

2/87
الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

200
وزارة التعليم والبحث العلمي
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE
DEPARTEMENT : GENIE HYDRAULIQUE
Ecole Nationale Polytechnique

PROJET DE FIN D'ETUDES

En vue de l'obtention d'un diplôme d'ingénieur d'Etat

SUJET

**ETUDE TECHNIQUE D'UN
CHATEAU D'EAU TRONCONIQUE**

Proposé par :

Mr FARKAS G.

Etudié par :

Mrs M. AMMICHE

B. CHAIB

5 PLANCHES
Dirigé par :

Mr FARKAS G.

PROMOTION : JANVIER 1987

E.N.P. 10, Avenue Hacén Badi - EL-HARRACH — ALGER

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التعليم والبحث العلمي
MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

الدرسة الوطنية المتعددة التخصصات
BIBLIOTHEQUE المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT : GENIE HYDRAULIQUE

PROJET DE FIN D'ETUDES

En vue de l'obtention d'un diplôme d'ingénieur d'Etat

SUJET

**ETUDE TECHNIQUE D'UN
CHATEAU D'EAU TRONCONIQUE**

Proposé par :

Mr FARKAS G.

Etudié par :

Mrs M. AMMICHE
B. CHAIB

Dirigé par :

Mr FARKAS G.

PROMOTION : JANVIER 1987

E.N.P. 10, Avenue Hacén Badi - EL-HARRACH — ALGER

~ DEDICACES : ~

- Je dédie cet humble et modeste travail à :
- Ma mère et mon père pour leur sacrifice à mon égard
 - A mes frères et sœurs.
 - A tous ceux qui m'ont aidé de loin ou de près pour l'élaboration de ce projet.

M. AMMICHE

- Je dédie ce modeste travail en signe de respect et de reconnaissance
- A mon père et ma mère pour leur sacrifice à mon égard
 - A toute ma famille (frères , sœurs, beaux frères, tantes)
 - A tous mes amis.

B. CHAÏB

— REMERCIEMENTS —

Nous tenons à exprimer notre profonde gratitude à notre promoteur M^r FARKAS. G, pour ses conseils fructueux. Nos remerciements à tous les professeurs et assistants qui ont rempli la noble tâche de nous former, ainsi qu'au chef de département M^r ABD-ERRAHIM.

Nous tenons par ailleurs à remercier vivement tous ceux qui ont contribué par leur aide à la réalisation de notre projet.

MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR
Ecole Nationale Polytechnique

Département: ...HYDRAULIQUE.....
Auteur: MONSIEUR..FARKAS.....
Chef Ingénieur: Mr.AMMICHE.&.B.CHAIB

مصلحة ..

تلميذ هندس

دراسة تقنية لخزان مائي مرتفع

: هذه الأطروحة تمكننا من دراسة تقنية مفصلة لخزان مائي مرتفع ذو شكل جذع مخروطي بالاسمنت المسلح ، مخصص لتزويد مدينة العاشور بالمياه الصالحة للشرب ، التي قدر عدد سكانها حوالي 20.000 نسمة (افاق 2010).

Sujet: Etude Technique d'Une Chateau d'eau

Résumé: Le présent projet doit faire l'objet d'une étude technique détaillée d'un chateau d'eau tronconique en béton armé; destiné à l'alimentation en eau potable de la ville d'El-Achour, dont la population est estimée à 20.000 habitants (horizon 2010) .

Subject: Technical Study of "Water Store "

Abstract: This projet ought to be the object of a detailed technical study of a truncated water tower, with reinforced concrete, for the purpose of supplying , El-Achour city whose population is estimated at 20.000 in habitants (for the horizon 2010).

SOMMAIRE

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

	page
<u>Chapitre I</u> : " Généralités "	
1-1 Introduction	1
1.2 Situation géographique de la ville	5
1-3 Estimation du nombre d'habitant à l'horizon 2010	6
<u>Chapitre II</u> : " Evaluation des besoins en eau "	
II-1 Estimation des besoins en eau potable à l'horizon 2010	7
II-2 Etude des variations des débits et calcul de la consommation journalière maximale et débit de pointe	9
<u>Chapitre III</u> : " Etude hydraulique du chateau d'eau "	
III-1 Détermination de la capacité du réservoir	11
III-2 Réseau de distribution. (calcul du réseau maillé)	13
III-3 Altitude et emplacement du chateau d'eau	19
<u>Chapitre IV</u> : " Etude Génie-Civil du chateau d'eau "	
IV-1: Présentation de l'ouvrage	22
IV-2: Caractéristiques des matériaux	23
<u>Chapitre V</u> : " Avant mètre "	
V-1: Description schématique des différentes parties de la cuve	29
V-2: Calcul du poids total au niveau de la fondation	32
<u>Chapitre VI</u> : " Calcul des éléments de la cuve "	
VI-1: Dalle de couverture du lanterneau	33
VI-2: Calcul du lanterneau	35
VI-3: Coupole de couverture	35

<u>Chapitre V (suite).</u>	page
V-4: Ceinture supérieure	38
V-5: Cheminée	39
V-6: Parois de la cuve	40
V-7: Coupôle de fond	45
V-8: Ceinture basse	47
<u>Chapitre VI: "Etude au vent"</u>	
VI-1: Action du vent	49
VI-2: calcul de la traînée	49
VI-3. Action perpendiculaire à la direction du vent	52
VI-4. Détermination de la vitesse critique	52
<u>Chapitre VII " Etude au séisme "</u>	
VII-1 Introduction	56
VII-2. Evaluation des forces sismiques (V).....	56
VII-3 Distribution de la charge sismique en élévation	57
<u>Chapitre VIII " Etude de l'effet hydrodynamique "</u>	
VIII 1: Introduction	59
VIII-2: Hypothèse de base	59
VIII 3. Méthode de calcul approchée d'après HOUZNER.	59
<u>Chapitre IX: "Calcul de la tour"</u>	de 64 à 81
<u>Chapitre X: " Etude de la fondation "</u>	de 82 à 92
<u>Conclusion générale.</u>	
<u>Annexe</u> : Programme pour le calcul du Réseau maille sur micro-ordinateur (ORIC)	

I-1 INTRODUCTION.

1. Présentation de l'ouvrage:

La demande présente en eau potable de la Daïra d'El-Achour, résultant de la croissance démographique, a insité à la construction d'un chateau d'eau de 4500 m^3 , répondant aux besoins de cette ville de 20.000 hab.

- La hauteur totale comptée à partir du sol $H_t = 36.80 \text{ m}$
- Le matériaux utilisé : béton armé
- La tour est constituée d'un voile circulaire d'épaisseur variable
- Le taux de travail du sol de fondation : 5 bars
- La forme géométrique et les coffrages des différents éléments du chateau d'eau sont représentés à la page.

2. Description du chateau d'eau :

Le réservoir (cuve) est de section tronconique avec une seule loge de capacité 4500 m^3 , reposant sur la tour (fût) cylindrique.

À partir d'une porte porte métallique placée au pied du fût, l'accès au réservoir se fera par une seule série d'échelles métalliques séparées par des galiers de repos en béton armé situés à l'intérieur du fût

3. Importance du chateau d'eau :

Les chateaux d'eau sont classés parmi les constructions dites "ouvrages d'art". Pour les réservoirs, la question de leur aspect n'a pratiquement pas besoin d'être évoquée. Mais c'est dans le cas des chateaux d'eau que le souci esthétique doit être primordial, car un chateau d'eau est un ouvrage qui se remarque, il constitue un élément singulier aussi bien en milieu rural qu'urbain

Il est donc nécessaire de concevoir une forme acceptable, mais dans les meilleures conditions économiques.

4 Rôle d'un réservoir d'eau :

Le réservoir a pour rôle essentiel de :

régulariser le fonctionnement de la station de pompage, La pompe refoule à une hauteur constante donc à débit constant et non sujet à des variations d'où une simplification de l'exploitation

- a). Donner aux heures de pointe les débits maximaux demandés
- b). Régulariser la pression dans le réseau de distribution.
- c). Combattre efficacement les incendies.
- d). Permettre un arrêt momentané plus ou moins lent du refoulement sans produire une gêne au niveau de la distribution, et cela pour les raisons :
 - * Accident sur la conduite générale de refoulement, un simple changement de tuyau, y compris les opérations de nettoyage et de désinfection demande plusieurs heures de travail
 - * Accident sur le forage nécessitant une dépose de la pompe et une reprise de la pompe de secours.
- e). Maintenir l'eau à l'abri de contamination et la préserver contre les fortes variations de la température.

7. Exigences techniques à satisfaire dans la construction d'un château d'eau :

Un bon château d'eau doit satisfaire à différents impératifs

- a). Résistance : le réservoir et la tour doivent dans toutes leurs parties équilibrer les efforts auxquels ils sont soumis.
- b). Durabilité : le château d'eau doit durer dans le temps, c'est à dire que le matériau : béton dont il est constitué doit conserver ses propriétés initiales après un contact prolongé avec l'eau.
- c). Étanchéité : le réservoir doit constituer pour l'eau un volume clos sans fuite. Il doit être étanche, c'est à dire non fissuré, ou fissuré dans des conditions acceptables.

8. Règles imposées par l'exploitation et l'entretien :

Il faut généralement prévoir outre les vidanges et les trop-pleins un court-circuitage du réservoir afin de prévoir la mise hors service de l'ensemble de l'ouvrage en cas d'avarie grave. Cette précaution sera prise si l'on a au besoin de prévoir une liaison direct de la conduite de dépôt.

9. Classification des réservoirs :

Les réservoirs peuvent être classés en fonctions de critères différents

- a). Selon la position par rapport au sol.

a) Selon la position par rapport au sol.

- Au niveau du sol (ou semi enterré)
- sur poteaux
- sur pylônes (
- sur bâtiment

b). Selon la forme de la cuve.

- Réservoir carré
- Réservoir cylindrique
- Réservoir rectangulaire
- Réservoir de forme quelconque.

c). Selon la nature du liquide à conserver.

- Réservoir d'eau
- Cuve à vins, bières, cidre et...
- Citernes à produits noirs (goudron, bitume)
- Réservoirs à hydrocarbures (pétrol, essence, gazoil, huiles minérales)

d). Selon leurs fonctions:

- Réservoirs d'emmagasinement quand il s'agit seulement de liquides différents
- Bassin de traitement (pour épuration des eaux usées, le malaxage des produits et...)
- Bassin sportifs (piscines et...)
- Cuve à gazomètre.

e) Selon le volume (capacité)

- Grand réservoir
- Réservoir moyen
- Petit réservoir

Du point de vue de la construction proprement dite, les notions prédominantes sont: le volume et l'élevation

Maintient de la qualité de l'eau dans le réservoir

Il est impératif de prévoir au niveau de la cuve une aération qui permettra de changer l'air au niveau de la cuve avec l'eau.

En effet la stagnation de l'eau dans le réservoir au delà de quelques jours sans aération, risque de modifier ses qualités et sa température et de la

rendre désagréable ou même impropre à la consommation (formation de micro-organismes ou même algues)

Moyens d'empêcher le développement des micro-organismes :

On peut agir dans deux directions :

- Empêcher les micro-organismes de trouver des conditions de vie où ils profitent.

- Tanir leurs ressources alimentaires.

C'est ainsi qu'on doit maintenir un taux de chlore résiduel élevé, notamment par l'utilisation de "PEROXYDE DE CHLORE" utiliser le CHARBON ACTIF pour absorber les composés complexes azotés.

- Substituer le sulfate d'alumine ou chlorure ferrique comme coagulant, assurer une circulation de l'eau de façon où ce que la vitesse soit toujours notable et enfin couvrir le réservoir pour le mettre à l'abri de la lumière et à éviter le maximum l'échauffement de l'eau.

- Les parois de la cuve devront être parfaitement étanches.

I-2 SITUATION DE LA VILLE

a) Situation géographique :

La ville d'El-Achour se situe sur le Sahel d'Alger à 12 km de la capitale, elle est limitée :

- À l'Est par la commune de Kadous et Oued Roumane.
- Au nord-ouest par la Daira de Dely-Brahim.
- Au sud par la commune de Braria.

b) Situation topographique :

En se référant sur la carte topographique on remarque que les points les plus hauts sont situés au nord de la ville, le terrain descend graduellement du nord au sud.

c) Situation climatique :

L'étude climatique est très nécessaire pour toute étude hydraulique afin de connaître les possibilités de présence d'eau pour les calculs d'assainissement.

La ville d'El-Achour est caractérisée par un climat humide et tempéré.

- La moyenne pluviométrique enregistrée dans la station météorologique de Bouzaréah est de 750 mm.

d) Ressources en eau :

La ville d'El-Achour est alimentée actuellement à partir de trois forages débitant respectivement 71 l/s, 30 l/s et 14 l/s.

Le réseau d'AEP existant est du type réseau maillé, il est très ancien et vétuste et sous dimensionné.

Il existe deux réservoirs l'un ayant une capacité de 500 m³ et l'autre de 50 m³, mais ils sont très insuffisants.

Conclusion :

Les réseaux d'adduction et de distribution seront remplacés par des réseaux entièrement renouvelés.

L'état actuel du réservoir nous oblige à projeter un nouveau réservoir qui aura une capacité suffisante pour l'horizon futur.

I-3 ESTIMATION DU NOMBRE D'HABITANTS

À l'horizon 2010 l'évaluation démographique dans notre pays suit la loi des accroissements géométriques donnée par la formule des intérêts composés

$$N = N_0 (1 + \tau)^n \quad \text{avec :}$$

N : population future à l'horizon voulue (horizon de moyen terme 2010)

N_0 : population à l'année de référence ($N_0 = 8000$ hab. en 1980)

τ : taux d'accroissement annuel de la population ($\tau = 3,25\%$)

n : nombre d'années séparant les deux horizons ($n = 30$ ans)

d'où :

$$N = 8000 (1 + 0,0325)^{30}$$

$$N \simeq 20.000 \text{ hab.}$$

CHAPITRE - II -

EVALUATION DES BESOINS EN EAU.

II-1 Estimation des besoins en eau potable à l'horizon 2010 :

Besoins domestiques :

Nombre d'habitants	Dotation [l/j/hab]	Consommation [m ³ /j]
20.000	200	4000

Le choix de la dotation est suivant l'importance de la population.

- Pour une population inférieure à 20.000 hab. on prend une dotation de 150 à 200 l/hab/j.
- Pour une population comprise entre 20.000 et 100.000 hab on prend 200 à 250 l/j/hab.
- Pour une population de plus de 100.000 hab on prend 250 à 300 l/j/hab.

Besoins sanitaires :

Dénomination	Nombre	Consommation spécifique [l/j/hab]	Consommation journalière [m ³ /j]
1 centre de santé	90	100	9
1 bain	100	100	10
			$\Sigma = 19 \text{ m}^3/\text{j}$

Besoins scolaires :

Dénomination	Nombre	Consommation spécifique [l/j/hab]	Consommation journalière [m ³ /j]
3 écoles primaires	1200	30	36
2 écoles projetées	800	30	24
1 C.E.M	600	40	24
1 C.E.M projeté	800	40	32
1 CFPA	400	30	12
			$\Sigma = 128 \text{ m}^3/\text{j}$

Besoins socio culturels :

Dénomination	Nombre	Consommation spécifique [l/j/hab]	Consommation journalière [m ³ /j]
2 mosquées	600	50	30
1 centre culturel	50	5	2,5
			$\Sigma = 32,5 \text{ m}^3/\text{j}$

Besoins industriels: Dans la Daira d'El-Achour, il existe une usine de la S.N.M.C (Unité de matériaux en faïence) et une usine de la SONELEC (Unité de fabrication de câbles électriques).

Dénomination	Nombre	Consommation spécifique [l/hab]	Consommation journalière [m ³ /j]
Unité S.N.M.C	150	300	45
Unité SONELEC	50	150	7,5
			$\Sigma = 52,5 \text{ m}^3/\text{j}$

Besoins artisanaux et commerciaux:

Dénomination	Nombre	Consommation spécifique [l/hab]	Consommation journalière [m ³ /j]
3 boulangeries	-	2000	6
10 commerçants	10	30	0,3
3 cafés + 2 restaurants	500	10	5
			$\Sigma = 11,3 \text{ m}^3/\text{j}$

Besoins municipaux: Nous avons estimé les besoins municipaux (Dark APC - Daira - PTT et) à 30 m³/j.

Généralement les réseaux d'AEP sont soumis au phénomène de vieillissement ainsi qu'à d'éventuels accidents qui provoquent des pertes d'eau considérables. Ceci nous amène à prévoir une majoration de compensation sur le débit total journalier.

En supposant que notre réseau est bien entretenu, les majorations sont de l'ordre de 20% pour l'horizon 2010.

Types de besoins	Consommation [m ³ /j]	majoration de 20%	total après majoration [m ³ /j]
Domestiques	4000	1000	5000
Sanitaires	19	3,8	22,8
Scolaires	128	25,6	153,6
Socio-culturels	32,5	6,5	39,0
Industriels	52,5	10,5	63,0
Artisanaux et commerciaux	11,3	2,26	13,5
Municipaux	30	6	36
			$\Sigma = 5272 \text{ m}^3/\text{j}$

II- 2 ETUDE DES VARIATIONS DES DEBITS ET CALCUL DE LA CONSOMMATION JOURNALIERE MAXIMALE ET DEBIT DE POINTE

Le débit exigé par les consommateurs est soumis à plusieurs variations en raison de l'irrégularité de la consommation, ces variations sont horaires, journalières, mensuelles et annuelles

- Variations annuelles dépendent du niveau de vie de la population
- Variations mensuelles selon l'importance de la ville
- Variations journalière selon le jour de la semaine
- Variations horaire représentant la variation la plus importante de pointe.

Ainsi on applique au débit moyen des coefficients correspondants afin d'obtenir le débit de pointe du jour le plus chargé de l'année.

Nous définissons ces coefficients tels que:

a)- Coefficient de variation horaire : K_0

$$K_0 = \frac{\text{Consommation maximale horaire}}{\text{Consommation moyenne horaire}}$$

Dans notre cas nous avons évalué la valeur du coefficient K_0 comme suit

$$K_0 = \alpha \beta \quad \text{ou}$$

α : coefficient qui prend les valeurs suivantes

$$1,2 < \alpha < 1,4$$

β : coefficient en fonction du nombre de la population

Population	1000	1500	2000	6000	10.000	20000	50.000		
β	2	1,8	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15		

Dans notre cas on prend:

$$\alpha = 1,3$$

$$\beta = 1,2$$

$$\text{donc } K_0 = \alpha \beta = 1,3 \times 1,2 = 1,56$$

$$K_0 = 1,56$$

b Coefficient d'irrégularité de la consommation journalière (K_j):

Défini par le rapport entre la consommation maximale journalière et la

consommation moyenne journalière

$$K_j = \frac{\text{consommation maximale journalière}}{\text{consommation moyenne journalière}} = \frac{Q_j \text{ max}}{Q_j \text{ moy}}$$

K_j varie de (1,5 ÷ 1,30)

Dans notre cas on prend $K_j = 1,2$ (ville moyenne)

c.) Coefficient de pointe " K_p "

Ce coefficient est défini comme étant le produit entre le coefficient de variation horaire (K_0) et journalier (K_j)

$$K_p = K_0 K_j$$

$$K_p = 1,56 \cdot 1,2 = 1,87$$

$$K_p = 1,87.$$

II-2 Calcul des consommations journalières et débits de pointe :

On trouve le débit de pointe :

$$Q_p = K_p Q_{\text{moy. jour.}}$$

Avec lequel sera dimensionnée la conduite de distribution le débit d'apport ($Q_{\text{max. j}}$) est obtenue en multipliant le coefficient journalier (K_j) par la consommation moyenne journalière. Avec lequel sera dimensionnée la conduite d'adduction.

Tableau des consommations, moyennes, maximales, journalière et de pointe horaire

Consommation journalière [m^3/j]	K_j	consommation max. journalière [m^3/j]	K_0	K_p	Débit de pointe horaire [m^3/h]
5328	1,2	6593,6	1,56	1,87	415,14.

III.1 DETERMINATION DE LA CAPACITE DU RESERVOIR :

La capacité du réservoir doit être déterminée en tenant compte des variations des débits à l'entrée comme à la sortie, le découpage en tranches horaires pendant lesquelles le débit reste constant se fait à l'aide des coefficients horaires (a_h) en %. Ces coefficients varient suivant l'importance de la population.

L'alimentation du réservoir et la consommation sont continues, nous envisageons un pompage 24 h/24

$$V_r = |\Delta V_{max}^+| + |\Delta V_{max}^-| + V_{ri}$$

ΔV_{max}^+ et ΔV_{max}^- sont respectivement les exes et les déficits de débit lors des différentes heures de la journée.

V_{ri} = Volume de la réserve d'incendie pris égal à $120 m^3$ c'est à dire le volume nécessaire pour une durée d'extinction de 2 heures.

$$\Delta V_{max}^+ = 857,17 m^3$$

$$\Delta V_{max}^- = 406,61 m^3 \quad (\text{Voir Tableau : Calcul de la capacité du réservoir})$$

$$V_r = \Delta V_{max}^+ + \Delta V_{max}^- + V_{ri}$$

$$V_r = 857,17 + 406,61 + 120 = 1383,78 m^3$$

on arrondi à $1500 m^3$

$$\boxed{V_r = 1500 m^3}$$

CHAPITRE III.

— ETUDE HYDRAULIQUE DU CHATEAU
D'EAU —

Tableau de calcul de la capacité du réservoir:

heures	a_h %	Volume (m^3)		Volume cumulé (m^3)		différence ΔV (m^3)	
		$Q \cdot \Delta t$	$Q \cdot \Delta t \cdot a_h \frac{24}{100}$	Apport	Consommation	ΔV^+	ΔV^-
0-1	15	274,73	98,90	274,73	9890	175,83	
1-2	15	274,73	98,90	549,46	197,80	351,66	
2-3	15	274,73	98,90	824,19	296,70	527,49	
3-4	15	274,73	98,90	1098,92	395,60	703,32	
4-5	25	274,73	164,84	1373,65	560,44	813,21	
5-6	35	274,73	230,77	1648,38	791,21	857,17	
6-7	45	274,73	296,71	1923,11	1087,92	835,19	
7-8	5,5	274,73	362,64	2197,84	1450,56	747,28	
8-9	6,25	274,73	412,10	2472,57	1862,66	609,91	
9-10	6,25	274,73	412,10	2747,30	2274,76	472,54	
10-11	6,25	274,73	412,10	3022,03	2686,86	335,17	
11-12	6,25	274,73	412,10	3296,76	3098,96	197,80	
12-13	5,0	274,73	329,68	3571,49	3428,64	142,85	
13-14	5,0	274,73	329,68	3846,22	3758,32	87,90	
14-15	5,5	274,73	362,64	4120,95	4120,96		0,01
15-16	6,0	274,73	395,61	4395,68	4516,57		120,89
16-17	6,0	274,73	395,61	4670,41	4912,18		241,77
17-18	5,5	274,73	362,64	4945,14	5274,82		329,68
18-19	5,0	274,73	329,68	5219,87	5604,50		384,63
19-20	4,5	274,73	296,71	5494,60	5901,21		406,61
20-21	4,0	274,73	263,74	5769,33	6164,95		395,62
21-22	3,0	274,73	197,81	6044,06	6362,76		318,70
22-23	2,0	274,73	131,87	6318,79	6494,63		175,84
23-24	1,0	274,73	98,90	6593,52	6593,53		0,01

$$V_r = 857,17 + 406,61 + 120$$

$$V_r \approx 1500 \text{ m}^3$$

III-2 RESEAU DE DISTRIBUTION

a) Conception du réseau :

Le réseau de distribution de la ville d'El-Achour sera du type maillé suivant le plan de la voirie. Il est décomposé en mailles dans lesquelles la densité est prise uniforme et par lesquelles transite un débit vers la localité de Ouled-Bouzid et l'usine de matériau en faïence de la SNMC.

b). Détermination des débits aux noeuds :

En premier lieu on commence à calculer la superficie desservie par chaque noeud en utilisant la méthode des médiatrices. Cette méthode consiste à tracer les médiatrices des tronçons des conduites constituant le réseau. ainsi on obtient un contour fermé au tour de chaque noeud. Alors on peut déduire le débit soutiré dans chaque noeud et on multiplie ce dernier par le coefficient de pointe K_p .

- Détermination de la densité : on prend une densité uniforme

$$d = N/S_t \quad [\text{hab/ha}]$$

N : population totale de la ville

S_t : surface totale des mailles

- Détermination du débit spécifique.

$$q = \frac{Q_{\text{maj. jour.}}}{N} \quad [\text{m}^3/\text{j}/\text{hab.}]$$

N : population de la ville d'El-Achour

- Détermination de la population dans chaque zone du noeud.

$$N_i = S_i d$$

S_i : surface de la zone du noeud.

- Détermination du débit soutiré par le noeud.

$$Q_i = q N_i \cdot K_p$$

K_p : Coefficient de pointe

Tous les résultats sont portés sur le tableau de calcul des débits soutirés.

c). Calcul du réseau de distribution :

Le calcul du réseau maillé a été effectué par approximation successive selon la méthode de HARDY-CROSS, qui repose sur deux lois :

1. Loi de KIRCHOFF : la somme des débits arrivant à un nœud doit être égale à la somme des débits qui en sortent.

2. Loi des Mailles : le long d'un parcours orienté et fermé, la somme algébrique des pertes de charge est nulle.

$$\sum_{i=1}^n \Delta H_i = \sum_{i=1}^n R_i Q_i^2 = 0$$

R_i : résistance de la conduite.

Principe de la méthode de HARDY-CROSS :

La méthode de HARDY-CROSS consiste tout d'abord à se fixer dans chaque maille, une répartition des débits, ainsi qu'un sens d'écoulement tout en respectant la 1^{ère} Loi, et dans chaque tronçon on doit avoir des vitesses d'écoulement convenables comprises dans l'intervalle (0,3-1,5 m/s) et l'on calcule les pertes de charges correspondantes tout en les équilibrant dans chaque maille (2^{ème} Loi) en corrigeant par approximation successive des débits supposés.

Calcul des débits correctifs :

$$\Delta Q_i = - \frac{\sum_{i=1}^n R_i Q_i^2}{2 \sum_{i=1}^n R_i Q_i}$$

$$R = J_Q \cdot L_e = \frac{8 f}{D^5 \pi^2 g} \cdot 1,15 L_g$$

avec

f : coefficient

J_Q : gradient de perte de charge charge débitaire

L_e : longueur équivalente $L_e = 1,15 L_g$.

L_g : longueur géométrique

$$R = 0,0828 \frac{f}{D^5} \cdot 1,15 L_g$$

f : coefficient de frottement calculé par la formule de COOLEBROOK
 $E = 10^{-3} \text{ m}$ $\nu = 10^{-6}$.

Chaque maille est calculée séparément, les corrections à apporter à la valeur estimée en première approximation des débits sont divisées en deux.

- Celles propres à la maille considérée avec le signe de ΔQ_0 et la dite maille
- Celles propres à la maille adjacente, en ce qui concerne les conduites communes à deux mailles, avec le signe contraire de celui de ΔQ_0 calculée pour la maille adjacente.

Il suffit de faire la somme algébrique de ces corrections et de l'ajouter au débit Q_i .

Pour avoir le nouveau débit Q_i : les mêmes opérations sont recommencées avec Q_i , puis on poursuit les approximations jusqu'à ce que les ΔQ soient voisines de zéro pratiquement ($0 < \Delta Q < 0,4$) et jusqu'à ce que les pertes de charges sur contour fermé soient inférieures à 0,5m environ voir tableau.

calcul des débits soutirés:

N° des noeuds	N° des mailles	Surfaces desservies ha	consommation spécifiques [l/j/ha]	Densité [hab/ha]	Population N dans la zone	Consommation par noeud [m ³ /j]	Débits soutirés aux noeuds (l/s)
1	I	3,470	266	241	820	218,12	4,72
2	I	4,56	266	241	1105	293,93	6,36
3	I	4,04	266	241	975	259,35	5,61
4	I	3,16	266	241	762	202,69	4,38
5	I-II	4,14	266	241	998	265,47	5,74
6	I-II	4,97	266	241	1200	319,20	6,90
7	II-III-IV	4,00	266	241	964	256,42	5,55
8	II-III	4,93	266	241	1189	316,27	6,84
9	III	6,04	266	241	1457	387,56	8,39
10	III	2,50	266	241	603	160,40	3,47
11	III-IV	3,50	266	241	845	224,77	4,86
12	III-IV	2,22	266	241	536	142,57	3,08
13	III-IV-VI	5,75	266	241	1386	368,67	7,98
14	VI	4,00	266	241	965	256,69	5,54
15	VI	2,63	266	241	636	169,17	3,66
16	VI	2,24	266	241	541	144,0	3,11
17	IV	5,21	266	241	1257	334,36	7,23
18	IV-V	4,40	266	241	1060	281,96	6,10
19	IV-V	3,98	266	241	959	255,1	5,52
20	V	4,39	266	241	1058	281,4	6,09
21	V	2,83	266	241	684	181,94	3,93

* voir planche du réseau maille.

Tableau des données du réseau maillé:

Trançons	Le [m]	D (mm)	Q (l/s)	N° du trançon
1-2	175.95	300	55.00	1
2-3	120.75	250	48.64	2
3-4	319.70	250	43.03	3
4-5	454.25	250	38.65	4
5-6	244.95	200	24.00	5
6-1	442.75	300	55.34	6
6-7	519.80	200	24.44	7
7-8	402.50	200	25.07	8
8-5	350.75	300	56.91	9
8-9	157.55	200	25.00	10
9-10	221.95	150	16.61	11
10-11	74.75	150	13.14	12
11-12	140.30	150	9.92	13
12-13	242.65	150	13.00	14
13-7	546.25	200	22.50	15
14-17	233.45	150	18.20	16
17-18	172.50	150	10.97	17
18-19	370.30	100	3.00	18
19-13	420.90	150	10.67	19
18-20	327.75	200	7.87	20
20-21	287.50	200	1.78	21
21-19	347.30	200	2.15	22
13-16	368.00	200	9.69	23
16-15	217.35	200	12.80	24
15-14	90.85	200	16.46	25
14-7	262.2	200	22.00	26

Tableau des résultats du réseau maillé:

N° des trançon	Q (l/s)	V (m/s)	H _p (m).
1	49.38	0.69	0.39
2	43.02	0.87	0.55
3	37.41	0.76	1.15
4	33.03	0.67	1.32
5	26.10	0.83	0.89
6	60.95	0.86	1.01
7	27.95	0.88	1.96
8	19.01	0.60	1.60
9	53.39	0.75	0.85
10	27.54	0.87	0.62
11	19.15	1.08	1.75
12	15.68	0.88	0.37
13	5.89	0.33	0.40
14	8.97	0.50	1.18
15	18.98	0.60	1.75
16	16.71	0.94	2.20
17	9.48	0.53	0.60
18	2.90	0.36	0.85
19	12.15	0.68	1.39
20	6.29	0.20	0.13
21	0.20	0.002	0.00
22	3.72	0.11	0.01
23	10.66	0.33	0.23
24	13.77	0.43	0.23
25	17.43	0.55	0.15
26	22.97	0.73	0.80

* Ces calculs sont effectués par le micro-ordinateur (ORIC)

III.3 Altitude et emplacement du chateau d'eau.

L'emplacement du chateau d'eau projeté doit être choisi de façon à satisfaire aux abonnés une pression suffisante au moment de pointe.

$$C_r = C_t + H + H_{w_i} + H_{w_e} + P_s =$$

avec: C_r : cote du radier

C_t : cote du terrain = 266 m

H_t : hauteur de la tour

H : hauteur prise en fonction du nombre d'étage = 15 m. (R+4)

H_{w_i} : pertes de charges singulières

P_s : colonne d'eau supplémentaire tenant compte des appareils (chauffe eau) $P_s = 3$ m

H_{w_e} : Pertes de charges linéaires sur le tronçon reliant le chateau d'eau au point le plus haut.

