.
T (a)=	dans le petit coté	93.00 kN.
e moy =	$e_{min} + h_{moy}(e_{max}-e_{min})/h$	0.25 m
excentricité /aciers tendus e	e moy/2 - enrobage	0.11 m
d	e moy - enrobage	0.23 m
ACIER GRAND COTE		
à l'encastrement		
excentricité x	M/T(b)	1.03 m
état de la section sollicitée		partiellement tendue
Moment /aciers tendus M _A	M-eN	71.90 kN.m
μs	$n*MA/(b0d^2\sigma_{bar s})$	0.13
ϕ	$\arccos(1+2\mu s)^{-1.5}$	44.34 °
α	$1+2\sqrt{(1+2\mu s)\cos(240+\phi/3)}$	0.41
σ_{bc}	$\sigma_{bar s} * \alpha/n(1-\alpha)$	7.56 MPa
vérification	$\sigma_{bc} < \sigma_{bar bc}$	vérifié
Afictif	$\alpha*b*d*\sigma_{bc}/2*\sigma_{bar s}$	22.37 cm ²
A	Afictif + Nser/ σ_s	27.17 cm ²
en travée		
excentricité x	M ₂ /T(b)	0.77 m
état de la section sollicitée		partiellement tendue
Moment /aciers tendus M _A	M-eN	51.24 kN.m
μs	$n*MA/(b0d^2\sigma_{bar s})$	0.09
ϕ	$\arccos(1+2\mu s)^{-1.5}$	38.58 °
α	$1+2\sqrt{(1+2\mu s)\cos(240+\phi/3)}$	0.36
σ_{bc}	$\sigma_{bar s} * \alpha/n(1-\alpha)$	6.05 MPa
vérification	$\sigma_{bc} < \sigma_{bar bc}$	vérifié
Afictif	$\alpha*b*d*\sigma_{bc}/2*\sigma_{bar s}$	15.62 cm ²
A	Afictif + Nser/ σ_s	20.43 cm ²
Amin	$A \geq 0.23*b*d*ft28/fe$	2.79 cm ²
ACIER PETIT COTE		
à l'encastrement		

excentricité x	$M/T(a)$	0.86 m
état de la section sollicitée		partiellement tendue
Moment /aciens tendus M_A	M-eN	70.27 kN.m
μs	$n*MA/(b0d^2\sigma_{bar} s)$	0.12
ϕ	$\arccos(1+2\mu s)^{-1.5}$	43.94 °
α	$1+2\sqrt{(1+2\mu s)\cos(240+\phi/3)}$	0.41
σ_{bc}	$\sigma_{bar} s * \alpha/n(1-\alpha)$	7.45 MPa
vérification	$\sigma_{bc} < \sigma_{bar} bc$	vérifié
Afictif	$\alpha*b*d*\sigma_{bc}/2*\sigma_{bar} s$	21.83 cm ²
A	Afictif + Nser/ σ_s	27.59 cm ²
en travée		
excentricité x	$M_1/T(a)$	0.18 m
état de la section sollicitée		partiellement tendue
Moment /aciens tendus M_A	M-eN	6.98 kN.m
μs	$n*MA/(b0d^2\sigma_{bar} s)$	0.01
ϕ	$\arccos(1+2\mu s)^{-1.5}$	15.28 °
α	$1+2\sqrt{(1+2\mu s)\cos(240+\phi/3)}$	0.15
σ_{bc}	$\sigma_{bar} s * \alpha/n(1-\alpha)$	1.86 MPa
vérification	$\sigma_{bc} < \sigma_{bar} bc$	vérifié
Afictif	$\alpha*b*d*\sigma_{bc}/2*\sigma_{bar} s$	1.97 cm ²
A	Afictif + Nser/ σ_s	7.73 cm ²
Amin	$A \geq 0.23*b*d*ft_{28}/f_e$	2.79 cm ²
TRANCHE 4		
hauteur moyenne de l'eau h	$1m + h_{tranc.préc}$	4.10 m
p=		41.00 kN/m ²
M (B,C,D,A)=	négatif	105.92 kN.m
M (1)=		22.21 kN.m
M (2)=		78.58 kN.m
T (b)=	dans le grand coté	102.50 kN.
T (a)=	dans le petit coté	123.00 kN.
e moy =	$e_{min} + h_{moy}(e_{max}-e_{min})/h$	0.28 m
excentricité /aciens tendus e	$e_{moy}/2 - \text{enrobage}$	0.12 m
d	$e_{moy} - \text{enrobage}$	0.26 m
ACIER GRAND COTE		
à l'encastrement		
excentricité x	$M/T(b)$	1.03 m
état de la section sollicitée		partiellement tendue
Moment /aciens tendus M_A	M-eN	93.43 kN.m
μs	$n*MA/(b0d^2\sigma_{bar} s)$	0.12
ϕ	$\arccos(1+2\mu s)^{-1.5}$	44.30 °
α	$1+2\sqrt{(1+2\mu s)\cos(240+\phi/3)}$	0.41

σ_{bc}	$\sigma_{bar s} * \alpha/n(1-\alpha)$	7.55 MPa
vérification	$\sigma_{bc} < \sigma_{bar bc}$	vérifié
Afictif	$\alpha*b*d*\sigma_{bc}/2*\sigma_{bar s}$	25.47 cm ²
A	Afictif + Nser/ σ_s	31.82 cm ²
en travée		
excentricité x	$M_2/T(b)$	0.77 m
état de la section sollicitée		partiellement tendue
Moment /aciers tendus M_A	M-eN	66.09 kN.m
μ_s	$n*MA/(b0d^2\sigma_{bar s})$	0.09
ϕ	$\arccos(1+2\mu_s)^{-1.5}$	38.43 °
α	$1+2\sqrt{(1+2\mu_s)\cos(240+\phi/3)}$	0.36
σ_{bc}	$\sigma_{bar s} * \alpha/n(1-\alpha)$	6.02 MPa
vérification	$\sigma_{bc} < \sigma_{bar bc}$	vérifié
Afictif	$\alpha*b*d*\sigma_{bc}/2*\sigma_{bar s}$	17.65 cm ²
A	Afictif + Nser/ σ_s	24.00 cm ²
Amin	$A \geq 0.23*b*d*ft28/fe$	3.18 cm ²
ACIER PETIT COTE		
à l'encastrement		
excentricité x	$M/T(a)$	0.86 m
état de la section sollicitée		partiellement tendue
Moment /aciers tendus M_A	M-eN	90.93 kN.m
μ_s	$n*MA/(b0d^2\sigma_{bar s})$	0.12
ϕ	$\arccos(1+2\mu_s)^{-1.5}$	43.83 °
α	$1+2\sqrt{(1+2\mu_s)\cos(240+\phi/3)}$	0.41
σ_{bc}	$\sigma_{bar s} * \alpha/n(1-\alpha)$	7.42 MPa
vérification	$\sigma_{bc} < \sigma_{bar bc}$	vérifié
Afictif	$\alpha*b*d*\sigma_{bc}/2*\sigma_{bar s}$	24.74 cm ²
A	Afictif + Nser/ σ_s	32.37 cm ²
en travée		
excentricité x	$M_1/T(a)$	0.18 m
état de la section sollicitée		partiellement tendue
Moment /aciers tendus M_A	M-eN	7.22 kN.m
μ_s	$n*MA/(b0d^2\sigma_{bar s})$	0.01
ϕ	$\arccos(1+2\mu_s)^{-1.5}$	13.66 °
α	$1+2\sqrt{(1+2\mu_s)\cos(240+\phi/3)}$	0.13
σ_{bc}	$\sigma_{bar s} * \alpha/n(1-\alpha)$	1.64 MPa
vérification	$\sigma_{bc} < \sigma_{bar bc}$	vérifié
Afictif	$\alpha*b*d*\sigma_{bc}/2*\sigma_{bar s}$	1.78 cm ²
A	Afictif + Nser/ σ_s	9.40 cm ²
Amin	$A \geq 0.23*b*d*ft28/fe$	3.18 cm ²
Contrainte de cisaillement max	ELU	

Tranche4	A encastrement gc	31.82
	A travée gc	24.00
	Amin	3.18
	A encastrement pc	32.37
	A travée pc	9.40
	Amin	3.18
Ld (aux encastremets)		1.5m
At	gc	8.00
	pc	3.13
Radier		
suivant Lx	Ax =	7.29
suivant Ly	Ay =	5.40
encastrement W	Ax (w) conservée pour les autres côtés	3.31
voir schémas de ferrailage en <i>annexes 5, 6 et 7</i>		
le choix des diamètres des barres doit vérifier $\phi_{\max} < e_{\min}/10$ et permettre de respecter les conditions d'espacement $e_{\max} < 12\text{cm}$ à la base		

4-2 Château d'eau :

4-2-1 Données hydrauliques et de conceptions

L'application portera sur le château d'eau de 250m³ à 30m de côte du radier. (Voir annexe pour la représentation).

épaisseurs et sections			
épaisseur coupole de couverture	es	0.08	m
épaisseur coupole de fond	ei	0.15	m
épaisseur (minimale) de la cuve cylindrique, à la jonction avec la ceinture supérieure	ecs	0.08	m
épaisseur (maximale) de la cuve cylindrique, à la jonction avec la ceinture inférieure	eci	0.15	m
épaisseur de la partie tronconique	ept	0.15	m
épaisseur de la cheminée	ec	0.08	m
hauteur cuve cylindrique	h	4	m
rayon intérieur cuve cylindrique	r	4	m
largeur ceinture supérieure	bcs	0.25	m
hauteur ceinture supérieure	hcs	0.4	m
largeur ceinture inférieure	bci	0.3	m

	$T(a)/b0d$	0.70	Mpa
Longueur de développement	(aux encastremets)		
Ld	b/4	1.50	m
Armatures verticales			
Grand côté			
Section de la tranche inférieure	A max	24.00	cm ²
Section armature transversale/m	At	8.00	cm ²
Petit côté			
Section de la tranche inférieure	A max	9.40	cm ²
Section armature transversale/m	At	3.13	cm ²
RADIÉ			
Charges mises en jeu			
radier de 15 cm		3.75	kN/m ²
gros béton de 15cm		3.75	kN/m ²
G total		7.50	kN/m ²
Q (sans eau)		1.50	kN/m ²
dimensionnement à l'aide d'un programme Excel de calcul de dalle ; le fichier est donné en <i>annexe 15</i> , les résultats sont résumés dans la partie qui suit			

4-1-3 Résumé des résultats :

En définitive, nous avons les sections calculées :

A = acier, gc fait référence au grand coté et pc au petit côté.

FERRAILLAGE:		A (cm ² / m ²)
Tranche1	A encastrement gc	12.92
	A travée gc	9.67
	Amin	2.00
	A encastrement pc	13.08
	A travée pc	3.44
	Amin	2.00
Tranche2	A encastrement gc	21.13
	A travée gc	15.84
	Amin	2.40
	A encastrement pc	21.42
	A travée pc	5.80
	Amin	2.40
Tranche3	A encastrement gc	27.17
	A travée gc	20.43
	Amin	2.79
	A encastrement pc	27.59
	A travée pc	7.73
	Amin	2.79

hauteur ceinture inférieure	h _{ci}	0.5	m
largeur ceinture d'appui	b _{ca}	0.6	m
hauteur ceinture d'appui	h _{ca}	0.8	m

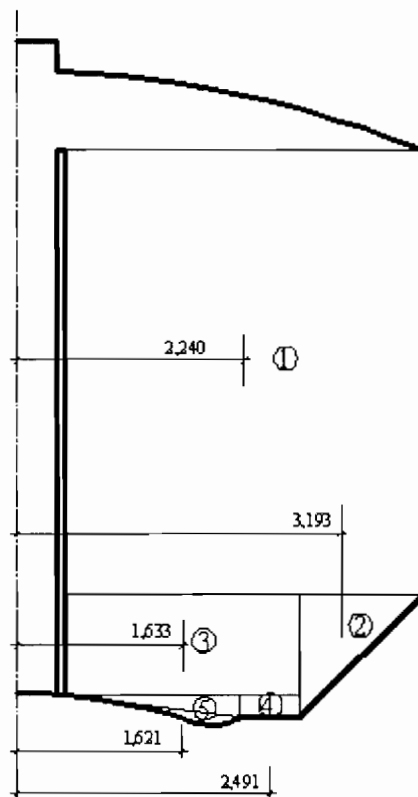
La conception des dimensions nous a donné un volume total de 258,72m³. Ce volume est obtenu par calcul selon le théorème de Pappus-Guldinus qui stipule que le volume d'un solide de révolution est égal au produit de l'aire de la surface génératrice par la distance parcourue par le centre de gravité de la surface lors de la rotation.

$$V = 2\pi RS$$

Avec R = distance du centre de gravité de la section par rapport à l'axe de rotation ici l'axe de la cuve.

S = aire de la surface génératrice.

En faisant une coupe sur la moitié de la cuve, nous avons des sections suivantes :



CALCUL DU VOLUME DE LA CUVE

CALCUL DU VOLUME			
section	S (m ²)	R (m)	V m ³
1	15.3463	2.24	215.9889686
2	0.7309	3.193	14.66346979
3	2.2744	1.633	23.33634839
4	0.1306	2.491	2.044074747
5	0.2632	1.621	2.684010887
	18.7454		258.72

4-2-2 Résultats des programmes

Nous avons résumé ici les principaux résultats du calcul :

COUPOLE DE COUVERTURE			
Charge verticale	P1	8.73	kN/m
Charge horizontale	Q1	21.18	kN/m
Effort Normal	N1	22.91	kN/m
Contrainte de compression du béton	$\sigma'b=$	0.29	Mpa
Contrainte de cisaillement	$\tau b=$	0.11	Mpa
FERRAILLAGE:	\varnothing (mm)	nombre	section réelle cm ²
Cerces/m	8	7	3.51
Méridiens/m	8	7	3.51
CEINTURE SUPERIEURE			
Poussée totale	Q	21.42	kN/m
Effort de traction	F	85.68	kN
Section d'acier	A	4.90	cm ²
FERRAILLAGE:	\varnothing (mm)	nombre	section réelle cm ²
Barres	12	6	6.78
Cadres et étriers	6	5	
CUVE CYLINDRIQUE			
nombres de tranches		4	
TRANCHE SUPERIEURE	1		
Hauteur moyenne de l'eau	h	0.70	m
Pression moyenne	p	8.40	kN/m
Effort de traction	F	33.60	kN
Section d'acier	A	2.03	cm ²

FERRAILLAGE:	Ø (mm)	nombre	section réelle cm ²
Barres	8	7	3.51
TRANCHE	2		
Hauteur moyenne de l'eau	h	1.70	m
Pression moyenne	p	20.40	kN/m
Effort de traction	F	81.60	kN
Section d'acier	A	4.93	cm ²
FERRAILLAGE:	Ø (mm)	nombre	section réelle cm ²
Barres	10	7	5.49
TRANCHE	3		
Hauteur moyenne de l'eau	h	2.70	m
Pression moyenne	p	32.40	kN/m
Effort de traction	F	129.60	kN
Section d'acier	A	7.83	cm ²
FERRAILLAGE:	Ø (mm)	nombre	section réelle cm ²
Barres	12	7	7.91
TRANCHE	4		
Hauteur moyenne de l'eau	h	3.70	m
Pression moyenne	p	44.40	kN/m
Effort de traction	F	177.60	kN
Section d'acier	A	10.73	cm ²
FERRAILLAGE:	Ø (mm)	nombre	section réelle cm ²
Barres	14	7	10.77
ARMATURES DE REPARTITION			
Section armature transversale/m	At	3.59	cm ²
FERRAILLAGE:	Ø (mm)	nombre	section réelle cm ²
Barres/m	8	10	5.02
Espacement limite $\leq 10\text{cm}$ à la base		OK	
CONTRAINTE DU BETON TRANCHE INFÉRIEURE			
Effort de traction	F	177.60	kN
Contrainte limite du béton tendu	$\sigma_{bar b}$	2	Mpa
Contrainte dans le béton	σb	1.41	Mpa
Vérification contraintes		OK	
CEINTURE INFÉRIEURE			
Charges verticales total	Q	746.93	kN

