30/86

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التعليم والبحث العلمي

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

2EX

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT GENIE HYDRAULIQUE

PROJET DE FIN D'ETUDES

(En vue de l'obtention du Diplôme d'Ingénieur d'Etat)

SUJET

CALCUL TECHNIQUE D'UN CHATEAU D'EAU CYLINDRIQUE DE 2000 M3

5PLANCHES

Proposé par :

Pr. FARKAS

Etudié par :

A. HADJAM

A. BOUHALI

Dirigé par :

Pr. FARKAS

PROMOTION : JUIN 1986

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

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التعليم والبحث العلمي

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT GENIE HYDRAULIQUE

PROJET DE FIN D'ETUDES

(En vue de l'obtention du Diplôme d'Ingénieur d'Etat)

SUJET

CALCUL TECHNIQUE D'UN CHATEAU D'EAU CYLINDRIQUE DE 2000 M3

Proposé par :	Etudié par :	Dirigé par :
Pr. FARKAS	A. HADJAM A. BOUHALI	Pr. FARKAS

PROMOTION : JUIN 1986

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

– REMERCIEMENTS –

Nous tenons á exprimer notre profonde gratitude á notre promoteur Mr FARKAS , pour ces conseils à chacune de nos entrevues.

Nos remerciements à tous les proféssseurs et assistants qui ont rempli la Noble tâche de nous former et plus particulièrement à Monsieur A. KETTAB , notre chef de département.

Nous tenons par ailleurs à remercier vivement tous ceux qui ont contribué par leur aide à la réalisation de ce projet et notament Mr DAREM . M.

- DEDICACES -

Je dédie cet humble et modeste travail :

- A la mémoire de ma mére, et de ma femme dont je garde lámour impérissable
- A la mémoire de mon pére dont je garde l'image eternelle de la grandeur d'Ame
- A tous mes fréres et soeurs qui n'ont ménagés aucun effort pour me voir reussir
- A toute ma famille
- A ceux qui m'ont aidé et assisté dans le besoin
- A tous mes amis

A. BOUHALI

Je dédie ce modeste ouvrage en signe de respect et de reconnaissance à :

- la mémoire de mon pére pour son soutièn moral et matériel.
- ma mère qui n'a ménagé aucun effort pour que je puisse être un homme
- mon frére, pour son aide et son encouragement à mon égard.
- toute ma famille (fréres, soeurs, beaux-fréres, belles-soeurs)
- tous ceux qui m'ont aidé de loin ou de prés pour l'elaboration de ce projet
- ma future épouse

A. HADJAM

...ERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR
...NATIONALE POLYTECHNIQUE

وزارة التعليم العالي
المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات

...ement: ...HYDRAULIQUE.....
...eur: ...Mr. FARKAS..........
...ngénieur: .A. HADJAM......
A. BOUHALI

دائرة ..
موجه
مهندس

- الموضوع
- الملخص

دراسة تقنية لخزان مائي مرتفع

تسعى هذه الدراسة الى تحديد مسبقة لاحتياجات السكان المائية مستقبلا وعلى المدى البعيد . كما تعتمد هذه الدراسة على تقدير الكميات الكافية من الحديد المستعملة في الاسمنت المسلح لكل جزء من الأجزاء المكونة لهذا الخزان الكبير الذي تقدر حمولته بـ 2000 م³ والذي ينقسم الى حجرتين متساويتي الحجم على شكل حلقات

...et: ....CALCUL TECHNIQUE D'UN CHATEAU D'EAU........

...mé: L'etude repose sur l'identification des besoins en eau potable à un horizon future. Comme elle consiste au calcul des differentes parties de l'ouvrage ainsi qu'au calcul des aciers de ferraillage necessaires pour tout element de ce dernier.
La cuve de ce grand reservoir est constituée de deux (2) loges annulaires de capacite 1000 m³ chacune.

...ject: ....TECHNICAL STUDY OF A "WATER STORE"............

...tract: The study consist of the calculation of the different parts of the project and the computation of the steels necessary for each element needed.

The "cuve" of this big water store is formed of two 1000 m³ annulary compartiments.

SOMMAIRE

CHAP. I

GENERALITES

I-1- Introduction

1- Présentation de l'ouvrage

L'ouvrage qui nous a été proposé consiste à l'étude et au calcul téchnique d'un château d'eau de 2000 m^3, répondant aux besoins de la ville de S^t Cloud ($P = 24000$ habitant). La hauteur totale comptée du sol $H_t = 44{,}69$ m.

La tour est constituée d'un voile circulaire d'epaisseur 35 cm, surmontée d'une cuve circulaire d'apaisseur constante $e = 0{,}18$ m.

Le materiaux utilisé : Bèton armé

Taux de travail du sol : 3,5 bars

2- Déscription du chateau d'eau

Le réservoir (cuve) est de type circulaire, constitué de deux loges annulaires de capacité 1000 m^3 chacune, reposant sur la tour (fût) cylindrique. A partir d'une porte métallique placée au pied du fût, l'accès au rèservoir se fera par une série d'echelles métalliques séparées par des paliers de repos en béton armé situés á l'intérieur du fût.

3- Importance du chateau d'eau

En raison de son emplacement, le chateau d'eau est un élèment important, ces constructions étant classé comme ouvrage d'art. Le souci esthétique doit être primordial car il est devenu un point capital, une telle construction devant être absolument un oeuvre d'art.

4- Rôle d'un réservoir d'eau

a/ Le reservoir a essentiellement pour but de servir de régulateur aux variations de la consommation pendant la période ou la consommation exède la production, il se vide parcontre il se remplit aux heures creuses ou la consommation est inférieure á la production

b/ - Le réservoir doit aussi permettre lorsque les eaux sont élevées par pompage de faire face sans suspendre complétement le service à une intérruption imprévue des installations de refoulement ou même de provoquer volontairement leur arrêt pour effectuer des répartitions indispensables.

c/ - Le réservoir doit entenir en tous temps, une réserve suffisante pour faire face aux besoins instantanés trés importants des services chargés de la lutte contre l'incendie.

5 - 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 eu besoin de prévoir une liaison directe de la conduite de départ.

6 - classification des réservoirs

Les réservoirs peuvent être classés en fonction de critères différents suivants :

a/ - selon la position par rapport au sol

- Au niveau du sol (ou semi - entérré)
- Sur poteaux
- sur pylônes (ou tours)
- Sur bâtiment

b/ - Selon la forme de la cuve

- Reservoir carré
- Reservoir rectangulaire
- Reservoir circulaire
- Reservoir de forme quelconque

c/ - Selon la nature du liquide à conserver

- Reservoir à eau

- Cuve à vins, bières, cidres, etc......
- Citernes à produits noirs (goudron, bitume)
- Réservoirs à hydro-carbures (pétrol, essence, gaz-oil, huiles, minérales)

d/ - Selon leurs fonctions

- Réservoirs d'emmagasinement quand il s'agit seulement de liquides divers
- Bassin de traitement (pour épuration des eaux usées, le malaxage des produits, etc.)
- Bassin sportif (piscines, etc.....).
- Cuve á gazométre

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'élévation.

7 - 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 en contact 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 á la consommation (fonction de micro-organismes ou même algues).

Moyens d'empêcher le développement des micro-organismes :

on peut agir dans deux directions :

- Empêcher les organismes de trouver des conditions physiques de vies où ils profitent.
- Tarir leurs ressources alimentaires.

c'est ainsi qu'on doit maintenir un taux de chlore résiduel élevé, notamment par utilisation de "PEROXYDE DE CHLORE", utiliser le charbon actif pour absorber les composés complexes azonés.

Substituer le sulfate d'Allumine ou Chlorure Ferrique comme coagulant, Assurer une circulation de l'eau de façon à 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 de S^t CLOUD se situe en bordure de la route nationale N° 11 à 27 km à l'Est d'ORAN et 25 km à l'Ouest d'ARZEW.

b/ Situation Topographique

Le centre de S^t CLOUD est caractérisé par une pente douce et régulière qui varie de la côte 130 m et la côte 170 m sur une longueur de 1500 m d'où une pente moyenne de 2,67 %.

c/ Situation climatique

L'aspect climatique de la région de S^t CLOUD se caractérise par un climat méditerrannien, d'où un hiver plus où moins froid et un été chaud, ainsi on assiste à :

- Une saison pluvieuse d'Octobre à Avril, les pluies sont inégalement réparties dans cette saison. La pluviomètrie est de l'ordre de 320 mm à 660 mm. La température moyenne oscille généralement pendant cette saison autour de 14 °c avec une température minimale pouvant atteindre jusqu'à 8 °c.
- Une saison chaude de juin à septembre avec une température qui varie entre 19 °c et 32 °c.

I-3 - Estimation du nombre d'Habitants

A l'horizon 2000 l'évolution démographique dans notre pays suit la loi des accroissements géométriques donnés par la relation des intérêts composés

$$\boxed{N = N_0 \left(1 + \tau \right)^n}$$

avec

N : population future à l'horizon voulue (horizon l'an 2000 de moyen terme)

N_0 : population à l'année de référence ($N_0 = 9000$ Hab. en 1975)

τ : taux d'accroissement annuel de la population (4%)

n : nombre d'année séparant les deux horizon . (n = 35)

d'où

$$N = 9000 \left(1 + 0{,}04 \right)^{35} \simeq 24000 \text{ Hab.}$$

CHAP. II

EVALUATION DES BESOINS EN EAU

II-1 Estimation des besoins en eau potable à l'horizon 2000

- Besoins doméstiques

Nombre d'habitant	Dotation	Consomation m^3/j
24 000	250 l/j/hab	6000

Besoins scolaires

Denomination	Nombre ou surface en m3	Dotation (l/j)	Consommation (m^3/j)
03 ecoles existantes	2.800	30	84
02 ecoles progetées	1.200	30	36
02 C.E.M	590	50	29,5
03 C.E.M progetés	860	50	43
01 lycée progeté	600	50	20

222,5 m^3/j

- Besoins sanitaires

Dénomination	Nombre	Dotation l/j/unité	Consommation (m^3/j)
01 centre de santé	100 pass/j	50	5
02 Bains	270 per/j	50	7

12 m^3/j

- Besoins Socio-culturel

Denomination	Nombre	dotation l/j/unité	Consommation (m^3/j)
02 Mosquées	2x 150	20	6
01 Cinéma	200	7	1,4
01 Centre culturel	60	4	0,24

7,64 m^3/j

Besoins Artisanales et commérçiaux

Dénomination	Nombre	Dotation l/j/unité	Consommation (m^3/j)
03 boutangeries	—	2000	6
25 commerçants	25	20	0,5
04 café - Restaurants	4.100	5	2
01 Abatoire	20 t/j	200	4
01 poissonerie	30 t/j	250	7,5

$\Sigma = 20\ m^3/j$

Les besoins municipaux : (estimés)

dénomination	Nombre	dotation l/j/unité	Consommation (m^3/j)
A.P.C - DAÏRA	–	–	8
Justice	–	–	6
DARK	–	–	6
C.A.F.S	–	–	4
P.T.T	–	–	8
Hotel	10	150	1,5

33,5 m^3/j

En raison de l'augmentation de la consommation dans le temps, dûes au progrés de l'hygiene, les extensions possibles de l'agglomération des puits dans le réseau de distribution. On est contraint de prévoir une majoration de compensation sur le débit journalier. En supposant que notre reseau est bien entretenu, les majorations sont de l'ordre :

– 20% pour l'horizon 2000.

dénomination	consommation (m^3/j)	majoration de 20%	Total aprés majoration
domestiques	6000	1200	7200
scolaires	222,5	44,5	267
sanitaires	12	2,4	14,4
sociaux-culturels	7,64	1,528	9,168
Municipaux	33,5	6,7	40,2
Artisanals / commerciaux	20	4	24

$\sum_{1}^{7} = 7554,77\ m^3/j$

II-2 Calcul de la Consommation journalière maximale et débit de pointe

etude des problèmes poses par la variation des débits

Les differentes consommations mensuelles, journaliére et horaires sont les causes principales de la variation du débit.

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 d'irrégularité de la consommation journalière (k_1) (où coefficient journalier k_j) définit par le rapport entre la consommation maximale journalière et la consommation moyenne journalière.

$$\boxed{k_1 = k_j = \frac{\text{Cons. max. Jour.}}{\text{Cons. moy. Jour}} = \frac{Q_j^{max}}{Q_j^{moy}}}$$

le coefficient varie de $(1,15 \div 4,3)$

Dans notre cas la valeur de k_j est prise égale á 1,2 $\longrightarrow k_j = 1,2$

b/- Coefficient d'irrégularité de la consommation horaire ($k_2 = k_0$) définit par le rapport entre la consommation horaire maximale et la consommation horaire moyenne.

$$\boxed{k_0 = \frac{\text{Cons. hor. max.}}{\text{Cons. hor. moy.}}}$$

le coefficient varie en fonction de: $k_0 = \alpha . \beta$ où

α: Coefficient qui prend les valeurs suivantes

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

β : est en fonction de la population

population	1000	1500	2000	6000	10.000	20.000	50.000
β	2	1,8	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15

dans notre cas on prend

$\alpha = 1,3$

$\beta = 1,18$

$k_0 = \alpha . \beta = 1,3 . 1,18 = 1,534$

c/ - coefficient de pointe "k_p"

Ce coefficient est définit par le produit entre les deux coefficients où:

$$k_p = 1,2 . 1,534 = 1,84$$

Calcul des consommations journalières et débit de pointe:

En multipliant ce coefficient (k_p) par la consommation moyenne journalière en trouve le débit de pointe :

$$Q_p = k_p \, Q_{moy.jour}$$

Avec lequel sera dimensionnée la conduite de distribution

c/- le débit d'apport ($Q_{max\text{-}jour}$) est obtenue en multipliant le coefficient Journalièr (kj) par la consommation moyenne Journalière . Avec lequel sera dimensionneé la conduite de l'adduction .

Tableau des consommations Moyennes, Maximales , Journaliéres et de pointe horaire .

Cons. moy. jour. (m^3/j)	kj	Cons. max. Jour. (m^3/j)	k_o	k_p	débit de pointe (m^3/j)
7554,768	1,2	9065,72	1,534	1,84	579,20 .

II-3 ETudes comparatives des Ressources

Aprés les éstimations faites ci - dessus les besoins en eau potable de la ville de St cloud ā l'horizon 2000 s'élévant à :

Ressources

01 puit..... 13 l/s
01 puit ..... 14 l/s
01 puit .... 20 l/s
Source (RAIS EL-AIN) Q = 10 l/s

Q = 62 l/s soit 5356,800 m^3/j

les ressources disponibles nous donnent un débit de 62 l/s soit 5356,800 m^3/j trés suffisant á l'heure actuelle par contre on remarque un déficit de 43 l/s ā l'horizon 2000 . ce déficit pourra être couvert par deux forages prévus ā proximité de l'agglomération

CHAP. III

DISTRIBUTION

III-1 Détermination de la capacité du réservoir

Le découpage en tranches horaires pendant lesquelles le débit reste constant se fait á l'aide d'un analyseur de débit.

Dans une premiére approximation, on peut admettre les répartitions selon les coefficients horaires (a_n%)

Ces coefficients sont en fonction de l'importance de la population et les heures de desserte.

Le volume du réservoir sera egal á :

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

avec V_{ri} : réserve d'incendie

ΔV^+_{max} et ΔV^-_{max} : excés et déficits lors des différentes heures de la journeé.

Voir tableau

III-2 Réseau de distribution

Le réseau de distribution de la ville de S.t cloud est du type maillé suivant les entre-croisements des routes, avec des ramifications dans les parties les plus éloignées (Voir annexe planche N: 1)

Calcul du réseau maillé

Le calcul d'ún réseau maillé est conduit par approximation successives, selon la melhode de HARDY – CROSS.

cette méthode repose sur les deux lois suivantes :

1er loi : en un noeud quelconque de conduites, la somme des débits qui entrent á ce noeud est égale á la somme des débits qui sortent.

2eme loi : Le long d'ún parcours orienté et fermé ; la somme algébrique des

TABLEAU DE CALCUL DE LA CAPACITE DU RÉSERVOIR

H1

heures	a_h %	Volume (m^3)		Volume cumule (m^3)		différence ΔV (m^3)	
		$Q.\Delta t$	$Q.\Delta t a_h \frac{24}{100}$	apport	consommation	ΔV^+	ΔV^-
0 — 1	1,5	377,74	135,97	377,74	135,97	241,77	—
1 - 2	1,5	"	"	755,48	271,94	483,54	—
2 - 3	1,5	"	"	1133,22	407,91	725,31	—
3 - 4	1,5	"	"	1510,96	543,88	967,08	—
4 — 5	2,5	"	226,64	1888,7	770,52	1118,18	—
5 - 6	3,5	"	317,30	2266,44	1087,82	1178,62	—
6 - 7	4,5	"	407,96	2644,18	1495,78	1148,4	—
7 - 8	5,5	"	498,62	3021,92	1994,4	1027,52	—
8 — 9	6,25	377,74	566,61	3399,66	2561,01	838,65	—
9 — 10	6,25	"	"	3777,4	3127,62	649,78	—
10 — 11	6,25	"	"	4155,14	3694,23	460,91	—
11 - 12	6,25	"	"	4532,88	4260,84	272,04	—
12 — 13	5,00	"	453,29	4910,62	4714,13	196,49	—
13 — 14	5,00	"	"	5288,36	5167,42	120,94	—
14 — 15	5,5	"	498,62	5666,10	5666,04	0,06	
15 — 16	6,00	"	543,95	6043,84	6209,99	—	166,15
16 — 17	6,00	377,74	"	6421,58	6753,94	—	332,36
17 — 18	5,5	"	498,62	6799,32	7252,56	—	453,24
18 — 19	5,00	"	453,29	7177,06	7705,85	—	528,79
19 — 20	4,50	"	407,96	7554,8	8113,81	—	559,01
20 — 21	4,0	"	362,63	7932,54	8476,44	—	543,9
21 — 22	3,0	"	271,97	8310,28	8748,41	—	438,13
22 — 23	2,0	"	181,32	8688,02	8929,73	—	241,71
23 - 24	1,5	377,74	135,97	9065,76.	9065,7	0,06	—

$$V_R = 1737,63 + 120 = 1857,63 \ m^3$$

$$\boxed{V_R \simeq 2000 \ m^3}$$

H2

MAILLES	MAILLES ADJAC.	CONDUITES	DIAMETRES (m)	$L_e = 1.15 L_g$ (m)	1ère APPROXIMATION Q_0 (m^3/s)	RQ_0^2	RQ_0	1ère CORRECTION C.P.m	C. MAILLE ADJAC.	TOTAL
II		1-2	0.2	281.75	0.02	0.788	39.40	$-7{,}06 \cdot 10^{-4}$		$-7{,}06 \cdot 10^{-4}$
		2-3	0.1	287,50	0.0058	2.68	463.47	$-7{,}06 \cdot 10^{-4}$		$-7{,}06 \cdot 10^{-4}$
		3-4	0.15	287.50	- 0.014	- 1.81	129.06	$-7.06 \cdot 10^{-4}$		$-7.06 \cdot 10^{-4}$
	I	4-1	0.3	287.50	- 0.0568	- 0,75	13.28	$-7.06 \cdot 10^{-4}$	$1.73 \cdot 10^{-3}$	$1.024 \cdot 10^{-3}$
					$\Delta Q = -7.06 \cdot 10^{-4}$	$\Sigma = 0.91$	$\Sigma = 645.22$			
I	II	1-4	0.3	287.50	0.0568	0.78	13,54	$-1{,}73 \cdot 10^{-3}$	$7.06 \cdot 10^{-4}$	- 0.00102
	III	4-8	0.15	365.125	0.0144	2.42	168.27	"	$-3.51 \cdot 10^{-3}$	-0.00524
	V	8-9	0.25	287,50	- 0.0397	- 0.97	24.36	"	$-8.32 \cdot 10^{-5}$	- 0.00181
		9-1	0.3	365,125	- 0.07	- 1,45	20.72	"		$-1.73 \cdot 10^{-3}$
					$\Delta Q = -1.73 \cdot 10^{-3}$	$\Sigma = 0.786$	$\Sigma = 226.88$			
III	IV	4-6	0.15	375.75	0.0142	2.41	170.00	$3.51 \cdot 10^{-3}$	$-1.048 \cdot 10^{-3}$	$2.47 \cdot 10^{-3}$
		6-7	0.10	365.125	-0.00865	- 7.55	$8.73 \cdot 10^{2}$	"		$3.51 \cdot 10^{-3}$
		7-8	0.20	375.75	- 0.02286	- 1.36	59.57	"		$3.51 \cdot 10^{-3}$
	I	4-8	0.15	365.125	- 0.01438	- 2.42	168.27	"	$1.73 \cdot 10^{-3}$	$5.24 \cdot 10^{-3}$
					$\Delta Q = 3.51 \cdot 10^{-3}$	$\Sigma = -8.92$	$\Sigma = 1.27 \cdot 10^{3}$			
IV	II	4-3	0.15	287.50	0.014	1.81	129.06	$1.048 \cdot 10^{-3}$	$7.06 \cdot 10^{-4}$	$1.754 \cdot 10^{-3}$
		3-5	0.10	375.75	0.0056	3.24	$5.81 \cdot 10^{2}$	"		
		5-6	0.10	287.50	- 0.00863	- 5.9	686.15	"		
	III	6-4	0.15	375.75	- 0.0142	- 2.41	170.00	"	$-3.51 \cdot 10^{-3}$	$-2.46 \cdot 10^{-3}$
					$\Delta Q = 1.048 \cdot 10^{-3}$	$\Sigma = -3.28$	$\Sigma = 156.63$			
V		10-9	0.15	201.25	- 0.015	- 1.45	96.67	$8.32 \cdot 10^{-5}$		$8.32 \cdot 10^{-5}$
	I	9-8	0.25	287.50	0.040	0.97	24.36	"	$1.73 \cdot 10^{-3}$	0.00181
		8-12	0.15	385.25	0.017	3.57	209.65	"		$8.32 \cdot 10^{-5}$
		12-11	0.10	485.875	0.00314	1.36	431.94	"		"
		11-10	0.10	379.50	- 0.00667	- 4.69	702.87	"		"
					$\Delta Q = 8.32 \cdot 10^{-5}$	$\Sigma = -0.24$	$\Sigma = 1465.5$			

H_1 et H_2 élaborés par l'exécution du programme du calcul du réseau maillé sur la TI 59 planche A.

H2

MAILLES	MAILLES ADJ.	2ᵉ APPROXIMATION			2ᵉ CORRECTION			3ᵉ APPROXIMATION			TOTAL	VITESSES
		Q_1 (m^3/s)	RQ_1^2	RQ_1	C.P.M	C. MAILLE ADJ.	TOTAL	Q_2 (m^3/s)	RQ_2^2	RQ_2		(m/s)
II		0.0193	0.73	38.06	0.000406		0.000406	0.019706	0.765	38.84	0.0198	0.645
		0.0044	1.55	352.9	"		"	0.0048	1.84	384.74	0.00484	0.61
		-0.0147	-1.114	135.4	"		"	-0.0143	-1.88	131.7	-0.01424	0.82
	I	-0.056	-0.728	13.054	"	-0.0026	-0.0022	-0.058	-0.786	13.56	0.058	0.84
		$\Delta Q = 0.000406$ $\Sigma = -0.44$ $\Sigma = 539.4$						$\Delta Q = 5{,}4 \cdot 10^{-5}$ $\Sigma_1 = -0.0614$ $\Sigma = 568.81$				
I	II	0.056	0.728	13.054	0.0026	-0.000406	0.0022	0.058	0.786	13.56	0.058	0.84
	III	0.00914	0.988	108.07	0.0026	-0.00075	0.00185	0.01099	1.42	129.3	0.0113	0.64
	V	-0.0415	-1,06	25.43	"	0.000104	0.0027	-0.0388	-0.923	23.8	-0.03844	0.79
		-0.0717	-1.52	21.21	"			-0.0691	-1.41	20.45	-0.06875	0.98
		$\Delta Q = 0.0026$ $\Sigma = -0.86$ $\Sigma = 167.77$						$\Delta Q = 0.00034$ $\Sigma = -0.129$ $\Sigma = 187.11$				
III	IV	0.0167	3.33	199.52	0.00075	-0.00032	0.00107	0.0178	3.78	212.45	0.0181	1.02
		-0.00514	-2.69	523.88	"		0.00075	-0.0044	-1.97	449.17	-0.00408	0.52
		-0.0194	-0.98	50.61	"		0.00075	-0.0186	-0.91	48.7	-0.0183	0.58
	I	-0.00914	-0.988	108.07	"	-0.0026	-0.00185	-0.0109	-1.42	129.21	-0.0107	0.64
		$\Delta Q = 0.00075$ $\Sigma = -1.33$ $\Sigma = 882.08$						$\Delta Q = 0.00031$ $\Sigma = -0.515$ $\Sigma = 839.52$				
IV	II	0.0158	2.3	145.34	0.00032	-0.000406	-0.000086	0.0157	2.27	144.43	0.01424	0.82
		0.00663	4.56	688.15	"		0.00032	0.0070	5.01	720.76	0.00708	0.90
		-0.0076	-4.58	603.83	"		0.00032	-0.00726	-4.20	578.74	-0.00714	0.91
	III	-0.0167	-3.33	199.52	"	-0.00075	-0.00043	-0.0171	-3.49	204.22	-0.0181	1.02
		$\Delta Q = 0.00032$ $\Sigma = -1{,}05$ $\Sigma = 163.68$						$\Delta Q = 0.000126$ $\Sigma = -0.42$ $\Sigma = 1648.15$				
V		-0.0149	-1.43	96.04	-0.000104		-0.000104	-0.015	-1.45	96.67	-0.0150	0.85
	I	0.0415	1.06	25.43	"	-0.0026	-0.0026	0.040	0.928	23.87	0.03893	0.79
		0.017	3.56	209.30	"		-0.000104	0.017	3.52	208.09	0.017	0.96
		0.00322	1.43	442.55	"		"	0.00312	1.34	429.28	0.00315	0.40
		-0.0064	-4.31	673.90	"		"	-0.0065	-4.44	684.24	-0.00645	0.84
		$\Delta Q = -0.000104$ $\Sigma = 0.3$ $\Sigma = 1447.2$						$\Delta Q = 3{,}6 \cdot 10^{-5}$ $\Sigma = -0.11$ $\Sigma = 1442.14$				

pertes de charge est nulle

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

R : résistance de la conduite.

Principe de la méthode de HARDY_CROSS

La methode de HARDY_CROSS consiste tout d'abort à se fixer dans chaque maille, une répartition des débits, ainsi qu'un sens d'ecoulement tout en respectant la première loi, et dans chaque tronçon en doit avoir des vitesses d'ecoulement convenables comprisent dans l'intérvalle $(0{,}3 \div 1{,}5\ m/s)$ et l'ón calcule les pertes de charges correspondantes tout en les équilibrant dans chaque maille (2ème loi) en corrigeant par approximations successives les débits supposés.