On a estimé que les pertes de charges singulières sont de l'ordre de 15% des pertes de charges linéaires.

Calcul des pertes de charges linéaires:

La longueur de la conduite reliant le chateau d'eau au point le plus haut du réservoir : $L = 1973$ m

Le débit de pointe $Q_p = 115,06$ l/s

La vitesse d'écoulement ($0,9 < V < 1,25$) m/s.

$$C_{t_1} + H_{tour} = C_r = H + Pdc + P_s + C_{t_2}$$

$$Pdc = H_{w_i} + H_{w_e}.$$

$$C_{t_1} = 266 \text{ m}$$

$$H_{w_i} = 3 \text{ m}$$

$$H_{w_e} = ?$$

$$P_s = 3 \text{ m}$$

$$C_{t_2} = 270 \text{ m}$$

En premier lieu on détermine C_r (côte du radier) sans tenir compte des pertes de charges linéaires (H_{w_e}) afin de fixer la longueur de la conduite de distribution.

$$C_r = 270 + 15 + 3 + 3 = 291 \text{ m}$$

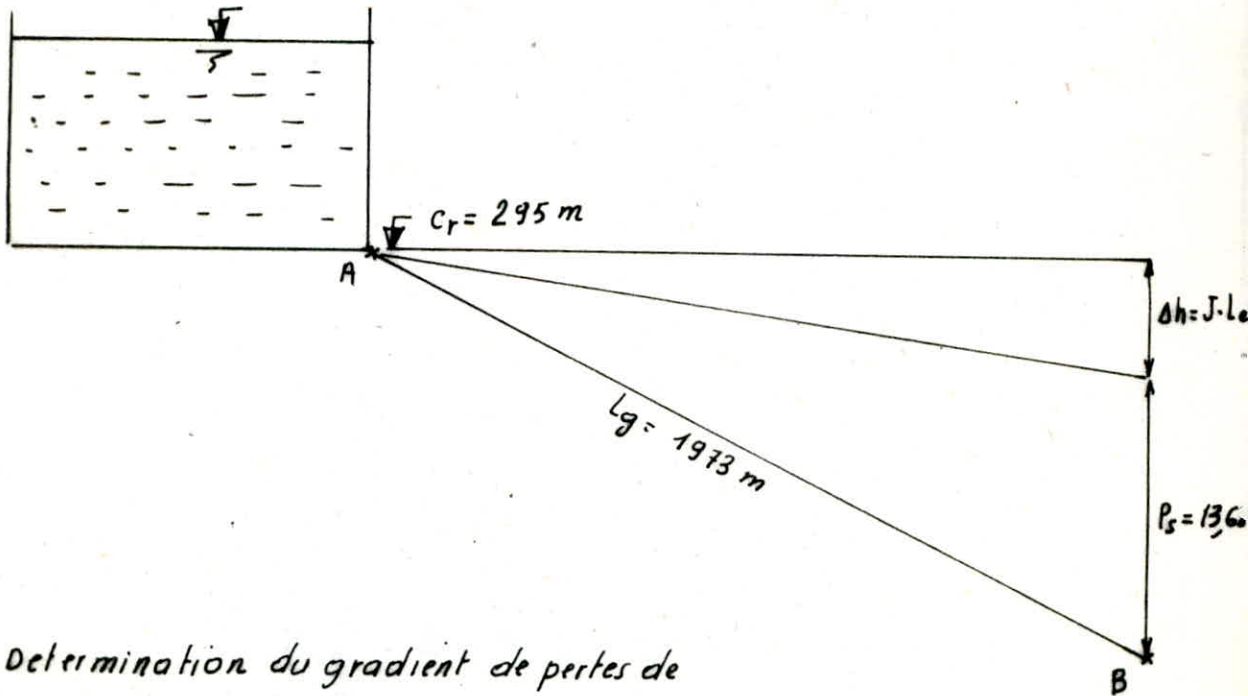


fig 1: Détermination du gradient de pertes de charge dans la conduite de distribution

Détermination du gradient de pertes de charges dans la conduite de distribution :

Pour déterminer le gradient de pertes de charges dans la conduite AB (Voir fig 1) nous vérifions la condition de pression au point B pour deux diamètres permettant de véhiculer notre débit ($Q = 115,06 \text{ l/s}$) avec une vitesse voisine de 1 m/s .

D'après les tables de Colebrook (Voir DUPONT II Page: 466-467) nous trouvons :

1^{er} cas pour $\phi 250 \text{ mm}$ $J = 0,004808$ $V = 1,25 \text{ m/s}$

2^{ème} cas pour $\phi 300 \text{ mm}$ $J = 0,003226$ $V = 0,9 \text{ m/s}$

Dans le premier cas: $h_1 = J \cdot L_g = J \cdot 1,15 L_g = 0,004808 \cdot 1,15 \cdot 1973 = 10,9 \text{ m}$

La pression en B est $P = 291 - 270 - 10,9 = 10,1 \text{ m}$

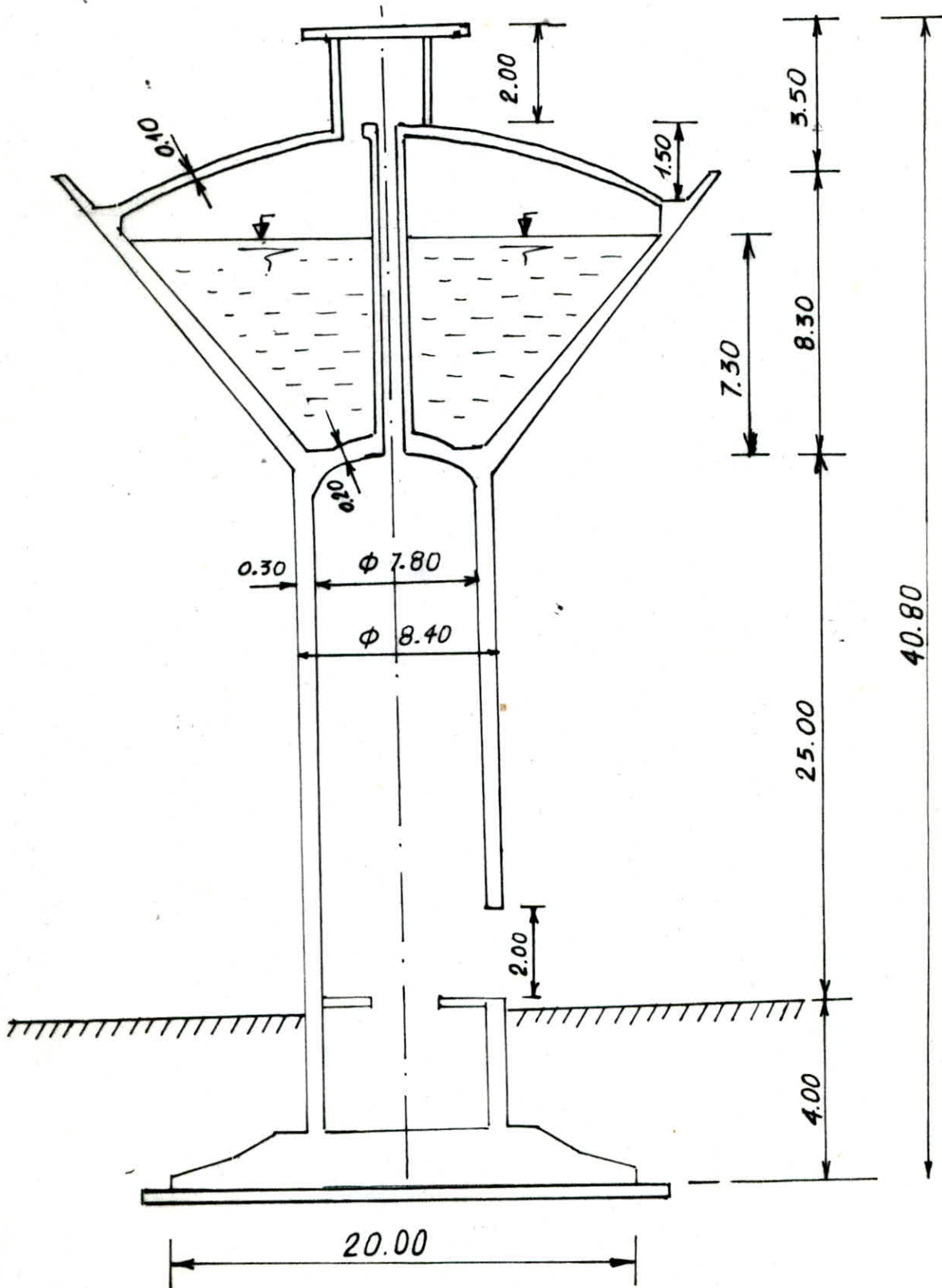
Dans le second cas: $h_2 = J \cdot L_g = J \cdot 1,15 L_g = 0,003226 \cdot 1,15 \cdot 1973 = 7,32 \text{ m}$

La pression en B est $P = 291 - 270 - 7,32 = 13,68 \text{ m}$

Conclusion: Nous prendrons donc $\phi 300$ afin de satisfaire la pression en B.

La cote définitive du radié sera $C_r = 295 \text{ m}$ d'où $H_{\text{tout}} = 295 - 270 = 25 \text{ m}$

IV-1 PRESENTATION DE L'OUVRAGE



* Remarque: Le schéma n'est pas à l'échelle.

IV.2 : CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

1 Béton

Dosage 400 kg/m³ de CPA 325, contrôle atténué

- Contraintes admissibles

* Compression

$$\bar{\sigma}_b = \underbrace{\alpha \cdot \beta \cdot \delta \cdot \epsilon \cdot \sigma}_{\rho'_b} \sigma'_{28}$$

σ'_{28} : résistance nominale à la compression $\sigma'_{28} = 300$ bars
(béton dosé à 400 kg/m³ de CPA 325)

ρ'_b : coefficient sans dimensions

- α : coefficient qui est en fonction de la classe de ciment utilisée
- β : coefficient qui dépend de l'efficacité du contrôle

$$\beta = \begin{cases} 1 & \text{pour un béton strictement contrôlé} \\ \frac{5}{6} & \text{pour un contrôle atténué (peu contrôlé)}. \end{cases}$$

Notre contrôle est atténué d'où $\beta = \frac{5}{6}$

- δ : coefficient qui dépend du rapport de l'épaisseur minimale de la pièce à la grosseur du plus gros granulat

$$\delta = \begin{cases} 1 & \text{si } \frac{e_{min}}{4D} \geq 1 \\ \frac{e_{min}}{4D} & \text{sinon.} \end{cases}$$

e_{min} : épaisseur minimale de l'élément de construction considéré

D : grosseur du plus gros granulat

Dans notre cas : $\frac{e_{min}}{4D} > 1 \Rightarrow \delta = 1$ avec $D = 2,5$ cm

- ϵ : coefficient qui dépend de la nature des sollicitation et de la forme de la section.

Dans notre cas on prend $\epsilon = 1$

- σ coefficient qui dépend de la distribution des contraintes dans la section

$$\sigma = \begin{cases} 0,30 \rightarrow \text{compression simple} \\ 0,60 \rightarrow \text{flexion simple ou flexion composée avec un effort normal de traction} \\ \min \left[\begin{array}{l} 0,30 \left(1 + \frac{e_0}{3e_1}\right) \\ 0,6 \end{array} \right] \Rightarrow \text{Flexion composée avec effort de compression.} \end{cases}$$

e_0 : excentricité de l'effort normal par rapport au centre de gravité de la section du béton
 e_1 : Distance limite du noyau central au centre de gravité par conséquent nous obtenons

a). sous SP_1

* compression simple.

$$\bar{\sigma}'_{b_0} = 1,5 \cdot \frac{5}{6} \cdot 1,030 \cdot 1 \cdot 300 = 75 \text{ bars.}$$

* Flexion simple

$$\bar{\sigma}'_b = 1,5 \cdot \frac{5}{6} \cdot 1,06 \cdot 1 \cdot 300 = 150 \text{ bars.}$$

b). sous SP_2 :

* Compression simple

$$\bar{\sigma}'_{b_0} = 1,5 \bar{\sigma}'_{b_0} (SP_1) = 112,5 \text{ bars}$$

* Flexion simple:

$$\bar{\sigma}'_b = 1,5 \bar{\sigma}'_b (SP_1) = 225 \text{ bars.}$$

Traction:

$$\bar{\sigma}_b = \underbrace{\alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \theta}_{\beta_b} \cdot \sigma'_{28}$$

- α, β, γ , déjà définis précédemment.

- θ : coefficient donné par l'expression $\theta = 0,018 + \frac{2,1}{\sigma'_{28}}$
 avec $\sigma'_{28} = 300 \text{ bars} \rightarrow \theta = 0,025 \rightarrow \bar{\sigma}_b = 6,25 \text{ bars.}$

Cisaillement:

Selon la valeur prise par σ'_b on a :

$$\sigma'_b \leq \bar{\sigma}'_{b_0} \rightarrow \tau_b \leq 3,5 \bar{\sigma}'_{b_0} = 21,88 \text{ bars}$$

$$\bar{\sigma}'_{b_0} \leq \sigma'_b \leq 2 \bar{\sigma}'_{b_0} \rightarrow \tau_b \leq \left(4,5 - \frac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}'_{b_0}}\right) \bar{\sigma}'_{b_0}$$

2. Acier:

Nous utilisons deux types d'aciers:

a). Acier de haute adhérence FeE40 avec

$$\bar{\sigma}_{en} = 4200 \text{ kg/cm}^2 \text{ pour } \phi \leq 20 \text{ mm}$$

$$\bar{\sigma}_{en} = 4000 \text{ kg/cm}^2 \text{ pour } \phi > 20 \text{ mm.}$$

b) Acier doux (rond lisse) FeE24 : avec $\bar{\sigma}_{en} = 2400 \text{ kg/cm}^2 \forall \phi$

2-1 Contraintes admissibles de traction:

a) Limite imposée par les caractéristiques mécaniques de l'acier.

$$\bar{\sigma}_{a_1} = \rho_a \bar{\sigma}_{en} \text{ avec } \rho_a = \begin{cases} 1 & \text{pour les sollicitations du 2}^{\text{em}} \text{ genre} \\ 2/3 & \text{pour les sollicitations du 1}^{\text{er}} \text{ genre.} \end{cases}$$

Avec les aciers utilisés on a les valeurs de $\bar{\sigma}_{a_2}$ données par le tableau ci dessous:

Solicitation	Fe E 40		Fe E 24
	$\phi \leq 20$	$\phi > 20$	
SP1	$\phi \leq 20$	$\phi > 20$	1600
	2800	2670	
SP2	4200	4000	2400

Remarque: les contraintes sont données en kg/cm^2

2. 2. Limite imposée par les conditions de fissuration du béton.

$$\bar{\sigma}_a \leq \min \begin{cases} \bar{\sigma}_{a_1} \\ \max(\bar{\sigma}_1, \bar{\sigma}_2) \end{cases}$$

$\bar{\sigma}_{a_1}$ définie comme ci dessus.

$$\bar{\sigma}_1 = \kappa \frac{\eta}{\phi} \frac{\bar{w}_f}{1 + 10 \bar{w}_f} \quad \text{contrainte de fissuration systématique.}$$

$$\bar{\sigma}_2 = 2,4 \sqrt{\frac{\eta}{\phi} \kappa \bar{\sigma}_b} \quad \text{Contrainte de fissuration accidentelle.}$$

κ : coefficient qui depend des consequences de la fissuration.

$$\kappa = \begin{cases} 1,5 \cdot 10^6 & \text{si la fissuration est peu nuisible} \\ 1 \cdot 10^6 & \text{si la fissuration est préjudiciable.} \\ 0,5 \cdot 10^6 & \text{si la fissuration est très préjudiciable} \end{cases}$$

La fissuration dans notre cas est préjudiciable d'où $\kappa = 10^6$

- η : coefficient de fissuration $\eta = \begin{cases} 1 \rightarrow \text{ronds lisses (Acier doux)} \\ 1,6 \rightarrow \text{barres à haute adhérence} \end{cases}$

- \bar{w}_f : pourcentage de fissuration $\bar{w}_f = \frac{A}{B_f}$

A : section d'aciers tendus.

B_f : section d'enrobage.

- ϕ : Diametre de la plus grosse barre en (mm).

- $\bar{\sigma}_b$: contrainte admissible du béton en traction en bars.

Les valeurs de $\bar{\sigma}_2$ sont donnés par le tableau suivant en kg/cm^2

$\phi(\text{mm})$	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
R. lisse	2683	2449	2121	1897	1732	1603	1500	1342	1200	1060	949
H-A	3394	3098	2683	2400	2191	2028	1897	1697	1518	1341	1200

La contrainte de fissuration systématique $\bar{\sigma}_1$ n'est pas prise en considération, car elle est toujours inférieure à $\bar{\sigma}_2$, d'où le tableau ci dessous, nous donne les contraintes admissibles définitives de L'acier en $[\text{kg/cm}^2]$

Φ [mm]	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
R. lisse	1600	1600	1600	1600	1600	1600	1500	1342	1200	1060	949
H.A	2800	2800	2699	2400	2191	2028	1897	1697	1518	1341	1200

Parois du réservoir :

Les parois du réservoir sont en contact avec l'eau d'où la fissuration sera très préjudiciable. ($k = 0,5 \cdot 10^6$) ainsi que les contraintes de fissuration systématiques et accidentelles seront majorées de 300%, d'où les nouvelles valeurs de $\bar{\sigma}_a$ sont dans le tableau ci-dessous :

Φ (mm)	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
R. lisse	1600	1600	1600	1600	1524	1434	1361	1249	1148	1050	971
H.A	2800	2671	2377	2177	2029	1914	1822	1680	1553	1429	1328

Contrainte admissible de compression ($\bar{\sigma}_a'$) :

- Pour cas des poutres

$$\bar{\sigma}_a' = \frac{2}{3} \sigma_{en}' \quad (\sigma_{en}' = \sigma_{en}) \rightarrow \sigma_{en} \geq 3300 \text{ bars}$$

- Pour cas des poteaux et colonnes :

L'acier dans une compression simple est utilisé pour un $\sigma_{en} < 3300$ bars

$$\bar{\sigma}_a' = \frac{2}{3} \sigma_{en}' \cdot \frac{\sigma_{en}'}{3340}$$

- Aciers doux : $\bar{\sigma}_a' = 1150 \text{ kg/cm}^2$

- Aciers H.A : $\bar{\sigma}_a' = \begin{cases} 2800 \text{ kg/cm}^2 & \text{pour } \Phi \leq 20 \text{ mm} \\ 2670 \text{ kg/cm}^2 & \text{pour } \Phi > 20 \text{ mm} \end{cases}$

Contrainte d'adhérence admissible ($\bar{\tau}_d$)

Cette contrainte est donnée pour les armatures en barres par : $\bar{\tau}_d = 1,25 \Psi_d \sigma_s'$

Ψ_d : coefficient de scellement = $\begin{cases} 1 \rightarrow \text{Acier doux} \\ 1,5 \rightarrow \text{Acier de H.A} \end{cases}$

d'où $\bar{\tau}_d = \begin{cases} 8 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \text{A. doux} \\ 18 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \text{H.A} \end{cases}$

Recouvrement des barres droites :

La longueur du scellement droit est l_d nécessaire pour qu'une barre droite, de diamètre Φ , soumise à sa contrainte maximale admissible, puisse transmettre au béton la totalité de l'effort qu'elle est susceptible de supporter.

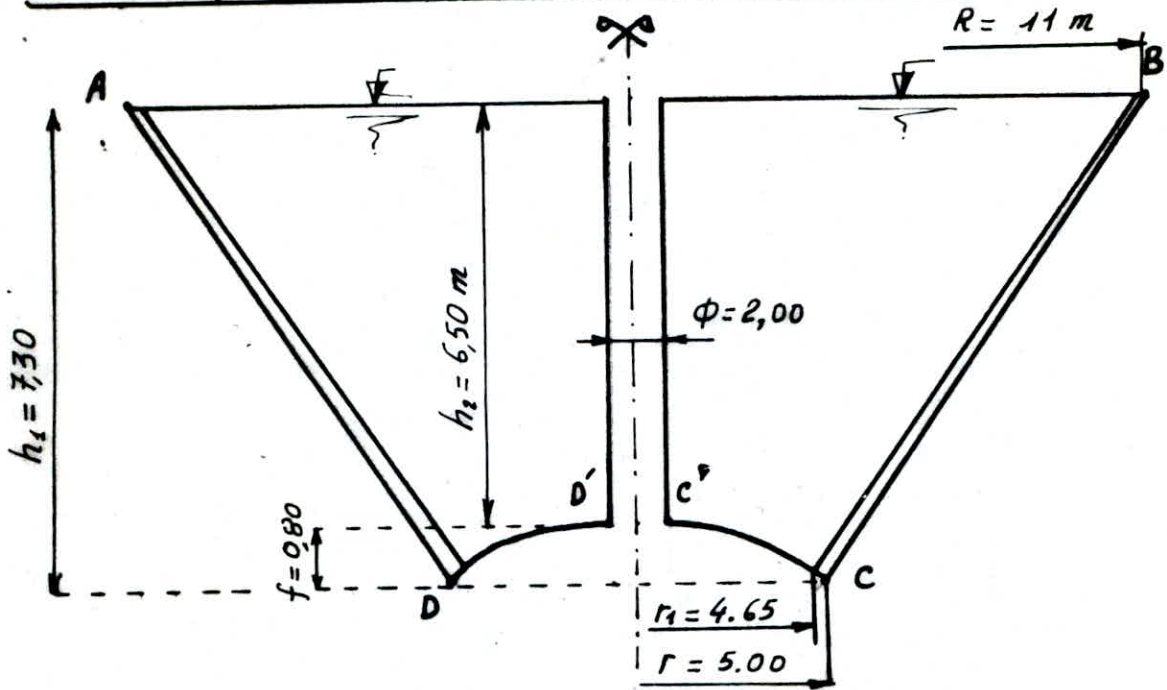
Si $\bar{\tau}_d$ est la contrainte d'adhérence la longueur de recouvrement sera

$$l_r = l_d = \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\tau}_d} \cdot \frac{\phi}{4}$$

Chapitre IV

Avant - Métré

IV.1 Description schématique des différentes parties de la cuve:



Volume du cône ABCD : $V_1 = (R^2 + r^2 + r_1 R) \cdot \pi \cdot \frac{h_1}{3} = 1547.62 \text{ m}^3$
 Volume de la calotte sphérique : DD'C'C' : $V_2 = f^2 (3 \cdot r - f) \cdot \frac{\pi}{3} = 9.52 \text{ m}^3$
 Volume de la cheminée : $V_3 = \pi \cdot \frac{\phi^2}{4} h_2 = 20.42 \text{ m}^3$
 Volume utile de la cuve : $V = V_1 - (V_2 + V_3) = 1517.68 \text{ m}^3$

2. Poids total de l'ouvrage:

Remarque : Le poids volumique du béton utilisé est $\rho_b = 2,5 \text{ t/m}^3$

a). Poids de lanterneau (P_d)

• Dalle :

$$P_d = \frac{\pi}{4} \cdot \phi^2 \cdot e \cdot \rho_b \quad \text{avec} \quad \begin{cases} \phi = 4 \text{ m} \\ e = 0,11 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow P_d = 3,456 \text{ t}$$

Eton cheite + enduit : $12 \times 0,1 \text{ t/m}^2 \rightarrow 1,508 \text{ t}$

Surcharge d'exploitation $0,040 \text{ t/m}^2 \rightarrow 0,503 \text{ t}$

• Voile :

$$P_v = (\phi_1^2 - \phi_2^2) \frac{\pi}{4} \cdot h \cdot \rho_b \quad \text{avec} \quad \begin{cases} \phi_1 = 3,40 \text{ m} \\ \phi_2 = 3,10 \text{ m} \\ h = 2 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow P_v = 7,658 \text{ t}$$

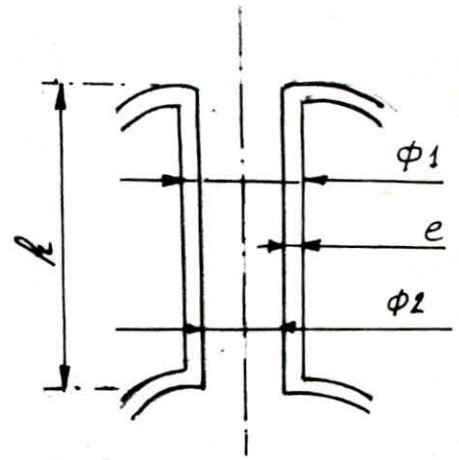
d'où $P = P_d + P_v = 3,456 + 7,658 = 11,114 \text{ t}$

b). Poids de la cheminée (P_2)

$$P_2 = (\phi_1^2 - \phi_2^2) \frac{\pi}{4} \cdot h \cdot \rho_b$$

$$\text{avec } \begin{cases} \phi_1 = 1.80 \text{ m} \\ \phi_2 = 1.40 \text{ m} \\ h = 9.20 \text{ m} \\ e = 0.20 \text{ m} \end{cases}$$

donc $P_2 = 23.122 \text{ t}$



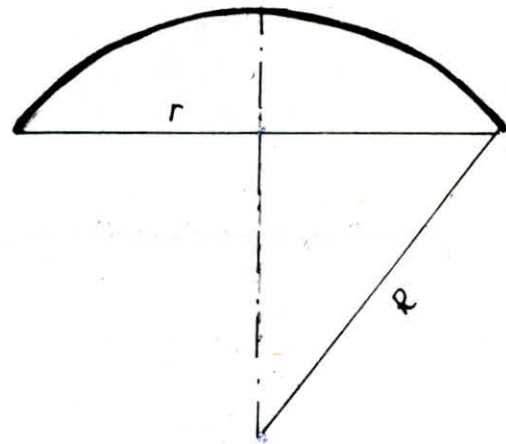
Etanchéité $0.040 \text{ t/m}^3 \rightarrow 2.081 \text{ t}$

c.) Poids de la coupole supérieure (P_3):

La coupole se caractérise par trois dimensions ($r; R; f$) voir figure

$$R = \frac{r^2 + f^2}{2f}$$

avec $\begin{cases} r = 11 \text{ m} \\ f = 1.5 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow R = 41.08 \text{ m}$



Surface de la coupole considérée comme pleine

$$S_1 = 2\pi Rf = 387.17 \text{ m}^2$$

Surface de la base de la cheminée : $S_2 = \frac{\pi \phi^2}{4} = 1.54 \text{ m}^2$

Surface du trou d'homme : $S_3 = 0.80 \cdot 0.80 = 0.64 \text{ m}^2$

Surface de la coupole : $S = S_1 - (S_2 + S_3) = 384.99 \text{ m}^2$

donc $P_3 = S \cdot e \cdot \rho_b = 96.25 \text{ t}$

Etanchéité multicouche auto-protégée : $0.04 \text{ t/m}^2 \rightarrow 15.40 \text{ t}$

Surcharge d'exploitation $1.2 \times 0.1 \text{ t/m}^2 \rightarrow 46.20 \text{ t}$

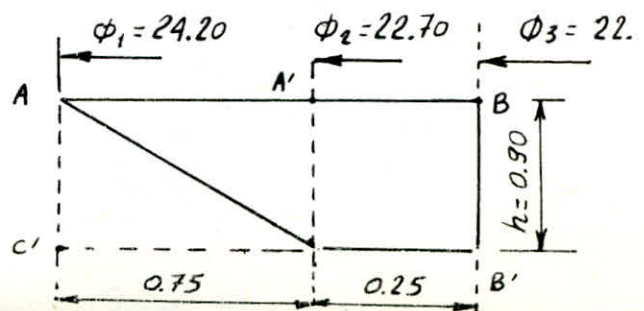
d.) Poids de la cernture haute (P_4):

$$V_{A'BB'c} = (\phi_2^2 - \phi_3^2) \frac{\pi}{4} h$$

$$V_{AA'cc'} = (\phi_1^2 - \phi_2^2) \frac{\pi}{4} h$$

$$P = (V_{A'BB'c} + \frac{1}{2} V_{AA'cc'}) \cdot \rho_b = 101.83 \text{ t}$$

Etanchéité : $0.04 \text{ t/m}^2 \rightarrow 2.51 \text{ t}$



e) Poids de la cuve. (P₅)

$$P_5 = (V_{ADD'A'} - V_{BCC'B'}) \cdot \rho_b$$

$$V_{BCC'B'} = (R_2^2 + r_1'^2 + r_1' \cdot R_2) \cdot \frac{h}{3} \cdot \pi$$

$$V_{ADD'A'} = (R_1^2 + r_2^2 + r_2 \cdot R_1) \cdot \frac{h}{3} \cdot \pi$$

d'où $P_5 = 371.67 \text{ t}$

Aire de la cuve : $S = \sqrt{2} \cdot h \cdot \pi (R_2 + r_1')$

$$S = 499.59 \text{ m}^2$$

Enduit étanche 0.040 t/m^2

Isolation thermique 0.090 t/m^2

$$\Sigma 0.13 \text{ t/m}^2 \rightarrow 64.95 \text{ t}$$

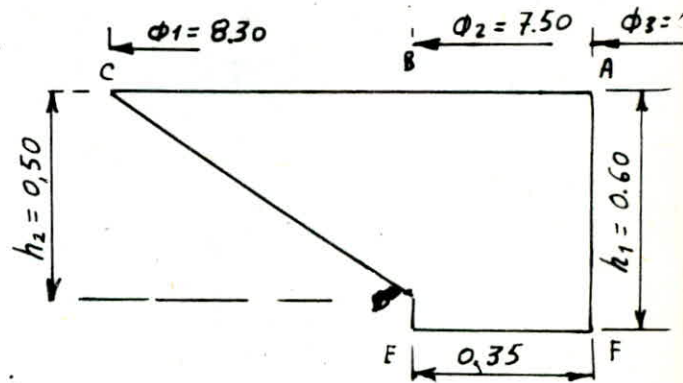
f) Poids de la ceinture basse (P₆)

$$P_6 = (V_{ABEF} + V_{BCD}) \rho_b$$

$$V_{ABEF} = (\phi_2^2 - \phi_3^2) h_1$$

$$V_{BCD} = \frac{1}{2} (\phi_1^2 - \phi_2^2) h_2$$

d'où $P_6 = 22.92 \text{ t}$



g) Poids de la coupole du fond (P₇) :

Nous aurons le même schéma que celui de la coupole supérieure

$$\left. \begin{array}{l} r = 4.65 \text{ m} \\ f = 0.60 \text{ m} \end{array} \right\} \rightarrow R = 18.32 \text{ m}$$

Surface de la coupole considérée comme pleine :

$$S_1 = 2\pi R f = 69.06 \text{ m}^2$$

Surface de la base de la cheminée $S_2 = \frac{\pi \phi^2}{2} = 1.54 \text{ m}^2$

Surface de la coupole : $S = S_1 - S_2 = 67.52 \text{ m}^2$

d'où $P_7 = S \cdot e \cdot \rho_b = 33.76 \text{ t}$

Étanchéité : $0.04 \text{ t/m}^2 \rightarrow 2.7 \text{ t}$

k) Poids de la tour (P₈)

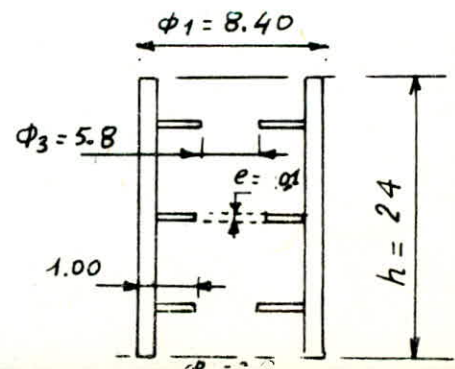
• Fût

$$P_1' = (\phi_1^2 - \phi_2^2) \cdot \frac{\pi}{4} \cdot h \cdot \rho_b = 458.04 \text{ t}$$

• Dalles de repos

$$P_2' = 3 \cdot \frac{\pi}{4} (\phi_2^2 - \phi_3^2) \cdot e \cdot \rho_b = 16.02 \text{ t}$$

$$P_8 = P_1' + P_2' = 474.06 \text{ t}$$



IV-2 le poids totale au niveau des fondations:

$$P = \sum_1^8 P_i + (\text{Etancheite, enduit, isolation})$$

donc

$$\text{Cuve vide} \rightarrow P_v = 1223.875 \text{ t}$$

$$\text{Cuve pleine} \rightarrow P' = 2741.555 \text{ t}$$

Chapitre V

Calcul Des Elements.

