

UNIVERSITE D'ALGER

---

9/77  
A 2X

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

---

Département Génie-Civil

---

PROJET DE FIN D'ETUDES

---

—○○○—

CHEMINEE POUR USINE  
CHIMIQUE

PROPOSE PAR:

M. GEORGHE MOMANU

Ing. Maître assistant

Etudié par :

D. CHERIFA

Promotion Février 1977

UNIVERSITE D'ALGER  
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

-----oooOoooo-----

DEPARTEMENT GENIE CIVIL

PROJET  
-----  
DE  
-----  
FIN D'ETUDES

CHEMINEE pour  
USINE CHIMIQUE  
-----

Proposé par

Mr. GEORGHE ROMANU  
Ing. Maitre Assistant  
à l' E . N . P . A . .

Etudié par

D. CHERIFA  
Elève ingénieur  
à l' E.N.P.A.

PROMOTION FEVRIER 1977

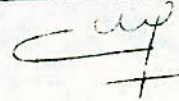
II-1 la mémoire de mon Père

A ma mère, à mes frères, à mes collègues  
qui m'ont été d'un soutien moral durant  
toutes mes études.

Je tiens à remercier mes professeurs et assistants de l'école Nationale Polytechnique qui ont contribué à ma formation, à tous j'exprime ma profonde gratitude.

A Monsieur GEORGHE MOMANU Ingénieur Maître Assistant à l'E.N.P.A, qui par ses conseils fructueux, m'a guidé dans la bonne marche de cette étude et qu'il veuille bien trouver ici l'assurance de ma vive reconnaissance.

D. CHERIFA

A handwritten signature in dark ink, appearing to be 'D. Cherifa', written below the typed name. The signature is stylized and includes a horizontal line at the bottom.

## S O M M A I R E

CHAPITRE 0 : Introduction et mémoire justificatif	1
I : Introduction .....	1
II : Mémoire justificatif ..	1
III / Objet de calcul d'une cheminée .	3
IV : Idée sur la technologie d'exécution	6
Chapitre I / Détermination des éléments géométriques initiaux et calcul du poids propre .....	7
I : détermination des éléments géométriques initiaux .....	7
II / Calcul des charges permanentes .	10
CHAPITRE II:I:Calcul des charges dues aux vents normal et extrême .....	
II : Action locale du vent .....	27
III : Calcul des moments secondaires dus à la flexibilité de la cheminée	33
CHAPITRE III: Calcul des charges et des efforts dus au séisme .....	45
I : Généralité .....	45
II : Détermination des coefficients ..	47
III : Calcul du moment et de l'effort tranchant tranchant dus au séisme .....	53
CHAPITRE IV : Calcul des efforts d'origine thermique et moment des consoles	56
I : Gradient thermique .....	56

CHAPITRE V : Hypothèse de chargement	
Effort dangereux et choix des matériaux .....	74
I - Hypothèse de chargement .....	80
II - Calcul des efforts intérieurs .....	80
III - Choix des matériaux .....	103
CHAPITRE VI : Ferrailage du fût - Calcul	
des ouvertures .....	106
I - Ferrailage du Fût .....	106
II - Ferrailage des consoles .....	113
III - Calcul des ouvertures .....	113
CHAPITRE VII - Fondation .....	120
I - Détermination géométrique de la	
fondation .....	120
II - Dimensionnement de la plaque	
de la fondation .....	125
III - Dimensionnement du radier .....	128
IV - Calcul des armatures des 2 voiles .	133
BIBLIOGRAPHIE .....	135

THEME du PROJET de FIN d'ETUDES

I - ELEMENTS DONNES

hauteur : 120 m

forme géométrique : ~~32~~onc de cône ( ou pyramide)

Matériaux : Béton armé (monolithe ou préfabriqué)

II - ELEMENTS DEMANDEES

A - Pièces écrites

1 - Mémoire justificatif et introduction

2 - Calcul des efforts et des dimensions pour le fût de la cheminée et sa fondation.

3 - Bibliographie

B - Pièces dessinées

1 - Plan de coffrage

2 - Plan de ferrailage du fût

3 - Plan de ferrailage de la fondation et les différents détails.

CHAPITRE: - 0 -

INTRODUCTION ET MERCIERE  
JUSTIFICATIVE:

I. Introduction:

L'évolution des industries chimiques et thermiques, et particulièrement dans les usines chimiques, a rendu nécessaire la construction de cheminées assez élevées pour évacuer les fumées et les gaz dans l'atmosphère, et pour obéir à certaines conditions posées par les services s'occupant de la protection de l'environnement.

Les qualités que peuvent offrir les matériaux, ne dépasseront jamais les qualités du béton armé dans la construction des cheminées d'assez grandes hauteurs (>40 m point le passage des cheminées en maçonnerie aux cheminées en béton armé).

Depuis environ une quinzaine d'années nous assistons à une évolution très rapide de la technique d'exécution et des méthodes de calcul des cheminées, sous l'impulsion des exigences sans cesse croissantes des maîtres d'ouvrages. Les facteurs les plus importants qui ont contribué à cette évolution sont l'accroissement de la hauteur, l'élévation de la température des gaz et l'augmentation des risques de corrosion.

II. Généralités et type de Cheminée:

Le béton armé offre de gros avantages pour la construction des cheminées

\* Moins lourdes que la cheminée en briques, elle peut



se construire même en mauvais terrain.

\* Moins coûteuse de fondations et de constructions que la cheminée en briques (pas de monteur briqueteur spécialisé).

\* Très durable par rapport à la cheminée en ~~très~~ briques qui s'oxydent rapidement avec les fumées acides.

\* Possibilité d'utiliser le fût pour y installer un réservoir d'eau.

- On distingue 2 types de cheminées du point de vue technique:

- La cheminée préfabriquée:

La cheminée du type Monnoyer (système belge) qui est construite par assises successives de 25 cm de hauteur, formées de voussoirs moulés d'avances avec aciers de liaisons et pointement au mortier de ciment.

- La cheminée coulée sur place:

La cheminée type Fourré et Rhodes; ou on réduit à néant les coffrages, le fût est un polygone de 20 cotés, les angles étant formés d'éléments en I moulés d'avance, recevant dans les encastrement des plaques très minces en béton armé de 1,00m de longueur environ formant coffrage. (Il faut faire une absolue verticalité de la cheminée).

Ces dernières années on préfère les cheminées coulées sur place grâce aux systèmes de coffrages "grimpants" ou "glissants". Le premier système permet de construire des cheminées à fruit, le second ne tolère que les cheminées de largeurs constantes à paroi verticale. Il y a eu récemment des brevets de coffrage glissant pour les cheminées à fruit et tronconi-

que. La vitesse d'avancement des coffrages grimpants est de l'ordre de 0,80 à 1,20 m de hauteur par jour, elle atteint avec un coffrage glissant 2,00 à 3,00 m par jour. Les cheminées à fruit sont très économiques malgré leur difficulté d'exécution, elles permettent un grand enpattement à la base.

### III. Objet de calcul d'une cheminée:

Les éléments donnés:

- La hauteur:  $H = 120$  m
- Forme géométrique: tronconique à double fruit.
- Béton armé (monolithe)

Pour usine chimique:  $T_{\text{gaz}} = 300^{\circ}\text{C}$

Dans un premier calcul on essaie de donner des dimensions à cette cheminée en se basant sur les cheminées déjà existantes (voir calcul pratique des tours en béton armé Marius Diver), on a un échantillon assez équilibré pour pouvoir servir de base statistique.

Exemple: (voir page suivante)

Hauteur (m)	Diamètre extérieur (sommet) (m)	Diamètre extérieur (base) (m)	épaisseur (sommet) (m)	épaisseur (base) (m)	béton (m <sup>3</sup> )
100	3,75	7,35	0,16	0,32	432
100	6,15	9,25	0,16	0,30	575
120	3,80	8,00	0,15	0,30	525
120	3,70	8,20	0,15	0,24	455
120	3,80	8,10	0,15	0,33	557
125	3,80	8,12	0,15	0,33	572
125	5,60	15,50	0,14	0,25	868
140	7,50	13,35	0,15	0,27	1010

Dans notre cas on a pris:

$$D_{\text{ext}} = 3,7 \text{ m} \quad (\text{sommet})$$

$$D_{\text{ext}} = 9,7 \text{ m} \quad (\text{base})$$

$$h_0 = 13 \text{ cm} \quad (\text{sommet})$$

$$h_0 = 31 \text{ cm} \quad (\text{base})$$

- Calcul des charges et des efforts mis en jeu dans une cheminée:

Les sollicitations dans une cheminée se divisent en deux groupes:

\* Sollicitations d'ensemble

\* Sollicitations locales.

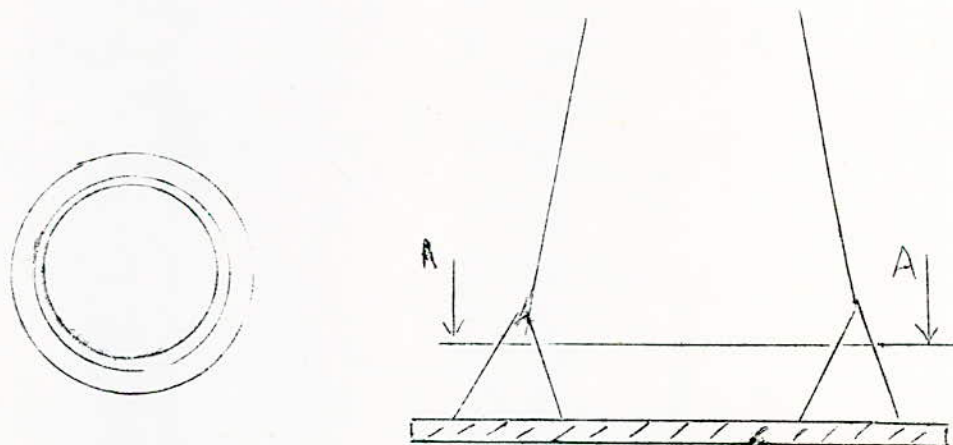
Il y a une différence fondamentale entre les sollicitations

d'ensemble et locales. Une erreur d'appréciation des sollicitations d'ensemble peut avoir des conséquences graves. Par contre, les erreurs concernant les sollicitations locales ne peuvent aboutir qu'à des désordres, désagréables certes, mais généralement sans risques d'effondrement.

On vérifie la cheminée déjà prédimensionnée en plusieurs sections, tout en respectant la classe de la cheminée. (Cheminée de catégorie A ou B), ce classement a été fixé par les règles.

La fondation:

Le poids d'une cheminée avec revêtement protecteur contre la chaleur et la corrosion est fort, pour bien répartir cette charge sur le sol, un radier est généralement nécessaire car c'est la seule fondation capable de supporter cette charge. Dans notre cas, on a choisi un radier qui est peut être épais (1 m de hauteur), mais le fût de la cheminée repose suivant 2 circonférences (pour éviter tout risque de poinçonnement du radier). fig.



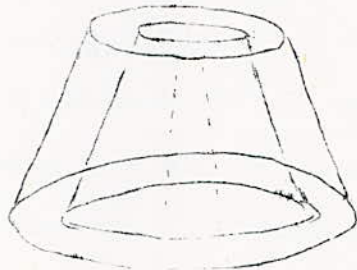
IV. Idee sur la technologie d'exécution:

La technologie d'exécution d'une cheminée est une partie très importante (qui peut même faire sujet de projet).

- La <sup>cheminée</sup> sera coulée sur place.

- Coffrage:

On utilise des coffrages glissants, (métalliques), on forme un cône avec des tôles dont on varie la conicité et les dimensions, en coulissant les tôles l'une sur l'autre.



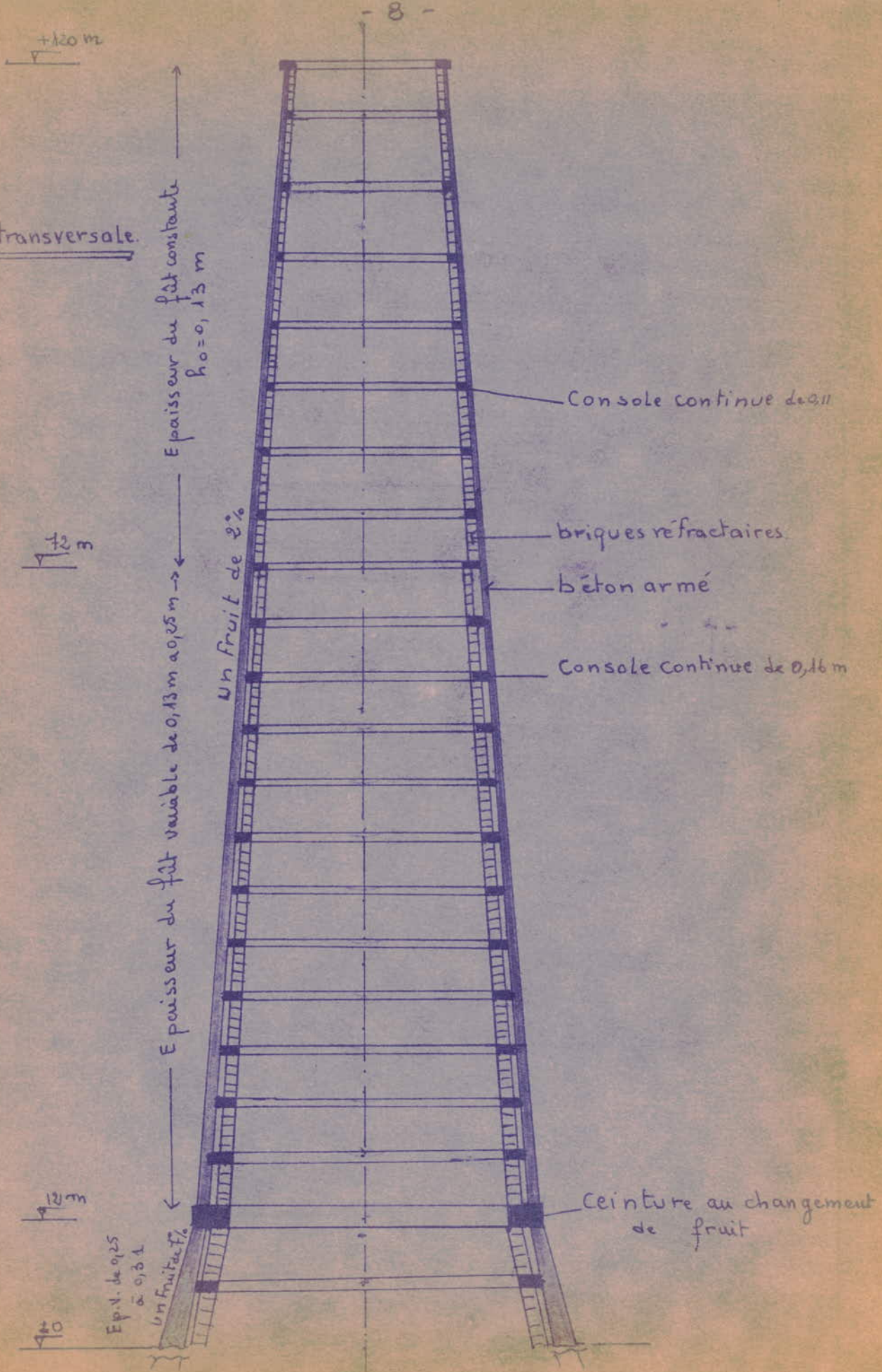
- Manutention du béton:

La manutention du béton se fait avec une pompe à béton, (il ya des pompes qui atteignent de très grandes hauteurs).

- Manutention de la ferraille:

On utilise une grue de 100 m de hauteur, on exécute le reste sur les échaffaudages et les treuils.

Coupe transversale.



Sections:	0	1	2	3	4	5	6	7
$h_0$ (cm):	13	13	13	13	13	13	13	13 (1)
$D_{ext}$ (m):	3,7	3,94	4,18	4,42	4,66	4,9	5,14	5,38
	8	9	10	11	12	13	14	15
(1):	13	14,2	15,4	16,6	17,8	19,0	20,2	21,4 (2)
	5,62	5,86	6,10	6,34	6,58	6,82	7,06	7,30
	16	17	18	19	20			
(2):	22,6	23,8	25	28	31			
	7,54	7,78	8,02	8,26	9,7			

### 1.1.3 - Chemisage en briques réfractaires

On chemise l'intérieur de la cheminée par des briques réfractères qui reposent de 6 en 6 m sur des consoles continues qui prennent appuis sur le fût.

Le briquetage est collé au fût, ou on laisse un espace d'air pour des raisons d'isolation thermique du béton-armé.

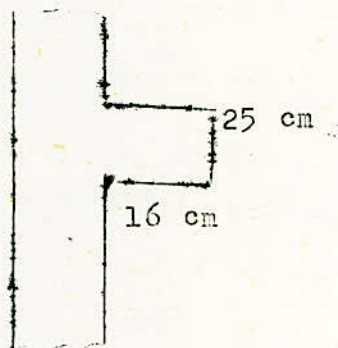
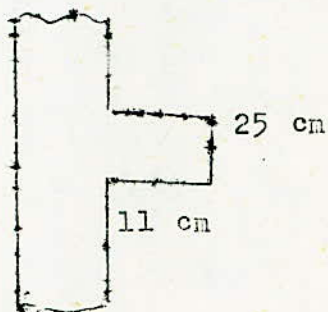
Sur les 48 premiers mètres de haut en bas on ne laisse pas de vide, et sur tout le reste on laisse un vide d'air de 5 cm.

La brique a 11 cm d'épaisseur et une masse volumique de 1800 à 1900 kg/m<sup>3</sup>.

I.1.4. Console continue:

Sur les 40 premiers mètres, de haut en bas, on prend une portée  $e_0 = 11$  cm.

Sur le reste  $e_0 = 16$  cm.



I.1.5. Ouverture:

On exécute deux ouvertures symétriquement opposées.

Le carneau et l'ouverture pour la récupération des sciures seront tous les deux sous le niveau zéro.

- Carneau: 150 x 0,80

Voir plan coffrage

- L'autre ouverture: 80 x 80:

I.1.6. Trémie pour récupération des sciures:

Elle ne sera pas calculée.

II.1.7. Fondations:

Toutes les dimensions seront données au chapitre fondations.

II. CALCUL DES CHARGES PERMANANTES:

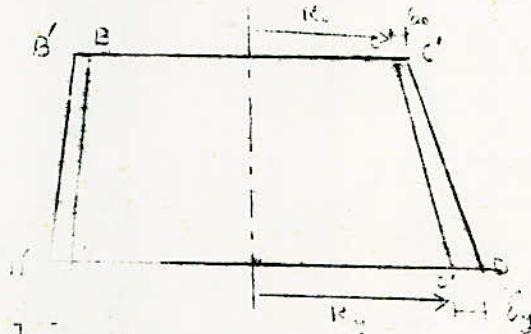
II.1. Poids propre du béton:

Pour la détermination du poids propre de la parois, on



divise le fût en tranches de 6 m de hauteur ( il en résulte 20 tranches).

Le poids de la tranche de 6 m.



$$V_{ABCD} = \frac{1}{3} Y (R_Y^2 + R_O R_Y + R_O^2)$$

$$V_{A'B'C'D'} = (1/3) Y ((R_Y + S_Y)^2 + (R_O + S_O)(R_Y + S_Y) + (R_O + S_O)^2)$$

$$V_i = (1/3) Y ((R_Y + S_Y)^2 + (R_Y + S_Y)(R_O + S_O) + (R_O + S_O)^2 - (R_Y^2 + R_O R_Y + R_O^2))$$

$$= V_{A'B'C'D'} - V_{ABCD}$$

$$P_{bi} = \rho V_i = 2500 V_i$$

Application numérique:

-----

On calcule le poids de la première tranche:

$$S_O = 0,13 \text{ m}$$

$$R_O = 1,72 \text{ m}$$

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

$$R_Y = 1,84 \text{ m}$$

$$P_{bi} = \rho V_i = 2500 \times 9,0376 = 22594 \text{ kg} = 22,594 \text{ t}$$

Les résultats sont donnés dans le tableau n° 1

II\_2\_ Poids propre du chemisage:

Les résultats sont donnés dans le tableau n° 2.

Poids du béton + Poids du chemisage cumulés dans chaque section

( Voir tableau n°3)

Section no.	Tranche no.	Cote z m.	Rayon interieur m	Rayon exterieur m	Epaisseur du fût h <sub>0</sub> m	Poids d'une tranche m <sup>3</sup> tonnes	Poids cumulé du béton dans chaque section no. (t)
0	-	120	1,72	1,85	0,13	-	0
1	1	114	1,84	1,97	0,13	22,594	22,594
2	2	108	1,96	2,09	0,13	24,036	46,630
3	3	102	2,08	2,21	0,13	25,533	72,163
4	4	96	2,20	2,33	0,13	27,002	99,165
5	5	90	2,32	2,45	0,13	28,472	127,637
6	6	84	2,44	2,57	0,13	29,941	157,578
7	7	78	2,56	2,69	0,13	31,411	189,089
8	8	72	2,68	2,81	0,13	32,881	221,970
9	9	66	2,788	2,93	0,142	35,908	257,878
10	10	60	2,896	3,05	0,154	40,664	298,542
11	11	54	3,004	3,17	0,166	45,679	344,221
12	12	48	3,112	3,29	0,178	50,951	395,172
13	13	42	3,22	3,41	0,19	56,481	451,653
14	14	36	3,328	3,53	0,202	62,269	513,922
15	15	30	3,436	3,65	0,214	68,314	582,236
16	16	24	3,544	3,77	0,226	74,617	656,853
17	17	18	3,652	3,89	0,238	81,178	738,031
18	18	12	3,76	4,01	0,25	87,997	826,028
19	19	6	4,15	4,43	0,28	102,132	928,160
20	20	0	4,54	4,85	0,31	124,937	1053,097

Tableau n° 1

Section m <sup>2</sup>	Tranche n <sup>o</sup> j	Rayon interieur m	Rayon exterieur m	Epaisseur du briquetage en cm	Poids d'un Tranche n <sup>o</sup> j t	Poids cumulé du briquetage dans chaque section m <sup>2</sup> (t)
0	-	1,61	1,72	0,11	-	0
1	1	1,73	1,84	0,11	13,585	13,585
2	2	1,85	1,96	0,11	14,53	28,115
3	3	1,97	2,08	0,11	15,475	43,590
4	4	2,09	2,20	0,11	16,42	60,010
5	5	2,21	2,32	0,11	17,365	77,375
6	6	2,33	2,44	0,11	18,331	95,706
7	7	2,45	2,56	0,11	19,255	114,961
8	8	2,57	2,68	0,11	20,20	135,161
9	9	2,68	2,78	0,11	20,704	155,865
10	10	2,78	2,84	0,11	21,254	177,119
11	11	2,85	2,96	0,11	22,444	199,563
12	12	2,95	3,06	0,11	23,293	223,158
13	13	3,06	3,17	0,11	24,106	247,264
14	14	3,16	3,27	0,11	24,956	272,220
15	15	3,27	3,38	0,11	25,807	298,027
16	16	3,38	3,49	0,11	26,657	324,684
17	17	3,49	3,60	0,11	27,508	352,192
18	18	3,6	3,71	0,11	28,355	381,147
19	19	3,99	4,10	0,11	30,32	411,467
20	20	4,38	4,49	0,11	33,321	444,858

Tableau n<sup>o</sup> 2

Section n°	cote zi	Chemirage + béton cumulé dans chaque section G + G <sub>br</sub> (tonne)
0	120	0
1	114	36,179
2	108	74,772
3	102	115,780
4	96	159,202
5	90	205,039
6	84	253,311
7	78	303,977
8	72	357,058
9	66	413,670
10	60	475,888
11	54	544,011
12	48	618,257
13	42	698,844
14	36	786,069
15	30	880,190
16	24	981,464
17	18	1090,150
18	12	1207,102
19	6	1339,554
20	0	1497,882

Tableau n°: 3

C H A P I T R E - II -

CALCUL DES CHARGES ET DES EFFORTS DUS AU VENT

II - 1 CALCUL DES CHARGES DUES AU VENT NORMAL ET EXTREME

Les calculs seront conduits suivant les règles en vigueur ( NV 65 ) et les recommandations sur le calcul des cheminées.

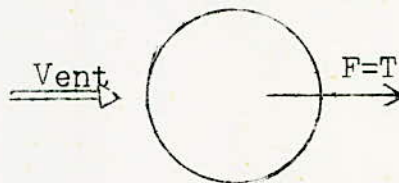
Pour une cheminée, on a les actions d'ensembles et les actions locales.

II - 1 - 1 LES ACTIONS D'ENSEMBLE

La direction parallèle à celle du vent.

Dans la direction parallèle à celle du vent, l'effet du vent se manifeste par un comportement de l'ouvrage, l'action résultante est une force appelée trainée ( T )

La trainée produit un effet d'entraînement puis de renversement de l'ouvrage.



Remarque : Notre ouvrage n'est pas soumis à une portance .

La trainée a pour valeur /

$$T = c_t \cdot S_t \cdot q_r$$

$c_t$  : Coefficient de trainée

$S_t$  : Maître couple

$q_r$  : Valeur moyenne de la pression dynamique.

L'expression de  $q_r$

La pression du vent à une hauteur  $z$  (NV65 R III 1,24)

$$\frac{q_z}{q_{10}} = 2,5 \cdot \frac{z+18}{z+60}$$

$q_{10}$  : pression de base ( une donnée du projet ) . On prend

$$q_{10} = 69 \text{ Kg/m}^2$$

$z$  : hauteur de l'ouvrage comptée à partir du sol environnant

$$q_z = 2,5 q_{10} \cdot \frac{z + 18}{z + 60}$$

Les pressions  $q_z$  doivent être multipliées par un coefficient de site  $k_s$  . Pour notre cas, on prend un site exposé car on a une tour de grande hauteur et la région I , pour avoir  $k_s$  le plus grand possible.

$$\left. \begin{array}{l} \text{Région I} \\ \text{Site exposé} \end{array} \right\} \Rightarrow k_s = 1,35$$

On multiplie encore  $q_z$  par un coefficient de réduction  $\delta$  qui tient compte de l'effet de dimension (RIII 1,244)  
 $\delta$  = fonction de la hauteur de la construction et du niveau pris en considération ( on prend ce coefficient des NV 65 fig RIII 2 page 59)

La limitation des pressions du vent (NV 65 1,246 page 59)

$$q = q_z \cdot k_s \cdot \delta$$

Dans les NV 65 ( On fait un abus de langage en utilisant pression dynamique, car à ce stade la pression n'a pas

été majoré par le coefficient de majoration dynamique  $\beta$ ).