Calcul des débits corréctifs

$$\boxed{\begin{array}{l} \Delta Q_i = -\dfrac{\sum_{i=1}^{n} R_i Q_i^2}{2\sum_{i=1}^{n} R_i Q_i} \\[2ex] R = J_Q . Le = \left(\dfrac{8f}{D^5 \pi^2 g}\right) \cdot \left(1{,}15\ L_g\right) \end{array}}$$

avec

J_Q : gradient de la perte de charge débitaire
Le : longueur equivalente $= 1{,}15\ L_g$
L_g : longueur géométrique

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

f : coef. de frottement calcule par la formale de COOLEBROOK $\varepsilon = 10^{-3}$m $\nu = 10^{-6}$

Chaque maille est calculeé séparément, les corrections à apporter à la valeur estimeé en première approximation des débits sont diviseés en deux :

- celles propres à la maille considereé 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 calculeé pour la maille adjacente.

pour avoir le nouveau débit Q_i. les mêmes opérations sont recommenceés avec Q_1, puis on poursuit les approximations jusquà ce que les valeurs de ΔQ soient voisines de zéro (pratiquement $0 < \Delta Q < 0,4$) et jusquà ce que les pertes de charges sur le contour fermé soient inférieures à 0,5 m environ.

Voir tableau H2.

Dimensionnement de la conduite d'amenée

$L = 500$ m

$\varepsilon = 10^{-3}$ m

$Q = 160$ l/s $= 0,16$ m³/s

On propose une vitesse découlement dans la conduite de 1,3 m/s

$$Q = V.A \Longrightarrow D = \sqrt{\frac{4Q}{\pi . V}} \simeq 0,4 \text{ m}$$

On prendra un diamétre normalise de 400 mm

La vitesse reelle sera $V = \frac{4Q}{\pi D^2} = 1,27$ m/s

Vérification du régime d'ecoulement

$$\left.\begin{aligned} \frac{\varepsilon}{D_h} &= \frac{10^{-3}}{0,4} = 0,25 \times 10^{-2} \\ R_e &= \frac{V.D}{\nu} = \frac{1,27 . 0,4}{10^{-6}} = 5,08 \cdot 10^{5} \end{aligned}\right\} \xrightarrow{\text{Mody}} \text{Régime turbulent rigueux}$$

D'apres la théorie de la longueur fluido - dynamique pour un profil circulaire plein (Abaque N° 9) $D_o = 1,539$ $\Lambda = \frac{D}{D_o} = 0,259909031$

En application de la formule : $\frac{Q}{\sqrt{J}} = \Lambda^{2,5}\left(15,96 - 8,681 \ln \frac{\varepsilon}{\Lambda}\right) = 2,21200551$

$$\Longrightarrow J = 5,231997 . 10^{-3}$$

Vérification par DARCY . W

$$f = \left(1,14 - 0,86 \ln \frac{\varepsilon}{D_h}\right)^{-2} = 0,025254078$$

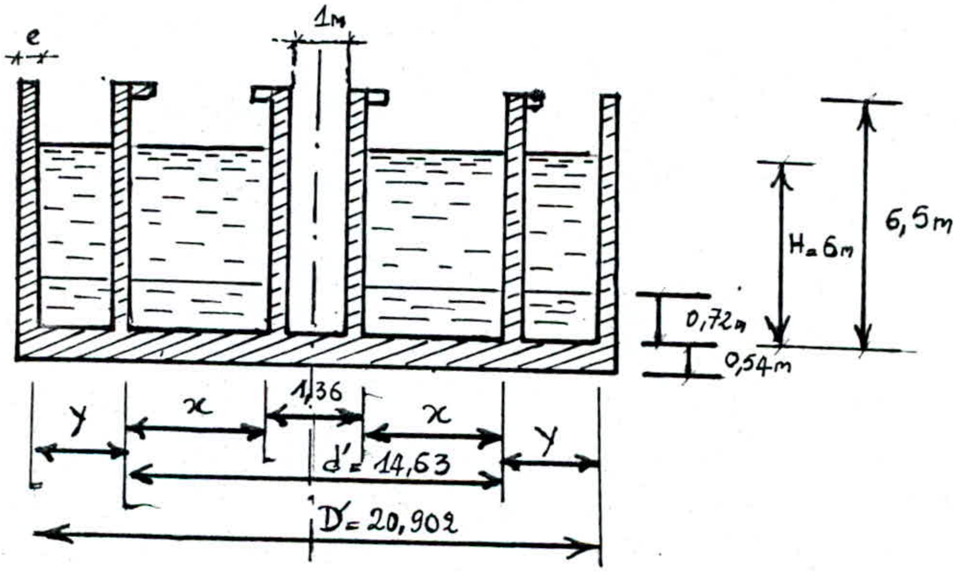
$$J = \frac{f}{D_h} . \frac{V^2}{2g} = 5,19015 . 10^{-3}$$

$$\Delta H_t = J . 1,15 . L_a = 2,98 \text{ m}$$

III-3 Dimensionnement de la cuve

Vu la capacité importante de la cuve, on est contraint de diviser cette cuve d'eau en deux loges annulaires de capacités identiques, d'où son utilité du point de vue entretient.

$$V_T = 2000\,m^3 \quad ; \quad \left.\begin{array}{l} V_I = V_{II} = 1000\,m^3 \\ H_I = I_{II} = 6{,}0\,m \\ e = 0{,}18\,m \end{array}\right\} \Rightarrow S_I = S_{II} \text{ : surface de base de deux loges}$$



$$d' = 1{,}36 + 2x$$
$$D' = d' + 2e + 2y$$
$$x = 6{,}635\,m$$
$$d' = 14{,}63\,m$$
$$D' = 14{,}99 + 2y$$

$$S_I = S_{II} = \frac{V_I}{H_I} = \frac{1000}{6} = 166{,}67\,m^2$$
$$S_I = \frac{\pi}{4}\left(d'^2 - 1{,}36^2\right)$$
$$S_{II} = \frac{\pi}{4}\left(D'^2 - (d' + 2e)^2\right) = 166{,}67\,m^2$$
$$= \frac{\pi}{4}\left(\left((14{,}99) + 2y\right)^2 - 14{,}99^2\right)$$
$$y = 2{,}965\,m \Rightarrow D' = 20{,}902\,m$$

NB : On reserve dans chaque loge de la cuve une hauteur de 0,72 m d'eau pour les réserves d'incendie pour les mesures de sécurité en cas de besoins.

III-4 Altitude et emplacement du chateau d'eau

L'émplacement du chateau déau projeté doit étre choisi de façon á satisfaire aux abonnaés une préssion suffisante au moment de la pointe.

$$\boxed{C_r = C_t + H + h_{wi} + H_{we} + P_s}$$

avec
- C_r : Cote du radier
- C_t : cote du terrain = 158,8
- H_t : hauteur de la tour
- H : hauteur prise en fonction du nombre détage = 12 m. (R+3)
- h_{wi} : pertes de charges singuliéres
- P_s : Colonne déau supplémentaire tenant-compte des appareils (chauffe déau) (P_s = 3m)
- h_{we} : pertes de charges linéaires sur le trançon reliant le chateau déau au point le plus haut.

On a estime que les pertes de charges singulières sont de lórdre de 15% des pertes de charges linéaires.

Le calcul des pertes de charges linéaires

La longueur de la conduite reliánt le chateau déau au point le plus haut du reservoir.

$$L_1 = 1825 \text{ m} \quad ; \quad L_2 = 1323 \text{ m}$$

le débit de pointe $Q_p = 161{,}0$ l/s

la vitesse d'écoulement $V < 1$ m/s

$$C_{t_1} + H_{tour} = C_R = H + pdc + P_s + C_{t_2}$$

$$158{,}5 + H_{tour} = 12 + 11{,}69 + 3 + 170$$

$$\text{d'où} \quad H_{tour} = 38{,}19 \text{ m}$$

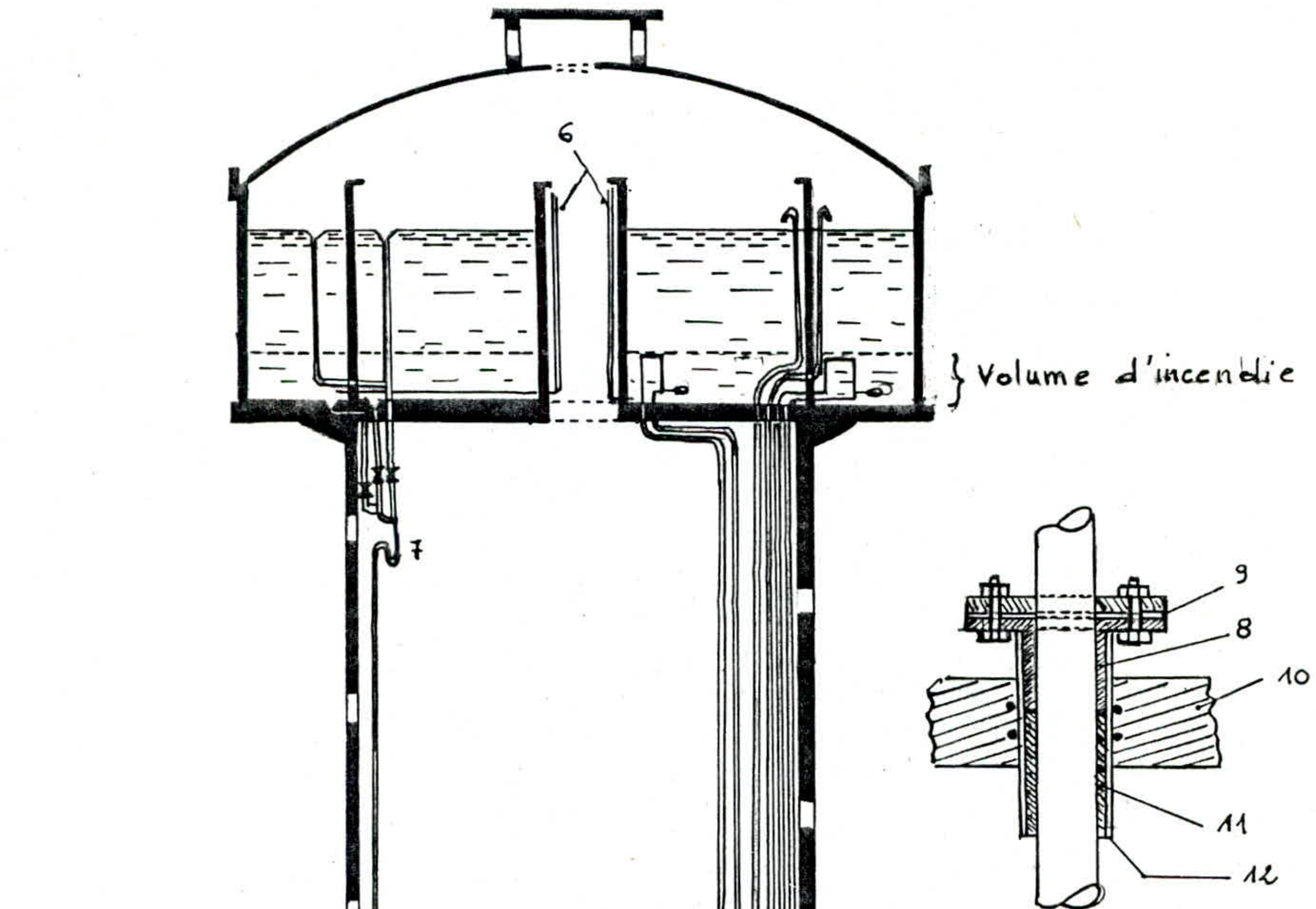
	Conduites	ϕ (mm)	V (m/s)	Lg (m)	R_e	J	ΔH_L (m)	ΔH_s (m)	ΔH_T (m)	f_{Nik}	$f_{col.}$
1er parcour	1-4	300	0,84	250	$2,52.10^5$	0,0036	0,84021	0,12603	0,96624	0,27363	0,280069
	4-8	150	0,64	317,5	96 000	0,00483	1,5341	0,23011	1,76416	0,033678	0,346804
	8-12	150	0,96	335	144 000	0,10787	3,6138	0,54207	4,15589	0,033678	0,344132
	12-11	100	0,40	422,5	40 000	0,003276	1,38438	0,20766	1,592034	0,038440	0,4013876
			Σ	1325				Σ	= 8,4783		
2ème parcour	1-9	300	0,98	317,5	$2,94.10^5$	0,004563	1,44871	0,217306	1,624032	0,273635	0,279359
	9-10	150	0,85	117	$1,275.10^5$	0,008474	1,48297	0,22244	1,705418	0,03368	0,034483
	10-11	100	0,84	330	$0,84.10^5$	0,014178	4,67874	0,701811	5,380551	0,38440	0,03938
								Σ	8,710		

Le calcul est obtenu par l'éxecution du programme de calcul des pertes de charges sur la T.I 59 (planche n° B)

CHAP. IV

ETUDE GENIE CIVIL DU CHATEAU D'EAU

IV-1 Présentation de l'ouvrage.



etancheité des traversées des tyauteries

1. conduite de distribution
2. conduite d'eau de reserve d'incendie de la loge interne.
3. " " " " " " " externe.
4. conduite de refoulement.
5. conduite de vidange de la cuve et les eaux du trop-plein
6. évent
7. siphon.
8. plomb coulé et maté
9. plaque caoutchouc
10. paroi du reservoir
11. corde goudronnée
12. Fourreau

IV-2 Caractéristiques des Matériaux

Béton

On utilisera un béton dosé à 400 kg/m^3 de CPA 325. contrôle attenué

Contrainte de compréssion admissible

$$\bar{\sigma}'_b = \rho'_b \, \sigma'_{28}$$

avec σ'_{28} : résistance nominale de compression du béton = 300 bars (béton dosé à 400 kg/m^3 de CPA 325)

et $\rho'_b = \alpha.\beta.\gamma.\delta.\varepsilon$ ρ'_b : coeffts sans dimension.

- CPA 325 $\alpha = 1$ dépend de la dose du ciment utitisé
- $\beta = 5/6$ Contrôle attenué du Béton
- $\gamma = 1$
- δ dépend de la distribution des contraintes dans la section
- Compression Simple $\longrightarrow$ $\delta = 0,3$
- Flexion simple et fléxion composée quand l'effort normal est une traction.
- Flexion composée quand l'effort normal est une compression.

$$\delta = \begin{cases} 0,6 \\ 0,3\left(1 + \dfrac{e_0}{3e_1}\right) \end{cases}$$

avec e_0 : L'excentricité de la force extérieure / au c.d.g de la section complete du béton seul.

e_1 : Désigne le rayon vecteur, de même signe que e_0, du noyau central de cette même section dans le plan radial passant par le centre de pression.

- Pour les sollicitations du second genre, les valeurs de δ sont multiplieès par 1,5

Exemple :

Section annulaire de faible épaisseur de diamètre moyen D, on aura $e_1 = D/4$

Pour $0 \leqslant e_0 < 0,75\,D$ $\qquad \delta = 0,3\left(1 + 1,33\,\dfrac{e_0}{D}\right)$

Pour $e_0 \geqslant 0,75\,D$ $\qquad \delta = 0,6$

- ε : dépend de la nature des sollicitations et de la forme de la section, Dans tous les cas on prendra $\varepsilon = 1$

Nous obtenons

– Sous SP_1 :

- Compression Simple : $\bar{\sigma}'_{b_0} = 1 . 5/6 . 1,03 . 1 . 300 = 75$ bars
- Flexion Simple : $\bar{\sigma}'_b = 1 . 5/6 . 1 . 0,6 . 1 . 300 = 150$ bars

– Sous SP_2

- Compression Simple : $\bar{\sigma}'_{b_0} = 1,5\,\bar{\sigma}'_{b_0}(SP_1)$ $\quad \bar{\sigma}'_{b_0} = 112,5$ bars
- Flexion simple : $\bar{\sigma}'_b = 1,5\,\bar{\sigma}'_b(SP_1)$ $\quad \bar{\sigma}'_b = 225$ bars

Contrainte de traction de référence

$$\bar{\sigma}_b = \rho_b \, \sigma'_{28}$$

avec $\rho_b = \alpha . \beta . \gamma . \theta$

α, β, γ : gardent les mêmes valeurs et même significations que précédemment.

et

$$\theta = 0{,}018 + \frac{2{,}1}{\sigma'_{28}} = 0{,}018 + \frac{2{,}1}{300} = 0{,}025$$

d'où

$$\bar{\sigma}_b = 1 . \frac{5}{6} . 1 . 0{,}025 . 300 = 6{,}25 \text{ bars}$$

Cette contrainte est relativement faible et difficile à respecter. Le nouveau texte du cahier des charges applicables à la construction des réservoirs et cuves en Béton Armé, établie en 1966 par la chambre syndicale des constructeurs en ciment armé prévoit une contrainte admissible de traction $\bar{\sigma}_b$ égale à :

$$\bar{\bar{\sigma}}_b = \theta \, \sigma_{28}$$

avec

$\sigma_{28} \leq 22$ bars . limite de rupture en traction à 28 et un coeff! $\theta \geq 1$ qui a pour valeurs :

$$\theta = \begin{cases} 1 & \text{dans le cas de traction simple} \\ 1 + 2\dfrac{e_0}{3h} & \text{en fléxion composée} \quad \begin{cases} e_0 : \text{excentricité} \\ h : \text{epaisseur} \end{cases} \\ 5/3 & \text{dans le cas de flexion simple} \end{cases}$$

On se limitera à $\bar{\sigma}_b = 22$ bars

Contrainte de cisaillement admissible

La contrainte tangente du plan neutre τ_b est donnée au droit de chaque section droite en fonction de la contrainte maximale de compression du béton σ'_b coumitante , sur cette même section, par les inégalités suivantes :

$$\sigma'_b \leq \bar{\sigma}'_{b_0} \longrightarrow \tau_b \leq 3{,}5 \, \bar{\sigma}_b = 21{,}8 \text{ bars}$$

$$\sigma'_{b_1} \leq \sigma'_b \leq 2\bar{\sigma}'_{b_0} \longrightarrow \tau_b \leq \left(4{,}5 - \frac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}'_{b_0}}\right) \bar{\sigma}_b$$

On utilisera les aciers :

- A haute adhérence $F_e E40A$

donc

$$\sigma_{en} = 4200 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{pour} \quad \phi \leq 20 \text{ mm}$$

$$\sigma_{en} = 4000 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{pour} \quad \phi > 20 \text{ mm}$$

- Doux (ou rondes lisses) $F_e E24$

donc $\sigma_{en} = 2400 \text{ kg/cm}^2 \quad \forall \phi$

Contrainte Admissible de traction $\overline{\sigma}_{a1}$

Sans SP_1 $\overline{\sigma}_{a1} = \frac{2}{3} \sigma_{en}$

Sans SP_2 $\overline{\sigma}_{a1} = \sigma_{en}$

Sections	FeE40A	FeE40E	FeE24
SP_1	$\phi \leq 20$ mm	$\phi > 20$ mm	1600
	2800	2670	
SP_2	4200	4000	2400

Fissuration

Afin de tenir compte de la fissuration, la valeur de la contrainte de traction des armatures est limitées à :

$$\overline{\sigma}_a \leq \text{Min} \begin{cases} \overline{\sigma}_{a1} \\ \max(\sigma_1, \sigma_2) \end{cases}$$

$$\sigma_1 = \frac{k.n}{\phi} \frac{\overline{\omega}_f}{1+10\overline{\omega}_f} \longrightarrow \text{contrainte de fissuration systématique}$$

$$\sigma_2 = 2{,}4\sqrt{\frac{n}{\phi} k \overline{\sigma}_b} \longrightarrow \text{Contrainte de fissuration accidentelle}$$

Contrainte Admissible définitive de l'acier sans présence d'humidité

ϕ (mm)	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32
Aciers doux	1600	1600	1523	1362	1244	1151	1076	964	862	761
Aciers H.A	2436	2227	1926	1723	1574	1455	1361	1219	1090	963

Ce tableau nous donne $\overline{\sigma}_a$ prise par le calcul des éléments non en contact avec l'eau. σ_1 n'est pas à considérer car elle est toujours plus petite que σ_2.

Parois du résérvoir

La paroi étant constamment en contact avec l'eau, la contrainte admissible de traction est définie par

$$\overline{\sigma}_a = \text{Min} \begin{cases} \sigma_{a1} \\ \text{Max}(\sigma_1, \sigma_2) \end{cases}$$

avec

$$\sigma_1 = \frac{k.n}{\phi} \frac{\tilde{\omega}_f}{1+10\tilde{\omega}_f} + 300\, n$$

$$\sigma_2 = 2{,}4\sqrt{\frac{n}{\phi} k \overline{\sigma}_b} + 300\, n \qquad \text{et} \quad K = 0{,}3.10^5$$

Le terme complémentaire 300 n tient compte du fait qu'une des faces des éléments est en contact permanent avec l'eau, le phénomène de gonflement du béton intervient d'une manière favorable en réduisant l'ouverture des fissures. C'est ce qui motive le terme complémentaire 300 n.
Valeurs de σ_2 étant inférieure à σ_1, on obtiendra le tableau donnant $\bar{\sigma}_a = \mathrm{Min}(\sigma_{a_1}, \sigma_{a_2})$

Contrainte Admissible de traction de l'acier en présence de l'humidité

ϕ (mm)	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32
Aciers doux	1600	1600	1600	1600	1544	1451	1376	1264	1162	1061
Aciers H.A	2800	2707	2406	2203	2054	1935	1841	1700	1570	1443

Contrainte de compression Admissible

$\bar{\sigma}'_a = \frac{2}{3}\sigma_{en}$ les pièces soumises à la compression-simple pour lesquelles l'acier utilisé tel que $\sigma_{en} < 3300$ kg/cm²

$$\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3}\frac{\sigma_{en}^2}{33400}$$

d'où

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

Aciers doux : $\bar{\sigma}'_a = 1150$ kg/cm².

Contrainte d'Adhérence Admissible

Zone d'ancrage normal $\bar{\tau}_b = 1{,}25\,\Psi_d^2\,\bar{\sigma}_b$

Zone d'ancrage en pleine masse $\bar{\tau}_b = 2\,\Psi_d^2\,\bar{\sigma}_b$

Ψ_d : coeff^t de scellement et a pour valeur

Aciers H.A $\longrightarrow$ $\Psi_d = 1{,}5$

Aciers doux $\longrightarrow$ $\Psi_d = 1$

$\bar{\tau}_d$ (kg/cm²)	Aciers H.A	Aciers doux
Ancrage Normal	17,91	7,96
Ancrage en pleine Masse	28,66	12,74

Recouvrement des Barres Droites

La jonction de deux barres parallèles identiques est assurée par recouvrement lorsque deux extrémités se chevauchent sur une longeur ℓ_r

$\ell_r = \ell_d \longrightarrow$ pour $d < 5\phi$

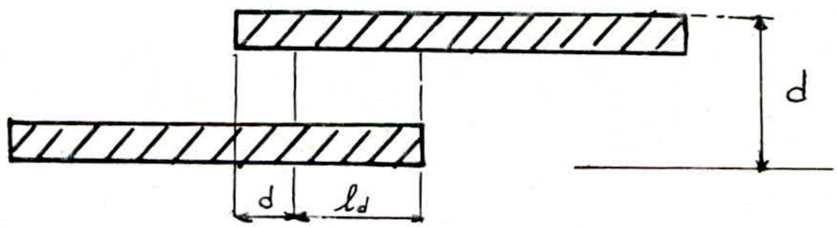
$\ell_r = \ell_d + d \longrightarrow$ pour $d > 5\phi$

d : distance entre - axes des barres

ℓ_d : longueur de scellement droit.

$$\ell_d = \frac{\phi}{4}\,\frac{\overline{\sigma}_a}{\overline{\overline{\tau}}_b} \quad \text{en traction}$$

$$\ell_d = \frac{\phi}{4}\,\frac{\overline{\sigma}'_a}{\overline{\overline{\tau}}_b} \quad \text{en compression} \left(\text{avec } \overline{\sigma}'_a = \frac{2}{3}\,\sigma_{en}\right)$$



ϕ : diamètre nominal de la barre

Avant - Metre

Détermination du poids de L'ouvrage

Dalle circulaire

$\phi = 4,4$ m

$e = 0,08$ m

$$P_1' = \frac{\pi}{4}\phi^2 e \rho_b = \frac{\pi}{4}\cdot(4,4)^2 \cdot 0,08 \cdot 2,5 = 3,04\,t$$

Etancheité + enduit $\longrightarrow$ 0,05 t/m² $\Big\}$ 0,17 t/m²

Surcharges d'exploitation $\longrightarrow$ 1,2 . 0,1

$$P_1^* = 3,21\,t$$

Poids de la ceinture sous dalle

$$P_2^* = \pi\left(3,95^2 - 3,7^2\right) \cdot 0,2 \cdot 2,5 = 3t$$

total $\qquad P_{1t}^* = 6,21\,t$

Calcul du lanterneau

On dispose de 8 poteaux 25 x 25 $P'_2 = 8\,(0{,}25 \cdot 0{,}25 \cdot 1{,}8) \cdot 2{,}5$

Calcul de la ceinture sous pôteaux $P''_2 = \pi\,(4^2 - 3{,}3^2) \cdot 0{,}22 \cdot 2{,}5$

Total $\boxed{P_{2t} = 11{,}07\ t}$

Calcul de l'acrotere

$$V_3 = 2\pi \cdot 0{,}15 \cdot 0{,}3 \cdot 10{,}631 \simeq 3\ m^3$$

$$\boxed{P_3 = 3 \cdot 2{,}5 = 7{,}51\ t}$$

Poids de la coupole

$$P_{coup} = 1983{,}923\ daN/m \longrightarrow 1{,}98\ t/m$$

$$P = 1{,}98 \cdot 2\pi \cdot R = 1{,}98 \cdot 2\pi \cdot 10{,}631 = \boxed{132{,}257\ t}$$

(y compris étancheité, surcharges, etc......)