Charge verticale/m	P'	28.65	kN/m
Poussée horizontale/m	Q'1	55.35	kN/m
Effort de traction	F	221.38	kN
Section d'acier	A	13.37	cm ²
FERRAILLAGE:	∅ (mm)	nombre	section réelle cm ²
Barres	14	10	15.39
Cadres et étriers	6	6	
PARTIE TRONCONIQUE			
charge transmise par la ceinture	P	746.93	kN
Effort de traction	F	414.94	kN
Section d'acier	A	26.26	cm ²
FERRAILLAGE:	∅ (mm)	nombre	section réelle cm ²
cerces	14	16	27.70
barres de rép/m de cerce à mi-haut/face	10	8	6.28
CONTRAINTE DU BETON	à la base		
Effort de compression	C	2984.65	kN
contrainte du béton	$\sigma' b$	1.10	Mpa
CHEMINEE			
Tranche à la base de 1m			
Effort de compression	$\Delta * H * R_{ext}$	30.56832	kN
		0.38	Mpa
contrainte de compression du béton			
FERRAILLAGE:	∅ (mm)	nombre	section réelle cm ²
Cerces/M	8	7	3.51
barres verticales/m	8	7	3.51
COUPOLE DE FOND			
Charge surfacique	Q=	72.26	kN/m ²
Charge verticale	P1	95.15	kN/m
Charge horizontale	Q1	190.67	kN/m
Effort Normal	N1	213.09	kN/m
Contrainte de compression du béton	$\sigma' b=$	1.42	Mpa
Contrainte de cisaillement	$\tau b=$	0.63	Mpa
Vérification contraintes		OK	
FERRAILLAGE:	∅ (mm)	nombre	section réelle cm ²
Cerces/m	8	12	6.02
Méridiens/m de cerce à mi-haut/face	10	14	10.99
CEINTURE D'APPUI			
<i>efforts horizontaux</i>			
effort normal du tronc du cone	C		2984.65
composante horizontale/m C_H	$C * \cos \alpha / 2\pi r_2$		134.63 kN/m
effort horizontal coupole inférieure	Q1		190.67 kN/m
effort horizontal résultant	$C_H - Q1$		-56.04 kN/m

<i>conséquence</i>	la ceinture est en	traction
F	$r^2*(C-Q1)$	-139.82 kN
<i>efforts verticaux</i>		
poids propre total		
	coupole1	125.37 kN
	coupole2	85.67 kN
	ceinture1	64.80 kN
	ceinture2	118.15 kN
	PT	108.40 kN
	cuve	297.34 kN
	CA	188.12 kN
charges d'exploitation	Q	78.35 kN
poids de l'eau	eau	2 587.17 kN
total pondéré Pu		5 331.87
total Pser		3 653.36
moment ultime de torsion max	0.00151PR	20.09 kNm
moment de flexion de service max en travée	0.00751PR	68.45 kNm
moment de flexion de service max sur appuis	(négatif) 0.01482PR	135.09 kNm
effort tranchant ultime max	P/12	444.32 kN
Armatures relatives à la flexion (composée)		
Poutre		
	b	0.6 m
	h	0.8 m
	d	0.72 m
	entobage	3 cm
	h/2 - enrobage	0.37 m
sur appuis		
excentricité x	Ma/N	0.97 m
etat de la section sollicitée		partiellement tendue
Moment /aciers tendus M_A	Ma-eN	83.35 kN.m
μ_s	$n*MA/(b0d^2\sigma_{bar s})$	0.01
ϕ	$\arccos(1+2\mu_s)-1.5$	16.91 °
α	$1+2\sqrt{(1+2\mu_s)\cos(240+\phi/3)}$	0.16
σ_{bc}	$\sigma_{bar s} * \alpha/n(1-\alpha)$	2.09 MPa
vérification	$\sigma_{bc} < \sigma_{bar bc}$	vérifié
Afictif	$\alpha*b*d*\sigma_{bc}/2*\sigma_{bar s}$	7.59 cm ²
A	Afictif + Nser/ σ	16.26 cm ²
en travée		
excentricité x	Mt/N	0.49 m
etat de la section sollicitée		partiellement tendue
Moment /aciers tendus M_A	Mt-eN	16.72 kN.m

μs	$n \cdot MA / (b_0 d^2 \sigma_{bar} s)$	0.00
ϕ	$\arccos(1+2\mu s) - 1.5$	7.66 °
α	$1+2\sqrt{(1+2\mu s)\cos(240+\phi/3)}$	0.08
σ_{bc}	$\sigma_{bar} s \cdot \alpha / n(1-\alpha)$	0.88 MPa
vérification	$\sigma_{bc} < \sigma_{bar} bc$	vérifié
Afictif	$\alpha \cdot b \cdot d \cdot \sigma_{bc} / 2 \cdot \sigma_{bar} s$	1.48 cm ²
A	Afictif + Nser/ σ_s	10.15 cm ²
Amin $\geq 0.23 \cdot b \cdot d \cdot ft_{28} / fe$		5.22 cm ²
Armatures relatives à la torsion		
	$e = b/6$	0.1 m
	$u = 2h+4b/3$	2.4 m
	$\Omega = 5b/6 \cdot (h-b/6)$	0.35
ζ_{u_T}	$Tu/2\Omega e$	0.29 Mpa
$\zeta_{u_{bar}}$ (FP)	MIN(0.15fcj/ δb ; 4MPa)	2.50 Mpa
vérification	$\zeta_u < \zeta_{u_{bar}}$	vérifié
Armatures longitudinales	$A_l = uTu/2\Omega\sigma_s$	1.98 cm ²
Armatures transversales	$(A_t/St) = Tu/2\Omega\sigma_s$	0.82 cm ² /m
Effort tranchant		
ζ_{u_v}	Vu/bd	1.03 Mpa
vérification	$\zeta_u < \zeta_{u_{bar}}$	vérifié
At1 ELU	$(A_t/St)_1 = \zeta_{ub}/0.9\sigma_s$	19.70 cm ² /m
At2 CNF	$(A_t/St)_2 = 0.4b/fe$	6.00 cm ² /m
At	max(At1;At2)	19.70 cm ² /m
St max	$St < \max(0.9d;40cm)$	40 cm
St0 max	Stmax/2	20 cm
VERIFICATION		
	$\zeta_{u^2_T} + \zeta_{u^2_V} =$	1.14
	$\zeta_{u^2_{bar}} =$	6.25
vérification	$\zeta_{u^2_T} + \zeta_{u^2_V} \leq \zeta_{u^2_{bar}}$	vérifié
FERRAILLAGE		
sur appuis A1		16.26 cm ²
en travée A2		10.15 cm ²
en travée Amin		5.22 cm ²
torsion A3		1.98 cm ²
At/St Torsion		0.82 cm ² /m
At/St EFFORT TRANCHANT		19.70 cm ² /m

Le choix des diamètres des barres doit respecter la règle $\Phi < \text{épaisseur}/10$ (épaisseur minimale ici).

Les schémas de ferrailage sont indiqués *aux annexes 8, 9 et 10*.

4-2-3 Compléments sur les résultats

4-2-3-1 Stabilité d'ensemble :

Evaluation de la charge due au vent :

On a $P = q \cdot c_f \cdot c_g \cdot c_e$

P = pression due au vent

q = pression brute

c_f , c_g , c_e = coefficients de correction dont les valeurs sont:

$c_g = 2$

$c_f = 0.6$ pour la cuve

$c_f = 0.65$ pour les colonnes (à cause de la succion)

$$c_e = \left(\frac{z}{10} \right)^{c_{28}}$$

Pour la cuve, $z = 30$ m et pour les colonnes $z = 15$ m

$q = 0.37$ kN/m²

(Référence : « *calcul des charges dues au vent sur un château d'eau cylindrique de la région de Louga* » par M. T. AQUIN, EPT)

Donc pour la cuve :

$$c_e = \left(\frac{30}{10} \right)^{c_{28}} = 1.36$$

$P = 0.37 \cdot 0.6 \cdot 2 \cdot 1.36 = 0.6$ kN/m

Et pour les colonnes :

$$c_e = \left(\frac{15}{10} \right)^{c_{28}} = 1.12$$

$P = 0.37 \cdot 0.65 \cdot 2 \cdot 1.12 = 0.54$ kN/m

Pour les surfaces exposées, on a le tableau suivant :

Surfaces exposées (m ²)	
coupole	3.96
cuve	40.33
Tronc de cône	7.45
Ceinture d'appui	4.47
<i>total parties circulaires</i>	
<i>S1</i>	<i>56.21</i>

Piliers	134.15
Entretoises	13.98
<i>total supports</i> <i>S2</i>	<i>148.12</i>

On a pour les piliers et les traverses

piliers		traverses	
ht	30m	b	0.4m
coté	0.6m	h	0.5m
nombre	6	l	1.895m
		nombre	5

Poids de la structure :		
cuve	987.84	kN
colonnes	1576.8	kN
traverses	284.25	kN
<i>P poids propre total</i>	<i>2 848.89</i>	<i>kN</i>
eau	2 587.17	kN
Q	78.35	kN

STABILITE D'ENSEMBLE

On considère le cas où le réservoir est vide et le vent maximal

Le moment renversant est de (pondéré de 5/3):

$$MR = V1 \cdot h1 + V2 \cdot h2$$

$$1 \Rightarrow \text{cuve} \quad h1 = 33.4 \text{ m}$$

$$2 \Rightarrow \text{supports} \quad h2 = 15 \text{ m}$$

$$\text{Donc } MR = 5/3 \cdot (P1 \cdot S1 \cdot H1 + P2 \cdot S2 \cdot H2) = 3\,885.02 \text{ kNm}$$

Le poids total du réservoir vide P est de

$$P = 2\,848.89 \text{ kN}$$

$$\text{Rayon à la base} \quad R = 1.40 \text{ m}$$

Le moment stabilisant MS est de

$$MS = PR = 3\,981.33 \text{ kNm}$$

On a $MS > MR$

Cependant

$$D/6 = 0.47 \text{ m}$$

$$\text{Or} \quad MR/P = 0.82 \text{ m}$$

On voit donc que $MR/P > D/6$

Alors la règle de stabilité du tiers central n'est pas vérifiée

Cela est dû sans doute à la cote élevée du réservoir et à la forme de sa cuve

Cependant nous allons nous appuyer sur la vérification $MS > MR$ pour continuer le calcul des piliers et entretoises

4-2-3-2 Calcul des efforts dans les piliers et les entretoises

EFFORTS		
poids total du réservoir plein P'		
P'u =	$P' = 1.35P + 1.5\text{eau}$	7726.76 kN
P'ser =	$P' = P + \text{Peau}$	5436.06 kN
M =	$3/5 * MR$	2331.01 kNm
Pour le pilier le plus chargé		
Nmax (ELU)=	$P'u/6 + M/3R$	1599.22 kN
Nmax (ELS)=	$P'/6 + M/3R$	1217.43 kN
Pour le pilier le moins chargé (ELU)		
Nmin (ELU) =	$P'u/6 - MR/3R$	976.37 kN
Plusieurs cas de chargement sont possibles, mais le cas où le réservoir est plein avec un vent extrême est plus défavorable		
Nous allons calculer les sollicitations engendrées par P'u et MR		
Nous avons six (6) piliers et 5 entretoises		
Contrôle de la compression du béton	Numax/B	4.44 Mpa
Calcul de l'effort tranchant dans les piliers (dû au vent)		
longueur de pilier	L=2h	5.00 m
	h	2.50 m
surface de pilier au vent/m	s	4.59 m ²
cuve	V	33.95 kN
niveau aa'	V1	39.15 kN
niveau ba'	V2	54.53 kN
niveau cc'	V3	69.92 kN
niveau dd'	V4	85.31 kN
niveau ee'	V5	100.70 kN
niveau ff'	V6	116.09 kN
Calcul de M et N dans les piliers (pondérés)		
sommet pilier 1	M	122.21 kNm
	N	904.97 kN
	e0	0.13504116 m
sommet pilier 2	M	303.89 kNm
	N	1001.17 kN
	e0	0.30353762 m
sommet pilier 3	M	582.89 kNm
	N	1110.36 kN
	e0	0.52495387 m
sommet pilier 4	M	938.83 kNm
	N	1229.84 kN
	e0	0.76337873 m
sommet pilier 5	M	1371.72 kNm
	N	1359.59 kN

	e0	1.00892003 m
sommet pilier 6	M	1881.55 kNm
	N	1499.63 kN
	e0	1.25468093 m
Pied pilier 6	M	2424.36 kNm
	N	1631.28 kN
	e0	1.4861725 m
Calcul de M et V dans les entretoises (pondérés)		
longueur moyenne de l'entretoise	l	1.90 m
Entretoise 1	M	490.02 kNm
	V	449.71 kN
Entretoise 2	M	1019.80 kNm
	V	935.92 kN
Entretoise 3	M	1749.98 kNm
	V	1606.04 kN
Entretoise 4	M	2657.13 kNm
	V	2438.58 kN
Entretoise 5	M	3741.27 kNm
	V	3433.54 kN

4-2-3-3 Calcul des armatures dans les piliers et les entretoises

Le calcul du ferrailage des colonnes est fait à l'aide du logiciel ROBOT MILLENIUM (version démonstration).

Nous calculons uniquement trois piliers à savoir P2, P4 et P6 qui seront assimilés respectivement aux piliers P1, P3 et P5.

Nous disposons des efforts M, V et N dans chaque pilier que nous allons calculer en flexion composée déviée.

Efforts et P	P2	P4	P6
M (kNm)	303.89	938.83	1881.55
Nu (kN)	1001.17	1229.84	1499.63
V (kN)	54.53	69.92	116.09

Le ferrailage des entretoises est obtenu à l'aide d'un programme Excel de calcul de poutres. Comme pour les piliers, nous calculons la troisième entretoise T3 assimilée aux deux premières et T5 assimilée à T4. Les résultants obtenus sont :

	T3	T5
Al (cm ²)	25.4	36.47
At/St (cm ² /m)	22.06	31.22
St max (cm)	40	40
St0 max (cm)	20	20

Les schémas de ferrailage sont donnés en *annexe 11*.

4-2-3-3 **FONDATEMENTS :**

4-2-3-3-1 **Prédimensionnement :**

Les semelles sont calculées avec les efforts calculés au pied du pilier de bas soit :

Efforts	Calcul au pied de la colonne de bas	Calcul par pilier plus chargé
M (kNm)	2 424.36	2331.01
Nu (kN)	1631.28	1599.22
V (kN)	116.09	-

Nous ne disposons pas d'informations précises sur le type de sol qui doit accueillir les ouvrages, d'autant plus que le site d'implantation du château d'eau n'est pas exactement fixé. Mais l'on peut se permettre de poser des hypothèses sur la capacité portante du sol, pour indiquer la méthode de calcul. Il est évident que le dimensionnement ainsi fait n'est valable que sous réserve de l'exactitude de cette hypothèse. Nous estimons que cette contrainte est de **2,5 bars** (d'après des projets menés dans la région).

A l'aide d'un **programme Excel de calcul de semelles**, nous pouvons déterminer en prédimensionnement, les dimensions de la semelle. Cependant, les charges sous piliers sont très élevées (M = 2.42 MNm ; N = 1.63 MN, V = 116.09 kN) malgré la portance du sol. Les dimensions de la semelle qui réglerait le problème, seraient telles qu'elles se toucheraient entre elles (semelles de 260cm de côté); cela nous amène à choisir un système de radier général pour la fondation du château d'eau.

Comme l'ouvrage est circulaire (en effet les six piliers sont sur un cercle de rayon $r_2=2,495\text{m}$), nous avons adopté un radier de forme polygonale.

On trouve une surface de 30.80m^2 ; mais pour couvrir l'ensemble des piliers, on fixe un débord d'au moins de 1.50 m du nu extérieur de chaque pilier. Ce débord correspond au tiers de la distance maximale entre deux piliers (c'est-à-dire les deux piliers en vis-à-vis) ; cette hypothèse est basée sur le principe du calcul des semelles continues sous deux poteaux.