Pour le vent normal :  $30,6 < q_z \cdot d \cdot k_s < 173 \text{ Kg/m}^2$

Pour le vent extrême :  $53,6 < 1,75 \cdot q_z \cdot d \cdot k_s < 303 \text{ Kg/m}^2$

La pression de trainée :

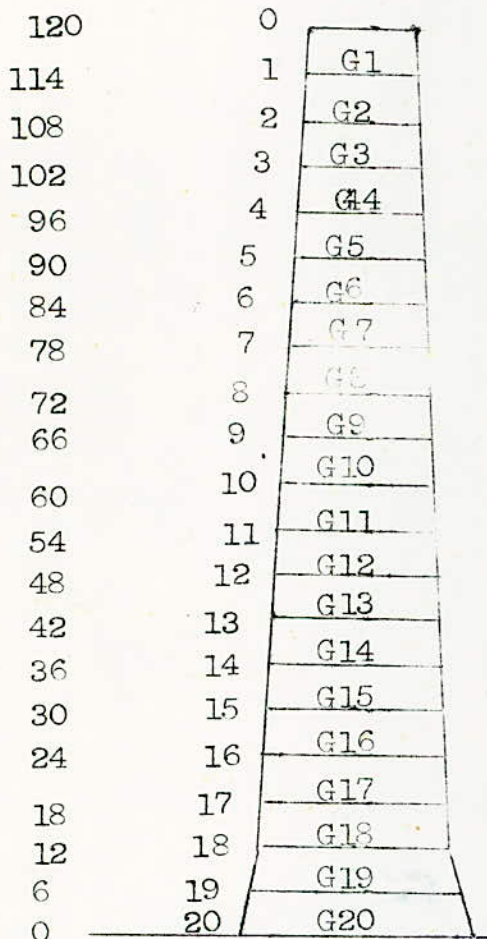
$$p = C_t \cdot \beta \cdot q \quad (\text{Kg/m}^2)$$

La trainée /

$$T = p \cdot S_t \text{ (KG)}$$

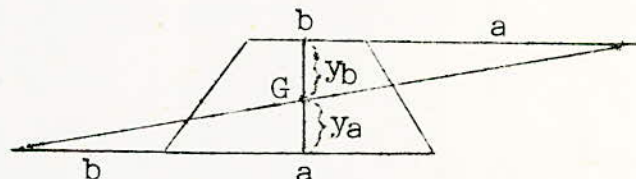
Calcul relatif au projet

On divise notre cheminée en vingt (20) tranches de 6 m de hauteur



La pression de trainée varie de bas en haut de la tour (constante sur les premiers 10 m)

On calcule la pression de trainée au centre de gravité de chaque tranche et on adopte une répartition uniforme de la pression sur cette tranche. La formule donnant la position du centre de gravité d'un trapèze.



$$y_a = \frac{h (a + 2b)}{3 (a + b)}$$

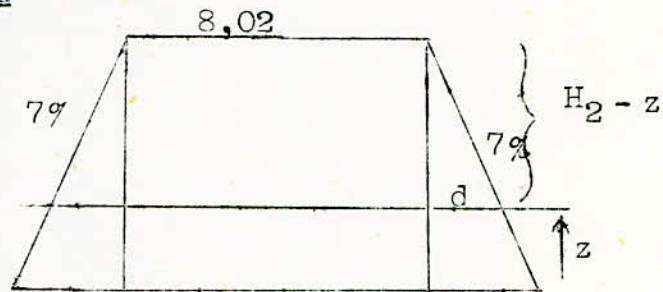
$$h = cte = 6m$$

On fait le calcul au niveau des centres de gravité des tranches.

On dresse un tableau donnant les diamètres extérieurs au niveau des centres de gravité et la surface de chaque tranche ( les maîtres couples . La cote du centre de gravité par rapport à la section inférieure : grande base du trapèze )

Diamètre extérieur au niveau du centre de gravité de la tranche . Variation du diamètre extérieur sur toute la tour

Entre 0 et 12 m



$$\phi_z = 9,7 - 0,14 \cdot z \quad 9,7$$

$$\phi_{G20} = \phi_{2,955} = 9,29 \text{ m}$$

$$\phi_{G19} = \phi_{8,950} = 8,45 \text{ m}$$

Entre 12 et 120 m

$$\phi_z = 8,5 - 0,04 \cdot z$$

On dresse un tableau pour les coefficients de calcul

$$C_t = C_{t0} \cdot \gamma_0 \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{Notre ouvrage est de la catégorie V} \\ \text{d'après les NV 65.} \end{array} \right.$$

$$C_{t0} = 0,55$$

$\gamma_0$  = coefficient donné en fonction de l'élan-  
 cement de la tour . Pour un tour tronconique  $\lambda = \frac{Z}{D'}$

$$D' = 2 \cdot 3,05 = 6,1 \Rightarrow \lambda = 120/6,1 = 19,67$$

$$D' = \text{Diamètre extérieur à } Z/2$$



Centre de granite des trapèzes $G_i$	Côte des centres de granite $g_{0i}$ (m)	Diamètre extérieur au niveau $g_{0i}$ $\phi_{0i}$ (m)	$\phi_{ex}^{sup}$ ----- $\phi_{ex}^{inf}$ m	maître couple $S_c$ (m <sup>2</sup> )	Position du centre de granite à la plus grande base $g_{0i}$ (m)
$G_2$	116,969	3,82	3,7 3,94	22,92	2,969
$G_3$	110,970	4,06	3,94 4,18	24,86	2,970
$G_3$	104,972	4,30	4,18 4,42	25,8	2,972
$G_4$	98,974	4,54	4,42 4,66	27,24	2,974
$G_5$	92,975	4,78	4,66 4,9	28,68	2,975
$G_6$	86,976	5,02	4,9 5,14	30,12	2,976
$G_7$	80,977	5,26	5,14 5,38	31,56	2,977
$G_8$	74,978	5,50	5,38 5,62	33,00	2,978
$G_9$	68,979	5,74	5,62 5,86	34,44	2,979
$G_{10}$	62,980	5,98	5,86 6,10	35,88	2,980
$G_{11}$	56,981	6,22	6,10 6,34	37,32	2,981
$G_{12}$	50,981	6,46	6,34 6,58	38,76	2,981
$G_{13}$	44,982	6,7	6,58 6,82	40,2	2,982
$G_{14}$	38,983	6,94	6,82 7,06	41,64	2,983
$G_{15}$	32,983	7,18	7,06 7,30	43,08	2,983
$G_{16}$	26,984	7,42	7,30 7,54	44,62	2,984
$G_{17}$	20,984	7,66	7,54 7,78	45,96	2,984
$G_{18}$	14,984	7,9	7,78 8,02	47,4	2,985
$G_{19}$	8,950	8,45	8,02 8,86	50,64	2,950
$G_{20}$	2,955	9,29	8,86 9,7	55,68	2,955

tableau n°: 1

Centre gravité du trapèze $G_i$	côte $Z_{G_i}$	$q_{Z_{G_i}}$	$\delta$	$\rho_{R_s}$	$q_{m_i} = q_{R_s} \cdot k_{s \delta}$	$C_t$	$\xi$	$\zeta$	$\beta$	$P_{m_i} = C_t \cdot \beta \cdot q_{m_i}$
-	m	kg/m <sup>2</sup>	-	-	kg/m <sup>2</sup>	-	-	-	-	kg/m <sup>2</sup>
$G_1$	116,969	131,561	0,9	1,35	159,847	0,69	1,3	0,226	1,284	142,271
$G_2$	110,970	130,124	0,9	1,35	158,101	0,69	1,3	0,23	1,299	141,708
$G_3$	104,972	128,588	0,9	1,35	156,228	0,69	1,3	0,236	1,307	140,891
$G_4$	98,974	126,927	0,9	1,35	154,216	0,69	1,3	0,241	1,313	139,715
$G_5$	92,975	125,189	0,9	1,35	152,044	0,69	1,3	0,248	1,322	138,691
$G_6$	86,976	123,206	0,9	1,35	149,695	0,69	1,3	0,252	1,328	137,169
$G_7$	80,977	121,109	0,9	1,35	147,147	0,69	1,3	0,258	1,335	135,544
$G_8$	74,978	118,825	0,9	1,35	144,372	0,69	1,3	0,265	1,345	133,984
$G_9$	68,979	116,328	0,9	1,35	141,339	0,69	1,3	0,272	1,354	132,047
$G_{10}$	62,98	113,588	0,9	1,35	138,009	0,69	1,3	0,280	1,364	129,889
$G_{11}$	56,981	110,567	0,9	1,35	134,339	0,69	1,3	0,288	1,374	127,361
$G_{12}$	50,981	107,219	0,9	1,35	130,271	0,69	1,3	0,298	1,387	124,673
$G_{13}$	44,982	103,488	0,85	1,35	118,752	0,69	1,3	0,310	1,403	114,960
$G_{14}$	38,983	99,306	0,79	1,35	105,31	0,69	1,3	0,318	1,415	103,259
$G_{15}$	32,983	94,583	0,71	1,35	90,658	0,69	1,3	0,328	1,426	89,202
$G_{16}$	26,984	89,209	0,7	1,35	84,303	0,69	1,3	0,338	1,439	83,705
$G_{17}$	20,984	83,057	0,7	1,35	78,471	0,69	1,3	0,345	1,449	78,456
$G_{18}$	14,985	75,881	0,7	1,35	71,708	0,69	1,3	0,354	1,460	72,239
$G_{19}$	8,985	69	0,7	1,35	65,205	0,69	1,3	0,36	1,468	66,047
$G_{20}$	2,985	69	0,7	1,35	65,205	0,69	1,3	0,36	1,468	66,047

$$\left. \begin{array}{l} \lambda = 19,67 \\ \text{Ouvrage de catégorie V} \end{array} \right\} \Rightarrow \gamma_0 = 1,248 \quad (\text{Abaque RIII}^{10} \text{ p.133})$$

$$C_t = C_{t0} \cdot \gamma_0 = 1,248 \cdot 0,55 = 0,69$$

$\delta$  = coefficient de réduction tenant compte de l'effet de dimension fig RIII 2 pour toutes les côtes  $z_{G1}$

$$0,7 \leq \delta \leq 0,9$$

$\beta$  = coefficient de majoration dynamique

$$\beta = \theta \cdot (1 + \xi \bar{C})$$

$\theta = 1$  coefficient global affectant les autres constructions ( en général une cheminée n'est pas masquée)

$\xi$  = coefficient de réponse donné en fonction de la période propre de l'ouvrage ( NV 65 fig RIII 3 page 75 )

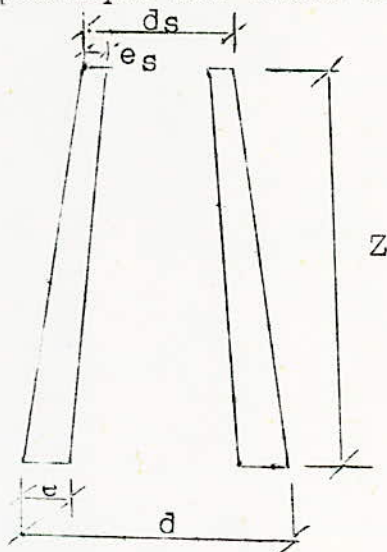
$\bar{C}$  = coefficient de pulsation déterminé en fonction de la hauteur  $z$  au dessous du sol ( fig RIII 4 page 77 )

### Période propre de la cheminée :

Cette période est donnée par une formule empirique

$$T = \frac{2II \cdot Z^2}{52} \sqrt{\frac{p}{g \cdot E \cdot I}}$$

(Calcul pratique des tours en B.A. Marius Diver)



$$\Omega = \text{fonction de } \eta \text{ et } \mu \left\{ \begin{array}{l} \eta = e_s/e = 0,13/0,31 = 0,42 \\ \mu = d_s/d = 3,7/9,7 = 0,38 \end{array} \right.$$

Pour un abaque fig A 17 (Calcul pratique des tours en B.A)

$$\text{on tire } \Omega^2/10 = 2,7 \implies \Omega = 5,2$$

I = Moment d'inertie à la base de la section résistante

$$I = \frac{\pi}{64} (9,7^4 - 9,08^4) = 100,9 \text{ m}^4$$

p = Poids par unité de longueur au niveau de la section de base y compris le poids de revêtement

$$p = \frac{124,937 + 33,391}{6} = 26,388 \text{ t/m} = 26388 \text{ Kg/m}$$

$E_i$  = Module d'élasticité instantané du béton armé

Conformément au règlement du CCBA 68

$$E_i = 21000 \sqrt{\sigma'_j} \text{ bars}$$

$$\sigma'_j = 1,2 \sigma'_{28} \quad \text{CPA 325 résistance à } j \text{ jours}$$

$$\sigma'_{28} = 270 \text{ bars} \implies \sigma'_j = 1,2 \sigma'_{28} = 324 \text{ bars}$$

$$\text{d'ou } E_i = 3,8556 \cdot 10^9 \text{ Kg/m}^2$$

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

$$\text{d'ou } T = 1,45 \text{ s}$$

$$\left. \begin{array}{l} T = 1,45 \text{ s} \\ \text{Béton armé} \\ \text{RIII 3 p. 75} \end{array} \right\} \implies \xi = 1,3$$

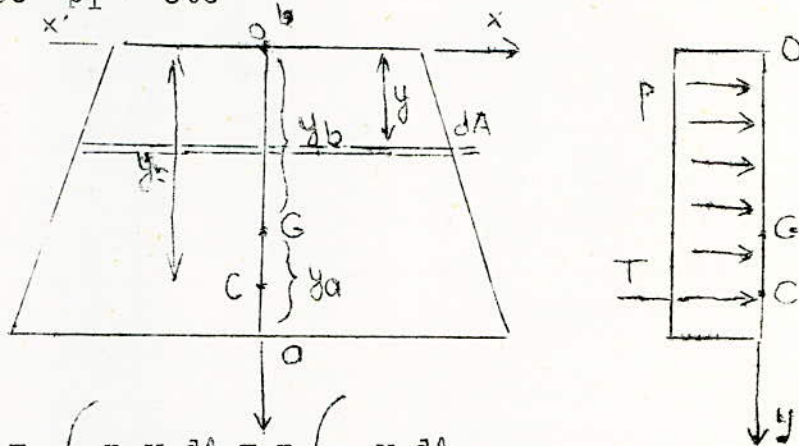
On dresse un tableau pour le calcul des coefficients et la pression du vent à différentes côtes  $z_{G1}$  (tableau N°2)

Remarque: On voit que  $30,62 \text{ qm} = q_z \cdot k_s \cdot d < 173$

Calcul des forces de trainée sur les différentes tranches

Montrons que le point d'application d'une force de trainée coïncide avec le centre de gravité de la tranche.

Prenons une tranche  $i$ , sur laquelle on a une pression de trainée  $p_i = \text{cte}$



$$T \cdot y_c = \int_A p \cdot y \cdot dA = p \int_A y \cdot dA$$

$p = \text{cte}$

$$\int_A y \cdot dA = \text{moment statique / } xx'$$

$$= \text{surface du trapèze} \times y_b = St \cdot y_b$$

On sait que  $T = p \cdot St$

$$\text{d'où } p \cdot St \cdot y_c = p \cdot St \cdot y_b$$

$$\text{d'où } y_c = y_b \quad \text{CQFD}$$

Donc le point d'application de la force de trainée est le centre de gravité de la tranche.

Dressons un tableau donnant les forces de trainée  $T_{Gi}$   
( tableau N° 3)

Centre de gravité des trapèzes $G_i$	$P_{ngi} = C_t \beta \cdot q_{nbi}$	$S_{ti}$	$T_{Gi} = P_{nbi} \cdot S_{ti}$
-	kg/m <sup>2</sup>	m <sup>2</sup>	kg
$G_1$	142,721	22,92	3271
$G_2$	141,708	24,86	3452
$G_3$	140,891	25,80	3635
$G_4$	139,715	27,74	3806
$G_5$	138,691	28,68	3978
$G_6$	137,169	30,12	4132
$G_7$	135,544	31,56	4278
$G_8$	133,984	33	4422
$G_9$	132,047	34,44	4548
$G_{10}$	129,889	35,88	4660
$G_{11}$	127,361	37,32	4753
$G_{12}$	124,673	38,76	4832
$G_{13}$	114,960	40,20	4621
$G_{14}$	103,254	41,64	4300
$G_{15}$	89,202	43,08	3843
$G_{16}$	83,705	44,52	3727
$G_{17}$	78,486	45,96	3606
$G_{18}$	72,239	47,4	3424
$G_{19}$	66,047	50,64	3345
$G_{20}$	66,047	55,68	3678

Tableau n°: 3

II - 1 - 2 CALCUL DES EFFORTS  $H_n$  ET  $H_e$  puis  $\left\{ \begin{array}{l} M_e = 1,75 M_n \\ H_e = 1,75 H_n \end{array} \right.$

( voir Tableau N° 4 )

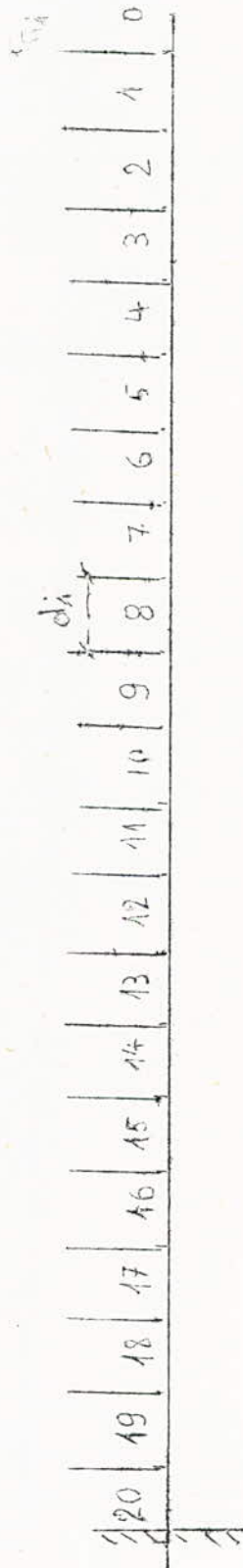


Tableau n°: 4

C.G des trapèzes $G_i$	Section n° i	Côte des sections	$T_{Gi}$	distance entre les $T_{Gi}$ (cm)	distance de $T_{Gi}$ à la section n° i (y <sub>Gi</sub> )	EFFort tranchant $H_{ni}$	Moment fléchissant $M_{ni}$
-	-	m	kg	m	m	kg	kg m
G <sub>1</sub>	1	114	3271	5,999	2,969	3271	9712
G <sub>2</sub>	2	108	3452	5,998	2,970	6723	39592
G <sub>3</sub>	3	102	3635	5,998	2,972	10358	90731
G <sub>4</sub>	4	96	3806	5,999	2,974	14164	164198
G <sub>5</sub>	5	90	3978	5,999	2,975	18142	261017
G <sub>6</sub>	6	84	4132	5,999	2,976	22274	371348
G <sub>7</sub>	7	78	4278	5,999	2,977	26552	528545
G <sub>8</sub>	8	72	4422	5,999	2,978	30974	701093
G <sub>9</sub>	9	66	4548	5,999	2,979	35522	900419
G <sub>10</sub>	10	60	4660	5,999	2,980	40182	1127437
G <sub>11</sub>	11	54	4753	6,000	2,981	44935	1382698
G <sub>12</sub>	12	48	4832	5,999	2,981	49769	1666712
G <sub>13</sub>	13	42	4621	5,999	2,982	54388	1979094
G <sub>14</sub>	14	36	4300	6,000	2,983	58688	2318248
G <sub>15</sub>	15	30	3843	5,999	2,983	62531	2681840
G <sub>16</sub>	16	24	3727	6	2,984	66258	3070296
G <sub>17</sub>	17	18	3606	5,999	2,984	69864	3485440
G <sub>18</sub>	18	12	3424	6,035	2,985	73288	3926064
G <sub>19</sub>	19	6	3345	5,995	2,980	76633	4376451
G <sub>20</sub>	20	0	3678	2,955	2,955	80311	4853099



Remarque: Le vent critique

Déterminons la vitesse du vent critique.

On sait que le vent souffle par rafale, si la fréquence excitatrice du vent est identique à la fréquence propre de la tours, l'ouvrage entre en résonance.

Le nombre adimensionnel de Strouhal

$$S = \frac{Nv \cdot De}{v}$$

$$\text{Si } Nv = N_{pr} \implies v = v_{cr}$$

$$Nv = N_{pr} = \frac{1}{T_{pr}} = \frac{1}{1,45}$$

On prend  $S = 0,15$  ( recommandation des règles )

$$De_{moyen} = 6,1 \text{ m}$$

$$\text{d'ou } v_{er} = \frac{N_{pr} \cdot De}{S} = \frac{6,1}{1,45 \cdot 0,15} = 28 \text{ m/s}$$

$$\text{d'ou } q_{er} = \frac{v_{er}^2}{16} = 48 \text{ Kg/m}^2$$

Cette pression est petite ( inférieure à la pression normale )  
donc il est inutile de vérifier la tour au vent critique

## II - 2 ACTION LOCALE DU VENT

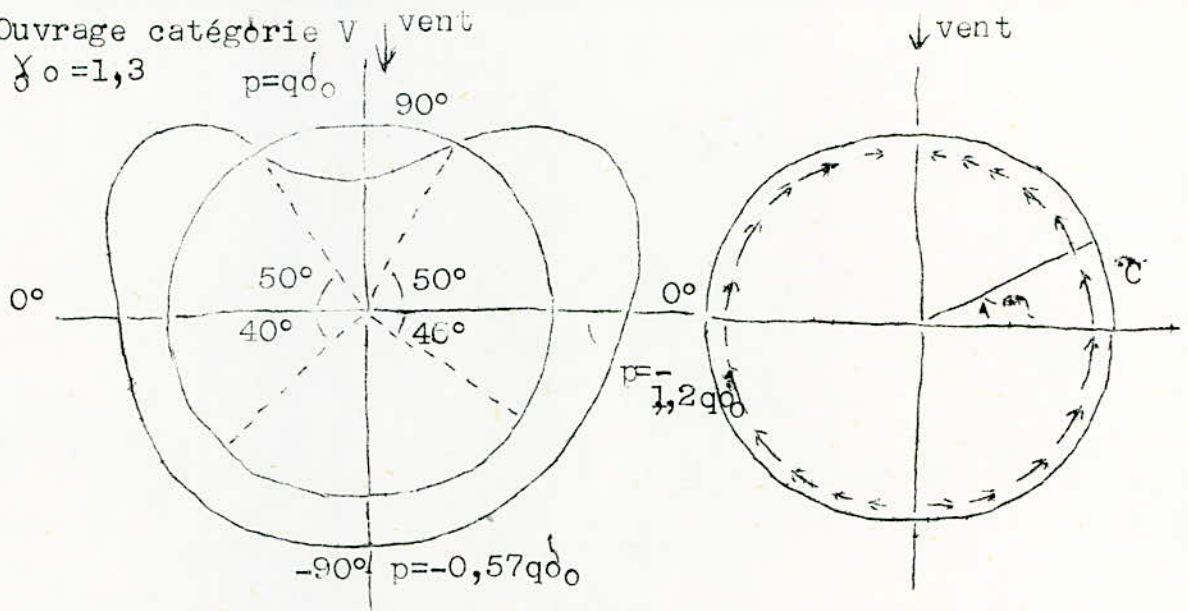
Ouvrage de révolution (tronconique) dont la section transversale est annulaire sur toute la hauteur.

### II - 2 - 1 PRESSION sur la PAROI d'une SECTION ANNULAIRE

Ouvrage catégorie V vent

$$\gamma_0 = 1,3$$

$$p = q \cdot \gamma_0$$



L'allure de la courbe des pressions sur la paroi  
la pression unitaire en chaque point de la paroi

$$q = q_z \cdot k_s \quad \rightarrow \quad p = C_e \cdot q \cdot \gamma_0 \quad (\text{pression unitaire})$$

Le calcul à la vitesse critique ne présente pas d'intérêt  
pratique, on évalué les valeurs de  $p$  aux vents normal et  
extrême.

Remarque : On fait abstraction d'un coefficient de majoration dynamique de même nature que  $\beta$ , tenant compte de la vibration dynamique de l'anneau.

Il est à noter que, si pour les constructions courantes en B.A le risque de vibration annulaire est faible, par contre les ouvrages les plus récents de grand diamètre et faible épaisseur, ne sont plus totalement à l'abri des oscillations locales.

En attendant une future réglementation qui tienne compte de ces nouveaux éléments, il faudrait se montrer prudent et évaluer largement les pressions locales sur les tours dont le rapport  $\frac{\text{épaisseur}}{\text{Diamètre}} < 1/50$

Dans mon cas, le rapport épaisseur / Diamètre est toujours supérieure à 1/50. Il y a une possibilité d'évaluer  $\beta_t$  (Tours en B.A Marius diver.).

Ouvrage de catégorie V

Les règles NV 65 à la page 137 RIII II donne une idée sur la variation du coefficient de pression  $C_e$ , d'où la variation de la pression sur la paroi fig ci-dessus.

Le coefficient  $\delta_o$  est de même nature que  $\delta$ , mais il est affecté de l'indice "o" pour bien préciser que dans les cas de charges localisées agissant sur la paroi la plus grande dimension de la surface affectée au vent est non plus  $Z$ , mais  $D_e$  ( le diamètre extérieur) . ( $z$  continue à être le niveau pris en considération dans le calcul)

Sollicitations locales (Moments d'ovalisation)

Chaque tronçon de l'ouvrage de section annulaire est en équilibre sous l'action locale  $p$  du vent et des cisaillements  $\bar{C}$  engendrés dans l'épaisseur de la paroi (voir fig. ci dessous).