Poids de la cuve (Parois)

$$S_1 = \pi\left(\frac{D_1^2 - d_1^2}{4}\right) = \frac{\pi}{4}\left(21{,}262^2 - 20{,}902^2\right) = 11{,}921\ m^2$$

$$P_1 = \rho_b \cdot V_1 = \rho_b \cdot S_1 \cdot h = 2{,}5 \cdot 11{,}921 \cdot 6{,}5 = 193{,}716\ t$$

$$S_2 = \frac{\pi}{4} \cdot \left(D_2^2 - d_2^2\right) = \frac{\pi}{4}\left(14{,}99^2 - 14{,}63^2\right) = 8{,}374\ m^2$$

$$P_2 = \rho_b \cdot V_2 = \rho_b \cdot S_2 \cdot h = 2{,}5 \cdot 8{,}374 \cdot 6{,}5 = 136{,}0775\ t$$

$$S_3 = \frac{\pi}{4} \cdot \left(D_3^2 - d_3^2\right) = \frac{\pi}{4}\left(1{,}36^2 - 1^2\right) = 0{,}667\ m^2$$

$$P_3 = \rho_b \cdot V_3 = \rho_b \cdot S_3 \cdot h = 2{,}5 \cdot 0{,}667 \cdot 6{,}5 = 10{,}843\ t$$

d'où $\boxed{P_t = P_1 + P_2 + P_3 = 340{,}636\ t}$

Poids de la dalle de la base de la cuve

$$S_d = \frac{\pi}{4}\left(D^2 - d^2\right) = \frac{\pi}{4}\left(21{,}262^2 - 1^2\right) = 354{,}271\ m^2$$

$$P_d = \rho_b \cdot V_b = \rho_b \cdot S_d \cdot h = 2{,}5 \cdot 354{,}271 \cdot 0{,}54 = \boxed{478{,}265\ t}$$

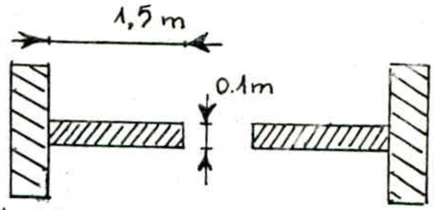
Poids du Fût

$$S_f = \frac{\pi}{4}\left(14{,}99^2 - 14{,}29^2\right) = 16{,}0975\ m^2$$

$$P_f = \rho_b \cdot S_f \cdot h = 2{,}5 \cdot 16{,}0975 \cdot 38{,}19 = \boxed{1536{,}9\ t}$$

Vu l'importance du fût, la tour doit comprendre des dalles de repos. Pour notre cas 5 dalles suffiront.

Poids des 5 dalles



$$S = \frac{\pi}{4}\left(D^2 - d^2\right) = \frac{\pi}{4}\left(14{,}29^2 - 11{,}29^2\right) = 60{,}271\ m^2$$

$$P = \rho_b . S . 5 . 0{,}1 = 2{,}5 . 60{,}271 . 5 . 0{,}1 = 75{,}338\,t$$

Surcharges d'escalier + accessoires $\longrightarrow$ $100 + 100 = 200\ kg/m^2$

$$G = 0{,}200 . S = 0{,}2 . 60{,}271 = \boxed{12{,}0542\ t}$$

Poids de L'enduit

$$V_1 = \frac{\pi}{4}\left(20{,}902^2 - 20{,}862^2\right) . 6{,}5 = 8{,}528\ m^3$$

$$V_2 = \frac{\pi}{4}\left(15{,}03^2 - 14{,}99^2\right) . 6{,}5 = 6{,}13\ m^3$$

$$V_3 = \frac{\pi}{4}\left(14{,}29^2 - 14{,}25^2\right) . 6{,}5 = 5{,}827\ m^3$$

$$V_4 = \frac{\pi}{4}\left(1{,}4^2 - 1{,}36^2\right) . 6{,}5 = 0{,}563\ m^3$$

$$V_{etanch.\ dalle} = \left[\left(20{,}862^2 - 15{,}03^2\right) + \left(14{,}25^2 - 1{,}4^2\right)\right] . 0{,}02 . \frac{\pi}{4} = 6{,}447\ m^3$$

d'où $V_t = 27{,}495\ m^3$

Poids volumique de l'enduit utilisé $\longrightarrow$ $1{,}2\ t/m^3$

le Poids nécessaire de l'enduit sera de $P_e = 27{,}495 . 1{,}2 = \boxed{32{,}994\ t}$

Poids de la ceinture supérieure

$$V = 14{,}37\ m^3 \longrightarrow \boxed{P = 35{,}925\ t}$$

Poids de la ceinture inférieure

$$V = 14{,}37\ m^3 \longrightarrow \boxed{P = 35{,}925\ t}$$

Poids de la cuve Vide

$$P_{cv} = \sum_{i=1}^{6} P_i = 6{,}21 + 11{,}07 + 7{,}51 + 132{,}257 + 340{,}636 + 478{,}265 = \boxed{975{,}948\ t}$$

Poids de la cuve pleine

$$P_{cp} = 975{,}948 + 2000 = \boxed{2975{,}948\ t}$$

Poids total au niveau de la fondation

Cuve Vide $\longrightarrow$ $975{,}948 + 12{,}054 + 75{,}338 = \boxed{1063{,}34\ t}$

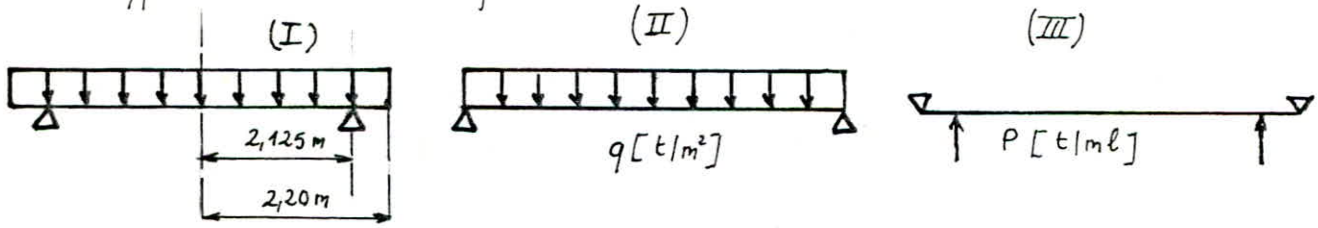
Cuve pleine $\longrightarrow$ $1063{,}34 + 2000 = \boxed{3063{,}34\ t}$

IV-3 Calcul des élèments de la Cuve

Dalle de couverture de Lanterneau

épaisseur 0,08 m

* Nous considérons cette dalle comme une plaque circulaire uniformement chargée dont l'appui sera une circonférence.

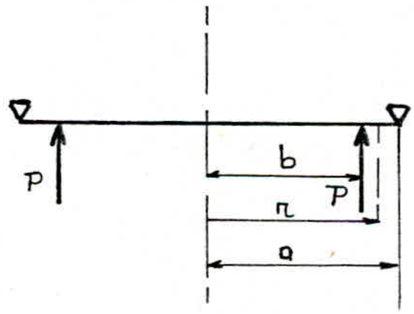


* En ce qui concerne le 3ème Cas (III) . On Considere la plaque circulaire appuyée sur sa circonférence et soumise à une charge P [t/ml] sur un rayon 2,125 m

* En ce qui concerne le 2ème Cas (II) , On considére la plaque circulaire appuyée sur sa circonférence et soumise á une charge uniformément répartie q [t/m²]

Détermination du moment radial suivant les deux cas :

Cas (III) :



$$P = q\,\frac{a^2}{2b}$$

$$\pi.q.a^2 = 2\pi.b.P$$

Valeur de q :

remarque : On considere seulement la combinaison $G + 1{,}2P$

avec

P: surcharge (on considére la neige comme charge utile)
G: charge permanente (poids propre + induit)

En ce qui conserne notre région : $P_{no} = 35\ kg/m^2 \longrightarrow$ surcharge normale
$P'_{no} = 60\ kg/m^2 \longrightarrow$ Surcharge externe

On tire $= (0{,}08 . 2{,}5 + 0{,}05) + 1{,}2 . 0{,}035 = 0{,}292\ t/m^2$

En ce qui concerne le calcul du moment radial , on appliquera les formules des plaques " BARES" page 425

$$0 \leq r \leq b$$

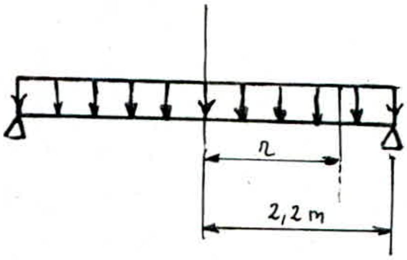
$$M_r = \frac{P.a}{4}(\beta)\left[(1-\mu)(1-\beta^2) - 2(1+\mu)\log\beta\right] \quad (1)$$

avec $\beta = \frac{b}{a}$; $\mu = 0{,}15$, $P = q\,\frac{a^2}{2b}$

en remplaçant dans (1) $M_r = q.a^2\,[(1-\mu)(1-\beta^2) - 2(1-\mu)\log\beta]$

Cas (II) $\quad \rho = \dfrac{r}{a}$ (r : compté à partir du centre de la plaque)

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



valeur de M_r

$$\beta = \frac{b}{a} = \frac{2{,}125}{2{,}20} \simeq 0{,}966$$

r (m)	$\rho = \frac{r}{a}$	M_r (t.m/ml)	
		Cas (III)	Cas (II)
0	0	0,024	0,278
b = 2,125	0,966	0,024	0,0186
a = 2,20	1	0	0

Calcul du moment Tangeantiel

Cas (III) :

Pour partie médiane $\longrightarrow$ $(a \leq r \leq b)$

$$M\varphi = M_r = q\,\frac{a^2}{8}\left[(1-\mu)(1-\beta^2) - 2(1+\mu)\log\beta\right]$$

$$T_r = 0$$

Pour partie exterieure $\longrightarrow$ $(b \leq r \leq a)$

$\beta = \dfrac{b}{a}$

$\varphi = \dfrac{r}{a}$

$$M\varphi = q\,\frac{a^2}{8}\left[(1-\mu)\left(2-\beta^2\left(\frac{1}{\rho^2}+1\right) - 2(1+\mu)\log\beta\right)\right]$$

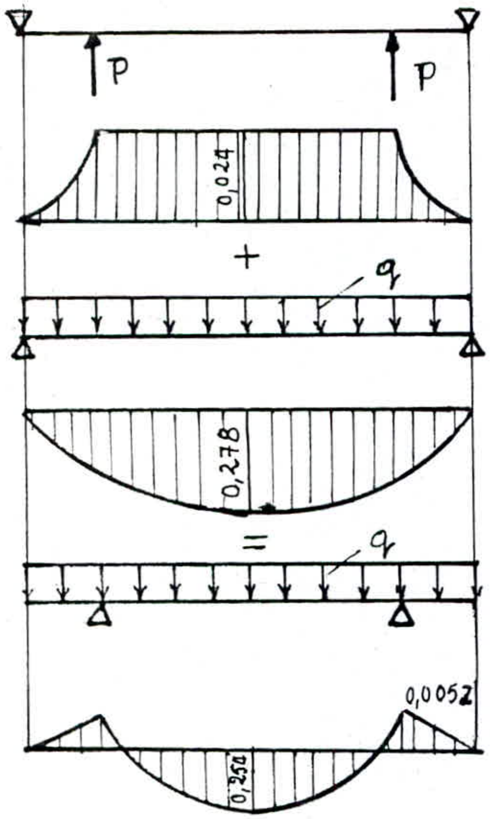
Cas (II) $\quad M\varphi = q\,\dfrac{a^2}{16}\left[(3+\mu) - (1+3\mu)\rho^2\right]$

r (m)	$\rho = \frac{r}{a}$	$M\varphi$ (t.m/ml)	
		Cas (III)	Cas (II)
0	0	0,024	0,278
2,125	0,966	0,024	0,1587
2,1625	0,983	0,022	0,1544
2,20	1	0,032	0,1501

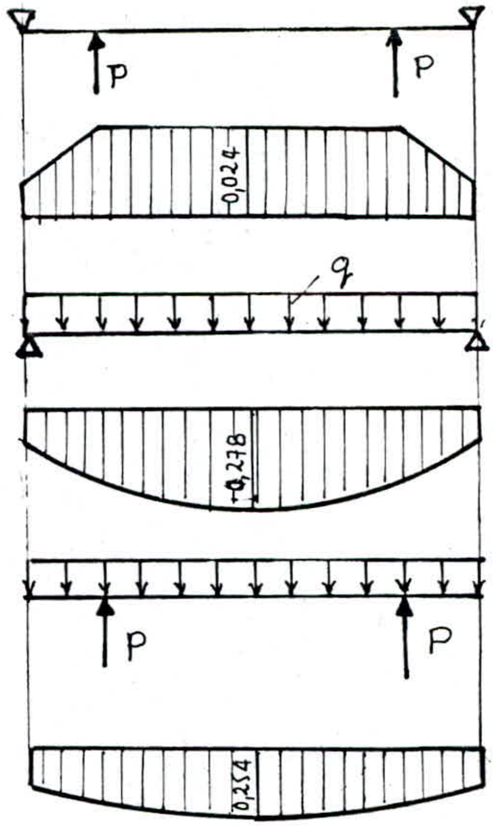
Superpositions des moments

$$\boxed{\text{Cas (I)} = \text{Cas (II)} + \text{Cas (III)}}$$

Somme des moments radiaux



Somme des moments tangentiels



Ferraillage de la dalle circulaire

Armatures radiales
Armatures inférieures
le moment de flexion est $M_r = 0,254$ t.m / ml
On prendra pour notre calcul $h_t = 8$ cm $\longrightarrow$ $h = 5$ cm
(ferraillage d'aprés P. CHARRON) $b = 100$ cm

$\overline{\sigma}_a = 1723$ kg / cm² $\longrightarrow \phi_{10}$

$\overline{\sigma}_b = 150$ kg / cm²

$$\mu = \frac{15.M_r}{\overline{\sigma}_a.b.h^2} = \frac{15.0,254}{1723.100.25.10^{-4}} = 0,0845$$

$$\longrightarrow \begin{matrix} \varepsilon = 0,8826 \\ K = 27,6 \end{matrix}$$

$$\Longrightarrow A = \frac{0,254.10^5}{1723.0,8826.5} = 3,34 \text{ cm}^2$$

Armatures supérieures

$$\mu = \frac{15.5,2.10^2}{1723.100.5^2} = 1,81.10^{-3} \longrightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0,98 \\ K = 0,245 \end{cases}$$

$$A = \frac{5 \cdot 10^2}{1723 \cdot 0,98 \cdot 5} = 0,0592 \text{ cm}^2$$

Armature inférieure $\longrightarrow$ $\boxed{4T10/ml}$
Armature supérieure $\longrightarrow$ $\boxed{4T10/ml}$

Armature circulaire

$M\varphi = 0,254$ t.m/ml $\longrightarrow$ armature affective $\boxed{5T10/ml}$

Ferraillage des poteaux

On néglige l'effet du vent sur ces élements (poteaux 25 × 25) . Les poteaux sont comprimés sous les charges et surcharges.
charge à prendre en compte
- poids de la dalle circulaire $\longrightarrow$ P = 3,04 t
- poids propre des poteaux $\longrightarrow$ P = 2,25 t

contrainte maximale du béton dans chaque poteau

$$\sigma_b' \approx 0,074 \text{ kg/cm}^2 \ll \bar{\sigma}_{b_0}$$

Le béton suffit à lui seul pour reprendre l'effort de compression, on adoptera donc un ferraillage minimum.

$$\omega = 0,2\% \longrightarrow 4T14$$

Ceinture supérieure sous la dalle

Soumise au poids de la dalle ainsi qu'à son propre poids .
- poids de la dalle (y compris étancheité + induit) $\longrightarrow$ 3,21 t
- poids propre de la ceinture $\longrightarrow$ 6,21 t

$$\sigma_b' \approx 0,29 \leq \bar{\sigma}_{b_0}$$

On adoptera une section d'acier de 0,25% de la section du béton

$$A = 0,25 \cdot e = 0,25 \cdot 0,2 = 5 \text{ cm}^2$$

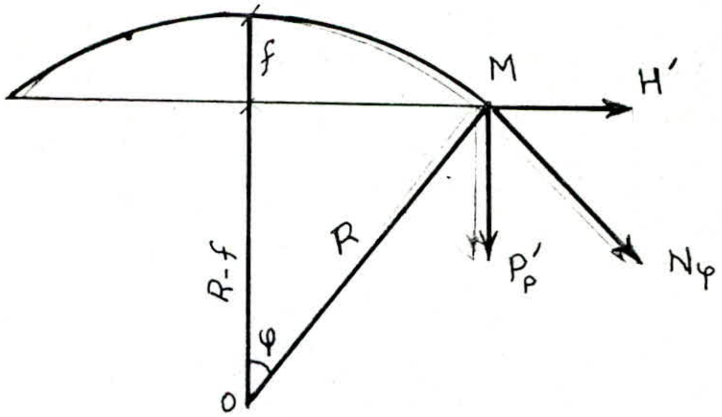
Aciers verticaux $\longrightarrow$ $\boxed{6T12/ml}$
Aciers cerces $\longrightarrow$ $\boxed{6T12/ml}$

Acrotères

L'effet du vent sur l'acrotère est négligeable, la contrainte de compression dans le beton sous l'effet de son propre poids est trés faible, donc on adoptera un ferraillage forfaitaire.

Cerces : 2T10/ml
Armatures verticales 2T10/ml

Etude de la coupole



$S = 2\pi.R.f$: surface de la coupole R : rayon de la sphère

$P_p = 2\pi.R.f.P$

Poids par metre de coupole $P'_p = \frac{P_p}{2\pi r} = \frac{2\pi.R.f.P}{2\pi.r} = \frac{P.R.f}{r}$

On a $R = \frac{r^2+f^2}{2f} \Rightarrow r^2 = (2R-f)f.$

d'où

$$P'_p = \frac{P.f(r^2+f^2)}{2rf}.$$

Les triangles OIM et $H'N_\varphi P'_p$ sont semblables

$$\frac{H'}{R-f} = \frac{P'_p}{r} \qquad H' = \frac{P'_p}{r}(R-f) \Rightarrow H' = \frac{P.f(r^2+f^2)}{2f.r}\cdot\frac{R-f}{r}$$

$$R-f = \frac{r^2-f^2}{2f} - f = \frac{r^2-f^2}{2f} \Rightarrow H' = \frac{P.f(r^2+f^2)}{2f.r}\cdot\frac{r^2-f^2}{2f.r} = \frac{P(r^4-f^4)}{4.f^2.r^2}$$

<u>Application numérique</u>

$f = 2,5$ m
$e = 8$ cm
$r = 10,631$ m
$h = 6,0$ m

<u>Pour les surcharges</u> : Si nous considérons une surcharge q par metre carré de projection horizontale, nous calculons de même

$$P_q = \pi r^2 q$$

par metre de contour $P'_q = \frac{\pi.r^2.q}{2\pi.r} = \frac{q.r}{2}$

$$H'_q = P'_q\cdot\frac{R-f}{r} = \frac{q.r}{2}\,\frac{r^2-f^2}{2rf} = \frac{q(r^2-f^2)}{4f}$$ or on'a $$H'_q = \frac{q(r^4-f^4)}{4f}$$

pour une meilleure sécurité on prend :

$$H'_q = \frac{q(r^4-f^4)}{4f.r^2} = \frac{q(r^2-f^2)}{4f} \; \frac{r^2+f^2}{r^2} = \frac{q(r^2-f^2)}{4f}\left(1+\frac{f^2}{r^2}\right) > \frac{q(r^2-f^2)}{4f}.$$

Effort de compression dans les méridiens

$\boxed{N_e = \sqrt{H'^2_q + P'^2}}$ ⟶ sert à verifier la contrainte de compression

$$\sigma'_b = \frac{Ne}{b.e} = \frac{Ne}{100\,e}$$

Calcul de la ceinture

La ceinture est soumise à un effort de traction T tel que

$T = H'.r$ la section d'acier sera $A = \frac{T}{\overline{\sigma}_a}$

La contrainte de la traction dans la ceinture est $\sigma_b = \frac{T}{B+nA}$

Application numérique

$f = 2{,}5$ m $e = 8$ cm , $r = 10{,}631$ m , $h = 6{,}0$ m

$$R = \frac{r^2+f^2}{2f} = \frac{10{,}631^2 + 2{,}5^2}{2.2{,}5} = 23{,}85 \text{ m}$$

$$S = 2\pi R f = 2.3{,}14.23{,}85.2{,}5 = 374{,}445 \text{ m}^2$$

Charges

- poids propre $P_p = 2500.0{,}08 = 200$ daN/m²
- étanchéité, isolation $P_e = 40$ daN/m²

d'où $\boxed{P = 240 \text{ daN/m}^2}$

Surcharges

- Surcharge d'exploitation $= 100$ kg/m² $q = 100$ daN/m²

$P + 1{,}2q = 240 + 1{,}2.100 = \boxed{360 \text{ daN/m}^2}$

Calcul des efforts

* calcul des charges et surcharges par mètre de pourtour

– charges

$$P'_g = \frac{P.S}{2\pi r} = \frac{240.374{,}445}{2.314.10{,}631} = 1346{,}0634 \text{ daN/m}$$

– Surcharges

$$P'_q = \frac{q.r}{2} = \frac{120.10{,}631}{2} = 637{,}86 \text{ daN/m}$$

$$P' = P'_g + P'_q = 1983{,}9234 \text{ daN/m}$$

poussée horizontale

$$H' = \frac{(P+1{,}2q)(r^4-f^4)}{4f.r^2} = \frac{360(10{,}631^4 - 2{,}5^4)}{4.2{,}5.10{,}631} = 4056{,}21 \text{ daN/m}$$

donc $H' = 4056$ daN/m

* effort de compréssion dans les méridiens

$$N_e = \sqrt{H'^2 + P'^2} = \sqrt{1984^2 + 4056^2} = \boxed{4515{,}299 \text{ daN/m}}$$

Calcul des contraintes

* contrainte de compression $\sigma'_b = \dfrac{Ne}{100e} = \dfrac{4515,299}{100 \cdot 0,08} = \boxed{5,64 \text{ kg/cm}^2 < \overline{\sigma}'_b}$
* contrainte de cisaillement $\tau_b = \dfrac{P'}{100e} = \dfrac{1984}{100 \cdot 8} = \boxed{2,48 \text{ kg/cm}^2 < \overline{\tau}_b}$

Calcul des Armatures

Comme les contraintes de compression et de cisaillement sont inférieures aux contraintes admissibles, le béton suffit lui seul, mais on mettra quand même des armatures destinées à résister aux efforts de retrait et aux efforts dissymétriques.

- Suivant les méridiens $A_1 = 0,3 \cdot e = 0,3 \cdot 8 = 2,4 \text{ cm}^2$

$$A_1 = 5\,HA8/ml = 2,5 \text{ cm}^2$$

- suivant les parallèles $A_2 = \dfrac{A_1}{3} = \dfrac{2,4}{3} = 0,8 \text{ cm}^2$

$$\boxed{A_2 = 4\,HA6/ml}$$

Vérification de la coupole au poinçonnement

On vérifiera la coupole au poinçonnement causée par une charge de 170 kg. répartie sur une surface de 40. 40 cm²

$$1,5 \frac{P}{P_c \cdot h_t} \leqslant 1,2\,\overline{\sigma}_b$$

avec h_t : épaisseur de la coupole
P : charge de 170 kg
P_c : périmetre dans le plan moyen de la coupole en tenant compte de la diffusion

$$P_c = 40\left(40 + \frac{2h_t}{2}\right) = 40\left(40 + \frac{2 \cdot 8}{2}\right) = 192 \text{ cm}$$

$$1,5 \cdot \frac{170}{192 \cdot 8} = \boxed{0,15 \text{ kg/cm}^2 < 1,2\,\overline{\sigma}_b}$$

Calcul de la ceinture

$$T = H' r = 4056 \cdot 10,631 = 43119,336 \text{ daN}$$

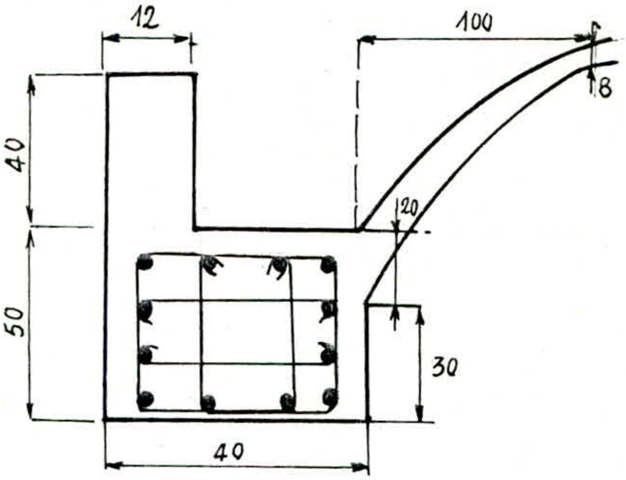
La section de l'acier sera de $A = \dfrac{T}{\overline{\sigma}_a} = \dfrac{43119,366}{1224} = 35,228 \text{ cm}^2$

$$\boxed{A = 12\,HA\,20 = 37,7 \text{ cm}^2 \longrightarrow \overline{\sigma}_a = 1224 \text{ kg/cm}^2}$$

La section de béton nécessaire en limitant la contrainte de traction du béton à 18b

$$B = \frac{T - nA}{\overline{\sigma}_{bn}} = \frac{43119,336 - 15 \cdot 37,7}{18} = 2364,102 \text{ cm}^2$$

Or la section de notre ceinture est $50 \cdot 40 + 40 \cdot 12 = 2480 \text{ cm}^2$.



Verification de la ceinture

* condition de fragilité $\omega_f = \frac{A}{B} > \frac{3\overline{\sigma}_b}{\sigma_{en}}$

$$\overline{A} \geq \frac{3\overline{\sigma}_b}{\sigma_{en}} \cdot B = \frac{3 \cdot 6{,}25}{4200} \cdot 2480 = 11{,}07 \ cm^2$$

$$\boxed{A = 37{,}7 \ cm^2 > \overline{A} = 11{,}07 \ cm^2}$$

* Condition de fissuration

$$\sigma_1 = k \frac{n}{\phi} \frac{\omega_f}{1 + 10\omega_f} \qquad \text{avec} \qquad \omega_f = \frac{37{,}7}{50 \cdot 40} = 0{,}019$$

$$\sigma_1 = 0{,}5 \cdot 10^6 \cdot \frac{1{,}6}{20} \cdot \frac{0{,}019}{1 + 0{,}019} = \boxed{639 \ kg/cm^2 < \sigma_2 \Rightarrow \text{Vérifié}}$$

Car $\overline{\sigma}_a = \min \begin{cases} 2/3 \ \sigma_{en} \\ \max(\sigma_1, \sigma_2) \end{cases}$

$$\sigma_a = \frac{T}{A} = \frac{43\,118{,}336}{37{,}7} = 1143{,}75 \ kg/cm^2 < \overline{\sigma}_a = 1224 \ kg/cm^2$$

Etude des parois

La paroi sera étudiée dans le cas où la cuve du chateau d'eau soit pleine et donc soumise à la poussée de l'eau. Pour une question de securité on négligera dans ce cas la poussée du vent.

Apartir de la théorie de la membrane, TIMOSHENKO, est arrivé à étudier dans son ouvrage intitulé " coques et plaques" pages 485 et 486.

L'equilibre d'une coque soumise à des préssions extérieures et c'est à partir des dép- -lacement des éléments de la coque. Il est arrivé á donner les relations entre le déplacements et les éléments de réduction qui sont:

* $N_\theta = \frac{D(1-\mu^2)}{a} \cdot \omega$ $\qquad D = \frac{E \cdot t}{1-\mu^2}$ résistance de la dilatation

$$\left.\begin{array}{l} M_x = K.\omega'' \\ T_x = K\,\omega''' \end{array}\right\} \Rightarrow K = \frac{E.t^3}{12(1-\mu^2)}$$ résistance de la flexion

où

t : épaisseur de la paroi $t = 0{,}18$ m

a : rayon interne de la cuve. $a = 20{,}902$ m

μ : coefficient de poisson.