Ainsi, on considère un radier dodécagonal régulier (12 cotés égaux) qui circonscrit un cercle de diamètre D tel que :

$$D = 2 \cdot R = 2 \cdot (2.495 + 0.6/2 + 1.5) = 8.60 \text{ m}$$

On choisit un diamètre de **$D= 8.60 \text{ m}$**

ET $R= 4.30 \text{ m}$

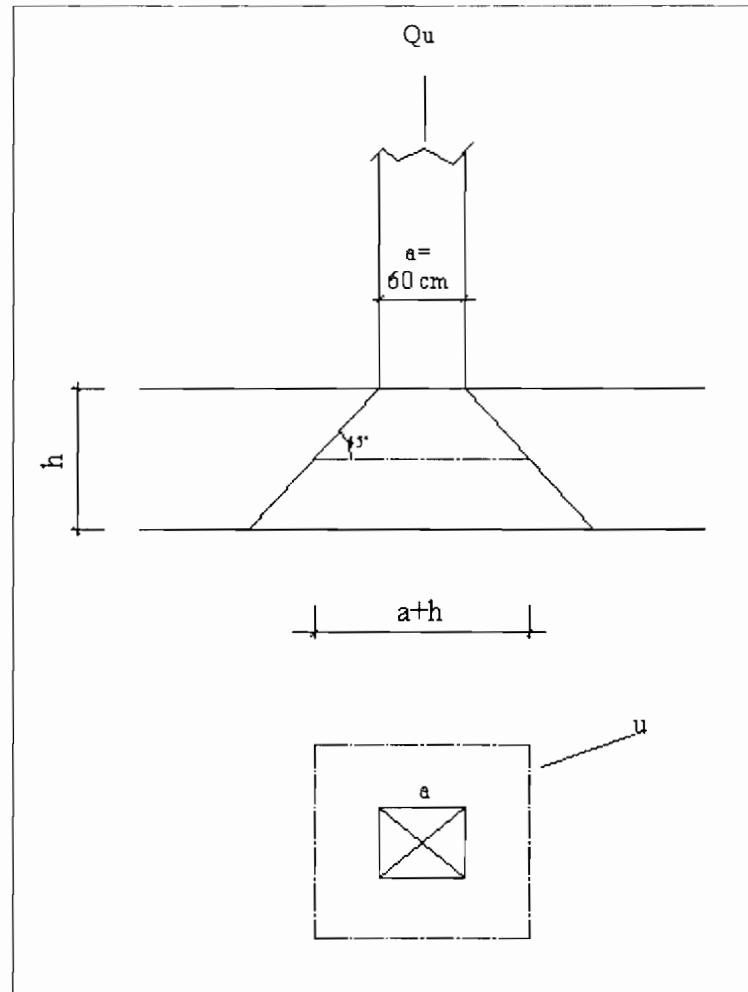
La surface du radier S est de $12R^2 \tan(\pi/12) = \mathbf{59.45 \text{ m}^2}$

La hauteur H est donnée par $D/20 = 860/20 = 43 \text{ cm}$

On prend **$H = 50 \text{ cm}$** . (Pour satisfaire la vérification de la condition de non poinçonnement du radier).

Vérification de la condition de non poinçonnement du radier

La condition de non poinçonnement est vérifiée si l'effort maximal $N_u = 1.63 \text{ MN}$ dans chaque pilier est inférieur à $Q_u = 0.045 \cdot u \cdot h \cdot f_{c,j} / \gamma_b$



Avec

$u = \text{périmètre du feuillet moyen} = 4(a+h)$

$a = 0.6 \text{ m}$

$h = 0.5 \text{ m}$

$f_{cj} = 25 \text{ MPa}$

$\gamma_b = 1.5$

$$Q_u = 0.045 \cdot 4 \cdot 1.1 \cdot 0.5 \cdot 25 / 1.5 = 1.65 \text{ MN}$$

$Q_u > N_u$ alors cette condition est vérifiée.

4-2-3-3-2 Calcul des charges :

On considère que le sol réagit de manière uniforme sur tout le radier

On a donc G et Q :

$G = \text{Poids réservoir} + \text{radier} + \text{poids du sol}$

Si le sol a un poids volumique de 18 kN/m^3 et une hauteur de 1 m , on a

$$G = 2849 + 59.45 (25 \cdot 0.5 + 18) = 4662.23 \text{ kN}$$

$$Q = \text{eau} + q\text{-coupole}$$

$$Q = 2587.2 + 78.35 = 2665.55 \text{ kN}$$

La charge à considérer par m^2 de radier comme réaction du sol :

$$g = 4662.23 / 59.45 = \mathbf{78.42 \text{ kN/m}^2}$$

$$q = 2665.55 / 59.45 = \mathbf{44.84 \text{ kN/m}^2}$$

Ainsi la contrainte du sol σ est de :

$$\sigma = 1.35g + 1.5q = 1.35 \cdot 78.42 + 1.5 \cdot 44.84 = \mathbf{173.127 \text{ kN/m}^2} = \mathbf{1.73 \text{ bars}}$$

Donc la contrainte du sol de 1.73 bars est inférieure à la contrainte limite du sol 2.5 bars.

Pour revenir sur la stabilité d'ensemble étudiée en 4-2-3-1, on avait pour la règle du tiers central :

$$M/P > D/6$$

Cependant, si on considère le diamètre du cercle inscrit au radier, cette règle est vérifiée :

$$M/P = 0.82 \text{ m}$$

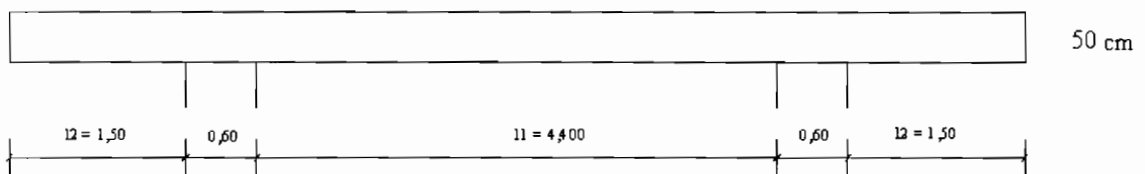
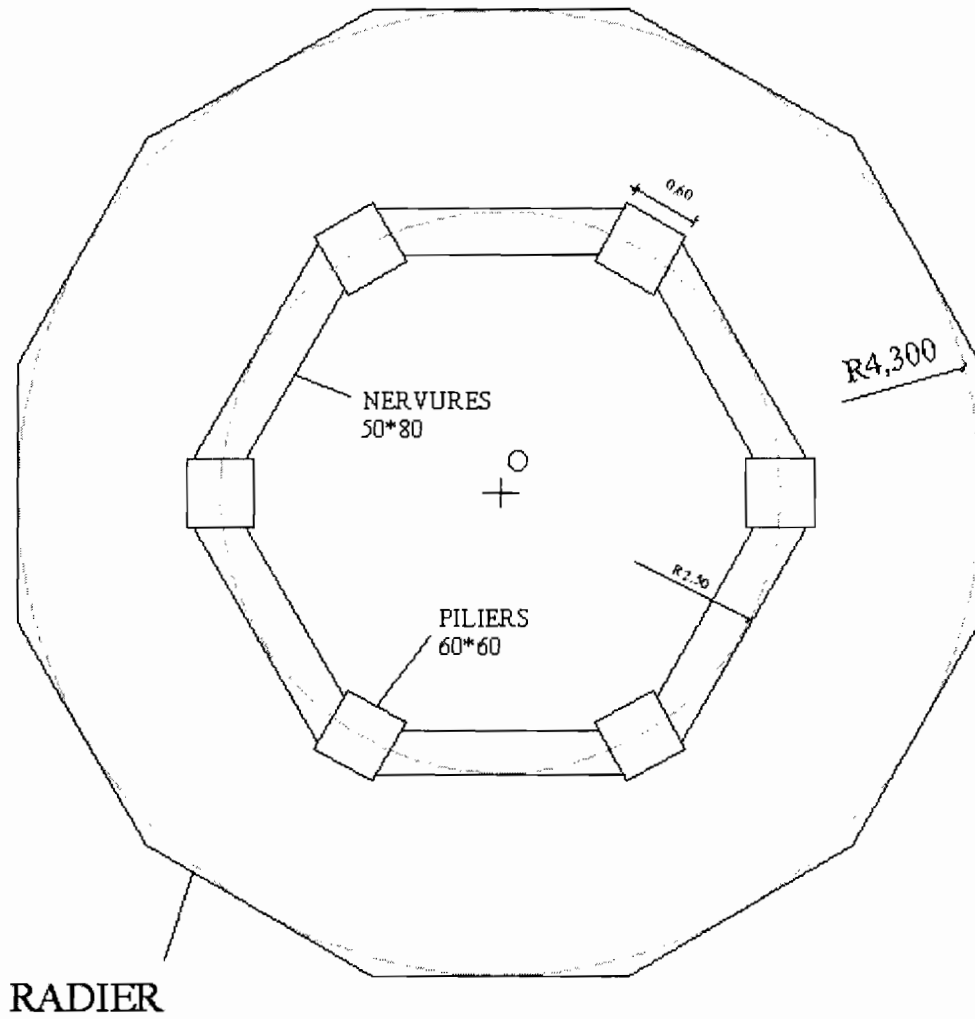
$$D/6 = 8.60/6 = 1.43 \text{ m}$$

$$M/P < D/6$$

4-2-3-3-3 Détermination des armatures du radier :

On choisit un radier nervuré par des poutres 50*80 reliant les piliers.

On considère que le radier est comme une dalle renversée. Soit une bande de 1m de largeur (voir schémas suivants).



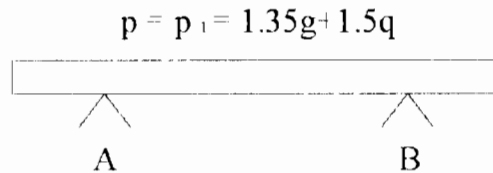
BANDE DE 1m DANS LE RADIER

Alors on a une poutre rectangulaire continue à une travée et deux consoles ; $b = 100$ cm ; $h = 50$ cm.

Alors on a une poutre rectangulaire continue à une travée et deux consoles ; $b = 100$ cm ; $h = 50$ cm.

Le chargement étant uniforme, alors on a le moment maximal sur appui M_A est de (figure a):

$$M_A = -pl_2^2/2$$

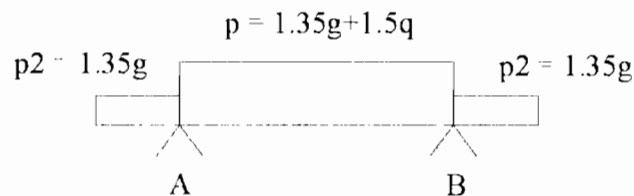


(a)

$$p = 1.35g + 1.5q = 173.127 \text{ kN/m}$$

$$M_A = -194.77 \text{ kNm}$$

Le moment maximal en travée M_T est de (figure b):



(b)

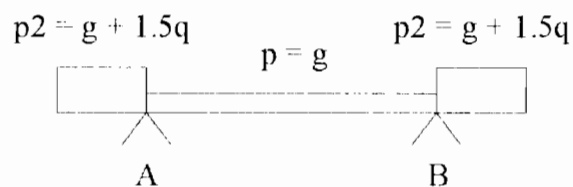
$$M_T = pl_1^2/8 + M_A$$

On considère $M_A = -p_2l_2^2/2$

$$p_2 = 1.35g = 105.87 \text{ kN/m}$$

$$M_T = 299.86 \text{ kNm}$$

Pour la longueur d'arrêt des barres sur appuis, on a le cas de la figure c suivante :



(c)

$$M_x = p \cdot x^2/2 + M_A$$

On considère $M_A = -p_2 l_2^2 / 2$

$$p_2 = g + 1.5q = 145.68 \text{ kN/m}$$

$$p = 78.42 \text{ kN/m}$$

L'abscisse x d'arrêt des barres est donnée par la solution de l'équation :

$$M_x = 0 \text{ alors}$$

$$p \cdot x^2 / 2 - p_2 l_2^2 / 2 = 0 \quad \text{alors} \quad p \cdot x^2 / 2 = p_2 l_2^2 / 2$$

$$x = l_2 (p_2 / p)^{0.5} = 2.04 \text{ m}$$

$$\mathbf{x = 2.04 \text{ m}}$$

Remarque : la longueur d'arrêt est presque égale à la moitié de la longueur de la bande qui est de 2.20 m. De plus, si on passe aux autres bandes on a moins que 2.20m. Ainsi on va disposer une barre prolongée pour les appuis.

Le même ferrailage est disposé dans le sens orthogonal aussi bien en travée que sur appuis.

On détermine les sections d'acier à l'aide d'un programme de calcul de poutre avec Excel, on a les résultats suivants :

Moment sur appui	M	194.77	kN.m
μ	$M / (b_0 d^2 f_{bu})$	0.05291743	
α	$1.25 (1 - (1 - \mu)^{0.5})$	0.06799618	
z_b	$d (1 - 0.4\alpha)$	0.7004171	m
A sur appui	$M / z_b \sigma_a$	7.99072306	cm²
Moment en travée	M	299.86	kN.m
μ	$M / (b_0 d^2 f_{bu})$	0.08146953	
α	$1.25 (1 - (1 - \mu)^{0.5})$	0.10636206	
z_b	$d (1 - 0.4\alpha)$	0.68936773	m
A en travée	$M / z_b \sigma_a$	12.4993764	cm²

Armature minimale :

On a la condition la plus sévère pour les dalles

$$A_{min} = 0.8 \cdot 10^{-3} \cdot b \cdot h$$

Alors $A_{min} = 4 \text{ cm}^2$ (prépondant sur A appui)

Espacement :

On a $e_{max} = \min(2h; 22\text{cm})$ (condition plus sévère pour les dalles)

Alors $e_{max} = 22\text{cm}$

Le schéma de ferrailage est indiqué en annexe.

4-2-3-3-4 Détermination des armatures des nervures :

On considère que les nervures constituent des poutres 50*80 isostatiquement indépendantes. Les moments donnés par le « Traité de béton armé 3 » sont :

sur appui

$$M_A = ql^2/16$$

$$\text{En travée : } M_T = ql^2/8 + M_A = ql^2/16$$

Pour le chargement linéique q , on le prend égal au $6^{ème}$ de la charge surfacique totale divisée par la portée l d'une travée :

$$\text{On a } l = 2\text{m}$$

$$q = p \cdot S / 6l$$

$$q = 173.127 \cdot 59.45 / (6 \cdot 2) = 857.7 \text{ kN/m}$$

$$\text{alors } M_A = M_T = 214.43 \text{ kNm}$$

Pour l'effort tranchant :

$$V = ql/2 = 857.7 \cdot 2/2 = 857.7 \text{ kN}$$

On détermine les sections d'acier à l'aide d'un programme de calcul de poutre avec Excel, on a les résultats suivants :

Moment en travée et sur appui	M	214.43	kN.m
μ	$M/(b_0 d^2 f_{bu})$	0.05825889	
α	$1.25 (1 - (1 - \mu)^{0.5})$	0.07507831	
zb	$d (1 - 0.4\alpha)$	0.69837745	m
A en travée et sur appui	$M/z_b \sigma_a$	8.82299629	cm²
ζ_{uv}	$V_u / b d$	2.3825	Mpa
ζ_u bar (FP)	$\text{MIN}(0.15 f_{cj} / \delta b;$ $4\text{MPa})$	2.5	Mpa
At1 ELU	$(A_t / S_t)_1 = \zeta_{ub} / 0.9 \sigma_s$	38.034802	cm ² /m

At2 CNF	$(At/St)_2 = 0.4b/fe$	5	cm ² /m
At	Max (At1;At2)	38.034802	cm²/m
St max	St < max (0.9d;40cm)	40	cm
St0 max	Stmax/2	20	cm

Voir *annexes 12 et 13* pour schémas de ferrailage.

CHAPITRE V: COMMENTAIRES

5-1 Commentaire général

Les programmes que nous avons pu établir sont une automatisation du calcul manuel. Ils permettent d'effectuer les mêmes calculs que l'on serait amené à faire. Ils permettent ainsi d'aller plus vite et de minimiser les risques d'erreurs de calcul ce qui n'est possible qu'avec une parfaite entrée des données.

Au vu des résultats, c'est le calcul de la cuve de château d'eau cylindro-tronconique qui a abouti (de la coupole supérieure à la ceinture d'appui). Les autres éléments de la structure (supports et fondations) sont dimensionnés dans le cadre des applications sur le projet de Mbane. Pour le bassin rectangulaire, le programme est simplement adapté au cas en exemple (bassin de 135m^3), mais il manque de flexibilité pour l'augmentation des dimensions (surtout la hauteur) et pour la variation du rapport des dimensions en plan (a/b).