On calcule le moment d'ovalisation pour l'anneau de 1 m de hauteur au niveau du centre de gravité de la tranche puis on conserve la valeur pour toute la tranche de 6 m

$$M_o = K \cdot q \cdot \delta_o \cdot D_m^2$$

$K$  est donné par un graphe dans les règles NV 65 (on fait une interpolation entre les courbes  $\delta_o = 1$  et  $\delta_o = 1,3$

$q$  = la pression du vent au niveau du centre de gravité de chaque tranche (déjà calculée)

$$q = q_{z_{G1}} \cdot k_s$$

$\delta_o$  relevée d'un abaque des NV 65 en fonction de  $z_{G1}$  et  $D_{e_{G1}}$  ( NV 65 R III 2 P. 59 )

Ce calcul sera fait sans tenir compte de l'effet dynamique du vent ( sans la multiplication avec  $\beta_t$  )

On dresse un tableau donnant  $M_{oe}$  et  $M_{oi}$  (vent normal)

Pour le vent extrême  $1,75 M_{oe}$  ,  $1,75 M_{oi}$

On tire  $\chi_0$  de l'abaque dans les NV 65 page 138 fig RIII

10

$$\begin{aligned} \chi &= Z/D' & D' &= \text{diamètre extérieur au niveau } \frac{Z}{2} \\ d &= 19,67 & \implies \chi_0 &= 1,248 \end{aligned}$$

On interpole entre  $\chi_0 = 1$  et  $\chi_0 = 1,3$  pour tirer  $K_i$  et  $K_e$  des diagrammes permettant de tirer  $M_o$  ( Calcul des tours en B.A marius diver p. 22 )

On trouve  $K_e = 0,0693$

$K_i = 0,0621$

$M_{oe} = K_e \cdot q \cdot \sigma_0 \cdot D_m^2$  Kgm/m moment qui met en traction la fibre extérieure de la paroi annulaire.

$M_{oi} = K_i \cdot q \cdot \sigma_0 \cdot D_m^2$  Kgm/m moment qui met en traction la fibre intérieure de la paroi annulaire.

On évalue  $\sigma_0$  en fonction de  $Z_{Gi}$  et  $D_{e_{Gi}}$  la plus grande dimension offerte au vent (règle NV 65 fig RIII 2 p. 59)

Pour le calcul des moments d'ovalisation on a calculé avec une pression statique du vent  $q = q_{z_{Gi}} \cdot k_s$ . Mais pour être plus prudent et surtout pour les ouvrages où  $\frac{e}{D} > 1/50$ .

Selon les recommandations de Marius Diver, on doit recourir à la méthode exposée dans le calcul des tours en B.A p. 48 A 9-1 et A 10 p. 62 pour évaluer le coefficient dynamique  $\beta_t$  qui a même nature qu  $\beta$  pour tenir compte de la vibration de l'anneau.

C. G des Trapezes G <sub>i</sub>	côte z <sub>0i</sub>	Φ <sub>ext G<sub>i</sub></sub>	Φ <sub>mbi</sub> D <sub>mbi</sub>	K <sub>i</sub>	K <sub>e</sub>	S <sub>0</sub>	ρ <sub>0i</sub> = ρ <sub>0i</sub> <sup>h<sub>s</sub></sup>	D <sub>mr</sub>	Vent normal	
									M <sub>0i</sub>	M <sub>0e</sub>
-	m	m	m	-	-	-	kg/m <sup>3</sup>	m <sup>2</sup>	kg/m/m	kg/m/m
G <sub>1</sub>	116,96	3,82	3,69	0,0693	0,0621	0,925	177,607	13,62	155	139
G <sub>2</sub>	110,97	4,06	3,93	0,0683	0,0621	0,923	175,667	15,44	173	155
G <sub>3</sub>	104,97	4,30	4,17	0,0683	0,0621	0,919	173,587	17,39	192	170
G <sub>4</sub>	98,97	4,54	4,41	"	"	0,915	171,351	19,45	211	189
G <sub>5</sub>	92,97	4,78	4,65	"	"	0,913	168,938	21,62	231	207
G <sub>6</sub>	86,97	5,02	4,89	"	"	0,911	166,328	23,91	251	225
G <sub>7</sub>	80,97	5,26	5,13	"	"	0,910	163,797	26,32	271	243
G <sub>8</sub>	74,97	5,50	5,37	"	"	0,909	160,414	28,84	291	261
G <sub>9</sub>	68,97	5,74	5,60	"	"	0,908	157,043	31,36	310	278
G <sub>10</sub>	62,98	5,98	5,83	"	"	0,906	153,344	33,99	327	293
G <sub>11</sub>	56,98	6,22	6,06	"	"	0,905	149,265	36,72	344	308
G <sub>12</sub>	50,98	6,46	6,29	"	"	0,905	144,746	39,56	359	322
G <sub>13</sub>	44,98	6,70	6,52	"	"	0,904	139,709	42,51	370	333
G <sub>14</sub>	38,98	6,94	6,74	"	"	0,885	134,063	45,43	374	335
G <sub>15</sub>	32,98	7,18	6,97	"	"	0,865	127,687	48,58	372	333
G <sub>16</sub>	26,98	7,42	7,2	"	"	0,85	120,432	51,84	368	330
G <sub>17</sub>	20,98	7,66	7,43	"	"	0,843	112,101	55,21	362	324
G <sub>18</sub>	14,98	7,9	7,66	"	"	0,841	102,439	58,68	350	314
G <sub>19</sub>	8,95	8,45	8,19	"	"	0,83	93,15	67,08	359	322
G <sub>20</sub>	2,95	9,29	8,94	"	"	0,825	83,15	80,91	359	322

Evaluation du coefficient  $\beta_t$  par la méthode Rausch-Föppl

La fréquence propre de l'anneau.

$$N_{prann.} = \frac{1}{T_{prann.}} = 0,125 \sqrt{\frac{E_i g h_0^2}{r^4}}$$

$h_0$  = épaisseur de l'anneau pris au niveau du centre de gravité de la tranche de 6m

$r = \frac{D_m G_i}{2}$  rayon moyen de la section annulaire pris au niveau du centre de gravité d'une tranche de 6 m

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

$$\gamma = 2,5 \text{ t/m}^3 \text{ densité du béton}$$

$$E_i = 3,8556 \text{ t/m}^2 \text{ (selon CCBA 68)}$$

La fréquence propre de l'anneau ayant généralement une valeur élevée, on néglige le coefficient de répétition ( $\phi_r = 1$ ). On prend comme durée de choc  $C_r = 2s$

$$\text{d'ou } \beta_t = \phi_c = \frac{q_{st} + 4 \cdot q_{dyn}}{q_{st} + q_{dyn}}$$

$\phi_c$  = coefficient de choc

Rausch-Föppl suivent la méthode allemande et divisent la pression du vent  $q = \frac{v^2}{16}$  en une pression dynamique et une pression statique.

$$q_{st} = 0,4 q$$

$$q_{dyn} = 0,6 q$$

Cette méthode exige la connaissance de la vitesse du vent sur toute la hauteur de la tour.

Dans notre cas, on se limite a  $q = q_{zG_i} \cdot k_s$  valable sur

la hauteur de la tour pour la diviser en  $q_{st}$  et  $q_{dyn}$

Avec  $\hat{C}_r = 2$  et  $T_{pr_{ann}}$ , on tire A du tableau A 4 page 49 (tours en B.A Marius Diver)

APPLICATION NUMERIQUE

$$M_0 = K \cdot \beta_t \cdot q \cdot d_0 \cdot D_m^2$$

Au niveau  $G_{10}$

$$N_{pr} = \frac{1}{T_{pr}} = 486 \frac{h_0}{r^2} \implies T_{pr_{ann}} = \frac{r^2}{486 h_0} = 0,12s$$

$$\implies A = 1,03$$

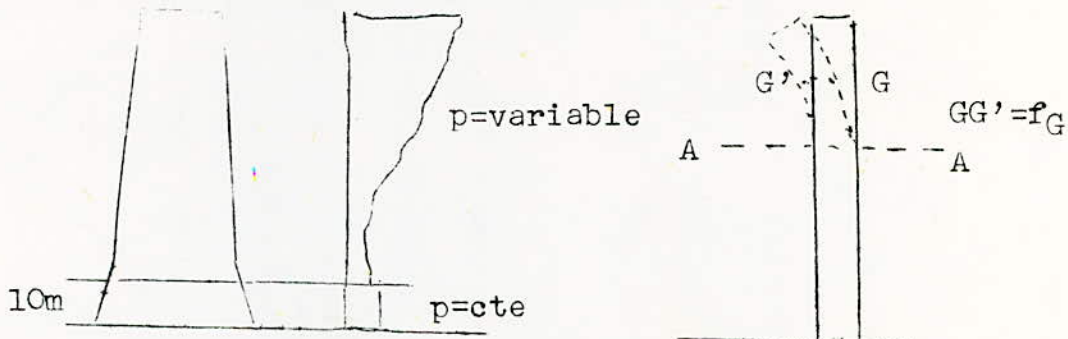
Tout calcul fait, on constate que cette méthode ne majore le moment que de 2%  $\implies$  Donc on conserve la méthode des

NV 65

II - 3 CALCUL DES MOMENTS SECONDAIRES dus à la FLEXIBILITE de la CHEMINEE

Mr CHALOS a attiré l'attention sur le moment secondaire introduit par la flexibilité de la cheminée (Tour) sous l'effet du vent.

Le déplacement du centre de gravité du poids, agissant au dessus d'une tranche horizontale introduit un moment supplémentaire s'ajoutant à celui du vent.



Le moment secondaire due au déplacement de G sous l'effet de P poids de la tranche au dessus de AA est  $\mu$

$$\mu = P \cdot f_G$$

Ce moment supplémentaire entraine lui-même une autre déformation d'où un nouveau moment et ainsi de suite.

Si M est le moment du au vent (comme action d'ensemble) à la section A-A, on suppose que le moment  $\mu$  est en fonction de M :

$$\mu = \frac{M}{n}$$

Pour tenir compte de tous les moments secondaires, il faudrait prendre en compte non seulement  $M + \frac{M}{n}$  mais

$$M + \frac{M}{n} + \frac{M}{n^2} + \frac{M}{n^3} + \dots$$

Autrement dit le moment total du au vent et la flexibilité

$$M_{vt} = M \cdot \frac{n}{n+1}$$

- Hypothèse:

Cheminée encastrée

Application numérique pour notre cheminée

Calculons le moment secondaire du premier ordre

$$\mu = \frac{M}{n} = P \cdot f_G \text{ puis on tire } n \text{ car on connaît}$$

$M_{nb}$  = Moment du vent à la base et  $\mu$

Cheminée de  $Z = 120$  m de hauteur

$$D_{ext} \text{ sup.} = 3,7 \text{ m} \quad h_o \text{ sup.} = 0,13$$

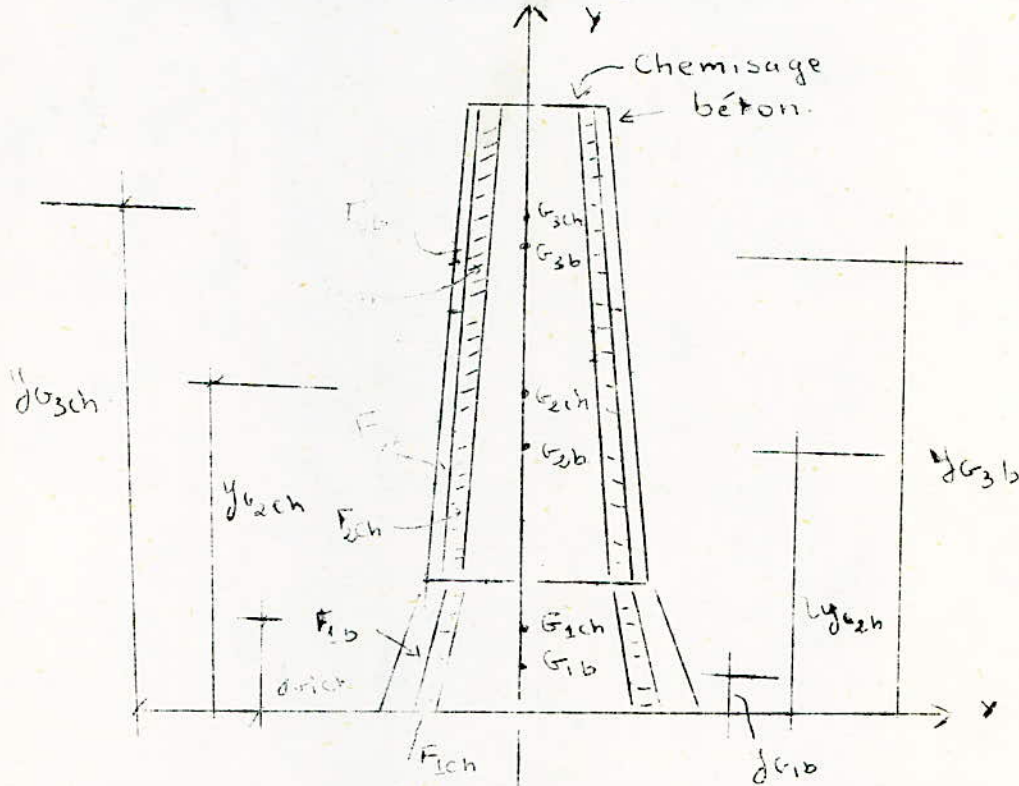
$$D_{ext} \text{ inf.} = 9,7 \text{ m} \quad h_o \text{ inf.} = 0,31$$

Première étape:

Calculons la position du centre de gravité de la cheminée et la flèche au niveau du centre de gravité de la cheminée dus au vent normal.



α) Position du centre de gravité



$G_{1b}$	=	centre de gravité du poids de la tranche de 12m (béton)
$G_{2b}$	=	" " " " " 60m "
$G_{3b}$	=	" " " " " 48m "
$G_{1ch}$	=	" " " " " 12m (brique)
$G_{2ch}$	=	" " " " " 60m "
$G_{3ch}$	=	" " " " " 48m "
$YG_{1b}$	=	position du centre de gravité $G_{1b}$ à partir de la base
$YG_{2b}$	=	" " " $G_{2b}$ " "
$YG_{3b}$	=	" " " $G_{3b}$ " "
$YG_{1ch}$	=	" " " $G_{1ch}$ " "
$YG_{2ch}$	=	" " " $G_{2ch}$ " "
$YG_{3ch}$	=	" " " $G_{3ch}$ " "
$F_{1b}$	=	surface de la tranche 1 de béton
$F_{2b}$	=	" " 2 "
$F_{3b}$	=	" " 3 "

$F_{1ch}$  = Surface de la tranche 1 de brique

$F_{2ch}$  = " " " 2 3

$F_{3ch}$  = " " " 3 "

Moment statique / XX' du béton et du chemisage

$\gamma_b$  = densité du béton

$\gamma_{ch}$  = densité du chemisage

$$S_{bx} = \gamma_b ( F_{1b} \cdot y_{G1b} + F_{2b} \cdot y_{G2b} + F_{3b} \cdot y_{G3b} )$$

$$S_{chx} = \gamma_{ch} ( F_{1ch} \cdot y_{G1ch} + F_{2ch} \cdot y_{G2ch} + F_{3ch} \cdot y_{G3ch} )$$

$$S_x = S_{bx} + S_{chx}$$

Position du centre de gravité par rapport à la base

$$y_G = \frac{S_x}{\gamma_b ( F_{1b} + F_{2b} + F_{3b} ) + \gamma_{ch} ( F_{1ch} + F_{2ch} + F_{3ch} )}$$

$$F_{1b} = 6,72 \text{ m}^2$$

$$F_{2b} = 22,8 \text{ m}^2$$

$$F_{3b} = 12,48 \text{ m}^2$$

$$F_{1b} + F_{2b} + F_{3b} = 42 \text{ m}^2$$

$$F_{1ch} = 2,64 \text{ m}^2$$

$$F_{2ch} = 13,2 \text{ m}^2$$

$$F_{3ch} = 10,56 \text{ m}^2$$

$$F_{1ch} + F_{2ch} + F_{3ch} = 26,4 \text{ m}^2$$

$$y_{G1b} = \frac{12}{3} \frac{(0,31 + 2 \cdot 0,25)}{0,31 + 0,25} = 5,786 \text{ m}$$

$$y_{G2b} = 12 + \frac{60}{3} \frac{(0,25 + 2 \cdot 0,13)}{0,25 + 0,13} = 38,842 \text{ m}$$

$$y_{G3b} = 60 + \frac{48}{2} = 96 \text{ m}$$

$$F_{1b} \cdot y_{G1b} + F_{2b} \cdot y_{G2b} + F_{3b} \cdot y_{G3b} = 2122,56 \text{ m}^3$$

$$S_{bx} = 2,5 \cdot 2122,56 = 5306,4 \text{ t}$$

$$\left. \begin{array}{l} y_{G1ch} = 6\text{m} \\ y_{G2ch} = 42 \text{ m} \\ y_{G3ch} = 96 \text{ m} \end{array} \right\} F_{1ch} \cdot y_{G1ch} + F_{2ch} \cdot y_{G2ch} + F_{3ch} \cdot y_{G3ch} = 1584 \text{ m}^3$$

$$S_{chx} = 1,9 \cdot 1584 = 3009,6 \text{ t}$$

$$S_x = 3009,6 + 5306,4 = 8316 \text{ t}$$

$$\text{d'ou } y_G = \frac{8316}{2,5 \cdot 42 + 1,9 \cdot 26,4} = 53,6 \text{ m}$$

Deuxième Etape :

Calcul de la flèche au niveau du centre de gravité de la tour.

La tour a une inertie variable

Méthode exacte Calcul de la déformée de la tour

$$\frac{d^2 w}{dz^2} = \frac{M(z)}{E_1 \cdot I(z)}$$

$M(z)$  = fonction de  $z$  et de la charge =  $\emptyset(z)$

$I(z)$  = fonction de  $z$

pour  $z = 0$  (base)  $w' = 0$  (rotation nulle) encastree

$w = 0$  (flèche nulle)

$$w'(z) = \int \frac{M(z)}{E_1 \cdot I(z)} dz + A$$

$$w(z) = \int \left[ \int \frac{M(z)}{E_1 \cdot I(z)} dz + A \right] dz + B$$

C'est un calcul très complexe car il faut connaître  $M(z)$  en fonction de  $z$  et  $I(z)$  en fonction de  $(z)$  en une seule fonction

Autre méthode aussi exacte : la formule générale des déplacements d'Otto Mohr

$$\delta_n = \sum_{i=1}^k \int_0^l \frac{N_i \cdot n_i}{E_i \cdot A_i} dz + \alpha \sum_{i=1}^k \int_0^l \frac{T_i \cdot t_i}{G_i \cdot A_i} dz + \sum_{i=1}^k \int_0^l \frac{M_i \cdot m_i}{E_i \cdot A_i} dz$$

La flexion est prépondérante sur le cisaillement.

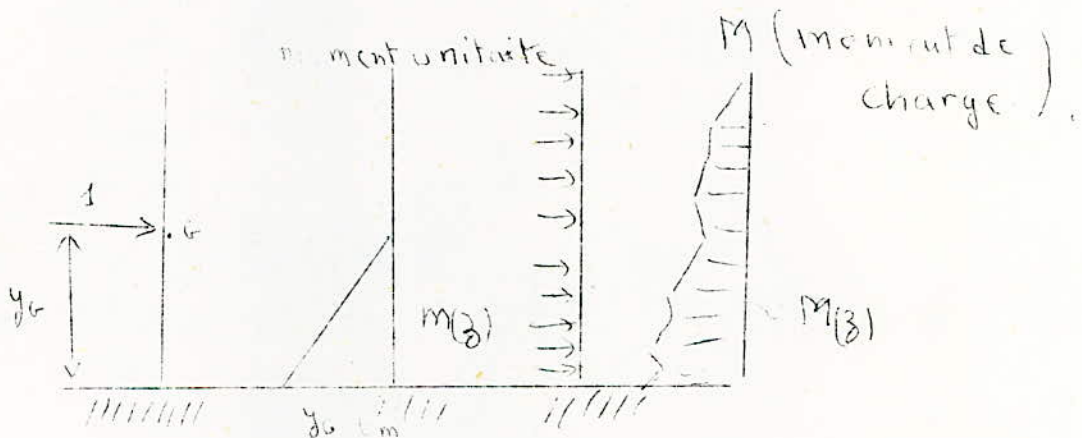
L'effort N ne donne aucun déplacement pour notre cas.

m = Moment unitaire

M = Moment de charge

$\delta_n$  = déplacement dans la direction de la charge unitaire

On place une charge unitaire au niveau du centre de gravité.



Donc tout revient à faire l'intégrale

$$\delta_n = \int_0^{Z=120} \frac{M(z) \cdot m(z)}{E_i \cdot I(z)} dz = \frac{1}{E_i} \int_0^{Z=120} \frac{M(z) \cdot m(z)}{I(z)} dz$$

Cette intégrale est aussi compliquée à calculer car il faut avoir la variation de M et m avec z et la variation de I(z) en fonction de z

On utilise la méthode d'Otto Mohr tout en faisant une approximation. Entre 2 forces, on prend une inertie constante  $I_i$  qui sera calculée au milieu de la tranche.

Pratiquement les forces sont équidistantes de 6 m sur toute la tour.

La flèche :

$$f_G = \frac{1}{E_i} \left( \sum \frac{S M_i \cdot m g_i}{I_i} \right) \quad \text{voir Tableaux N° 6 et 7}$$

$$f_G = 0,03006212 \text{ m}$$

la flèche est de 3 cm .

Cette flèche est calculée avec un moment d'inertie non fissurée, en réalité le moment d'inertie est plus faible que cela d'où on doit majorer la flèche pour en tenir compte

On prend une flèche de

$$f = 0,06 \text{ m}$$

Calcul du moment secondaire du premier ordre

$$\mu = P \cdot f_G = 1497882 \cdot 0,06 = 89872,92 \text{ Kgm}$$

On calcule  $n$  :

$$\mu = \frac{M_{nzo}}{n} \implies n = \frac{M_{nzo}}{\mu}$$
$$n = \frac{4853099}{89872,92} = 54$$

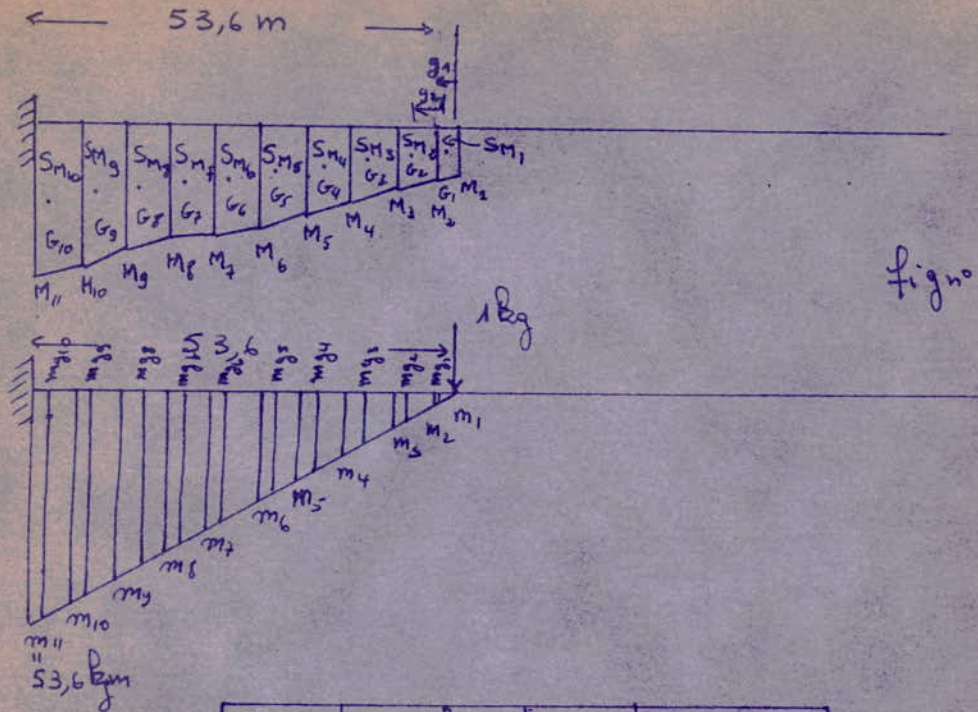
D'où le moment total du vent

$$M_t = 4853099 \cdot \frac{54}{54 - 1} = 4944666,8 \text{ Kgm}$$

L'accroissement en pourcentage du moment du au vent par la flexibilité de la cheminée.

$$\Delta \% = 1,85 \%$$

On prendra  $\Delta \% = 2 \%$  ( pour être plus en sécurité)



$L_i$	$m_i$	$g_i$	$mg_i$	$S_{m_i}$
kg m	kg m	m	kg m	kg
1401755	0	1,32	1,32	3796488
1518582	2,6	5,69	5,69	10007298
1317184	8,6	11,68	11,68	11882088
2143512	14,6	17,73	17,73	14860704
2710056	20,6	23,61	23,61	17042646
2970826	26,6	29,71	29,71	19359648
3582390	32,6	35,61	35,61	21810144
3687658	38,6	41,66	41,66	23471832
4136286	44,6	47,65	47,65	26170110
4587084	50,6	52,11	52,11	14122651
4828017	53,6			

tableau n°: 6

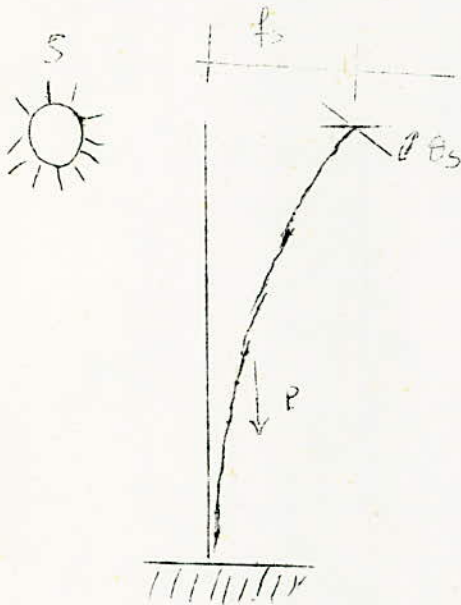
Section $i$	$D_{e_i}$	$D_{i_i}$	$D_{e_i}^4$	$D_{i_i}^4$	$I_i = \frac{\pi}{64} (D_{e_i}^4 - D_{i_i}^4)$
—	m	m	$m^4$	$m^4$	$m^4$
0	3,70	3,44	187,42	140,03	2,325
1	3,94	3,68	240,98	183,40	2,825
2	4,18	3,92	305,28	236,13	3,393
3	4,42	4,16	381,64	299,48	4,020
4	4,66	4,40	471,57	374,81	4,747
5	4,90	4,64	576,48	463,52	5,542
6	5,14	4,88	698,00	567,13	6,421
7	5,38	5,12	837,78	687,20	7,388
8	5,62	5,36	997,57	825,39	8,448
9	5,86	5,60	1179,21	986,70	10,426
10	6,10	5,84	1384,58	1175,42	12,715
11	6,34	6,08	1615,69	1393,93	15,345
12	6,58	6,32	1874,58	1646,14	17,586
13	6,82	6,56	2163,40	1920,06	21,751
14	7,06	6,80	2484,38	2322,7	25,595
15	7,30	7,04	2839,82	2730,14	29,912
16	7,54	7,28	3232,10	3249,09	34,740
17	7,78	7,52	3663,69	3846,05	40,115
18	8,02	7,76	4137,11	3897,95	46,078
19	8,26	8,00	4662,19	4745,83	69,490
20	8,50	8,24	5239,91	6797,44	100,85

Tableau n°: 7

Dans chaque section, on augmente le moment du au vent de 2 % pour avoir le moment total du vent et la flexibilité.