ω : déplacement radial de l'élement de paroi

M_x : Moment fléchissant sur l'elément de la paroi

N_e : poussée radiale sur l'élément de la paroi

T_x : effort tranchant sur l'elément de paroi

Dans notre cas la poussée d'eau, ω sera la solution de léquation diff. suivante

$$\boxed{K\omega^{VI} + Da^2(1-\mu^2).\omega = \gamma a^4 (h-a)}$$

où γ : masse volumique de leau

La solution particulière de cette équation est $\omega = \dfrac{\gamma.a^2}{D(1-\mu^2)}(h-x)$

La solution de léquation homogéne est dela forme

$$W = e^{-\alpha/a\, x}\left(C_1 \cos\frac{\alpha}{a}x - i\,C_2 \sin\frac{\alpha}{a}x\right) + e^{-\frac{\alpha}{a}x'}\left(C_3 \cos\frac{\alpha}{a}x' + i\,C_4 \sin\frac{\alpha}{a}x'\right)$$

où $\alpha = \sqrt[4]{\dfrac{3a^2(1-\mu^2)}{t^2}}$ et $x' = h - x$

Vu que α est un terme de grande valeur alors les fonctions $e^{\alpha x}$ et $e^{\alpha x'}$ croissent trés vite, en faisant varier x ou x' à partir de zéro. Donc à l'inverse, les fonction $e^{-\alpha x}$ et $e^{-\alpha x'}$ auront rapidement des valeurs trés faibles si on s'eloigne de $x=0$ et $x'=0$

* Au bord inférieur on aura comme solution de l'equation homogene

$$W = e^{-\frac{\alpha}{a}x}\left(C_1 \cos\frac{\alpha}{a}x + i\,C_2 \sin\frac{\alpha}{a}x\right)$$

* La solution générale de l'équation non homogène sera :

$$\boxed{W = e^{-\frac{\alpha}{a}x}\left(C_1 \cos\frac{\alpha}{a}x + i\,C_2 \sin\frac{\alpha}{a}x\right) + \frac{\gamma.a^2}{D(1-\mu^2)}(h-x)}$$

Les parois supposées encastrées sur le radier

$$\frac{\partial W}{\partial x} = 0 \Longrightarrow C_1 = -\frac{\gamma.a^2.h}{D(1-\mu^2)}$$

$$\frac{\partial^2 W}{\partial x^2} = 0 \Longrightarrow C_2 = \frac{1}{i}\left(\frac{\gamma a^2 h}{D(1-\mu^2)} + \frac{\gamma a^3}{\alpha D(1-\mu^2)}\right) = \frac{1}{i}\frac{\gamma a^2}{D(1-\mu^2)}\left[-h + \frac{a}{\alpha}\right]$$

$$M_x = \frac{t^2.\gamma.\alpha^2 e^{-\frac{\alpha}{a}x}}{6(1-\mu^2)}\left[-h \sin\frac{\alpha}{a}x + \left(h - \frac{a}{\alpha}\right)\cos\frac{\alpha}{a}x\right]$$

$$* \; Ne = e^{-\frac{\alpha}{a}x}\left[-\gamma.a.h.\cos\frac{\alpha}{a}x + \gamma a\left(-h + \frac{a}{\alpha}\right)\sin\frac{\alpha}{a}x\right] + \gamma a(h-x)$$

$$T = \frac{-t^2\alpha^3\gamma}{6a(1-\mu^2)}\,e^{-\frac{\alpha}{a}x}\left[+h\left(\cos\frac{\alpha}{a}x - \sin\frac{\alpha}{a}x\right) + \left(h-\frac{a}{\alpha}\right)\left(\cos\frac{\alpha}{a}x + \sin\frac{\alpha}{a}x\right)\right]$$

Le cahier des charges pour le calcul des réservoirs et cuves de chateaux-d'eau le poids volumique de l'eau à 1200 kg/m³ au lieu de 1000 kg/m³.

$t = 0,18$ m épaisseur de la paroi

$a = 20,902$ rayon interne de la cuve

$\mu = \frac{1}{6}$ Coef. de poisson du béton armé

ω : déplacement radial de l'élément de la cuve

$$\alpha = \sqrt[4]{\frac{3a^2(1-\mu^2)}{t^2}} = 9,1727$$

$$M_x = 560,7946\ e^{-0,439x}\left[-6 \sin 0,439x + 3,722 \cos 0,439x\right]$$

$$M_{max} = 2,0873 \text{ t.m/ml}$$

$$N\varphi = e^{-0,439x}\left[-150494,4 \cos 0,439x - 93356,69 \sin 0,439x\right] + 25082,4\,(6-x)$$

$$T = 121,93\,(9,72 \cos 0,439x - 2,28 \sin 0,439x)\ e^{-0,439x}$$

Cote \ effort	M_x (t.m/ml)	Ne (t/ml)	T (t/ml)
0,00	+ 2,0873	0	1,1852
1,00	+ 0,2961	12,010	0,6154
2,00	− 0,5219	30,526	0,2257
3,00	− 0,6562	40,9103	0,00763
4,00	− 0,7305	39,1016	− 0,08489
5,00	− 0,6419	26,4414	− 0,10225
6,00	− 0,4876	6,184	− 0,0840569

Ferraillage horizontal des viroles : $A_{min} = 0,15\%\ B' = 18 \cdot 0,15 \cdot \frac{100}{100} = 2,7\ cm^2$

$$2\,A_{min} = 5,4\ cm^2$$

Viroles	$T_i = \frac{F_i + F_{i+1}}{2}$ (t/ml)	$A_i = T_i / \bar{\sigma}_a$ (cm²)	A (cm²) choisie	espacement
0 ÷ 1	6,005	2,92	6HA12 = 6,78	35
1 ÷ 2	21,268	10,324	6HA16 = 12,06	35
2 ÷ 3	35,71815	17,338	6HA20 = 18,84	35
3 ÷ 4	40,0059	19,42	6HA12 6HA20 = 25,62	35
4 ÷ 5	32,772	15,908	6HA20 = 18,84	35
5 ÷ 6	16,184	7,85	6HA14 = 9,23	35

$M = 2,087$ t.m

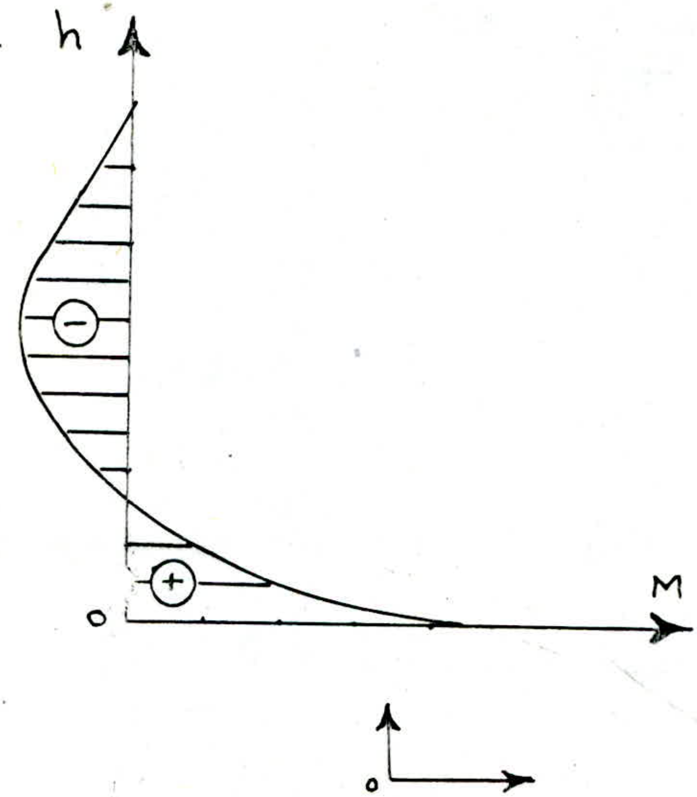
$h_t = 18$ cm $\quad d = d' = 2$ cm $\longrightarrow \mu = 3,406$

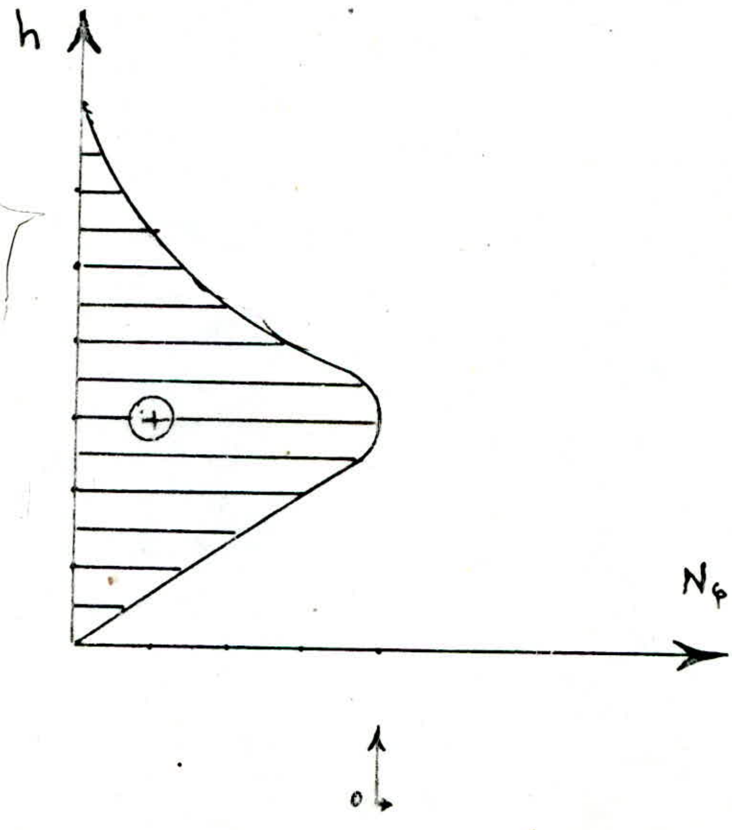
$$\begin{cases} k = 1,4 \\ \alpha = 0,9146 \\ \varepsilon = 0,6951 \\ \bar{\omega} = 32,66 \\ \mu' = 0,3179 \end{cases}$$

$\sigma'_b = 150$ b $\simeq 150$ kg/cm²

$$\bar{\sigma}_a = \begin{cases} 2670 \text{ kg/cm}^2 & ;\ \phi > 20 \\ 2800 \text{ kg/cm}^2 & \ \phi \leq 20 \end{cases}$$

Diagrammes de M et N_φ dues à la poussée de l'eau sur les parois de la cuve





$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{k} = \frac{2800}{1,4} = 2000 > 150\ kg/cm^2 \Rightarrow$ nécessité des armatures comprimées

$M_1 = \mu'.\sigma'_b.b.h = 1871795,2\ kg.cm$

$\Delta M = M - M_1 = 215504,8\ kg.cm.$

$A' = \frac{\Delta M}{(h-d)\,\overline{\sigma}'_a} = 5,765\ cm^2 \Rightarrow$ $\boxed{4\phi 14 = 6,15\ cm^2 \text{ Armatures minimales}}$

$A = \frac{\Delta M}{\overline{\sigma}_a.\varepsilon.h} + \frac{\Delta M}{(h-d')\,\overline{\sigma}_a} = 9,495\ cm^2 \Rightarrow$ $\boxed{A = 4\phi 20 = 12,56\ cm^2.}$

Vérification des contraintes

$$S = b\frac{y^2}{2} + nA'(y-d') - nA(h_t - d - y) = 0$$

est de la forme $a_1 y^2 + b_1 y + C_1 = 0$

avec

$$a_1 = \frac{b}{2n} = \frac{100}{30} = 3,33$$

$$b_1 = A + A' = 18,71\ cm^2$$

$$C_1 = -\left[A'd' + A(h_t - d)\right] = -213,26$$

$y = 2,269$ cm.

moment d'Inertie de la section par rapport à l'axe neutre

$$I = \frac{b}{3}y^3 + nA'(y-d')^2 + nA(h_t - d - y)^2 = 35\,912,458\ cm^4$$

$$\sigma'_b = ky = \frac{M}{I}y = 131,88\ kg/cm^2 < \overline{\sigma}'_b = 150\ kg/cm^2.$$

$$\sigma_a = nk(y-d') = \boxed{226,67 \leq 2800\ kg/cm^2}$$

Vérification de l'effort tranchant

$$T_{max} = 1,1852\ t$$

$$\tau_b = \frac{T}{b_0.3} = \frac{1185,2}{100.\frac{7}{8}.16} = 0,846\ kg/cm^2 < 2,5\,\overline{\sigma}_b = 2,5 . 6,25 = 15,625\ kg/cm^2$$

donc $\boxed{\tau_b < \overline{\tau}_b}$

L'effort tranchant sera repris par les armatures horizontales en arcs et par les armatures en épingles de maintien.

Ferraillage du radier

$q_h = 7,2\ t/m^2$: charges réparties due à l'eau

$q_b = 1,35\ t/m^2$: charges réparties dûe au poids propres de la dalle

$$q = q_h + q_b = 8,55\ t/m^2$$

P = 3,178 t/m poids de parois de la loge interne

Ferraillage du radier

$q_h = 7,2\ t/m^2$: charges réparties dûe à léau

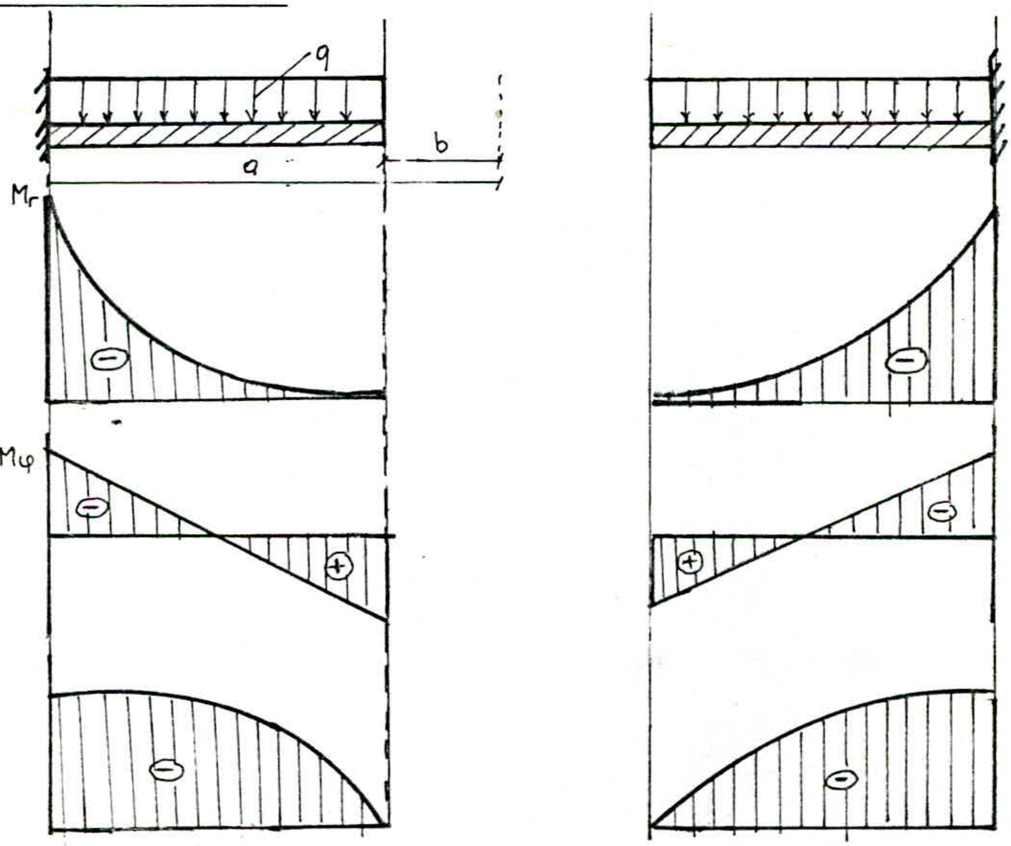
$q_b = 1,35\ t/m^2$: charges réparties dûe au poids propre de la dalle

$q = q_h + q_b = 8,55\ t/m^2$

P = 3,178 t/m poids de parois de la loge interne

Dalle annulaire interne

1^{er} Cas



W : déplacement vertical de la piece

M_r : moment radial

M_φ : moment tangentiel

$$W = \frac{q\,a^4}{64D}\left[-1 + 2(1 - k_0 - 2\beta^2)(1-\varphi^2) + \varphi^4 - 4k_0 \log\varphi - 8\beta^2\varphi^2\log\varphi\right]$$

$$T_r = q\,\frac{a}{2}\left(\varphi - \beta^2\frac{1}{\varphi}\right)$$

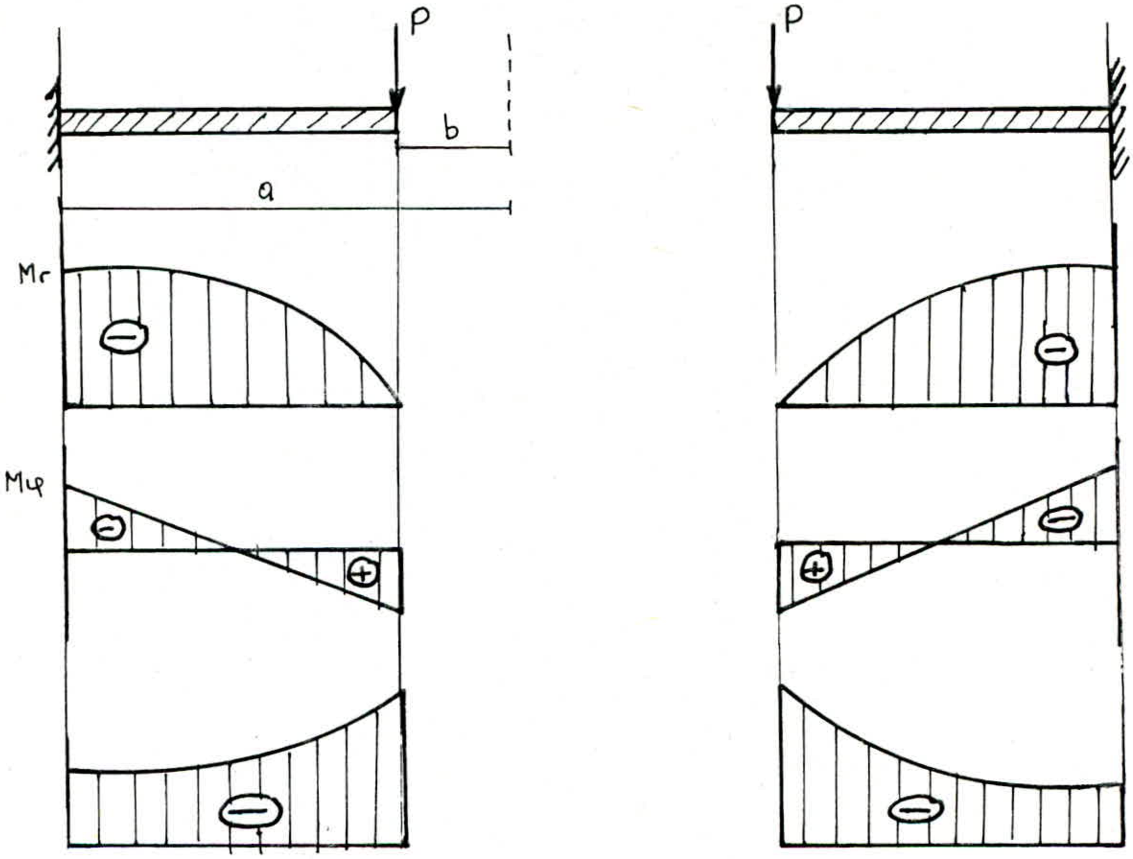
$$M_r = q\,\frac{a^2}{12}\left[(1-\mu)(1-k_0) + 4\beta^2 - (3-\mu)\varphi^2 - (1-\mu)\,k_0\frac{1}{\varphi^2} + 4(1+\mu)\,\beta^2\log\varphi\right]$$

avec
$$K_0 = \frac{(1-\mu)\beta^2 + (1+\mu)(1+4\beta^2 \log\beta)}{(1-\mu) + (1+\mu)\beta^2}$$

$\varphi = \frac{x}{a}$, $\beta = \frac{b}{a}$ pour les sollicitations maximales $x = a$.

$\varphi = 1$ $M_r = 47,32$ t.m/m , $M_\varphi = 53,99$ t.m/m , $T_r = 31,125$ t/m

2ème cas



$$W = \frac{P a^3 \beta}{8D}\left[(1+2K_1)(1-\varphi^2) + 4K_1 \log\varphi + 2\varphi^2 \log\varphi\right]$$

$$T_r = P.\frac{\beta}{\varphi}$$

$$M_r = P.\frac{a\beta}{2}\left[-1 + (1+\mu)K_1 + (1-\mu)K_1\frac{1}{\varphi^2} - (1+\mu)\log\varphi\right]$$

$$M_\varphi = P\frac{a}{2}\beta\left[-\mu + (1+\mu)K_1 - (1-\mu)K_1\frac{1}{\varphi^2} - (1+\mu)\log\varphi\right]$$

avec $K_1 = \frac{1+(1+\mu)\log\beta}{1-\mu+(1+\mu)\beta^2}\cdot\beta^2$ $D = \frac{E.h^3}{12(1-\mu^2)}$

D : rigosité fléxionnelle de la dalle
h : épaisseur de la dalle

les sollicitations max à $x = a$

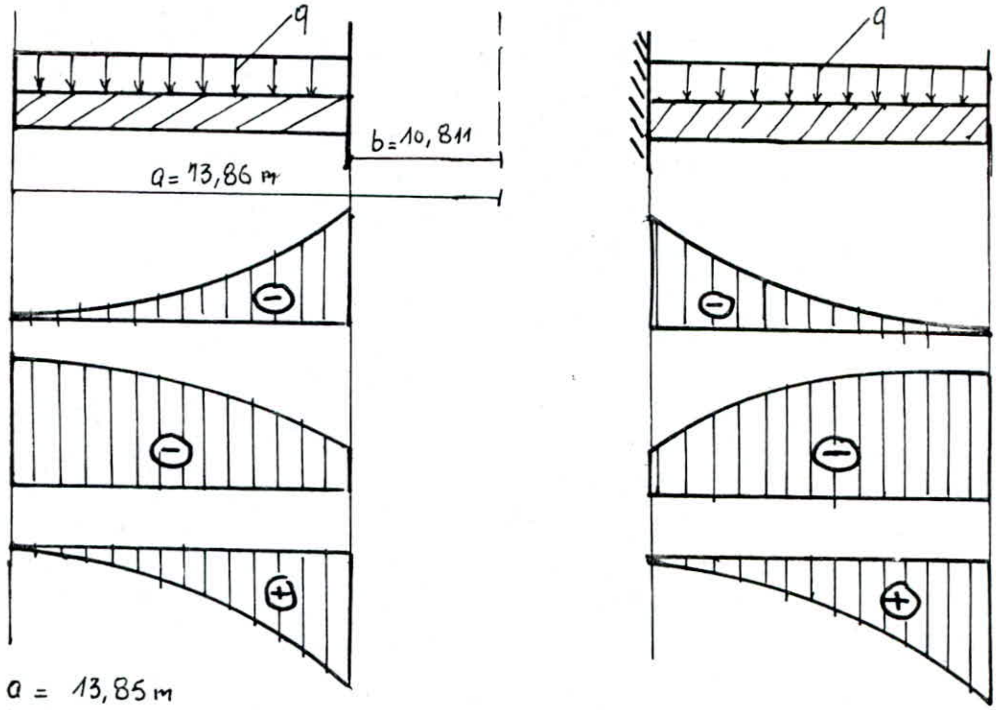
$M_r = 0,7966$ t.m/ml , $M_\varphi = 0,135$ t.m/ml , $T_r = 0,217$ t/ml

- on supperposant les deux diagrammes on aura :

$M_r = M_{rq} + M_{rp} = 48,12$ t.m/ml
$M_\varphi = M_{\varphi q} + M_{\varphi p} = 54,13$ t.m/ml

Dalle annullaire externe

1er Cas



$a = 13{,}85\ m$
$b = 10{,}811\ m$
$q = 8{,}55\ t/m^2$

$$W = \frac{qa^2}{64D}\left[-\beta^4 + 2(\beta^2 - k_2 - 2)(\beta^2 - \varphi^2) + \varphi^4 - 4k_2\beta^2 \log\frac{\varphi}{\beta} - 8\mu^2 \log\frac{\varphi}{\beta}\right]$$

$$T_r = -q\,\frac{a}{2}\left(\varphi - \frac{1}{\varphi}\right)$$

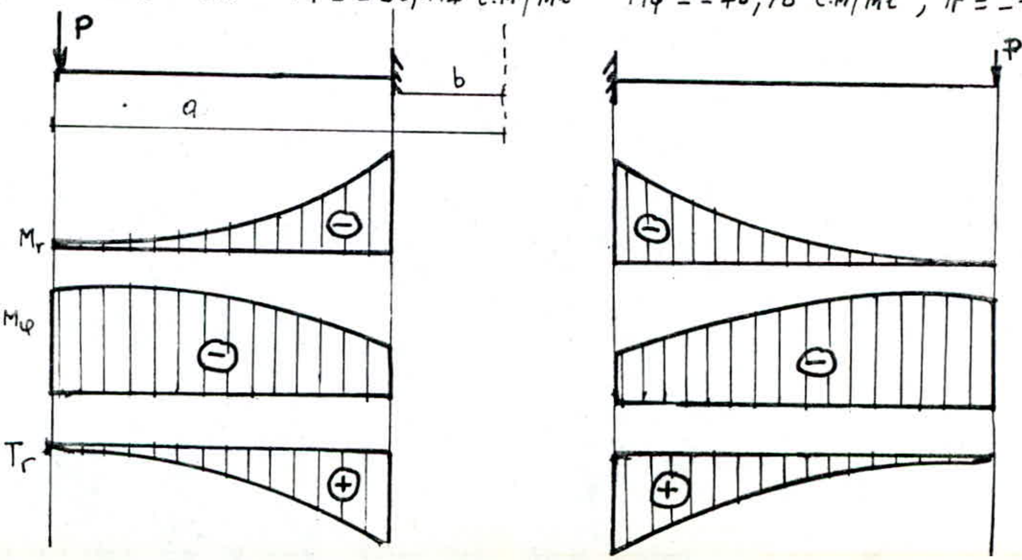
$$M_r = q\,\frac{a^2}{16}\left[(1+\mu)(\beta^2 - k_2) + 4\mu - (3+\mu)\varphi^2 - (1-\mu)k_2\frac{\beta^2}{\varphi^2} + 4(1+\mu)\log\frac{\varphi}{\beta}\right]$$

$$M_\varphi = q\,\frac{a^2}{16}\left[(1+\mu)(\beta^2 - k_2) + 4\mu - (1+3\mu)\varphi^2 + (1-\mu)k_2\frac{\beta^2}{\varphi^2} + 4(1+\mu)\log\frac{\varphi}{\beta}\right]$$

avec $$k_2 = \frac{1+\mu + (1-\mu)(\beta^2 - 4\log\beta)}{1+\mu + (1-\mu)\beta^2}$$

les sollicitations max $M_r = -81{,}114\ t.m/ml$ $M_\varphi = -43{,}78\ t.m/ml$, $T_r = -29{,}75\ t.m/ml$

2ème Cas



$a = 13{,}86$ m

$b = 10{,}811$ m

$P = P_p + P_c = 4{,}96$ t/ml

$$W = P\frac{a^3}{8D}\left[(1+2k_3)(\beta^2-\varphi^2) + 4k_3\beta \log\frac{\varphi}{\beta} + 2\varphi^2 \log\frac{\varphi}{\beta}\right]$$

$$T_r = \frac{P}{\varphi}$$

$$M_r = -P\frac{a}{2}\left[k_3(1+\mu) - 1 + (1-\mu)k_3\frac{\beta^2}{\varphi^2} - (1-\mu)\log\frac{\varphi}{\beta}\right]$$

$$M_\varphi = -P\frac{a}{2}\left[-\mu + (1+\mu)k_3 - (1-\mu)k_3\frac{\beta^2}{\varphi^2} - (1+\mu)\log\frac{\varphi}{\beta}\right]$$

avec

$$k_3 = \frac{1-(1+\mu)\log\beta}{1+\mu+(1-\mu)\beta^2}$$

sollicitations max

$M_r = -11{,}686$ t.m/ml , $M_\varphi = -5{,}13$ t.m/ml ; $T_r = 6{,}35$ t/ml

* On supperpose les deux diagrammes on aura :

$$\boxed{\begin{array}{l} M_r = M_{rq} + M_{rp} = 92{,}80 \text{ t.m/ml} \\ M_\varphi = M_{\varphi q} + M_{\varphi p} = 48{,}91 \text{ t.m/ml} \end{array}}$$

Calcul des aciers

$\overline{\sigma}'_b = 150$ kg/cm²

$h_t = 54$ cm $\Rightarrow h = 49$ cm

$b = 100$ cm   On choisit les aciers HA25 $\longrightarrow \overline{\sigma}_a = 1574$ kg/cm²

$\alpha = \dfrac{15\overline{\sigma}'_b}{15\overline{\sigma}'_b + \overline{\sigma}_a} = 0{,}59$ $\gamma = 1 - \dfrac{\alpha}{3} = 0{,}80$

moment résistant du béton

$$M_{rb} = \tfrac{1}{2}\alpha\,\overline{\sigma}'_b\, b h = 84{,}99 \text{ t.m}$$

Si $M_{rb} > M \Rightarrow A' = 0$ et $A = \dfrac{M}{\gamma . h . \overline{\sigma}_a}$

Si $M_{rb} < M \Rightarrow A' \neq 0$

$A = \dfrac{\Delta M}{(h-d)\overline{\sigma}_a}$ et $A = \dfrac{M}{\sigma h \overline{\sigma}_a} + \dfrac{\Delta M}{(h-d)\overline{\sigma}_a}$

Vérification des contraintes

Soit y la distance de l'axe neutre de la section à la fibre la plus comprimée.