L'entrée des données est indiquée par la couleur de fond jaune. Bien qu'elle ne soit pas aisée, elle est assez explicite pour éviter des confusions.

5-2 Limites

Les programmes que nous avons élaborés sont quand même très limités pour des objectifs de dimensionnement complet. Il s'agit comme nous l'avons dit d'une automatisation du calcul plutôt que d'un logiciel tout fait.

Les formes prises en considération et les dimensions admissibles ne sont pas très variées et le choix de ces paramètres doit être conforme à ceux indiqués tout au long du procès ; sinon la validité des résultats est remise en cause. Ceci peut facilement entraîner le blocage du calcul (exemple entraîner une division par zéro).

Par exemple :

- Nombre de piliers égal toujours à six pour le calcul de la poutre d'appui
- L'épaisseur minimale est de 80mm même si l'on peut avoir 70mm pour la coupole de couverture

Les programmes ne prennent aucunement en compte la conception ou l'harmonisation des dimensions. Ils ne sont pas munis de messages d'erreur, excepté certaines vérifications. Et d'autres vérifications liées au choix des diamètres et surtout du nombre de barres ne sont pas intégrées (par exemple le calcul et la vérification des espacements).

5-3 Méthodes

Les méthodes utilisées sont celles exposées « Le calcul et la vérification des ouvrages en béton armé. Règles CCBA 68 » de Pierre CHARON. Celles-ci stipulent bien qu'elles ne donnent que les principes généraux relatifs au calcul des réservoirs mais, avant d'entreprendre l'étude d'un réservoir important, il y'aura lieu de se reporter au « Cahier des Charges Applicables à la Construction des Réservoirs et Cuves en Béton Armé ». Ce document donne, en dehors de considération pratique sur les épaisseurs des parois, la disposition des armatures, les moments à considérer, des conditions généralement plus sévères pour les contraintes que celles que nous avons examinées.

La méthode utilisée pour les bassins rectangulaires est la méthode des tranches horizontales qui est avantageuse pour les réservoirs de grande profondeur et dont la largeur et la longueur sont faibles. Celle qui convient pour les réservoirs de grande longueur et dont la hauteur et la largeur sont faibles est la méthode des tranches verticales.

Aussi, par comparaison, et face aux mutations intervenues sur les règlements, il faut dire que les règles BAEL sont d'un maniement beaucoup plus lourd que les règles CCBA 68 qui permettaient par simple division de donner les sections d'aciers nécessaires, ce qui, sur un chantier, lorsqu'on a un besoin immédiat du résultat est très pratique. Cette façon d'opérer étant exclue avec le BAEL, il est intéressant de connaître quel est l'écart entre les deux règlements afin de pouvoir calculer approximativement les sections d'aciers nécessaires

5-4 Données et résultats

En ce qui concerne les données de dimensionnement, il faut dire que la hauteur du château d'eau est relativement grande ($H=30\text{m}$). Cela peut poser plusieurs problèmes dans la réalisation et surtout dans l'entretien de l'ouvrage. Les efforts à prévoir à cause du vent sont très élevés ; raison pour laquelle les piliers et les entretoises sont très sollicités. Et

pour l'accès dans la cuve, la hauteur pose un grand problème ; il faudra prévoir des ouvrages d'escalade comme les paliers de repos. Aussi, le coût d'un château d'eau est très lié à sa hauteur (pas moins lié qu'à sa capacité).

Ceci remet en cause la pertinence des solutions préconisées. Dans la première partie de cette étude, nous avons montré les avantages des châteaux sur les surpresseurs. Mais en cas de problème d'altitude, on peut ériger un château moyennement élevé (exemple $H = 20$ m) et le munir d'un surpresseur pour compléter le déficit d'HMT (hauteur manométrique totale).

5-5 Perspectives

Plusieurs perspectives se dessinent pour l'amélioration de ce travail. Pour l'ingénieur de conception, il est essentiel de disposer d'outils facilitateurs de son travail quotidien et surtout pour lui permettre d'aller vite.

Nous pensons donc que les programmes peuvent évoluer vers :

- La programmation du dimensionnement des piliers et des entretoises d'un château d'eau,
- l'élargissement des formes de réservoir et des dimensions ; le premier auquel nous pensons est le château d'eau à cuve tronconique,
- le contrôle de saisie et à des messages d'erreur,
- le blocage des cellules devant être protégées de toute modification,
- la vérification complète aux états limites de service,
- les vérifications en général,
- le métré des quantitatifs de béton et d'armatures, etc...

CONCLUSION

Cette étude a permis de soulever la complexité de l'analyse des ouvrages hydrauliques tels que les réservoirs en béton armé. Cette complexité est accentuée par la présence de l'eau, élément prépondérant des charges sollicitant la structure et en même temps, élément à conserver d'où la nécessité de considérer un état de fissuration très préjudiciable.

Nous avons pu mettre en place un programme Excel automatisant le calcul du ferrailage des différents éléments de la cuve cylindro-tronconique d'un château d'eau. A l'issue de ce travail, nous avons appliqué le programme sur un château d'eau de 250m³ à 30m de côte du radier, puis continué le dimensionnement des éléments restant pour le projet d'adduction d'eau potable dans la communauté rurale de Mbane.

D'un autre côté, la programmation du calcul des armatures d'un bassin rectangulaire a été tentée et a permis d'avoir les résultats sur le réservoir de 135 m³ en exemple ; toujours pour le projet de Mbane. Cependant, ce programme manque de flexibilité face à la variation des dimensions (surtout la hauteur) et à la variation du rapport des dimensions en plan (a/b). Toutefois, il a permis d'effectuer les calculs beaucoup plus vite et a facilité le choix de plusieurs options de prédimensionnement.

Enfin, ce projet revêt un caractère essentiel sur la formation que nous venons de terminer. En nous plongeant dans l'univers des règles de calcul en béton armé, il nous a permis d'apprécier l'importance et la nécessité de la maîtrise de l'outil informatique. Il constitue pour nous un fort élan pour embrasser la carrière professionnelle.

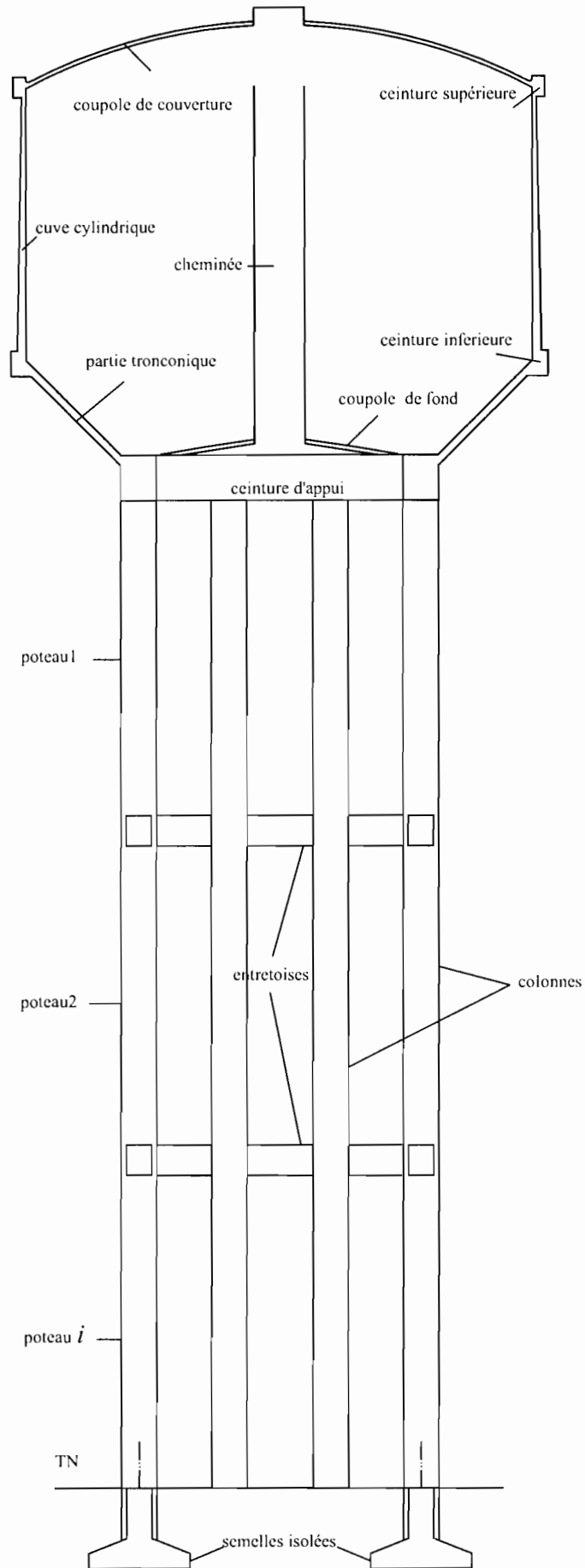
Bibliographie/Webbliographie

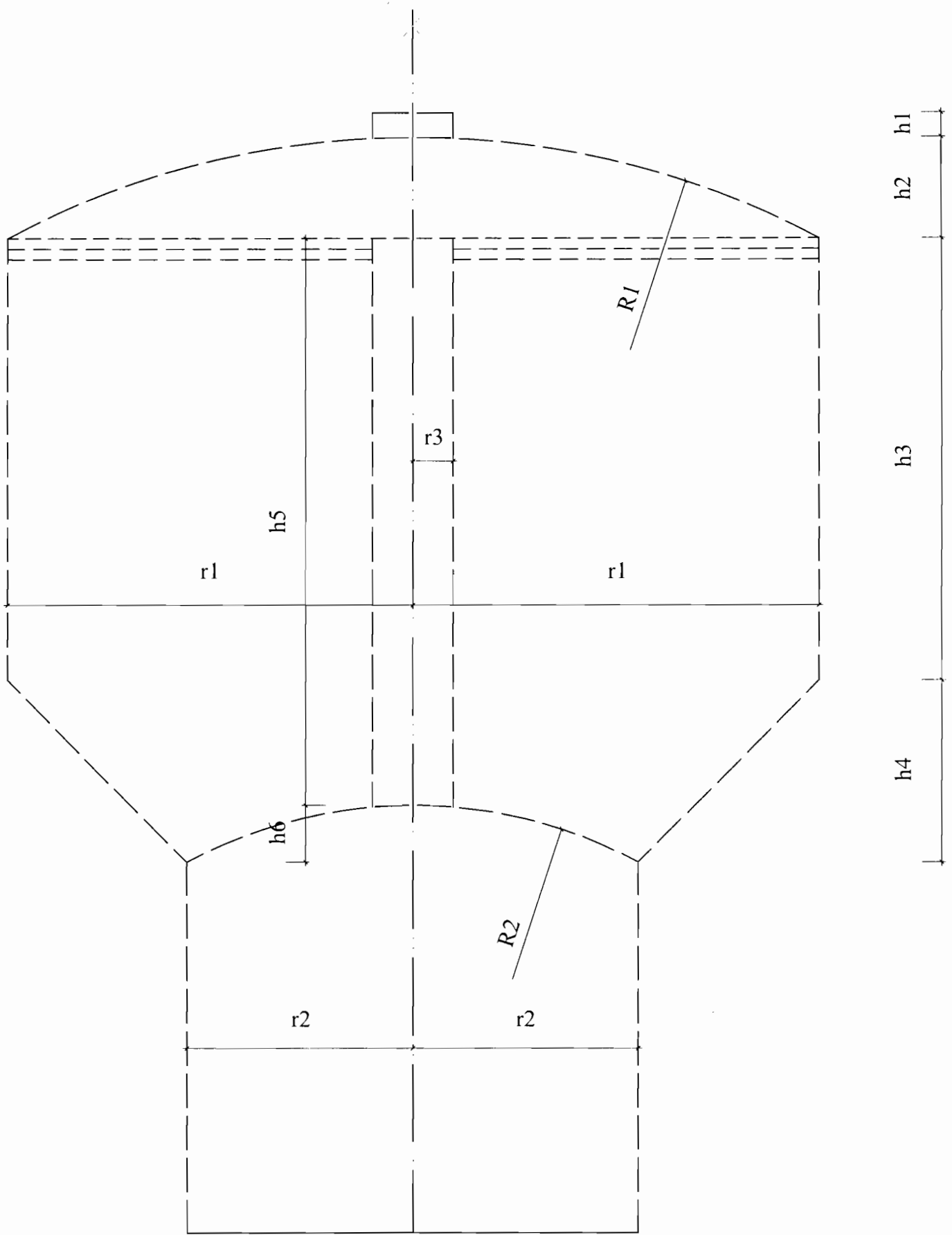
- [1] Pierre CHARON, Le calcul et la vérification des ouvrages en béton armé. Règles CCBA 68, 1983
- [2] Stockage de l'eau : Techniques de l'ingénieur, traité Construction
- [3] Armand MECHDOUDJIAN, Cours de béton armé règles BAEL et CCBA 68, 1980
- [4] Dr Falla Paye, Cours de béton armé I, département de génie civil, EPT, 2008
- [5] M Galaye Niang, Cours de béton armé II, département de génie civil, EPT, 2009
- [6] André Guerrin, Traité de béton armé, tomes 3,4 et 6
- [7] Ngagne Diop, Projet de fin d'études sur l'étude complète de l'alimentation en eau potable du village de Ritté Diaw, EPT 2002
- [8] Timoschenko : Résistance Des Matériaux tome 2
- [9] M. Lamine Doumbouya, Cours d'hydraulique urbaine, DIC, département de génie civil, EPT, 2009
- [10] Fascicule sur la distribution de l'eau
- [11] Note de conception et de réalisation d'une station de potabilisation d'eau de surface à Mbane, DGPRES, 2008
- [12] Cheikh Wade, Projet de fin d'études : design comparatif de châteaux d'eau en béton armé suivant une étude par éléments finis, EPT 1990

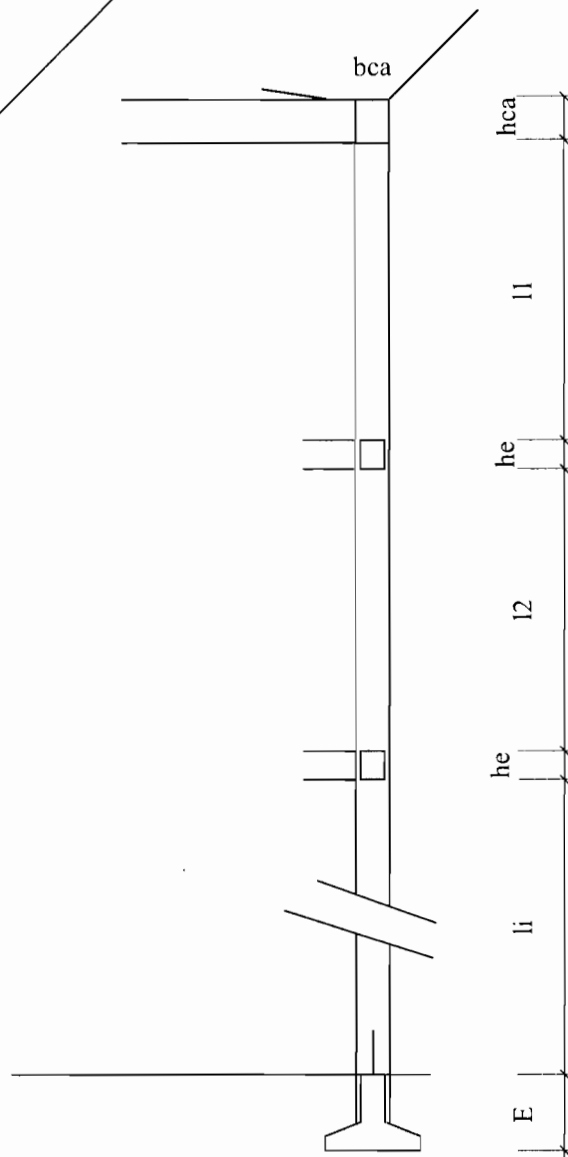
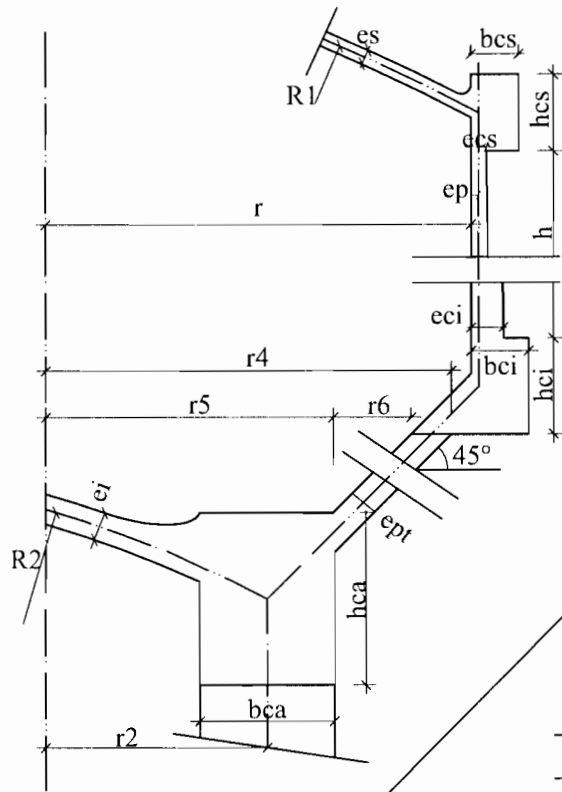
Webbliographie :