On dresse un tableau donnant les moments totaux dans chaque section (vent normal). Tableau N° 8

Calcul du moment secondaire du à l'ensoleillement dissymétrique



$$\theta_s = \frac{\mu \cdot T \cdot Z}{D_e}$$

On prend  $D_e$  au niveau du centre de gravité de la cheminée

$$D_e = 6,356 \text{ m}$$

$$Z = 120 \text{ m}$$

$T$  = différence de température entre la paroi exposée au soleil et la paroi abritée.

(cas de l'Algérie  $T = 30 \text{ }^\circ\text{C}$ )

$\mu$  = module de dilatation linéaire =  $10^{-5}$  (béton armé)

$$\text{d'ou } \theta_s = 566,394 \cdot 10^{-5} \text{ radian}$$

La flèche est approximativement égale à

$$f_s = Z \cdot \frac{\theta_s}{2} = \frac{120 \cdot 566,394 \cdot 10^{-5}}{2} = 0,03983 \text{ m}$$

$$\text{On prend } f_s = 0,04 \text{ m}$$

Moment secondaire du à l'ensoleillement

$$M'_s = P \cdot G_s = \text{ou } C_s = f_s \cdot \left(\frac{Z}{2}\right)^2$$

$z$  = position du centre de gravité de la tour = 53,6 m



Section	côte	Vent normal	
		$M_n + M'_{vn} = 1,2 M_n$ kg m	$H_n$ kg
-	mm		
0	120	0	0
1	114	11 654	3 271
2	108	47 508	6 723
3	102	108 877	10 358
4	96	197 038	14 164
5	90	313 220	18 142
6	84	445 618	22 274
7	78	634 254	26 552
8	72	841 312	30 974
9	66	1 080 503	35 522
10	60	1 352 924	40 182
11	54	1 659 238	44 935
12	<del>48</del>	2 000 54	49 769
13	42	2 374 913	54 388
14	36	2 781 898	58 688
15	30	3 218 208	62 581
16	24	3 684 355	66 258
17	18	4 182 528	69 864
18	12	4 711 277	73 288
19	6	5 251 741	76 633
20	0	5 823 719	80 311

tableau n°: 8

$$C_s = 0,04 \left( \frac{53,6}{120} \right)^2 = 0,0079804$$

Moment d'ensoleillement à la base de la tour

$$M'_s = 1497882 \cdot 0,0079804 = 11953,7 \text{ Kgm}$$

L'effet de l'ensoleillement n'est pas compatible avec l'effet du vent. Donc le moment d'ensoleillement appliqué seul est absorbé par la cheminée qui est bien calculée au vent normal et extrême.

#### Action locale de l'ensoleillement dissymétrique

Moment d'ensoleillement  $M_r$

L'action dissymétrique de l'ensoleillement (une face de la cheminée exposée au soleil, l'autre abritée) engendre des moments locaux semblables, en ce qui concerne leurs effets aux moments d'ovalisation.

Kammerling propose les valeurs suivantes :

$$M_{re} = \frac{\mu \cdot T_s \cdot E_v \cdot h_0^3}{5 \cdot D_m}$$

$$M_{ri} = \frac{\mu \cdot T_s \cdot E_v \cdot h_0^3}{2,75 \cdot D_m}$$

Pour le béton  $\mu = 10^{-5}$

$$E_v = E_f/3 = 1,2852 \cdot 10^9 \text{ Kg/m}^2 \quad \text{CCBA 68}$$

$$T_s = 30^\circ\text{C}$$

REMARQUE : La cheminée étant de catégorie B, on ne tient pas compte de l'effet de l'ensoleillement.

CHAPITRE III

**CALCUL DES CHARGES ET DES EFFORTS  
DUS AU SEISME**

I. Généralité sur l'action sismique:

L'expérience montre que les ouvrages modernes, lorsqu'ils sont de conception saine et qu'il leur est faite une application de règles normales de construction, ont des chances non négligeables de supporter convenablement des secousses destructrices d'intensité modérée.

I.1. Principes de calcul: (Règlement PS 69 page 75).

I.1.1. Calcul statique équivalent:

Ce mode de calcul substitue aux effets réels des sollicitations statiques résultant de la considération de systèmes de forces fictifs dont les effets sont <sup>dynamiques</sup> censés équivaloir à ceux de l'action sismique.

I.1.2. Définition des systèmes équivalents:

- Systèmes équivalents résultant de la combinaison:

- d'un système de forces élémentaires horizontales ( $S_H$ )

- d'un système de forces élémentaires verticales ( $S_V$ )

- d'un système de couples de torsion d'ensemble d'axe vertical ( $S_T$ ).

- Système de forces horizontales ( $S_H$ )

Les systèmes de forces horizontales ( $S_H$ ) à considérer sont

composés de forces élémentaires dont chacune s'exerce sur un élément de construction, et est appliquée au centre de gravité de ce dernier.

Ces forces sont parallèles et de même sens, leur intensité est variable avec leur direction.

L'intensité de la force horizontale agissant sur un élément donné dans la direction  $Ox$  est égale à:

$$\overline{\sigma}_x \cdot W$$

$W$ : étant le poids des charges permanentes et surcharges propres à l'élément considéré soumis à l'action sismique.

$\overline{\sigma}_x$ : valeur du coefficient dit "Coefficient sismique de l'élément" dans la direction  $Ox$ .

Pour notre cas; cheminée tronconique " ouvrage de révolution",  $\overline{\sigma}_x$  est le même dans toutes les directions, on note  $\overline{\sigma}_x$  par  $\overline{\sigma}_H$ :

$$\text{d'où} \quad S_H = \overline{\sigma}_H \cdot W$$

$W$  = poids du béton + poids des briques.

- Les forces horizontales  $S_H$  passent toutes par l'axe de symétrie de la cheminée.

- Système de forces verticales ( $S_V$ ):

Les systèmes de forces verticales ( $S_V$ ) à considérer sont composés de forces élémentaires dont chacune s'exerce sur un élément de construction, et est appliquée au centre de gravité de ce dernier.

Ces forces verticales sont toutes de même sens. Elles peuvent être dirigées soit vers le haut soit vers le bas.

L'intensité de la force verticale agissant sur un élément donné est égale à:

$$\pm \sigma_V \cdot W$$

$\sigma_V$ : La valeur du coefficient dit "Coefficient sismique de l'élément pour la direction verticale".

#### - Torsion d'ensemble ( $S_T$ )

Dans notre cas il n'y a pas de torsion d'ensemble; car l'ouvrage est de révolution. Toutes les forces ( $S_H$ ) et ( $S_V$ ) passent par l'axe de révolution de l'ouvrage.

### II. Détermination des coefficients:

#### II-1. Direction horizontale: (PS 69 page 81)

Le coefficient  $\sigma_H$  dans la direction horizontale est le produit de quatre coefficients:

$$\sigma_H = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \delta$$

##### II-1-1. Coefficient d'intensité $\alpha$ :

Ce coefficient est une donnée du projet, il permet l'ajustement de la résistance d'une construction à l'intensité sismique dont ses promoteurs ou la collectivité entendent la protéger.

Le coefficient  $\alpha$  dépend de l'intensité normale  $i_N$  (donnée du projet).

(La cheminée est installée dans une région de moyenne sismicité  $i_N = 8$ ).

$$\text{d'où } \alpha = 2^{(i_N - 8)} = 1 \quad (\text{PS 69 page 83}).$$

##### II-1-2. Coefficient de réponse $\beta$ :

Ce coefficient  $\beta$  caractérise l'importance de la réponse de la structure à une secousse d'intensité égale à l'intensité de référence.

- Le coefficient  $\beta$  dépend de :

- La période propre  $T$  (mode fondamental) de la construction dans la direction étudiée

- Du degré d'amortissement de l'ouvrage.

- Accroissement, de la nature du sol de fondation.

Pour notre cas:  $T_1 = 1,45$  (déjà calculée dans le chapitre vent), (mode fondamental).

- La cheminée est une structure à plusieurs degrés de liberté et de faible amortissement.

- Le coefficient de réponse pour le premier mode  $\beta_1$  est donné par une formule dans le PS 69 page 101.

$$T_1 > 0,26s \quad \text{donc} \quad \beta_1 = \frac{0,09}{\sqrt{T_1^2}}$$

$$\text{d'où} \quad \beta_1 = 0,0681$$

La période  $T_1$  du mode fondamental  $T_1 > 0,75s$ ; le mode d'ordre 2 et mode d'ordre 3 imposent leur évaluation d'après le PS 69 page 101.

- Comme le calcul dans le 2<sup>o</sup> et le 3<sup>o</sup> mode est complexe nous nous limiterons au premier mode et nous évaluerons une enveloppe.

### II.1.3 - Coefficient de fondation $\delta$ :

Le coefficient  $\delta$  indépendant des propriétés dynamiques de la construction, est un facteur correcteur tenant compte de l'incidence des conditions de fondation sur le comportement de l'ouvrage.

Mode fondamental radier général, sur un terrain de moyenne consistance (PS 69 page 95).

$$\delta = 1$$

II.1.4. Coefficient de distribution  $\gamma$ :

Le coefficient de distribution  $\gamma$  dans le premier mode est donné par l'expression: (PS 69 page 105)

$$\gamma(h) = A(h) \frac{\sum M(z) \cdot A(z) + \int n(z) \cdot A(z) \cdot dz}{\sum M(z) \cdot A^2(z) + \int n(z) \cdot A^2(z) \cdot dz}$$

Ce coefficient ne dépend que de la structure et caractérisée, à l'intérieur de cette dernière, le comportement de la masse à laquelle il se rapporte.

$A(z)$ : élongation de la masse  $M(z)$  ou  $n(z)$  sous l'effet de la vibration sismique.

$M(z)$ : La masse concentrée à la cote  $z$ .

$n(z)$ : La masse répartie à la cote  $z$ .

Dans cette formule  $\sum$  et  $\int$  sont étendues respectivement à toutes les masses concentrées ou réparties.

Pour notre cas: On divise la cheminée en tronçon de 6m qu'on assimile à une masse concentrée au centre de gravité des poids de ce tronçon. La formule se simplifie et devient;

$$\gamma(h) = A(h) \frac{\sum M(z) \cdot A(z)}{\sum M(z) \cdot A^2(z)}$$

On a 20 tronçons

$$\gamma_i = A_i \frac{\sum_{j=1}^{j=i} M_j \cdot A_j}{\sum_{j=1}^{j=i} M_j \cdot A_j^2} \quad i=1 \text{ à } 20$$

On pose :

$$C_i = \frac{\sum_{j=1}^{j=i} M_j \cdot A_j}{\sum_{j=1}^{j=i} M_j \cdot A_j^2}$$

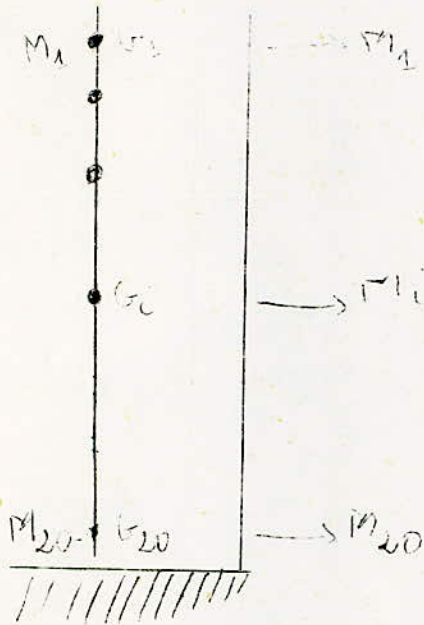
d'où

$$\gamma_i = A_i \cdot C_i$$

$A_i$ : la flèche au niveau du centre de gravité N° i sous les charges  $M_1, M_2, \dots, M_{20}$ .

$M_i$ : masse du tronçon N° i.

La cheminée est considérée comme une console chargée par les  $M_i$ .



- Le moment d'inertie de la cheminée est variable. (On prend comme inertie, l'inertie au 1/3 de la hauteur depuis la base).

$$I = \frac{\pi}{64}(D_{\text{ext}}^4 - D_{\text{int}}^4) \\ = \frac{\pi}{64}(6,9^4 - 6,5^4) = 23,63 \text{ m}^4$$

- Après tout calcul fait, on voit que les centres de gravité sont presque au milieu de la hauteur des tronçons. (erreur par excès).

- Calcul des flèches  $A_i$

On calcule les moments au niveau de chaque charge  $M_i$ , puis pour le calcul de chaque elongation on utilise la multiplication des diagrammes de Verrechtquin.

$$A_i = \frac{\int M_i dx}{E.I}$$

Voir tableau N°1: position des centres de gravité.

$M_i$  de chaque tranche, moment au niveau du centre de gravité,  $\int_1$  l'aire du moment entre deux centres de gravité.

- Le coefficient  $\delta_i = A_i \cdot C_i$ ,  $C_i$ , ainsi que tous les autres coefficients sont donnés dans le tableau N° 2.

- Le coefficient dans la direction verticale:



tableau n°: 1

C.G. des trapèzes $G_i$	Position du C.G. des Poids/à la base $z_i$ (m)	Masses d'une tranchée $M_i$ (t)	Moment au niveau du Centre de gravité de chaque tranchée $m_i$	$-z_i$ Aire du diagramme des moments	$H_i$ cm	$C_i = \frac{\sum M_i A_i}{\sum M_j A_j}$
$G_1$	117	36,179	0	658,222	270,365	0,006276
$G_2$	111	38,593	217,074	2648,34	252,231	0,006276
$G_3$	105	41,008	665,706	6078,276	234,116	0,006276
$G_4$	99	43,422	1360,386	11027,952	216,03	"
$G_5$	93	45,837	2315,598	17584,28	201,306	"
$G_6$	87	48,272	3545,832	25834,59	180,097	"
$G_7$	81	50,666	5065,698	34269,642	162,349	"
$G_8$	75	53,081	6357,516	46167,272	144,835	"
$G_9$	69	56,612	9031,908	61637,608	127,625	"
$G_{10}$	63	62,218	11513,928	77649,52	110,931	"
$G_{11}$	57	68,123	14369,256	81183,388	94,571	"
$G_{12}$	51	74,244	16225,19	112104,12	78,966	"
$G_{13}$	45	80,587	21342,352	139185,7	63,183	"
$G_{14}$	39	87,225	25052,382	165914,06	50,264	"
$G_{15}$	33	94,121	30252,306	196338,74	37,568	"
$G_{16}$	27	101,274	35193,942	231288,44	26,265	"
$G_{17}$	21	108,686	41902,206	269595,9	16,6	"
$G_{17}$	15	116,952	47963,094	302806,34	10,301	"
$G_{19}$	9	132,452	55205,694	355346,1	3,354	"
$G_{20}$	3	152,328	63243,006	202497,45	0,397	"

$M_{base} = 11755,302$

Tableau n° 2

C.G. par ordre de transmission $G_i$	Masses des tronçons $M_i(t)$	$\delta_i = A_i C_i$ —	$\alpha$ —	$\beta$ —	$\delta$ —	$\epsilon_{iH} = \alpha \cdot \beta \cdot \delta_i \cdot \delta = \epsilon_{iv}$ —	$S_{iH}$ connu
$G_1$	36,179	1,697	1	0,068	1	0,11557	4,81
$G_2$	38,093	1,583	1	0,068	1	0,1078	4,16
$G_3$	41,008	1,469	1	"	1	0,10004	4,102
$G_4$	43,422	1,356	1	"	1	0,09234	4,010
$G_5$	45,837	1,263	1	"	1	0,08601	3,942
$G_6$	48,272	1,130	1	"	1	0,07695	3,715
$G_7$	50,666	1,019	1	"	1	0,06939	3,516
$G_8$	53,081	0,909	1	"	1	0,06190	3,286
$G_9$	56,612	0,801	1	"	1	0,05455	3,088
$G_{10}$	62,218	0,696	1	"	1	0,0474	2,948
$G_{11}$	68,123	0,594	1	"	1	0,04045	2,756
$G_{12}$	74,244	0,496	1	"	1	0,03378	2,608
$G_{13}$	80,587	0,397	1	"	1	0,02704	2,179
$G_{14}$	87,225	0,305	1	"	1	0,02145	1,871
$G_{15}$	94,121	0,236	1	"	1	0,01607	1,513
$G_{16}$	101,274	0,165	1	"	1	0,01124	1,138
$G_{17}$	108,686	0,104	1	"	1	0,00708	0,769
$G_{18}$	116,952	0,065	1	"	1	0,00443	0,518
$G_{19}$	132,452	0,021	1	"	1	0,00143	0,189
$G_{20}$	158,328	0,0025	1	"	1	0,00017	0,0269

$$\sigma_V = 1/\sqrt{\alpha}(\sigma_{II}) = \sigma_{II} \quad \text{car: } \alpha = 1.$$

III- Calcul du moment et de l'effort tranchant dû au  
sciens:

III.1. Moment  $M_b$ :

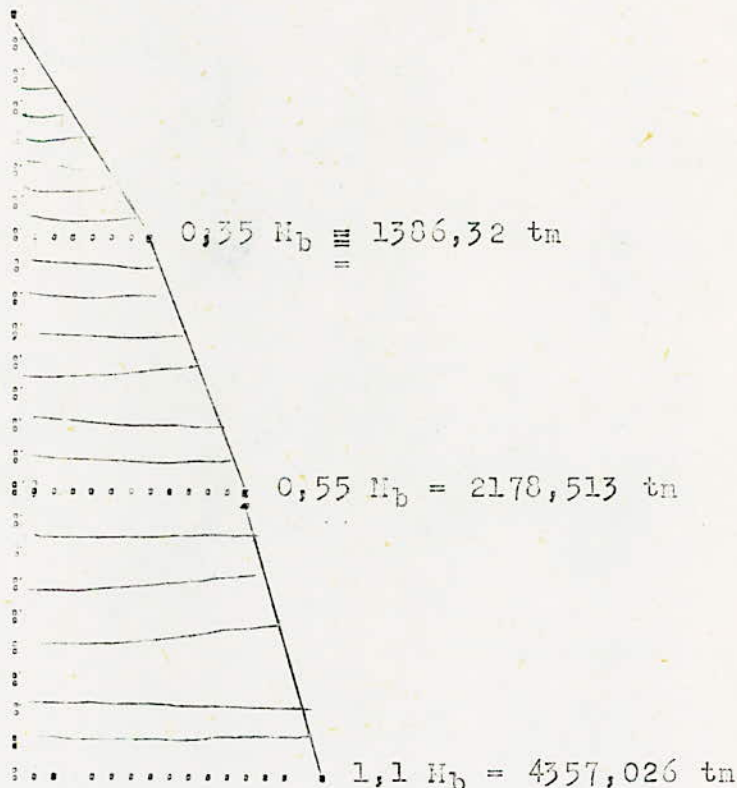
On calcule le moment à la base de la cheminée ( on considère que c'est une console).

$$M_b^S = 3960,933 \text{ tm.}$$

Ce moment  $M_b^S$  a été calculé au premier node seulement.

Pour avoir la courbe enveloppe des moments du 1<sup>or</sup>, 2<sup>e</sup> et 3<sup>e</sup> mode, on a recours à une recommandation roumaine qui dit:

- On majore  $M_b$  de 10% à la base.
- On prend 0,55  $M_b$  au 3/10 de la hauteur.
- On prend 0,35  $M_b$  au 7/10 de la hauteur.



III.2. Effort tranchant:

On prend l'effort tranchant du premier ordre.

Les valeurs de  $H^S$  et  $H^S$  sont données dans le tableau N° 3

R E M A R Q U E:

On ne tiendra pas compte de l'effort normal du seisme ( $\pm C_v.W$ ) car cet effort est faible. (Il sera pris en compte dans le cas de la majoration des effets du poids propre de 10% ou leur minoration de 10%).

Voir chapitre hypothèse de chargement.

Section —	cote m	M <sup>s</sup> developpe t m.	H <sup>s</sup> tonnes.
0	120	0	0
1	114	231,055	4,181
2	108	462,11	8,341
3	102	693,165	12,443
4	96	924,22	16,453
5	90	1155,275	20,395
6	84	1386,33	24,110
7	78	1485,353	27,626
8	72	1584,376	30,912
9	66	1683,399	34,000
10	60	1782,422	36,949
11	54	1881,445	39,705
12	48	1980,468	42,213
13	42	2079,491	44,392
14	36	2178,514	46,263
15	30	2541,599	47,776
16	24	2904,684	48,914
17	18	3147,769	49,683
18	12	3630,854	50,201
19	6	3993,939	50,39
20	0	4357,026	50,417

tableau n°: 3

CHAPITRE IV.

CALCUL DES EFFORTS D'ORIGINE  
THERMIQUE ET MOMENT DES CONSOLES

I. GRADIENT THERMIQUE:

I-1. Evaluation du gradient thermique:

Données du projet:

$T_i = 300^\circ\text{C}$  cas d'une usine thermique  
(température des fumées)

$T_c = +20^\circ\text{C}$  (température moyenne annuelle en Algérie).

On considère que la température des gaz  $T_i = 300^\circ\text{C}$  demeure constante sur toute la hauteur de la cheminée (ce n'est pas le cas mais c'est sécuritaire).

Pour simplifier les calculs on suppose que le gradient thermique est linéaire dans l'épaisseur de la paroi, quoique les dernières recherches semblent prouver que le gradient suit une loi plus ou moins parabolique, et que de plus il dépend de l'état des fissurations du béton.

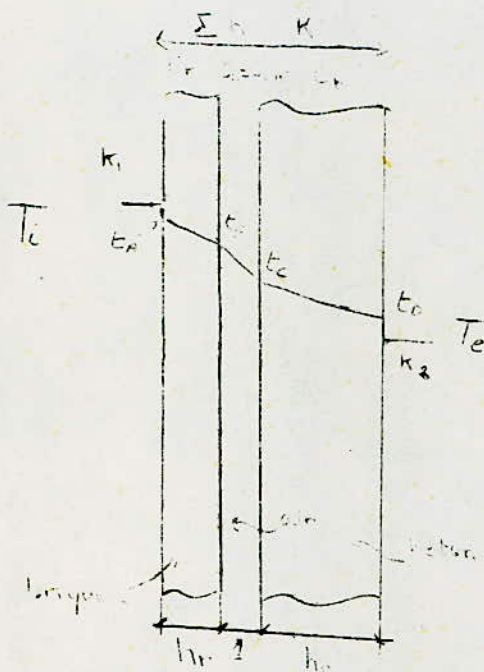
Notre cas:

- Sur 48 m on ne laisse pas de vide d'air de 5 cm.
- Sur 72 m on laisse un vide d'air de 5 cm.

On traite le cas de deux couches de matériaux + vide d'air et on déduit l'autre après.

La quantité de chaleur qui traverse  $1 \text{ m}^2$  de parois pendant l'unité de temps :

$$Q = k(T_i - T_c) = \frac{l_x(T_A - T_B)}{(h_x/c_x)}$$



$$Q = \frac{(t_a - t_b)}{(1/C_a)} = \frac{(T_1 - T_A)}{(1/k_1)} = \frac{(t_D - T_0)}{(1/k_2)}$$

$$= \frac{(t_D - t_C)}{(h_0/C_b)}$$

$T_1$  = La température des gaz =  $300^\circ\text{C}$   
 $T_0$  = La température extérieure (ambiante) =  $20^\circ\text{C}$  Cas de l'Algérie.

$t_A, t_B, t_C, t_D$  = Les températures sur les parois de l'ensemble.

$C_1$  = Conductibilité du matériau pris en considération.

$C_b = 177$  ;  $C_r = 0,8$  à  $0,9$  , on prend  $C_r = 0,9$  ( briques réfractaires)?

$h_1$  = épaisseur du matériau pris en considération

$h_0$  = béton variable sur toute la tour

$h_r = 0,11$  m épaisseur du revêtement

$h_{air} = 1$  pour l'air ;  $C_{air} = k_r = 0,07T_1$  kcal/m<sup>2</sup>h°C  
 ( air non ventilé)

$k_1$  = coefficient de transmission de la chaleur sur la surface intérieure de l'ensemble:

$k_1 = k_{1c} + k_{1r}$  en fonction de la température et de la vitesse des fumées et le diamètre intérieure du revêtement. Si on ne connaît pas la vitesse, on prend:

$V = 15$  à  $20$  m/s , on prend  $V = 18$  m/s

$k_{1c}$  et  $k_{1r}$  sont donnés par un abaque ( Tour en BA Marius diver page 171).