* le moment statique sera : $S = b\dfrac{y^2}{2} + n'A'(y-d') - nA(h-y) = 0$
  et on cherche la valeur de y

* moment d'inertie $I = b\dfrac{y^3}{3} + n'A'(y-d')^2 + nA(h-y)^2$

$\sigma'_b = \dfrac{M}{I}.y$ et $\sigma_a = n\dfrac{M}{I}(h-y)$

Calcul des aciers et Vérification des contraintes

		A'	A' adopté	A	A adopté	y cm	I cm	σ'_b kg/cm²	σ_a kg/cm²
Dalle interne	Mr = 48,12 t.m	0	0	77,98	16 HA 25 78,54	24,18	1196993,72	97,21	1436,67
	Mφ = 54,13 t.m	0	0	87,72	18 HA 25 88,36	24,18	1296993,724	109,34	1553,79
Dalle externe	Mr = 92,80 t.m	5,51	6,03 3 φ 16	83,08	"	41,59	8235382,39	60,544	1166,27
	Mφ = 48,91 t.m	0	0	79,54	18 HA 25 88,36	24,28	1206194,53	98,45	1503,55

IV-4 Détermination de la période propre de vibration de l'ouvrage

On se propose de déterminer la periode avec une méthode, car il existe une deuxieme methode, celle de RAYLEIGH, mais on se contente de la premiere qui nous apparait plus simple :

Formule pour une masse concentrée sur un support de masse non négligeable (MARIUS - DIVERS)

$$\boxed{T = 2\pi\sqrt{\frac{P'h^3}{3.E.I.g}} \quad \text{avec} \quad P' = P + \frac{33}{140}\,p.h.}$$

avec

- h: hauteur du support comptée de l'encastrement au centre de gravité de la masse oscillante.
- I : Moment d'inertie de la section transversale du support.
- E : Module d'elasticité instantané.
- P : poids de la masse concentreé.
- p : poids du support par unité de longueur (kg/ml)

Cuve vide

P1

Elements du château	Bras de levier (m)	Poids (t)
Dalle circulaire	$z_1 = 48,70$	3,21
poteaux sous dalle	$z_2 = 47,76$	2,25
Ceinture sur coupole	$z_3 = 46,90$	3,0
Coupole de Couverture	$z_4 = 45,59$	132,257
Acrotere	$z_5 = 44,09$	7,51
Ceinture supérieure	$z_6 = 43,32$	35,925
Cuve	$z_7 = 41,44$	340,636
ceinture inférieure	$z_8 = 38,56$	35,925
Dalle de cuve	$z_9 = 38,46$	478,265

$\boxed{\Sigma P_i = 1204,884\,t}$.

$\Sigma P_i z_i = 42216,766$ t.m.

$$z_G = \frac{\sum_{i=1}^{9} P_i z_i}{\sum_{i=1}^{9} P_i} = 35,038 + 2,5 = 37,538 \text{ m}$$

$$p = \frac{\pi}{4}\left(D_e^2 - D_i^2\right)\rho_b = \frac{\pi}{4}\left(14,99^2 - 14,29^2\right) \cdot 2,5 = 40,243 \text{ t/ml}$$

$$I = \frac{\pi}{64}\left(D_e^4 - D_i^4\right) = \frac{\pi}{4}\left(14{,}99^4 - 14{,}29^4\right) = 16{,}0975\ m^4$$

$$E_i = 21000\sqrt{\sigma_{28}} = 21000\sqrt{1{,}02 . 300} = 367\,349{,}969\ kg/cm^2$$

Cuve vide plus la moitie du fût

$$Z = \frac{40{,}243 . \frac{38{,}19}{2} . \left(19{,}095 + \frac{19095}{2}\right) + \left(975{,}948 + 120\right) . 37{,}538 + 4 . 24{,}774 . 32{,}45}{40{,}243 . \frac{38{,}19}{2} + \left(975{,}948 + 120\right) + 4 . 24{,}774}$$

$$Z = \frac{22010{,}045 + 41139{,}696 + 3215{,}66}{768{,}44 + 1095{,}948 + 99{,}096} \longrightarrow Z = 33{,}80\ m$$

$$P' = P + \frac{33}{140}\,p . h = 1963{,}484 + \frac{33}{140} . 40{,}243 . 34{,}19 \longrightarrow P' = 2284{,}105\,t$$

$$T_v = 2\pi\sqrt{\frac{P' . h^3}{3 . E . I . g}} = 2\pi\sqrt{\frac{2284{,}105 . (33{,}80)^3}{9{,}81 . 3 . 367349{,}969 . 160{,}975}}$$

$$\longrightarrow \boxed{T_v = 1{,}414\ s}$$

Cuve pleine plus la moitie du fût

$$Z = \frac{2284{,}105 . 33{,}80 + 2000 . 37{,}44}{2284{,}105 + 2000} \longrightarrow Z = 35{,}49\ m$$

$$P' = 4284{,}105 + \frac{33}{140} . 40{,}243 . 35{,}49 \longrightarrow P' = 4620{,}750\ t.$$

$$T_p = 2\pi\sqrt{\frac{4620{,}750 . (35{,}49)^3}{9{,}81 . 3 . 367349 . 160{,}975}} \longrightarrow \boxed{T_p = 2{,}164\ s}$$

IV-5 Action d'ensemble du Vent

L'action d'ensemble du vent est la résultante géométrique R de toutes les actions P sur les differentes parois de la construction.

La résultante peut se decomposer suivant deux directions :

* direction parallèle à celle du vent : trainée T
* direction perpendiculaire du vent : Dérive L

L'effort de trainée est donné par $T = C_t \cdot \beta \cdot \delta \cdot q \cdot D_e$

$C_t : C_{t_0}\,\gamma_0 \longrightarrow$ Dépend de l'élancement de la tour et la rugosité de sa surface, il est lié aux efforts, aérodynamiques provoqués par la forme circulaire de la section.

$C_{t_0} : \longrightarrow$ cylindre rigueux à la base circulaire sans nervure.

$\lambda = \dfrac{z^2}{S_t}$ $h = z$: hauteur totale de l'ouvrage $= 47{,}73$ m

S_t : Aire total de la projection verticale de la construction.

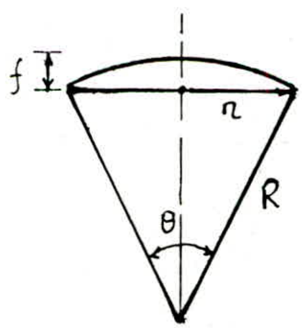
Calcul des sections (Projection Verticale)

Tour $\quad S_1 = h_t\, d_t = 38{,}19 \,.\, 14{,}39 = 572{,}47\ m^2$

Cuve $\quad S_2 = 2r_c h_c = 2 \,.\, 10{,}631 \,.\, 7{,}04 = 149{,}684\ m^2$

Coupole $\quad S_3 = \dfrac{\pi R^2}{360}\,\theta - r(R-f) = 3{,}14 \,.\, \dfrac{(23{,}85)^2}{360} \,.\, 52{,}94 - 10{,}63\,(23{,}85 - 2{,}5)$

$S_3 = 35{,}69\ m^2$



$S_t = S_1 + S_2 + S_3 = 757{,}844\ m^2$

$\lambda = \dfrac{47{,}73^2}{757{,}844} = 3{,}006$ (NV65 page 145 R III.10 . cat.V)

$\gamma_0 = 1{,}012$

$C_t = C_{t_0} \cdot \gamma_0 = 0{,}55 \cdot 1{,}012 \simeq 0{,}557$

$\beta = (1 + \xi\tau)$: coef. de majoration dynamique dépend de la période de resonnance liée aux efforts de resonnance provoqués par les oscillations de la tour et du niveau considéré.

ξ : coef. de réponse donné en fonction de la periode T du mode fondamental d'oscillation de la structure.

τ : Coef. de pulsation déterminé à chaque niveau considéré en fonction de sa côte au dessus du sol

δ : coef. de réduction tanant compte de l'éffet des dimensions, il est donné par les regles (NV 65 page 231) en fonction de hauteur de construction et du niveau pris en consideration.

$$\delta = 0,88$$

De: diametre extérieur a la section considérée

q : préssion du vent $\quad q = k_s \cdot q_H \qquad q_H = 175 \dfrac{h+18}{h+60}$

q_h : pression du vent a la hauteur h

$$k_s = 1,30 \text{ (coef. de site regional)}$$

donc $\quad T = 0,557\left(1 + \xi\tau\right) \cdot 0,88 \cdot 1,30 \cdot 175 \cdot \dfrac{h+18}{h+60} \cdot De$

$$T = 111,51\ \left(1 + \xi\tau\right) De \cdot \frac{h+18}{h+60}$$

Tous les résultats de calcul des coef, ainsi que les pressions normales (q_n) et extrèmes (q_e) sont rangés dans le tableau suivant.

$$T_r = 1,414\ \phi$$

$$T_p = 2,164\ \phi$$

V1

z	C_t	τ	ξ_r	ξ_p	δ	k_s	q	β_r	β_p	q_n	q_e
0,00	0,557	0,360	0,82	1,20	0,88	1,30	52,50	1,295	1,432	68,25	119,44
4,00	//	//	//	1,20	//	//	60,16	//	//	78,21	136,87
8,00	//	//	//	1,20	//	//	66,91	//	//	86,98	152,22
12	//	0,358	//	//	//	//	72,92	1,294	1,430	94,80	165,90
16	//	0,350	//	//	//	//	78,29	1,287	1,42	101,78	178,115
20	//	0,345	//	//	//	//	83,125	1,283	1,414	108,06	189,11
24	0,557	0,340	0,82	//	0,88	1,30	87,50	1,279	1,408	113,75	199,06
28	//	0,334	//	//	//	//	91,48	1,274	1,401	118,924	208,924
32	//	0,328	//	//	//	//	95,11	1,269	1,394	123,64	216,37
36	//	0,321	//	//	//	//	98,44	1,263	1,385	127,97	223,77
38,19	//	0,318	//	//	//	//	100,15	1,261	1,382	130,195	227,84
40	//	0,315	//	1,20	//	//	101,5	1,258	1,378	131,95	230,91
44	//	0,309	//	//	//	//	104,33	1,253	1,371	135,63	237,35
47,73	//	0,304	//	//	//	//	106,77	1,249	1,365	138,80	242,9
-2,5	0,557	0,360	0,82	//	0,88	1,30	57,40	1,295	1,432	74,62	130,59

$q_n = k_s\, q_z \longrightarrow$ pression normale

$q_e = 1,75\, q_n \longrightarrow$ pression externe.

Action perpendiculaire à la direction du vent

La force de dérive est donné par $\boxed{L = C_L . \delta' . \beta' . q_{cr} . De \frac{H}{h}}$

$C_L = 0,2$: coef. dérive (expérimental) donné par NV65 (p. 288)

$\beta' = \frac{\pi}{\Delta} = \frac{\pi}{0,3} = 10,47$: coef dynamique, structure en état de résonnance (page 288)

$\delta' = 0,8$: coef. de réduction tenant compte de l'effet de dimension

$Z = H = 47,73$ m : côte du niveau considéré compté á partir du sol.

La resonnance se produit quand la période des rafales du vent est égale à la période propre de vibration de la structure selon la théorie de "KARMAN"

$$T_K = \frac{De}{S.V} \quad \text{(N.V page 287)}$$

V: vitesse du vent.

S = 0,2 nombre de STROUHAL. donné par NV65 (page 287)

De = 21,26 m : diametre exterieur de la tour $\quad T_K = T \Rightarrow V_{cr} = \frac{De}{S.T}$

Les vibrations latérales doivent être compatibles avec le regime laminaire du vent. $\quad V_{cr} \leq 25$ m/s.

Dans le cas où la vitesse $V_{cr} > 25$ m/s, les oscillations latérales sont négligeables, où l'incompatibilité entre le régime turbulent et tourbillons de KARMAN

Réservoir vide $\quad T = 1,414$ s $\Longrightarrow V_{cr} = \frac{21,26}{0,2 . 1,414} = \boxed{75,18 > 25 \text{ m/s}}$

" plein $\quad T = 2,164$ s $\Longrightarrow V_{cr} = \frac{21,26}{0,2 . 2,164} = \boxed{49,12 > 25 \text{ m/s}}$

> **Remarque** : L'augmentation de la vitesse du vent diminue la possibilité de mise en résonnance, on a donc admis (NV65) arbitrairement à partir de vitesse de 25 m/s. Il est unitile de faire un calcul à la résonnance.
> pour NV65 : les oscillations latérales sont donc négligeables

$$R = \sqrt{T^2 + L^2} = T$$

les pressions et les forces sont données par le tableau ci-dessous

V2

cote	cuve vide				cuve pleine			
	q_{rn} (daN/m²)	q_{rn} (daN/m²)	T_n (daN/m)	T_e (daN/m)	q_{rn} (daN/m²)	q_{re} (daN/m²)	T_n (daN/m)	T_e (daN/m)
0,00	33,325	58,31	499,542	874,067	36,851	64,489	552,396	966,690
4,00	38,187	66,823	572,423	1001,676	42,227	73,897	632,983	1107,716
8,00	42,472	74,326	636,655	1114,147	46,965	82,189	704,005	1232,013
12	46,251	80,933	693,302	1213,186	51,112	89,446	766,169	1340,796
16	49,388	86,429	740,326	1295,571	54,492	95,361	816,835	1429,461
20	52,275	91,481	783,602	1371,300	57,613	100,823	863,619	1511,337
24	54,855	95,996	822,276	1438,98	60,388	105,679	905,216	1584,128
28	57,126	99,971	856,319	1498,565	62,821	109,937	941,687	1647,956
32	59,160	103,53	886,808	1551,915	64,987	113,727	974,155	1704,768
36	60,942	106,649	913,521	1598,669	66,829	116,951	1001,767	1754,095
38,19	61,089	106,906	915,724	1602,253	66,951	117,164	1003,595	1756,288
40	62,587	109,527	1330,772	2328,763	68,557	119,975	1457,659	2550,909
44	64,077	112,138	1362,405	2384,278	70,111	122,694	1490,700	2608,720
47,73	65,366	114,391	1389,812	2432,181	71,437	125,015	1518,893	2658,069
-2,5	36,435	63,761	774,681	1356,686	40,290	70,508	856,646	1499,141

$$\begin{cases} q_{rn} = C_t \cdot \beta_v \cdot \delta \cdot q \\ q_{re} = 1{,}75\ q_{rn} \end{cases}$$

$$\begin{cases} T_n = q_{rn} \cdot D \\ T_e = q_{re} \cdot D \end{cases}$$

$D_2 = 21{,}262$ m

$D_3 = 14{,}99$ m

	cuve vide				cuve pleine			
	effort tranchant		mouvement fléchissant		Effort tranchant		mouvement fléchissant	
Z	S^c Nor.	S^c exp.	S^c Nor.	S^c exp.	S^c Nor.	S^c exp.	S^c Nor.	S^c exp.
0,00	37,16	65,03	1182	2069,25	40,82	71,43	1298,42	2272,08
4,00	36,90	64,575	950,96	1664,18	40,53	70,92	1044,62	1827,96
8,00	36,12	63,21	750,62	1313,59	39,68	69,44	824,55	1442,86
12	34,81	60,92	579,32	1013,81	38,24	66,92	636,38	1113,59
16	32,98	57,72	434,97	761,198	36,23	63,40	477,81	836,11
20	30,64	53,62	315,49	552,11	33,66	58,90	346,56	606,44
24	27,76	48,58	218,79	382,88	30,49	53,35	240,34	420,57
28	24,37	42,65	142,78	249,865	26,77	46,84	156,84	274,45
32	20,46	35,81	85,37	149,40	22,48	39,34	93,78	164,10
36	16,02	28,04	44,48	77,84	17,60	30,80	48,86	85,50
38,19	13,37	23,40	28,34	49,60	14,69	25,71	31,13	54,47
40	11,06	19,36	18,02	31,54	12,15	21,26	19,79	34,63
44	5,58	9,77	3,89	6,81	6,12	10,71	4,27	7,47
47,73	0	0	0	0	0	0	0	0
-2,50	38,42	66,72	1240,90	2180,25	41,91	72,74	1381,71	2951,80

IV-6 Etude Au Seisme

Notre ouvrage sera implanté dans une zone de moyenne sismisité (zone II) cette zone et donc succeptible d'être soumise à d'importantes secousses sismiques pouvant provoquer de désordres dans la construction et parfois la ruine totale, à moins que celle-ci ne soit pas conçues de façon à pouvoir résister aux forces sismiques horizontales agissants sur la structure.

Notre étude consiste donc en la vérification sous les sollicitations d'ensemble de la résistance et la stabilité de la structure afin de justifier la sécurité de la construction vis à vis des efforts sismiques.

Les sollicitations d'origine sismiques peuvent s'évaluer soit :

- Par application à la structure d'un systeme de forces dont les effets statiq[ues] seront considérés engendrent les mêmes efforts sur l'action sismique.
- Par un calcul dynamique direct, et donc disposer de spectres de réponses ; ceci dit des graphes donnant directement l'accélération de l'onde sismique en fonction de la fréquence, ceci pour un seisme antérieur.

Ainsi pour nos calculs, on utilisera le premier procédé (ci-dessus) ceci en faisant un calcul statique équivalent.

Soulignons d'une part que les forces sismiques équivalentes donneés par la métRode statique sont inférieures aux forces réelles qui se produisaient dans la structure élastique sous l'action du seisme extrême.

Notre étude est baseé sur les régles parasismiques Algérienne (R.P.A 81)

Principe de Calcul

Dans la conception du présent reglement, les forces réelles dynamiques se developpant dans la construction seront remplaceés par un systeme de forces fictives statiques dont les efforts seront considérés équivalents aux effets de l'action sismique

Les systémes equivalents résultants de la Combinaison sont formés :

- D'un systeme de forces élémentaires horizontales
- D'un systeme de forces verticales
- D'un systeme de couple de torsion d'ensemble axiale.

Pour notre cas, les charges sont axiales et symetriques, le couple de torsion n'existe pas, de même que l'action sismique verticale, on doit considérer uniquement la force horizontale V

Calcul de la force sismique V

La force sismique horizontale totale agissant sur la structure est :

$$\boxed{V = ABDQW} \quad \text{(article 3-1 RPA-81)}$$

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

Le château d'eau est donc considéré comme un ouvrage important nécessaire aux besoins vitaux (usage I)

$$\left.\begin{array}{c}\text{groupe d'usage I}\\ \text{zone II}\end{array}\right\} A = 0,25$$

D: facteur d'amplification dynamique moyen, sera déterminé d'aprés le type de sol en fonction de la periode "T" de l'ouvrage

Pour un sol ferme $D = 2\sqrt{\frac{0,3}{T}}$ (RPA. page 17)

château d'eau vide $T_V = 1,414\ s \longrightarrow D = 0,92$

château d'eau plein $T_P = 2,164\ s \longrightarrow D = 0,744$

B : facteur de comportement de la structure, dépend de son type et de la nature de ses contreventement.

Ouvrage reposant sur un voile porteur (fût) $\longrightarrow B = \frac{1}{3}$ (voir RPA page 22)

Q = facteur de qualité du systéme de contreventement d'une structure donnée est fonction de l'hyperstaticité et de la surabondance du systeme en plan, de sa régularité en élévation et de la qualité du contrôle pendant la construction.

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^{q=6} P_q .$$

P_q : pénalité dépendant de l'observation

Dans notre cas tous les critéres sont observés à savoir :

conditions minimales des files porteuses 0,1

symetrie en plan 0,1

Surabondance en plan 0

régularité en élevation ..... 0 d'où $Q = 1,3$

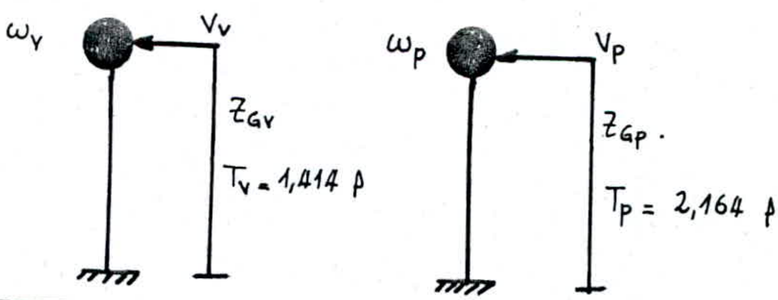
contrôle de la qualité du materiau 0,1

Contrôle de la qualité de la Construction 0

W: poids de la structure, sa valeur comprend la totalité des charges permanentes

$W_v = 1063,34\ t$	$V_v = 636,57\ t$.
$W_p = 3063,34\ t$.	$V_p = 1481,43\ t$.

La structure va osciller sous l'effet du seisme, ainsi pour la déscription du comportement physique de cette structure, on a recours à un modele mathé-matique qui est caracterisé par les propriétes physiques du systeme oscillant

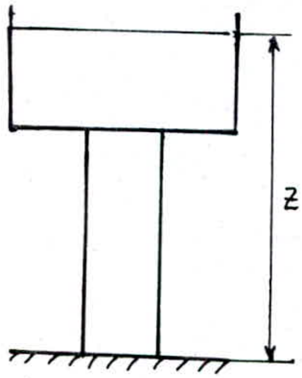


<u>Remarque :</u>

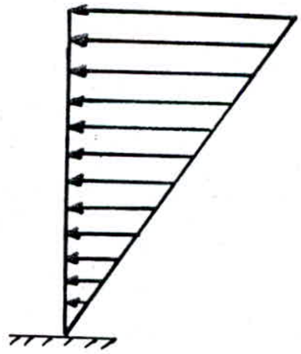
On a considéré toute la masse d'eau liée rigidement à la cuve, On calculera donc l'effort agissant sur la structure. En realité on aura une partie d'eau qui oscillera par rapport à la cuve, et ceci lors d'une secousse sismique (voir étude hydrodynamique) Ainsi on dimensionnera la structure en considérant le cas le plus défavorable.

Principe de modélisation

Notre structure sera modelisée comme étant une masse concentreé au niveau du centre de gravité de la cuve. Ceci en prenant comme hypothése que la masse du support ne sera pas négligeable et qui sera uniformément répartie.



(cuve vide)



(cuve pleine)

Moment fléchissants et éfforts Tranchants

q_v (t.m)	z	ζ	M(ζ) cuve vide	M(ζ) cuve pleine	T(ζ) Cuve vide	T(ζ) Cuve pleine	q_P (t.m)
26,673	47,73	0	0	0	0	0	62,075
	42,19	$0 \leq ζ \leq 5,54$	393,48	915,735	139,2	323,93	
	38,19	$0 \leq ζ \leq 9,54$	1132,90	2636,57	229,53	533,013	
	36,00	$0 \leq ζ \leq 13,54$					
	32	$0 \leq ζ \leq 17,54$	3600,40	8379,67	381,88	888,74	
	28	$0 \leq ζ \leq 21,54$					
	24	$0 \leq ζ \leq 25,54$	7147,64	1663,442	498,94	1161,23	
	20	$0 \leq ζ \leq 29,54$					
	16	$0 \leq ζ \leq 33,54$	11488,51	2673,676	580,29	1350,48	
	12	$0 \leq ζ \leq 37,54$					
	8	$0 \leq ζ \leq 41,54$	16336,9	3802,02	625,845	1456,5	
	4	$0 \leq ζ \leq 45,54$					
	0,00	$0 \leq ζ \leq 49,54$	21406,66	4981,886	635,63	1479,25	
	-2,5	$0 \leq ζ \leq 52,04$	22991,13	5350,64	631,36	1469,34	

IV-7 ETude de l'effet hydrodynamique de l'eau

Sous l'effet d'une excitation, la structure se met en mouvement. L'eau ne se comporte plus comme une masse rigidement liée á la cuve, mais une partie de l'eau oscille indépendement de la vibration de la cuve, et ce dans ce cas là où le réservoir est partiellement rempli. Si les vibrations de l'eau oscillante et celle de la partie de l'eau inerte plus 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.