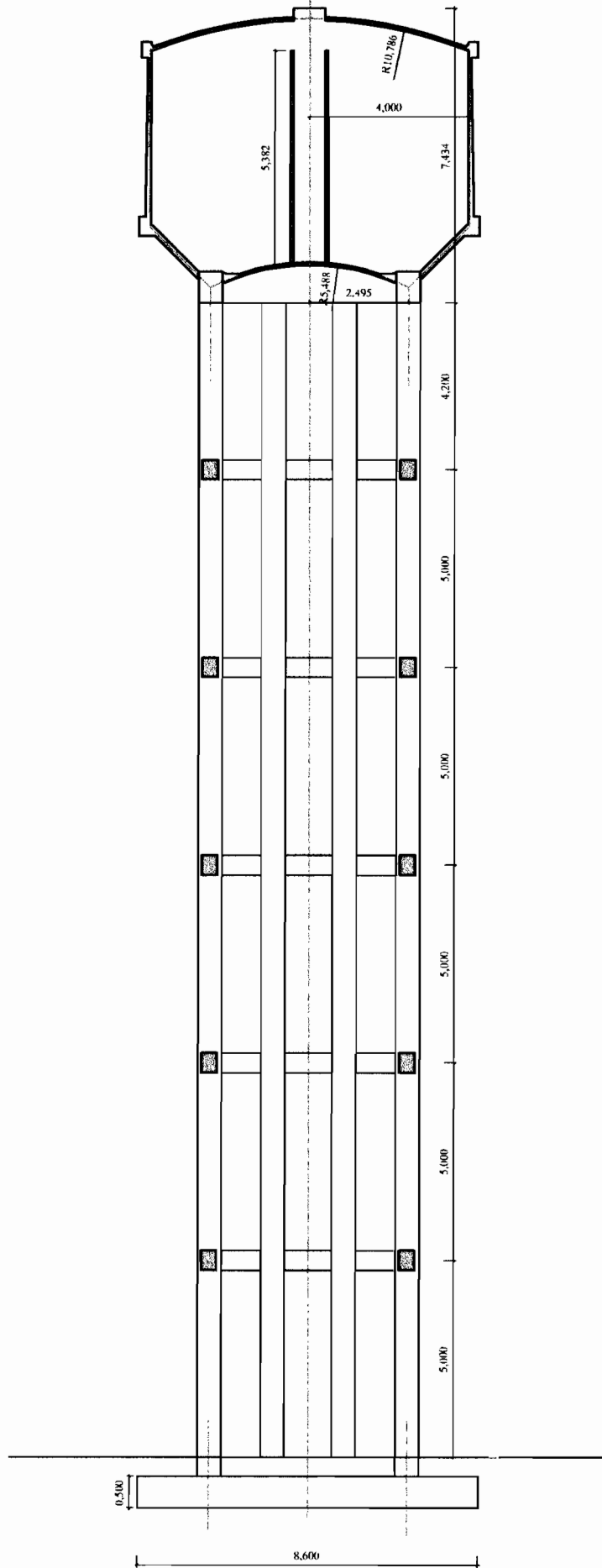
- [13] Olivier Gagliardini, Béton armé IUP GCI3 option OS- 2004/2005, <http://www-lgge.ujf-grenoble.fr/>
- [14] Le château d'eau : <http://chateau.deau.free.fr/Dossiers/ChateauDeau/chateaux-deau.htm>
- [15] Wikipedia, château d'eau, <http://fr.wikipedia.org/>