De La Cuve.

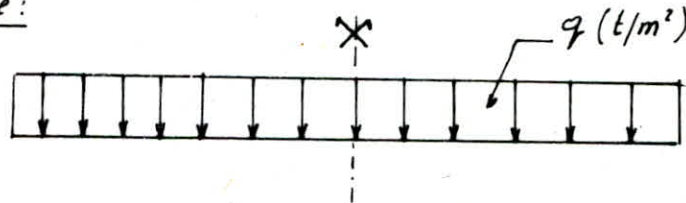
V. 1: Dalle de couverture du lanterneau:

Le calcul de la dalle se fait comme celui d'une plaque circulaire uniformément chargée, dont l'appui sera une circonférence avec :

Diametre 4,00 m

Epaisseur 0,11 m

1 Schéma statique:



2. Valeur de q:

On considère la combinaison $G + 1,2P$; G : charge permanente
 P : Surcharge (neige)

Pour Alger : Surcharge normale $P_{no} = 35 \text{ kg/m}^2$
 extrême $P_{no} = 60 \text{ kg/m}^2$

Poids propre $0,12 \cdot 2,5 \text{ t/m}^2$

Enduit $0,05 \text{ t/m}^2$

0.315 t/m²

$$q = G + 1,2P = 0,315 + 1,2 \cdot 0,035 = 0,357 \text{ t/m}^2$$

3. Calcul du moment radial

On utilise la formule des plaques se trouvant dans le livre BARES page 431

. Pour la partie intérieure ($r \leq a$)

$$M_r = q \frac{a^2}{16} \left[-(3+\mu)e^2 + (1+3\mu)\beta^2 + 2(1-\mu) - 4(1+\mu)\beta^2 \ln \beta \right]$$

. Pour la partie extérieure ($r \geq a$)

$$M_r = q \frac{a^2}{16} \left\{ \begin{aligned} &[(3+\mu)\beta^2 + 2(1-\mu) - 4(1+\mu)\beta^2 \ln \beta] && 0,048 \\ &-(3+\mu)e^2 - 2(1-\mu)\frac{\beta^2}{e^2} + 4(1+\mu)\beta^2 \ln e \end{aligned} \right.$$

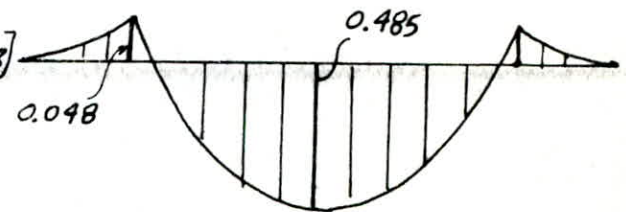
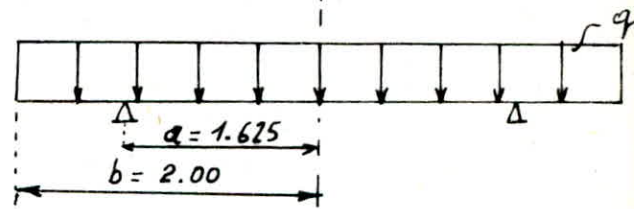
avec:

$$e = \frac{r}{a}$$

$\mu = 0,15$ (Coefficient de Poisson)

$q = 0,357 \text{ t/m}^2$

$\beta = \frac{b}{a} = 1,23$



r (m)	$e = \frac{r}{a}$	$M_r (\text{t.m/m})$
0	0	0.4850.144
a = 1.625	1	-0.041
b = 2.00	1,23	0

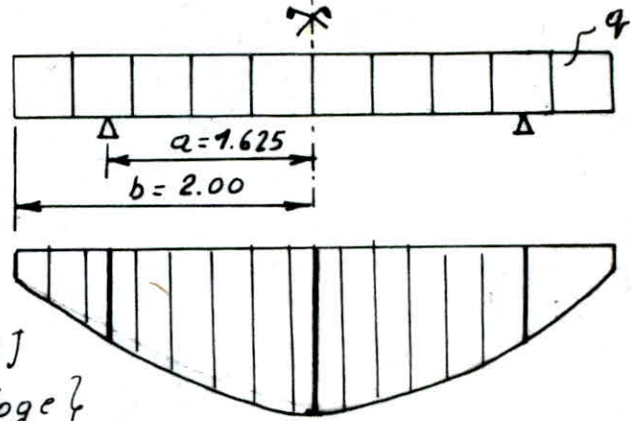
4 Calcul du moment tangentiel:

• Pour la partie intérieure ($r \leq a$)

$$M_{\varphi} = q \frac{a^2}{16} \left[(1+3\mu)(\beta^2 + e^2) + 2(1-\mu) - 4(1+\mu)\beta^2 \ln \beta \right]$$

• Pour la partie extérieure ($r \geq a$)

$$M_{\varphi} = \frac{q a^2}{16} \left\{ [2(1-\mu) - (1-5\mu)\beta^2 - 4(1+\mu)\beta^2 \ln \beta] - (1+3\mu)e^2 + 2(1-\mu)\frac{\beta^2}{e^2} + 4(1+\mu)\beta^2 \log e \right\}$$



$$e = \frac{r}{a}$$

$$\mu = 0.15$$

$$q = 0.357 \text{ t/m}^2$$

$$\beta = 1.23$$

r	$e = \frac{r}{a}$	M_{φ} (tm/ml)
0	0	0.144 "
$a = 1.625$	1	0.059
$b = 2.00$	1.23	0.048

5. Ferrailage de la dalle du Lanterneau:

a. Armatures Radiales:

• Armatures inférieures:

$$M_r = 0.144 \text{ tm/ml}$$

$$h_t = 12 \text{ cm}$$

$$\text{Enrobage} = 3 \text{ cm} \rightarrow h = 9 \text{ cm}$$

$$b = 100 \text{ cm.}$$

Le ferrailage est calculé d'après la méthode de Pierre. Charron on fixe des T 10

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_a = 1723 \text{ kg/cm}^2 \\ \bar{\sigma}_{b'} = 150 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right.$$

$$\mu = \frac{15 M_r}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = 0.0197 \rightarrow \epsilon = 0.9383 \text{ et } \kappa = 66$$

$$A = \frac{M_r}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = 1.11 \text{ cm}^2 \rightarrow 4 \text{ T10 / ml.}$$

• Armatures supérieures

$$M_r = 0.041 \text{ tm/ml}$$

$$h = 8 \text{ cm}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$\left. \begin{array}{l} M_r = 0.041 \text{ tm/ml} \\ h = 8 \text{ cm} \\ b = 100 \text{ cm} \end{array} \right\} \Rightarrow \mu = 0.0056 \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \epsilon = 0.9660 \\ \kappa = 132 \end{array} \right.$$

$$A = 0,308 \text{ cm}^2 \rightarrow 4 \text{ T10 / ml}$$

2) Armatures circulaires (cer

$$M_{\max} = 0,144 \text{ tm/ml}$$

$$h = 11 - 3 - 1 = 7 \text{ cm}$$

$$\rightarrow \mu = \frac{15 M_{\max}}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = 0,0255$$

$$\text{On fixe des T10} \rightarrow \bar{\sigma}_a = 1723 \text{ kg/cm}^2$$

$$\rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \epsilon = 0,9306 \\ k = 57 \end{array} \right.$$

$$A = \frac{M_{\max}}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = 1,28 \text{ cm}^2$$

On choisit 4 T10 / ml

NB. Pour des réservoir raisons pratiques, on remplace les armatures radial et tangentielle (cerces) par un quadrillage (voir planche

V-2 Calcul du lanterneau: (support de la dalle)

L'effet du vent est néglige, la tour est comprimée sous les charges et surcharges suivantes.

- Poids de la dalle	3,456 t
- Enduit	0,503 t
- Surcharge pondérée (neige)	$0,05\pi(2,0)^2 = 0,628 \text{ t}$
- Poids propre de la tour de support	7,658 t
	<u>$\Sigma = 12,245 \text{ t}$</u>

La contrainte maximale de compression dans le béton :

$$\sigma'_{b_0} = \frac{12,245 \cdot 10^3}{\pi(1,95^2 - 1,8^2)} = 0,69 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_{b_0} = 76 \text{ kg/cm}^2$$

d'où le béton suffit pour supporter l'effort de compression où on utilise une section d'acier = 0,3% de la section du béton

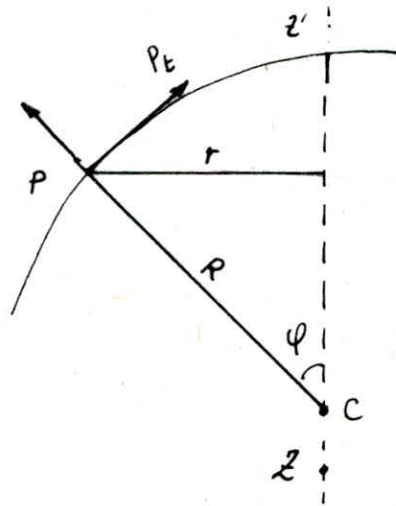
$$\text{Soit } A = 0,3 \cdot 1 = 3 \text{ cm}^2$$

d'où Aciers verticaux

cerces

V3. Coupole de couverture:

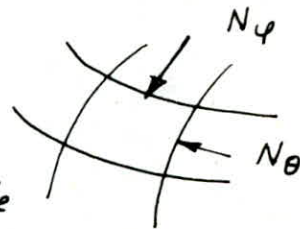
On calcul notre Coupole (voile de révolution) d'après la théorie de l'équilibre de membrane exposée à la "théorie des plaques et coques" par TIMOSHENKO et "cours de voiles minces" de ANDRE COIM.



- Soit un point quelconque P sur la surface de la révolution d'axe ZZ'
- R : rayon de la sphère
- r : rayon de la parallèle passant par P
- Nous calculons les tensions normales n_θ et n_φ (efforts normaux par unité de longueur de méridien et de parallèle).

Les cisaillements sont nuls par suite de la symétrie

Soit Q la résultante de la charge totale qui agit sur la partie de la coque située au-dessus de la parallèle passant par P



* l'équation d'équilibre de translation verticale donne :

$$2\pi r N_\varphi \sin^2 \varphi + Q = 0 \Rightarrow N_\varphi = -\frac{Q}{2\pi R \sin^2 \varphi}$$

* l'équation d'équilibre de translation suivant la normale au point P₀ donne :

$$\frac{N_\varphi}{R} + \frac{N_\theta}{R} + P_n = 0 \Rightarrow N_\theta = \frac{Q}{2\pi R \sin^2 \varphi} - P_n R$$

N_φ est toujours une compression

N_θ est une compression pour $0 < \varphi < 52^\circ$

est une traction pour $\varphi > 52^\circ$

1. Calcul de la coupole

La coupole de couverture est sphérique, comporte les charges suivantes :

a) Poids mort + surcharges y compris la neige

Poids propre	250 kg/m ²
Étanchéité	100 kg/m ²
Protection	10 kg/m ²
Surcharges pondérées	120 kg/m ²
	<u>p = 480 kg/m²</u>

b) Charge répartie par mètre linéaire de circonférence (P/ml)

Poids de la dalle circulaire	3,456 t
Poids du lanterneau	7,658 t
Surcharges pondérées	120 · π · 2 ² = 1,508 t
Étanchéité	0,503 t
	<u>Σ = 13,125 t</u>

d'où $P = \frac{13125}{2\pi \cdot 1,625} = 1285,48 \text{ kg/ml}$.

Calcul de $\varphi_0, \Delta, \varphi_1$:

φ_0 : au bord supérieur de la coupole

φ_1 : au bord inférieur de la coupole

Cas I : $\text{tg } \varphi_1 = \frac{r}{R-f} = 0,278 \rightarrow \varphi_1 = 15,53^\circ$

$\text{Sin } \varphi_0 = \frac{0,8}{R} = 0,0195 \rightarrow \varphi_0 = 1,12^\circ$

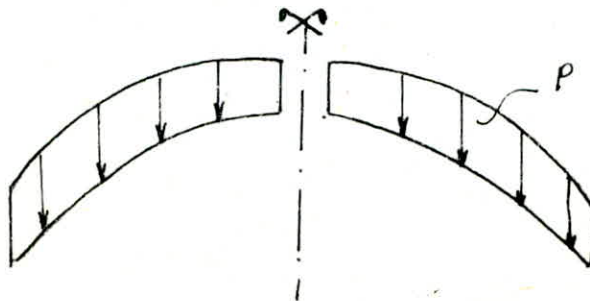
Cas II :

$\text{Sin } \varphi_0 = \frac{R_m}{R} = 0,0396 \rightarrow \varphi_0 = 2,27^\circ$ (R_m : Rayon moyen de lant.)

φ_1 : même que précédemment

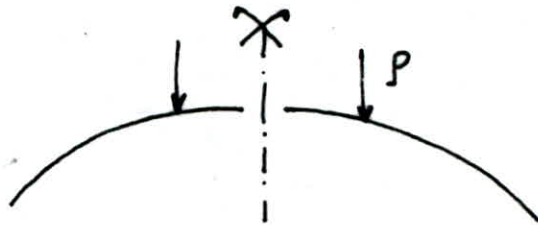
Expression de N_φ et N_θ

Cas I : $P_n = p \cos \varphi$; $Q = 2\pi R^2 (\cos \varphi_0 - \cos \varphi) R$.



$$N_{\theta} = -\rho R \left(\cos \varphi - \frac{\cos \varphi_0 - \cos \varphi}{\sin^2 \varphi} \right)$$

$$N_{\varphi} = -\rho R \frac{\cos \varphi_0 - \cos \varphi}{\sin^2 \varphi}$$



Valeur de N_{φ} et N_{θ} au bord inférieur ($\varphi = \varphi_1$)

	N_{θ} (t/ml)	N_{φ} (t/ml)
Cas I	-9,0085	-9,990
Cas II	+6,1380	-6,138

le signe (-) indique une compression

$$N_{\varphi} = N_{\varphi_A} + N_{\varphi_B} = -16,128 \text{ t/ml}$$

$$N_{\theta} = N_{\theta_A} + N_{\theta_B} = -1,9075 \text{ t/ml}$$

Contrainte de compression maximale dans le béton :

$$\sigma'_b = \frac{N_{\varphi}}{100 \cdot e} = \frac{16,128 \cdot 10^3}{1000} = 16,128 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_{b0} = 4318,16 \text{ kg/ml}$$

Contrainte de cisaillement du béton :

$$V = N_{\varphi} \sin \varphi_1 = 4318,16 \text{ kg/ml}$$

$$\text{donc } \tau_b = \frac{V}{100e} = \frac{4318,16}{1000} = 4,31816 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b$$

V : composante verticale de N_{φ}

Le béton seul suffit de supporter les efforts ; mais on prévoit des armatures destinées à résister aux effets de températures et de retraits et aux effets dissymétriques.

On adoptera comme ferrailage :

- Méridiens $A' = 0,3\% A = 3 \text{ cm}^2$

- Cerces $\frac{1}{2} A' \Rightarrow A'' > \frac{1}{3} A' \Rightarrow A' = 1,5 \text{ cm}^2/\text{ml}$

d'où

Méridiens	6 T 8 / ml
Cerces	6 T 8 / ml.

II 4 CEINTURE SUPÉRIEURE :

- Destinées à équilibrer la composante horizontale de la poussée Q_1 de la coupole de couverture.

$$Q_1 = N \varphi \cos \varphi_1 = 15,539 \text{ t/ml}$$

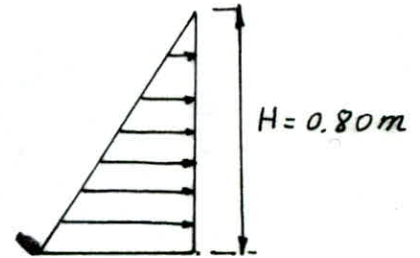
- Ainsi que la poussée Q_2 d'eau, lorsqu'elle atteint le niveau supérieur

$$Q_2 = \frac{H^2}{2} \bar{w} = 0,384 \text{ t/ml avec } (\bar{w} = 1,2 \text{ t/m}^3)$$

L'effort de traction de la ceinture est:

$$F = (Q_1 + Q_2) \cdot r = (15,539 + 0,384) \cdot 11$$

$$F = 175,153 \text{ t}$$



1. Ferrailage de la ceinture:

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

On utilise des T25 $\rightarrow A = \frac{175,153}{1700} = 103,03 \text{ cm}^2 \rightarrow 25 \text{ T25}$

$$A \text{ réelle} = 122,7 \text{ cm}^2$$

donc

Cercles 25 T25

Armature de répartition 5 cadres $\phi 10$ /ml.

2. Vérification de la contrainte de traction:

$$\sigma_b = \frac{F}{B + nA}$$

$$B = 6000 \text{ cm}^2 ; \quad \sigma_b = \frac{175153}{6000 + 15 \cdot 122,7} = 22,34 < 22,40 \text{ Kg/cm}^2$$

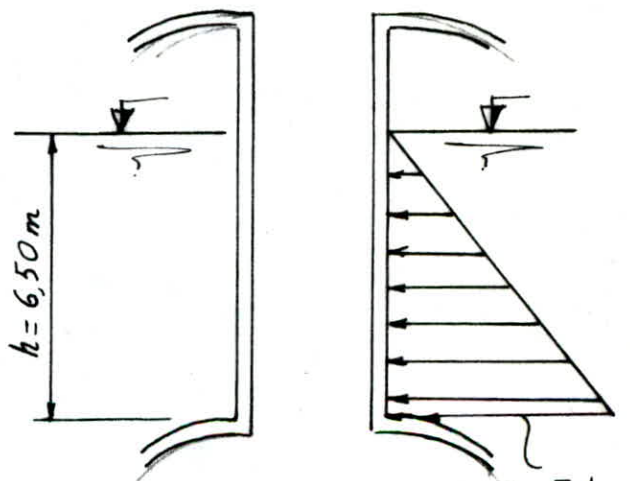
V-5 CHEMINÉE

rayon intérieur 0.70 m

rayon extérieur 0.90 m

Épaisseur 0.20 m

Hauteur d'eau 6,50 m



$$P = \bar{w} h = 7,8 \text{ t/m}^2$$

La poussée d'eau provoque une compression sur la cheminée

L'effort résultant de compression:

$$H = p \cdot r = 7,8 \cdot 1 = 7,8 \text{ t}$$

- Contrainte de compression dans le béton

$$\sigma'_b = \frac{H}{100 \cdot e} = \frac{7,8 \cdot 10^3}{100 \cdot 20} = 3,9 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_{b0}$$

Ferraillage: il est forfaitaire

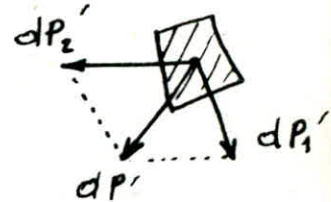
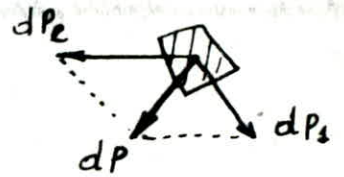
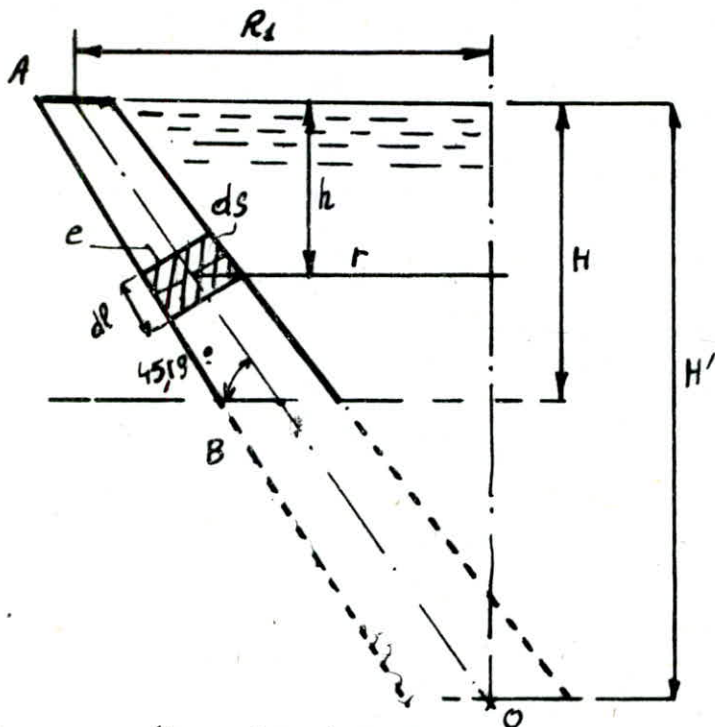
Cerces : $A' = 0,3 \cdot e = 0,3 \cdot 20 = 6 \text{ cm}^2$

Armatures verticales $A'' = \frac{1}{2} A' = 3 \text{ cm}^2$

Cerces	2x 6 TB / ml
Armatures verticales	2x 6 TB / ml

Ces armatures sont destinées à combattre le retrait et à empêcher la fissuration

VI PAROIS DE LA CUVE:



Soit ρ_e : poids volumique de l'eau.

ρ_b : poids volumique du béton armé

$$dP = \rho_e h ds \left\{ \begin{aligned} dP_1 &= \frac{\rho_e \cdot h}{\sin \alpha} ds \text{ et } dP_2 = \frac{\rho_e \cdot h}{\tan \alpha} ds \end{aligned} \right.$$

$$dP' = \rho_b \cdot e \cdot ds \left\{ \begin{aligned} dP_1' &= \frac{\rho_b \cdot e}{\tan \alpha} ds \text{ et } dP_2' = \frac{\rho_b \cdot e}{\sin \alpha} ds \end{aligned} \right.$$

Les efforts dP_2 et dP_2' donnent une composante tangentielle

$$dT = \left(\frac{\rho_e \cdot h}{\sin \alpha} + \frac{\rho_b \cdot e}{\tan \alpha} \right) r \cdot ds.$$

On tient compte de:

$$\left. \begin{array}{l} \text{Etonchéité} \dots\dots\dots 40 \text{ kg/m}^2 \\ \text{Enduits} \dots\dots\dots 10 \text{ kg/m}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{total} = 50 \text{ kg/m}^2$$

La formule devient:

$$dT = \left(\frac{\rho_e \cdot h}{\sin \alpha} + \frac{0.05}{\text{tg} \alpha} + \frac{\rho_b \cdot e}{\text{tg} \alpha} \right) r \, ds.$$

Calcul:

$$\alpha = 45^\circ 19'$$

$$ds = \frac{dr}{\sin \alpha} = 1,4095 \, dr$$

$$h = H' - \frac{r}{\text{tg} \alpha} \rightarrow h = 11,49 - 0,993 \, r$$

$$\rho_e = 1,2 \text{ t/m}^3$$

$$\rho_b = 2,5 \text{ t/m}^3 \quad T = (27,464 - 2,368 \, r + 3,50 \, e) \, r \, dr$$

Nous découpons la paroi en tranches de 1m $\rightarrow dr = \frac{1}{\text{tg} \alpha} = 0,993$

La première tranche a partir du haut environ 0,95 m $\rightarrow dr = 0,943$

e: épaisseur moyenne de la tranche considéré

r: rayon moyen de la tranche considéré

dr: variation du rayon.

Ferraillage:

Il est calculé à partir de $A = \frac{T}{\sigma_a}$

l'épaisseur moyenne est calculée à partir de l'expression suivante:

$$x_1 = \frac{6,95 - h}{\text{tg} \alpha_1}$$

$$x_2 = \frac{6,95 - h}{\text{tg} \alpha_2} + 0,45$$

$$e = (x_2 - x_1) \cos \alpha$$

$$e = 0,200 + 0,016 \, h$$

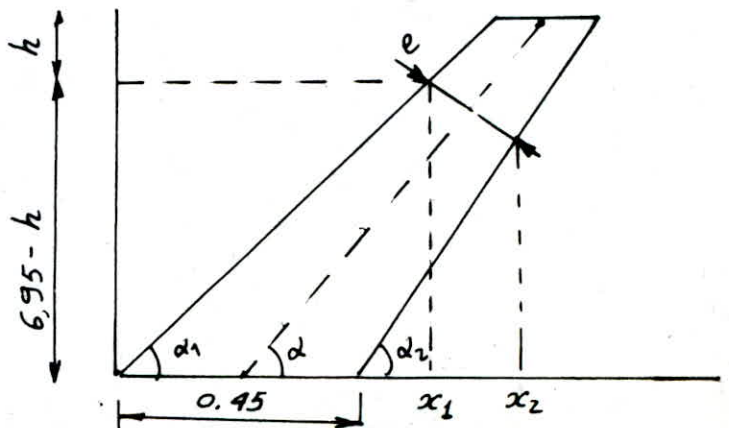


Tableau donnant les résultats de calcul ainsi que le ferrailage :

Tranches		h (m)	r (m)	e (m)	T (tonnes)	φ (mm)	σ _a kg/cm ²	A (cm ²) trouée	A _{réelle} (cm ²)	nTφ	σ _b kg/cm ²
N ^o	de... à...										
1	0 → 0,95	0,55	11,02	0,2088	21,82	16	1841	11,85	16,08	8716	9,37
2	0,95 → 1,95	1,55	10,01	0,2248	45,20	16	1841	24,55	32,16	16716	16,55
3	1,95 → 2,95	2,55	9,00	0,2408	62,51	16	1841	33,95	40,20	20716	20,76
4	2,95 → 3,95	3,55	8,00	0,2568	74,82	20	1700	44,01	50,26	16720	22,52
5	3,95 → 4,95	4,55	6,99	0,2728	82,37	25	1570	52,46	58,90	12725	22,81
6	4,95 → 5,95	5,55	5,98	0,2888	85,00	25	1570	54,14	58,90	12725	22,54
7	5,95 → 6,95	6,55	4,97	0,3048	82,72	25	1570	52,69	58,90	12725	21,04

Contrainte de Traction dans le béton :

$$\sigma_b = \frac{T}{100e + 15A} \quad \text{avec } A = A_{\text{réelle}}$$

La contrainte admissible de traction dans le béton pour une paroi en contact avec le liquide

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b \quad \text{avec } \bar{\sigma}_b = \sigma_{28} \cdot \theta \quad \text{avec } \begin{cases} \theta = 1 \\ \sigma_{28} = 22 \text{ bars} \end{cases}$$

d'où $\bar{\sigma}_b = 22,4 \text{ kg/cm}^2$

Effort Normal:

$$dN = (dP_1 + dP_1' + dP_2'') \cdot 2\pi r$$

dP_1, dP_1' et dP_2'' : composantes inclinées

$$dN = \left[\frac{p_e \cdot h}{\text{Tg} \alpha} + \frac{p_b \cdot e}{\text{sin} \alpha} + \frac{0,05}{\text{sin} \alpha} \right] ds \cdot 2\pi r$$

$$\alpha = 45^\circ 19' \quad h = 11,49 - 0,993 r \quad ds = 1,4095 dr \quad p_e = 1,2 \text{ t/m}^3 \quad p_b = 2,5 \text{ t/m}^3$$

d'où $N = (121,92 - 10,482 r + 31,174 e) r dr$

Soit N_0 : effort total transmis à la 1^{ère} tranche $N_0 = N_{01} + N_{02}$

$$N_{01} = \frac{P(\text{ceinture} + \text{arcroétie})}{\cos \alpha} = \frac{114,677}{0,705} = 162,66 \text{ t}$$

$$N_{02} = \frac{(N\varphi \cdot \text{sin} \varphi_1) \cdot 2\pi r}{\cos \alpha} = \frac{4,318 \cdot 2\pi \cdot 11,49}{0,705} = 442,17 \text{ t}$$

$$N_0 = N_{01} + N_{02} = \underline{604,83 \text{ t}}$$

Tous les résultats de calcul ainsi que le ferrailage sont dans le tableau ci-dessous.

$A' = \frac{1}{4} A$ (d'après le cahier de charges appliquées aux réservoirs en béton armé)

S : section transversale de la paroi de la cuve à la côte considérée

$$S = 2\pi \cdot r_i \cdot \frac{e_i}{\cos \alpha}$$

$\sigma'_b = \frac{\sum N}{S}$ contrainte de compression du béton dans chaque anneau.

Tranches		r (m)	e (m)	N (t)	$\sum N$ (t)	S (m ²)	σ'_b (kg/cm ²)	$A' = \frac{1}{4} A$ cm ² /ml	Armature de répartit	A' réelle (cm ²)
N ^o	de...à....									
1	0 à 0.95	11.02	0.2088	134.24	739.07	20.51	3.60	4.02	2x5T12	11.30
2	0.95 → 1.95	10.01	0.2248	238.59	977.66	20.06	4.87	8.04	2x5T12	14.30
3	1.95 → 2.95	9.00	0.2408	313.59	1291.25	19.32	6.68	10.05	2x5T12	11.30
4	2.95 → 3.95	8.00	0.2568	365.98	1657.23	18.32	9.05	12.565	2x6T12	13.57
5	3.95 → 4.95	6.99	0.2728	396.72	2053.95	17.00	12.08	14.725	2x8T12	18.08
6	4.95 → 5.95	5.98	0.2888	405.22	2459.17	15.40	15.97	14.725	2x8T12	18.08
7	5.95 → 6.95	4.97	0.3048	391.49	2850.66	13.51	21.10	14.725	2x8T12	18.08

On remarque que $\sigma'_b < \bar{\sigma}'_b = 76.5 \text{ kg/cm}^2$

Exemple de ferrailage

Pour les anneaux (tranches 5, 6, 7) on a:

$$A(\text{cerces}) = 58.90 \text{ cm}^2 (12T25)$$

$$A'_{\text{répartition}} = \frac{1}{4} \cdot 58.90 \text{ cm}^2 (12T25) = 14.725 \text{ cm}^2 (16T12)$$

d'où le ferrailage sera disposé comme suit:

1. Cerces (armatures principales)

- nappe intérieure : 6T25/ml (a)

- nappe extérieure : 6T25/ml (a')

2. barres verticales (armatures de répartition)

- nappe intérieure : 8T12/ml (b)

- nappe extérieure : 8T12/ml (b')

a et b forment un quadrillage intérieure

a' et b' forment un quadrillage extérieure.

Calcul de la paroi inférieure de la cuve:

Dans cette partie inférieure nous calculons les moments, en appliquant la

méthode "HANGAN-SOARE" qui suppose que l'encastrement est élastique.