Hypothese de calcul

- Le liquide sera considéré comme incompressible.
- La dissipation d'energie dûe à la viscosité du fluide sera négligée

Méthode Approchée de calcul d'apres HOUZNER

Cette méthode aboutit à des expressions relativement simple. Dans cette modelisation, HOUZNER décompose l'action du liquide en deux. Types :

- une action passive provoquant des efforts d'impulsion.
- Une action active provoquant des efforts d'oscillations.

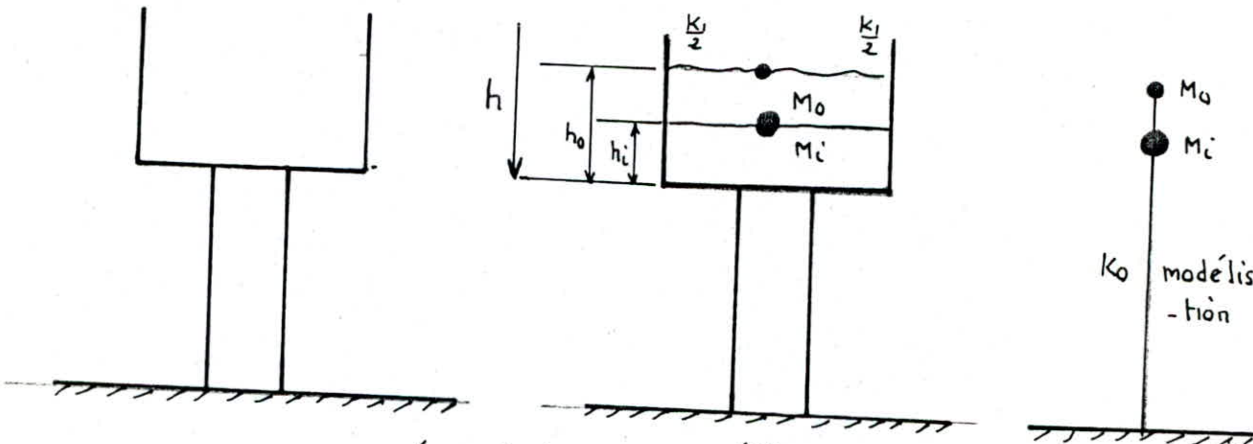
Les efforts d'impulsion proviennent de ce qu'une partie de la masse du fluide dite "Masse passive", réagit par inertie à la translation des parois du réservoir. Son système mécanique équivalent est obtenu en considérant une masse M_i, liée rigidement au réservoir à une hauteur h_i telle qu'elle exerce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

Quant aux efforts d'oscillations, ils proviennent de ce qu'une autre partie de la masse au fluide, dite "MASSE ACTIVE" se met en mouvement d'oscillation sous l'action du seisme, son équilibre mécanique s'obtient en considérant une

une masse M_0 appliquée au niveau h_0

Dans le modele adopté, la masse M_0 est relieé à la structure par une tige de même raideur k_1 formant un couplage direct avec M_i, tandis que M_i est relieé par une tige representant le support de la structure et de la constante de rappel k_0.

Pour simplifier les calculs, on admettra que la cuve reelle peut etre remplacée toujours par une cuve cylindrique.



équivalent mecanique (a) (b)

Le rayon R du réservoir est déterminé par les expressions suivantes:

$$V = \pi . R^2 . h$$

$$R = \sqrt{\frac{V}{\pi . h}} \quad ; \quad R = \sqrt{\frac{2000}{\pi . 6,5}} \longrightarrow R = 9,89 \text{ m}$$

Taux de remplissage $\longrightarrow \frac{6,5}{9,89} = 0,65 < 1,5$

$$\boxed{W_0 = W_e \frac{th(\sqrt{3}\, R/h)}{\sqrt{3}.\, R/h} + M_{res} + M_{fût}}$$

$$M_i = 2000 \frac{th(\sqrt{3}\ 9,89/6,5)}{(\sqrt{3}\ 9,89/6,5)} + (975,948 + 120) + (1536,9 + 75,338 + 12,054)$$

$$M_i = 3290,057 . 10^4 N$$

$$h_1 = \frac{3}{8} h = \frac{3}{8} . 6,5 = 2,43 \text{ m}.$$

Masse active oscillante

$$W_1 = W_e . 0,318 \frac{R}{h} t.h\,(1,84\, h/R) \longrightarrow W_1 = 809,45 . 10^4 N$$

$$h_0 = h\left[1 - \frac{ch(1,84 h/R - 1}{1,84\, h/R . sh(1,84\, h/R)}\right] \longrightarrow h_0 = 3,595 \text{ m}.$$

Pulsation de la masse oscillante

$$g = 9{,}81 \ m/s^2$$

$$\omega_0^2 = 1{,}84 \ g/R \ \text{th}\left(1{,}84 \ h/R\right) \longrightarrow \omega_0^2 = 1{,}526 \Rightarrow \boxed{\omega_0 = 1{,}235 \ \text{rd}}$$

Raideur du couple selon W_1 et m_1

$$k_1 = m_1 \omega_0^2 \longrightarrow m_1 = \frac{W_1}{g} = \frac{809{,}45 \times 10^4}{9{,}81} \longrightarrow m_1 = 825{,}127 . 10^3 \ N$$

$$m_0 = 335{,}378 . 10^4 N$$

$$k_1 = 825{,}127 . 10^3 . 1{,}526 \longrightarrow k_1 = 1259{,}68 . 10^3 \ N/m$$

Raideur du support

$$\boxed{k_0 = \frac{P}{P'} \ \frac{3.E.I}{\ell^3}}$$

avec P : masse totale du château d'eau

$$P = 975{,}948 + 2000 = 2975{,}948 \ t$$

$$P' = 2975{,}949 + \frac{33}{140} . 40{,}243 . 38{,}19 = 3338{,}212 \ t$$

$$k_0 = \frac{2975{,}948}{3338{,}212} \ \frac{3 . 16{,}0975 . 367{,}349 . 10^8}{(40{,}69)^3} \longrightarrow k_0 = 0{,}23658 . 10^8 \ N/m.$$

Calcul des pulsations propres ω_1, ω_0 (du 1er et 2ème mode de vibration)

$$\boxed{\omega_{1,2}^2 = \frac{1}{2}\left[\frac{k_{00}}{m_0} \ \frac{k_{11}}{m_1} \pm \sqrt{\left(\frac{k_{00}}{m_0} - \frac{k_{11}}{m_1}\right)^2 + 4 \ \frac{k_{01}.k_{10}}{m_0 . m_1}}\ \right]}$$

avec

$$k_{00} = k_0 + k_1 = (0{,}23658 + 0{,}01259) . 10^8 \longrightarrow k_{00} = 0{,}24917 . 10^8 \ N/m$$

$$k_{11} = k_1 = 0{,}01259 . 10^8 \ N/m.$$

$$k_{01} = k_{10} = -k_1 = -0{,}01259 . 10^8 \ N/m.$$

$$\boxed{\begin{array}{ll} \omega_1 = 1{,}648 \ rd/s \ ; & \omega_2 = 2{,}9360 \ rd/s \\ T_1 = \frac{2\pi}{\omega_1} = 3{,}812 \ s \ ; & T_2 = 2{,}140 \ s. \end{array}}$$

Conclusion

– La période d'oscillation du 1er mode fondamentale est très grande, ceci est dû au fait que le mouvement de la masse d'eau active (oscillation est lente) est en phase avec l'oscillation de la structure.

Taux d'amplitude

$$\phi_{0n} = \frac{-k_{01}/m_0}{\frac{k_{00}}{m_0} - \omega_0^2}$$

$$\phi_{01} = \frac{-125{,}91/335{,}378}{\frac{2491{,}7}{335{,}378} - (1{,}648)^2} \longrightarrow \boxed{\begin{array}{l} \phi_{01} = -0{,}07955 \\ \phi_{02} = +0{,}31496 \end{array}}$$

Facteur de contribution

$$\boxed{\gamma_{on} = \frac{m_0\,\phi_{on} + m_1}{m_0\,\phi_{on}^2 + m_1}} \longrightarrow \boxed{\begin{array}{l}\gamma_1 = 1{,}31763 \\ \gamma_2 = -0{,}2649\end{array}}$$

Calcul du déplacement (1er mode, 2ème mode)

1er Mode

$$\boxed{\begin{array}{l} X_{11} = \gamma_1 \dfrac{S_{v_1}}{\omega_1} \\ X_{01} = \phi_{01} \cdot X_{11}\end{array}}$$

S_v : valeur de la vitesse maximale donnée par le spectre de (vitesse d'EL-CENTRO 1940). Elle est fonction de la période T et du coefft d'amortissement.

On admet 0,5% $\longrightarrow$ amortissement critique de vibration de l'eau

$$\left.\begin{array}{l} T_1 = 4{,}019\ s \\ \xi = 0{,}5\% \end{array}\right\} \longrightarrow \begin{array}{l} S_{v_1} = 0{,}75\ m/s \\ X_{11} = 1{,}31763 \cdot \dfrac{0{,}75}{1{,}563} \longrightarrow \boxed{X_{11} = 0{,}2995\ m} \\ X_{01} = 0{,}079 \cdot 0{,}63 \longrightarrow \boxed{X_{01} = -0{,}0238\ m} \end{array}$$

2ème Mode

$$\left.\begin{array}{l} T_2 = 2{,}238\ s \\ \xi_2 = 2\% \end{array}\right\} \longrightarrow \begin{array}{l} S_{v_2} = 0{,}695\ m/s \\ X_{12} = \dfrac{\gamma_2 \cdot S_{v_2}}{\omega_2} \longrightarrow \boxed{X_{12} = 0{,}5284\ m} \\ X_{02} \longrightarrow \boxed{X_{02} = 0{,}1664\ m} \end{array}$$

Calcul des forces

1ère Mode

$$F_{11} = k_{11}.\overline{X}_{11} + k_{10}.\overline{X}_{01} \longrightarrow F_{11} = 40{,}7 \cdot 10^4\ N$$

$$F_{01} = k_{01}.\overline{X}_{11} + k_{00}.\overline{X}_{01} \longrightarrow F_{01} = -97{,}01 \cdot 10^4\ N$$

$$\boxed{F_{1t} = -56{,}31 \cdot 10^4\ N}$$

2ème Mode

$$F_{12} = k_{11}.\overline{X}_{12} + k_{10}.\overline{X}_{02} \longrightarrow F_{12} = 45{,}57 \cdot 10^4\ N$$

$$F_{02} = k_{01}.\overline{X}_{12} + k_{00}.\overline{X}_{02} \longrightarrow F_{02} = -125{,}8 \cdot 10^4\ N$$

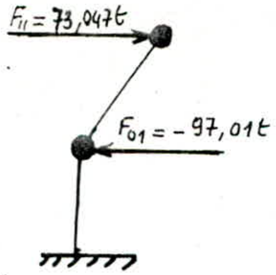
$$\boxed{F_{2t} = -80{,}23 \cdot 10^4\ N.}$$

Combinaison des deux modes

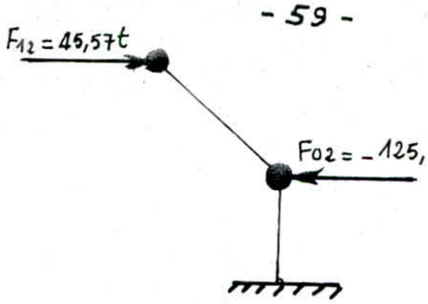
La composition des deux modes est obtenue par superposition quadratique des forces.

$$F_1' = \sqrt{F_{11}^2 + F_{12}^2} \longrightarrow \boxed{F_1' = 61{,}099\ t}$$

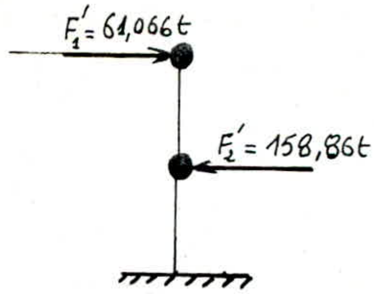
$$F_2' = \sqrt{F_{01}^2 + F_{02}^2} \longrightarrow \boxed{F_2' = 158{,}86\ t}$$



(1er Mode)



(2ème Mode)



(Combinaison).

Effort Tranchant à la base

$$\boxed{F_{el} = \sqrt{F_1'^2 + F_2'^2}} \longrightarrow \boxed{F_e = 170,204 \cdot 10^4 \, N}$$

(F_e : force elastique)

La force reglementaire est donnée par

$$F_{reg} = B \cdot F_{el} = \frac{1}{3} \cdot 170,204 \cdot 10^4 \longrightarrow \boxed{F_{reg} = 567,34 \, t}$$

$B = \frac{1}{3}$ (dépend de la structure , notre cas structure en voile.)

Moment fléchissant à la base

$$M = \frac{158,86}{3} \cdot 40,627 + \frac{61,099}{3} \cdot 41,785 \longrightarrow \boxed{M = 3002,3426 \, t.m.}$$

> Remarque : Nous rappelons que dans l'etude sismique, les valeurs trouveés sont plus importantes qu'à celles trouveés dans l'etude hydrodynamique

Valeurs de T et M dans l'etude sismique

$T = 1469,34 \, t$

$M = 5350,645 \, t.m$

L'erreur relative rapportée au calcul

Moment fléchissant $\frac{M' - M}{M} = \frac{5350,645 - 3002,342}{3002,342} = 7,0\%$

Effort tranchant $\frac{T' - T}{T} = \frac{1469,34 - 567,36}{567,36} = 15,8 \%$

L'erreur est donc verifiée

Calcul de la hauteur maximale des vagues

$$\boxed{d_{max} = \frac{0,408 \, R}{\left(\frac{g}{\omega_0^2 \cdot \phi_{on} \cdot R} - 1\right) th\left(1,84 \frac{h}{R}\right)}}$$

Au premier mode

On calcule les paramétres A_{11} et θ_1

$A_{11} = X_{11} - X_{01} \longrightarrow A_{11} = 0,5802 \, m$

$\theta_1 = 1,53 \frac{A_{11}}{R} th\left(1,84 \frac{h}{R}\right) \longrightarrow \theta_1 = 0,07507$.

d'où $d_{1max} = 62,7 \, cm$

Au deuxième mode.

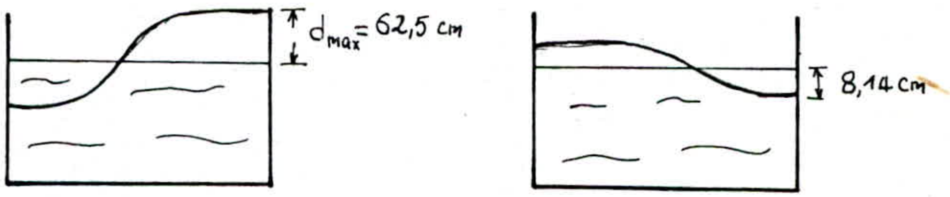
$$A_{12} = \overline{X}_{12} - \overline{X}_{02} \longrightarrow A_{12} = -0{,}08569\ m$$

$$\theta_2 = -0{,}01117$$

$$d_2 = -0{,}0814\ m$$

Ainsi la hauteur maximale de la vague pour la combinaison des deux modes sera :

$$d_{max} = \sqrt{d_{1max}^2 + d_{max}^2} \longrightarrow \boxed{d_{max} = 0{,}625\ m}$$



Z	38,19	32,00	24	16	8	0,00	-2,5
T	61,099	139,85	220,6	296,7	394,3	493,2	567,34
M	137,5	222,10	499,6	1037,43	1603,72	2169,092	3002,242

Conclusion :

D'aprés l'étude des effets des lois hydrodynamique, On constate que l'ón peut négliger l'éffet des vagues. Cependant on doit prévoir une certaine hauteur suffisante, ceci pour amortir l'éffet des vagues afin d'eviter l'éndommagement de la coupôle de couverture dû aux effets du mouvement de léau.

- On doit de même se rendre compte que l'actión hydrodynamique et son effet engendrent sur la structure portante (la tour ou fût) des efforts supplémentaires et qui ne sont guères negligeables.

Ceci nous indique une augmentation du taux de travail du béton et de l'acier. Ces efforts supplémentaires seront tenus en compte en particulier pour des résérvoirs de grandes capacités (> 1000 m^3).

IV-8 Calcul de la tour

Conbinaisons des efforts

Les vérifications seront faites d'aprés MARIUS - DIVER (calcul pratique des tours en béton armé) , et conformement aux régles BA-68 et RPA 81

1er cas : Vérification sous les actions du 1er genre :

Les sollicitations dûes aux actions d'énsemble à prendre en compte.

$$\boxed{\begin{aligned} S_1^1 &= G + P + V \\ S_1^2 &= G + V \\ S_1^3 &= G + 1{,}2P \end{aligned}}$$

on doit vérifier que :

$$\sigma'_{bm}\left(S_1^1, S_1^3\right) \leq 0{,}3\ \sigma'_{28}$$

$$\sigma_a\left(S_1^2\right) \leq \min \begin{cases} 2/3\ \sigma_{en} \\ \sigma_2 \text{ (resultat des conditions de fissuration)} \end{cases}$$

2eme Cas Vérification sous les actions du 2eme genre

Les sollicitations à prendre en compte

$$S_2^1 = 1{,}1G + 1{,}1P + 1{,}1W$$

$$S_2^2 = 0{,}9G + 0{,}9P + 1{,}1W$$

$$S_2^3 = G + P + S_I$$

$$S_2^4 = 0{,}8G \pm S_I$$

la contrainte du béton dans le sens vertical doit vérifier :

$$\left.\begin{aligned} \sigma'_b\left(S_2^1\right) \\ \sigma'_b\left(S_2^3\right) \end{aligned}\right\} \leq 1{,}5\left(0{,}3 . \sigma'_{28}\right)$$

la contrainte de l'acier dans le sens vertical doit vérifier :

$$\left.\begin{aligned} \sigma_a\left(S_2^2\right) \\ \sigma_a\left(S_2^3\right) \end{aligned}\right\} \leq \sigma_{en} = 4200 .$$

Nota : L'absence des gazs nocifs diminue les risques de corrosions du béton et de l'acier ce qui permet d'augmenter la valeur des contraintes admissible . Les régles pou[r] les constructions des tours en béton armé qui reprennent dans les grandes lignes les prescription des régles en vigueur B.A, admettent les contraintes suivantes

Béton : sollicitation 1er genre : $0{,}4\ \sigma'_{28}$

" 2eme genre : $0{,}6\ \sigma'_{28}$

Aciers : sollicitation 1er genre $0{,}7\,\sigma_{en}$ (en fissuration)

" 2ème genre σ_{en}

* Après tout calcul fait, on conclue, que les 2ème cas (action du 2ème genre) sont les plus défavorables.

$$P = 0{,}1\ t/m^2 . S$$

$$S = \frac{\pi}{4}\left(D_{ex}^2 - D_{int}^2\right)$$

1ère genre (Cuve vide)

	G + P + V				G + V				G + 1,2P			
z	M	N	T	e	M	N	T	e	M	N	T	e
38,19	28,34	977,55	13,37	0,029	28,34	976,94	13,37	0,0290	0	977,87	0	0
32	85,37	1226,65	20,46	0,070	85,37	1225,04	20,46	0,0696	〃	1226,97	〃	〃
24	218,79	1548,6	27,76	0,141	218,79	1546,99	27,76	0,0141	〃	1548,92	〃	〃
16	434,97	1871,64	32,98	0,232	434,97	1870,03	32,98	0,233	〃	1871,96	〃	〃
8	750,62	2192,46	36,12	0,342	750,62	2190,85	36,12	0,343	〃	2192,78	〃	〃
0,00	1182,0	2514,41	37,16	0,470	1182,0	2512,80	37,16	0,470	〃	2514,73	〃	〃
-2,5	1240,90	2615,01	38,42	0,474	1240,90	2613,4	38,42	0,475	〃	2615,33	〃	〃

1ère genre : (Cuve pleine)

	G + V + P				G + V				G + 1,2P			
38,19	31,31	2977,55	14,69	0,0104	31,13	2975,94	14,69	0,0105	0	2977,87	0	0
32	93,78	3299,5	22,48	0,0284	93,78	3297,89	22,48	0,029	〃	3299,82	〃	〃
24	240,34	3621,43	30,49	0,0663	240,34	3619,83	30,49	0,0664	〃	3621,76	〃	〃
16	477,81	3943,37	36,23	0,121	477,81	3941,76	36,23	0,221	〃	3943,69	〃	〃
8	824,55	4265,31	39,68	0,193	824,55	4263,70	39,68	0,2	〃	4265,63	〃	〃
0,00	1298,42	4587,25	40,82	0,283	1298,42	4585,63	40,82	0,3	〃	4587,56	〃	〃
-2,5	1381,71	4687,85	41,91	0,294	1381,71	4686,24	41,91	0,3	〃	4688,17	〃	〃

2ème genre (cuve vide)

	0,9G + 0,9P + 1,1W				G + P + S				1,1 (G + P + W)			
z	M	N	T	e	M	N	T	e	M	N	T	e
38,19	54,66	879,80	25,74	0,062	113,29	977,55	229,03	0,1158	54,66	1075,31	25,74	0,0508
32	164,34	1103,99	39,39	0,148	360,040	1226,65	381,88	0,293	164,34	1349,32	39,39	0,121
24	311,17	1393,74	53,44	0,223	714,764	1548,6	498,97	0,461	311,17	1703,46	53,44	0,182
16	837,32	1684,48	63,49	0,497	1148,851	1871,64	580,29	0,6138	837,32	2058,81	63,49	0,406
8	1444,95	1973,22	69,53	0,732	1633,69	2192,46	625,845	0,7451	1444,95	2411,73	69,53	0,60
0,00	2276,18	2262,97	71,53	1,006	2140,666	2514,41	635,63	0,851	2276,18	2765,85	71,53	0,82
-2,50	1364,99	2353,51	73,39	0,58	2299,113	2615,01	631,36	0,88	1364,99	2876,51	73,39	0,474

(Cuve vide)
0,8 G + S

z	M	N	T	e
38,19	113,29	780,75	229,03	0,1451
32	360,040	980,03	381,88	0,367
24	714,76	1237,59	498,97	0,577
16	1148,851	1496,02	580,29	0,768
8	1633,69	1752,68	625,845	0,932
0,00	2140,66	2010,24	635,63	1,065
-2,50	2299,113	2090,72	631,36	1,09

(cuve pleine)
0,8 G + S

M	N	T	e
263,657	2380,75	533,013	0,1107
837,907	2638,31	888,74	0,317
1663,442	2895,86	1161,23	0,574
2673,676	3153,41	1350,48	0,848
3802,02	3410,96	1456,5	1,115
4981,886	3668,5	1479,25	1,36
5350,634	3748,99	1469,34	1,4272

$2^{ème}$ genre : (Cuve pleine)

Z	0,9G + 0,9P + 1,1 W				G + P + S				1,1 (G + P + W)			
	M	N	T	e	M	N	T	e	M	N	T	e
38,19	59,92	2679,8	28,281	0,022	137,5	2977,55	229,03	0,046	59,92	3275,31	28,281	0,0183
32,0	180,50	2903,98	43,274	0,0621	222,1	3299,5	381,88	0,067	180,51	3629,44	43,271	0,0497
24,0	462,63	3193,72	58,68	0,145	499,6	3621,43	498,97	0,138	462,63	3983,58	58,68	0,116
16,0	919,72	3483,5	69,74	0,264	1037,43	3943,37	580,3	0,263	919,72	4337,71	69,74	0,212
8,0	1587,15	3773,22	76,40	0,42	1603,72	4265,31	625,845	0,376	1587,15	4691,84	76,40	0,34
0,00	2499,29	4062,96	78,57	0,615	2169,09	4587,25	635,63	0,473	2499,29	5045,98	78,573	0,495
-2,5	3246,98	4153,5	80,014	1,28	3002,24	4687,85	631,36	0,640	3246,98	5156,64	80,014	0,63

sollicitations du 1^{er} genre

côtes	caractéristique de la section		cuve vide						cuve pleine					
Z			G + P + V		G + V		G + 1,2 P		G + P + V		G + V		G + 1,2 P	
	Ω (cm²)	I/v (cm³)	σ'_{b1}	σ'_{b2}	σ'_{b1}	σ'_{b2}	σ'_{b1}	σ'_{b2}	σ'_{b1}	σ'_{b2}	σ'_{b1}	σ'_{b2}	σ'_{b1}	σ'_{b2}
38,19	$160,97.10^3$	58917.10^3	6,073	6,07	6,064	6,062	6,075	6,075	18,5	18,09	18,5	18,48	18,50	18,50
32	//	//	7,62	7,61	6,612	7,6	6,62	7,62	20,5	20,49	20,49	20,48	20,50	20,50
24	//	//	9,65	9,61	9,614	9,6	9,62	9,62	22,501	22,49	22,50	22,48	22,49	22,49
16	//	//	11,64	11,62	11,63	11,61	11,63	11,63	24,505	24,48	24,50	24,47	24,50	24,50
8	//	//	13,64	13,62	13,61	13,6	13,62	13,62	26,511	26,48	26,50	26,47	26,49	26,49
0,00	//	//	15,64	15,60	15,63	15,6	15,62	15,62	28,52	28,48	28,51	28,46	28,49	28,49
-2,5	//	//	16,27	16,22	16,26	16,21	16,25	16,25	29,15	29,09	29,14	29,09	29,13	29,13

Noyau central d'une section Annulaire : (de faible épaisseur)

$$e_1 = \frac{D_m}{4} = \frac{14,465}{4} = 3,616$$

On en déduit que sous les sollicitations du 1er genre soit cuve pleine ou vide, la section sur toute la hauteur de la tour est entièrement comprimée car ($e < e_1$)

On en déduit de même que le tableau (T4) nous indique que la contrainte de compression dans le béton est inferieure à la contrainte admissible de compression $\overline{\sigma}'_b$. Cependant la tour sous les sollicitations du 1er genre sera ferroillée d'un pourcentage minimale d'acier et ceci d'aprés bien sûr les prescription du cahier de charges applicable à la construction en béton armé (ANNALES ITBP Art. 71)

soit : Sens horizontal $\longrightarrow \Sigma(\omega_i + \omega_e) = 0,25\%$
Sens Vertical $\longrightarrow \Sigma(\omega_i + \omega_e) = 0,25\%$

Neammoins l'effet le plus défavorable est obtenu sous les sollicitations du 2ème genre. Ainsi les valeurs d'acier indiqueés ci - dessus sont donneé à titre indicatif seulement.