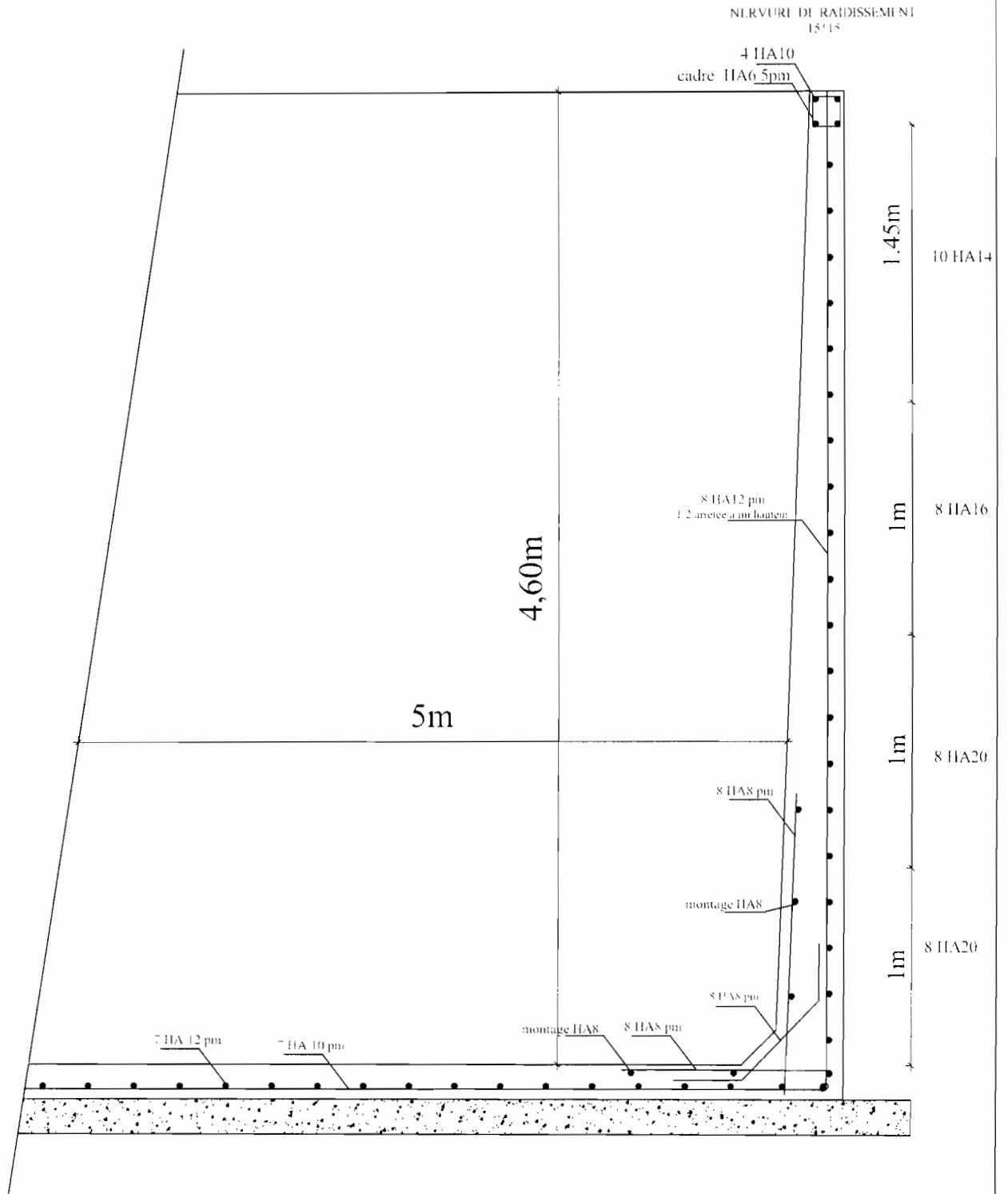
ANNEXES



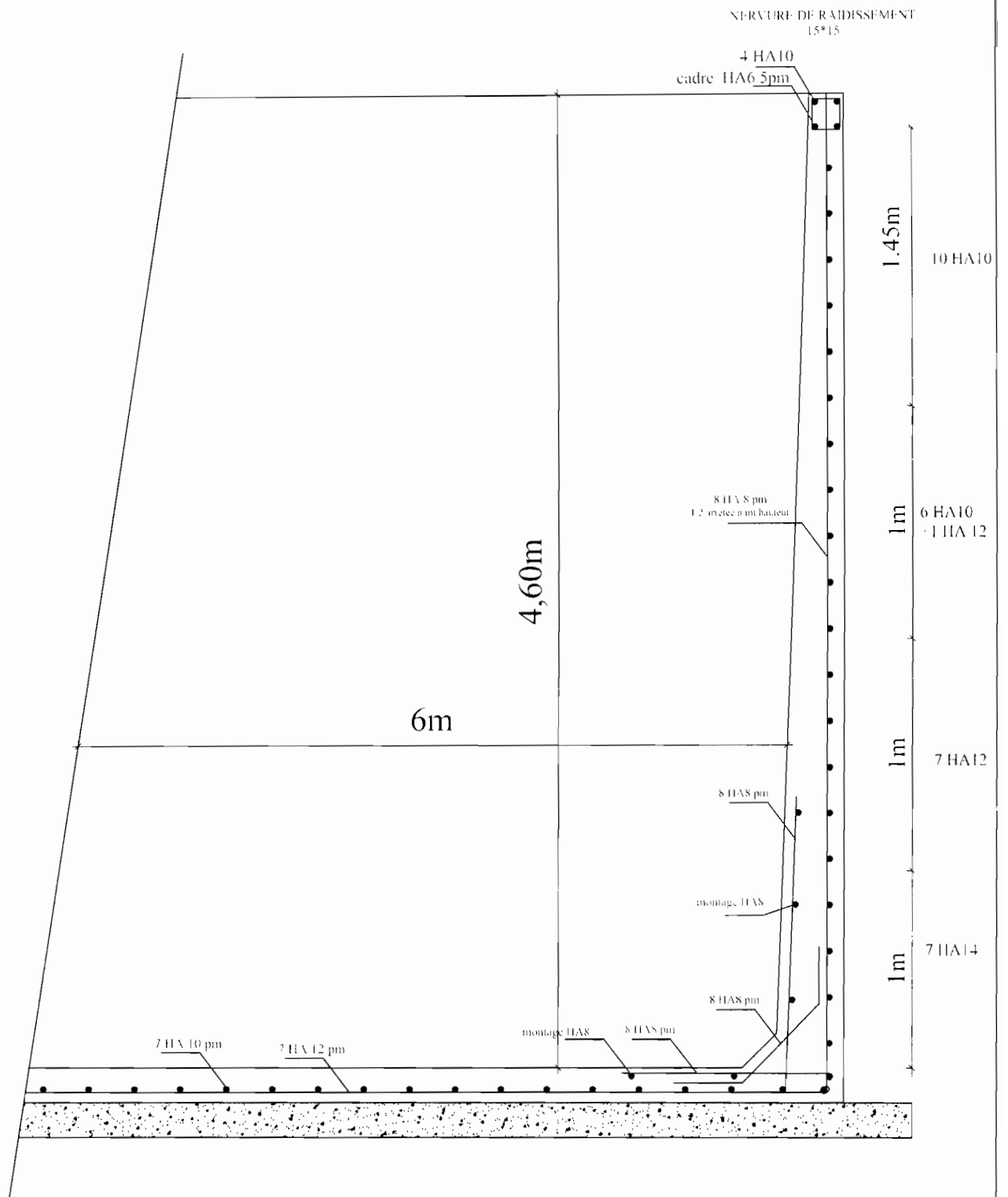




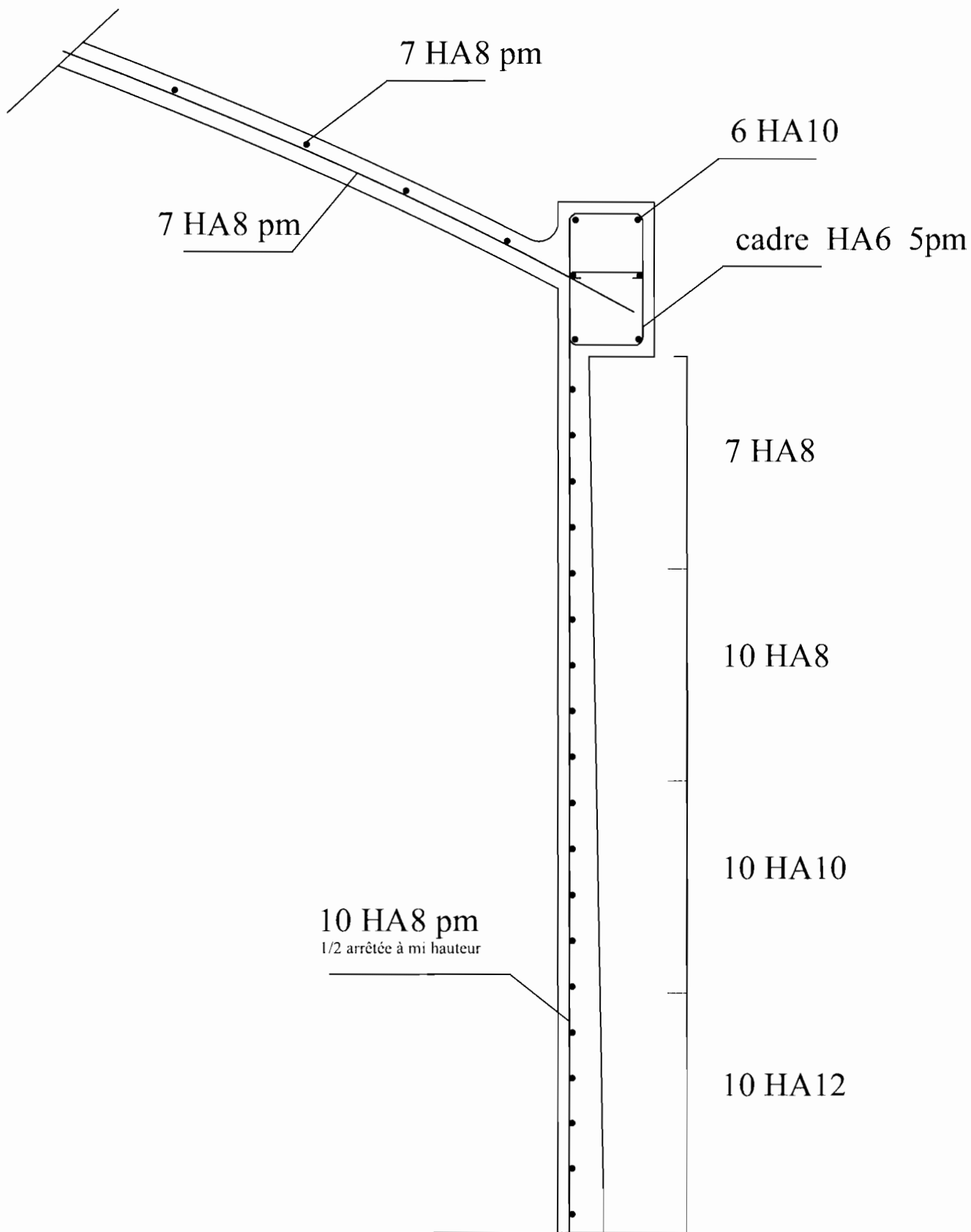


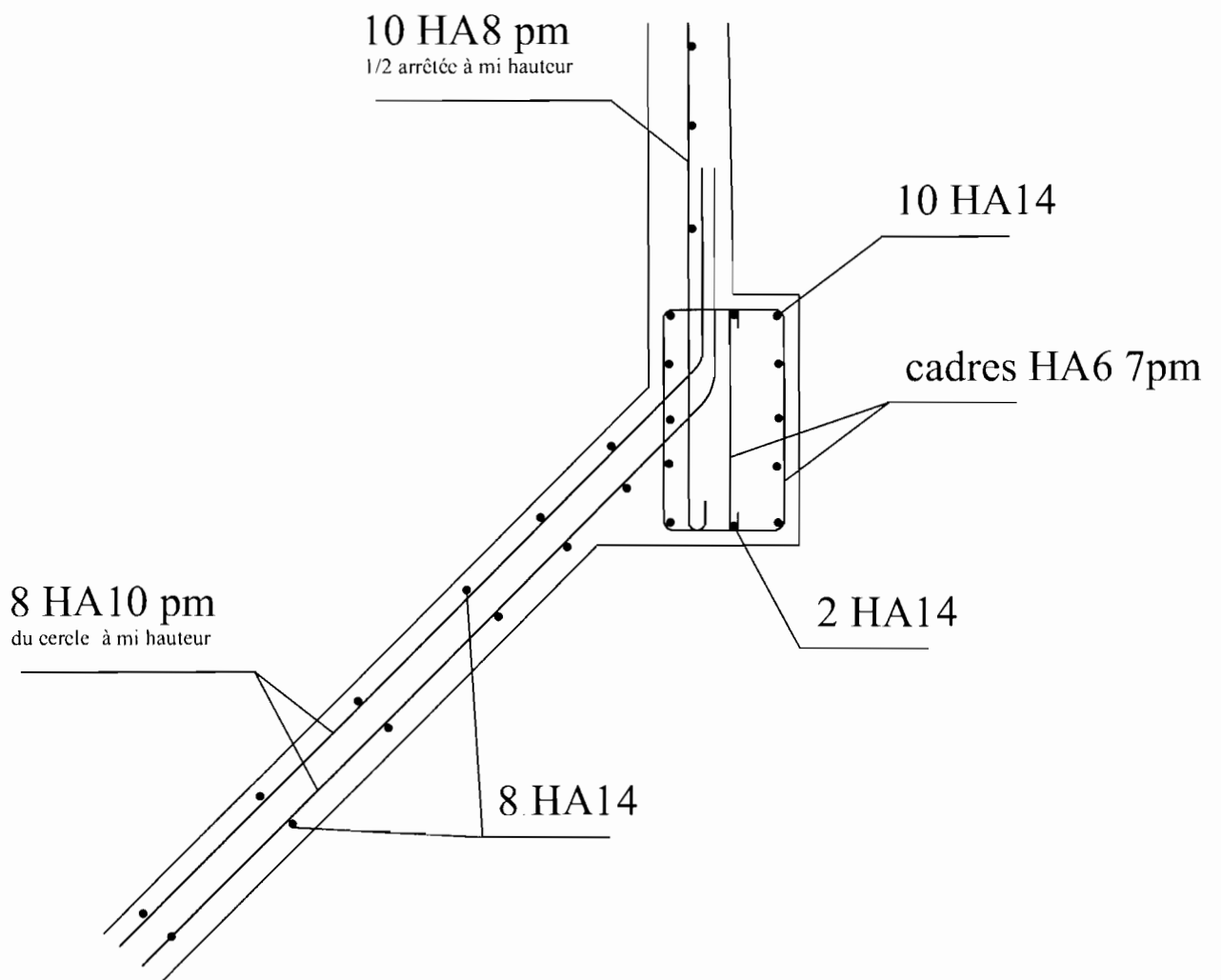


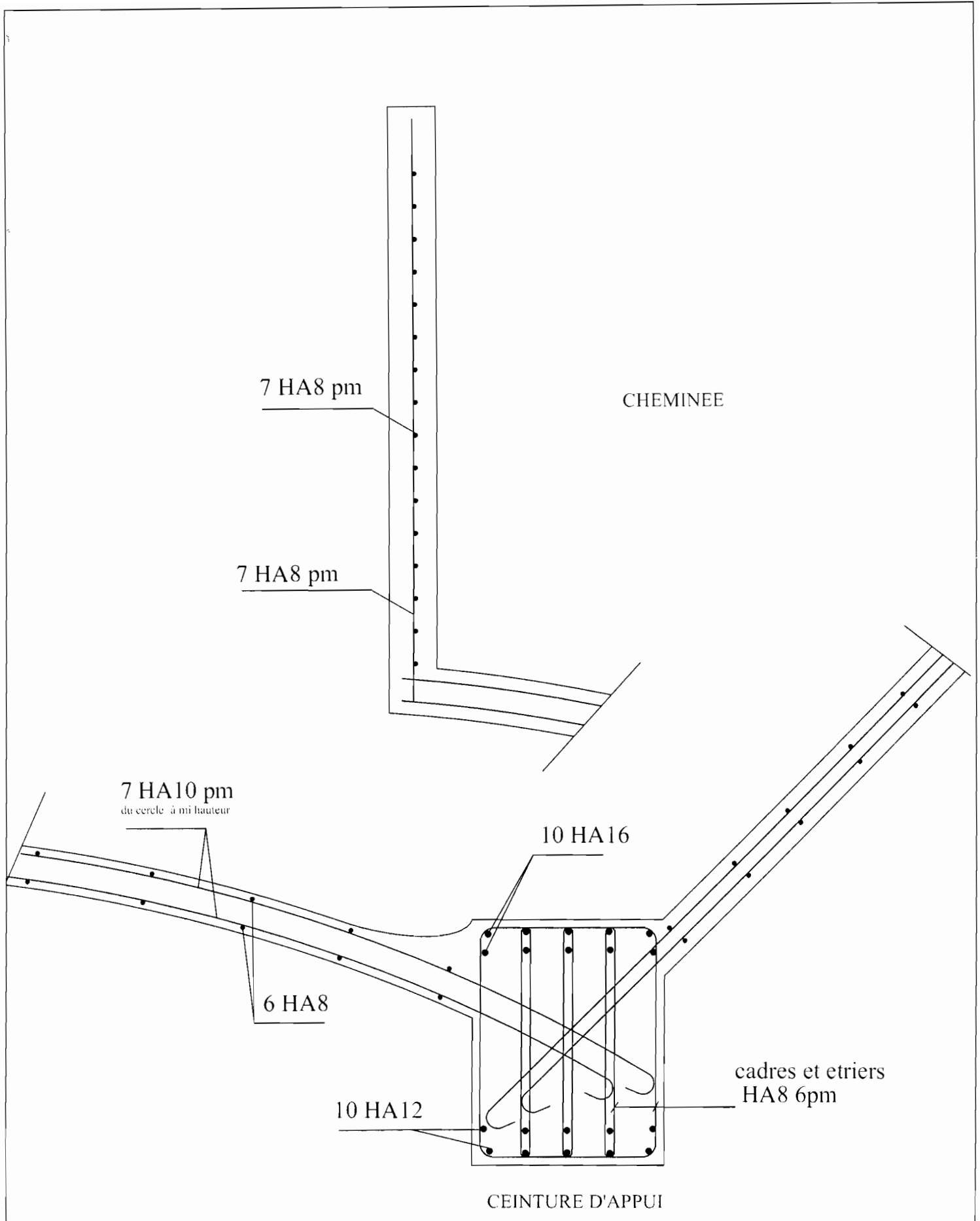
coupe transversale
aciers du grand côté et du radier



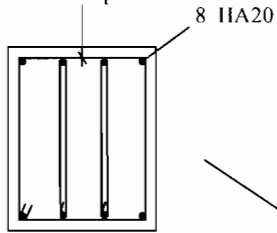
coupe transversale
 aciers du petit côté et du radier



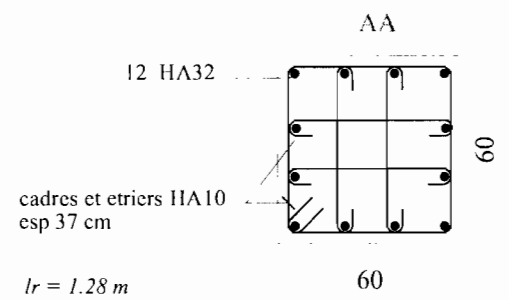
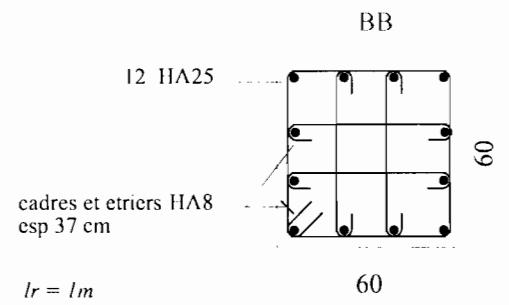
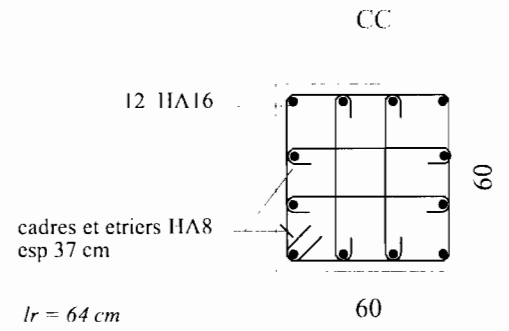
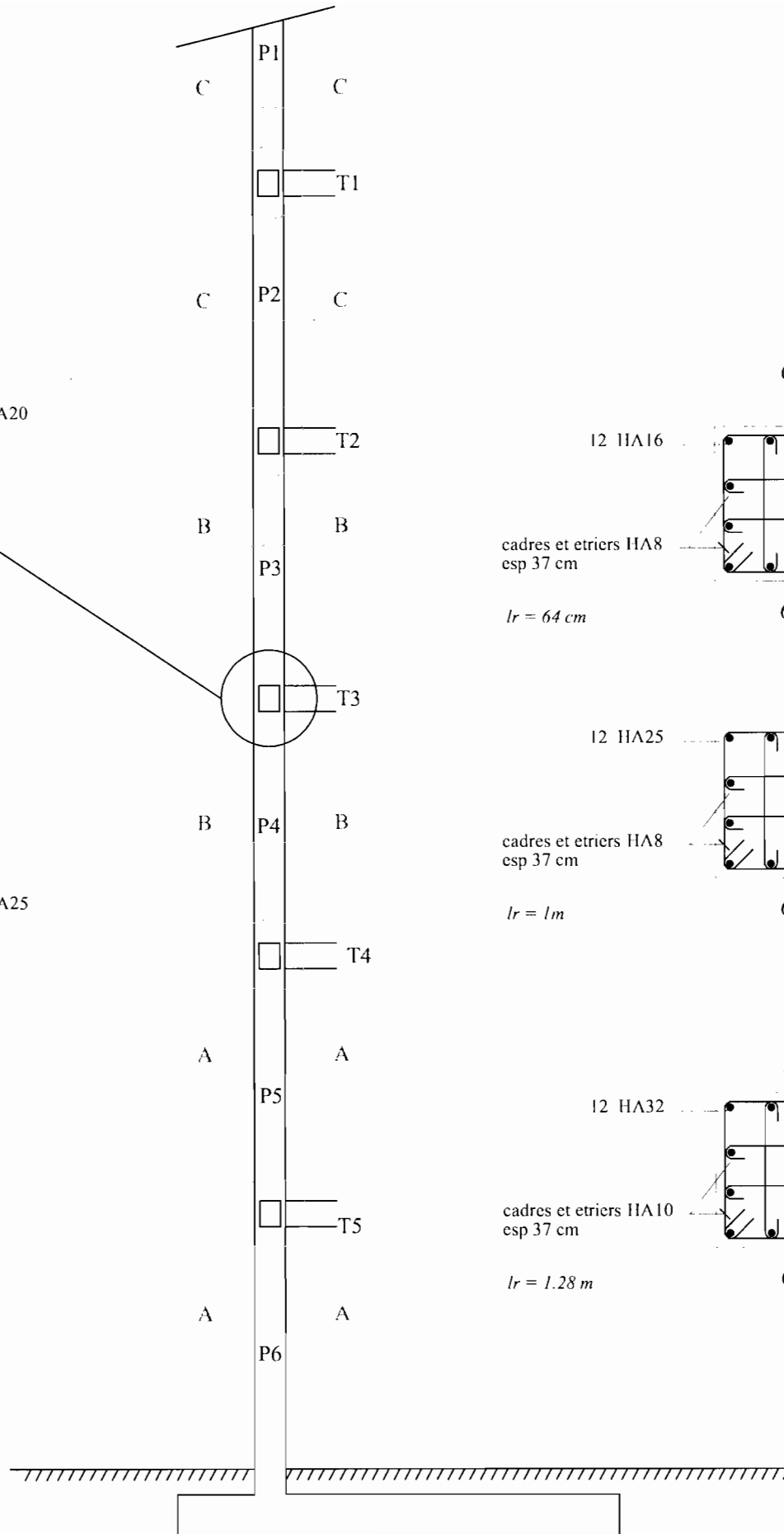
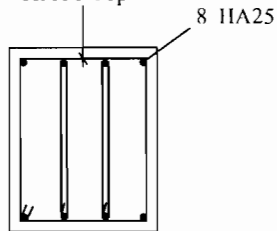


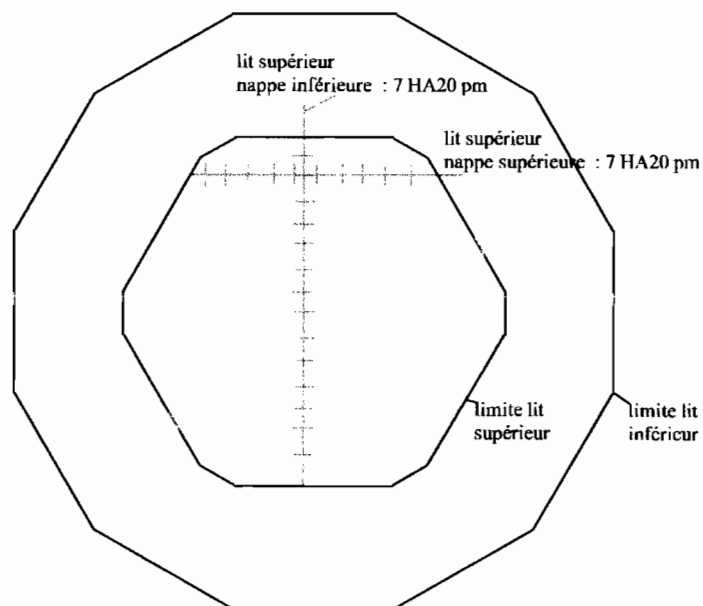
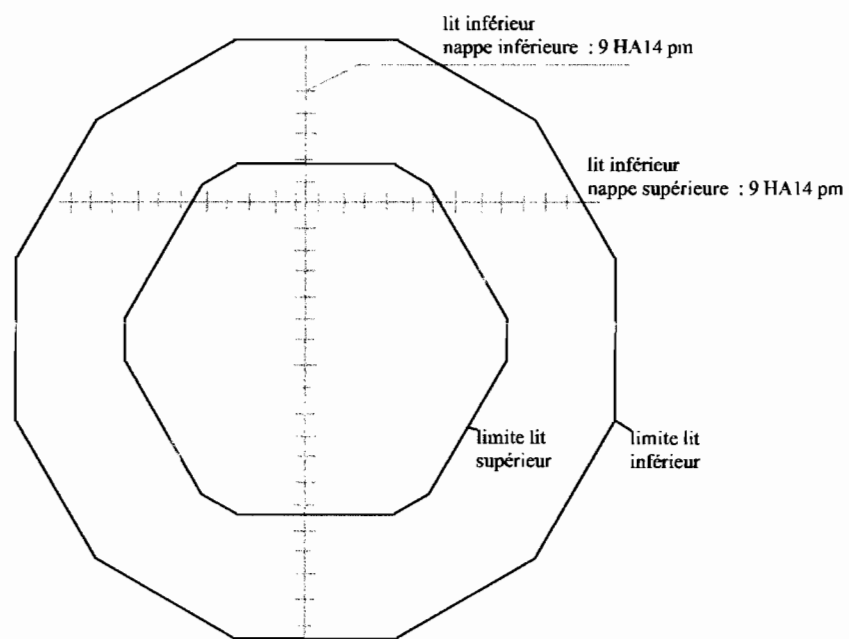
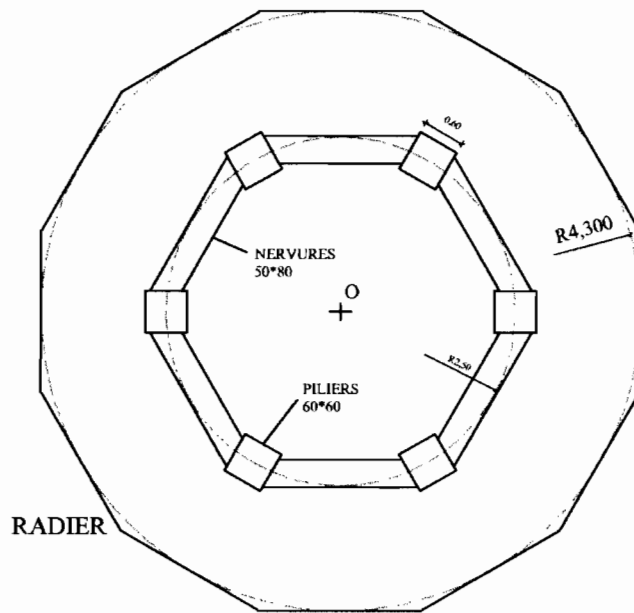