$k_2 = 13$  kcal/m<sup>2</sup>h°C ; le coefficient de transmission de la chaleur à la surface extérieure de l'ensemble.

k= Conductibilité thermique de l'ensemble:

$$k = ((h_o/C_b) + (h_r/C_r) + (1/0,07T_i) + (1/k_1) + (1/k_2))^{-1}$$

vide d'air non ventilé.

Dans le cas où il n'y a pas de vide d'air on supprime le terme  $(1/0,07T_i)$ , et on conserve la même formule.

A partir du coefficient k de l'ensemble, on peut évaluer la chute de température (Gradient thermique) dans chaque matériau; et connaissant les températures intérieure et extérieure sur chaque paroi intermédiaire.

Le gradient thermique du fût en BA:

$$t = t_D - t_C = k(h_o/C_b)(T_i - T_o)$$

$t_D = t_o$  = température de la paroi extérieure du fût.

$t_C = t_i$  = température de la paroi intérieure du fût.

$$t = (kh_o/1,7)(300-20) = 164,7k.h_o$$

La température sur la face intérieure du fût dont l'évaluation est nécessaire pour calculer le coefficient minorateur de la compression (résistance) à 28 jours du béton:  $\sigma'_{b,28}$

Les valeurs de  $\sigma'_{b,28}$  et  $\sigma'_{b,28}$  sont données dans le tableau n° 1.

Sur 40 m pas de vide d'air

$$k = k_{sv}$$

Gradient thermique

$$t = t_{sv}$$

Température sur la paroi intérieure:

$$t_{sv} = 20 + 33,966k_{sv}$$

Sur 70 m un vide d'air de 5cm

$$k = k_v$$

Gradient thermique

$$t = t_v$$

Température sur la paroi int-

$$t_{iv} = 20 + 9,15(1,7 + 13h_o)k_v$$



Tableau n° 1

Section	Côte	D <sub>rint</sub> (m) diamètre int du revêtement	$R_{ic}$ Kcal/R m <sup>2</sup> °C	$R_{ir}$ Kcal/R m <sup>2</sup> °C	$R_{e1} = R_{ic} + R_{ir}$ Kcal/R m <sup>2</sup> °C	$R_e$ Kcal/R m <sup>2</sup> °C	$k$ Kcal/R m <sup>2</sup> °C	$t$ gradient thermique °C	$t_i$ température sur la paroi int °C	$\psi_b = 1 - \frac{t_i - 50}{500}$ coefficient mino- rateur des résistances du béton et l'acier	$\psi_a$
0	120	3,22	27,5	16	42,5	18	3,6	77°	153,1	0,79	1
1	114	3,46	27,5	16	43,5	18	3,61	77,3	153,4	0,79	1
2	108	3,7	27,5	17	44,5	18	3,61	77,3	153,4	0,79	1
3	102	3,94	27,5	18	45,5	18	3,62	77,5	153,8	0,79	1
4	96	4,18	27,5	18	45,5	18	3,62	77,5	153,8	0,79	1
5	90	4,42	27,5	19	46,5	18	3,63	77,7	154,2	0,79	1
6	84	4,66	27,5	19	46,5	18	3,63	77,7	154,2	0,79	1
7	78	4,9	27,5	19,5	47	18	3,63	77,7	154,2	0,79	1
8	70	5,14	27,5	20	47,5	18	3,63	77,7	154,2	0,82	1
9	66	5,36	27,5	20	47,5	18	3,03	70,8	138	0,82	1
10	60	5,57	27,5	20	47,5	18	2,97	75,0	144,5	0,81	1
11	54	5,79	27,5	20	47,5	18	2,9	79,3	144,5	0,80	1
12	48	6,00	27,5	20	47,5	18	2,85	83,6	147,9	0,80	1
13	42	6,22	27,5	20	47,5	18	2,79	87,6	150,7	0,79	1
14	36	6,44	27,5	20	47,5	18	2,74	91	153,8	0,79	1
15	30	6,65	27,5	20	47,5	18	2,68	94,5	156	0,78	1
16	24	6,87	27,5	20	47,5	18	2,63	97,9	158,8	0,78	1
17	18	7,08	27,5	20,5	48	18	2,59	101,5	161,8	0,77	1
18	12	7,3	27,5	21	48,5	18	2,54	104,6	164,1	0,76	1
19	6	8,08	27,5	21,5	49	18	2,48	102,1	169,9	0,75	1
20	0	8,82	27,5	22	49,5	18	2,34	119,5	175,9	0,75	1

Évaluation de  $\psi_a$  et  $\psi_b$ :

=====

On prend la plus haute température  $t_i$ :  $\max(t_i) = 175,9^\circ\text{C}$ .

Béton de granulats silico-calcaire (le plus fréquent).

$\psi_b = 1$  pour  $t_i \leq 50^\circ\text{C}$

$\psi_b = 1 - (t_i - 50)/500$   $50 < t_i < 250^\circ\text{C}$

$\psi_a = 1$  pour  $t_i \leq 200^\circ\text{C}$

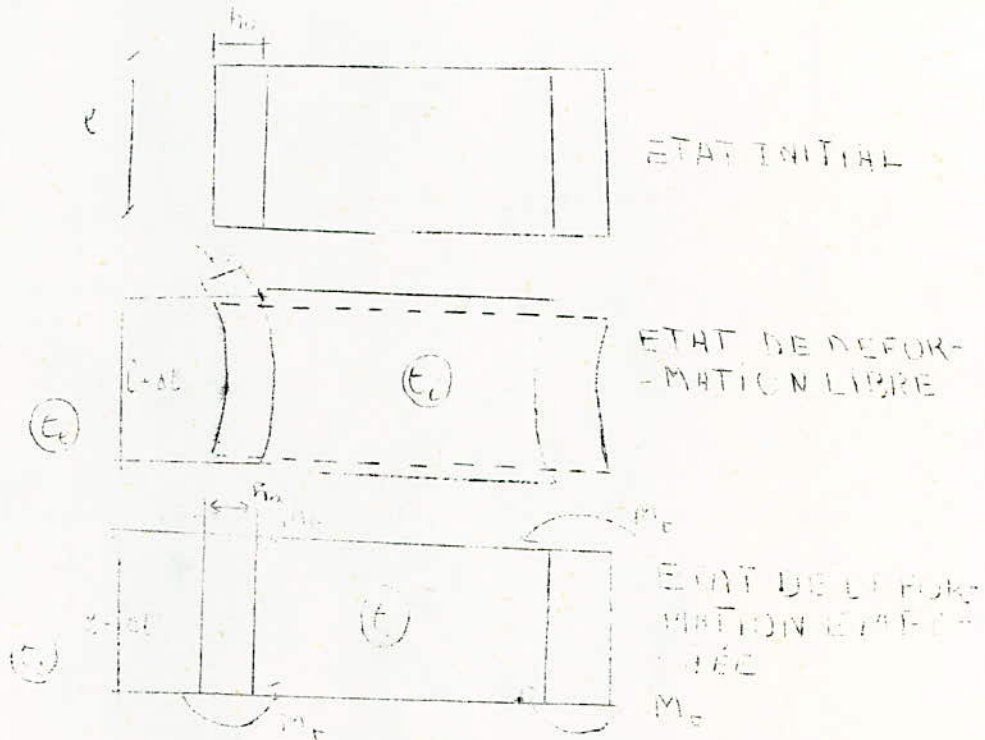
### I-2- Moment d'origine thermique $M_t$

Le moment engendré par le gradient thermique dans le fût en béton armé dépend de la pente du diagramme des contraintes d'origine thermique  $K_t$ , considérée, pour une température donnée, comme une caractéristique de la section, et du degré de fissuration du béton (section partiellement, entièrement ou non fissurée). Dans ce qui suit on néglige le module de Poisson.

#### I.2.1- Pente du diagramme des contraintes $K_t$

##### I.2.1.1- Sens vertical

Considérons un tronçon de cheminée de hauteur  $l$ , limité par deux plans horizontaux, dont la température initiale a subi un accroissement  $t_i$  sur la paroi intérieure et  $t_o$  sur la paroi extérieure ( $t_i > t_o$ ). Nous simplifierons le problème sans commettre d'erreur appréciable en remplaçant la forme tronconique du tronçon de cheminée par un cylindre de même épaisseur  $h_o$ . Le gradient thermique est supposé linéaire. (voir fig.)



La variation de température a pour effet de produire dans le sens vertical :

- Un allongement uniforme du tronçon d'amplitude  $\Delta l$ , où

$$\Delta l = \mu (t_1 + t_0) l / 2$$

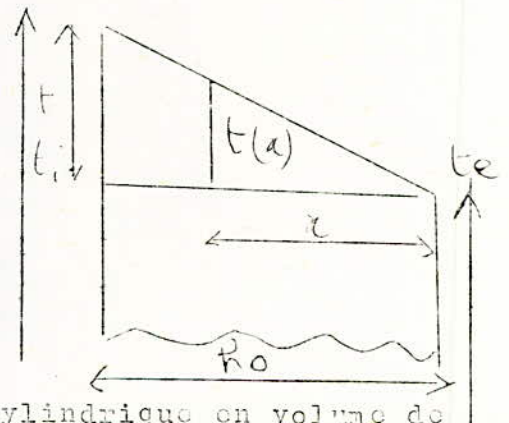
$\mu$  désignant le module de dilatation linéaire du BA =  $10^{-5}$   
 Cet allongement n'étant pas gêné dans le sens vertical, il n'en résulte aucune contrainte dans la chemise.

- Une déformation non uniforme due à la différence de température  $t = t_1 - t_0$ .

Si cette déformation n'était pas gênée par la continuité horizontale du tube circulaire,

elle provoquerait un allongement des fibres intérieures de  $\mu t l / 2$  et un raccourcissement des fibres extérieures de  $\mu t l / 2$ ; l'effet de cette déformation se traduirait

par la transformation du tronçon cylindrique en volume de



révolution décrit par un secteur de couronne circulaire ayant la concavité tournée vers l'extérieur de la cheminée.

Pour ramener le tronçon à sa forme initiale compatible avec la forme de l'ensemble de la cheminée il est nécessaire d'appliquer sur tout son contour des couples  $M_t$ .

Ces couples  $M_t$  ont pour effet d'annuler l'allongement des fibres intérieures et le raccourcissement des fibres extérieures. Il en résulte une compression sur la face intérieure et une traction sur la face extérieure du fût. Pour trouver la pente du diagramme des contraintes provoquées par le gradient thermique on examine la variation de température dans la section (voir figure).

A la distance  $x$  de la face extérieure la variation de température est :

$$t(x) = t_0 \cdot x/h_0$$

La variation linéaire qui en résulte est :

$$\Delta l/l(x) = t_0 \cdot x/h_0$$

et les contraintes engendrées :

$$\sigma(x) = E_v \cdot t_0 \cdot x/h_0$$

Par dérivation on trouve la pente du diagramme des contraintes :

$$K_t = E_v \cdot t_0/h_0$$

où  $E_v$  est le module d'élasticité du béton sous charge de longue durée.

$$E_v = 7000 \sqrt{C_b \cdot \frac{1}{28}} = 119000 \text{ kg/cm}^2$$

(Béton dosé à 350 kg/m<sup>3</sup> C.P.A 325)

LES considérations précédentes ne préjugent aucunement de l'état de fissuration du béton, la section pouvant être non fissurée, partiellement ou totalement fissurée. Bien entendu,

il est supposé que la déformation du béton fissuré suit les mêmes lois que celles du béton non fissuré.

En fait, la poutre  $K_t$  dépend uniquement du gradient thermique, des caractéristiques de la section et résulte de l'application de la loi de Navier. La présence des armatures dans la section n'apporte aucune modification; la contrainte provoquée par le gradient thermique dans l'éventuelle armature située à la distance  $x$  de la face extérieure est  $n \cdot \epsilon$ .

#### I-2-1-2- Sous-transversal :

Considérons une bande coupée dans la coque et délimitée par deux plans verticaux faisant entre eux un angle  $\varphi$ . Le rayon moyen est  $R_m$ . Si l'on expose cette bande à des températures différentes sur chacune de ses faces les déformations qui en résultent auront le même caractère que dans le cas précédent, c'est-à-dire :

- Un allongement uniforme libre, transformant le rayon  $R_m$  en  $R_m + \Delta R_m$ .
- Une déformation non uniforme qui donnera lieu à des moments intérieurs  $K_t$  ramenant la coque à sa forme circulaire. (voir fig.)

La pente du diagramme des contraintes sera déterminée par les mêmes relations que précédemment.

Voir les valeurs de  $K_t$  dans le tableau n° 2.

Section	Dm cm	R <sub>0</sub> cm	t g/cm <sup>2</sup>	E <sub>v</sub> kg/cm <sup>2</sup>	μ	K <sub>t</sub> = $\frac{E_v \cdot H \cdot t}{R_0 \cdot \rho_0}$
0	357	13	77	110000	10 <sup>-3</sup>	6,52
1	381	13	77,3	110000	"	6,54
2	405	13	77,3	"	"	6,54
3	429	13	77,5	"	"	6,56
4	453	13	77,5	"	"	6,56
5	477	13	77,7	"	"	6,57
6	501	13	77,7	"	"	6,57
7	525	13	77,7	"	"	6,57
8	549	13	77,7	"	"	6,57
9	573	14,2	70,8	"	"	5,48
10	595	15,4	75	"	"	5,38
11	620	16,6	79,3	"	"	5,25
12	640	17,8	83,6	"	"	5,17
13	663	19	87,3	"	"	5,05
14	686	20,2	91	"	"	4,96
15	709	21,4	94,5	"	"	4,86
16	731	22,6	97,9	"	"	4,77
17	754	23,8	101,5	"	"	4,69
18	777	25	104,6	"	"	4,60
19	858	28	112,1	"	"	4,40
20	939	31	119,5	"	"	4,24

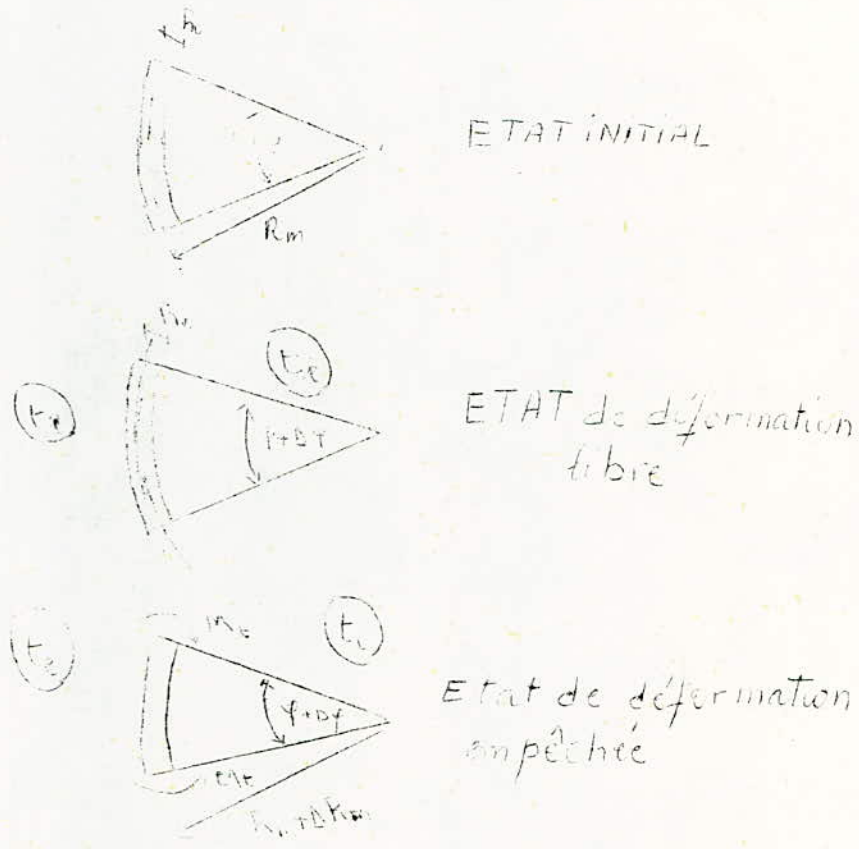
Avec  $E_v = \frac{21000 \sqrt{4,6} \cdot 6_{2,8}'}{3} = 7000,165 \sqrt{4,6}$

$6_{2,8}' = 270 \text{ kg/cm}^2$

$4_b = 0,45$

$E_v \approx 110000 \text{ kg/cm}^2$

Tableau n°: 2



I.2.2. Les moments d'origine thermique:

I.2.2.1. Moment d'origine thermique  $M_t$  en section soumise à la flexion simple:

Supposons une section unitaire verticale ou transversale du fût soumise uniquement à l'action du moment  $M_t$ .

La section est armée d'une nappe extérieure et d'une nappe intérieure ayant respectivement un pourcentage d'acier  $\tilde{\omega}_0/100 = A_0/h_0$  et  $\tilde{\omega}_1/100 = A_1/h_0$ .

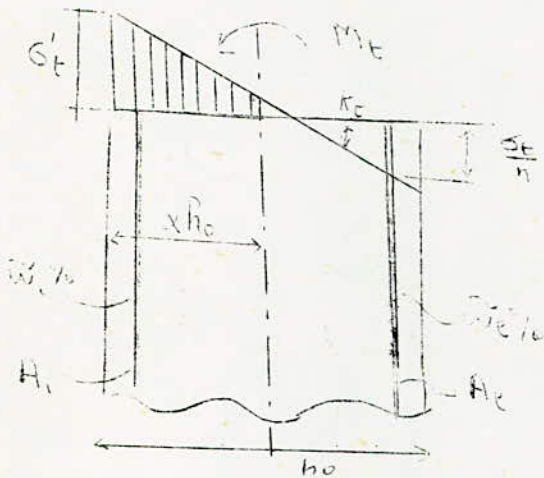
$c = \tilde{\omega}_1/\tilde{\omega}_0 = A_1/A_0$  (rapport entre l'acier comprimé et tendu)

$M_t$  provoque des compressions à l'intérieur et des tractions à l'extérieur,

$\tilde{\omega}_1 + \tilde{\omega}_0 = \sum \tilde{\omega}_i$  = la somme des pourcentages.

Notons par  $h_0$  la distance entre la fibre la plus comprimée (ou la moins tendue) de la section et l'axe neutre, par le rapport  $h/h_0$  et mettons en évidence la pente  $K_t$  du diag

gramme des contraintes provoquées par le gradient thermique.



Le moment  $M_t$  a pour expression:

$$M_t = nK_t (\bar{\alpha}_0 / 100) h_0^3 (\xi - \alpha) (\xi - \alpha / 3)$$

donné par un tableau (Tour en

BA page 177), en fonction de

$$\bar{\alpha}_1 = \bar{\alpha}_0$$

Application numérique:

Section 3, niveau 102m

$$K_t = 6,56 \text{ kg/cm}^3, \quad \bar{\alpha}_1 = \bar{\alpha}_0 = 0,25\% , \quad h_0 = 13 \text{ cm} , \quad n=15,$$

$$\alpha = 0,21 , \quad \xi = 0,77$$

D'où  $M_t = 212 \text{ kgm/n}$ .

Les autres valeurs sont données dans le tableau n° 3.

### 1.2.2.2. Moment d'origine thermique $M_t$ en section entièrement comprimée:

On considère que la section est homogène et que le ferrage n'a pas déplacé pratiquement pas son centre de gravité situé à mi-épaisseur de la paroi.

Le moment  $M_t$  exerce une surcompression de la partie de la section située vers l'intérieur et une décompression de la partie de la section située vers l'extérieur du fût.

$M_t$  a pour expression:

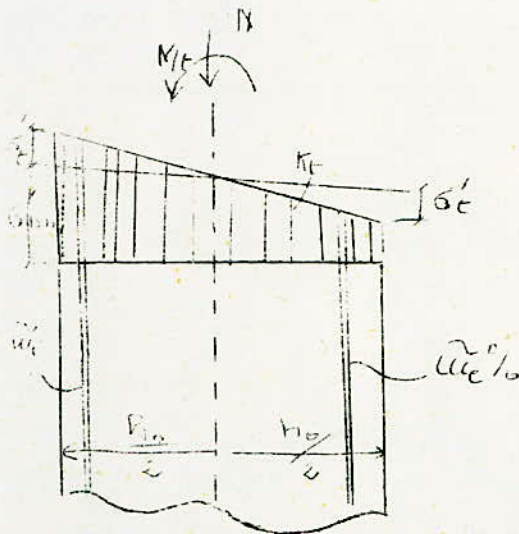
$$M_t = K_t h_0^3 / 12 .$$



Section	Côte	$K_t$	$\sum w\%$ Trans	$w_t = w_c = 0,5 \sum w\%$	$\xi = \frac{h_0 - 1}{h_0}$	$\alpha$	$M_t = n K_t \frac{w_c}{100} h_0^3 (\xi - \alpha) (\xi - \frac{\alpha}{3})$
-	m	$\frac{kg}{m^3}$			-	-	$\frac{kg \cdot m}{m}$
0	120	6,52	0,5	0,25	0,77	0,21	2 10,6
1	114	6,54	0,5	0,25	0,77	0,21	2 11,2
2	108	6,54	0,5	0,25	0,77	0,21	2 11,2
3	92	6,56	0,5	0,25	0,77	0,21	2 12
4	96	6,56	0,5	0,25	0,77	0,21	2 12
5	90	6,57	0,5	0,25	0,77	0,21	2 12,2
6	84	6,57	0,5	0,25	0,77	0,21	2 12,2
7	78	6,57	0,5	0,25	0,77	0,21	2 12,2
8	72	6,57	0,5	0,25	0,77	0,21	2 12,2
9	66	5,48	0,5	0,25	0,79	0,21	2 45,7
10	60	5,38	0,5	0,25	0,81	0,21	3 27
11	54	5,25	0,5	0,25	0,82	0,21	4 12
12	48	5,17	0,5	0,25	0,83	0,21	5 15,2
13	42	5,05	0,5	0,25	0,84	0,21	6 12
14	36	4,96	0,5	0,25	0,85	0,21	7 65,3
15	30	4,86	0,5	0,25	0,86	0,21	9 14,2
16	24	4,77	0,5	0,25	0,87	0,21	10 90,2
17	18	4,69	0,5	0,25	0,87	0,21	12 87
18	12	4,60	0,5	0,25	0,88	0,21	15 03
19	6	4,40	0,5	0,3	0,89	0,2232	2 499,2
20	0	4,24	0,6	0,3	0,90	0,2322	3 342,3

Moment d'inertie  
thermique en  
section partiellement  
Comprimée et tendue  
(FLEXION SIMPLE)

tableau n° 3



Application numérique :

Section 3 , niveau 102m.

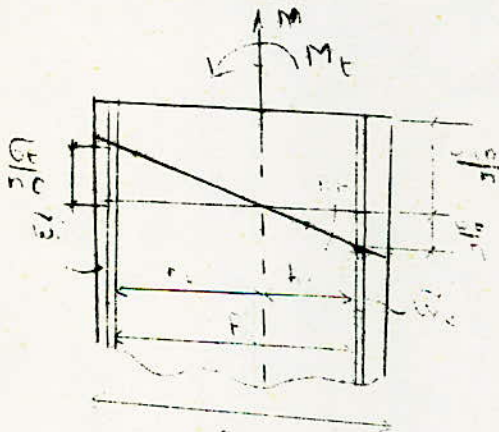
$$h_0 = 13 \text{ cm} , K_t = 6,56 \text{ kg/cm}^3$$

$$\text{D'où } M_t = 1201 \text{ mkg/m} .$$

Toutes les valeurs sont données dans le tableau n° 4.

I.2.2.3. - Moment d'origine thermique en section entièrement tendue :

On considère que la section du béton est complètement fissurée. Le centre de gravité du ferrailage est situé à une distance  $h_c = ch_a/(1+c)$  de la nappe extérieure et  $h_d = h_a/(1+c)$  de la nappe intérieure où  $h_a$  est la distance entre les 2 nappes.



Le gradient thermique introduit une surtension dans le ferrailage extérieur et une détension dans le ferrailage intérieur. Connaissant la pente  $K_t$  on obtient :

$$M_t = n c \tilde{\sigma}_c K_t h_0 h_a^2 / 100 (1+c)$$

Section	côte m	$R_0$ m	$K_t$ $\frac{kg}{m^2}$	$M_t = K_t \frac{R_0^2}{12}$ $\frac{kg \cdot m}{m}$
0	120	0,13	6,52	1193,7
1	114	0,13	6,54	1197,4
2	108	0,13	6,54	1197,4
3	102	0,13	6,56	1201,0
4	96	0,13	6,56	1201,0
5	90	0,13	6,57	1203
6	84	0,13	6,57	1203
7	78	0,13	6,57	1203
8	72	0,13	6,57	1203
9	66	0,141	5,48	1308
10	60	0,154	5,38	1637
11	54	0,166	5,25	2001
12	48	0,178	5,17	2430
13	42	0,19	5,05	2886
14	36	0,202	4,96	3407
15	30	0,214	4,86	3969
16	24	0,226	4,77	4588
17	18	0,238	4,69	5269
18	12	0,25	4,60	5990
19	6	0,28	4,40	8049
20	0	0,31	4,24	10526

Moment d'inertie  
thermique en section  
entièrement comprimée

tableau n°: 4

Application numérique:

Section n° 3, niveau 102m:

$h_o = 13$  cm,  $h_e = 7$  cm,  $\omega_o = 0,36\%$ ,  $K_t = 6,56$  kg/cm<sup>3</sup>,  $c = 0,67$ ,  
 $n = 15$

D'où  $M_t = 90,5$  kgm/m

Toutes les valeurs sont données dans le tableau n° 5;

REMARQUES :

On suit dans ces applications numériques, la chute du moment d'origine thermique au fur et à mesure que l'on passe de la section entièrement comprimée à la section entièrement tendue, par l'intermédiaire de la section partiellement comprimée et partiellement tendue soumise à la flexion simple.

$$90,5 < 212 < 1201 \text{ kgm/m}$$

Les aciers en % ont été pris du chapitre ferrailage.