Moment à l'encastrement inférieur :

$$M = K \cdot \bar{w} \cdot h^3 \quad \text{avec } \bar{w} = 1.2 \text{ t/m}^2$$

K : Constante donnée par l'abaque P. 229 (A. GUERRIN T6) en fonction de $\frac{e}{e'}$ et β .

e : épaisseur de la paroi au voisinage du fond. $e = 0.45 \text{ m}$

e' : épaisseur de fond (coupôle sphérique) $e' = 0.20 \text{ m}$

h : hauteur maximale de l'eau ($h = 6.95 \text{ m}$)

$$\beta = \frac{\sqrt[4]{3(1-\nu^2)}}{\sqrt{R \cdot e}} \quad (\text{A. GUERRIN T6 page 211})$$

ν : coefficient de poisson ($\nu = 0.15$ pour le béton armé)

R : rayon au voisinage de la coupole de fond $R = 5 \text{ m}$

Application numérique:

$$\beta = 0.87$$

$$\left. \begin{array}{l} \beta h = 6.047 \\ e/e' = 2.27 \end{array} \right\} \rightarrow K = 0.004$$

$$\text{d'où } M_0 = 1611.37 \text{ kg} \cdot \text{m/ml}$$

h_f : hauteur totale de l'encastrement = 45 cm, enrobage = 3 cm = $e \rightarrow$

$$h' = h_f - e = 42 \text{ cm}$$

$$\text{La section d'acier } A = \frac{M_0}{\beta \cdot \bar{\sigma}_a} \quad \beta = \frac{7}{8} h' = 36.75 \text{ cm}$$

On fixe des T12 $\rightarrow (\bar{\sigma}_a = 2054 \text{ kg/cm}^2) \rightarrow A = 2.13 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow 2T12 = 2.26 \text{ cm}^2/\text{ml}$

d'où les armatures de répartition 10T12 sont largement suffisantes

Abscisse du moment flechissant négatif maximale

$$M' = -K' \cdot \bar{w} \cdot h^3 = -1409.95 \text{ kg} \cdot \text{m/ml}$$

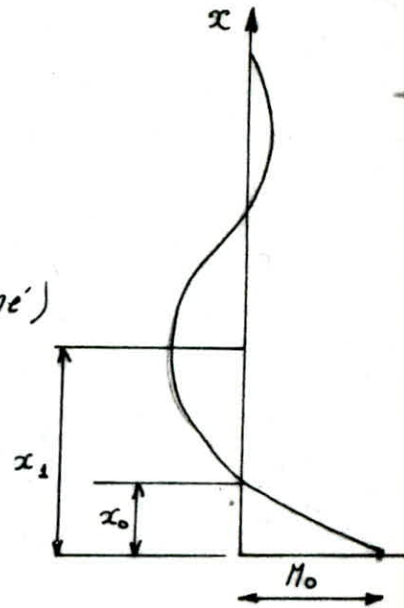
$$\bar{w} = 1.2 \text{ t/m}^2; \quad K' = 0.0035 \quad (\text{abaque Page 232 A. GUERRIN}).$$

Abscisse du moment flechissant nul:

$$x_0 = K_0 \cdot h = 0.31 \text{ m} \quad K_0 = f(\beta \cdot h; e/e_0) = 0.045 \quad (\text{abaque P. 230. A. GUERRIN})$$

Abscisse du moment positif maximal

$$x_1 = K_1 h = 1.215 \text{ m} \quad K_1 = \frac{\pi}{4\beta h} + K_0 = \frac{\pi}{4 \cdot 6.047} + 0.045 = 0.1749$$



Abcisse de l'effort maximal suivant les cerces

$x_2 = k_2 h = 2.085 \text{ m} \quad k_2 = 0.3$

V-7 Coupole De fond :

Mêmes hypothèses de calcul que pour la coupole de couverture. les charges à prendre en compte sont :

A) Poids mort (avec étanchéité et enduit)

- Poids propre 0,20 · 2,5

- Étanchéité + enduit 0,04 + 0,01

$\Sigma \Rightarrow p = 0,55 \text{ t/m}^2$

B) Charges réparties par mètre linéaire de circonférence ; soit P/ml le long de la parallèle sur laquelle s'appuie la cheminée

- Poids propre de la cheminée 23.122 t

- Enduit 2,081 t

$\Sigma = 25.203 \text{ t}$

$P = \frac{25.203}{2\pi r_m} = 4.457 \text{ t/ml}$

r_m : rayon moyen = 0.9 m

C) Effort du à la pression de l'eau :

$\tilde{\omega} = 1.2 \cdot 1000 = 1200 \text{ kg/m}^3$ (l'eau considérée comme surcharge variable)

$h = R \cos \varphi_1 + (6.95 + 0.25) = 24.83 \text{ m}$ avec $\varphi_1 = 15^\circ 76'$

Calcul de φ_0 et φ_1 :

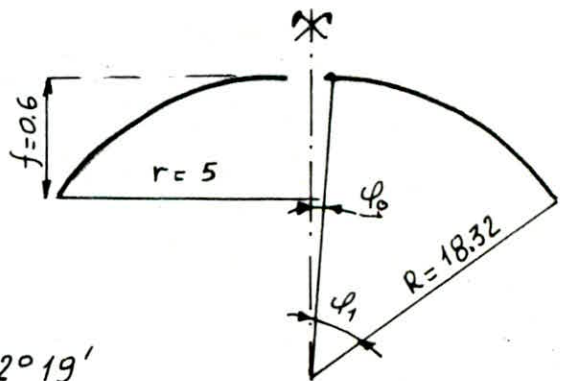
φ_0 : bord supérieur de la coupole

φ_1 : bord inférieur de la coupole

$\text{tg } \varphi_1 = \frac{r}{R-f} = \frac{5}{18.32-0.6} = 0.2822$

$\varphi_1 = 15^\circ 76'$

$\text{Sin } \varphi_0 = \frac{r_0}{R} = \frac{0.7}{18.32} = 0.0382 \rightarrow \varphi_0 = 2^\circ 19'$



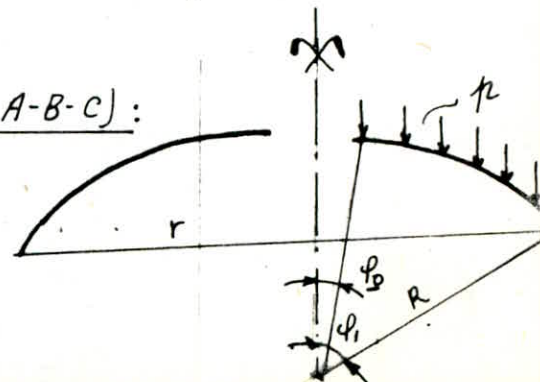
Expression De N_θ et N_φ pour les trois cas (A-B-C) :

Cas A :

$P_n = p \cos \varphi$

$Q = 2\pi R^2 (\cos \varphi_0 - \cos \varphi) \cdot p$

d'où $N_\varphi = -p R \frac{\cos \varphi_0 - \cos \varphi}{\sin^2 \varphi}$



$$N_{\theta} = -pR \left(\cos \varphi - \frac{\cos \varphi_0 - \cos \varphi}{\sin^2 \varphi} \right)$$

Cas B :

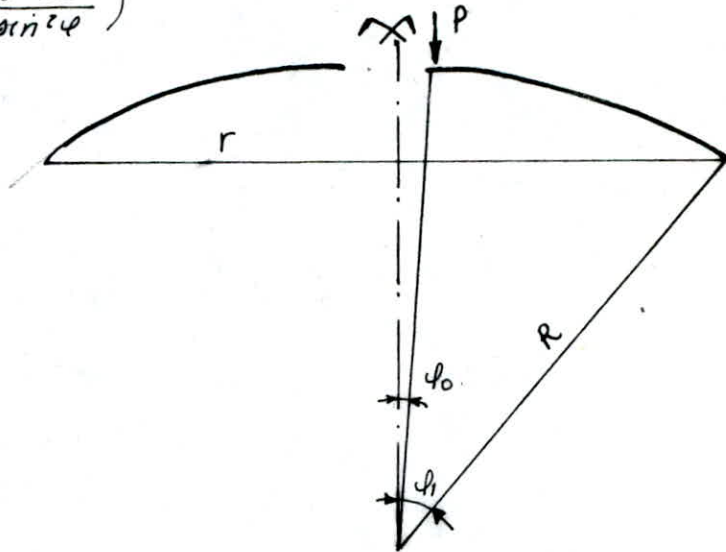
$$P_n = 0$$

$$Q = 2\pi R P \sin \varphi_0$$

d'où :

$$N_{\varphi} = -p \frac{\sin \varphi_0}{\sin^2 \varphi}$$

$$N_{\theta} = +p \frac{\sin \varphi_0}{\sin^2 \varphi}$$



Cas c :

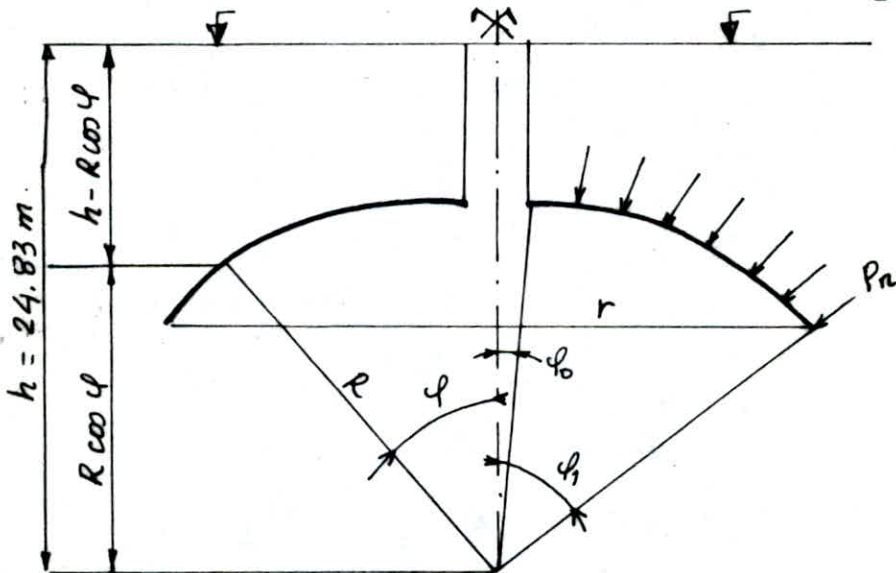
$$P_n = \tilde{w} (h - R \cos \varphi)$$

$$Q = \tilde{w} \pi R^3 \sin^2 \varphi \left[\frac{h}{R} \left(1 - \frac{\sin^2 \varphi_0}{\sin^2 \varphi} \right) + \frac{2}{3} \frac{\cos^3 \varphi - \cos^3 \varphi_0}{\sin^2 \varphi} \right]$$

d'où

$$N_{\varphi} = -\tilde{w} R^2 \left[\frac{h}{2R} \left(1 - \frac{\sin^2 \varphi_0}{\sin^2 \varphi} \right) - \frac{1}{3} \frac{\cos^3 \varphi_0 - \cos^3 \varphi}{\sin^2 \varphi} \right]$$

$$N_{\theta} = -\tilde{w} R^2 \left[\frac{h}{2R} \left(1 + \frac{\sin^2 \varphi_0}{\sin^2 \varphi} \right) + \frac{1}{3} \left(\frac{\cos^3 \varphi_0 - \cos^3 \varphi}{\sin^3 \varphi} - 3 \cos \varphi \right) \right]$$



Valeurs de N_{φ} et N_{θ} au bord inférieur ($\varphi = \varphi_1$)

	N_{φ} (t/ml)	N_{θ} (t/ml)
Cas A	- 5.035	- 4.662
Cas B	- 2.309	+ 2.309
Cas c	- 73.900	- 84.355
total	- 81.244	- 86.708

On constate que pour la coupôle inférieure ; les efforts de compression N_{φ} et N_{θ} ont presque le même ordre de grandeur pour $\varphi = \varphi_1$

Contrainte maximale de compression du béton :

$$\sigma'_b = \frac{N_{\theta}}{100e} = \frac{86,708 \cdot 10^3}{100 \cdot 20} = 43.354 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_{b_0}$$

Puisque le béton seul suffit à supporter les efforts ; nous mettons les armatures résistantes aux effets du retrait et aux efforts dissymétriques. Pour une sécurité, la section d'acier prise suivant les méridiens et les parallèles sera égale à 0.5% de celle du béton soit : $0.5 \cdot e = 10 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Donc :

(car $N_{\varphi} \approx N_{\theta}$)

Mériidiennes	2 x 16T12 / ml
Parallèles	2 x 16T12 / ml

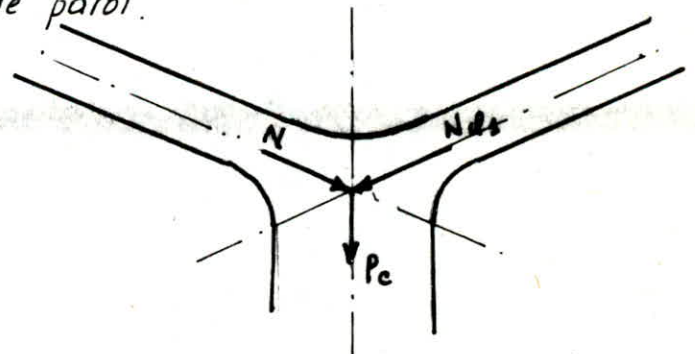
V-B : Ceinture Basse :

Elle est soumise à l'effort N_{φ} , transmis par la coupôle de fond et l'effort N transmis par le dernier anneau de paroi.

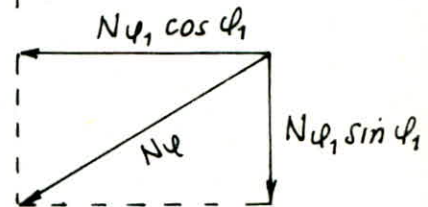
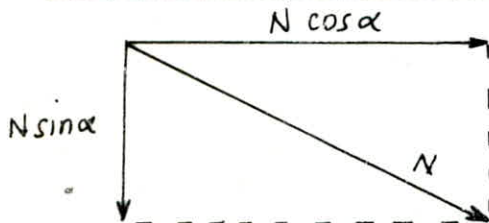
$N_{\varphi_1} = 81.244 \text{ t}$

$N = 2850.66 \text{ t}$

P_c : poids de la ceinture



Composantes de N et N_{φ_1} :



$\alpha = 45^\circ 19' \quad r = 5 \text{ m}$

$N / \text{ml} = \frac{2850.66}{2\pi r} = \frac{2850.66}{2\pi \cdot 5} = 90.74 \text{ t/ml}$

La ceinture résiste à un effort de compression

$H = (N_{\varphi_1} \cos \varphi_1 - N \cos \alpha) r$

$H = (78.19 - 63.95) \cdot 5 = 71.2 \text{ t}$

Ferrailage :

$$A = \max (A_1, A_2)$$

$$A_1 = \frac{1}{n} \left[\frac{H}{\sigma_{b0}} - B \right] \Rightarrow A_1 < 0 \text{ le béton seul peut résister aux efforts}$$

$$B = 3000 \text{ cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_{b0} = 76.5 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_2 = \frac{N \psi_1 \cos \psi_1}{\sigma_a} = \frac{78.9 \cdot 10^3}{1841} = 42.47 \text{ cm}^2 \Rightarrow 15T20 = 47.12 \text{ cm}^2$$

Vérification des contraintes de traction:

$$\bar{\sigma}_b = \frac{N \psi_1 \cos \psi_1}{B + n A} = \frac{78.19 \cdot 10^3}{3000 + 15 \cdot 47.12} = 21.09 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b$$

— Chapitre VI

Etude Au Vent —

1. Action du vent :

L'action du vent soufflant dans une direction donnée est la résultante géométrique de toutes les actions P sur les différentes parois de la construction, qui se décompose en :

- Une direction parallèle à celle du vent : Trainée (T)
- Une direction perpendiculaire à celle du vent : Dérive (L)

2. Calcul de la trainée :

L'effort de la trainée est donné par la formule :

$$T = C_t \cdot \beta \cdot \delta \cdot q \cdot D_e$$

a) $C_t = C_{t_0} \cdot \gamma_0$: Coefficient de trainée qui dépend de l'élanement de la tour et de la rugosité de la surface, liée aux effets aérodynamiques provoqués par la forme circulaire de la surface transversale

$C_{t_0} = 0,55$: cylindre rugueux à base circulaire sans nervure

$$\gamma_0 = f\left(\lambda = \frac{h^2}{S_t}\right) \quad h = 36,80 : \text{hauteur totale}$$

3. Calcul des sections :

Tour $S_1 = h_t \cdot d_t = 25 \cdot 8,4 = 210 \text{ m}^2$

Cuve $S_2 = 2 r_c h_c = 2 \cdot 11 \cdot 7,05 = 155,1 \text{ m}^2$

Coupole $S_3 = \frac{\pi R^2 \theta}{360} - r_c (R - f) = \frac{2 \cdot 14 (41,08)^2}{360} \cdot 31,06 - 11 (41,08 - 1,5)$

$$S_3 = 21,80 \text{ m}^2$$

$$S_t = S_1 + S_2 + S_3 = 386,9 \text{ m}^2$$

$$\lambda = \frac{(36,80)^2}{386,9} = 3,5 \Rightarrow \gamma_0 = 1,017 \text{ (Catégorie II)}$$

donc $C_t \approx 0,559$

b) $\beta = 1 + \xi \tau$: Coefficient de majoration dynamique dépend de la période propre de vibration de la construction et des effets de la résonance provoquée par les oscillations

τ : Coefficient de pulsation évalué en fonction du niveau pris en considération

ξ : Coefficient de répose indiqué en fonction de la période propre de vibration de la structure

c) δ : coefficient de réduction des pressions dynamiques tenant compte des dimensions. Il est fonction de la hauteur de construction

d) q : pression du vent $q = k_s \cdot q_H$

k_s : coefficient du site $k_s = 1.30$ (Région II site exposé)

q_H : pression du vent à la hauteur h $q_H = 175 \frac{h+18}{h+60}$

e) D_e : diamètre extérieur à la côte considérée

Le tableau ci dessous regroupe les résultats numériques.

Z(m)	C _t	τ	ρ _v	ρ _p	β _v	β _p	δ	k _s	q _H (kg/m ³)	q _n (kg/m ³)	q _e (kg/m ³)	D _e (m)	T _{vn} kg/ml	T _{ve} kg/ml	T _{pn} kg/ml	T _{pe} kg/ml
00.00	0.559	0.360	0.38	0.50	1.137	1.18	0.755	1.30	52.50	68.25	119.44	8.40	275.1	481.45	285.51	499.65
02.50	0.559	0.360	0.38	0.50	1.137	1.18	0.755	1.30	57.40	74.62	130.59	8.40	300.78	526.39	312.16	546.30
05.00	0.559	0.360	0.38	0.50	1.137	1.18	0.755	1.30	61.92	80.50	140.87	8.40	324.48	567.83	336.76	589.30
07.50	0.559	0.360	0.38	0.50	1.137	1.18	0.755	1.30	66.11	85.94	150.40	8.40	346.41	606.24	359.51	629.17
10.00	0.559	0.360	0.38	0.50	1.137	1.18	0.755	1.30	70.00	91.00	159.25	8.40	366.81	641.92	380.68	666.19
12.50	0.559	0.356	0.38	0.50	1.135	1.178	0.755	1.30	73.62	95.71	167.49	8.40	385.12	673.94	399.71	699.48
15.00	0.559	0.352	0.38	0.50	1.134	1.176	0.755	1.30	77.00	100.10	175.18	8.40	402.43	704.26	417.33	730.35
17.50	0.559	0.348	0.38	0.50	1.132	1.174	0.755	1.30	80.16	104.21	182.36	8.40	418.21	731.84	433.73	758.99
20.00	0.559	0.344	0.38	0.50	1.131	1.172	0.755	1.30	83.13	108.07	189.12	8.40	433.32	758.29	449.02	785.78
22.50	0.559	0.342	0.38	0.50	1.130	1.171	0.755	1.30	85.91	111.68	195.44	8.40	447.40	782.94	463.63	811.35
25.00	0.559	0.336	0.38	0.50	1.128	1.168	0.755	1.30	88.53	115.09	201.41	8.40	460.24	805.43	476.59	833.99
27.50	0.559	0.334	0.38	0.50	1.127	1.167	0.755	1.30	91.00	118.30	207.03	13.37	752.31	1316.58	779.01	1363.31
30.00	0.559	0.330	0.38	0.50	1.125	1.165	0.755	1.30	93.33	121.33	212.33	18.33	1055.95	1847.93	1093.49	1913.63
32.50	0.559	0.326	0.38	0.50	1.124	1.163	0.755	1.30	95.54	124.20	217.35	23.30	1372.79	2402.37	1420.42	2485.73
34.00	0.559	0.324	0.38	0.50	1.123	1.162	0.755	1.30	97.63	126.92	222.41	19.30	1160.98	2031.72	1201.30	2102.28
36.80	0.559	0.318	0.38	0.50	1.120	1.159	0.755	1.30	99.07	128.79	225.38	4.00	243.51	426.14	251.99	440.98

- Remarque:
- L'indice "v" désigne le cas où la cuve est vide
 - L'indice "p" désigne le cas où la cuve est pleine
 - q indice "n" désigne le cas où la sollicitation est normale → $q_n = k_s \cdot q_H$
 - L'indice "e" désigne le cas où la sollicitation est extrême → $q_e = 1.75 q_n$

3. Action perpendiculaire à la direction du vent:

La force de dérive est:

$$L = \delta' \cdot c_L \cdot \beta' \cdot q_{cr} \cdot D_e \cdot \frac{H}{h}$$

a) δ' : Coefficient de réduction tenant compte de l'effet de dimension

$$\delta' = 0.8 \text{ (NV68)}$$

b) c_L : Coefficient de dérive $c_r = 0.2 \text{ (NV65)}$

c) β' : Coefficient de majoration dynamique tenant compte de l'amortissement: $\beta' = \frac{\pi}{\Delta}$

Δ : décrement logarithmique d'amortissement ($\Delta = 0.30$ pour béton armé)

$$\beta' = 10.47$$

d) D_e : diamètre extérieur à la côte considérée

e) H : côte du niveau considéré compte à partir du sol.

f) h : hauteur totale de la construction ($h = 36.80 \text{ m}$)

g) q_{cr} : pression correspondante à la vitesse critique

4 Détermination de la vitesse critique:

La théorie de KARMAN montre que la période des tourbillons est

donnée par: $T_k = \frac{d}{S \cdot v}$

v : vitesse du fluide

d : longueur du maître couple

S : nombre de 'STROUHAH' ($S = 0.2$ pour cylindre rugueux catégo. V)

fonction de la rugosité des surfaces, de la forme de construction et de la viscosité du fluide

Il y a résonance lorsque $T = T_k$ T : étant la période de la construction

$$(v_{cr} = \frac{d}{S \cdot T})$$

Réservoir vide: $T_v = 0.36 \text{ s} \rightarrow v_{cr} = 120 \text{ m/s} > 25 \text{ m/s}$

Réservoir plein: $T_p = 0.58 \text{ s} \rightarrow v_{cr} = 74 \text{ m/s} > 25 \text{ m/s}$

L'augmentation de la vitesse du vent diminue la possibilité de mise en résonance, donc à partir d'une vitesse de 25 m/s , il est inutile de faire un calcul à la résonance (NV65 Annexe B)

Les efforts engendrés par le vent sont dans le tableau ci-après.

Côte 2 (m)	CUVE VIDE				CUVE PLEINE -			
	T (t)		M (t.m)		T (t)		M (t.m)	
	S.N	S.E	S.N	S.E	S.N	S.E	S.N	S.E
36.80	00.00	00.00	00.00	00.00	00.00	00.00	00.00	00.00
34.00	01.97	03.45	2.76	4.83	02.03	03.55	02.84	04.97
32.50	03.87	6.77	7.14	12.50	4.00	7.00	7.36	12.88
30.00	6.90	12.08	20.60	36.05	7.14	12.49	21.29	37.26
27.50	9.16	16.03	40.68	71.19	9.48	16.39	42.06	73.61
25.00	10.68	18.69	65.48	114.59	11.05	19.34	67.73	118.53
22.50	11.84	20.67	93.59	163.78	12.23	21.40	96.83	169.45
20.00	12.91	22.59	124.49	217.86	13.37	23.40	128.83	225.45
17.50	13.98	24.47	158.10	276.68	14.36	25.13	163.49	286.11
15.00	15.00	26.25	194.33	340.08	15.42	26.99	200.72	351.26
12.50	15.99	27.98	233.07	407.87	16.45	28.79	240.56	420.98
10.00	16.93	29.63	274.22	479.89	17.42	30.49	282.89	495.06
7.50	17.82	31.19	317.65	555.89	18.35	32.11	327.60	573.30
5.00	19.66	32.66	363.25	635.69	19.25	33.69	374.61	655.57
2.50	19.44	34.02	410.88	719.04	20.06	35.10	423.74	741.55
00.00	20.16	35.28	460.38	805.67	20.81	36.42	474.83	830.95
-01.00	20.16	35.28	460.38	805.67	20.81	36.42	474.83	830.95

Remarque

S.N : service normal

et S.E. : service extrême

Actions locales :

Chaque tronçon de l'ouvrage de section annulaire est en équilibre sous l'action de la pression locale du vent p et des cisaillements τ engendrés dans l'épaisseur de la paroi. Les efforts p et τ produisent des moments fléchissants d'ovalisation :

$$M_{oe} = k_i \cdot \sigma_0 \cdot q_H \cdot D_m^2 \quad : \text{moment d'ovalisation intérieur}$$

$$M_{oi} = k_e \cdot \sigma_0 \cdot q_H \cdot D_m^2 \quad : \text{moment d'ovalisation extérieur}$$

$$D_m = \frac{D_e + D_i}{2} \quad : \text{Diamètre moyen.}$$

$\sigma_0 = 0.87$: coefficient de dimension affecté de l'indice "0" pour bien préciser que dans le cas des charges localisées sur la paroi, la plus grande dimension de la surface offerte au vent et non plus Z mais D_e

$$k_i = 0.062$$

$$k_e = 0.054$$

} selon MARIAU DIVERS.

Z (m)	k_i	k_e	ρ_0	D_m (m)	q_H (kg/m ³)	D_m^2 (m ²)	M.O. N		M.O. E	
							M_{oi} kg·m/ml	M_{oe} kg·m/ml	M_{oi} kg·m/ml	M_{oe} kg·m/ml
00.00	0.062	0.054	0.870	8.40	68.25	70.56	259.76	226.24	454.58	395.92
02.50	0.062	0.054	0.870	8.40	74.62	70.56	284.00	247.36	497.00	432.88
05.00	0.062	0.054	0.870	8.40	80.50	70.56	306.38	266.85	536.17	466.99
07.50	0.062	0.054	0.870	8.40	85.94	70.56	327.09	284.88	572.41	498.54
10.00	0.062	0.054	0.870	8.40	91.00	70.56	346.35	301.66	606.11	527.91
12.50	0.062	0.054	0.870	8.40	95.71	70.56	364.27	317.27	637.47	555.22
15.00	0.062	0.054	0.870	8.40	100.10	70.56	380.98	331.82	666.72	580.69
17.50	0.062	0.054	0.870	8.40	104.21	70.56	396.62	345.45	694.09	604.54
20.00	0.062	0.054	0.870	8.40	108.07	70.56	411.32	358.24	719.81	626.92
22.50	0.062	0.054	0.870	8.40	111.68	70.56	425.05	370.21	743.84	647.87
25.00	0.062	0.054	0.870	8.40	115.09	70.56	438.03	381.51	766.55	667.64
27.50	0.062	0.054	0.830	13.37	118.30	178.76	1088.24	947.82	1904.42	1658.69
30.00	0.062	0.054	0.815	18.33	121.33	335.99	2059.89	1794.10	3604.81	3159.68
32.50	0.062	0.054	0.802	23.30	124.20	542.89	3352.74	2920.13	5867.30	5110.23
34.00	0.062	0.054	0.787	19.30	126.92	372.49	2306.81	2009.15	4036.92	3516.01
36.80	0.062	0.054	0.772	4.00	128.79	16.00	98.63	85.90	172.60	150.33

Remarque: { MON : Moment d'ovalisation normal.
 { MOE : Moment d'ovalisation extrême

— Chapitre VII

Etude Au Seisme —

1. Introduction :

Notre ouvrage sera implante dans une zone de moyenne sismicite (zone II) il doit être conçu de façon à pouvoir résister aux forces sismiques horizontales totales agissantes sur la structure. l'étude consiste à la vérification sous les sollicitations d'ensemble de la résistance et de la stabilité de la structure, a fini de justifier la securite de la construction vis a vis des efforts d'origine sismique.

L'elevation de l'action sismique se fait par application à la construction d'un système de forces tel que les effets statiques engendrent les mêmes effets que l'action sismique.

le calcul sera fait selon les reglements Parasismiques Algeriens (R.P.A 81)

2. Evaluation de la force sismique V:

La force horizontale totale agissante sur la structure est:

$$V = A \cdot B \cdot D \cdot Q \cdot W$$

- A : coefficient d'accélération de zone, dépend du groupe d'usage de la structure et de la zone sismique.

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{groupe d'usage 1} \\ \text{zone II} \end{array} \right. \Rightarrow A = 0.25$$

- D : facteur d'amplification dynamique ; sa valeur sera déterminée d'après le type de sol en fonction de la periode T de la structure

Pour un sol ferme $D = 2 \sqrt{\frac{0.3}{T}}$
d'où : réservoir vide $T_v = 0.36 \text{ s} \rightarrow D_v = 1.83$
réservoir plein $T_p = 0.58 \text{ s} \rightarrow D_p = 1.44$

- B : facteur de Comportement de la structure, dépend de son type et de la nature de ses contre ventements

Notre ouvrage est considérée comme une structure voiles-porteur $B = \frac{1}{3}$

- Q : facteur de qualite, dépend de l'hyperstaticite et de la sur-abondance du systeme, de ses symetries en plan, de sa regularite en elevation. La valeur Q devra être déterminée par la formule:

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^n P_q$$

P_q : penalite qui depend de l'observation ou non du critere de qualite q

- 1. Conditions minimales des files porteuses 0.1
- 2. Surabondance en plan 0.1
- 3. Symétrie en plan 0.1
- 4. Régularité en élévation 0.0
- 5. Contrôle de la qualité des matériaux 0.0
- 6. Contrôle de la qualité de la construction 0.0

d'où $Q = 1.3$

W : poids de la structure

$W_{vide} = 1224 t \rightarrow V_{vide} = 243 t$

$W_{pleine} = 2741.56 t \rightarrow V_{pleine} = 428 t$

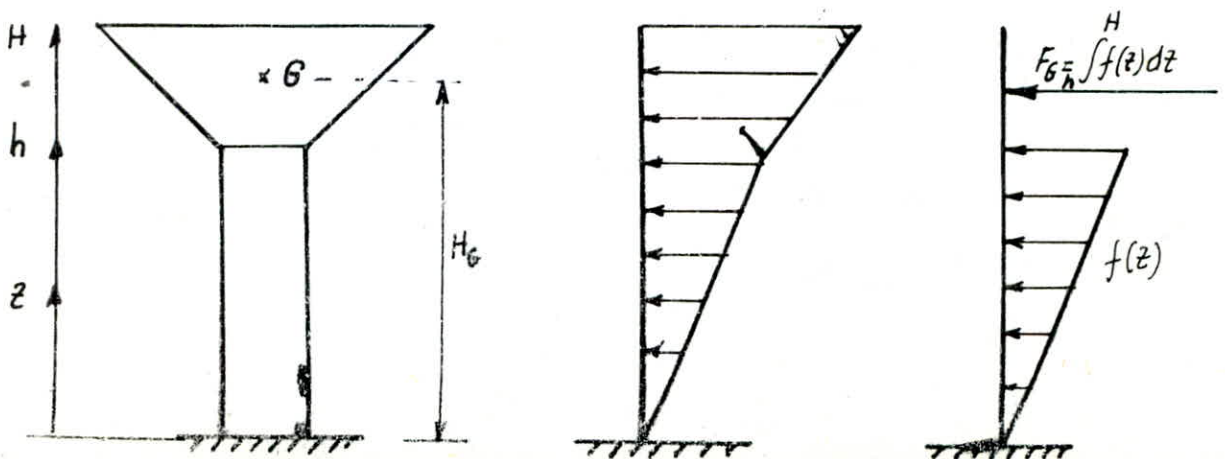
3. Distribution de la charge sismique en élévation:

Pour les châteaux d'eau, que l'on modélise par une masse concentrée au niveau du centre de gravité de la cuve, la force sismique évaluée précédemment est bien-sûr appliquée à cette masse en son centre de gravité mais dans les cas où la masse du support n'est pas du tout à négliger et est considérée comme uniformément répartie, la distribution précontrainte sera la suivante:

On modélise notre structure par une masse concentrée au niveau du centre de gravité de la cuve. Le support n'est pas à négliger et considéré à masse uniformément répartie

$f(z) = \frac{V \cdot m(z) \cdot z}{\int_0^H m(z) \cdot z dz}$ avec :

- $f(z)$: densité de la force horizontale à la cote z
- $m(z)$: loi de répartition de la masse
- z : cote du point du support.