Signalons que dans le cas des sollicitations du 1er genre où la section est entièrement comprimeé, le calcul de la contrainte maximale dans le béton est donné par la formule utiliseé pour les matériaux homogénes

$$\sigma'_{bm} = \frac{N}{\Omega} \pm \frac{M}{W} \quad \text{avec} \quad W = \frac{I}{v} \;,\; W = \pi . R_m^2 . h_0 \;,\; \Omega = 2\pi . R_m . e$$

Ω : aire de la section annulaire de béton homogéne.
I : moment d'inertie de la section annulaire de béton homogeneiseé
R_m : Rayon moyen du fût ($R_m = 14,465$ m)
h_0 : épaisseur du fût ($h_0 = 35$ cm)

Les tableaux ci - aprés nous donnent les valeurs des contraintes σ'_{bm} et leur vérification vis - à - vis de la contrainte admissible $\overline{\sigma}'_{bm}$

La section d'acier A correspondant au pourcentage total d'acier ($\Sigma\omega = \omega_e + \omega_i = 0,9\%$) sera de :

$$A = \frac{\Sigma\omega . 2\pi . R_m . h_0}{100} \longrightarrow A = 1448,77 \text{ cm}^2 .$$

avec

$$\begin{cases} \Sigma\omega = 0,9\% \\ R_m = 7,32 \\ h_0 = 35 \text{ cm} \end{cases}$$

sollicitations du $2^{\text{ème}}$ genre

côtes	Caractéristique de la section		cuve vide				cuve pleine			
			1,1(G+P+W)		0,9(G+P) + 1,1 W		1,1(G+P+W)		0,9(G+P) + 1,1 W	
Z (m)	Ω (cm²)	$\frac{I}{V}$ (cm³)	σ'_{b_1} (kg/cm²)	σ'_{b_2} (kg/cm²)	σ'_{b_1}	σ'_{b_2}	σ'_{b_1}	σ'_{b_2}	σ'_{b_1}	σ'_{b_2}
38,19	$160,97.10^3$	58917.10^3	6,68	6,67	5,47	5,46	20,35	20,34	16,65	16,64
32	//	//	8,39	8,37	6,86	6,85	22,55	22,54	18,04	18,03
24	//	//	10,59	10,57	8,66	8,65	24,76	24,73	19,85	19,83
16	//	//	12,80	12,77	10,48	10,45	26,96	26,93	21,66	21,62
8	//	//	15,01	14,95	12,30	12,23	29,17	29,12	23,47	23,41
0,00	//	//	17,22	17,14	14,10	14,02	31,39	31,30	25,30	25,19
-2,5	//	//	17,90	17,85	14,65	14,59	32,09	31,98	25,86	25,74

Conclusion en ce qui concerne le férraillage de la tour

En ce qui concerne les sollicitations du $2^{\text{ème}}$ genre donneés par: $G+P+S_{Ih}$ et $0,8G+S_{Ih}$

Si l'ón envisage les deux cas, cuve vide et cuve pleine et en examinant les tableaux dressés précédemment, on constatera que la section transversale n'est pas entierement comprimée sur toute la hauteur de la tour. Cependant les tableaux nous indiquent que pour la majeure totalité des sections considérées, l'excentricité e due à la force verlicale soit du noyau central avec $e = 3,616$

La section est donc partiellement comprimée ou totalement.

On en concluera donc que le ferraillage de la tour sera déterminée d'aprés la sollicitation du $2^{\text{ème}}$ genre, toutefois on calculera le ferraillage et pour le cas de la cuve vide et pour le cas de la cuve pleine. Cependant c'est le cas de la cuve pleine qui est déterminant pour le ferraillage. de la tour

On procedera d'aprés "MARIUS_DIVER".

Principe

On déterminera l'excentricité relative $\boxed{a = \dfrac{M}{NR_M}}$

avec
M: moment fléchissant d'ensemble
N: effort Normal
R_m: Rayon moyen du fût
a: excentricité relative

On se donne $\Sigma\omega = \omega_e + \omega_i$

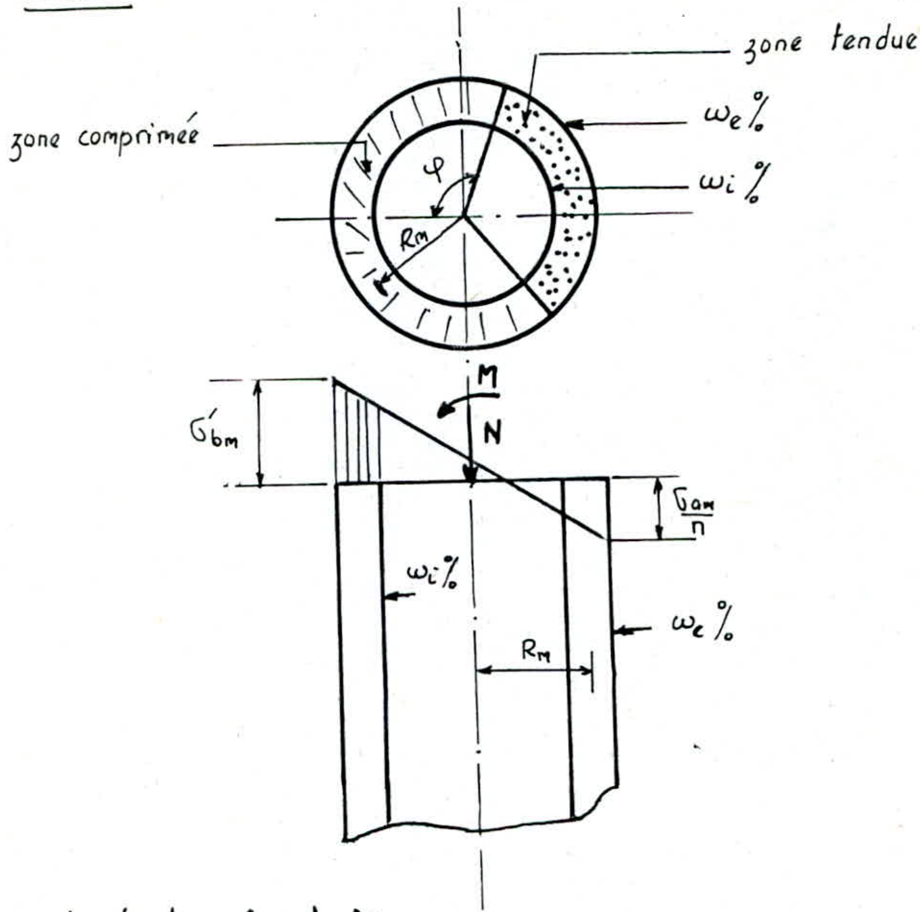
On tire du tableau C7 cas de charge A (dite sollicitation d'énsemble) dans le sens vertical

données $\longrightarrow \varphi, b, s$

Il en résulte

$$\boxed{\begin{gathered} \sigma'_{bm} = \frac{N.b}{R_m.h_o} \\ \sigma_{am} = n.s.\sigma'_{bm} \end{gathered}}$$

schéma



Calcul de Ae et Ai

On calculera la section A correspondant au pourcentage total d'acier $(\Sigma\omega = \omega_e + \omega_i)$ d'aprés la formule suivante

$$\boxed{A = \frac{\Sigma\omega \cdot 2\pi \cdot R_m \cdot h_0}{100}}$$

Avec $R_m = 7{,}32$ m
$h_0 = 35$ cm

Voir tableau

Ferraillage dans le sens transversal

L'effort tranchant produisant des cisaillements d'aprés MARIUS _ DIVER

$$\boxed{\tau_b = H.(bz) = \frac{H}{1{,}6\, D_M \cdot h_0}} \quad (\text{avec } z \simeq 0{,}8\, D_M)$$

avec b : largeur soumise au cisaillement du béton

$$b = 2h_0$$

l. béton etant fissuré à 45° sous l'effet du cisaillement, ainsi l'équilibre sera

sollicitations du $2^{ème}$ genre (cuve vide)

Côtes	$P + G + S_{Ih}$								$0,8G + S_{Ih}$							
$Z_{(m)}$	$e_{(m)}$	a	$\Sigma W\%$	b	$\varphi°$	S	σ'_b	σ_{an}	$e_{(m)}$	a	$\Sigma W\%$	b	$\varphi°$	S	σ'_b	σ_{an}
38,19	0,1158	0,158	0,25	—	—	—	—	—	0,1451	0,2	0,25	—	—	—	—	—
32	0,293	0,400	//	—	—	—	—	—	0,367	0,501	//	0,305	176	0,001	31,82	0,4773
24	0,461	0,638	//	0,356	130	0,217	21,52	70,05	0,577	0,79	//	0,468	96	0,811	52,9	643,53
16	0,6138	0,84	//	0,512	88	1,072	43,635	701,65	0,768	1,05	//	0,699	68	2,198	86,035	2836,6
8	0,7451	1,02	//	0,672	70	2,040	57,507	1759,71	0,932	1,3	//	0,959	56	3,537	127,68	6774,06
0,00	0,851	1,162	//	0,802	62	2,769	78,71	3269,22	1,065	1,455	0,40	0,9	62	2,769	128,9	5353,86
-2,5	0,88	1,202	//	0,846	60	3,00	86,35	3885,75	1,09	1,50	0,50	0,87	66	2,371	127,3	4527,42

sollicitations du $2^{ème}$ genre (cuve pleine)

Côtes	$G + P + S_{Ih}$								$0,8G + S_{Ih}$							
$Z_{(m)}$	$e_{(m)}$	a	$\Sigma W\%$	b	$\varphi°$	S	σ'_b	σ_{an}	$e_{(m)}$	a	$\Sigma W\%$	b	$\varphi°$	S	σ'_b	σ_{an}
38,19	0,046	0,0062	0,25	—	—	—	—	—	0,1107	0,151	0,25	—	—	—	—	—
32	0,067	0,009	//	—	—	—	—	—	0,317	0,433	//	—	—	—	—	—
24	0,138	0,018	//	—	—	—	—	—	0,574	0,784	//	0,457	98	0,756	51,65	585,71
16	0,263	0,038	//	—	—	—	—	—	0,848	1,16	//	0,802	62	2,769	98,71	4099,92
8	0,376	0,051	//	—	—	—	—	—	1,115	1,52	0,30	0,993	58	3,254	132,2	6452,7
0,00	0,473	0,065	//	—	—	—	—	—	1,36	1,86	0,80	0,92	68	2,198	131,73	4343,14
-2,50	0,64	0,087	//	—	—	—	—	—	1,427	1,95	1,20	0,89	72	1,894	130,23	3699,83

assuré par les bielles comprimeés à 45° de même par les armatures transversales.
Cependant il en résultera une traction dans les cerces. Cette contrainte de traction est donc

$$\boxed{\sigma_{am} = \frac{100 \cdot H}{1{,}6 \cdot D_m \cdot \Sigma\omega \cdot h_0}}$$

Elle est dûe à l'effort tranchant le plus important.

Dans notre cas, on constate que l'effort tranchant le plus important est dû au seisme, Cas de la cuve pleine (sollicitation d'ensemble du $2^{\text{ème}}$ genre $\longrightarrow$ 0,8G + S

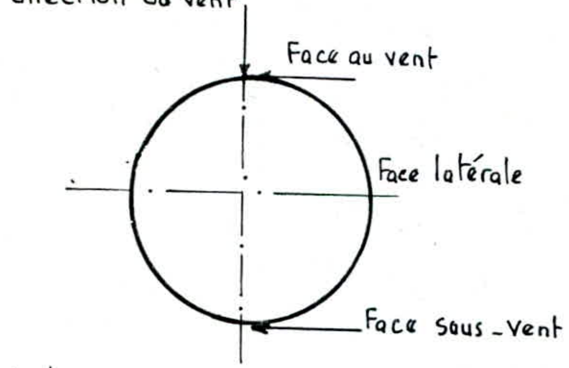


Fig: ETude du Ferraillage horizontal (Annulaire)

Ainsi le ferraillage en cerce se fera donc en conséquence $H = T = 1469{,}34$ t.

Rappelons que dans le cas des sollicitations du $2^{\text{ème}}$ genre, l'effort tranchant sera majoré de 1,925 (d'aprés M. DIVER) donc on aura $1469{,}34 \cdot 1{,}925 \longrightarrow \boxed{H = 2828{,}5 \text{ t}}$

$\Sigma\omega = \omega_e + \omega_i = 0{,}9\ \%$

Ainsi la contrainte de traction dans les cerces sera de: $\sigma_{am} = 3825{,}56 \text{ kg/cm}^2 < 4200 \text{ kg/cm}^2$

La section d'acier nécessaire sera donc $A = \omega \cdot h_0 = 0{,}9 \cdot 35 = 31{,}5 \text{ cm}^2/\text{m.l}$

$$A_i = A_e = \frac{31{,}5}{2} = \boxed{15{,}75 \text{ cm}^2/\text{ml}}$$

On pourrait prendre ce type de ferraillage sur toute la hauteur de la tour (4x4T12/ml) avec un espacement $t = 20$ cm, la longueur de recouvrement $l_r = 50\,\phi_{max} = 50 \cdot 1{,}2$ $\boxed{l_r = 60 \text{ cm}}$

Conclusion :

Le ferraillage de la tour en ce qui concerne les armatures dans le sans verticale sera déduit d'aprés le cas le plus défavorable des sollicitations d'ensemble qui est 0,8G + S correspondant à la cuve pleine.

T6

Z (m)	ω_e %	ω_i %	Ae (cm²)	Ai (cm²)	Ae adoptée	Ai adoptée
38.19	0.125	0.125	201.22	201.22	90 HA 20	90HA20
32.00	"	"	"	"	"	"
24.00	"	"	"	"	"	"
16.00	"	"	"	"	"	"
8.00	0.15	0.15	241.46	241.46	"	"
0.00	0.40	0.40	643.9	643.9	90HA32	90HA32
-2.5	0.6	0.6	965.85	965.85	90HA40	90HA40

Remarque

L'effet du moment d'ovaliation est d'une faible importance sur notre ouvrage du faite que ce dernier est constitue' d'un grand diametre de la cuve et de la tour

IV-9 Fondation

Pour une tour en voile mince, la semelle continue est le type le moins coûteux, mais

étant donné que la fondation sera dimensionnée par les sollicitations maximales de toutes les combinaisons d'effort. on a $M_{max} = 5350,34$ t.m , $N_{max} = 4688,17$ t

$D_{moy_t} = 14,64$ m.

Calcul de la charge à transmetre au sol par metre linéaire

$$P = \frac{N}{p} = \frac{N}{\pi D_m} \Longrightarrow P = 101,98 \text{ t/ml}$$

on donne $D_f = 24,0$ m , $e = 1,0$ m , $h_f = 2,5$ m.

Vérification des contraintes dûes à ces sollicitations (Cas le plus défavorable)

$$\sigma = \frac{N}{S} \pm \frac{M.v}{I} = \frac{N}{S} + \frac{M}{\omega}$$

$$S = \pi.\frac{D_f^2}{4} = 452,16 \text{ m}^2 \quad , \quad \omega = \frac{\pi}{36} D_f^3 = 1356,48 \text{ m}^3$$

$$\sigma_1 = \frac{4688,17.10^3}{452,16.10^4} + \frac{5350,34.10^5}{1256,48.10^6} = \boxed{1,43 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_s = 3,5 \text{ kg/cm}^2}$$

$$\sigma_2 = \frac{4688,17.10^3}{452,16.10^4} - \frac{5350,34.10^5}{1356,48.10^6} = \boxed{0,641 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_s}$$

Vérification de la rigidité

$\delta = 4,51$ m

$\delta < 2h_f$

$\delta < 2.2,5 = 5$m

Vérification au non poinçonnement : On doit vérifier que $\frac{1,5N}{P_c.h_t} \leq 1,2\,\overline{\sigma}_b$ ($\overline{\sigma}_b = 6,25$ bar)

$$\Longrightarrow \boxed{5,26 \leq 7,5 \text{ kg/cm}^2}$$

Calcul des aciers

L'éffort dans les armatures : $F = \frac{P(B-b)}{8(h_f-d)}$

d'où $A = \frac{F}{\overline{\sigma}_a} = \frac{P(B-b)}{8(h_f-d)\overline{\sigma}_a} = 43,92 \text{ cm}^2 \Rightarrow A = 14\,HA20$ espacé de 20 cm

$$\sigma_a = \frac{P(B-b)}{8A(h_t-d)} = 1438,09 \text{ kg/cm}^2 < \overline{\sigma}_a = 1470 \text{ kg/cm}^2$$

- donc la contrainte adoptée $\sigma_a = 1438,09$ kg/cm² est admissible, compte tenu des risques de fissuration.

- Pour les armatures de répartition on prend le $\frac{1}{4}$ des armatures longitudinales

$$A_1 = \frac{43,98}{4} = 10,995 \text{ cm}^2 \Longrightarrow \boxed{6\phi16 = 12,06 \text{ cm}^2 \quad \text{espacé de } 16,6 \text{ cm}}$$

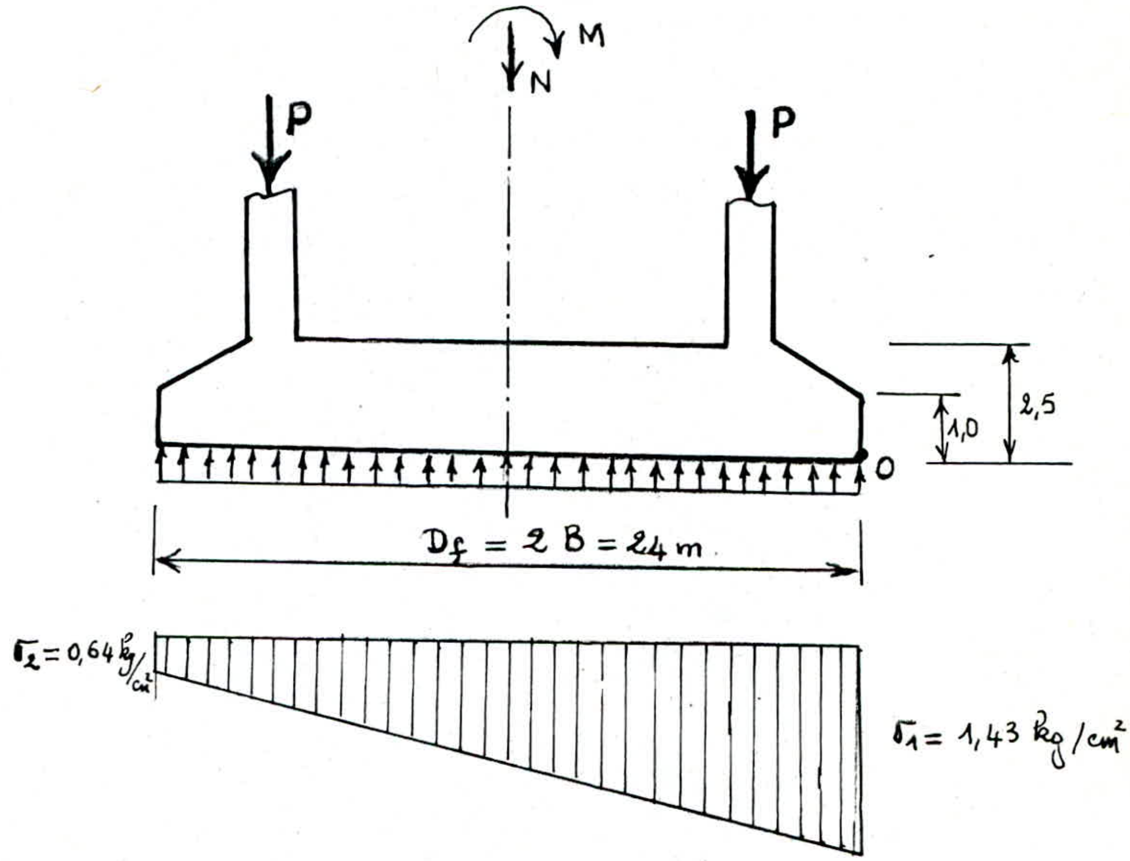


Schéma de fondation et épure de la capacité portante du sol de fondation.

Conclusion

En conclusion, on peut dire qu'un projet de fin d'etude est une synthese de toutes connaissances acquises le long de la scolarité, une mise en évidence et en application de celles-ci a un cas spécifique. C'est aussi le passage du cycle académique (théorie) au cycle pratique.

On a appliqué ces connaissance à un chateau d'eau qui est considéré comme un ouvrage d'art dont le principal objectif a été de calculer les éléments résistants.

Malgré les diverses difficultés rencontreés le long de notre travail qui nous ont amené soit à reconcevoir partiellement le projet, à ajouter où modifier certains éléments indisponsables. Nous avons constaté deux éléments importants :

Le phénomène hydrodynamique a des effets non négligeables sur la structure qu'il faut le prendre en compte dans les calculs pour les réservoir ou château déau de grande capacité. Il est sauhaitable de faire une étude plus poussée sur ce phénomène.

Le choix de la fondation nous a conduit à prévoir un radier au lieu d'une semelle annulaire même si les dimensions paraissaient énormes, donc ce choix est judicieux, on peut solutionner ce choix par un radier à caissons si celui-ci s'avère économique.

Annexe:(I)

A) Programme de la TI59 : Formule de coolbrook pour le calcul du réseau maillé :

LRN 2nd LBL A 2nd stflg 8 RCL 03 ÷ RCL 00 = 2nd log × 2 +/- + 1,14 = x^2 $1/x$ STO 05 2nd LBL = 2,51 × RCL 00 × 2nd π × RCL 04 ÷ 4 ÷ RCL 01 2nd |x| ÷ RCL 05 $\sqrt{x}$ + RCL 03 ÷ 3,7 ÷ RCL 00 = 2nd Log × 2 +/- = x^2 $1/x$ STO 06 – RCL 05 = 2nd |x| INV 2nd $x \geq t$ x^2 RCL 06 STO 05 GTO = 2nd LBL x^2 RCL 06 × 8 × RCL 01 x^2 ÷ 2nd π x^2 ÷ 9,8 ÷ RCL 00 y^x 5 = STO 07 R/S × RCL 02 = STO 08 SUM 09 R/S ÷ RCL 01 = STO 10 SUM 11 R/S 2nd LBL B RCL 09 R/S ÷ RCL 11 R/S ÷ 2 = +/- STO 12 RCL 09 +/- SUM 09 RCL 11 +/- SUM 11 RCL 12 R/S LRN.

• Stockage des données :

$D \longmapsto$ STO 0.
$\Phi \longmapsto$ " 01
$L_g \longmapsto$ " 02
$\varepsilon \longmapsto$ " 03
$\nu \longmapsto$ " 04

Precision : 10^{-5} $x \gtrless t$

• Resultats :

A $\longrightarrow J_i$
R/S $\longmapsto \Delta H_i$
R/S $\longmapsto \Delta H_i / Q_i$

B $\longmapsto \Sigma \Delta H_i$
R/S $\longmapsto \Sigma \dfrac{\Delta H_i}{\Phi_i}$
R/S $\longmapsto - \dfrac{\Sigma \Delta H_i}{2 \Sigma \frac{\Delta H_i}{Q}} = \Delta \Phi_o$

B)

le programme qui permet de calculer le Reynolds, le gradient de perte charge, les p.d.c et le coeficient :

LRN LBL A 1.14 – 0,86 × (RCL 01 ÷ RCL 02) STO 07 Ln x = x^2 $\frac{1}{x}$ sto 05 STO 08 RCL 03 × RCL 02 ÷ RCL 00 = STO 06 R/S 2nd LBL B (RCL 07 ÷ 3,7 + 2,51 ÷ RCL 06 ÷ RCL 08 $\sqrt{x}$) Ln x × 0,86 = x^2 $1/x$ sto 09 – RCL 08 = 2nd |x| INV 2nd $x \geq t$ RCL 09 STO 08 GTO B 2nd LBL RCL RCL 09 × RCL 03 x^2 ÷ 19,6 ÷ RCL 02 = sto 10 R/S 2nd LBL C RCL 10 × RCL 04 = Sto 11 R/S 2nd LBL D RCL 11 × 0,15 = Sto 12 R/S 2nd LBL E RCL 12 + RCL 11 = R/S LRN

• Stockage des données :

$\nu \longrightarrow$ sto 00
$\varepsilon \longrightarrow$ " 01
$D \longrightarrow$ " 02
$V \longrightarrow$ " 03
$L_g \longrightarrow$ " 04

$x \gtrless 10^{-4}$

Resultats :

A $\longrightarrow R_e$
B $\longrightarrow J$
C $\longrightarrow \Delta H_L$
D $\longrightarrow \Delta H_S$
E $\longrightarrow \Delta H_T$
RCL 05 $\longrightarrow f_{Nik}$
RCL 09 $\longrightarrow f_{co.}$

BIBLIOGRAPHIE

[1] A_DUPONT

"Hydraulique Urbaine tome II"

[2] A_GUERRIN

"Traité en béton armé tome VI"

[3] TIMOSHENKO

"Théorie des plaques et coques"

[4] R_BARES

"Calcul pratique des tours en Béton armé"

[5] P_CHARRON

"calcul et vérification des ouvrages en Béton armé"

[6] M JACOBSON

"Technique des travaux tome I"

[7] RILI _ SALHI

"Conception et calcul des structures soumises aux séisme"

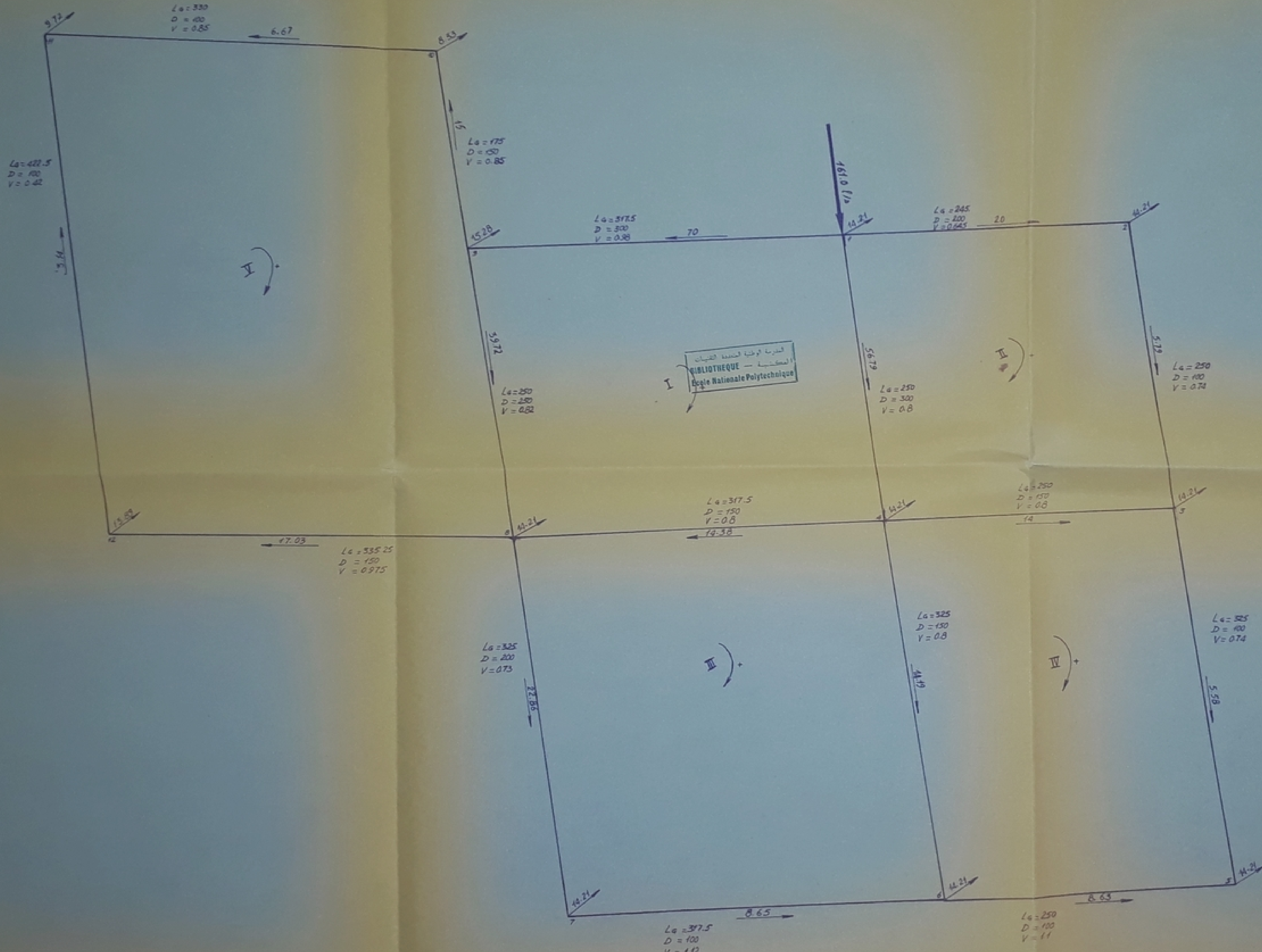
[8] "Annales de L'I.T.B.T.P N° 306 Juin 1973"