I-3- Moment produit par les consoles intérieures:

La gaine en briques, prévue souvent à l'intérieur des cheminées, est supportée par des poutres annulaires, prenant appui sur des consoles encastrées dans la coque en BA.

Ces consoles forment porte-à-faux continus sur le pourtour de la cheminée.

Les moments fléchissants engendrés par les consoles étaient jusqu'à ces dernières années assez faibles pour être négligés dans les calculs. Si l'espace d'air entre le fût en BA et la gaine en briques est important on ne peut pas le négliger.

Le moment engendré par les consoles, par unité de longueur de pourtour de la cheminée est :

Section	Cote m	$P_0$ m	$P_a$ m	$K_t$ $\frac{kg}{cm^2}$	$\sum w_i$ %	$w_i = 0,6 \sum w_i$ %	$C = \frac{0,4}{0,6}$	$M_t = \frac{\eta c w_i K_t P_0 h_a}{100(1+C)}$ $\frac{kg \cdot m}{m}$
0	120	0,13	0,07	6,52	0,5	0,3	0,67	75
1	114	0,13	0,07	6,54	0,5	0,3	0,67	75
2	108	0,13	0,07	6,54	0,6	0,36	0,67	90,2
3	102	0,13	0,07	6,56	0,6	0,36	0,67	90,5
4	96	0,13	0,07	6,56	0,7	0,42	0,67	105,6
5	90	0,13	0,07	6,57	0,7	0,42	0,67	105,8
6	84	0,13	0,07	6,57	0,7	0,42	0,67	105,8
7	78	0,13	0,07	6,57	0,8	0,48	0,67	120,9
8	72	0,13	0,07	6,57	0,8	0,48	0,67	120,9
9	66	0,142	0,082	5,48	0,9	0,54	0,67	170
10	60	0,154	0,094	5,38	0,9	0,54	0,67	237,9
11	54	0,166	0,106	5,25	0,9	0,54	0,67	318,2
12	48	0,178	0,118	5,17	1,0	0,6	0,67	462,6
13	42	0,19	0,13	5,05	1,0	0,6	0,67	585,5
14	36	0,202	0,142	4,96	1,0	0,6	0,67	729,45
15	30	0,214	0,154	4,86	1,1	0,66	0,67	979,7
16	24	0,226	0,166	4,77	1,1	0,66	0,67	1180
17	18	0,238	0,178	4,69	1,1	0,66	0,67	1404,7
18	12	0,25	0,19	4,60	1,0	0,6	0,67	1499
19	6	0,28	0,22	4,40	1,0	0,6	0,67	2153
20	0	0,31	0,25	4,24	1,0	0,6	0,67	2966,3

$$P_a = P_0 - 2 \text{ Eurobags}$$

$$= P_0 - 6 \text{ cm}$$

$$C = \frac{w_i}{w_e} = \frac{0,4 \sum w_i}{0,6 \sum w_i} = 0,67$$

Moment d'origine thermique de section entiere en t en due

tableau n°: 5

$$M_c = Bxc$$

B = poids du briquetage par unité de longueur,  
c = longueur de la console.

Sur 48m on adopte  $c = 0,11m$ ,

Sur 72m on adopte  $c = 0,16m$ .

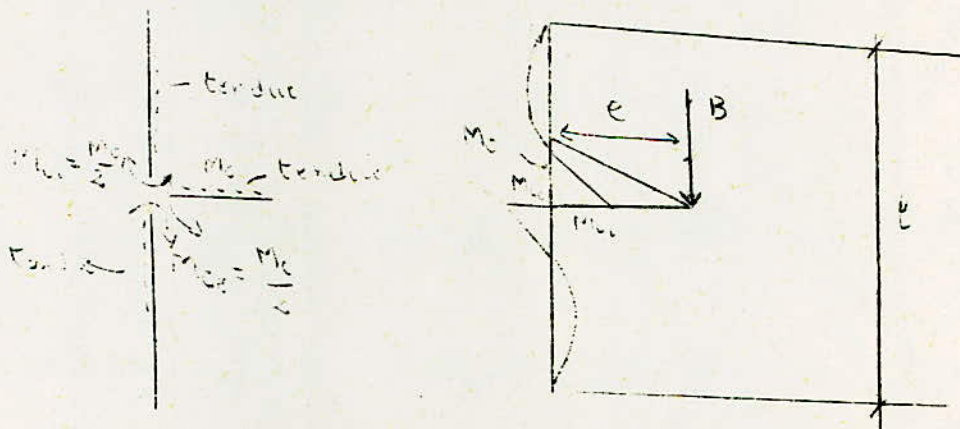
$l = 6m$ : La distance entre les consoles verticalement.

La distribution du moment  $M_c$  sur une bande verticale de longueur  $l$  et de largeur  $lm$  en  $M_{c0}$  et  $M_{ci}$  égaux et de sens contraire :

$$M_{c0} = M_{ci} = M_c/2$$

$M_{c0}$  = produit des tractions sur la face extérieure du fût au dessus des consoles,

$M_{ci}$  = produit des tractions sur la face intérieure du fût au dessous des consoles.



$$B = 1,9 \times 6 \times 0,11 \times 1 = 1,254 \text{ t/m}$$

pour  $c = 0,11 \text{ m}$        $M_c = 0,14 \text{ tm/m}$

$c = 0,16 \text{ m}$        $M_c = 0,20 \text{ tm/m}$

Les valeurs des moments sont dans le tableau n° 6.

Section	Côte	$B = 1,9 \cdot 0,11 \text{ m}$ $= 1,254 \text{ t}$	$e$ m	$M_c$ $\text{tm}^2$	$M_{c_i} = \frac{M_c}{2}$	$M_{c_e} = \frac{M_c}{2}$
	m	t	m	$\text{tm}^2/\text{m}$	$\text{tm}^2/\text{m}$	$\text{tm}^2/\text{m}$
0	120	1,254	0,11	0,14	0,07	0,07
1	114	1,254	0,11	0,14	0,07	0,07
2	108	1,254	0,11	0,14	0,07	0,07
3	102	1,254	0,11	0,14	0,07	0,07
4	96	1,254	0,11	0,14	0,07	0,07
5	90	1,254	0,11	0,14	0,07	0,07
6	84	1,254	0,11	0,14	0,07	0,07
7	78	1,254	0,11	0,14	0,07	0,07
8	72	1,254	0,11	0,14	0,07	0,07
9	66	1,254	0,16	0,20	0,10	0,10
10	60	1,254	0,16	0,20	0,10	0,10
11	54	1,254	0,16	0,20	0,10	0,10
12	48	1,254	0,16	0,20	0,10	0,10
13	42	1,254	0,16	0,20	0,10	0,10
14	36	1,254	0,16	0,20	0,10	0,10
15	30	1,254	0,16	0,20	0,10	0,10
16	24	1,254	0,16	0,20	0,10	0,10
17	18	1,254	0,16	0,20	0,10	0,10
18	12	1,254	0,16	0,20	0,10	0,10
19	6	1,254	0,16	0,20	0,10	0,10
20	0	1,254	0,16	0,20	0,10	0,10

Tableau n°: 6

CHAPITRE : V

: HYPOTHESE DE CHARGEMENT - EFFORTS :  
:  
: DANGEREUX ET CHOIX DES MATERIAUX . :  
:

I. Hypothèse de chargement :

- Selon Marius Diver (calcul pratique des tours en béton armé), on classe les cheminées en deux catégories, en ce qui concerne le calcul.

- Cheminée de catégorie A, remplissant l'une au moins des conditions suivantes:

- Hauteur totale dépassant 120 m.

- Pour toute section de calcul, le rapport  $h/D_m$  supérieur à 20 ( $h$  étant la distance entre la section considérée et le sommet).

- Définie comme telle par le constructeur.

- Cheminée de catégorie B, les cheminées n'entrant pas dans la catégorie A.

Notre cheminée entre dans la catégorie B.

Le classement des cheminées en deux catégories correspond au souci des auteurs des règles d'imposer une étude plus précise pour les cheminées de grande hauteur ou très élancées.

I.1. Cas de charge :

Afin d'organiser les calculs nous groupons les divers cas de charge comme suit:

- CAS DE CHARGE A, correspondant aux sollicitations d'ensemble.

- CAS DE CHARGE B, correspondant aux sollicitations locales.



- CAS DE CHARGE C, correspondant aux sollicitations d'ensemble et locales.

Le cas de charge B a été divisé en trois sous groupes, correspondant respectivement au gradient thermique, au moments locaux, et au gradient thermique + moments locaux.

Ces cas de charge, les sollicitations respectives, la face ou la paroi étudiée et les contraintes admissibles dans le béton et l'acier sont présentés dans les tableaux n° 1, 2, 3

Les tableaux 1, 2 et 3 sont élaborés tout en respectant les règlements en vigueur: NV 65; CCBA 68; PS 69.

Pour faire la correspondance avec les règles on a noté

par:  $S_1^1$ ,  $S_1^3$ ,  $S_1^4$  : sollicitations de premier genre,  
 $S_1^2$  : Cas de charge supplémentaire (cheminée allégée de son briquetage) (à ne pas vérifier).

$S_2^1$ ,  $S_2^2$ ,  $S_2^4$ ,  $S_2^5$  : sollicitations de deuxième genre,  
(vent extrême)

$S_2^{1s}$ ,  $S_2^{2s}$ ,  $S_2^{4s}$ ,  $S_2^{5s}$  : sollicitations du deuxième genre,  
(scisme)

R E M A R Q U E:

On assimile le scisme à un vent extrême, pour avoir une simplification dans la construction du tableau N° 3 qui sera analogue au tableau N° 2.

Explication des coefficients dans les tableaux 1, 2 et 3.

Le coefficient 1,925 affectant les sollicitations du deuxième genre (vent extrême) est dû à un produit 1,75x1,1; 1,75 est un coefficient avec lequel on multiplie le vent normal pour avoir le vent extrême et 1,1 est un coefficient

Cheminée de catégorie «B». Sollicitations de premier genre

		Cas de charge A				Cas de charge B			Cas de charge C		
Sens vertical	Notation Règles	Face étudiée	Sollicitations d'ensemble	Contraintes admissibles	Pari étudiée	Sollicitations locales		Notation Règles	Sollicitation d'ensemble + local	Contraintes admissibles	
						charge B <sub>1</sub>	charge B <sub>2</sub> = B <sub>1</sub> + B <sub>2</sub>				
Sens vertical	S <sub>1</sub> <sup>1</sup>	au vent	M <sub>j</sub> G <sub>j</sub> P	G <sub>b</sub> ' = 0,30 G <sub>1,2,3</sub>	int	M <sub>ee</sub>	t <sub>j</sub> M <sub>ee</sub>	S <sub>1</sub> <sup>3</sup>	M <sub>j</sub> G <sub>j</sub> P t <sub>j</sub> M <sub>ee</sub>	G <sub>b</sub> ' = 0,46 ou 0,60	
					ext	M <sub>ee</sub>	t <sub>j</sub> M <sub>ee</sub>	S <sub>1</sub> <sup>3</sup>	M <sub>j</sub> G <sub>j</sub> P t <sub>j</sub> M <sub>ee</sub>	G <sub>a</sub> = 2/3 G <sub>en</sub> ou G <sub>1</sub>	
Sens transversal	-	-	-	-	int	M <sub>ci</sub>	M <sub>ci</sub>	S <sub>1</sub> <sup>4</sup>	M <sub>j</sub> G <sub>j</sub> P; M <sub>ci</sub>	G <sub>a</sub> = 2/3 G <sub>en</sub> ou G <sub>1</sub>	
					ext	M <sub>oe</sub>	t <sub>j</sub> M <sub>oe</sub>	S <sub>1</sub> <sup>3</sup>	H <sub>j</sub> t <sub>j</sub> M <sub>oe</sub>	G <sub>a</sub> = 2/3 G <sub>en</sub> ou G <sub>2</sub>	
Cas de charge H (supplémentaire)											
Sens vertical	S <sub>1</sub> <sup>2</sup>	au vent	M <sub>j</sub> G	-	int	M <sub>oi</sub>	M <sub>oi</sub>	S <sub>1</sub> <sup>4</sup>	M <sub>oi</sub>	G <sub>a</sub> = 2/3 G <sub>en</sub> ou G <sub>2</sub>	
					ext	M <sub>oi</sub>	M <sub>oi</sub>	S <sub>1</sub> <sup>4</sup>	M <sub>oi</sub>	G <sub>a</sub> = 2/3 G <sub>en</sub> ou G <sub>2</sub>	

Tableau n°: 1

Cheminée de catégorie "B". Sollicitations de dernière genre

Notation Règles	Cas de charge A				Cas de charge B			Cas de charge C			
	Face étudiée	Sollicitations d'ensemble	Contraintes admissibles	Parti étudié	Sollicitations locales			Notation Règles	Sollicitations d'ensemble + les cas	Contraintes admissibles	
					Charge B <sub>1</sub>	Charge B <sub>2</sub>	Charge B <sub>3</sub> = B <sub>1</sub> + B <sub>2</sub>				
Béton	S <sub>2</sub> <sup>1</sup>	horizontal	1,925 M 1,1 G, 1,1 P	$\bar{G}_6 = 0,45$ G <sub>28</sub>	int	t	1,1 Mce	t <sub>2</sub> 1,1 Mce	S <sub>2</sub> <sup>4</sup>	1,925 M 1,1 G, 1,1 P t <sub>2</sub> 1,1 Mce	$\bar{G}_6 = 0,45$ G <sub>28</sub>
	S <sub>2</sub> <sup>2</sup>	au vent	1,925 M 0,9 G, 0,9 P	$\bar{G}_6 = G_6$	ext	t	0,9 Mce	t <sub>2</sub> 0,9 Mce	S <sub>2</sub> <sup>5</sup>	1,925 M 0,9 G, 0,9 P t <sub>2</sub> 0,9 Mce	$\bar{G}_6 = G_6$
Béton	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	S <sub>2</sub> <sup>U</sup>	Latérale	1,925 H	-	ext	t	1,925 Mce	t <sub>2</sub> 1,925 Mce	S <sub>2</sub> <sup>5</sup>	1,925 H t <sub>2</sub> 1,925 Mce	$\bar{G}_6 = G_6$
S <sub>2</sub> <sup>e</sup>	au vent	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Tableau n° 2

		Cas de charge A			Cas de charge B			Cas de charge C.				
Sens Transversal	Béton	Notation Règles	Face étudiée	Sollicitations d'ensemble	Contraintes admissibles	Période étudiée	Sollicitations locales			Notations Règles	Sollicitations d'ensemble + locales	Contraintes admissibles
							Charge B1	Charge B2	Charge B3 = B1 + B2			
Sens Vertical	Béton	S <sub>2</sub> <sup>IS</sup>	Sous le vent	1,925 M <sup>3</sup> ; 1,1 G; 1,1 P	$\bar{\sigma}'_b = 0,77\sigma_{28}$	Int.	t	1,1 Mce	t; 1,1 Mce	S <sub>2</sub> <sup>IS</sup>	1,925 M <sup>3</sup> ; 1,1 G; 1,1 P; t; 1,1 Mce	$\bar{\sigma}'_b = 0,52\sigma_{28}$
Sens Transversal	Béton	S <sub>2</sub> <sup>IS</sup>	Au vent	1,925 M <sup>3</sup> ; 0,9 G; 0,9 P	$\bar{\sigma}'_a = \bar{\sigma}_{en}$	Ext.	t	0,9 Mce	t; 0,9 Mce	S <sub>2</sub> <sup>IS</sup>	1,925 M <sup>3</sup> ; 0,9 G; 0,9 P; t; 0,9 Mce	$\bar{\sigma}'_a = \bar{\sigma}_{en}$
Sens Transversal	Béton	S <sub>2</sub> <sup>IS</sup>	Latérale	1,925 H <sup>3</sup>	-	Ext.	t	t; 1,925 Mce	t; 1,925 Mce	S <sub>2</sub> <sup>IS</sup>	1,925 H <sup>3</sup> ; t; 1,925 Mce	$\bar{\sigma}'_a = \bar{\sigma}_{en}$
Sens Vertical	Béton	S <sub>2</sub> <sup>IS</sup>	Au vent	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Cheminée catégorie «B». Sollicitation de 2<sup>e</sup> genre: Séisme.

Tableau N°93.

Ce tableau a été élaboré tout en respectant le PS69



	15	16	17	18	19	20
(2)	1,1	1,1	1,1	1,0	1,0	1,0

(a été prédimensionné à l'aide des efforts du vent normal et le poids propre)

Le pourcentage total  $\sum \alpha \%$  des armatures transversales qui se divise en  $\%$  intérieur et extérieur :

$$\alpha_i \% = \alpha_e \% = 0,5 \alpha \%$$

Pour toutes les sections on a  $\sum \alpha \%$  = 0,5 sauf pour la section 19 et la section 20 où  $\sum \alpha \%$  = 0,6 ;

## II. Calcul des efforts intérieurs:

### II.1. Cas de charge A : (Sollicitations de premier genre)

L'objet du calcul: évaluer les contraintes  $\sigma_{bn}$  et  $\sigma_{am}$  engendrées par les sollicitations d'ensemble. La structure réelle est remplacée par la structure fictive constituée par la surface moyenne de la coque .

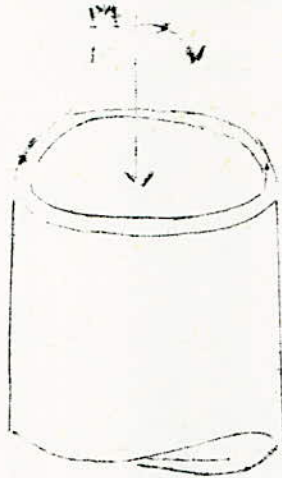
Sollicitations d'ensemble conformément aux règles :

$$S_1^1, S_2^1, S_2^2, S_2^{1s}, S_2^{2s}$$

#### II.1.1. Cas Vertical

Nous désignons par V la charge verticale provenant (V=G) du poids propre + charge permanente telle que le briquetage ( V = G + P ).

Le moment d'ensemble M et la charge verticale V sont équilibrés par des efforts normaux répartis sur le pourtour de la coque (voir fig.).

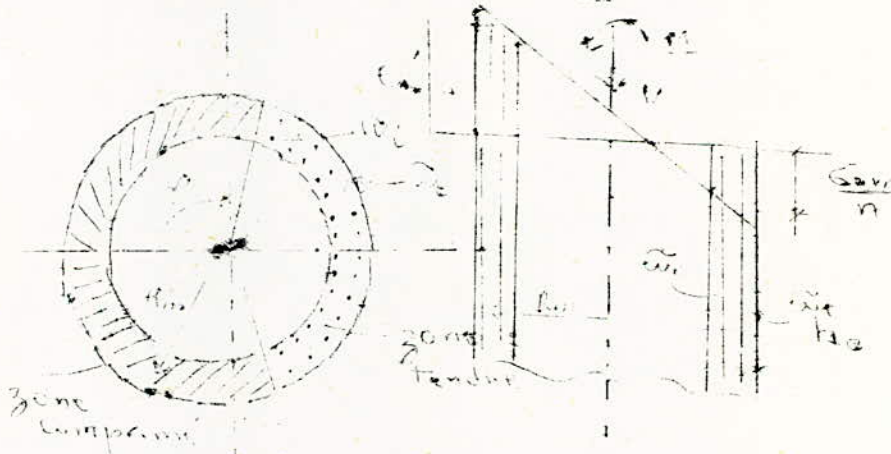


sollicitation extérieure  
H et V



contraintes normales

La méthode Chambaud et Lebello permet d'évaluer  $\sigma_{bn}$  dans le béton face sous le vent et  $\sigma_{an}$  dans l'acier face au vent



On utilise:  $a = M/V.R_m$  ;  $\sum w_i \beta_i = \bar{w}_0 + \bar{w}_i$

$R_m$  : le rayon moyen

$M$  : moment fléchissant d'ensemble

$V$  : la charge verticale ( $V = G + P$ )

On obtient:  $\sigma$  ;  $b$  ;  $s$  dans les tableaux (calcul pratique des tours en BA, Marius Diver page 197).

Il en résulte :  $\sigma_{bn} = V \cdot b / R_m h_0$

$$\sigma_{am} = ns\sigma'_{bm}$$

Les valeurs de  $\sigma'_{bm}$  et  $\sigma_{am}$  sont dans les tableaux:

Tableau N° 4 pour  $S_1^1$  (béton sous le vent et acier face au vent)

" N° 5 "  $S_2^1$  (béton sous le vent extrême)

" N° 6 "  $S_2^1$  (acier face au vent extrême)

" N° 7 "  $S_2^{1s}$  (seisme béton "sous vent")

" N° 8 "  $S_2^{1s}$  (seisme acier "face au vent")

II.1.2. Sens transversal:

L'effort tranchant  $t$  produit des cisaillements:

$$\tau = H/b; z = H/1,6D_m h_0$$

on a considéré que  $z = 0,8D_m$ ; la largeur de la section soumise au cisaillement  $b = 2h_0$ .

Les cisaillements fissurent le béton à 45°; l'équilibre étant assuré par les bielles comprimées à 45° et les armatures transversales, il en résulte une traction dans les cerces

$$\sigma_{am} = 100 \frac{t}{z}$$

d'où

$$\sigma_{am} = 100H/1,6D_m h_0 \sum$$

Cette contrainte maximale due à l'effort tranchant correspond à la "face latérale" de la cheminée.



Les valeurs de  $\tau$  et  $\sigma_{am}$  sont données dans les tableaux:

Tableau N° 9 pour  $S_1^1, S_2^2$  (face latérale) vent normal et 2 extrême,

Tableau N° 10 pour  $S_2^{2s}$  (seisme)

II.2. Cas de charge B: (premier et deuxième genre)

Objet du calcul:



Section	Cote	R <sub>m</sub>	h <sub>0</sub>	$M_{\bar{r}} + M'_{(r_n)}$ $= 1,2 M$ t <sub>m</sub>	V = G + P t	$a = \frac{M}{V \cdot R_m}$	b	Δ	φ	G <sub>0m</sub> kg/cm <sup>2</sup>	G <sub>1m</sub> kg/cm <sup>2</sup>
—	m	m	m			—	—	—	°		
0	120	1,785	0,13	—	—	—	—	—	—	—	—
1	114	1,905	0,13	11,654	36,179	0,169	—	—	—	—	—
2	108	2,025	0,13	47,508	74,772	0,314	—	—	—	—	—
3	102	2,145	0,13	108,877	115,78	0,438	—	—	—	—	—
4	96	2,265	0,13	197,038	159,202	0,546	0,303	0,062	152°	16,4	15,3
5	90	2,385	0,13	313,220	205,039	0,641	0,341	0,238	128°	22,6	897
6	84	2,605	0,13	445,618	253,311	0,702	0,366	0,361	118°	28,5	154,3
7	78	2,625	0,13	634,254	303,977	0,795	0,404	0,567	106°	36	307
8	72	2,745	0,13	841,312	357,058	0,858	0,440	0,725	99°	57	620
9	66	2,859	0,142	1080,503	413,670	0,914	0,460	0,84	95°	47	592
10	60	2,973	0,154	1352,924	475,888	0,956	0,480	0,9	93°	50	675
11	54	3,087	0,166	1659,238	544,011	0,988	0,495	0,99	90°	52,5	780
12	48	3,201	0,178	2000,054	618,257	1,011	0,49	0,99	89°	53,2	790
13	42	3,315	0,19	2374,913	698,844	1,025	0,5	1	89°	55,5	832,5
14	36	3,429	0,202	2781,898	786,069	1,032	0,55	1,036	89°	62,4	970
15	30	3,545	0,214	3218,208	880,19	1,032	0,49	0,94	89°	57	804
16	24	3,657	0,226	3684,355	981,464	1,027	0,485	0,93	90°	57,6	803,5
17	18	3,771	0,238	4182,528	1090,150	1,018	0,48	0,93	90°	58	809
18	12	3,885	0,25	4711,278	1207,102	1,005	0,49	0,99	91°	61	906
19	6	4,29	0,28	5251,741	1339,554	0,914	0,45	0,81	96°	50	607,5
20	0	4,695	0,31	5823,719	1497,882	0,828	0,407	0,54	103°	42	384

tableau n°: 5

Section	côte m	R <sub>m</sub> m	h <sub>0</sub> m	M <sub>0</sub> = 1,925 (1,2 M <sub>m</sub> ) t <sub>m</sub>	V = 11,11 (67P) t	a = $\frac{M}{V \cdot R_m}$	b	Δ	φ	ε' <sub>adm</sub> kg/cm <sup>2</sup>	ε <sub>adm</sub> kg/cm <sup>2</sup>
0	120	1,725	0,13	-	-	-	-	-	-	-	-
1	114	1,905	0,13	22,434	43,777	0,269	-	-	-	-	-
2	108	2,025	0,13	91,453	90,473	0,5	0,292	0,001	176°	10	0,15
3	102	2,145	0,13	209,588	140,094	0,697	0,37	0,361	118°	18,6	100,7
4	96	2,265	0,13	379,298	192,634	0,869	0,455	0,81	96°	29,8	362
5	90	2,385	0,13	602,944	248,097	1,02	0,52	1,13	86°	41,6	705
6	84	2,605	0,13	857,815	306,506	1,117	0,59	1,36	81°	53,4	1089,4
7	78	2,625	0,13	1220,939	367,813	1,265	0,65	1,55	77°	70	1627,5
8	72	2,745	0,13	1619,526	432,764	1,365	0,69	1,7	75°	83,7	2134,4
9	66	2,859	0,142	2079,968	500,541	1,455	0,72	1,72	75°	88,7	2288,5
10	60	2,973	0,154	2604,379	575,825	1,521	0,77	1,83	73°	96,8	2657
11	54	3,087	0,166	3194,033	658,253	1,572	0,79	1,85	73°	101,5	2816,6
12	48	3,201	0,178	3851,836	748,089	1,608	0,79	1,79	73°	104	2792,5
13	42	3,315	0,19	4571,708	845,600	1,631	0,8	1,8	72°	107	2889
14	36	3,429	0,202	5353,154	951,144	1,642	0,81	1,84	72°	111	3064
15	30	3,543	0,214	6195,050	1065,022	1,642	0,78	1,75	75°	109,6	2877
16	24	3,657	0,226	7092,383	1187,571	1,634	0,76	1,73	75°	109	2829
17	18	3,771	0,238	8051,366	1319,082	1,62	0,73	1,69	76°	107	2712,5
18	12	3,885	0,25	9069,210	1460,893	1,599	0,78	1,78	75°	117,3	3122
19	6	4,29	0,28	10109,601	1620,861	1,455	0,7	1,635	76°	94,5	2318
20	0	4,695	0,31	11210,659	1812,437	1,317	0,65	1,51	79°	81	1835