Deux cas à envisager

1. Cuve vide

$$H = 36.80 \text{ m}$$

$$h = 25.80 \text{ m}$$

$$H_G = 30.76 \text{ m}$$

$$M(x) = -0.0593 x^3 + 243x - 5875.61$$

$$T(x) = -0.17779 x^2 + 243$$

2. Cuve pleine

$$H = 36.80 \text{ m}$$

$$h = 25.80 \text{ m}$$

$$H_G = 29.67 \text{ m}$$

$$M(x) = -0.1085 x^3 + 428x - 10482.32$$

$$T(x) = -0.3255 x^2 + 428$$

Valeurs de M et de T dans le tableau ci-dessous.

z (m)	Cuve vide		Cuve pleine	
	T (t)	M (t.m)	T (t)	M (t.m)
25.00	122.74	599.87	207.96	1261.36
22.50	144.75	934.70	248.24	1832.46
20.00	164.55	1321.79	284.45	2499.18
17.50	182.11	1755.58	316.60	3251.34
15.00	197.46	2230.50	344.67	4078.78
12.50	210.58	2741.01	368.68	4971.31
10.00	221.47	3281.54	388.61	5918.77
7.50	230.15	3846.53	404.48	6910.99
5.00	236.60	4201.61	416.28	7937.80
2.50	240.82	5027.65	424.01	8989.01
0.00	242.82	5632.67	427.67	10054.47
-1.00	243.00	5875.61	428.00	10482.36

Remarque: $x = z + 1$

— Chapitre VIII

Etude De l'Effet Hydrodynamique

1. Introduction:

Il n'y aura pas de mouvement relatif du fluide par rapport à un réservoir couvert et entièrement plein, à la suite d'une excitation. Du point de vue dynamique, l'ensemble fluide-réservoir constitue une masse unique. Par contre si le réservoir est partiellement rempli; l'excitation met une partie du fluide en mouvement, ce qui entraîne la formation de vagues en surface. Si les vibrations de l'eau oscillante et celles de la structure sont en phase, cette dernière sera soumise à des efforts supérieurs à ceux trouvés sous l'hypothèse que l'eau et la cuve font un même corps.

3. Hypotheses de base:

1. Liquide incompressible
2. La dissipation d'énergie due à la viscosité du fluide est négligeable

4. Méthode de calcul approchée d'après HOUZNER:

Dans sa modélisation HOUZNER décompose l'action du liquide en 2 types

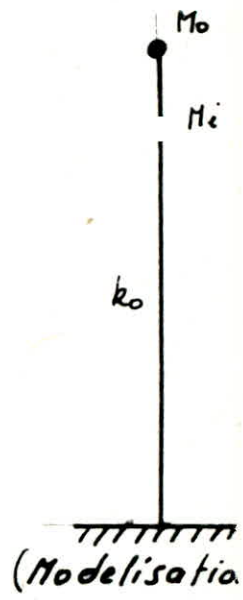
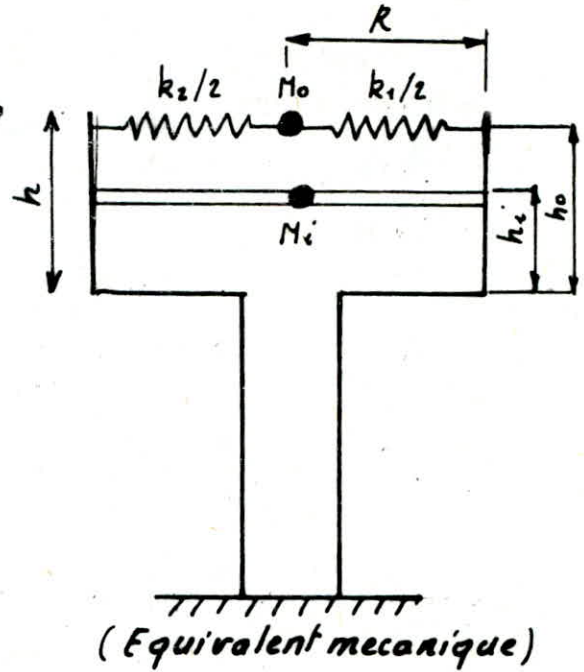
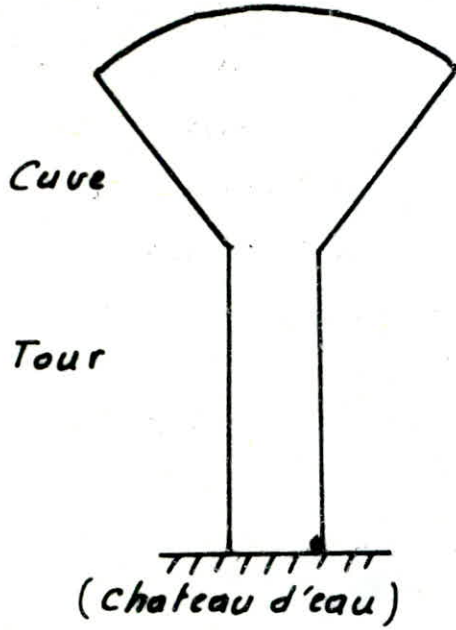
- Une action passive provoquant des efforts d'impulsion
- Une action active provoquant des efforts d'oscillation

Les efforts d'impulsion proviennent de ce qu'une partie de la masse du fluide, dite de masse passive, réagit par inertie, à la translation des parois du réservoir. Son système mécanique équivalent est obtenu en considérant une masse M_i , liée rigidement au réservoir à une hauteur h_i telle qu'elle exerce sur les parois les mêmes efforts horizontaux que la masse d'eau équivalente.

Quant aux efforts d'oscillations, ils proviennent de ce qu'une partie de la masse du fluide, dite masse active se met en mouvement d'oscillation sous l'action du séisme, son équivalent mécanique s'obtient en considérant une masse M_0 retenue par deux ressorts de raideur $k_1/2$ à un niveau h_0 dans le modèle adopté pour le château d'eau, la masse M_0 est reliée à la structure par une tige de même raideur k_1 formant un couplage direct avec M_i ; tandis que M_i est reliée au sol par une tige représentant le support de la structure et de constante de rappel k_0 .

5. Application de la méthode:

On a un château d'eau en béton armé pour simplifier les calculs, nous admettons que la cuve est cylindrique.



Rayon equivalent : $R = \left(\frac{V}{\pi h} \right)^{\frac{1}{2}}$ $V = 1517.68 \text{ m}^3$ $h = 6.95 \text{ m} \rightarrow R = 8.34 \text{ m}$

Tour de remplissage : $\frac{h}{R} = 0.83 < 1.5 \Rightarrow$ on a une cuve profonde, la methode de HOUZNER est applicable

- Poids de l'eau $M_e = 1489 \cdot 10^4 \text{ N}$
- Poids du reservoir vide $M_r = 781.38 \cdot 10^4 \text{ N}$
- Poids de la tour $M_t = 465 \cdot 10^4 \text{ N}$

d'ou les masses passives et active sont :

$$M_i = M_e \frac{th \sqrt{3} R/h}{\sqrt{3} R/h} + M_r + \frac{1}{2} M_t = 1708,19 \cdot 10^4 \text{ N}$$

$$M_o = M_e \times 0.318 \times \frac{R}{h} th \left(1.84 \times \frac{h}{R} \right) = 517,63 \cdot 10^4 \text{ N}$$

Pulsation fondamentale de vibration du liquide (ω_0^2) :

$$\omega_0^2 = \sqrt{\frac{27}{8}} \frac{g}{R} th \sqrt{\frac{27}{8}} \frac{g}{R} = 2.1 [\text{rd}^2/\text{s}^2]$$

Raideur du couplage entre M_o et M_i :

$$k_1 = m_1 \omega_0^2 = \frac{M_o}{g} \cdot \omega_0^2 = 110.81 \cdot 10^4 \text{ N}$$

Constante de rappel (k_0)

$$k_0 = \frac{P}{p'} \cdot \frac{3EI}{p^3} = 5,02 \cdot 10^8 \text{ N/m}$$

P: Poids de la masse concentrée $P = M_e + M_r = 2270,38 \times 10^4 \text{ N}$

E: modul d'élasticité du béton $E = 360 \times 10^8 \text{ N/m}^2$

I: Inertie de la section transversale $I = 67,4 \text{ m}^4$

$$P' : P' = P + \frac{33}{140} \cdot M_t = 23,8 \cdot 10^6 \text{ N}$$

l: hauteur de la tour $l = 29 \text{ m}$.

Pulsations propres des deux modes principaux de vibrations:

$$\omega_{I,II}^2 = 0,5 \left[\frac{k_{00}}{m_0} + \frac{k_{11}}{m_1} \pm \sqrt{\left(\frac{k_{00}}{m_0} - \frac{k_{11}}{m_1}\right)^2 + 4 \frac{k_{01} \cdot k_{10}}{m_0 \cdot m_1}} \right]$$

où

$$\left. \begin{array}{l} k_{11} = k_1 = 110,81 \times 10^4 \text{ N/m} \\ k_{01} = k_{10} = -k_1 = -110,81 \times 10^4 \text{ N/m} \\ k_{00} = k_0 + k_1 = 5,03 \cdot 10^8 \text{ N/m} \\ m_1 = M_0/g = 52,76 \cdot 10^4 \text{ N/m} \\ m_0 = M_t/g = 174,13 \cdot 10^4 \text{ N/m} \end{array} \right\} \rightarrow \left[\begin{array}{l} \omega_I^2 = 2,09 \text{ (rd/s)}^2 \\ \omega_I = 1,44 \text{ rd/s} \\ T_I = 4,36 \text{ s} \\ \omega_{II}^2 = 288,87 \text{ (rd/s)}^2 \\ \omega_{II} = 16,99 \text{ rd/s} \\ T_{II} = 0,37 \text{ s} \end{array} \right.$$

Rapport d'amplitude:

$$\Phi_{0I,II} = \frac{-k_{01}/m_0}{k_{00}/m_0 - \omega_{I,II}^2} \rightarrow \left[\begin{array}{l} \Phi_{0I} = 2,219 \cdot 10^{-3} \\ \Phi_{0II} = -118,75 \end{array} \right.$$

Soit

$$K_{I,II} = \frac{m_0 \Phi_{0I,II} + m_1}{m_0 \Phi_{0I,II}^2 + m_1} \rightarrow \left[\begin{array}{l} K_I = 1,0073 \\ K_{II} = -8,399 \cdot 10^{-3} \end{array} \right.$$

D'après le spectre de vitesse S_v on a:

$$\left. \begin{array}{l} T_I = 4,36 \\ \xi = 0,57\% \end{array} \right\} S_{vI} = 0,872 \text{ m/s} \quad \left. \begin{array}{l} T_{II} = 0,37 \text{ s} \\ \xi = 2\% \end{array} \right\} S_{vII} = 0,513 \text{ m/s}$$

Calcul des fleches

1ere methode:

$$\bar{X}_{1I} = \frac{k_1 \cdot S_{vI}}{\omega_I^2} = 0,42 \text{ m}$$

$$\bar{X}_{0I} = \Phi_{0I} \cdot \bar{X}_{1I} = 9,32 \cdot 10^{-4}$$

2eme mode:

$$\bar{X}_{1II} = \frac{k_{II} \cdot S_{vII}}{\omega_{II}^2} = -1,481 \cdot 10^{-5}$$

$$\bar{X}_{0II} = \Phi_{0II} \cdot \bar{X}_{1II} = 1,77 \cdot 10^{-3}$$

On en déduit.

Les forces horizontales :

• Pour le premier mode :

$$P_{1I} = k_{11} \bar{x}_{1I} + k_{10} \bar{x}_{0I} = 46,44 \cdot 10^4 \text{ N}$$

$$P_{0I} = k_{01} \bar{x}_{1I} + k_{00} \bar{x}_{0I} = 3394 \text{ N}$$

$$\text{Soit un effort tranchant de : } P_I = P_{1I} + P_{0I} = 46,78 \cdot 10^4 \text{ N}$$

• Pour le deuxième mode :

$$P_{1II} = k_{11} \bar{x}_{1II} + k_{10} \bar{x}_{0II} = -1977,86 \text{ N}$$

$$P_{0II} = k_{01} \bar{x}_{1II} + k_{00} \bar{x}_{0II} = 89,03 \cdot 10^4 \text{ N}$$

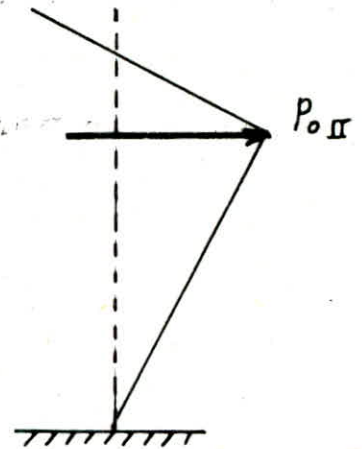
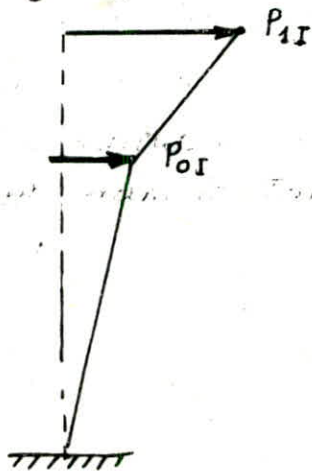
$$\text{Soit un effort tranchant de } P_{II} = P_{1II} + P_{0II} = 88,84 \cdot 10^4 \text{ N}$$

d'où le maximum de l'effort tranchant (force élastique)

$$P = \sqrt{P_I^2 + P_{II}^2} = 100,4 \cdot 10^4 \text{ N}$$

La force réglementaire est donnée par :

$$F_{\text{reg}} = \frac{1}{3} P = 33,47 \cdot 10^4 \text{ N}$$



Calcul de h_0 et h_1

$$h_0 = h \left[1 - \frac{ch \left(\sqrt{\frac{27}{8}} \cdot \frac{h}{R} \right) - 1}{\left(\sqrt{\frac{27}{8}} \cdot \frac{h}{R} \right) \operatorname{sh} \left(\sqrt{\frac{27}{8}} \cdot \frac{h}{R} \right)} \right] = 4,025 \text{ m et } h_1 = \frac{3}{8} h = 2,606 \text{ m}$$

Distribution de l'effort tranchant et calcul de M et T

L'effort tranchant (F_{reg}) est distribué de la même façon que pour l'étude sismique

Les valeurs de l'effort tranchant T et du moment flechissant M

Z (m)	25.00	22.50	20.00	17.50	15.00	12.50	10.00	07.50	05.00	02.50	00.00	-1.00
T(t)	243.25	280.38	332.77	370.39	403.25	431.35	454.69	473.26	487.07	496.12	500.41	500.79
M(t.m)	1497.37	2165.74	2945.67	3825.67	4793.66	5837.92	6946.46	8107.39	9308.80	10538.80	11785.45	12286.11

les efforts engendrés par l'action hydrodynamique sont plus importants que ceux évolués par l'étude sisme, on aura un effet de majoration de 17% des effort de M et T d'où on retient ces valeur pour le calcul de la tour.

Calcul de la hauteur maximale des vagues

$$\theta_{0I,II} = 1,53 \frac{X_{1I,II} - X_{0I,II}}{R} \operatorname{th} \left(\sqrt{\frac{27}{8}} \frac{h}{R} \right)$$

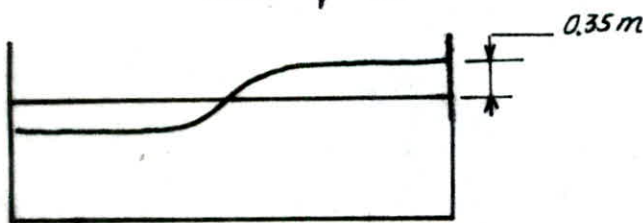
d'où: $\theta_{0I} = 0.07 \text{ m}$

$$\theta_{0II} = -2.9816 \cdot 10^{-4} \text{ et } d_{\max I,II} = \frac{0.408 R}{\left(\frac{g}{\omega_I \cdot \theta_{0I,II}} \cdot R \right) \operatorname{th} \left(\sqrt{\frac{27}{8}} \frac{h}{R} \right)}$$

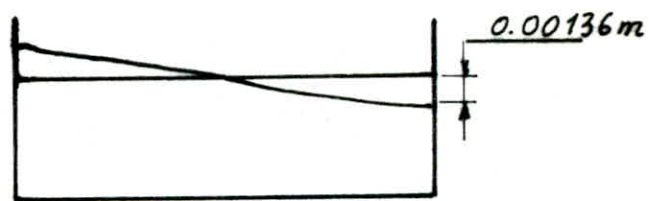
d'où: $d_{\max I} = 0.350 \text{ m}$

$$d_{\max II} = -1,36 \cdot 10^{-3} \text{ m}$$

d'où $d_{\max} = \sqrt{d_{\max I}^2 + d_{\max II}^2} = 0.350 \text{ m}$ (voir schéma)



mode I



mode II

On remarque que la hauteur des vagues du second mode est négligeable devant celle de premier mode, donc sa contribution est beaucoup plus important quand il s'agit des sollicitations dynamiques.

— Chapitre IX

Calcul De La Tour —

IX 1 Généralité :

Le but de l'étude est l'évaluation des contraintes maximales dans le béton et l'acier, σ'_b et σ_a engendrées par les charges extérieures. Il ya deux types de sollicitation pour la tour.

- Les sollicitations d'ensemble
- Les sollicitations locales

1. Sollicitations d'ensemble :

Il représente les sollicitations agissant sur la structure considérée comme une console encastree dans le sol, qui sont : le moment flechissant M , l'effort tranchant T ; et l'effort normal N (les plus defavorable qui donnent les contraintes moyennes σ_{am} et σ'_{bm})

2. Sollicitations locales :

Ils produisent uniquement des flexions locales, qui sont dues aux moments d'ensolleillement, et aux moment d'oualisation

IX 2 Calcul des efforts :

I : Sollicitation d'ensemble

D'après M^r MARIUS DIVERS " Calcul pratique des tours en B.A " et conformement aux regles CCBA 68, on considere les combinaisons suivantes

1. Sollicitations ponderées du 1^{er} genre

- $S_1^1 = G + P + V$
- $S_1^2 = G + V$
- $S_1^3 = G + 1,2 P$

Verification :

- $\bar{\sigma}'_{bm} (S_1^1, S_1^3) \leq 0,30 \sigma'_{28} = 92 \text{ kg/cm}^2$ $\sigma'_{28} = 306 \text{ kg/cm}^2$
- $\bar{\sigma}_a (S_1^2) \leq \min \left[\frac{2}{3} \sigma_{en} \right.$
 $\left. \sigma_2 \text{ (contrainte de fissuration accidentelle)} \right]$

2. Sollicitations ponderées du 2^{eme} genre

- $S_2^1 = 1,1 G + 1,1 P + 1,1 W$
- $S_2^2 = 0,9 G + 0,9 P + 1,1 W$
- $S_2^3 = G + P + S$
- $S_2^4 = 0,8 G + S$

Vérification :

- La contrainte du béton dans le sens vertical doit vérifier :

$$\left. \begin{array}{l} \sigma'_b (S_2^1) \\ \sigma'_b (S_2^3) \end{array} \right] \leq 1.5 (0.3 \cdot \sigma'_{28}) = 138 \text{ kg/cm}^2$$

- La contrainte de l'acier dans le sens vertical doit vérifier

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_a (S_2^1) \\ \sigma_a (S_2^3) \end{array} \right] \leq \sigma_{en} = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

Remarque:

les risques de corrosion du béton et de l'acier diminue avec l'absence des gaz nocifs, ce qui prouve permet d'augmenter la valeur des contraintes admissibles. Les règles pour la construction des tours en béton armé admettent les contraintes suivantes:

. Béton

- Sollicitation du 1^{er} genre : $0.4 \cdot \sigma'_{28} = 122.4 \text{ kg/cm}^2$

- Sollicitation du 2^{eme} genre : $0.6 \cdot \sigma'_{28} = 183.6 \text{ kg/cm}^2$

. Acier :

- Sollicitations du 1^{er} genre : $0.67 \sigma_{en}$

- Sollicitations du 2^{eme} genre : σ_{en}

les tableaux T_1, T_2, T_3 et T_4 regroupent les valeurs numériques des efforts M, N et T

Tableau 1 Cuve vide

Sollicitation du 1^{er} genre:

z (m)	G + P + V				G + V				G + 1.2 P			
	M(t.m)	N(t)	T(t)	e(m)	M(t.m)	N(t)	T(t)	e(m)	M(t.m)	N(t)	T(t)	e(m)
25.00	65.48	796.52	10.68	0.082	65.48	748.81	10.68	0.087	0.00	806.06	0.00	0.00
22.50	93.59	844.23	11.81	0.110	93.59	796.52	11.81	0.117	0.00	853.77	0.00	0.00
20.00	124.49	892.32	12.91	0.139	124.49	844.61	12.91	0.147	0.00	901.86	0.00	0.00
17.50	158.10	940.41	13.98	0.168	158.10	893.07	13.98	0.177	0.00	950.32	0.00	0.00
15.00	194.33	988.50	15.00	0.197	194.33	941.91	15.00	0.206	0.00	999.16	0.00	0.00
12.50	233.07	1036.59	15.99	0.225	233.07	989.99	15.99	0.235	0.00	1047.24	0.00	0.00
10.00	274.22	1084.30	16.93	0.253	274.22	1037.71	16.93	0.264	0.00	1094.96	0.00	0.00
07.50	317.65	1132.39	17.82	0.280	317.65	1085.80	17.82	0.292	0.00	1143.05	0.00	0.00
05.00	363.25	1180.48	18.66	0.307	363.25	1133.88	18.66	0.320	0.00	1191.13	0.00	0.00
02.50	410.88	1228.57	19.44	0.334	410.88	1181.97	19.44	0.347	0.00	1239.22	0.00	0.00
00.00	460.38	1276.66	20.16	0.360	460.38	1230.06	20.16	0.374	0.00	1287.31	0.00	0.00
-01.00	460.38	1324.37	20.16	0.348	460.38	1277.77	20.16	0.360	0.00	1335.02	0.00	0.00

- 99 -

Tableau 2.

Cuve vide

sollicitation du 2^{eme} genre

z (m)	1.1 (G+P+W)				0.9 (G+P)+1.1 W				G + P + S				0.8 G + S			
	M [t.m]	N (t)	T (t)	e (m)	M [t.m]	N (t)	T (t)	e (m)	M [t.m]	N (t)	T (t)	e (m)	M [t.m]	N (t)	T (t)	e (m)
25.00	126.05	876.17	20.56	0.144	126.05	716.87	20.56	0.176	599.87	796.52	122.74	0.753	599.87	599.05	122.74	1.001
22.50	180.16	928.65	22.74	0.194	180.16	759.81	22.74	0.237	934.70	844.23	144.75	1.107	934.70	637.22	144.75	1.467
20.00	239.65	981.55	24.85	0.244	239.65	803.09	24.85	0.298	1321.79	892.32	164.55	1.481	1321.79	678.69	164.55	1.956
17.50	304.35	1034.45	26.92	0.294	304.35	846.37	26.92	0.360	1755.58	940.41	182.11	1.867	1755.58	714.46	182.11	2.457
15.00	374.09	1087.35	28.88	0.344	374.09	889.65	28.88	0.420	2220.50	988.50	197.46	2.256	2220.50	752.53	197.46	2.960
12.50	448.66	1140.25	30.78	0.393	448.66	932.93	30.78	0.481	2741.01	1036.59	210.58	2.644	2741.01	791.99	210.58	3.461
10.00	527.88	1192.73	32.59	0.442	527.88	975.87	32.59	0.541	3281.54	1084.30	221.47	3.026	3281.54	830.17	221.47	3.953
07.50	611.48	1245.52	34.31	0.491	611.48	1120.97	34.31	0.545	3846.53	1132.39	230.15	3.397	3846.53	868.64	230.15	4.428
05.00	699.26	1298.53	35.93	0.538	699.26	1168.68	35.93	0.598	4201.61	1180.48	236.60	3.559	4201.61	907.10	236.60	4.682
2.50	790.94	1351.43	37.42	0.585	790.94	1216.29	37.42	0.650	5027.67	1228.57	240.82	4.092	5027.65	945.58	240.82	5.317
00.00	886.24	1404.33	38.81	0.631	886.24	1263.90	38.81	0.701	5632.67	1276.64	242.82	4.412	5632.67	984.05	242.82	5.724
- 1.00	886.24	1456.81	38.81	0.608	886.24	1311.13	38.81	0.676	5875.61	1324.37	243.00	4.436	5875.61	1022.27	243.00	5.748

Tableau 3Cuve pleinesollicitation du 1^{er} genre.

Z (m)	G + P + V				G + V				G + 1.2 P			
	M(t.m)	N(t)	T(t)	e(m)	M(t.m)	N(t)	T(t)	e(m)	M(t.m)	N(t)	T(t)	e(m)
25.00	67.73	2314.2	11.05	0.029	67.73	2266.49	11.05	0.030	0	2323.74	0	0
22.50	96.83	2361.91	12.23	0.041	96.83	2314.20	12.23	0.042	0	2371.45	0	0
20.00	128.83	2410	13.37	0.053	128.83	2362.29	13.37	0.054	0	2419.54	0	0
17.50	163.49	2458.09	14.36	0.066	163.49	2410.75	14.36	0.068	0	2468.00	0	0
15.00	200.72	2506.18	15.42	0.080	200.72	2459.59	15.42	0.082	0	2516.84	0	0
12.50	240.56	2554.27	16.45	0.094	240.56	2507.67	16.45	0.096	0	2564.92	0	0
10.00	282.89	2601.98	17.42	0.109	282.89	2555.39	17.42	0.110	0	2612.64	0	0
7.50	327.60	2650.07	18.35	0.123	327.6	2603.48	18.35	0.126	0	2660.73	0	0
5.00	374.61	2698.16	19.25	0.139	374.61	2651.56	19.25	0.141	0	2708.81	0	0
2.50	423.74	2746.25	20.06	0.154	423.74	2699.65	20.06	0.157	0	2756.90	0	0
0.00	474.83	2794.34	20.81	0.170	474.83	2747.74	20.81	0.173	0	2804.99	0	0
-01.00	474.83	2842.05	20.81	0.167	474.83	2795.45	20.81	0.170	0	2852.70	0	0

Tableau 4. Cuve pleine Sollicitation du 2^{ème} genre.

z (m)	1.1 (G+P+W)				0.9 (G+P) + 1.1 W				G + P + S				0.8 G + S			
	M(t.m)	N(t)	T(t)	e(m)	M(t.m)	N(t)	T(t)	e(m)	M(t.m)	N(t)	T(t)	e(m)	M(t.m)	N(t)	T(t)	e(m)
25.00	130.38	2545.62	21.27	0.051	130.38	3752.23	21.27	0.035	1497.37	2344.2	243.25	0.647	1497.37	1813.19	243.25	0.826
22.50	186.40	2592.1	23.54	0.072	186.40	3795.17	23.54	0.049	2165.74	2361.91	290.38	0.917	2165.74	1851.36	290.38	1.170
20.00	248.00	2651.00	25.74	0.094	248.00	3838.45	25.74	0.065	2945.67	2410	332.77	1.222	2945.67	1889.83	332.77	1.559
17.50	314.72	2703.90	27.64	0.116	314.72	3881.73	27.64	0.081	3825.62	2458.09	370.39	1.556	3825.62	1928.60	370.39	1.984
15.00	386.39	2756.80	29.69	0.140	386.39	3925.01	29.69	0.098	4793.66	2506.18	403.25	1.913	4793.66	1967.67	403.25	2.436
12.50	463.08	2809.70	31.67	0.165	463.08	3968.29	31.67	0.117	5837.92	2554.27	431.37	2.286	5837.92	2006.14	431.35	2.910
10.00	544.57	2862.18	33.54	0.190	544.57	4011.23	33.54	0.136	6946.46	2601.98	454.69	2.670	6946.46	2044.31	454.69	3.398
7.50	630.63	2914.97	35.32	0.216	630.63	4054.51	35.32	0.156	8107.39	2650.07	473.26	3.059	8107.39	2082.78	473.26	3.892
5.00	721.13	2967.98	37.06	0.243	721.13	4097.80	37.06	0.176	9308.80	2698.16	487.07	3.450	9308.80	2121.25	487.07	4.388
2.50	815.71	3020.88	38.61	0.270	815.71	4141.07	38.61	0.197	10538.8	2746.25	496.12	3.837	10538.80	2159.72	496.12	4.880
0.00	914.05	3073.78	40.06	0.297	914.05	4184.35	40.06	0.218	11785.45	2794.34	500.41	4.218	11785.45	2198.19	500.41	5.361
-01.00	914.05	3126.26	40.06	0.292	914.05	4227.29	40.06	0.216	12286.11	2842.05	500.79	4.323	12286.11	2236.36	500.79	5.494

-69-

IX - Sollicitations locales :

- Moment d'ovalisation M_o

Les valeurs des moments d'ovalisation qui correspondent à la côte 25.00 m

• Vent normal :

$$M_{oe} = 438,03 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$M_{oe} = 381,51 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

• Vent extrême :

$$M_{oe} = 766,55 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$M_{oe} = 667,64 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

- Moment d'ensoleillement

Le moment d'ensoleillement est donné par :

$$M_p = G \cdot C_d \quad \text{avec} \quad C_d = f_d \left(\frac{z}{3} \right)^2$$

G : poids de l'ouvrage

$$f_d : \text{flèche au sommet} \quad f_d = z \cdot \frac{\theta_d}{2}$$

z : hauteur totale de l'ouvrage. ($z = 36,80 \text{ m}$).

$$\theta_d : \text{Rotation due à l'ensoleillement} \quad \theta_d = \frac{\mu \cdot T \cdot z}{D_e}$$

T : Différence de température entre la paroi exposée au soleil et la paroi abritée ($T = 30^\circ$).

μ : Modul de dilatation lineaire ($\mu = 10^{-5}$)

D_e : Diamètre extérieur ($D_e = 8,40 \text{ m}$)

z : côte du centre de gravité de la structure à partir de l'encastrement

- Calcul des moments d'ensoleillement :

- Cuve vide :

$$z_v = \frac{\sum P_i \cdot z_i}{\sum P_i} - h_t = 7,45 \text{ m} \quad (h_t = 3,00 \text{ m})$$

$$G_v = N_p (\text{structure}) + N_f (\text{fondation}) = 1223 + 1361 = 2584 \text{ t}$$

$$\theta_d = \frac{\mu \cdot T \cdot z}{D_e} \quad \text{avec} \quad \left. \begin{array}{l} \mu = 10^{-5} \\ T = 30^\circ \\ z = 36,80 \text{ m} \\ D_e = 8,40 \text{ m} \end{array} \right\} \rightarrow \theta_d = 1,314 \cdot 10^{-3} \text{ rd}$$

$$f_d = z \cdot \frac{\theta_d}{2} = 0,0242 \text{ m}$$

d'où $C_{op} = f_d \left(\frac{z_p}{3} \right)^2 = 8,910 \cdot 10^{-4}$ et $M_{pu} = C_{pu} G = 2,563 \text{ t}\cdot\text{m}$

- Cuve pleine:

$$z_p = \frac{\sum P_i \cdot z_i}{\sum P_i} - h_c = 13,33 \text{ m} \quad (h_c = 3,00 \text{ m})$$

$$G_p = N_p (\text{structure}) + N_f (\text{fondation}) + N_e (\text{eau}) = 1223 + 1361 + 1518 = 4102 \text{ t}$$

$$G_p = 4102 \text{ t}$$

θ_s et f_d gardent les mêmes valeurs.

d'où $C_{pp} = f_d \left(\frac{z_p}{3} \right)^2 = 3,175 \cdot 10^{-3}$ et $M_{pp} = C_{pp} \cdot G_p = 13,02 \text{ t}\cdot\text{m}$.