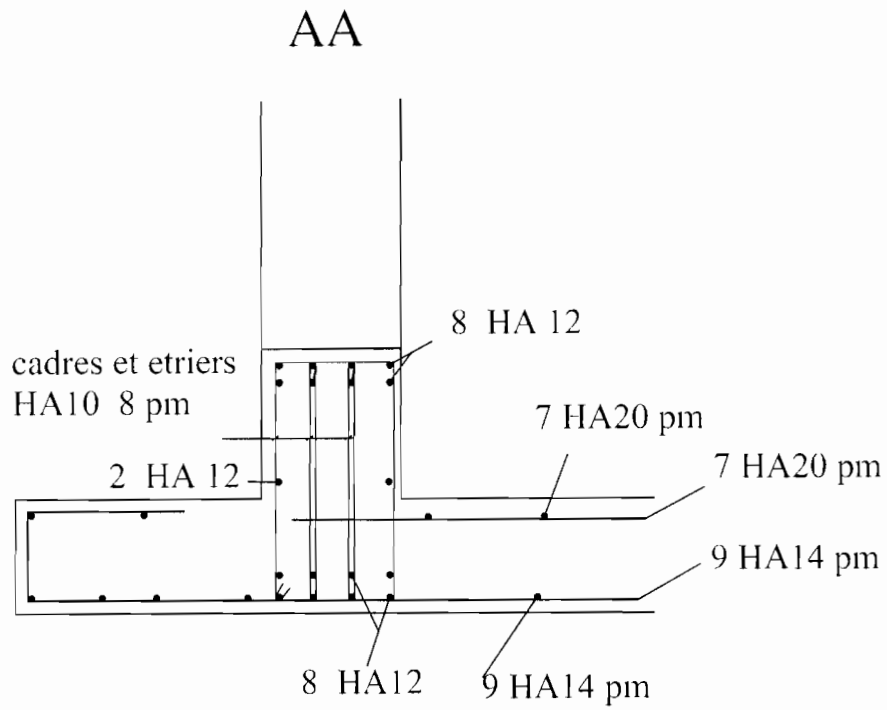
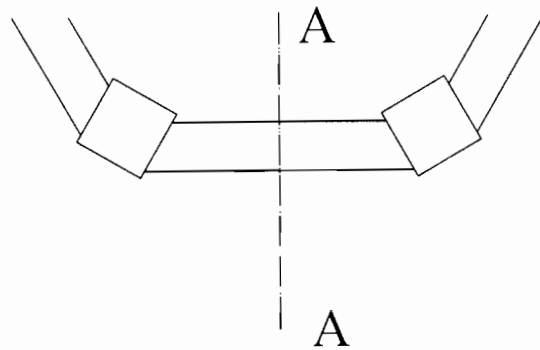
cadres etriers
HA8 7 pm



cadres etriers
HA10 10pm







*PFE IBNOU A. SARRE
EPT JUILLET 2009*

ANNEXE 14:

CHATEAU D'EAU

Feuilles du classeur de dimensionnement de cuve de château d'eau

dimensions entre axe			
	r1	4	m
	r2	2.495	m
	r3	0.44	m
	h1	0.25	m
<i>VOIR SCHEMA</i>	h2	0.792	m
	h3	4.453	m
	h4	1.539	m
	h5	5.382	m
	h6	0.588	m
dimensions des épaisseurs et sections			
épaisseur coupole de couverture	es	0.08	m
épaisseur coupole de fond	ei	0.15	m
épaisseur (minimale) de la cuve cylindrique, à la jonction avec la ceinture supérieure	ecs	0.08	m
épaisseur (maximale) de la cuve cylindrique, à la jonction avec la ceinture inférieure	eci	0.15	m
épaisseur de la partie tronconique	ept	0.15	m
épaisseur de la cheminée	ec	0.08	m
hauteur cuve cylindrique	h	4	m
rayon intérieur cuve cylindrique	r	4	m
largeur ceinture supérieure	bcs	0.25	m
hauteur ceinture supérieure	hcs	0.4	m
largeur ceinture inférieure	bci	0.3	m
hauteur ceinture inférieure	hci	0.5	m
largeur ceinture d'appui	bca	0.6	m
hauteur ceinture d'appui	hca	0.8	m

PFE IBNOU A. SARRE JUILLET 2009
 CALCUL DE RESERVOIRS FEUILLE "DONNEES"

AUTRES DONNEES	fc28	25	MPa	
	fbu	14.2	MPa	
	ft28	2.1	MPa	
	σ bar a	348	MPa	
	fe	400	MPa	
	fissuration	très préjudiciable		
	σ bar s FTP	161.3	MPa	
	n	15		
	coefficients de sécurité			
	δ b	1.5		
	δ s	1.15		
	charges			
	ρ béton	25	KN/m3	
	ρ eau	10	KN/m3	
	enduit	0.4	KN/m ²	
	exploitation	1.5	KN/m ²	
	Pondération	ELU	ELS	
	*G	1.35	1	
*Q	1.5	1		
	1.2			
CALCUL DU VOLUME	section	S (m ²)	R (m)	V m3
		1	15.3463	2.24 215.9889686
		2	0.7309	3.193 14.66346979
		3	2.2744	1.633 23.33634839
		4	0.1306	2.491 2.044074747
		5	0.2632	1.623 2.684010887
		18.7454		258.72

α 240
 η 1.6
 f_{t28} 2.1 Mpa

$$\bar{\sigma}_s = \alpha \sqrt{\frac{\eta f_{t28}}{\Phi}} + 30\eta$$

TABLEAU DES CONTRAINTES ADMISSIBLES										
Φ (mm)	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
$\sigma_{bar s}$ (MPa)	228	204	187	175	166	158	146	136	126	118

COUPOLE DE COUVERTURE			
Rayon	R1	10.50	m
Surface	S1	52.24	m ²
Charge surfacique	Q=	4.20	kN/m ²
Charge verticale	P1	8.73	kN/m
Charge horizontale	Q1	21.18	kN/m
Effort Normal	N1	22.91	kN/m
Contrainte de compression du béton	$\sigma'b=$	0.29	Mpa
Contrainte de cisaillement	$\tau b=$	0.11	Mpa
Contrainte de compression du béton	$\sigma\bar{b}=$	14.20	Mpa
Contrainte de cisaillement	$\tau\bar{b}=$	2.00	Mpa
Vérification contraintes		OK	
FERRAILLAGE:	\emptyset (mm)	nombre	section réelle cm ²
Cerces/m	8	7	3.51
Meridiens/m	8	7	3.51
CEINTURE SUPERIEURE			
Poussée de la coupole	Q1	21.18	kN/m
Poussée de l'eau	Q2	0.24	kN/m
Poussée totale	Q	21.42	kN/m
Diamètre des barres (max \emptyset 25)	\emptyset	12	mm
Contrainte limite des aciers	$\sigma\bar{a}$	175	Mpa
Effort de traction	F	85.68	kN
Section d'acier	A	4.90	cm ²
FERRAILLAGE:	\emptyset (mm)	nombre	section réelle cm ²
Barres	12	6	6.78
Cadres et étriers	6	5	

CUVE CYLINDRIQUE			
nombre de tranches		4	
Diamètre des barres (max \varnothing 25)	\varnothing	14	mm
Contrainte limite des aciers	$\sigma_{bar a}$	166	Mpa
TRANCHE SUPERIEURE 1			
hauteur moyenne de l'eau	h	0.70	m
Pression moyenne	p	8.40	kN/m
Effort de traction	F	33.60	kN
Section d'acier	A	2.03	cm ²
FERRAILLAGE:	\varnothing (mm)	nombre	section réelle cm ²
Barres	8	7	3.52
<i>Le choix est obligatoirement < ou =</i>	14		
TRANCHE 2			
hauteur moyenne de l'eau	h	1.70	m
Pression moyenne	p	20.40	kN/m
Effort de traction	F	81.60	kN
Section d'acier	A	4.93	cm ²
FERRAILLAGE:	\varnothing (mm)	nombre	section réelle cm ²
Barres	8	10	5.03
<i>Le choix est obligatoirement < ou =</i>	14		
TRANCHE 3			
hauteur moyenne de l'eau	h	2.70	m
Pression moyenne	p	32.40	kN/m
Effort de traction	F	129.60	kN
Section d'acier	A	7.83	cm ²
FERRAILLAGE:	\varnothing (mm)	nombre	section réelle cm ²
Barres	10	10	7.85
<i>Le choix est obligatoirement < ou =</i>	14		
TRANCHE 4			
hauteur moyenne de l'eau	h	3.70	m
Pression moyenne	p	44.40	kN/m
Effort de traction	F	177.60	kN
Section d'acier	A	10.73	cm ²
FERRAILLAGE:	\varnothing (mm)	nombre	section réelle cm ²
Barres	12	10	11.31
<i>Le choix est obligatoirement < ou =</i>	14		

TRANCHE	FAUX		
hauteur moyenne de l'eau	h	faux	m
Pression moyenne	p	#VALEUR!	kN/m
Effort de traction	F	#VALEUR!	kN
Section d'acier	A	#VALEUR!	cm ²
FERRAILLAGE:	Ø (mm)	nombre	section réelle cm ²
Barres		X	Y
<i>Le choix est obligatoirement < ou =</i>	14		
TRANCHE	FAUX		
hauteur moyenne de l'eau	h	faux	m
Pression moyenne	p	#VALEUR!	kN/m
Effort de traction	F	#VALEUR!	kN
Section d'acier	A	#VALEUR!	cm ²
FERRAILLAGE:	Ø (mm)	nombre	section réelle cm ²
Barres		X	Y
<i>Le choix est obligatoirement < ou =</i>	14		
TRANCHE	FAUX		
hauteur moyenne de l'eau	h	faux	m
Pression moyenne	p	#VALEUR!	kN/m
Effort de traction	F	#VALEUR!	kN
Section d'acier	A	#VALEUR!	cm ²
FERRAILLAGE:	Ø (mm)	nombre	section réelle cm ²
Barres		X	Y
<i>Le choix est obligatoirement < ou =</i>	14		
ARMATURES DE REPARTITION			
Section de la tranche inférieure	A max	10.77	cm ²
Section armature transversale/m	At	3.59	cm ²
FERRAILLAGE:	Ø (mm)	nombre	section réelle cm ²
Barres/m	8	10	5.02
Espacement	Esp	10	cm
Espacement limite ≤10cm à la base		OK	
CONTRAINTE DU BETON TRANCHE INFÉRIEURE			
Effort de traction	F	177.60	kN
Contrainte limite du béton tendu	σ _{bar b}	2	Mpa
Contrainte dans le béton	σ _b	1.41	Mpa
Vérification contraintes		OK	

CEINTURE INFERIEURE

Charges verticales

Coupole superieure	Q1	219.39	kN
Ceinture supérieure	Q2	64.80	kN
Cuve	Q3	297.34	kN
Ceinture inférieure	Q4	118.15	kN
Enduit sur la cuve	Q5	47.25	kN
Charges verticales total	Q	746.93	kN
Charge verticale/m	P'	28.65	kN/m
Poussée horizontale/m	Q'1	55.35	kN/m
Effort de traction	F	221.38	kN
Diamètre des barres (max \varnothing 25)	\varnothing	14	mm
Contrainte limite des aciers	$\sigma_{bar a}$	166	Mpa
Section d'acier	A	13.37	cm ²
FERRAILLAGE:	\varnothing (mm)	nombre	section réelle cm ²
Barres	14	10	15.39
Cadres et étriers	6	6	

PARTIE TRONCONIQUE

angle/horizontale	α	45 °	
rayon à la base	R	2.795 m	
longueur	l	0.989 m	
hauteur moyenne eau	h	5.589 m	
charge surfacique béton	w	4.15 kN/m ²	
charge transmise par la ceinture	P	746.93 kN	
Effort de traction	F	414.94 kN	
Diamètre des barres (max \varnothing 25)	\varnothing	14	mm
Contrainte limite des aciers	$\sigma_{bar a}$	166	Mpa
Section d'acier	A	25.06	cm ²
FERRAILLAGE:	\varnothing (mm)	nombre	section réelle cm ²
cerces	14	14	28.14
barres de rép/m de cerce à mi-haut/face	10	16	6.28
CONTRAINTES DU BETON	à la base du tronc de cône		
Effort de compression	C	2984.65 kN	
contrainte du béton	$\sigma' b$	1.10	Mpa

CHEMINEE

Tranche à la base de 1m			
Effort decompression	$\Delta \cdot H \cdot R_{ext}$	30.56832	kN
contrainte de compression du béton		0.38	Mpa
FERRAILLAGE:	\varnothing (mm)	nombre	section réelle cm ²
cerces	8	7	3.51
barres verticales/m	8	7	3.51

COUPOLE DE FOND

Rayon	R2	5.59	m
Surface	S2	20.64	m ²
<i>Charge surfacique</i>	Q=	72.26	kN/m ²
Charge verticale	P1	95.15	kN/m
Charge horizontale	Q1	190.67	kN/m
Effort Normal	N1	213.09	kN/m
Contrainte de compression du béton	$\sigma'b=$	1.42	Mpa
Contrainte de cisaillement	$\tau b=$	0.63	Mpa
Contrainte de compression du béton	$\sigma\bar{b}=$	14.20	Mpa
Contrainte de cisaillement	$\tau\bar{b}=$	2.00	Mpa
Vérification contraintes		OK	
FERRAILLAGE:	\emptyset (mm)	nombre	section réelle cm ²
Cerces/m	8	12	6.02
Meridiens/m de cerce à mi-haut/face	10	14	10.99

CEINTURE D'APPUI

efforts horizontaux

effort normal du tronc du cone	C	2984.65
composante horizontale/m C_H	$C \cdot \cos \alpha / 2\pi r_2$	134.63 kN/m
effort horizontal coupole inférieure	Q1	190.67 kN/m
effort horizontal résultant	$C_H - Q1$	-56.04 kN/m

conséquence

	la ceinture est en	traction
F	$r_2 \cdot (C - Q1)$	-139.82 kN

efforts verticaux

poids propre total	coupole1	125.37 kN
	coupole2	85.67 kN
	ceinture1	64.80 kN
	ceinture2	118.15 kN
	PT	108.40 kN
	cuve	297.34 kN
	CA	188.12 kN
charges d'exploitation	Q	78.35 kN
poids de l'eau	eau	2 587.17 kN
total pondéré P_u		5 331.87
total P_{ser}		3 653.36
moment ultime de torsion max	0.00151PR	20.09 kNm
moment de flexion de service max en travée	0.00751PR	68.45 kNm
moment de flexion de service max sur appuis	(négatif) 0.01482PR	135.09 kNm
effort tranchant ultime max	P/12	444.32 kN

Armatures relatives à la flexion (composée)