tableau n° 6

Suite n°	Côte m	R <sub>m</sub> m	ρ <sub>0</sub> m	M <sub>e</sub> = 1,925(1,2M <sub>n</sub> ) Gm	V = 0,9.1,1(b+ρ) t	a = $\frac{M}{VR_m}$	b	λ	φ°	G <sub>6m</sub> kg/cm <sup>2</sup>	G <sub>amp</sub> kg/cm <sup>2</sup>
0	120	1,785	0,13	—	—	—	—	—	—	—	—
1	114	1,905	0,13	22,434	35,817	0,329	—	—	—	—	—
2	108	2,025	0,13	91,453	74,023	0,61	0,333	0,18	132°	9,4	25,38
3	102	2,145	0,13	209,588	141,805	0,69	0,37	0,361	118°	18,8	102
4	96	2,265	0,13	379,298	157,61	1,062	0,565	1,28	83°	30,2	580
5	90	2,385	0,13	602,949	202,989	1,245	0,665	1,638	76°	51,2	1258
6	84	2,505	0,13	857,845	250,778	1,366	0,727	1,700	75°	56	1428
7	78	2,625	0,13	1220,639	300,938	1,54	0,81	1,967	71°	71,3	2104
8	72	2,745	0,13	1619,506	353,764	1,668	0,877	2,12	69°	88,5	2814
9	66	2,865	0,142	2079,968	409,533	1,778	0,92	2,12	69°	93	29574
10	60	2,973	0,154	2604,379	471,129	1,859	0,94	2,15	69°	96,7	3119
11	54	3,087	0,166	3194,033	538,571	1,921	0,95	2,17	68°	99,8	3248,5
12	48	3,201	0,178	3851,836	612,073	1,966	0,96	2,08	69°	103	3214
13	42	3,315	0,19	4571,708	694,855	1,993	1,0	2,1	68°	107,6	3389
14	36	3,429	0,202	5355,154	778,208	2,007	1,01	2,15	68°	113,5	3660
15	30	3,543	0,214	6195,050	871,382	2,007	0,906	1,967	71°	100,8	2974
16	24	3,657	0,226	7092,382	971,649	1,996	0,9	1,95	71°	106	3100,5
17	18	3,771	0,238	8051,366	1079,249	1,979	0,85	1,85	71°	102	2830,5
18	12	3,885	0,25	9069,210	1195,031	1,954	0,967	2,12	69°	119	3784
19	6	4,29	0,28	10103,601	1326,159	1,777	0,88	1,9	71°	97	2764,5
20	0	4,695	0,31	11210,659	1482,903	1,61	0,795	1,328	71°	81	2221

tableau n° 7

Section	côte m	Rm m	R <sub>0</sub> m	M <sup>s</sup> tm	v = 1,1(G+P) t	a = $\frac{M}{V \cdot R_m}$	b	Δ	γ	G <sub>bm</sub> kg/cm <sup>2</sup>	G <sub>um</sub> kg/cm <sup>2</sup>
0	120	1,785	0,13	0	0	-	-	-	-	0	0
1	114	1,905	0,13	231,055	39,797	3,048	2,025	4,0	53°	32,5	1950
2	108	2,025	0,13	462,110	82,248	2,775	1,613	3,4	57°	50,4	2570,4
3	102	2,145	0,13	693,165	127,358	2,537	1,348	3,122	59°	63 <sup>4</sup>	2955
4	96	2,265	0,13	924,22	175,122	2,33	1,307	2,885	61°	77,7	3362,5
5	90	2,385	0,13	1155,275	225,543	2,148	1,193	2,665	63°	82,4	3284
6	84	2,505	0,13	1386,33	278,642	1,986	1,008	2,466	65°	86	3181
7	78	2,625	0,13	1485,353	334,375	1,692	0,877	2,12	69°	86	3735
8	72	2,745	0,13	1584,376	392,764	1,470	0,748	1,828	73°	82,3	2257
9	66	2,865	0,142	1683,999	455,037	1,284	0,635	1,473	79°	71	1569
10	60	2,973	0,154	1782,422	523,477	1,145	0,574	1,279	83°	65,6	1258
11	54	3,087	0,166	1881,455	598,412	1,018	0,5	1,01	89°	58,4	884,76
12	48	3,201	0,178	1980,468	680,081	0,893	0,44	0,756	98°	52,5	595,4
13	42	3,315	0,19	2079,491	768,728	0,816	0,4	0,59	105°	49	483,65
14	36	3,429	0,202	2178,514	864,676	0,735	0,367	0,422	114°	45,8	290
15	30	3,543	0,214	2241,599	968,202	0,741	0,363	0,422	117°	46,4	294
16	24	3,657	0,226	2304,684	1079,40	0,726	0,36	0,39	127°	47	275
17	18	3,771	0,238	2347,769	1199,165	0,696	0,345	0,333	120°	46,1	230
18	12	3,885	0,25	2380,854	1327,812	0,714	0,354	0,361	128°	48,4	262
19	6	4,29	0,28	2993,939	1473,51	0,632	0,325	0,217	130°	40	130
20	0	4,695	0,31	4357,026	1647,67	0,563	0,296	0,082	146°	33,5	41

Tableau n°: 8

Section	Cote m	Rm m	D <sub>0</sub> m	M <sup>s</sup> tm	V=0,9(G+P) t	a= $\frac{M^s}{V.R_m}$	b	λ	φ	G' <sub>pm</sub> kg/cm <sup>2</sup>	G <sub>am</sub> kg/cm <sup>2</sup>
0	120	1,485	0,13	0	0	-	-	-	-	-	-
1	114	1,905	0,13	221,05	32,561	3,725	2,025	4	55°	26,6	1596
2	108	2,025	0,13	462,11	67,294	3,391	2,046	3,6	55°	52,3	2824
3	102	2,145	0,13	693,165	104,202	3,101	1,7	3,2	57°	63,5	8143
4	96	2,265	0,13	924,22	143,282	2,848	1,55	3,13	59°	75,4	3540
5	90	2,385	0,13	1155,275	184,535	2,625	1,35	2,9	61°	80	3480
6	84	2,505	0,13	1386,33	227,98	2,428	1,3	2,8	61°	91	3822
7	78	2,625	0,13	1617,385	273,579	2,068	1,08	2,466	65°	86,6	3203
8	72	2,745	0,13	1848,44	321,352	1,796	0,877	2,12	69°	79	2812
9	66	2,859	0,142	2079,495	372,303	1,582	0,771	1,828	73°	70,7	1938,6
10	60	2,973	0,154	2310,54	424,299	1,400	0,72	1,66	75°	66,7	1660,8
11	54	3,087	0,166	2541,595	489,61	1,245	0,65	1,51	79°	62	1404,3
12	48	3,201	0,178	2772,64	556,431	1,112	0,55	1,2	87°	53,7	966,6
13	42	3,315	0,19	3003,69	628,262	0,998	0,5	1,0	90°	49,9	748,5
14	36	3,429	0,202	3234,74	707,462	0,899	0,44	0,756	98°	45	510,3
15	30	3,543	0,214	3465,79	792,171	0,806	0,435	0,75	99°	45,5	512
16	24	3,657	0,226	3696,84	883,318	0,739	0,43	0,74	99°	46	510,6
17	18	3,771	0,238	3927,89	981,135	0,681	0,414	0,65	102°	45	488,75
18	12	3,885	0,25	4158,94	1086,352	0,630	0,42	0,68	101°	47	479,4
19	6	4,29	0,28	4993,99	1205,599	0,572	0,381	0,49	110°	38,2	280,77
20	0	4,695	0,31	5357,0	1348,094	0,538	0,343	0,37	122°	31,8	146,44

Section	Cote m	Hn tonne	h <sub>0</sub> m	D <sub>m</sub> m	Σ w% transv	$Z = \frac{Hn}{1,6 D_m h_0}$ kg/cm <sup>2</sup>	Vent normal $G_{am} = \frac{100 Hn}{1,6 D_m \Sigma w h_0}$ kg/cm <sup>2</sup>	Vent extrême $G_{am} = 1,925 G_{am}$ kg/cm <sup>2</sup>
0	120	0	0,13	3,57	0,5	—	—	—
1	114	3,271	0,13	3,81	0,5	0,4	82,6	159
2	108	6,423	0,13	4,05	0,5	0,8	159,6	307,23
3	102	10,358	0,13	4,29	0,5	1,2	232,2	446,985
4	96	14,164	0,13	4,53	0,5	1,5	300,65	578,75
5	90	18,142	0,13	4,77	0,5	1,8	365,70	703,97
6	84	22,274	0,13	5,01	0,5	2,1	427,50	822,94
7	78	26,552	0,13	5,25	0,5	2,43	486,30	936,13
8	72	30,974	0,13	5,49	0,5	2,7	542,5	1044
9	66	35,522	0,13	5,718	0,5	2,73	546,9	1052,8
10	60	40,182	0,134	5,946	0,5	2,74	548,5	1055,86
11	54	44,935	0,166	6,174	0,5	2,74	548	1055
12	48	49,769	0,178	6,402	0,5	2,73	546	1051
13	42	54,388	0,19	6,630	0,5	2,70	539,7	1038,9
14	36	58,688	0,202	6,858	0,5	2,65	529,6	1019,5
15	30	62,531	0,214	7,086	0,5	2,58	515,5	992,34
16	24	66,258	0,226	7,314	0,5	2,51	501	964,43
17	18	69,864	0,238	7,542	0,5	2,43	486,5	936,5
18	12	73,288	0,25	7,77	0,5	2,36	471,6	907,83
19	6	76,633	0,28	8,58	0,5	1,994	332,3	639,7
20	0	80,311	0,31	9,39	0,5	1,72	287,4	553,25

Section	Côte	Dm	$\rho_0$	$H^5$	$\Sigma \sigma_0$	$\tau = \frac{H^5}{1,6 D_m \rho_0}$ $\frac{kg}{cm^2}$	$G_{am} = \frac{100 H^5}{1,6 D_m \Sigma \sigma_0 \rho_0}$ $\frac{kg}{cm^2}$
-	m	m	m	ton	%		
0	120	3,57	0,13	0	0,5	-	-
1	114	3,81	0,13	4,181	0,5	0,6	105,5
2	108	4,05	0,13	8,341	0,5	0,99	198
3	102	4,29	0,13	12,443	0,5	1,4	280
4	96	4,53	0,13	16,453	0,5	1,75	350
5	90	4,77	0,13	20,395	0,5	2,1	420
6	84	5,01	0,13	24,11	0,5	2,3	460
7	78	5,25	0,13	27,626	0,5	2,53	506
8	72	5,49	0,13	30,912	0,5	2,7	540
9	66	5,73	0,13	34,00	0,5	2,82	524
10	60	5,97	0,13	36,949	0,5	2,92	504
11	54	6,21	0,13	39,705	0,5	3,02	484
12	48	6,45	0,13	42,283	0,5	3,12	464
13	42	6,69	0,13	44,692	0,5	3,22	440
14	36	6,93	0,13	46,949	0,5	3,32	420
15	30	7,17	0,13	49,062	0,5	3,42	394
16	24	7,41	0,13	51,031	0,5	3,52	370
17	18	7,65	0,13	52,856	0,5	3,62	346
18	12	7,89	0,13	54,537	0,5	3,72	324
19	6	8,13	0,13	56,074	0,6	3,82	262
20	0	8,37	0,13	57,467	0,6	3,92	220

Tableau n°: 10

Evaluer les contraintes  $\sigma_t$ ,  $\sigma_c$ ,  $\sigma_o$  engendrées respectivement par les sollicitations locales  $M_t$ ,  $M_c$ ,  $M_o$  dans l'épaisseur de la paroi.

II-2-1- Charge B<sub>1</sub>: Gradient thermique :

On ne fait le calcul que pour les niveaux :  
120m ; 102m ; 84m ; 66m ; 48m ; 30m ; 12m ; 0m.

II-2-1-1- Sens vertical :

- face sous le vent; section entièrement comprimée.

La contrainte supplémentaire de compression apportée par le moment  $M_t$  au droit des fibres intérieures est:

$$\sigma_t = M_t / I = K_t h_o^2 / 12I$$

avec  $r = h_o/2$

$$\sigma_t = K_t h_o / 2$$

Voir les valeurs dans le tableau N° 11.

- face au vent; section entièrement tendue.

La contrainte supplémentaire de traction apportée par le moment  $M_t$  au droit des aciers extérieurs est:

$$\sigma_t = M_t / h_a A_e = n K_t h_o / (1+c)$$

avec  $h_a = h_o - \text{enrobage} = h_o - 3 \text{ cm}$

$$c = A_i / A_e$$

La détente des armatures intérieures est égale à  $\sigma_t / c$

Voir les valeurs de  $\sigma_t$  dans le tableau N° 12.

II-2-1-2- Sens transversal :

On considère qu'il s'agit d'une section partiellement comprimée et partiellement tendue soumise à la flexion simple.



Section	cote m	$K_t$ $\text{kg/cm}^2$	$P_{ho}$ cm	$\sigma'_c = K_t \frac{P_{ho}^2}{h^2}$ $\text{kg/cm}^2$
0	120	6,52	13	42,4
3	102	6,56	13	42,64
6	84	6,57	13	47,2
9	66	5,48	14,2	38,9
12	48	5,7	17,8	50,73
15	30	4,86	21,4	52,0
18	12	4,6	25	57,50
20	0	4,24	31	65,72

tableau n° : 11

Section	cote m	$P_{ha}$ cm	$c = \frac{0,4E_w}{0,62w}$ —	$K_t$ $\text{kg/cm}^2$	$\sigma_{at} = \frac{m c K_t P_{ha}}{1+c}$ $\text{kg/cm}^2$
0	120	7	0,67	6,52	274,7
3	102	7	0,67	6,56	276,4
6	84	7	0,67	6,57	276,8
9	66	8,2	0,67	5,48	270,4
12	48	11,8	0,67	5,7	404,8
15	30	15,4	0,67	4,86	450,4
18	12	19	0,67	4,6	526
20	0	25	0,67	4,24	638

tableau n° : 12

Section	cote m	$K_t$ $\text{kg/cm}^2$	$\tilde{w}_e = \tilde{w}_i$ %	$\alpha$ —	$\beta = \frac{P}{P_{ho}}$ —	$P_{ho}$ cm	$\sigma'_c = K_t \alpha \cdot P_{ho}$ $\text{kg/cm}^2$	$\sigma_c = m K_t P_{ho} (\beta - \alpha)$ $\text{kg/cm}^2$
0	120	6,52	0,25	0,21	0,77	13	17,8	712
3	102	6,56	0,25	0,21	0,77	13	17,9	716,4
6	84	6,57	0,25	0,21	0,77	13	17,94	717,44
9	66	5,48	0,25	0,21	0,79	14,2	16,34	677
12	48	5,7	0,25	0,21	0,83	17,8	21,31	943
15	30	4,86	0,25	0,21	0,86	21,4	21,84	1014
18	12	4,6	0,25	0,21	0,88	25	24,15	1136
20	0	4,24	0,25	0,21	0,90	31	27,6	1360,4

tableau n° : 13

Connaissant la valeur de  $\nu$ . (Tableau dans les tours en BA  
Marius Diver page 177)

On a:  $\epsilon'_t = K_t h_0$  accroissement de la compression au droit  
des fibres intérieures.

$\epsilon_t = nK_t h_0 ( - )$  accroissement de la traction au  
droit des aciers extérieurs.

Voir les valeurs de  $\epsilon'_t$  et  $\epsilon_t$  dans le tableau N° 13.

II-2-2. Charge B<sub>2</sub>, Moments locaux M<sub>c</sub> et M<sub>o</sub>.

II-2-2-1. Sens vertical:

Dans le sens vertical agit le moment M<sub>c</sub> produit par les  
consoles intérieures.

- Face sous le vent; section entièrement comprimée:

$$\sigma'_c = 6M_{c0}/h_a A_c \text{ (au droit des fibres intérieures)}$$

- Face au vent; section entièrement tendue:

$$\sigma_{cext} = M_{c0}/h_a A_c \text{ (au droit des aciers exté-  
rieurs)}$$

$$\sigma_{cint} = M_{c1}/h_a A_c \text{ (au droit des aciers intérieurs)}$$

Voir les valeurs dans le tableau N° 14.

II-2-2-2. Sens transversal:

Dans le sens transversal agit le moment M<sub>o</sub> produit par  
l'ovalisation.

Les contraintes de compression dans le béton et surtout  
celles de traction dans les aciers transversaux (Les seules  
ayant une importance pratique).

Connaissant la position de l'axe neutre (valeur de  $\alpha$ ): donc  
le bras de levier des forces intérieures, on utilise la re-  
lation:

$$\sigma_o = \frac{M_o}{h_a ( - 1/3 ) A}$$

L'étude des efforts de l'ovalisation demande deux calculs  
distincts:

Section	côte m	$\rho_o$ cm	$\rho_a$ cm	$M_{ec}$ $\rho_g/m$	$M_{ei}$ $\rho_g/m$	$\Sigma w_{vert}$ %	$A_c = 0,6 \Sigma w \cdot \rho_o$ $cm^2/m$	$A_i = 0,4 \Sigma w \cdot \rho_o$ $cm^2/m$	$G'_c$ $\rho_g/cm^2$	$G'_{ext}$ $\rho_g/cm^2$	$G'_{int}$ $\rho_g/cm^2$
0	120	13	7	0	0	0,5	3,9	2,6	—	—	—
3	102	13	7	70	70	0,6	4,68	3,12	2,5	214	321
6	84	13	7	70	70	0,7	5,46	3,64	2,5	183	320
9	66	14,2	8,2	100	100	0,9	7,668	5,112	2,98	159	239
12	48	17,8	11,8	100	100	1,0	10,68	7,12	1,9	79	119
15	30	21,4	15,4	100	100	1,1	14,124	9,416	1,3	60	70
18	12	25	19	100	100	1,1	16,5	11	0,96	32	50
20	0	31	25	100	100	1,0	18,6	12,4	0,62	22	32

tableau n°: 14

Section	côte m	$G'_t + G'_c$ $\rho_g/cm^2$	$G'_{ext} + G'_{c, ext}$ $\rho_g/cm^2_{ext}$	$G'_{c, int}$ $\rho_g/cm^2$
0	120	42,4 + 0	274,7 + 0	—
3	102	45,14	490,4	321
6	84	49,7	459,8	320
9	66	41,88	429,4	239
12	48	52,63	483,8	119
15	30	53,3	510,4	70
18	12	58,46	558	50
20	0	66,34	660	32

tableau n°: 16

Paroi int      Aucc ext      Aucc int

- Accroissement de la traction dans les aciers extérieurs.

$$\sigma_c = \frac{M_{oc}}{h_o \left( 1 - \frac{x}{3} \right) A_c}$$

- Accroissement de la traction dans les aciers intérieurs.

$$\sigma_{oi} = \frac{M_{oi}}{h_o \left( 1 - \frac{x}{3} \right) A_i}$$

Voir les valeurs dans le tableau N° 15.

II-2-3- Charge B<sub>3</sub>; Gradient thermique et moment locaux:

On fait la superposition de B<sub>1</sub> et B<sub>2</sub>.

II-2-3-1- Sens vertical:

- Face sous vent; section entièrement comprimée:

$$\sigma_t + \sigma_c = \frac{Kth_o}{2} + \frac{\delta M_{ce}}{h_a A_c}$$

Voir les valeurs dans le tableau N° 16.

- Face au vent; section entièrement tendue:

$$\text{aciers extérieurs: } \sigma_t + \sigma_{ext} = \frac{n c K t h_a}{1 + c} + \frac{M_{ce}}{h_a A_c}$$

Voir tableau N° 16

$$\text{aciers intérieurs: } \sigma_{cint} = M_{ci} / h_a A_i$$

Voir les valeurs dans le tableau N° 16.

II-2-3-2- Sens transversal:

$$\text{aciers extérieurs: } \sigma_t + \sigma_{oc} = n \cdot K t h_o \left( 1 - \frac{x}{3} \right) + \frac{M_{oc}}{h_o \left( 1 - \frac{x}{3} \right) A_c}$$

Voir tableau N° 17.

$$\text{aciers intérieurs: } \sigma_{oi} = \frac{M_{oc}}{h_o \left( 1 - \frac{x}{3} \right) A_i}$$

Voir tableau N° 17.

Section	côte m	h <sub>0</sub> cm	$f = \frac{h_0 - 3}{h_0}$	$\alpha$	$\Sigma w = \frac{\Sigma w_i}{\text{moyens}}$ %	$\tilde{w}_i = w_i = \frac{\Sigma w_i}{2}$ %	$A_i = A_e = 0,5 \Sigma w_i \cdot h_0$ cm <sup>2</sup> /m	M <sub>oe</sub> kg/m <sup>3</sup>	M <sub>oi</sub> kg/m <sup>3</sup>	G <sub>oe</sub> kg/cm <sup>2</sup>	G <sub>oi</sub> kg/cm <sup>2</sup>
0	120	13	0,11	0,21	0,5	0,25	3,25	139	155	470	524,1
3	102	13	0,17	0,21	0,5	0,25	3,25	172	192	581,6	649,2
6	84	13	0,17	0,21	0,5	0,25	3,25	225	261	760,8	848,7
9	66	14,2	0,19	0,21	0,5	0,25	5,55	278	310	766	854
12	48	17,8	0,83	0,21	0,5	0,25	4,45	322	359	549	612
15	30	21,4	0,86	0,21	0,5	0,25	5,35	333	372	368	411,3
18	12	25	0,88	0,21	0,5	0,25	6,25	314	350	248,1	276,5
20	0	31	0,9	0,21	0,6	0,3	7,25	328	359	161,5	180

tableau n°: 15

section	côte m	G <sub>e</sub> + G <sub>oe</sub> kg/cm <sup>2</sup>	G <sub>oi</sub> kg/cm <sup>2</sup>
0	120	1182	524,1
3	102	1298	649,2
6	84	1478,24	848,7
9	66	1443	854
12	48	1492	612
15	30	1382	411,3
18	12	1384,1	276,5
20	0	1521,9	180

Nappe est

Nappe est

tableau n°: 17

II-3- Charge C: (premier et deuxième genre):

Objet du calcul: évaluer les contraintes finales  $\sigma'_b$  et  $\sigma_a$  sous l'action des sollicitations d'ensemble et locales conformément aux règles  $S_1^3, S_1^4, S_2^4, S_2^5, S_2^{4s}, S_2^{5s}$

On fait la superposition dans les deux sens vertical et transversal.

$$\sigma'_b = \sigma'_{bn} + \sigma'_t + \sigma'_c + \sigma'_o$$

$$\sigma_a = \sigma_{an} + \sigma_t + \sigma_c + \sigma_o$$

II-3-1- Sens vertical: (sollicitations du premier genre;  $S_1^3$ )

- Sous le vent:

$$\sigma'_b = \sigma'_{bn} + \sigma'_t + \sigma'_c$$

Voir tableau N° 18.

- Face au vent: (aciers extérieurs):

$$\sigma_a = \sigma_{an} + \sigma_{cent} + \sigma_t$$

Voir tableau N° 19.

- Face au vent: (aciers intérieurs):

$$\sigma_a = \sigma_{an} + \sigma_{cint}$$

Voir tableau N° 20.

II-3-2- Sens transversal:

- Face latérale: (aciers extérieurs)

$$\sigma_a = \sigma_{an} + (\sigma_t + \sigma_{oc})$$

on déduit 15% ( c'est une recommandation)

$$\sigma_a = 0,85 \left[ \sigma_{an} + (\sigma_t + \sigma_{oc}) \right]$$

VOIR tableau N° 21.

Section -	côte m	$G'_{bm}$ $kg/cm^2$	$G'_t$ $kg/cm^2$	$G'_c$ $kg/cm^2$	$G'_b = G'_{bm} + G'_t + G'_c$ $kg/cm^2$
0	120	-	42,4	5	42,4
3	102	-	42,64	2,5	45,14
6	84	28,5	47,2	2,5	78,5
9	66	47	38,9	2,98	88,88
12	48	53,2	50,73	1,9	105,83
15	30	57	52,00	1,3	110,3
18	12	61	57,5	0,96	119,46
20	0	42	65,72	0,62	108,34

Tableau n°: 18

Section -	côte m	$G_{am}$ $kg/cm^2$	$G_t$ $kg/cm^2$	$G_{cext}$ $kg/cm^2$	$G_a = G_{am} + G_t + G_{cext}$ $kg/cm^2$
0	120	-	274,7	-	274,7
3	102	-	276,4	214	490,4
6	84	154,3	276,8	183	614,1
9	66	592	270,4	159	1021,4
12	48	790	404,8	79	1273,8
15	30	804	450,4	60	1314,4
18	12	906	526	32	1464
20	0	384	638	22	1044

Tableau n°: 19

Section	Côte m	$G_{am}$ g/cm <sup>2</sup>	$G_{cint}$ g/cm <sup>2</sup>	$G_a = G_{am} + G_{cint}$ g/cm <sup>2</sup>
0	120	—	—	—
3	102	—	321	321
6	84	154,3	320	474,3
9	48	592	239	831
12	30	790	119	909
15	24	804	70	874
18	12	906	50	956
20	0	384	32	416

tableau n°: 20

Section	Côte m	$G_{am}$ g/cm <sup>2</sup>	$G_c$ g/cm <sup>2</sup>	$G_{oc}$ g/cm <sup>2</sup>	$G_a = 0,85 [G_{am} + (G_c + G_{oc})]$ g/cm <sup>2</sup>
0	120	—	712	470	1182
3	102	232,8	716,4	581,6	1367
6	84	427,5	717,4	760,8	1620
9	48	546,7	677	766	1691,4
12	30	546	843	549	1732,3
15	24	515,5	1014	368	1612,875
18	12	471,6	1156	248,1	1894,35
20	0	287,4	1369,4	161,5	1537,91

tableau n°: 21



- Face au vent: (aciens intérieurs)

$$\sigma_a = \sigma_{oi}$$

Voir tableau N° 22.