- Calcul du ferrailage

Le noyau central d'une section annulaire de faible épaisseur est donnée par un cercle concentrique à la section de rayon

$$e_1 = \frac{D_m}{4} = \frac{8,1}{4} = 2,025 \text{ m}$$

Sous les sollicitations d'ensemble du 1^{er} genre ou du 2^{ème} genre, cuve vide ou pleine, la section est entièrement comprimée.

(car $e < e_1$ et 2 tableaux 1, 2, 3 et 4.

$$\sigma'_{bm} = \frac{N}{\Omega} \pm \frac{M}{W} \quad (W = \frac{I}{v})$$

σ'_{bm} : contrainte maximale dans le béton, formule utilisée pour les matériaux homogènes.

$$\Omega = \frac{\pi}{4} (\phi_e^2 - \phi_i^2) = 76341 \text{ cm}^2$$

avec ϕ_e : diamètre extérieur de la tour

ϕ_i : diamètre intérieur de la tour.

W : Modul d'inertie de la section annulaire du béton

$$W = \frac{I}{v} = \pi \cdot R_m^2 \cdot h_0 = 15458992 \text{ cm}^3$$

avec R_m (Rayon moyen) = $\frac{\phi_e + \phi_i}{4} = 4,05 \text{ m}$.

$h_0 = 0,30 \text{ m}$ épaisseur de la paroi de la tour.

La hauteur le tableau 5 donne les contraintes de compression du béton pour $e < e_1$ qui sont inférieures aux contraintes admissibles du béton

$\bar{\sigma}'_b$ donc la tour sera ferrailée d'un pourcentage minimum d'acier

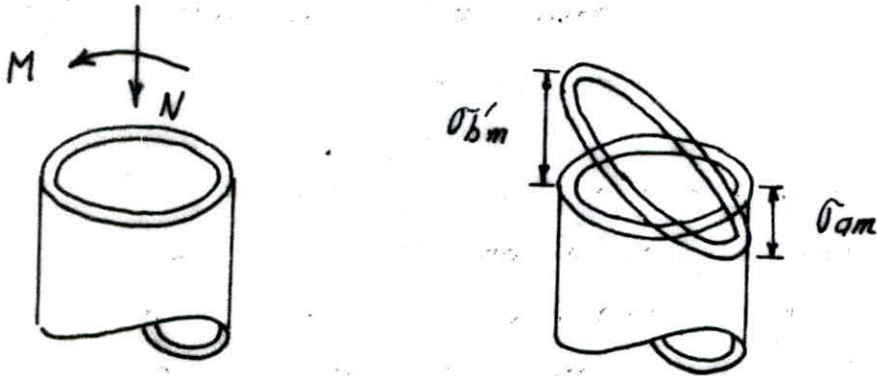
sens vertical $w_i + w_e = 0,25\%$

sens horizontal $w_i + w_e = 0,25\%$

avec w_e : armatures extérieures.

w_i : armatures intérieures

Le ferrailage de la tour est calculé suivant la méthode de MARIUS DIVER
Application de la méthode:



Le moment d'ensemble M et la charge verticale N sont équilibrés par les efforts normaux répartis sur le pourtour de la coque

Le principe est le suivant:

on calcul $a = \frac{M}{N \cdot R_m}$ avec $M =$ Moment fléchissant d'ensemble
 $N =$ Effort normal
 $R_m =$ Rayon moyen
 $a =$ Excentricité

$\Sigma W = W_e + W_i$ (% total de l'acier)

$$\sigma'_{bm} = \frac{N \cdot b}{R_m \cdot h_0} \quad \sigma_{am} = n \cdot s \cdot \sigma'_{bm}$$

avec σ'_{bm} : contrainte de compression max. du béton

σ_{am} : contrainte max. de traction dans l'acier vertical

n : Coefficient d'équilibre ($n=15$)

h_0 : épaisseur de la paroi de la tour ($h_0 = 30 \text{ cm}$)

~ Voir schéma page

Tableau N° 6:

Z (m)	Cuve vide							Cuve Pleine						
	e(m)	a	Σw	b	S	σ'_{bm}	σ_{am}	e(m)	a	Σw	b	S	σ'_{bm}	σ_{am}
2500	1.001	0.247	0.25	/	/	/	/	0.826	0.204	0.25	/	/	/	/
225	1.467	0.362	0.25	/	/	/	/	1.170	0.288	0.25	/	/	/	/
2000	1.956	0.483	0.25	/	/	/	/	1.559	0.385	0.25	/	/	/	/
175	2.457	0.606	0.25	0.350	0.176	21	55	1.989	0.490	0.25	/	/	/	/
150	2.960	0.730	0.25	0.420	0.534	26	208	2.436	0.601	0.25	0.341	0.163	56	137
1250	3.461	0.854	0.25	0.512	1.072	33	531	2.910	0.718	0.25	0.311	0.490	68	500
1000	3.953	0.976	0.25	0.640	1.740	44	1148	3.398	0.839	0.25	0.488	0.933	82	1148
0750	4.4281	1.093	0.25	0.783	2.370	56	1991	3.892	0.961	0.25	0.628	1.67	108	2705
500	4.632	1.144	0.25	0.794	2.561	59	2266	4.388	1.083	0.25	0.734	2.37	128	4550
250	5.317	1.312	0.25	0.883	3.00	69	3105	4.880	1.204	0.40	0.725	2.46	129	3947
0000	5.724	1.413	0.25	0.976	3.500	79	4147	5.361	1.324	0.50	0.786	2.04	142	4473
-100	5.748	1.419	0.30	0.998	3.520	84	4435	5.499	1.356	0.60	0.763	1.87	140	3927
0.8G+S														
250	0.753	0.186	0.25	/	/	/	/	0.647	0.159	0.25	/	/	/	/
225	1.107	0.273	0.25	/	/	/	/	0.917	0.226	0.25	/	/	/	/
200	1.481	0.366	0.25	/	/	/	/	1.222	0.301	0.25	/	/	/	/
1750	1.867	0.461	0.25	/	/	/	/	1.556	0.384	0.25	/	/	/	/
150	2.256	0.557	0.25	0.310	0.080	25	30	1.913	0.472	0.25	/	/	/	/
125	2.644	0.653	0.25	0.372	0.283	32	136	2.286	0.564	0.25	0.332	0.089	70	99
1000	3.026	0.747	0.25	0.431	0.567	39	332	2.670	0.659	0.25	0.377	0.307	81	373
75	3.397	0.838	0.25	0.50	1.00	47	705	3.059	0.755	0.25	0.437	0.630	95	898
50	3.559	0.879	0.25	0.539	1.236	52	964	3.45	0.852	0.25	0.512	1.072	114	1833
2,5	4.092	1.040	0.25	0.609	1.600	62	1488	3.837	0.947	0.25	0.589	1.547	133	3086
000	4.412	1.089	0.25	0.687	1.960	72	2117	4.218	1.041	0.40	0.620	1.530	143	3282
-10	4.436	1.095	0.25	0.690	2.10	75	2362	4.323	1.067	0.50	0.654	0.592	138	3325
G+P+S														

* Remarque : Les contraintes sont données en kg/cm^2

Valeurs des pourcentages d'armatures les plus défavorables

Côte Z(m)	w_e %	w_i %	A_e (cm ²)	A_i (cm ²)	A_e adoptée	A_i adoptée
25.00	0.125	0.125	95.43	95.43	130T10	130T10
22.50	0.125	0.125	95.43	95.43	130T10	130T10
20.00	0.125	0.125	95.43	95.43	130T10	130T10
17.50	0.125	0.125	95.43	95.43	130T10	130T10
15.00	0.125	0.125	95.43	95.43	130T10	130T10
12.50	0.125	0.125	95.43	95.43	130T10	130T10
10.00	0.125	0.125	95.43	95.43	130T10	130T10
07.50	0.125	0.125	95.43	95.43	130T10	130T10
05.00	0.125	0.125	95.43	95.43	130T10	130T10
02.50	0.200	0.200	152.68	152.68	140T12	140T12
00.00	0.250	0.250	190.85	190.85	130T14	130T14
-1.00	0.300	0.300	229.02	229.02	120T16	120T16

La section totale $A = A_i + A_e$ avec $A_i = A_e$

$$A = \frac{\sum w \cdot 2\pi R_m \cdot h_0}{100}, \quad \text{longueur de recouvrement } l_r = 50\phi$$

Ferraillage dans le sens transversal:

On utilise les cerces avec $A_i = A_e = 6\phi 16 / \text{ml}$ d'où $w_e = w_i = 0.70\%$.

on placera des épingles de $4\phi 8 / \text{mm}^2$ pour maintenir le ferraillage en place lors du coulage. l'effort tranchant produit des cisaillements:

$$\tau = \frac{T}{b \cdot z} \approx \frac{T}{1.6 \cdot D_m \cdot h_0} \quad \text{avec } z = 0.80 D_m \quad b = 2h_0$$

b : largeur de la section soumise au cisaillement

Il en résulte une traction dans les cerces.

$$\sigma_{am} = \frac{100T}{1.6 \cdot D_m \cdot \sum w \cdot h_0} \quad (D_m = 8.10 \text{ m et } h_0 = 0.30 \text{ m})$$

l'effort tranchant le plus important dans notre cas est dû à l'action hydrodynamique de l'eau ; à la base de la tour.

soit : $T = 500.79 \text{ t} \rightarrow \sigma_{am} = 1840.06 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{en} = 4200 \text{ kg/cm}^2$

dou $A = 100 h_0 \frac{\Sigma W}{100} = h_0 \Sigma W = 21 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$A_e = A_i = 6 \Phi 16/\text{ml} = 12.06 \text{ cm}^2/\text{ml}$ sur toute la hauteur de la tour espacés de $t = 20 \text{ cm}$ $r_r = 50 \phi = 80 \text{ cm}$.

Vérification de la tour aux effet secondaires

- Vent normal

Vent extrême

$M_{oi} = 438.03 \text{ kg}\cdot\text{m}$

$M_{oi} = 766.55 \text{ kg}\cdot\text{m}$

$M_{oe} = 384.51 \text{ kg}\cdot\text{m}$

$M_{oe} = 667.64 \text{ kg}\cdot\text{m}$

La vérification sera faite à l'aide des moments d'ovulation dus au vent extrême

$M_{oe} = 667.64 \text{ kg}\cdot\text{m}$

$\bar{\sigma}_b' = 1.5 \bar{\sigma}_b' (SP_1) = 225 \text{ bars}$

$h_e = h_0 - d = 30 - 5 = 25 \text{ cm}$

$\bar{\sigma}_a = 4200 \text{ kg}/\text{cm}^2$

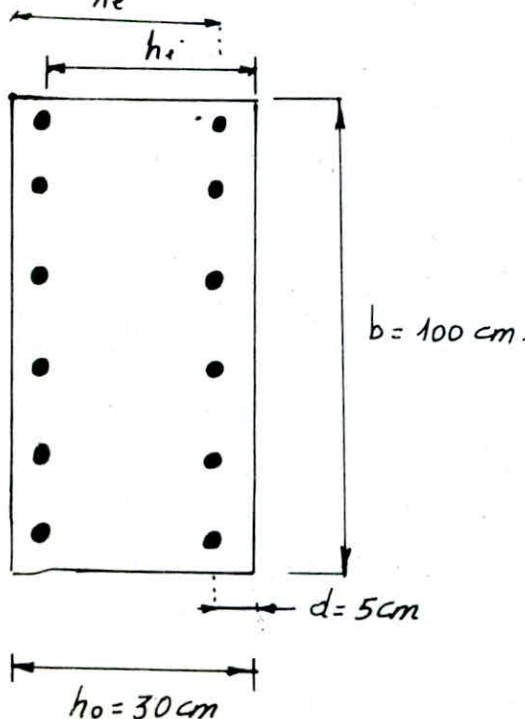
$\alpha = \frac{n \bar{\sigma}_b'}{n \bar{\sigma}_b' + \bar{\sigma}_a} = 0.4455$ avec $n=15$

$M_{tb} = \frac{1}{2} \bar{\sigma}_b' \cdot b \cdot \alpha \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) h_0^2 = 26673 \text{ kg}\cdot\text{m} \gg M_{oe} \Rightarrow$ pas d'acier comprim.

La section d'acier tendus nécessaires

$A = \frac{M_{oe}}{\frac{7}{8} \bar{\sigma}_a} = \frac{M_{oe}}{\frac{7}{8} h_e \bar{\sigma}_a} = 0.73 \text{ cm}^2 < 12.06 \text{ cm}^2$

$A = \frac{M_{oi}}{\frac{7}{8} h_i \bar{\sigma}_a} = 0.83 \text{ cm}^2 < 12.06 \text{ cm}^2$



Calcul des dalles de repos:

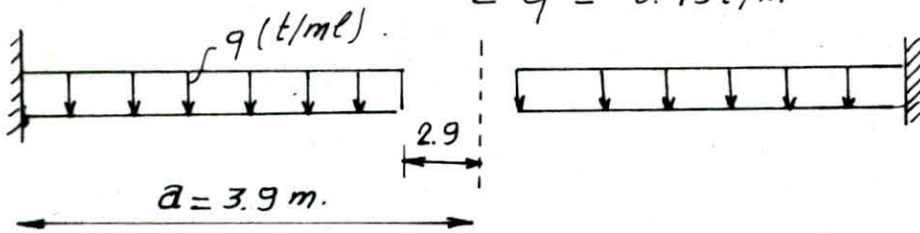
Une plaque annulaire encastree sur le pourtour du fut et chargee uniformement par son poids propre et une surcharge d'exploitation estimee à 150 kg/cm²

Le calcul du ferrailage se fait selon la methode de Bares pour les dalles circulaires.

poids propre $0.1 \times 2.5 = 0.25 \text{ t/m}^2$

Surcharge d'exploitation... $1.2 \times 0.15 = 0.18 \text{ t/m}^2$

$\Sigma q = 0.43 \text{ t/m}^2$



En utilisant Bares:

Effort tranchant: $T_r = -\frac{qa}{2} \left(\rho - \beta^2 \frac{1}{\rho} \right)$

Moment radial: $M_r = \frac{qa^2}{16} \left[(1+\mu)(1-k) + 4\beta^2 - (3+\mu)\rho^2 - (1-\mu)\frac{k}{\rho^2} + 4(1+\mu)\beta^2 \ln \rho \right]$

Moment tangentiel: $M_\varphi = \frac{qa^2}{16} \left[(1+\mu)(1-k) + 4\mu\beta^2 - (1+3\mu)\rho^2 + (1-\mu)\frac{k}{\rho^2} + 4(1+\mu)\beta^2 \ln \rho \right]$

r et φ : coordonnees polaires d'un point de la dalle ; l'origine se trouvant au centre de la dalle.

$k = \frac{(1+\mu)\beta^2 + (1+\mu)(1+4\beta^2 \text{Log } \beta)}{(1-\mu) + (1+\mu)\beta^2} \beta^2 = 0.3841$

$\rho = \frac{r}{a}$ distance relative d'un point cleve' etudie'

a: rayon du bord exterieur de la dalle

b: rayon de l'ouverture de la dalle.

$\beta = \frac{b}{a}$ grandeur relative de l'ouverture de la dalle ($\beta = \frac{2.9}{3.9}$)

μ : coefficient de Poisson ($\mu = 0.15$ pour le beton arme)

r (m)	T_r (t/ml)	M_r (t·m/ml)	M_φ (t·m/ml)
2.9	0	-0.068	0.0307
3.9	-0.374	-0.227	-0.034

Ces efforts sont faibles d'où un ferrailage minimum suffit.

$$A = 0.25\% \rightarrow A = 2.5 \text{ cm}^2/\text{ml} = 5.78/\text{ml}.$$

Calcul de la dalle de repos inférieure :

Même méthode de calcul que précédemment.

$$\left. \begin{aligned} q &= 0.43 \text{ t/m}^2 \\ b &= 1.80 \text{ m} \\ a &= 3.90 \text{ m} \\ \beta &= 0.46 \\ k &= 0.1234 \\ \mu &= 0.15 \end{aligned} \right\} \text{ d'où} \rightarrow$$

r (m)	T_r (t/ml)	M_r (t-m/ml)	M_u (t-m/ml)
1.80	0	-0.026	-0.232
3.90	-0.661	-0.086	-0.21

Armature radiale

$$\left. \begin{aligned} M_r &= -0.086 \text{ t-m/ml} \\ h_f &= 15 \text{ cm} \\ b &= 100 \text{ cm} \\ h &= 8 \text{ cm} \\ \bar{\sigma}_a &= 2800 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned} \right\}$$

$$\mu = \frac{15 M_r}{\sigma_a b h^2} = 0.0072$$

$$E = 0.9800$$

$$K = 235$$

$$\text{et } A = \frac{M}{\sigma_a E h} = 3.98 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_b' = \frac{\sigma_a}{k} = 11.91 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b' \text{ donc } A' = 0$$

on prend $A = 5.712/\text{ml} = 5.65 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

Etude au niveau des ouvertures :

La présence des ouvertures au droit des canaux ou des portes, pose des problèmes difficiles à résoudre par un calcul exact. La méthode exposée ci-dessous, quoique fournissant des résultats assez approximatifs, a le mérite d'être vérifiée par la pratique courante.

Nous avons deux types d'ouvertures

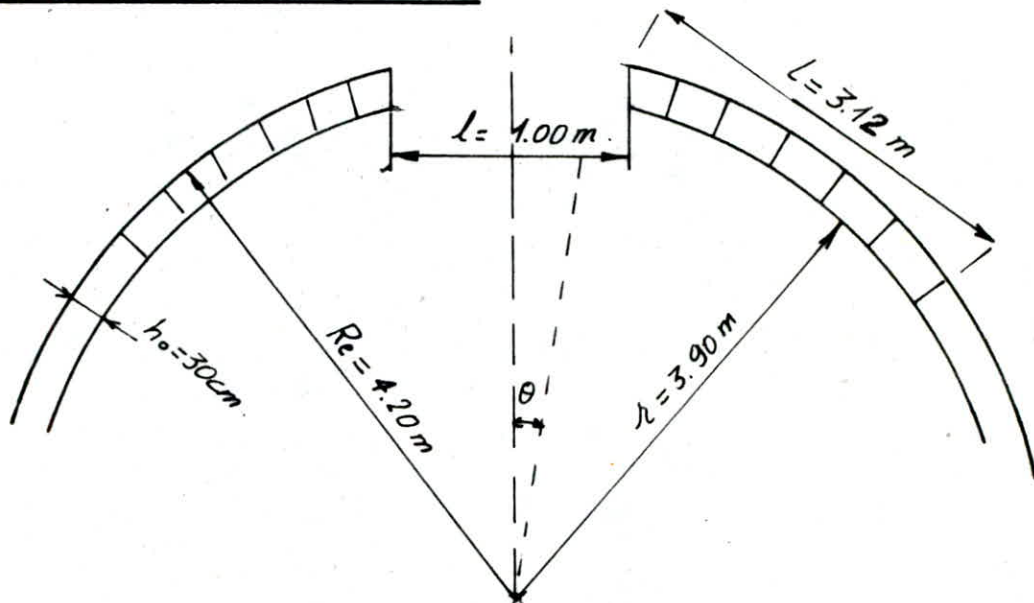
1. ouvertures avec renforts
2. ouvertures sans renforts

Généralement les renforts ne peuvent être exécutés qu'après le passage du coffrage glissant ou granpant, dans des conditions de travail difficiles et coûteuses, donc on remplace le renfort par un cadre incorporé

Le cadre incorporé doit participer à la transmission du moment fléchissant M et de l'effort normal N ; produisant les contraintes σ dans la section du fût non percé au dessus de l'ouverture, ainsi que l'effort tranchant d'ensemble H évalué dans la même section.

le cadre incorporé est constitué de deux poteaux et de deux linteaux dont les armatures viendront s'ajouter au ferrailage courant du fût

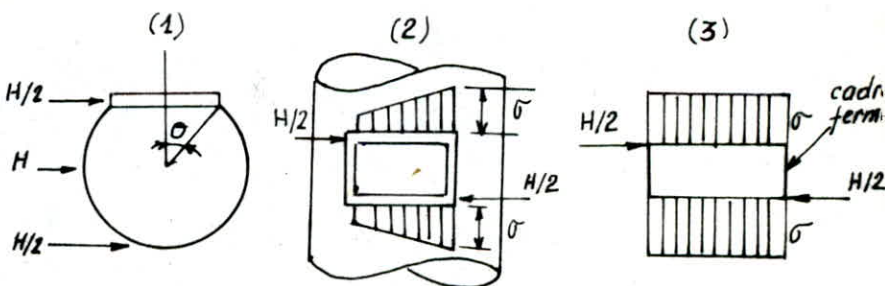
Etude des cadres incorporés :



On considère deux hypothèses.

- Hypothèse "a"

- (1) : sens de l'effort H
- (2) : schéma réel
- (3) : schéma de calcul.



Les sollicitations provoquées par la force horizontale $H/2$ seront équilibrées par les poteaux incorporés situés de part et d'autre de l'ouverture de section

$L \times h_o$ où $L = 2 \sqrt{R_e^2 - r^2} = 3.12 \text{ m}$

La force horizontale agissant sur chaque poteau est :

$H' = \frac{H}{4\lambda}$ où $\lambda = \frac{r \sqrt{R_e^2 - b^2} - b \sqrt{R_e^2 - r^2}}{R_e^2} = 0,877$

$b = \frac{l}{2} = 0.50 \text{ m}$ l : largeur de l'ouverture.

l'effort tranchant est $H = 500.79 \text{ t} \approx 501 \text{ t}$ d'où $H' = 143 \text{ t}$

Le moment fléchissant agissant sur chaque poteau du cadre incorporé est :

$$M_f = H \cdot \frac{d}{2} = 143 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$d = 2.00 \text{ m}$ hauteur de l'ouverture.

d'où le ferrailage qui borde l'ouverture $A_1 = \frac{M_f}{\bar{\sigma}_a \cdot z_1}$

$$z_1 = \frac{2}{3} L = 208 \text{ cm} \text{ (bras de levier).}$$

$$\bar{\sigma}_a = 4200 \text{ kg/cm}^2 \text{ (sous } \sigma_{P_2})$$

$$\text{donc } A_{11} = 16.37 \text{ cm}^2$$

On prévoit 10T16 en bordure sur une largeur de $0.15 L = 50 \text{ cm}$ de part et d'autre de l'ouverture et repartie en 2 nappes

Le ferrailage courant vertical est : $1.2 \Sigma w = 0.72\%$

La section d'acier sur $0.85 L = 2.65 \text{ m}$ est : $0.85 L \cdot \frac{h_0}{100} \cdot 1.2 \cdot \Sigma w = 57.24 \text{ cm}^2$

On compare cette section avec $1.5 A_1 = 24.55 \text{ cm}^2$ et l'on garde :

$$A_{12} = 57.24 \text{ cm}^2$$

Le moment fléchissant dans le linteau incorporé est :

$$M_f = 143 \text{ t} \cdot \text{m}$$

d'où la section d'acier transversale de l'ouverture :

$$A_2 = \frac{M_f}{\bar{\sigma}_a \cdot z_2} = 51.07 \text{ cm}^2$$

$z_2 = \frac{2}{3} l$; l'étant la hauteur du linteau égale à sa porte ($l = 100 \text{ cm}$).

la section courante sur la hauteur $0.85 l$ est : $1.2 \cdot \Sigma w \cdot 0.85 l \cdot \frac{h_0}{100}$

soit une section égale à 18.36 cm^2 qui est inférieure à

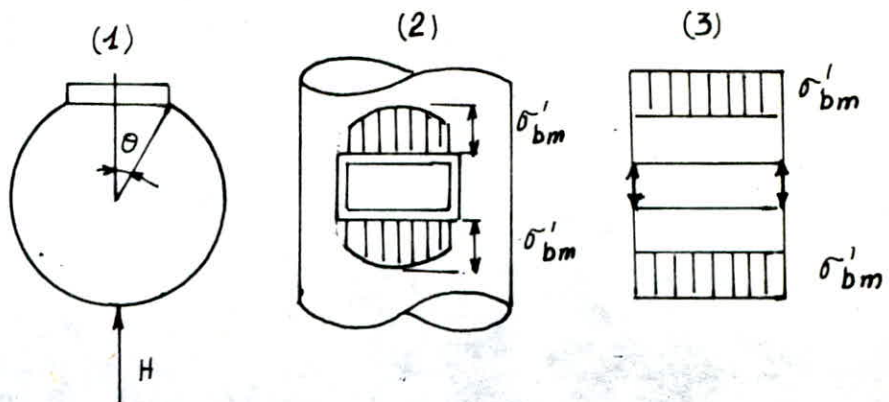
$$1.5 A_2 = 76.6 \text{ cm}^2$$

Hypothèse "b"

(1) sens de l'effort

(2) schéma réel

(3) schéma de calcul.



Le linteau est soumis à une compression $p = \sigma'_{bm} = 135 \text{ kg/cm}^2$
donc la charge sur la poutre paroi est $p = p h_0 = 405 \text{ t/ml}$.

$$M_0 = \frac{p l^2}{8} = 50.63 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$\text{le ferrailage est: } A_2 = \frac{M_0}{\bar{\sigma}_a \bar{\sigma}_2} = 18.26 \text{ cm}^2$$

donc on adopte la section donnée par l'hypothèse "a"

soit $A_2 = 51.07 \text{ cm}^2$, on prend 28 T 16 repartis sur la hauteur de $0.15l = 15 \text{ cm}$.

De plus sur la hauteur $0.85l = 85 \text{ cm}$ du linteau on prévoit $1.5A_2 = 76.6 \text{ cm}^2$,

on prend 26 T 20 sur une hauteur de 85 cm en 2 nappes.

La contrainte de cisaillement est :

$$T_{\max} = \frac{p l}{2} = 202.5 \text{ t}$$

$$\tau = \frac{T}{b_3} = 46.3 \text{ kg/cm}^2$$

La contrainte de cisaillement tolérable est :

$$\tau = 1.5 \times 5 \times \bar{\sigma}_b = 46.87 \text{ kg/cm}^2 \text{ (2}^{\text{eme}} \text{ genre)}$$

Ponc le cisaillement est vérifié.

~ Chapitre X

Etude De La Fondation



1. Introduction:

Les efforts agissant sur la superstructure sont transmis à la fondation par l'intermédiaire d'une paroi cylindrique d'épaisseur $h_0 = 30 \text{ cm}$ et de Rayon moyen $R_m = 4.05 \text{ m}$. Le rôle des fondations est de transmettre au sol les charges et surcharges dues à la superstructure dans les conditions d'exploitation, et d'assurer une stabilité suffisante à l'ouvrage lorsque celui-ci est sollicité par des efforts extérieurs, (Vent et séisme).

2. Etude du sol:

Le terrain étudié est composé de haut en bas comme suit:

1. d'une couche de terre arable (terre végétale rougeâtre - limon argileux) de 0.5 à 2.00 m d'épaisseur
2. d'une couche gréseuse, argilo gréseuse ou argilo sableuse, son épaisseur est variable et atteint 5 à 10 m d'épaisseur.
3. d'une couche de marne plaisancienne rencontrée entre 6 et 13 m de profondeur par rapport au terrain naturel. Cette marne est très compacte
4. De poches d'argiles résultant de l'altération des roches estriennes. Ces poches peuvent atteindre 14 m de profondeur.

La présence de nappe d'eau n'a pas été décelé lors de la campagne in situ
D'après les essais pénétrométriques statiques, la résistance du sol est $\bar{\sigma}_a = 5 \text{ bars}$

3 Choix des fondations:

Pour ce genre de construction lourd et soumis à des moments de renversement important nous opterons comme type de fondation un radier général.

4. Dimensions du radier:

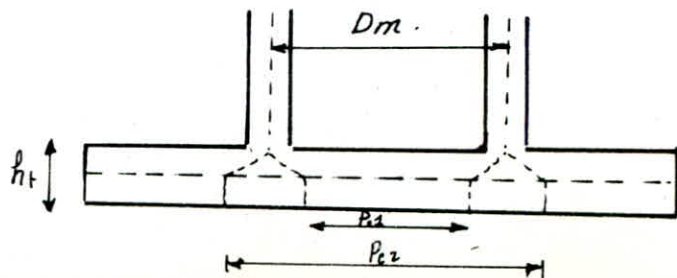
a. Epaisseur h_f :

L'épaisseur h_f se détermine par la condition de non poinçonnement

$$\frac{1.5 Q}{2\pi P_c h_f} \leq 1.2 \bar{\sigma}_b$$

avec :

$$P_c = P_{c1} + P_{c2}$$



$$\left. \begin{aligned} P_{c1} &= Dm - h_f \\ P_{c2} &= Dm + h_f \end{aligned} \right\} \Rightarrow P_c = Dm.$$

• $Q = G + 1.2P = 2852.70t$

$\bar{\sigma}_b = 6.25 \text{ bars}$

On en déduit $h_f \geq 1.3m$.

on prendra une hauteur du radier $h_f = 3.00m$.

b) Diametre du radier:

Le radier est sollicité à sa base par un effort normal N , un moment M , on obtient le diagramme des contraintes suivant:

Puisque le sol ne travail pas à la traction il faut éviter que

$\sigma_2 < 0$

c'est à dire qu'il faut éviter le soulèvement

Donc $\bar{\sigma}_2 \geq 0$

on a :

$$\bar{\sigma}_2 = \frac{N_1}{S} - \frac{M_1}{W} \geq 0$$

où

$N_1 = N + N_f$

$N = G + 1.2P = 2852.7t$

N_f : poids de la fondation ; $N_f = \frac{\pi D^2}{4} h_f \cdot \gamma_b = 5.89D^2$

S : Aire de la fondation : $S = \frac{\pi D^2}{4}$

W : modul d'inertie du radier ; $W = \frac{\pi D^3}{32}$

M_1 : moment agissant à la base de la fondation

$M_1 = M + T \cdot h_f$

$M = 12286.11 \text{ t.m.}$

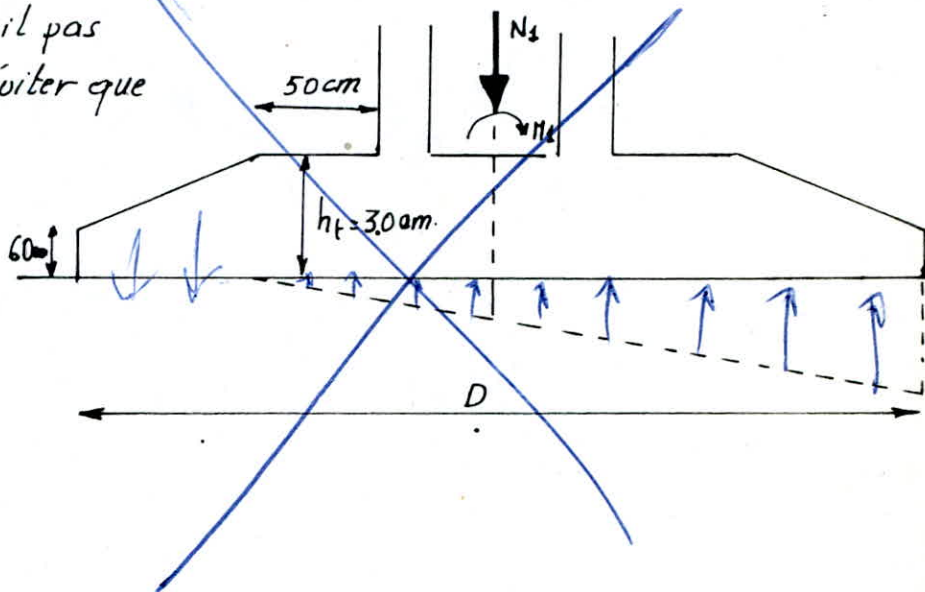
$T = 500.79t$

$h_f = 3.00m$

$$\left. \begin{aligned} M &= 12286.11 \text{ t.m.} \\ T &= 500.79t \\ h_f &= 3.00m \end{aligned} \right\} \Rightarrow M_1 = 13788.48 \text{ t.m}$$

la condition s'écrit à la limite :

$$\frac{N + 5.89D^2}{\frac{\pi D^2}{4}} - \frac{M_1}{\frac{\pi D^3}{32}} = 0 \rightarrow D = 20m.$$



c) Calcul de la capacité portante du sol à l'aide de la formule de TERZAGHI :

$$\bar{\sigma}_a = \gamma_h D + \frac{0.6 \gamma_h R N_\gamma + \gamma_h D (N_q - 1) + 1.3 C N_c}{F=3}$$

D'après les sondages réalisés, la fondation repose sur un sol sableux, argileux jaune, les caractéristiques de ce sol sont

1°) $\varphi_u = 5^\circ$

$N_\gamma = 1.0$

$C_u = 0.4 \text{ bar} \rightarrow N_q = 1.56 \quad \text{donc } \bar{\sigma}_a = 5.70 \text{ bars}$

$\gamma_h = 1.93 \text{ t/m}^3 \quad N_c = 6.47$

2°) $\varphi' = 10^\circ$

$N_\gamma = 1.0$

$c' = 0.07 \text{ bar} \rightarrow N_q = 2.89 \quad \text{donc } \bar{\sigma}_a = 6.42 \text{ bars}$

$\gamma_h = 1.93 \text{ t/m}^3 \quad N_c = 8.45$

on travaille avec $\sigma_a = 5 \text{ bars}$.