Poutre

b	0.6 m
h	0.8 m
d	0.72 m
entobage	3 cm
h/2 - enrobage	0.37 m

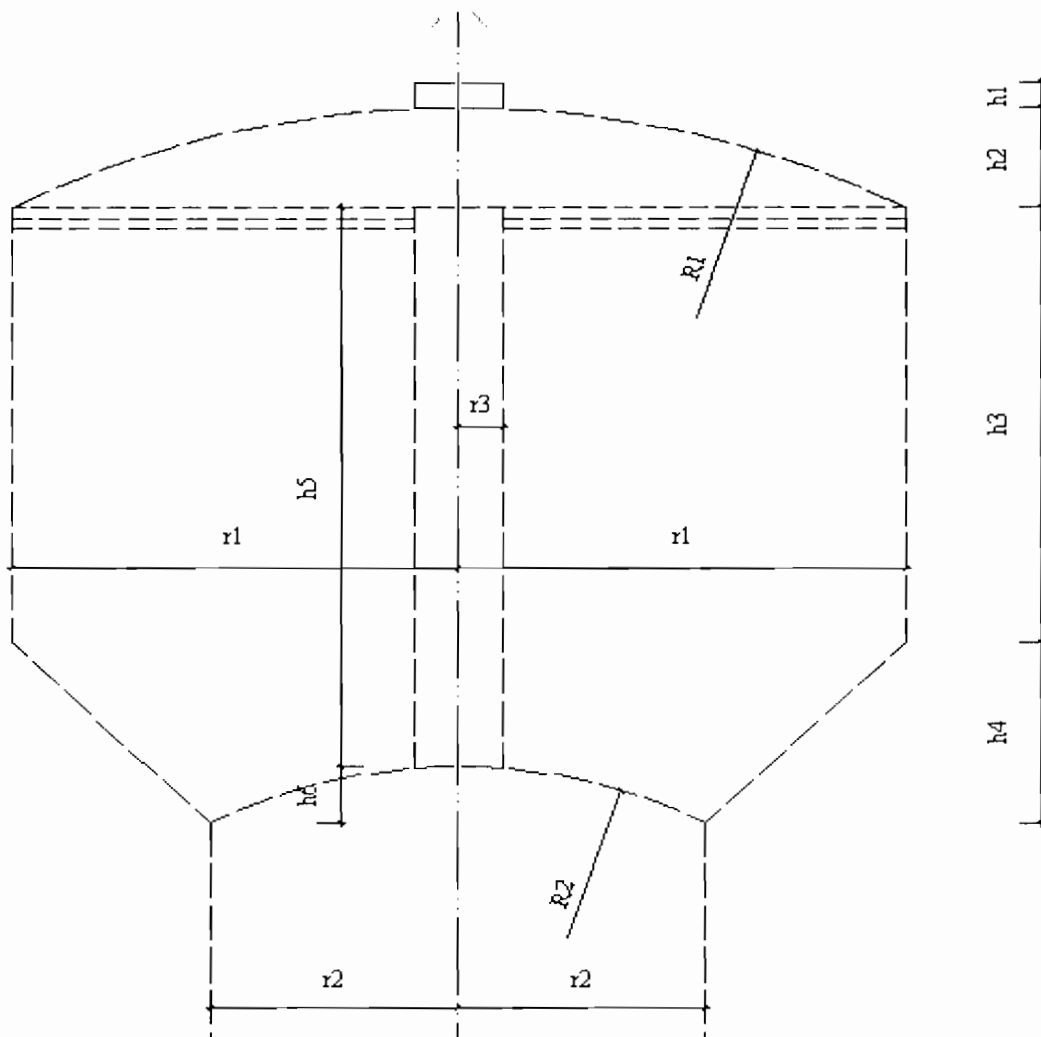
sur appuis

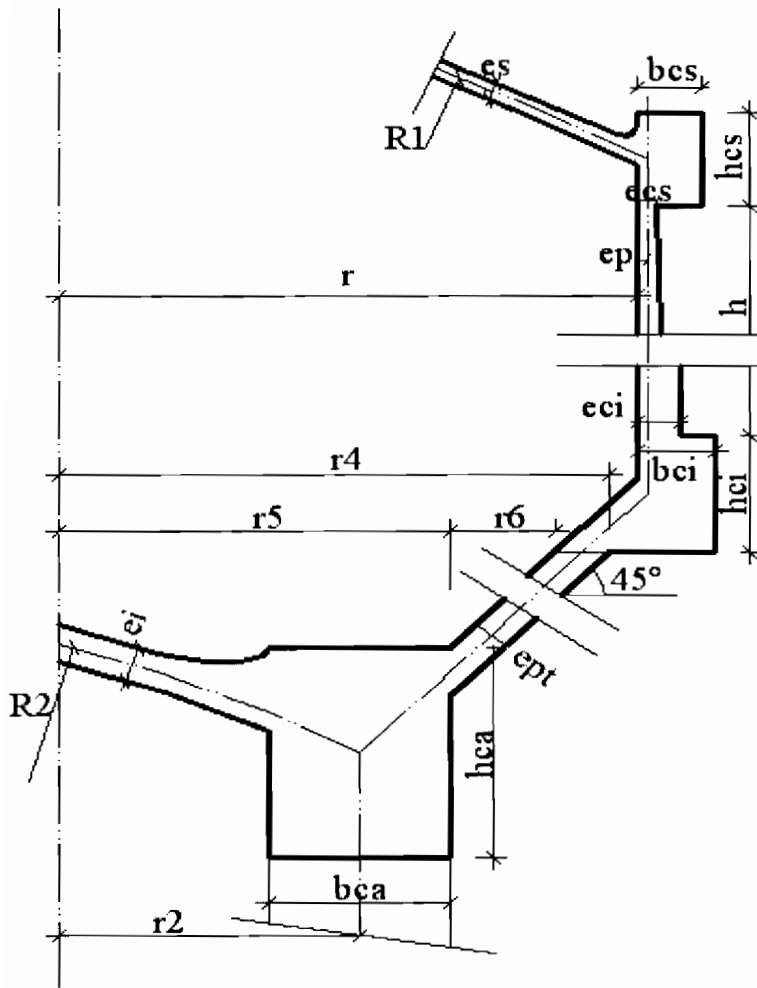
excentricité x	$ M_a/N $	0.97 m
etat de la section sollicitée		partiellement tendue
Moment /aciers tendus M_A	$M_a - eN$	83.35 kN.m
μ_s	$n \cdot M_A / (b_0 d^2 \sigma_{bar s})$	0.01
ϕ	$\arccos(1 + 2\mu_s) - 1.5$	16.91 °
α	$1 + 2\sqrt{(1 + 2\mu_s) \cos(240 + \phi/3)}$	0.16
σ_{bc}	$\sigma_{bar s} \cdot \alpha / n(1 - \alpha)$	2.09 MPa
vérification	$\sigma_{bc} < \sigma_{bar bc}$	vérifié
Afictif	$\alpha \cdot b \cdot d \cdot \sigma_{bc} / 2 \cdot \sigma_{bar s}$	7.59 cm ²
A	Afictif + N_{ser} / σ_s	16.26 cm ²

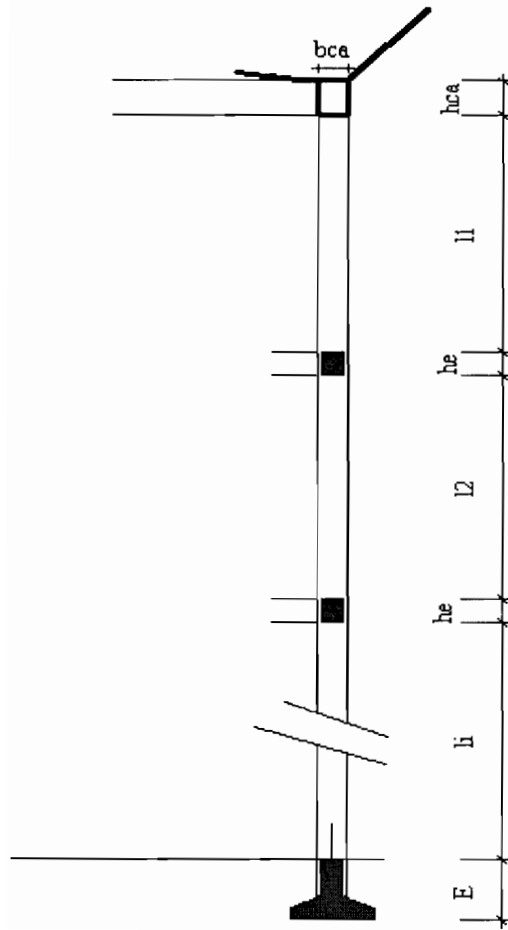
en travée

excentricité x	$ M_t/N $	0.49 m
etat de la section sollicitée		partiellement tendue

Moment /aciers tendus M_A	Mt-eN	16.72 kN.m
μ_s	$n \cdot MA / (b \cdot 0d^2 \cdot \sigma_{bar s})$	0.00
ϕ	$\arccos(1+2\mu_s) - 1.5$	7.66 °
α	$1+2\sqrt{1+2\mu_s} \cos(240+\phi/3)$	0.08
σ_{bc}	$\sigma_{bar s} \cdot \alpha / n(1-\alpha)$	0.88 MPa
vérification	$\sigma_{bc} < \sigma_{bar bc}$	vérifié
Afictif	$\alpha \cdot b \cdot d \cdot \sigma_{bc} / 2 \cdot \sigma_{bar s}$	1.48 cm ²
A	Afictif + Nser/ σ_s	10.15 cm ²
$A_{min} \geq 0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_t / f_e$		5.22 cm ²
Armatures relatives à la torsion		
	$e = b/6$	0.1 m
	$u = 2h+4b/3$	2.4 m
	$\Omega = 5b/6 \cdot (h-b/6)$	0.35
ζu_T	$Tu/2\Omega e$	0.29 Mpa
ζu_{bar} (FP)	MIN(0.15f _{cj} /δ _b ; 4MPa)	2.50 Mpa
vérification	$\zeta u < \zeta u_{bar}$	vérifié
Armatures longitudinales	$A_l = uTu/2\Omega \sigma_s$	1.98 cm ²
Armatures transversales	$(A_t/St) = Tu/2\Omega \sigma_s$	0.82 cm ² /m
Effort tranchant		
ζu_V	Vu/bd	1.03 Mpa
vérification	$\zeta u < \zeta u_{bar}$	vérifié
At1 ELU	$(A_t/St)_1 = \zeta u_b / 0.9\sigma_s$	19.70 cm ² /m
At2 CNF	$(A_t/St)_2 = 0.4b/f_e$	6.00 cm ² /m
At	max(A _{t1} ;A _{t2})	19.70 cm ² /m
St max	$St < \max(0.9d;40cm)$	40 cm
St0 max	St _{max} /2	20 cm
VERIFICATION		
	$\zeta u_T^2 + \zeta u_V^2 =$	1.14
	$\zeta u_{bar}^2 =$	6.25
vérification	$\zeta u^2 T + \zeta u^2 V \leq \zeta u^2 bar$	vérifié
FERRAILLAGE		
sur appuis A1		16.26 cm ²
en travée A2		10.15 cm ²
en travée Amin		5.22 cm ²
torsion A3		1.98 cm ²
At/St Torsion		0.82 cm ² /m
At/St EFFORT TRANCHANT		19.70 cm ² /m







Données

Charges (G) diverses	G' (KN / m ²) = 3.75
Epaisseur de la dalle	ep (m) = 0.15
Contrainte de l'acier utilisé	FeE (MPa) = 400
Contrainte du béton à 28 j	Fc28 (MPa) = 25
Charges d'exploitations Q	Q (KN / m ²) = 1.50
Enrobage des aciers	C (cm) = 4

Lx (m) : 5.00

Ly (m) : 6.00

Coef Mn : 0.40 M0(y)

Coef Mt(y) : 0.85 M0

Coef Ms : 0.40 M0

Coef Mw : 0.40 M0(x)

Coef Me : 0.40 M0(x)

Coef Mt(x) : 0.85 M0

Calculs des moments agissants

Rapport des cotés (Lx / Ly)	Lx / Ly	$\alpha = 0.83$
Charges permanentes G	(épaisseur dalle x 25 KN / m ³) + G'	G = 7.50 KN / m ²
Effort de service repris par la dalle	G + Q	Pser = 9.00 KN / m
Détermination des coef μ_x et μ_y	Dépend du rapport α	$\mu_x = 0.0596$ $\mu_y = 0.7518$
Calcul des moments isostatiques	Sens Lx = $\mu_x \times (Pser \times Lx^2)$ Sens Ly = $\mu_y \times M0(x)$	M0(x) = 13.41 KN.m M0(y) = 10.08 KN.m
Calcul des moments sur appuis	Mw = Coef Mw x M0(x) Me = Coef Me x M0(x) Mn = Coef Mn x M0(y) Ms = Coef Ms x M0(y)	Mw = 5.36 KN.m Me = 5.36 KN.m Mn = 4.03 KN.m Ms = 4.03 KN.m
Calcul des moments en travées	Mt(x) = Coef Mt(x) x M0(x) Mt(y) = Coef Mt(y) x M0(y)	Mt(x) = 11.40 KN.m Mt(y) = 8.57 KN.m

Calcul des sections d'armatures

Sur appui W- généralisé-

μ_s	$n \cdot MA / (b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bar} \cdot s)$	0.041224965
ϕ	$\arccos(1 + 2\mu_s)^{-1.5}$	27.38329557 °
α	$1 + 2\sqrt{(1 + 2\mu_s) \cos(240 + \phi/3)}$	0.258635572
σ_{bc}	$\sigma_{bar} \cdot s \cdot \alpha / n(1 - \alpha)$	3.751453954 MPa
vérification	$\sigma_{bc} < \sigma_{bar} \cdot bc$	vérifié
Aser	$\alpha \cdot b \cdot d \cdot \sigma_{bc} / 2 \cdot \sigma_{bar} \cdot s$	3.3084 cm ²

Suivant Lx

μ_s	$n \cdot MA / (b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bar} \cdot s)$	0.08760305
ϕ	$\arccos(1 + 2\mu_s)^{-1.5}$	38.28612688 °
α	$1 + 2\sqrt{(1 + 2\mu_s) \cos(240 + \phi/3)}$	0.357492017
σ_{bc}	$\sigma_{bar} \cdot s \cdot \alpha / n(1 - \alpha)$	5.983164285 MPa
vérification	$\sigma_{bc} < \sigma_{bar} \cdot bc$	vérifié
Aser	$\alpha \cdot b \cdot d \cdot \sigma_{bc} / 2 \cdot \sigma_{bar} \cdot s$	7.2933 cm ²

Suivant Ly

μ_s	$n \cdot MA / (b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bar} \cdot s)$	0.065859973
ϕ	$\arccos(1 + 2\mu_s)^{-1.5}$	33.83965318 °
α	$1 + 2\sqrt{(1 + 2\mu_s) \cos(240 + \phi/3)}$	0.317141375
σ_{bc}	$\sigma_{bar} \cdot s \cdot \alpha / n(1 - \alpha)$	4.994191751 MPa
vérification	$\sigma_{bc} < \sigma_{bar} \cdot bc$	vérifié
Aser	$\alpha \cdot b \cdot d \cdot \sigma_{bc} / 2 \cdot \sigma_{bar} \cdot s$	5.4007 cm ²

Ferrailage mini dans la travée (Ly)	(8 x ep) pour FeE 400	$\rho_0(y) = 1.20$ cm ² / m ²
Vérification	Il faut que $A_y > \rho_0(y)$	Vérification : Vérifié
Ferrailage mini dans la travée (Lx)	$\rho_0(y) \times ((3 - \alpha) / 2)$	$\rho_0(x) = 1.30$ cm ² / m ²
Vérification	Il faut que $A_x > \rho_0(x)$	Vérification : Vérifié

Vérification de la contrainte de cisaillement

Effort tranchant maximal (Maxi Ly)	$(Pu \times Lx \times Ly) / ((2 \times Ly) + Lx)$	Vu.max = 21.84 KN
Contrainte tangente de travail	$Vu / (1.00 \times (ep - C))$	tu = 0.199 MPa
Contrainte tangente de travail admissible	$(0.07 \times Fc28) / 1.5$	tu.adm = 1.167 MPa
Vérification	tu < tu.adm	Vérification : Vérifié