[9] "Annales de L'I.T.B.T.P N° 280 Avril 1971"

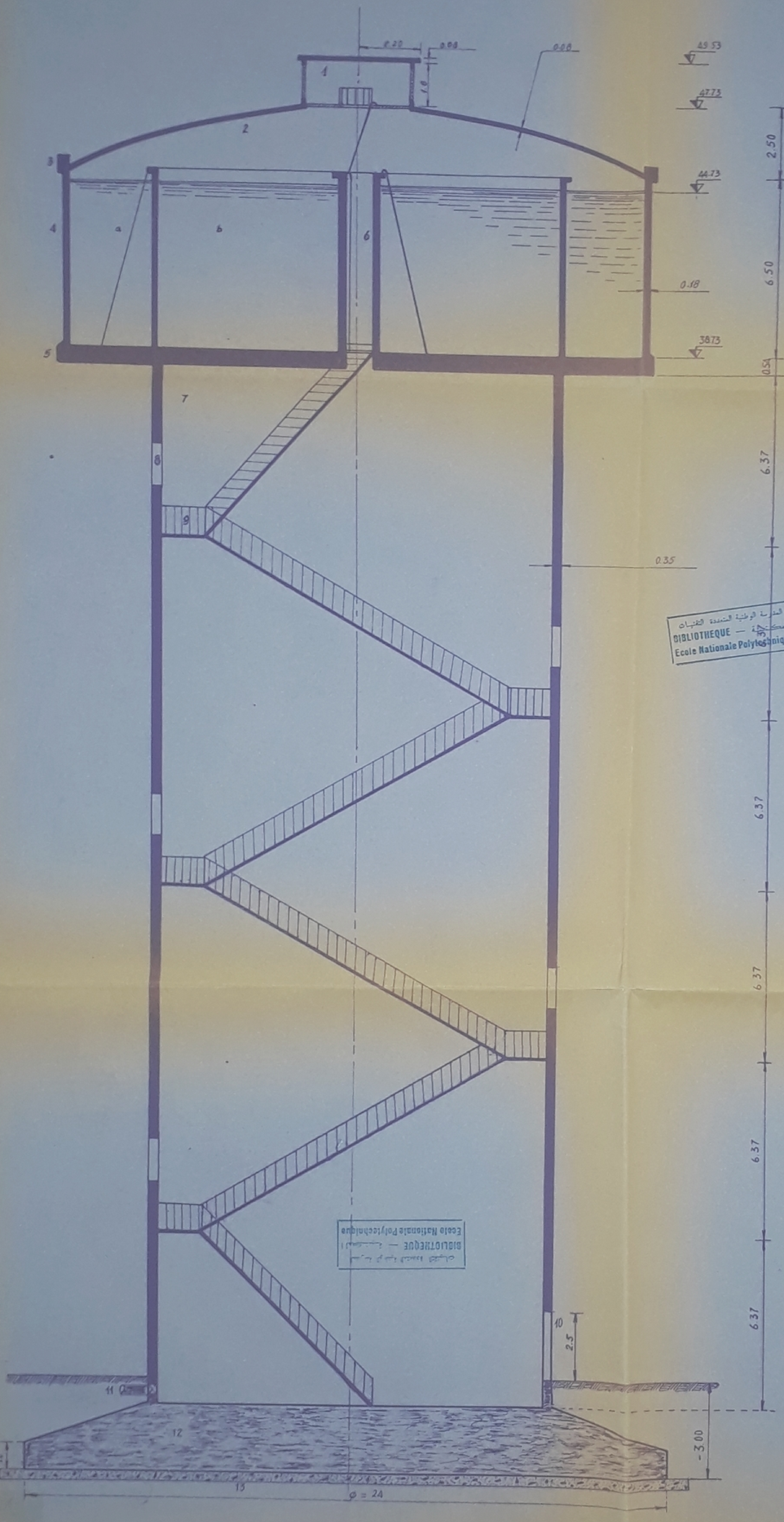
[10] Regles C.C.B.A 68

R.P.A 81

N.V 65



ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE		
ETUDE TECHNIQUE D'UN CHATEAU D'EAU (2000 m³)		
RESEAU MAILLE (V → [m/s], D → [mm], Q → [l/s])		
ETUDIE PAR A. HADJAM A. BOUHALI DIRIGE PAR : Mr FARKAS	PLANCHE N° 1 PROPOSE PAR Mr FARKAS	ECHELLE : HORIZ. VERT. PROMOTION JUIN 86



ANNEXES

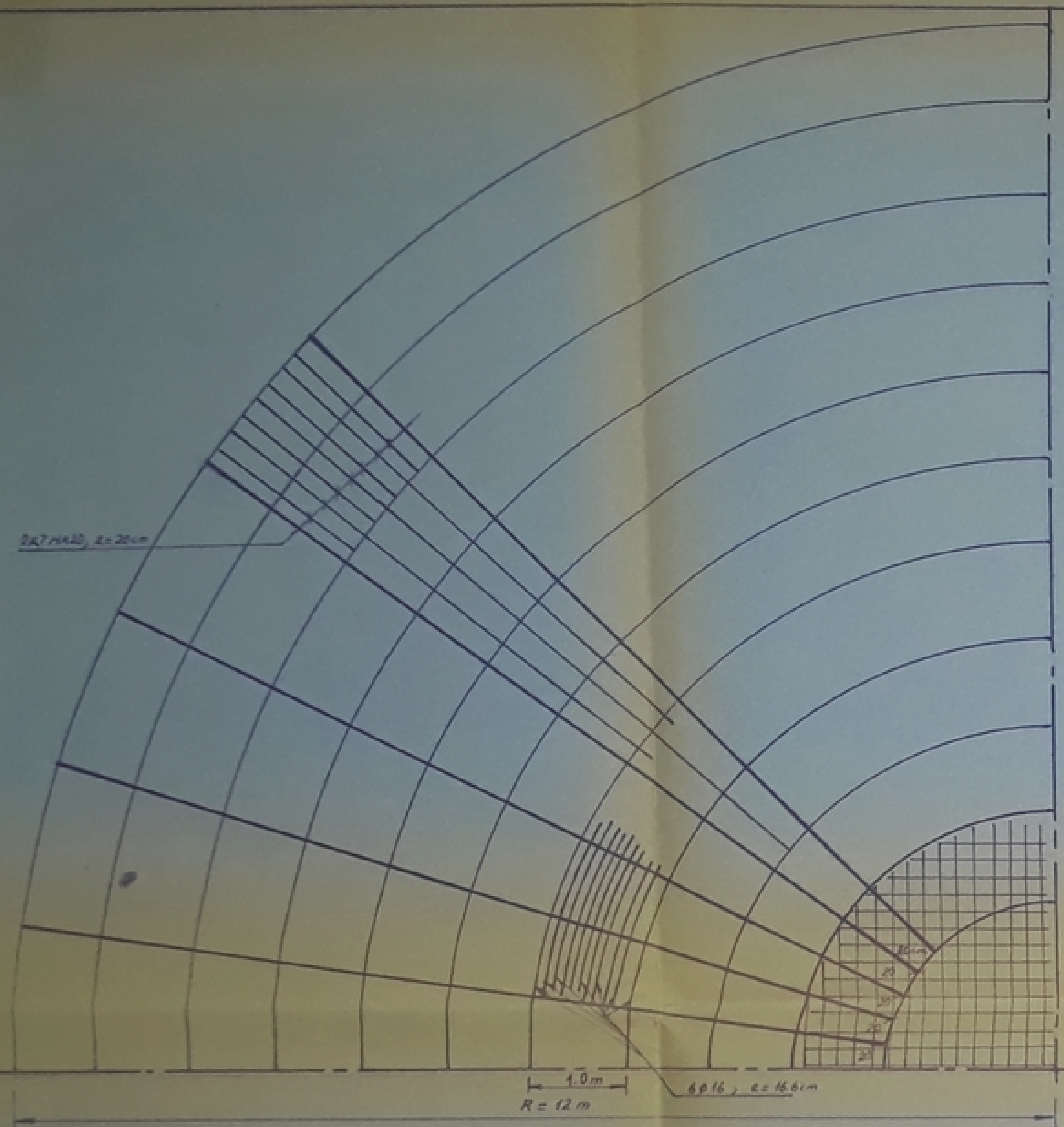
1. LANTERNEAU (DALLE CIRCULAIRE + 8 POTEAUX GRILLAGES)
2. COUPOLE
3. CEINTURE SUPERIEURE + ACROTERE
4. CUVE (a+b)
5. CEINTURE INFERIEURE
6. ACCES
7. FÛT
8. FENETRE
9. DALLE DE REPOS + ECHELLES METALLIQUES
10. PORTE DE VISITE
11. CONDUITE POUR ALIMENTATION DU RESERVOIR
12. FONDATION
13. BETON DE PROPRETE

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

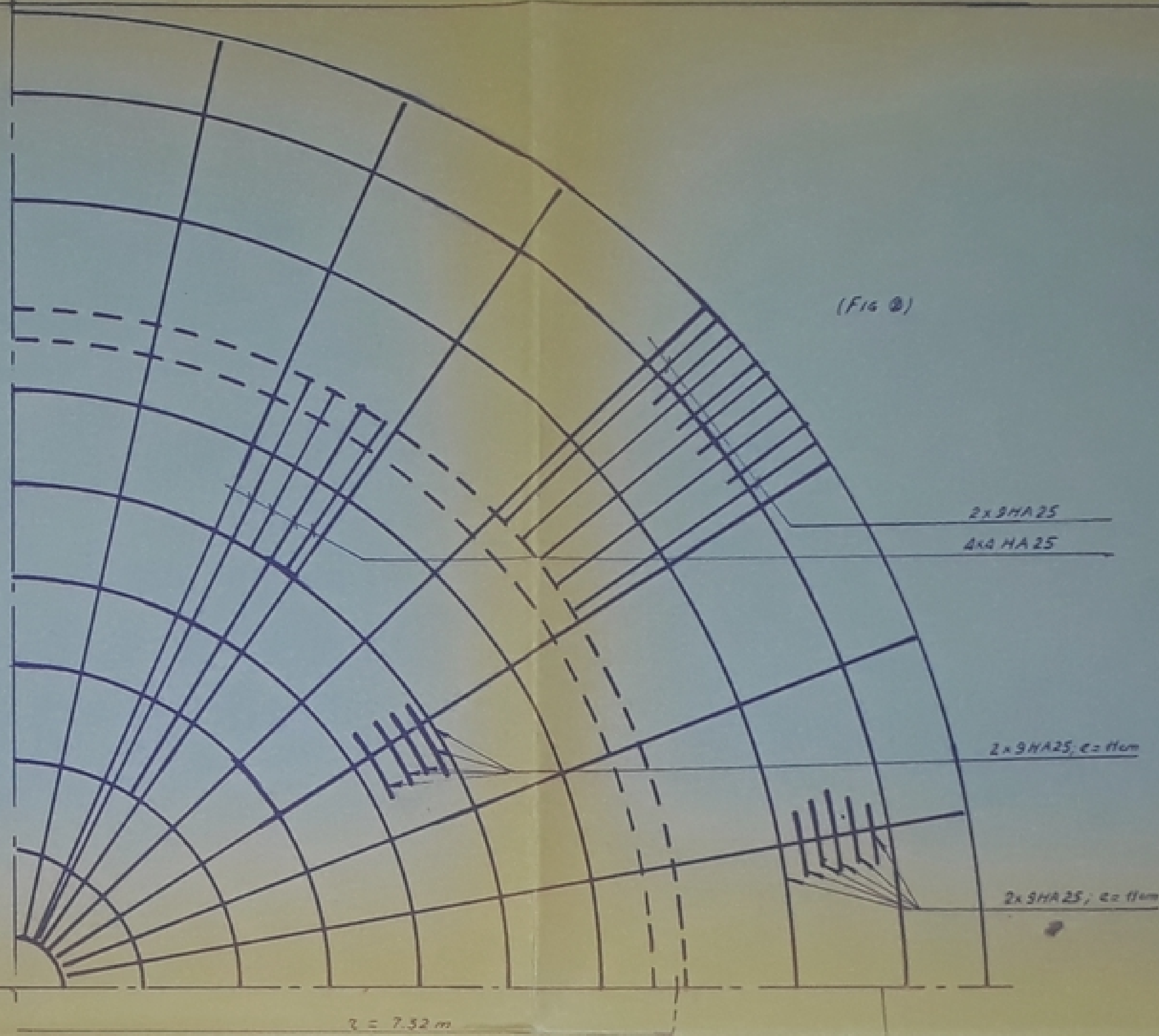
ETUDE TECHNIQUE D'UN CHATEAU D'EAU (2000 m³)

VUE D'ENSEMBLE
DE L'OUVRAGE

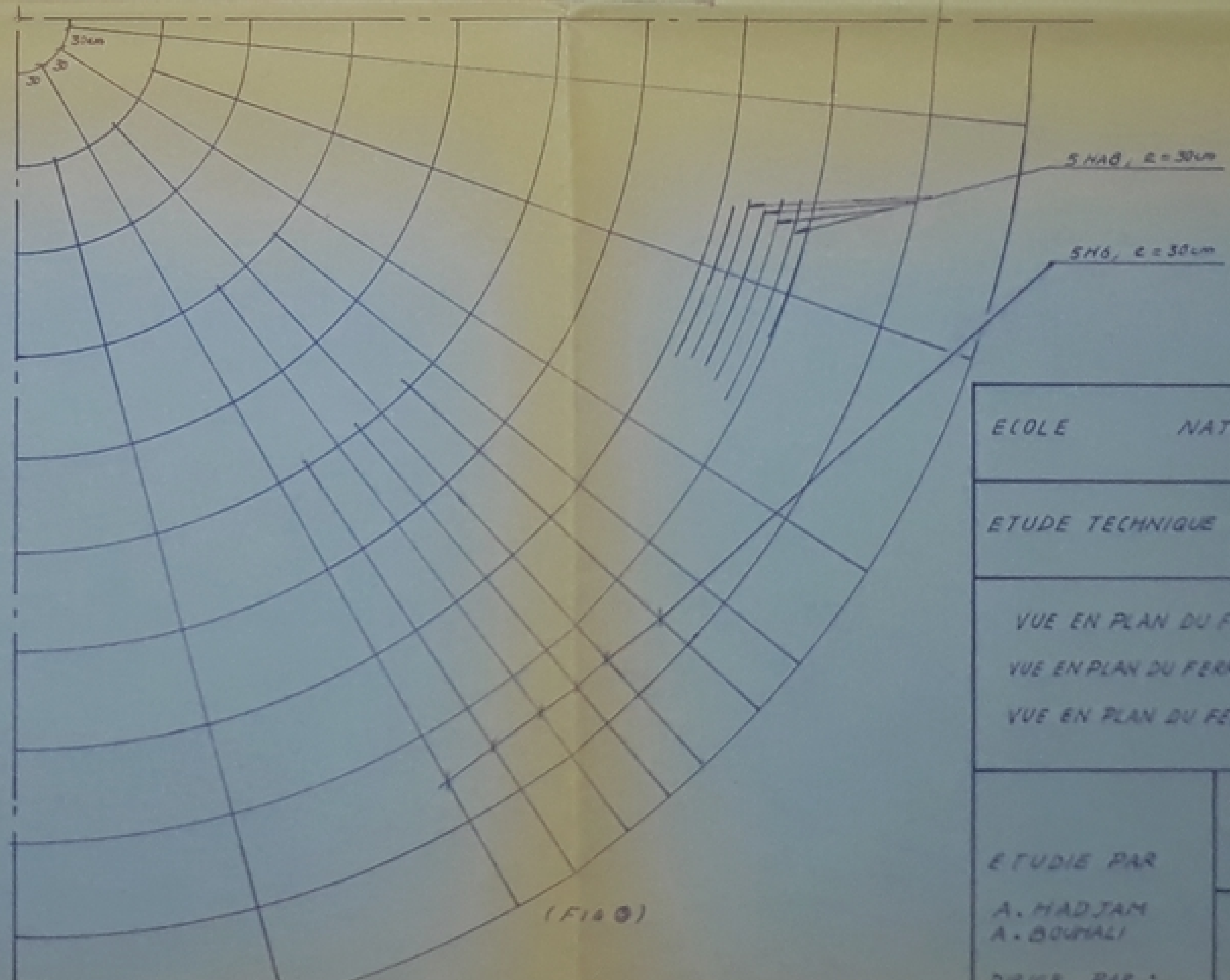
ETUDIE PAR A. HADJAM A. BOUHALI DIRIGE PAR : Mr FARKAS	PLANCHE N° 2	ECHELLE : HORZ : } 1cm → 1.0m VERT : }
	PROPOSE PAR Mr FARKAS	PROMOTION JUIN 86



(FIG ①)



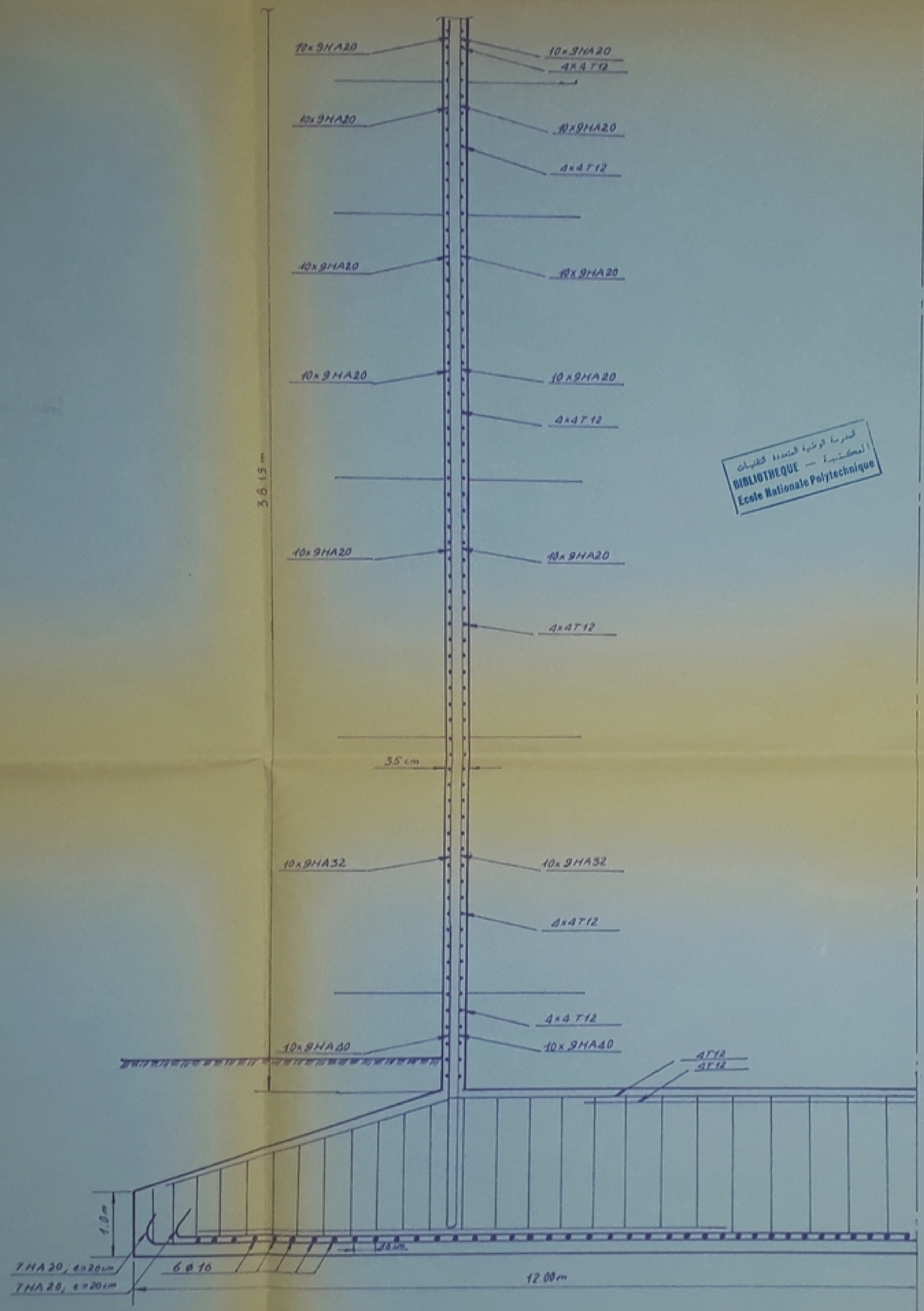
(FIG ②)



(FIG ③)

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE		
ETUDE TECHNIQUE D'UN CHATEAU D'EAU (2000 m³)		
VUE EN PLAN DU FERRAILLAGE DE LA FONDATION. FIG ① VUE EN PLAN DU FERRAILLAGE DU RADIER DE LA CUVE. FIG ② VUE EN PLAN DU FERRAILLAGE DE LA COUPOLE . FIG ③		
ETUDIE PAR A. HADJAM A. BOUHALI DIRIGE PAR : Mr FARKAS	PLANCHE N° 3	ECHELLE : HORZ. VERT. } 1:50
	PROPOSE PAR : Mr FARKAS	PROMOTION JUIN 86

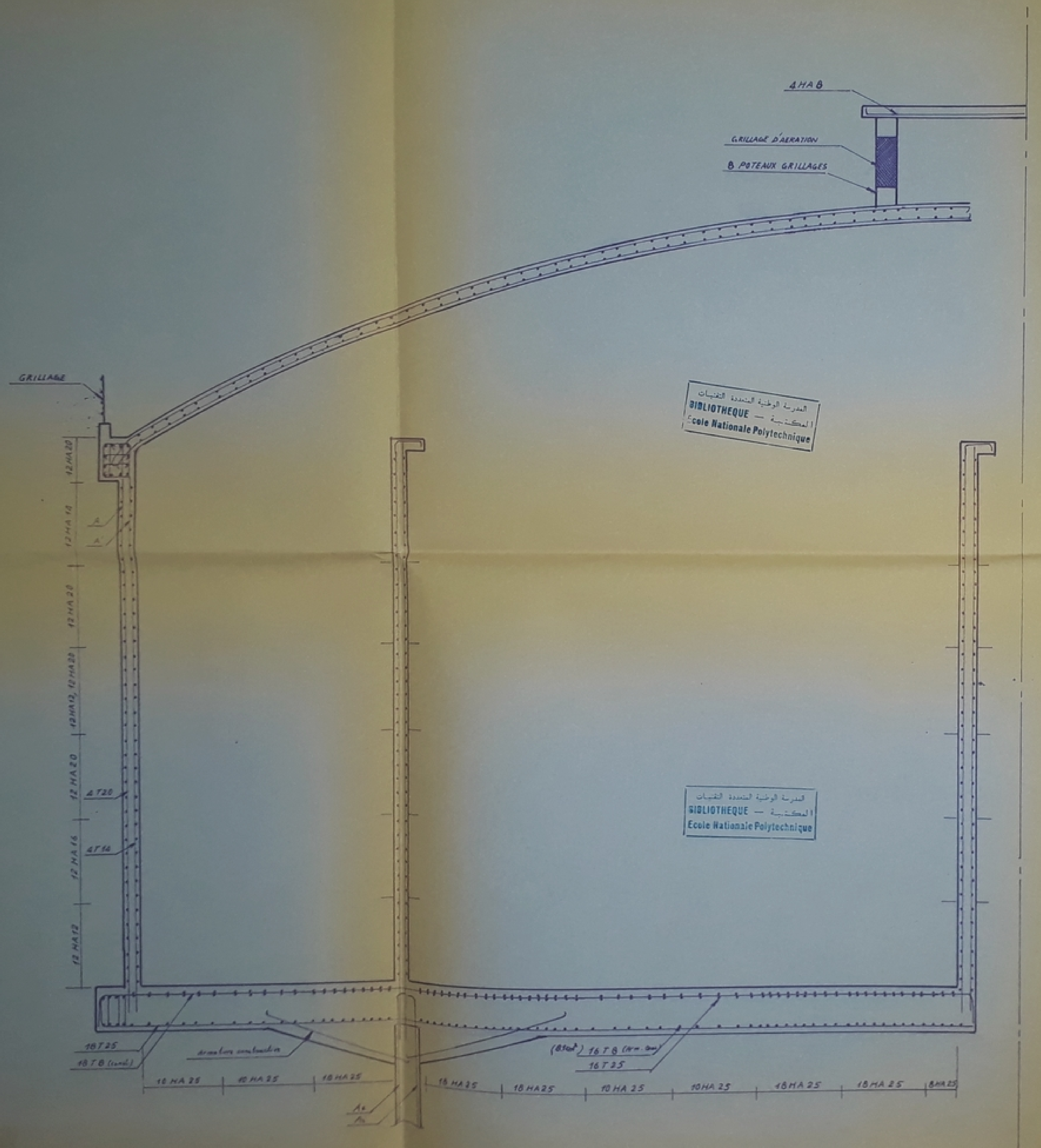


ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

ETUDE TECHNIQUE D'UN CHATEAU D'EAU (2000 m³)

FERAILLAGE DE TOUR ET FONDATION
COUPES LONGITUDINALES

ETUDIE PAR A. HADJAM A. BOUHALI DIRIGE PAR : Mr FARKAS	PLANCHE N° 4	ECHELLE :
	PROPOSE PAR Mr FARKAS	PROMOTION JUIN 86



ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE		
ETUDE TECHNIQUE D'UN CHATEAU D'EAU (2000 m³)		
SCHEMA DE FERRAILLAGE DES ELEMENTS DE LA CUVE		
ETUDIE PAR A. HADJAM A. BOUHALI DIRIGE PAR Mr FARKAS	PLANCHE N° 5	ECHELLE : HORZ. VERT. } 1 cm → 1/3 m
	PROPOSE PAR Mr FARKAS	PROMOTION JUIN 86