5 Vérification des contraintes dans le sol:

On doit vérifier que $\bar{\sigma}_s = \frac{N_1}{S} \pm \frac{M_1}{W} \leq \bar{\sigma}_a$

$S = \frac{\pi D^2}{4} = 314 \text{ m}^2$

$W = \frac{\pi D^3}{32} = 785.40 \cdot 10^6 \text{ cm}^3$

Remarque:

on ajoute le poids des fondations et celui du remblai aux charges permanentes (G)

Les résultats sont rangés dans les tableaux ci dessous:

Combinaison du 1^{er} genre

	Cuve vide			- Cuve Pleine		
Comb.	G+V	G+P+V	G+1.2P	G+V	G+P+V	G+1.2P
$\bar{\sigma}_{max}$	0.95	0.97	0.91	1.43	1.44	1.39
$\bar{\sigma}_{min}$	0.84	0.85	0.91	1.31	1.32	1.39

Combinaison du 2^{eme} genre:

	Cuve vide				Cuve Pleine			
Comb	1,1(P+G+W)	0,9(P+G)+1,1W	G+P+S	0,8G+S	1,1(P+G+W)	0,9(P+G)+1,1W	G+P+S	0,8G+S
$\bar{\sigma}_{max}$	1.06	1.01	1.64	1.55	1.58	1.93	2.92	2.73
$\bar{\sigma}_{min}$	0.84	0.79	0.17	0.08	1.36	1.70	-0.15	-0.34.

Remarque : Poids de fondation = 1361t

Poids de remblai = 221t

Vérification :

1) Pour $G+1.2P$ on vérifie $\sigma_p < \bar{\sigma}_a = 5 \text{ bars}$

2) Pour $\bar{\sigma}_{min} > 0$ on a une répartition trapézoïdale des contraintes sur le sol

on vérifie que :

$$\frac{3\bar{\sigma}_{max} + \bar{\sigma}_{min}}{4} \leq \begin{cases} \bar{\sigma}_a & \text{pour les sollicitation du 1^{er} genre} \\ 1.33 \bar{\sigma}_a & \text{pour les sollicitation du 2^{em} genre.} \end{cases}$$

Toutes ces combinaisons sont vérifiées

3) Si $\bar{\sigma}_{min} < 0$ on adopte un autre schéma statique

l'équation d'équilibre s'écrit.

$$N = S = \frac{\bar{\sigma}_1 \cdot A}{2} \text{ d'où } \bar{\sigma}_1 = \frac{2N}{A}$$

A: aire hachurée de la partie

compressée. on doit vérifier que :

$$\frac{3}{4} \bar{\sigma}_1 \leq (1.33)^2 \bar{\sigma}_a$$

Combinaison $G+P+S$

$$A = 306 \text{ m}^2 ; N = 4424,05 \text{ t}$$

$$\frac{3}{4} \bar{\sigma}_1 = 2.13 \text{ bars} < (1.33)^2 \bar{\sigma}_a$$

Combinaison $0.8G+S$

$$A = 277 \text{ m}^2$$

$$N = 3818.36 \text{ t}$$

$$\frac{3}{4} \bar{\sigma}_1 = 2.03 \text{ bars} < (1.33)^2 \bar{\sigma}_a$$

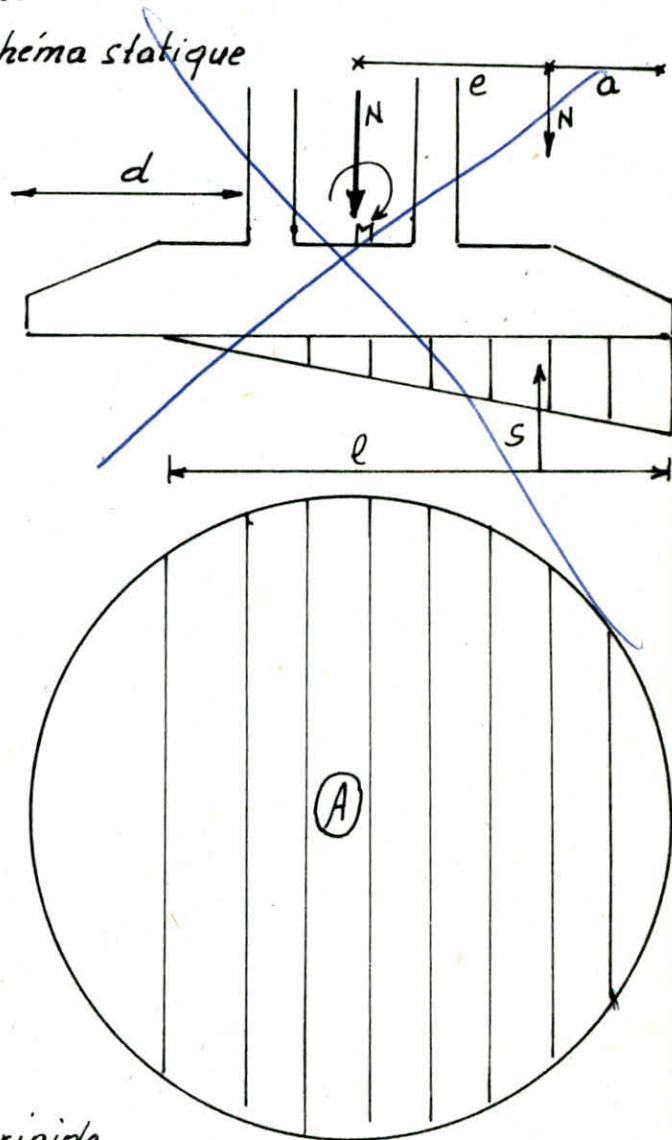
6 Vérification de la rigidité:

On doit vérifier que

$$d \leq 2 \cdot h_f$$

$$h_f = 3.00 \text{ m} \Rightarrow d \leq 6.00 \text{ m}$$

or $d = 5.70 \text{ m}$ donc le radier est rigide



7 Vérification au renversement:

On doit vérifier que : $\frac{M_s}{M_r} \geq F_s$

avec :

M_s : moment stabilisant

M_r : moment de renversement

F_s : coefficient de sécurité : on prend $F_s = 2$

Il ya deux cas à envisager : cuve vide et cuve pleine

a- Calcul du moment de renversement:

Le moment de renversement est donné par :

$M_r = M_1 + M_s + M'$ ou

M_1 = moment dû à l'action du seisme à la fondation M_1

1) Cuve vide

$M_{1v} = M_v + T_v \cdot h_t = 6605 \text{ t}\cdot\text{m}$

2) Cuve pleine

$M_{1p} = M_p + T_p \cdot h_t = 11766 \text{ t}\cdot\text{m}$

M_s : moment d'ensoleillement. les moment d'ensoleillement sont : (cf chap 5)

1) cuve vide : $M_{sv} = 2,563 \text{ t}\cdot\text{m}$

2) cuve pleine : $M_{sp} = 13,02 \text{ t}\cdot\text{m}$

M' : moment secondaire dû au déplacement de la structure

$M' = P \cdot \delta$

P : poids de l'ouvrage

δ : déplacement du C d G de la structure (courbe de la transformée de

1) cuve vide:

$\left. \begin{matrix} P = 2584 \text{ t} \\ \delta = 0.3 \cdot 10^{-2} \text{ m} \end{matrix} \right\} M'_v = 7,752 \text{ t}\cdot\text{m}$

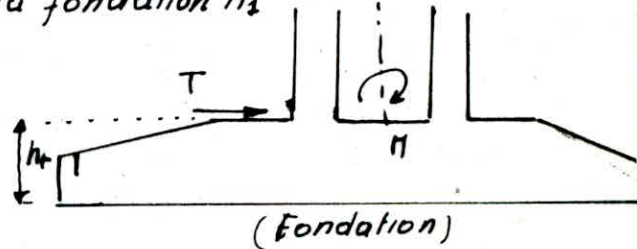
2) Cuve pleine:

$\left. \begin{matrix} P = 4102 \text{ t} \\ \delta = 2.5 \cdot 10^{-2} \text{ m} \end{matrix} \right\} M'_p = 102,55 \text{ t}\cdot\text{m}$

On en déduit le moment de renversement

1) cuve vide: $M_{rv} = 6615 \text{ t}\cdot\text{m}$

2) cuve pleine: $M_{rp} = 11882 \text{ t}\cdot\text{m}$



B Calcul du moment stabilisant:

le moment stabilisant est donné par

$$M's = P \frac{D}{2} \quad \text{avec} \quad P: \text{ Poids de l'ouvrage}$$

$$D: \text{ diametre du radier } (D = 20 \text{ m})$$

d'où

1) cuve vide

$$M's_v = 25840 \text{ t.m}$$

2) cuve pleine

$$M's_p = 41020 \text{ t.m.}$$

Vérification:

1) cuve vide: $\frac{M's}{M_r} = \frac{25840}{6615} = 3,90 > f_s = 2.$

2) cuve pleine: $\frac{M's}{M_r} = \frac{41020}{11882} = 3,45 > f_s = 2.$

Conclusion:

La stabilité de la structure est vérifiée

Vérification du glissement:

On doit vérifier $\frac{F_H}{F_V} < f$ avec

F_H : résultante des forces horizontales

F_V : résultante des forces verticales.

f : coefficient de frottement terre-béton ($f = 0,70$)

d'où

1) cuve vide: $F_H = 243 \text{ t}$ } $\frac{F_H}{F_V} = 0,094 < f$
 $F_V = 2584 \text{ t}$

2) cuve pleine:

$F_H = 428 \text{ t}$ } $\frac{F_H}{F_V} = 0,10 < f$
 $F_V = 4102 \text{ t}$

9 Calcul de la plaque de fondation:

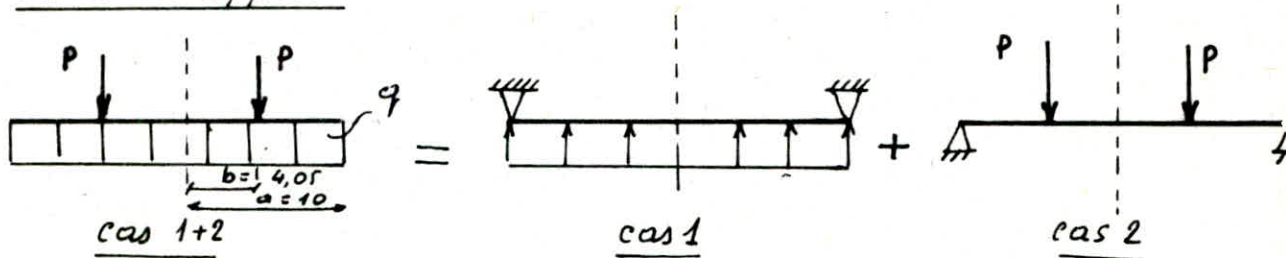
Le calcul se fait par la "théorie des plaques et coques" TIMOSHENKO P57
le radier sera assimilé à une plaque fonctionnant en plancher renversé,

uniformément chargé par la réaction du sol et simplement appuyé sur une circonférence

$$\frac{\sigma_{\max} (2^{\text{eme}} \text{ genre})}{\sigma_{\min} (1^{\text{er}} \text{ genre})} = \frac{2,92}{1,44} = 2,03 > 2.$$

d'où on tient compte que de la contrainte sous sollicitations du 2^{eme} genre donc le radier est soumis à une contrainte $q = 2,92 \text{ kg/cm}^2$
 $q = 29,2 \text{ t/m}^2$

Calcul des efforts:



Valeur de P: $\pi a^2 q = 2\pi b P \Rightarrow P = q \frac{a^2}{2b}$

Etude du cas 1:

Moment radial:

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

Moment tangentiel

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

avec:

$$a = 10 \text{ m} \quad \beta = \frac{b}{a} = 0,405$$

$$b = 4,05 \text{ m} \quad \mu = 0,15$$

Etude du cas 2:

$$0 \leq r \leq b$$

moment radial = Moment tangentiel

$$M_r = M_\varphi = \frac{q a^2}{8} [(1 - \mu) (1 - \beta^2) - 2(1 + \mu) \log \beta]$$

$$b \leq r \leq a$$

$$M_r = \frac{q a^2}{8} [(1 - \mu) \beta^2 \left(\frac{1}{\rho^2} - 1\right) - 2(1 + \mu) \log \rho]$$

$$M_\varphi = q \frac{a^2}{8} (1 - \mu) \left[2 - \beta^2 \left(\frac{1}{\rho^2} - 1\right) - 2 \log \rho (1 + \mu)\right]$$

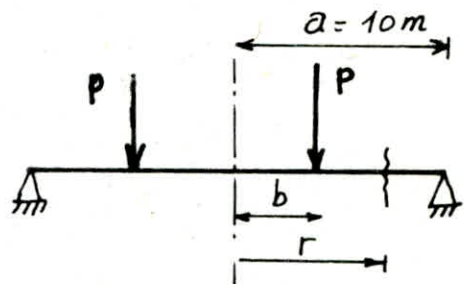
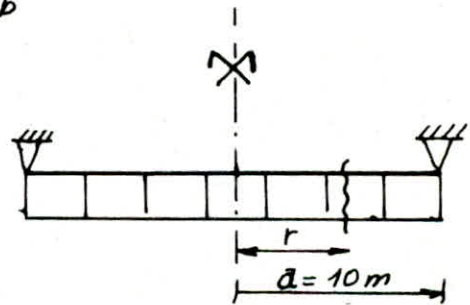
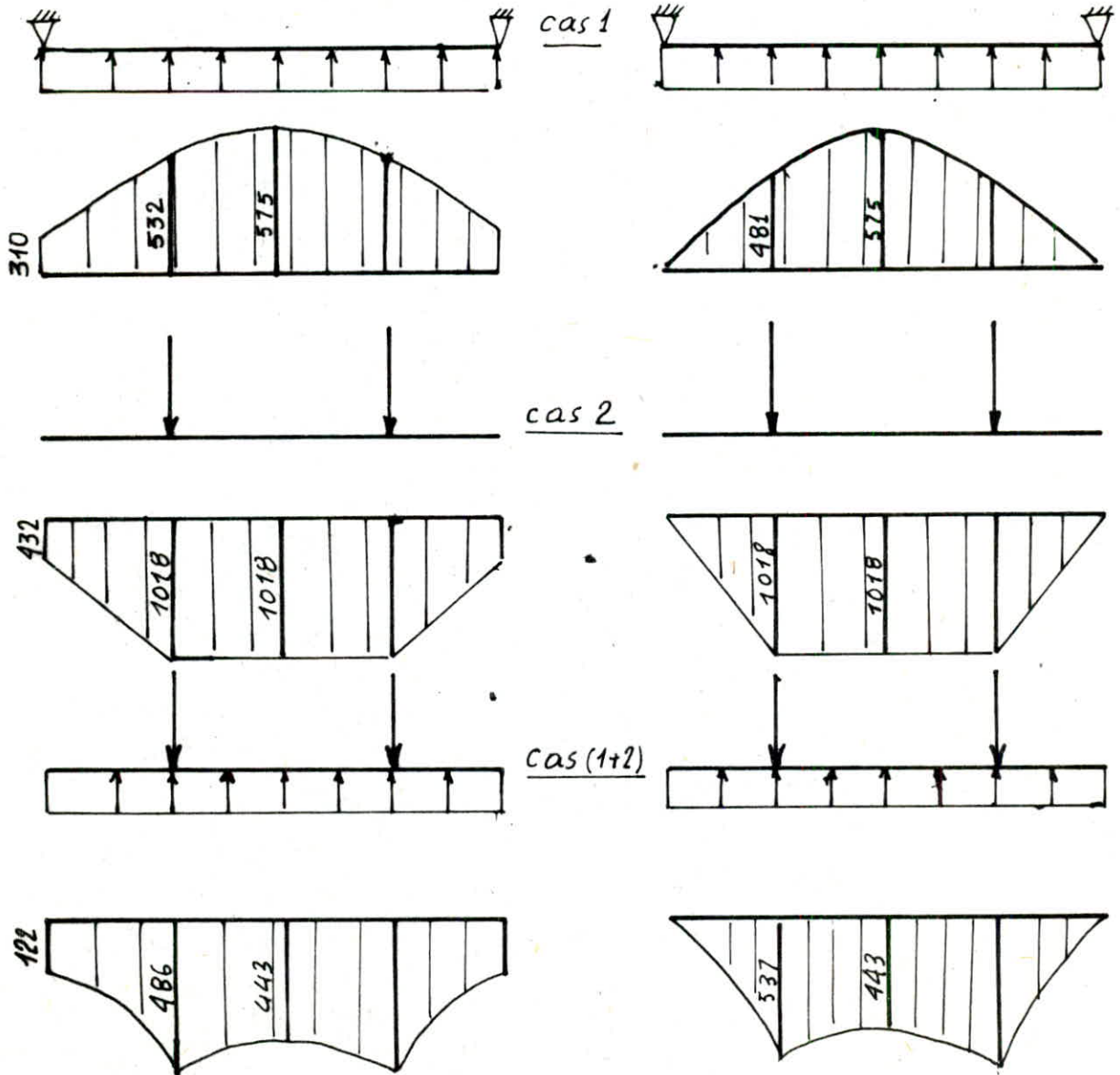


Tableau recapitulatif des moments radiaux et tangentiels:

r (m)	$\rho = \frac{r}{a}$	M_r (t.m / ml)		M_θ (t.m / ml)	
		cas 2	cas 1	cas 2	cas 1
$r \approx 0$	0	1018	575	1018	575
$r = b = 4.05m$	0.405	1018	481	1018	532
$r = a = 10m$	1	0	0	432	310

Diagramme des moments tangentiels (M_θ)

Diagramme des moments radiaux (M_r)



Ferraillage:

1°) Ferraillage inférieur:

On utilise la méthode de P. CHARRON:

a- Armatures radiales:

$$M_{r_{max}} = 537 \text{ t}\cdot\text{m/ml}$$

$$\bar{\sigma}_a = 4000 \text{ kg/cm}^2 \text{ (solicitation du 2}^{eme} \text{ genre et } \phi \geq 20 \text{ mm)}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$h = h_f - d = 300 - 5 = 295 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{15 M_r}{\bar{\sigma}_a b h^2} = 0,0231 \rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,9336 \\ \kappa = 46,1 \end{cases}$$

$$\text{Section d'acier } A_r = \frac{M_r}{\bar{\sigma}_a \epsilon \cdot h} = 48,75 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On choisit des 8T32 = 64,34 cm²/ml

Contrainte de compression dans le beton:

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{\kappa} = \frac{4000}{46,1} = 86,77 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

b) Armatures tangentielle:

$$M_{\phi_{max}} = 486 \text{ t}\cdot\text{m/ml}$$

$$\bar{\sigma}_a = 4000 \text{ kg/cm}^2$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$h = 300 - 5 - 3,2 = 291,8 \text{ cm}$$

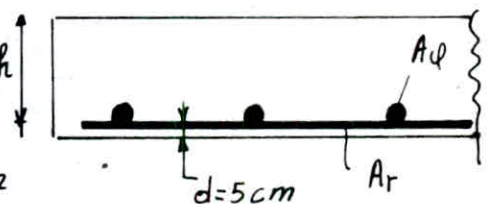
$$\mu = \frac{15 M_{\phi}}{\bar{\sigma}_a b h^2} = 0,0214 \rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,9359 \\ \kappa = 47,2 \end{cases}$$

$$\text{d'où } A_{\phi} = \frac{M_{\phi}}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = 44,49 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

on choisit 8T32/ml = 64,34 cm²/ml.

Contrainte de compression dans le béton

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{\kappa} = \frac{4000}{47,2} = 84,75 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$



Vérification de la fondation à l'effort tranchant:

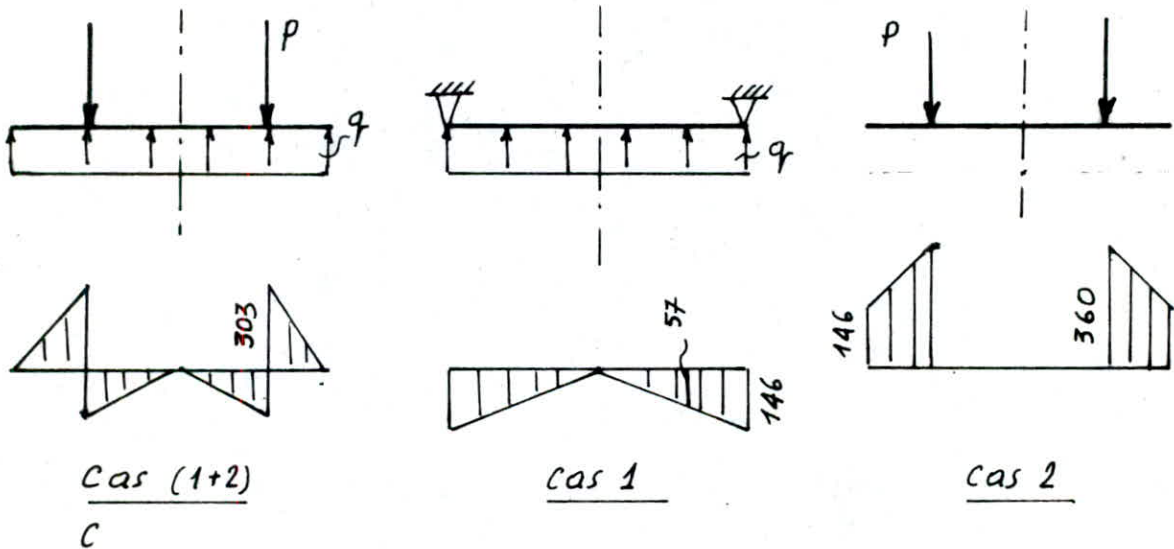
cas 1: $T_r = 0.5 q a p$ (t/ml)

cas 2: $0 \leq r \leq b \rightarrow T_r = 0$

$b \leq r \leq a \rightarrow T_r = q \frac{a}{2p}$ (t/ml).

		T_r (t/ml)	
r (m)	p	cas 2	cas 1
0	0	0	0
$b = 4.05$	0.405	360	57
$a = 10$	1	146	146

Diagramme des efforts tranchants:



$T_{max} = 303 \text{ t/ml.}$

la contrainte de cisaillement du béton est:

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{303 \cdot 10^3}{100 \cdot \frac{7}{8} \cdot 295} = 11,74 \text{ kg/cm}^2$$

la contrainte admissible

$$\bar{\tau}_b = 3,5 \bar{\sigma}_b = 3,5 \cdot 6.25 = 21.88 \text{ bars} = 22.27 \text{ kg/cm}^2$$

d'où $\tau_b < \bar{\tau}_b \rightarrow$ pas d'armatures transversales

Entraînement des armatures radiales.

$$\tau_d = \frac{T}{p \cdot z} \quad \text{avec } p = \pi \cdot 3.2 = 80.42 \text{ cm}$$

$$\tau_d = \frac{303 \cdot 10^3}{80.42 \cdot \frac{7}{8} \cdot 295} = 14,60 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\tau}_d = 2.5 \psi_d \cdot \rho_b = 2.5 \cdot 1.5 \cdot 6.25 = 23.44 \text{ kg/cm}^2$$

d'où $\tau_d < \bar{\tau}_d \rightarrow$ c'est vérifié

Remarque:

On placera des armatures en quadrillage 8T32/ml qui remplace des armatures radiales et tangentiels à cause de l'encombrement.

2. Ferrailage supérieur:

le rôle des armatures de construction et de s'opposer à:

- au retrait vu la masse importante du béton
- d'équilibrer d'éventuels efforts de traction

on prend $A_T = A_\psi = 8T16/ml$.

on disposera également des armatures de construction servant de support aux barres longitudinales de la tour.

soit $A_\psi = 4T16/ml$.

BIBLIOGRAPHIE

1. HYDRAULIQUE URBAINE Tome II (A-DUPONT).
2. TRAITE EN BETON ARME Tome VI (A-GUERRIN)
3. THEORIE DES PLAQUES & COQUES (TIMOSHENKO).
4. CALCUL DES PLAQUES (R BARES).
5. CALCUL PRATIQUE DES TOURS EN BA (M.DIVER).
6. CALCUL & VERIFICATION DES OUVRAGES EN B.A (P.CHARRON).
7. COURS DE VOILES MINCES (A-COIN).
8. CAHIER DES CHARGES APPLICABLE A LA CONSTRUCTION DES CUVES & RESERVOIRS EN B.A. (Annales IT.BTP N°223-224)
9. CALCUL PRATIQUE DE RESERVOIRS EN ZONE SISMIQUE (V.DAVIDOVICI & A HADDADI-Annales N°409 NOV.1982).
10. Annales de l'ITBTP N° 306 JUIN. 1973
11. Annales de l'ITBTP N° 280 AVRIL 1971
12. REGLES
 - C.C.B.A 68
 - D.T.U (13-1).
 - R.P.H 81
 - N.V 65

```

500  SI = SI + SGN (M(I,J)) * H(T)
510  S2 = S2 + E(T) : NEXT J
530  IF ABS(S1) < S3 THEN 540 : S3 = ABS(S1)
540  IF ABS(S1) < P2 THEN 560 : K = I
560  DI = -.5 * SI / S2
570  IF ABS(DI) < D2 THEN 580 : D2 = ABS(DI)
580  IF ABS(DI) < P3 THEN 600 : K = I
600  FOR J = I TO M(I,0) : T = ABS(M(I,J))
620  Q(T) = Q(T) + SGN(M(I,J)) * DI : NEXT J
630  NEXT I
640  FOR I = 1 TO 80 : IF Q(T) > 0 THEN 750
650  IF L(T) > 0 THEN 680 : IF B(T) = 0 THEN 750
660  IF A(T) = 0 THEN 680 : PRINT "Pompe" ; T : STOP
680  FOR I = 1 TO 10
690  FOR J = I TO M(J,0) : IF ABS(M(I,J)) < > T THEN 720
710  M(J,J) = -M(I,J)
720  NEXT J : NEXT I
740  Q(T) = -Q(T)
750  NEXT T
760  A0 = A0 + I : IF K = 0 THEN 800
770  PRINT A0 ; S3 ; D2.
780  IF A0 = 25 THEN 800
790  GOTO 300
800  PRINT "STRUCTURE" : FOR I = 1 TO 10
810  PRINT "MAILLE" ; I ; "BRANCHES" : FOR J = 1 TO M(I,0).
820  PRINT M(I,J) ; : NEXT J : PRINT : NEXT I
830  PRINT "RESULTATS" : PRINT "ND", "Q", "V", "HP"
840  FOR I = 1 TO 80 : IF L(T) < > 0 THEN 860
850  V = 0 GOTO 870
860  V = .01 * INT (127300 * Q(T) / D(T) ^ 2)

```

Annexe:

Programme pour le calcul du réseau maillé avec la méthode de HARDY CROSS sur micro ordinateur (ORIC).

```
10  REM PROGRAMME RES CROSS ORIC
20  DIM M(20,10), L(50), D(50), Q(50), A(50), B(50), C(50), E(50)
    H(50), X(50).
30  READ PI, P2, P3, R, V, MØ, BØ
40  FOR I=1 TO MØ : READ M(I,J)
60  FOR J=1 TO M(I,0) : READ M(I,J)
80  NEXT J: NEXT I
100 FOR T=1 TO BØ : READ L(T), D(T), Q(T) : NEXT T
200 FOR T=1 TO BØ : IF L(T) = 0 THEN 270
220 A(T) = 1.971 * V * D(T)
230 B(T) = .2588 * R / D(T)
240 C(T) = 8.266E7 * L(T) / D(T) ^ 5
250 X(T) = 6.325 : GØ TØ 280
270 READ A(T), B(T)
280 NEXT T
290 A0 = 0
300 FOR I=1 TO BØ : IF L(I) = 0 THEN 410
320 IF Q(I) / A(I) > 943.3 THEN 350
330 X0 = .198 * SQR(Q(I) / A(I)) : GØ TØ 400
350 X0 = -2 * LOG(A(I) * X(I) / Q(I) + B(I))
360 IF ABS(X0 - X(I)) < PI THEN 400
370 X(I) = X0 GØ TØ 350
400 H(I) = C(I) * Q(I) / X0 / 2 : E(I) = H(I) / Q(I) : GØ TØ 420
410 H(I) = A(I) + B(I) * Q(I) ^ 2 : E(I) = B(I) * Q(I)
420 NEXT I
430 K = 0
440 S3 = 0 : D2 = 0
450 FOR I=1 TO MØ : S1 = 0 : S2 = 0
470 FOR J=1 TO M(I,0) : T = ABS(M(I,J))
```

```
870      Q0 = .01 * INT(100 * Q(T))
880      H0 = .01 * INT(100 * H(T))
890      PRINT T; Q0, V, H0
900      GET A$: NEXT T
1000     DATA .003, .02, .1, .4, IE-6
1010     DATA {structure du réseau}
1020     DATA (tableau L-D-Q) difference que sur HP.
        donner LI DI L2 D2 Q2 et la suite
1050     DATA (a, b, a, b) pour les branches "anormales"
1100     END.
```

Conclusion :

En conclusion, nous pouvons dire qu'un projet de fin d'étude est une synthèse des connaissances acquises le long de la scolarité, et leur mise en évidence ainsi que leur application à un cas spécifique.

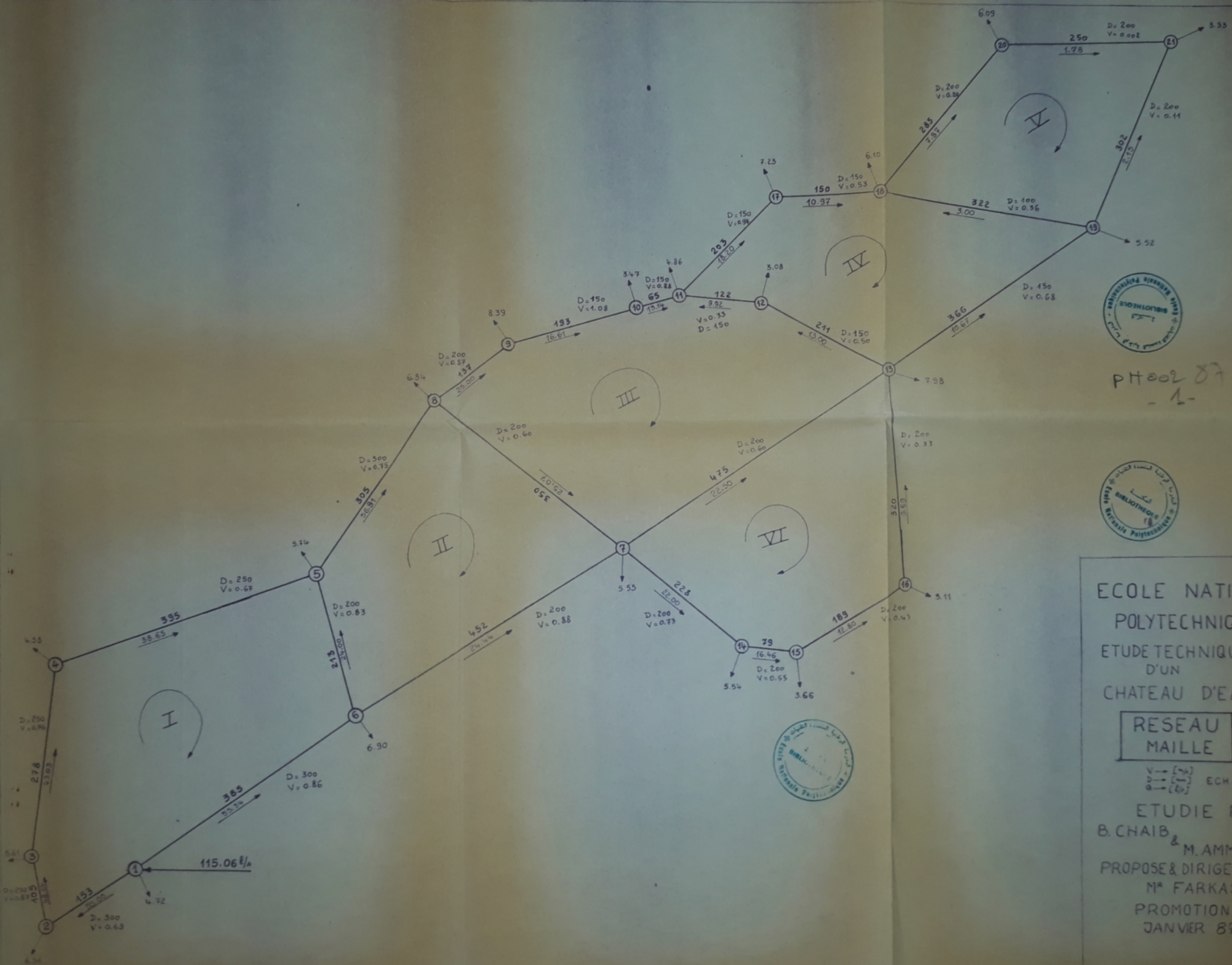
Nous avons appliqué ces connaissances à un château d'eau qui est considéré comme une construction dont le principal objectif est de calculer les éléments résistants de l'ouvrage et sa stabilité. Et, sur la base des ces derniers que nous avons procédé à son ferrailage.

Bien que nous nous sommes confrontés à des difficultés particulièrement d'ordre constructif (structure intérieure de l'ouvrage, ferrailage au niveau de la chambre de manœuvre) qui nous ont amené soit à reconcevoir partiellement le projet, à ajouter ou modifier certains éléments indispensables. Nous avons constaté 3 parties importantes :

Le choix de la forme de la cuve nous a conduit à prévoir une forme tronconique qui a l'avantage de réduire considérablement la force de pression de la masse d'eau sur les parois de la cuve.

Le phénomène hydrodynamique à des effets nous négligeable sur la stabilité de la structure, qu'il faut le prendre en compte dans le calcul pour les réservoirs ou châteaux d'eau de grande capacité.

Le choix de la fondation nous a conduit à prévoir un radier au lieu d'une semelle annulaire même si les dimensions paraissent énormes.



PH 002 87
- 1 -



ECOLE NATIONALE
POLYTECHNIQUE
ETUDE TECHNIQUE
D'UN
CHATEAU D'EAU
**RESEAU
MAILLE**

$v \rightarrow [m/s]$
 $D \rightarrow [mm]$
 $Q \rightarrow [l/s]$ ECH 1/3000

ETUDIE PAR
B. CHAIB & M. AMMICHE
PROPOSE & DIRIGE PAR
M^r FARKAS
PROMOTION
JANVIER 87



SUJET

CHATEAU D'EAU.

Capacité : 1500 M³

FERRAILLAGE DU FÛT Ech. 1/40

ETUDIE PAR : M. AMMICHE

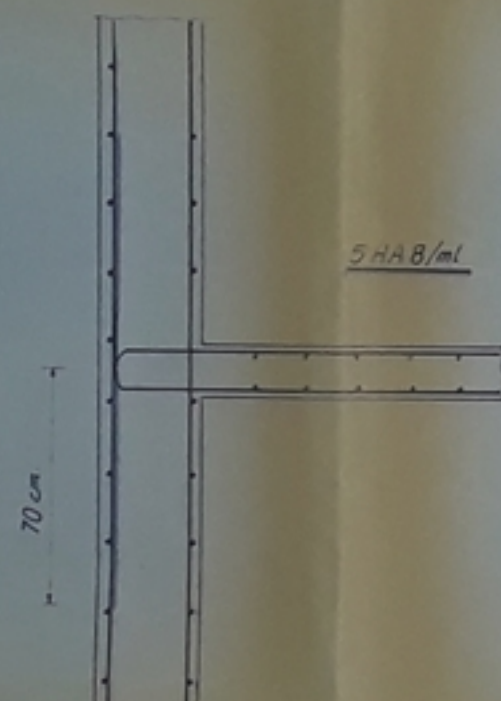
&

B. CHAIB

PROPOSE et DIRIGE PAR FARKAS

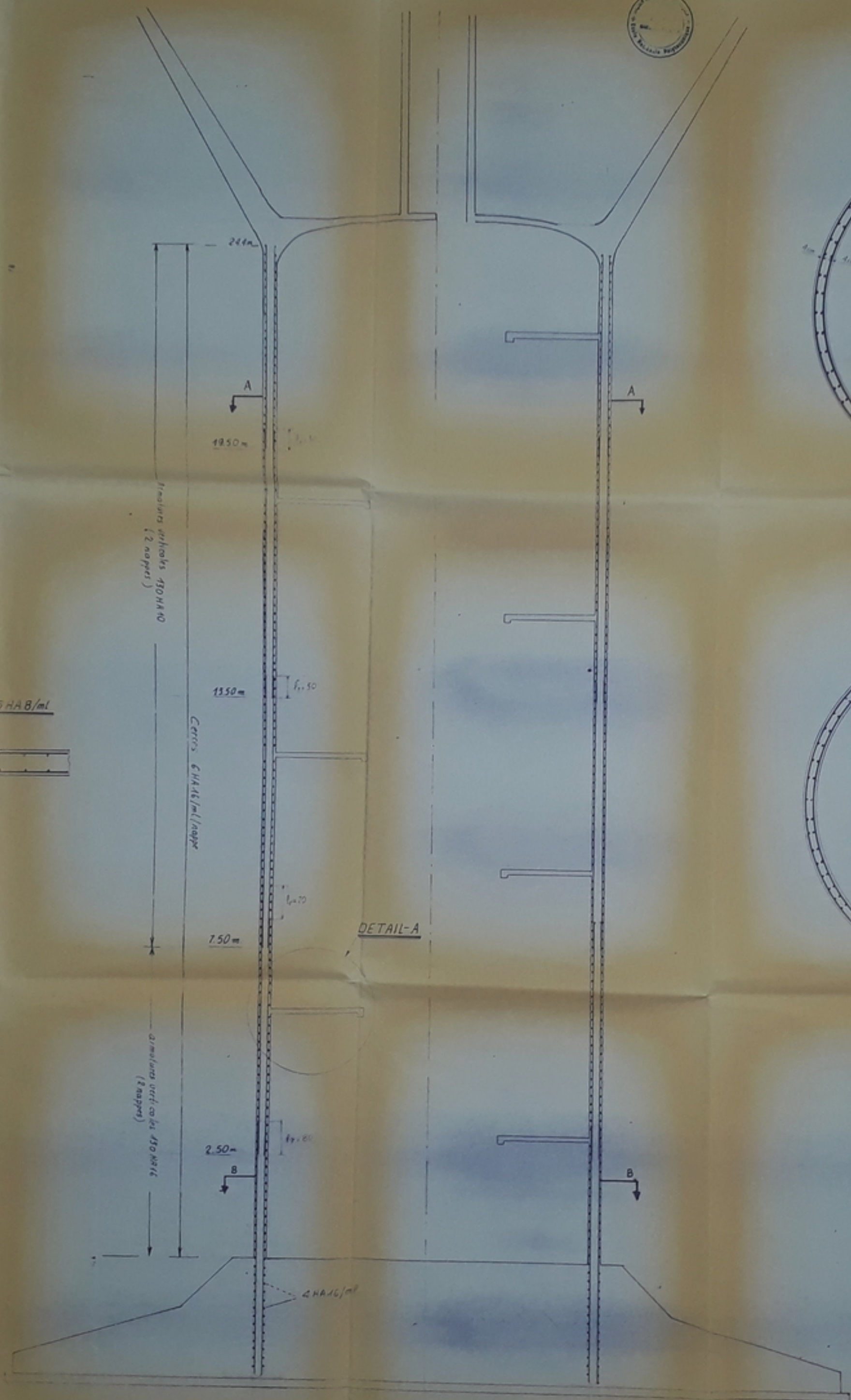
PROMOTION DE JANVIER 1987

P20027
02



DETAIL A

Echelle: 1/10



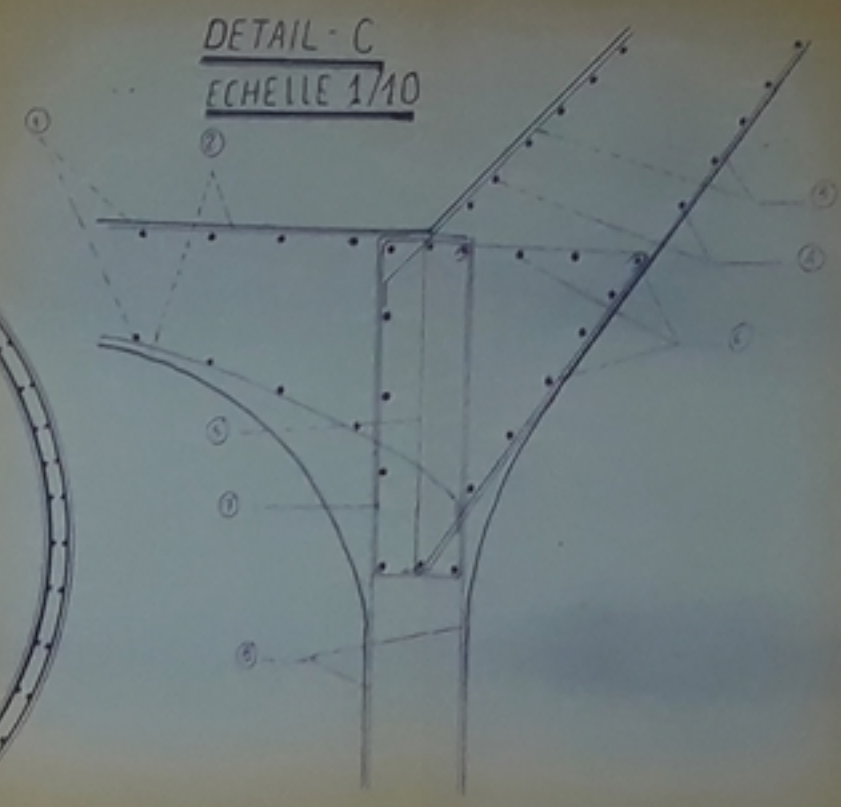
DETAIL-A



COUPE A-A ECHELLE: 1/40



COUPE B-B ECHELLE: 1/40



DETAIL - C
ECHELLE 1/10

- ① Cercles de la coupole inférieure
- ② Armatures radiales de la coupole inférieure
- ③ Armatures radiales de la cuve
- ④ Cercles de la cuve
- ⑤ Etriers et cadres
- ⑥ Cercles de la ceinture inférieure 43 HA
- ⑦ Cadres
- ⑧ Armatures verticales du fût



CHATEAU D'EAU

1500 m³

PLAN DE COFFRAGE &
DE FERRAILLAGE DE LA
FONDATION

etudie par:

B. CHAÏB
M. AMMICHE

Propose & dirigé par:

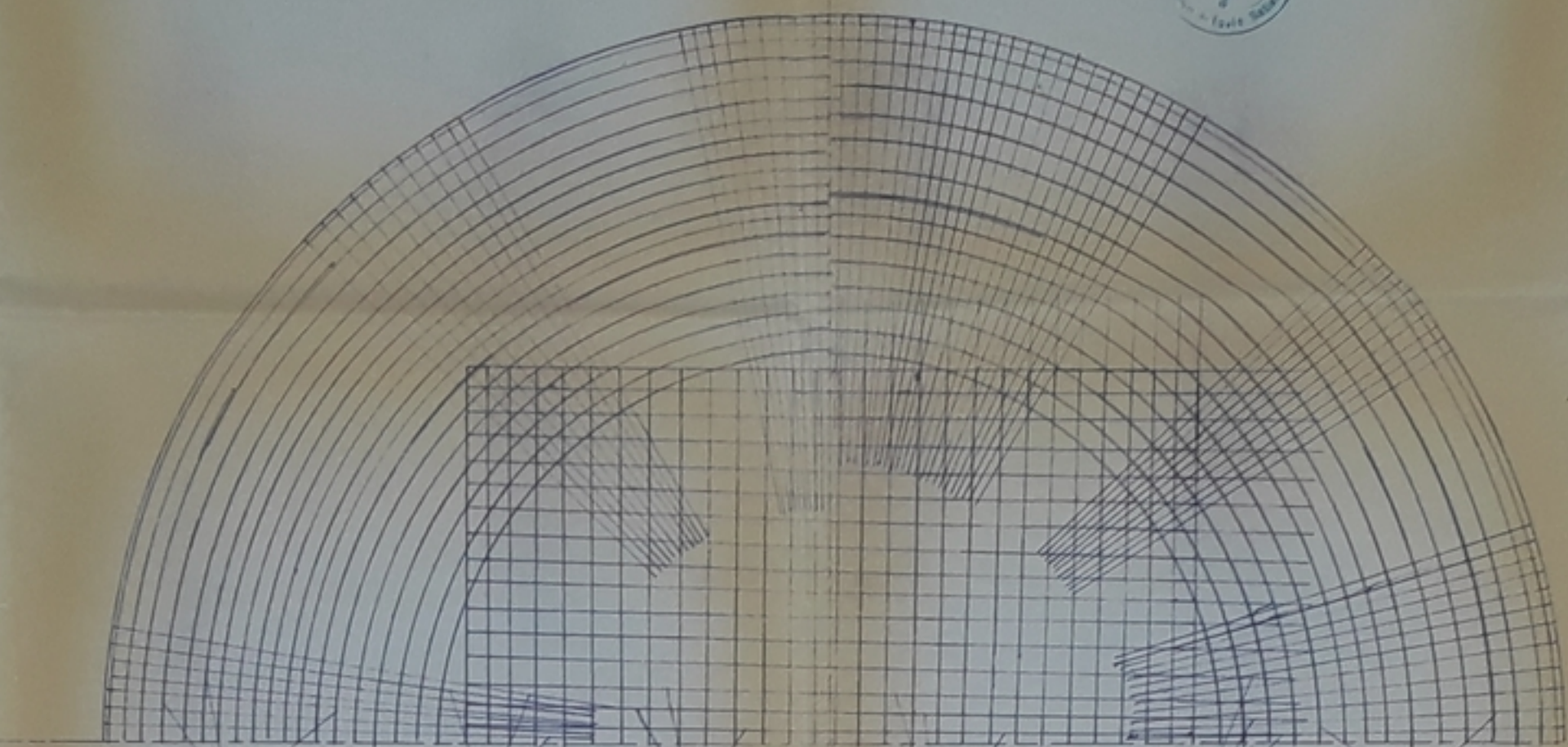
M^r FARKAS G.

PROMOTION - JANVIER 87

PH 002 87
-3-

NAPPE SUPERIEUR

NAPPE INFERIEUR



cercles 8HA16/ml

armat. radiales
8HA16/ml

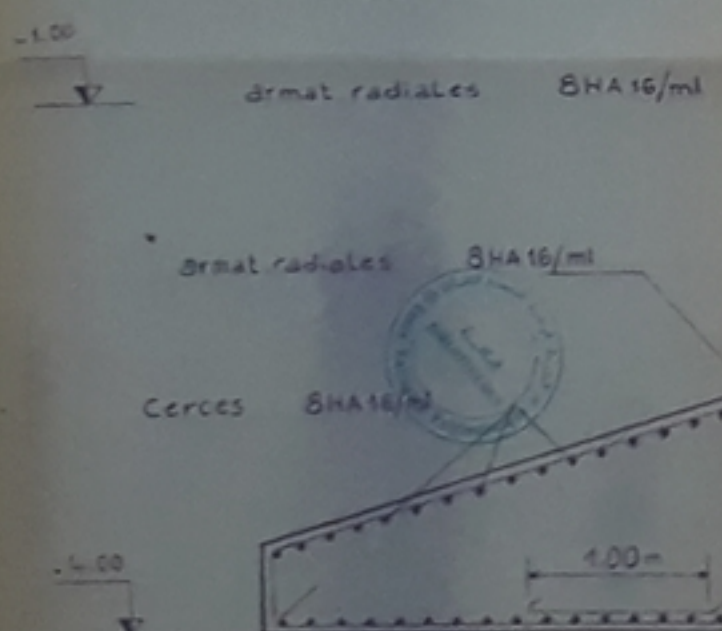
quadrillage
8HA16/ml

quadrillage
8HA32/ml

armat. radiales
8HA32/ml

cercles 8HA32/ml

ECHELLE 1/50

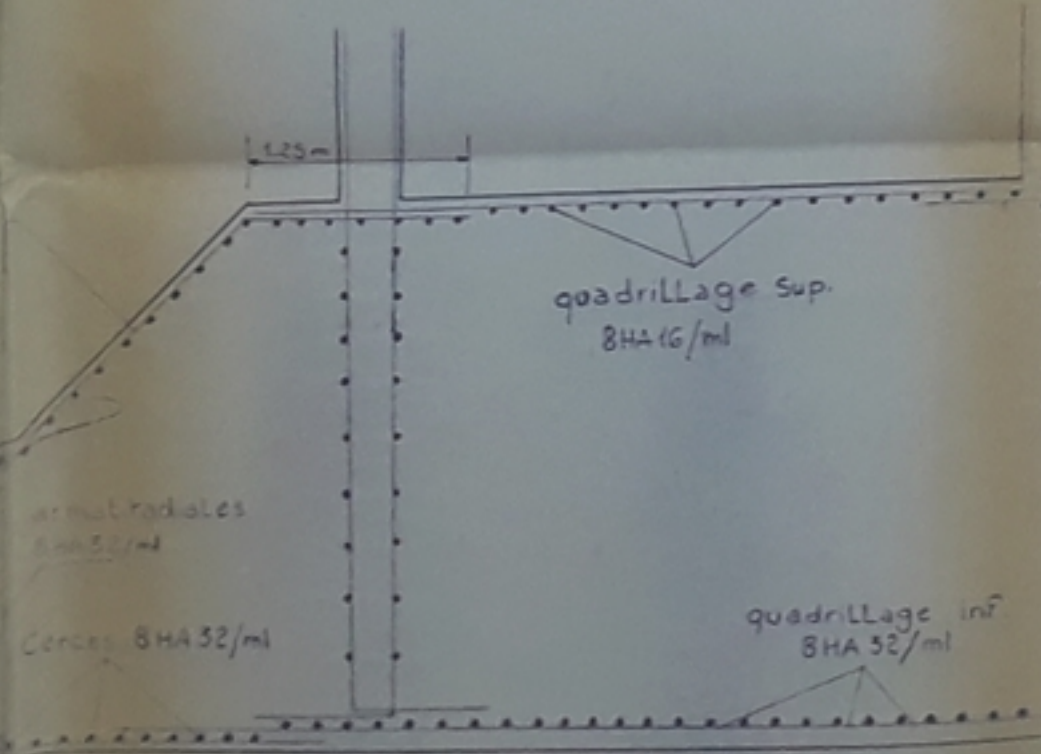


-1.00
armat. radiales 8HA16/ml

armat. radiales 8HA16/ml

Cercles 8HA16/ml

-4.00
1.00m



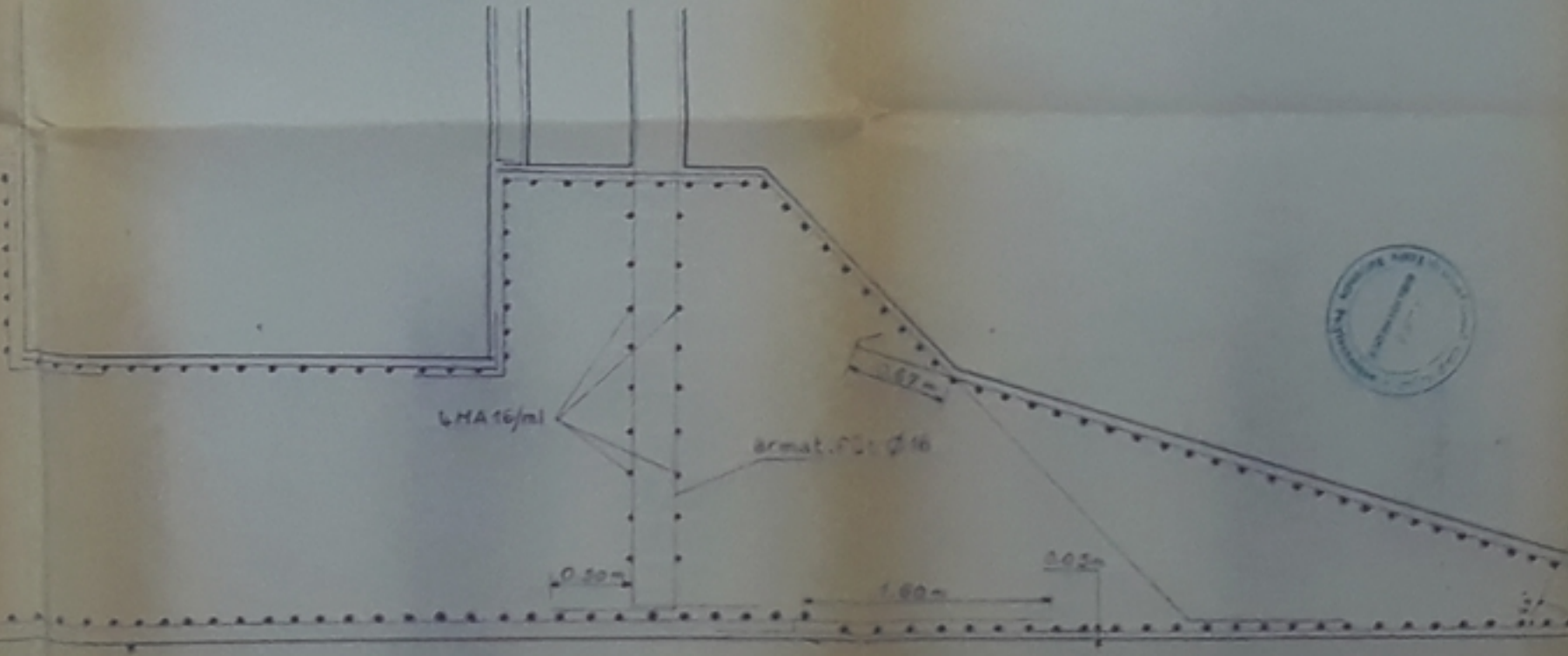
quadrillage sup.
8HA16/ml

armat. radiales
8HA32/ml

Cercles 8HA32/ml

quadrillage inf.
8HA32/ml

ECHELLE 1/25



8HA16/ml

armat. radiales
8HA16/ml

0.80m

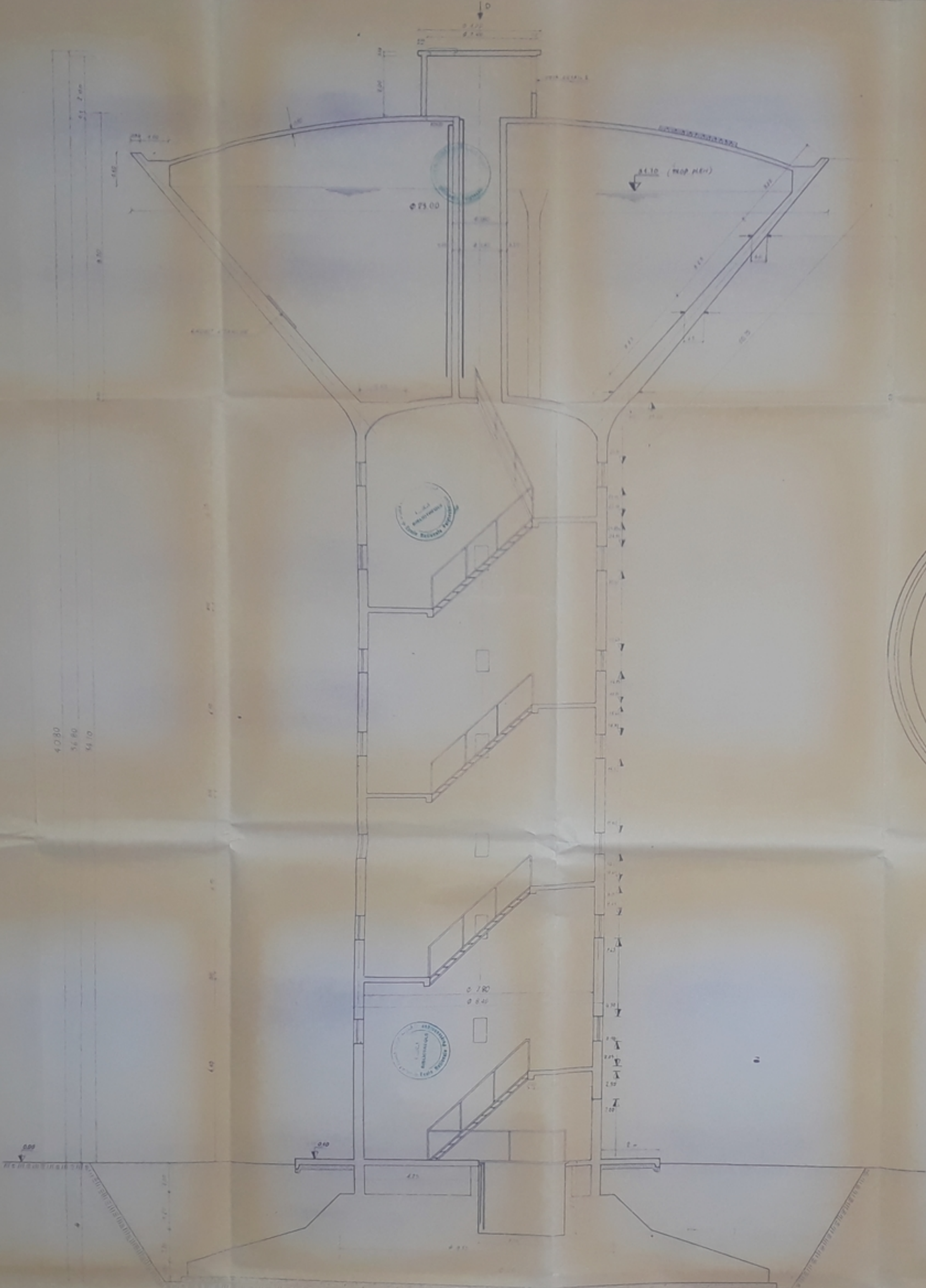
1.80m

0.80m

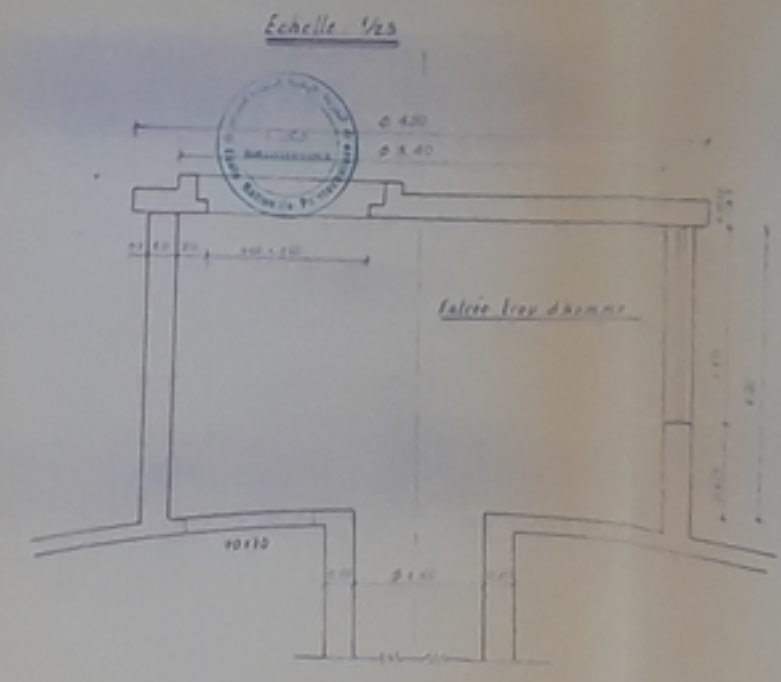
0.80m

0.80m

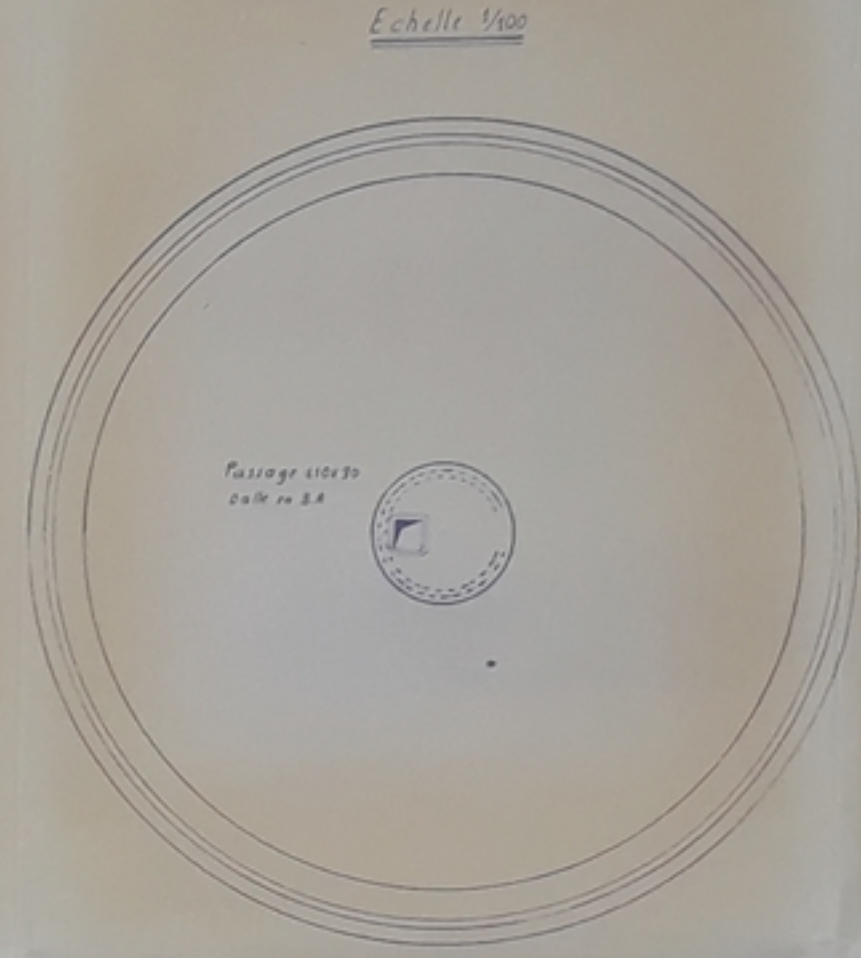
0.80m



DETAIL - 1



VUE EN PLAN SUIVANT D



PH 00087
- 05

Ecole Nationale Polytechnique

Projet De Fin d'Etude

Topol

CHATEAU D'EAU
Capacité: 1500 M³
Planche de Coffrage ECH 1/50

ETUDIE PAR:
AMMICH Messaoud
&

CHAIB Boucif
Proposé et dirigé par: FARKAS

Promotion de Janvier 87