II-3-3. Poutre transversale: (solicitations du deuxième genre: vent extrême et seisme)

On a dit qu'on assimile seisme au vent extrême: analogiquement (artifice de calcul)

- Face sous vent:

$$\sigma'_b = \sigma'_{bn} + \sigma'_t + \sigma'_c$$

- Vent extrême:

$$\sigma'_b = 1,925 (\sigma'_{bn})_{v,n} + \sigma'_t + 1,1 (\sigma'_c)_1^3$$

l'indice v,n veut dire: vent normal

" )<sub>1</sub> " " : premier genre

Voir les valeurs dans le tableau N° 22.

- Seisme:

$$\sigma'_b = \sigma'_{bn}{}^s + \sigma'_t + 1,1 (\sigma'_c)_1^3$$

Voir les valeurs dans le tableau N° 23.

- Face au vent:

$$\sigma_a = \sigma_{an} + \sigma_t + 0,9 \sigma_c$$

- Vent extrême:

aciens extérieurs:  $\sigma_a = \sigma_{an} + \sigma_t + 0,9 \sigma_{cext}$

Voir les valeurs dans le tableau N° 24.

aciens intérieurs  $\sigma_a = \sigma_{an} + 0,9 \sigma_{cint}$

Voir les valeurs dans le tableau N° 25.

- Seisme:

aciens extérieurs:  $\sigma_a^s = \sigma_{an}^s + \sigma_t + 0,9 \sigma_{cext}$

Voir les valeurs dans le tableau N° 26.

aciens intérieurs:  $\sigma_a^s = \sigma_{an}^s + 0,9 \sigma_{cint}$

Section	Côte m	$G'_{bm}$ $g/cm^2$	$G'_t$ $g/cm^2$	$1,15 G'_c$ $g/cm^2$	$G'_b = G'_{bm} + G'_t + G'_c$ $g/cm^2$
0	120	-	42,4	-	42,4
3	102	-	42,4	2,75	45,39
6	84	54,8	47,2	2,75	104,75
9	66	90,5	38,9	2,28	131,68
12	48	102,4	30,73	2,09	155,22
15	30	109,7	52	1,43	163,13
18	12	117,4	57,5	1,06	175,96
20	0	80,9	65,72	0,68	147,3

tableau n° 22

Section	cote m	$G'_{bm}$ $g/cm^2$	$G'_t$ $g/cm^2$	$1,15 G'_{c1}$ $g/cm^2$	$G'_b = G'_{bm} + G'_t + 1,15 G'_{c1}$ $g/cm^2$
0	120	-	42,4	-	42,4
3	102	63	42,64	2,75	108,39
6	84	86	47,2	2,75	135,95
9	66	71 <sup>0</sup>	38,9	2,28	112,18
12	48	52,5	30,73	2,09	105,32
15	30	46,4	52	1,43	99,83
18	12	48,4	57,5	1,06	106,96
20	0	33,5	65,72	0,68	99,9

tableau n° 23

Section	Cote m	$G_{am}$ $g/cm^2$	$G_t$ $g/cm^2$	$G_{c ext}$ $g/cm^2$	$G_a = G_{am} + G_t + G_{c ext}$ $g/cm^2$
0	120	-	274,7	-	= 274,7
3	102	102	276,4	192,6	571
6	84	1428	276,8	164,7	1869
9	66	2957,4	270,4	143,1	3370,9
12	48	3214	404,8	71,1	3689,9
15	30	2974	450,4	54	3478,4
18	12	3784	526	28,8	4338,8
20	0	2221	638	103,8	2878,8

tableau n°24

Section	Cote m	$G_{am}$ $g/cm^2$	$G_{c int}$ $g/cm^2$	$G_a = G_{am} + G_{c int}$ $g/cm^2$
0	120	-	-	-
3	102	102	288,9	390,9
6	84	1428	288	1716
9	66	2957,4	215,1	3172,5
12	48	3214	107,1	3321,1
15	30	2974	63	3037
18	12	3784	45	3829
20	0	2221	28,8	2249,8

tableau n°25

Section	Côte m	$\sigma_{am}$ g/cm <sup>2</sup>	$\sigma_c$ g/cm <sup>2</sup>	$0,9 \sigma_{cex}$ g/cm <sup>2</sup>	$\sigma_a$ g/cm <sup>2</sup>
0	120	-	274,7	-	274,7
3	102	3143	276,4	192,6	3612
6	84	3822	276,8	164,7	4263,5
9	66	1938,6	270,4	143,1	2352
12	48	966,6	104,8	71,1	1442,5
15	30	512	150,4	64	1016,4
18	12	479,4	626	28,8	1034,2
20	0	146,44	638	19,8	804,4

tableau n° 2e

Section	Côte m	$\sigma_{am}$ g/cm <sup>2</sup>	$0,9 \sigma_{cint}$ g/cm <sup>2</sup>	$\sigma_a$ g/cm <sup>2</sup>
0	120	-	-	-
3	102	3143	288,9	3431,9
6	84	3822	288	4110
9	66	1938,6	215,1	2153,1
12	48	966,6	107,1	1073,7
15	30	512	63,0	575
18	12	479,4	45	545,5
20	0	146,44	28,8	175,3

tableau n° 2f

Section	Côte (m)	$\sigma_{am}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_c$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$0,925 \sigma_{cex}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_a$ (kg/cm <sup>2</sup> )
0	120	-	712	904,75	1374,2
3	102	447	716,4	1119,58	1940,5
6	84	823	717,44	1464,54	2524
9	66	1052,8	677	1474,55	2715,2
12	48	1051	943	1056,25	2592,7
15	30	992,34	1014	708,4	2307,5
18	12	907,83	1136	477,6	2143
20	0	553,25	1360,4	310,9	1890,9

tableau n° 28

Voir les valeurs dans le tableau N° 27.

II.3.4. Sens transversal:

- Face latérale:

- Vent extrême:

aciers extérieurs:  $\sigma_a = 0,85(\sigma_{am} + \sigma_t + 1,925\sigma_{oext})$

Voir les valeurs dans le tableau N° 28.

- Face au vent:

aciers intérieurs:  $\sigma_a = \sigma_{oint}$

cette vérification n'est pas nécessaire.

- Seisme:

La vérification n'est pas nécessaire car l'effort tranchant dû au seisme est plus faible que l'effort tranchant dû au vent extrême.

III. Choix des matériaux:

III.1. Béton:

D'après le calcul des efforts intérieurs dans le béton, on choisit sa résistance à 28 jours d'âge, de granulats silico-calcaire (le plus fréquent); D'après les valeurs calculées dans le paragraphe (cas de charge C).

- Sollicitations du premier genre:  $\sigma'_b = 119,5 \text{ kg/cm}^2$

Voir tableau N° 18.

La contrainte admissible est donnée dans le tableau N° 1.

$$\sigma'_b = \frac{\sigma'_b}{1} \cdot \frac{1}{28}$$

$$\lambda_1 = 0,6$$

$$\eta_b = 0,75 \text{ (coefficient minorateur de la résistance du bét.)}$$

$$\text{d'où } \sigma'_b = 0,45 \cdot \frac{1}{28}$$

d'où  $119,5 \times 0,45 = 54,28$

d'où  $54,28 \times 5 = 271,4$   $265,5 \text{ kg/cm}^2$

On prend un béton de résistance à 28 jours d'âge:

$R_{28} = 275 \text{ kg/cm}^2$  (sur éprouvette cylindrique)

- Béton dosé à  $350 \text{ kg/n}^3$  du CPA 325; contrôle atténué..

R E M A R Q U E:

Les contraintes en sollicitation du 2<sup>e</sup> genre sont toutes vérifiées.

III-2- Aciers verticaux:

III-2.1- Aciers extérieurs:

D'après le calcul des efforts dans l'acier, on choisit sa résistance minimale  $R_{en}$ , d'après les calculs dans le paragraphe (cas de charge C).

- Sollicitations du deuxième genre:

$$\sigma_a = \sigma_{en}$$

La plus grande contrainte développée dans les aciers:

$$\sigma_a = 4338,8 \text{ kg/cm}^2 \text{ (tableau N}^\circ 24).$$

On prend des aciers de haute adhérence de qualité FcE 45

$$R_{en} = 4500 \text{ kg/cm}^2$$

III-2.2- Aciers intérieurs:

La plus grande contrainte développée:  $\sigma_a = 3829 \text{ kg/cm}^2$

(Voir tableau N<sup>o</sup> 25)

On prend des aciers de haute adhérence de qualité :

$$\text{FcE 45} \quad R_{en} = 4500 \text{ kg/cm}^2$$

III.3. Aciers transversaux:

— Sollicitations du deuxième genre:

$$\bar{\sigma}_a = 0 \text{ en}$$

$$\bar{\sigma}_a = 2715,2 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{Voir tableau N}^\circ 28)$$

On prend de l'acier doux pour bien le façonner.

On prend du FeL 34  $\sigma_{\text{en}} = 3400 \text{ kg/cm}^2$

C H A P I T R E - VI -

FERRAILLAGE DU FUT et CALCUL DES OUVERTURES

I - FERRAILLAGE du FUT

I - 1 Ferraillage vertical (partie du fût non enterré)

Le pourcentage des aciers verticaux a été prédictionné dans le chapitre V (hypothèses de chargement et calcul des efforts intérieurs)

- Pour le ferraillage on doit respecter les conditions suivantes :

+ pourcentage minimal (nappe extérieure + intérieure)

$$= 0,25 \%$$

+ Pourcentage maximal (nappe extérieure + intérieure)

$$= 2 \%$$

+ Diamètre minimal = 8 mm

+ espacement maximal entre les axes des aciers =

$$= 25 \text{ cm}$$

(avec une condition supplémentaire de  $1,5 h_0$  pour le ferraillage transversal)

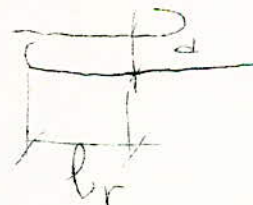
+ Enrobage minimal = 3 cm ou  $1,25 \phi$

+ recouvrement

$$l_r = 0,4 l_d \text{ pour } d \leq 5 \phi$$

Pour notre cas  $d < 5 \phi$

$$\text{Donc } l_r = 0,4 l_d = 51.0,14.\phi$$



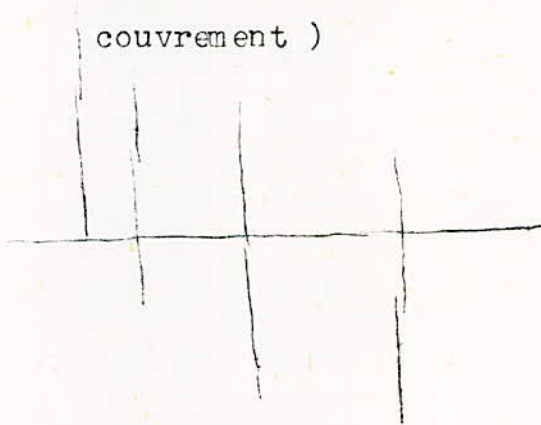


Donc on prend un recouvrement constant pour tous les diamètres

$l_d = 50 \text{ cm}$  ( HA ) Aciers verticaux

$l_d = 70 \text{ cm}$  ( acier doux ) pour les cerces

- Les armatures verticales sont coupées généralement en 4 m de longueur ( voir plan recouvrement )
- On recouvre une armature sur 4 armatures ( voir plan recouvrement )



On a un seul recouvrement sur les 4 barres

Le pourcentage total  $\sum \bar{w}$  vertical est divisé en  $0,6 \sum \bar{w}^2$  pourcentage vertical extérieur ( $A_e = 0,6 \sum \bar{w} \cdot h_0 \text{ cm}^2/\text{m}$   $h_0$  en cm ) et  $0,4 \sum \bar{w}$  : pourcentage vertical intérieur ( $A_i = 0,4 \sum \bar{w} \cdot h_0 \text{ cm}^2/\text{m}$ ). On calcule le nombre de diamètre  $\emptyset$  par mètre  $\mathcal{V}$ ; Puis le nombre total de diamètre sur toute la circonférence de la cheminée par la relation

$$n_t = \mathcal{V} \cdot \Pi \cdot D_m \quad D_m = \text{Diamètre moyen de la cheminée}$$

On calcule la section d'acier effective après le choix des diamètres  $A_{e\text{eff}} \text{ cm}^2/\text{m}$  et  $A_{i\text{eff}}$ .

Toutes les valeurs pour la nappe extérieure et intérieure sont dans le tableau n°1 et 2 .

Nappe inférieure

Tableau n° 2

Section	Cote m	P <sub>0</sub> cm	D <sub>m</sub> m	$\bar{\omega}$ %	$A_i = 0,4 \bar{\omega} \cdot P_0$ cm <sup>2</sup> /m	$\nu$ m <sup>3</sup> /m	$m_L = \nu \cdot D_m$ —	$A_i$ off cm <sup>2</sup> /m	capacité en cm.
0	120	13	3,57	0,5	2,6	6,245	70 φ 8	3,141	16
1	114	13	3,81	0,5	2,6	5,85	70 φ 8	2,943	17
2	108	13	4,05	0,6	3,12	5,5	70 φ 8	2,7665	18,18
3	102	13	4,29	0,6	3,12	5,197	35 φ 8 35 φ 10	3,47	19,242
4	96	13	4,53	0,7	3,64	4,921	70 φ 10	3,863	20,82
5	90	13	4,77	0,7	3,64	4,674	70 φ 10	3,669	21,395
6	84	13	5,01	0,7	3,64	8,899	140 φ 8	4,476	11,237
7	78	13	5,25	0,8	4,16	8,493	140 φ 8	4,272	11,774
8	72	13	5,49	0,8	4,16	8,12	140 φ 8	4,085	12,32
9	66	14,2	5,73	0,9	5,112	7,797	70 φ 10 70 φ 8	5,022	12,825
10	60	15,4	5,946	0,9	5,544	7,498	140 φ 10	5,886	13,33
11	54	16,6	6,175	0,9	5,976	7,22	140 φ 10	5,668	13,85
12	48	17,8	6,402	1,0	7,12	6,974	70 φ 14 70 φ 8	7,114	14,36
13	42	19	6,63	1,0	7,6	6,725	140 φ 12	7,599	14,87
14	36	20,2	6,858	1,0	8,08	13	140 φ 10 140 φ 8	8,372	7,69
15	30	21,4	7,086	1,1	9,416	12,58	280 φ 10	9,875	7,95
16	24	22,6	7,314	1,1	9,944	12,19	140 φ 12 140 φ 8	9,955	8,2
17	18	23,8	7,542	1,1	10,472	11,82	140 φ 12 140 φ 10	11,321	8,46
18	12	25	7,77	1,0	10	11,48	140 φ 12 140 φ 10	10,992	8,71
19	6	28	8,58	1,0	12,2	10,39	280 φ 12	11,744	9,625
20	0	31	9,39	1,0	14,4	9,5	140 φ 14 140 φ 12	12,683	10,53

I - 2 Ferraillage transversal (partie du fût non enterré)

Le pourcentage total  $\sum \bar{w}$  est divisé en 2 parties égales

$$\bar{w}_e = \bar{w}_i = 0,5 \sum \bar{w} \implies A_e = A_i = 0,5 \sum \bar{w} \cdot h_0 \text{ cm}^2\text{m}$$

Le nombre de  $\emptyset$  par mètre  $\nu$ , on a adopté partout

$$\nu = 6 \quad (\text{On utilise des } \emptyset 8 ; \emptyset 10 ; \emptyset 12 ; \emptyset 14)$$

Tableau N° 3

I - 3 Ferraillage de la partie du fût enterré (entre  $\pm 0$  et - 4,5 m)

I - 3 - 1 - Ferraillage vertical

Le moment dû au vent normal $\times$  au niveau - 4,50 m

$$M_n^{-4,5} = 5189,417 \text{ tm}$$

Le poids propre au niveau - 4,50 m

$$V^{-4,5} = 1649 \text{ t}$$

l'épaisseur de la coque au niveau - 4,50 m

$$h_0 = 40 \text{ cm}$$

Rayon moyen au niveau - 4,50 m

$$R_m = 4,965 \text{ m}$$

On calcule

$$a = \frac{M}{V \cdot R_m} = \frac{5189,417}{1649 \cdot 4,965} = 0,634$$

On choisit un pourcentage d'acier de telle sorte que

$$\sigma'_{b_m} \leq \sigma'_b = 0,30 \sigma'_{28} = 83 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\frac{V \cdot b}{R_m \cdot h_0} \leq 830 \implies b \leq \frac{830 \cdot R_m \cdot h_0}{V} = \frac{830 \cdot 4,965 \cdot 0,4}{1649}$$

$$b \leq 0,999624$$

On prend  $b = 0,325$

Secteur	Cote m	h <sub>0</sub> cm	$\Sigma \bar{\omega}$ %	$A_c = A_i = 0,5 \Sigma \bar{\omega} \cdot h_0$ cm <sup>2</sup> /m	$\nu$ n <sup>o</sup> φ / q	$A_c = A_i = \frac{eff}{\nu}$ cm <sup>2</sup> /m	espacement cm
0	120	13	0,5	3,25	6φ8	3,018	16,67
1	114	13	0,5	3,25	6φ8	3,018	"
2	108	13	0,5	3,25	6φ8	3,018	"
3	102	13	0,5	3,25	6φ8	3,018	"
4	96	13	0,5	3,25	6φ8	3,018	"
5	90	13	0,5	3,25	6φ8	3,018	"
6	84	13	0,5	3,25	6φ8	3,018	"
7	78	13	0,5	3,25	6φ8	3,018	"
8	72	13	0,5	3,25	6φ10	4,71	"
9	66	14,2	0,5	3,55	6φ10	4,71	"
10	60	15,4	0,5	3,85	6φ10	4,71	"
11	54	16,6	0,5	4,15	6φ10	4,71	"
12	48	17,8	0,5	4,15	6φ10	4,71	"
13	42	19	0,5	4,75	6φ10	4,71	"
14	36	20,2	0,5	5,05	6φ12	6,78	"
15	30	21,4	0,5	5,35	6φ12	6,78	"
16	24	22,6	0,5	5,65	6φ12	6,78	"
17	18	23,8	0,5	5,95	6φ12	6,78	"
18	12	25	0,5	6,25	6φ12	6,78	"
19	6	28	0,6	8,4	6φ14	9,24	"
20	0	31	0,6	9,3	6φ14	9,24	"

Tableau n°3  
Nappes armées  
et stériques  
transversales.

Car le couple ( a = 0,634 ; b = 0,325 ) ==

$$\Rightarrow \bar{w} = 1,0 \% \Rightarrow \theta = 131^\circ \text{ et } s = 0,217$$

$$\sigma_{bm}' = \frac{V \cdot b}{R_m \cdot h_0} = \frac{1649 \cdot 0,325}{4,965 \cdot 0,4} = 269,852 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{bm}' = 26,985 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_{am} = 87,84 \text{ Kg/cm}^2$$

ces contraintes sont très faibles.

On a choisit un pourcentage  $\sum \bar{w}$  grand ( pour que toutes les vérifications passent et surtout dans cette partie la cheminée présente des affaiblissement " les 2 ouvertures ")

Le pourcentage total  $\sum \bar{w}$  se divise en un pourcentage  $\bar{w}_i$  et un pourcentage extérieur  $\bar{w}_e$ .

$$\bar{w}_e = 0,6 \sum \bar{w} \Rightarrow A_e = 0,6 \sum \bar{w} \cdot h_0 = 24 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\bar{w}_i = 0,4 \sum \bar{w} \Rightarrow A_i = 0,4 \sum \bar{w} \cdot h_c = 16 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Le nombre de  $\emptyset$  par mètre  $\gamma$  ( le nombre de  $\emptyset$  total = 280 barres)

On prend des T 20 et  $\gamma = 8,98$

$$A_{e\text{eff}} = 28,197 \text{ cm}^2/\text{m}$$

l'espacement e = 11,14 cm

La nappe extérieure en T20 ,  $\gamma = 8,98$  , e = 11,14 cm

$$A_{e\text{eff}} = 28,197 \text{ cm}^2/\text{m}$$

la nappe intérieure en T 16 ,  $\gamma = 8,98$  , e = 11,14 cm

$$A_{i\text{eff}} = 18,0499 \text{ cm}^2/\text{m}$$

### I - 3 - 2 - Ferraillage transversal

On prend des Fe 34 6 $\emptyset$  14 par mètre.

## II - FERRAILLAGE DES CONSOLES

Pour la console 0,11-0,25

$M_e = 70 \text{ Kgm/m}$  (Moment console)

le section d'acier :

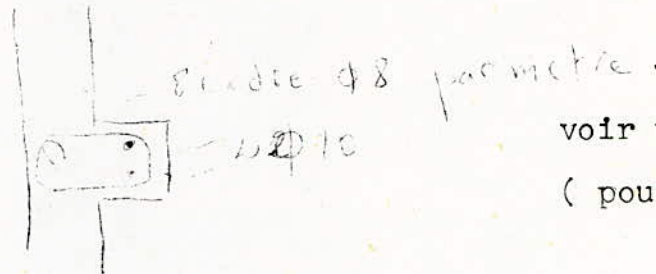
$$A = \frac{M_c}{\sigma_a \cdot z} \quad z = \frac{7}{8}h = 20 \text{ cm}$$

$$A = \frac{7000}{2270 \cdot 20} = 0,154 \text{ cm du Fe 34 (facile à façonner)}$$

La section d'acier est presque insignifiante

On fait des cadres de  $\emptyset 8$  ( 8 par mètre linéaire  
du pourtour de la console )

et 2 T 10 formant cerce sur le pourtour de la  
console.



voir plan de ferrailage  
( pour les 2 sortes de  
consoles)

- Le ferrailage de la tête de la cheminée est précisé sur  
le plan ferrailage ( 12 cadres par mètre linéaire de  
pourtour)

## III - CALCUL DES OUVERTURES

### III - 1 - DISPOSITION DU CARNEAU et DISPOSITION CONSTRUCTIVE

On utilise un carneau enterré pour l'admission des fumées  
dans la cheminée par un canal (tout détail sur le plan de  
coffrage).

La position du carneau - 0,50 au dessous du sol a  
pour dimension 1,5 . 0,80

On adopte la solution du carneau sans renforts car il est plus facile de faire une ouverture sans saillie ( économie sur le coffrage , coût d'un carneau avec renfort équivaut à 8 à 10 m de cheminée en section courante).

On surépaissit la paroi du fût au niveau de l'ouverture. On recommande une épaisseur  $h'_0 = \frac{180 \cdot h_0}{180 - e}$  augmentée forfaitairement de 20 % pour rétablir la section de béton au dessus de l'ouverture.

Pour faciliter le bon fonctionnement des coffrages glissants, on laisse l'épaisseur telle qu'elle était ( car dans cette zone, la cheminée est surdimensionnée).

En ce qui concerne le ferrailage courant au niveau de l'ouverture, on recommande de prévoir verticalement le même section augmentée forfaitairement de 20%. Le ferrailage transversal pourra être conservée sans modification .

Dans notre cas, on laisse le ferrailage vertical tel qu'il a été calculé (car il y a une marge de sécurité déjà)

### III - 2 - ETUDE du CARNEAU

L'épaisseur de la coque au niveau du carneau :

$$h_0 = 33,5 \text{ cm}$$

$$\text{les diamètres } D_{ex} = 9,875 \text{ m}$$

$$D_{int} = 9,205 \text{ m}$$

$$\text{Dimension du carneau } 1,5 \cdot 0,80$$

III - 2 - 1 - Calcul du carneau - hypothèse de calcul

Le carneau est assimilé à un cadre incorporé formé par 2 poteaux incorporés et 2 linteaux incorporés.

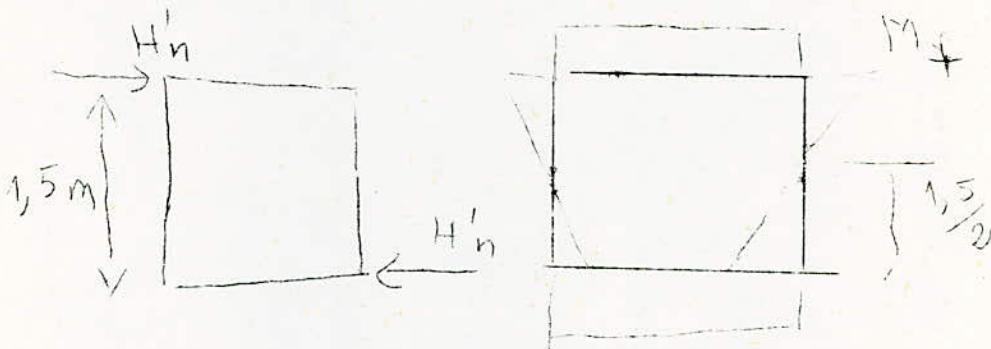
Le cadre équilibre la moitié de l'effet tranchant à ce niveau et la coque l'autre niveau.

Les effets provoqués par la force horizontale  $H/2$  au niveau N° 20 seront équilibrés par les poteaux incorporés situés de part et d'autre de l'ouverture.

Calculons la hauteur  $L$  de la section d'un poteau (méthode graphique, voir figure) et la force  $H'$  que supporte un poteau

D'après la construction graphique, le poteau incorporé reprend

$$H'_n = 23,5 \text{ t de } H_n/2 = 40,16 \text{ t}$$



On suppose que le moment est nul au milieu du poteau

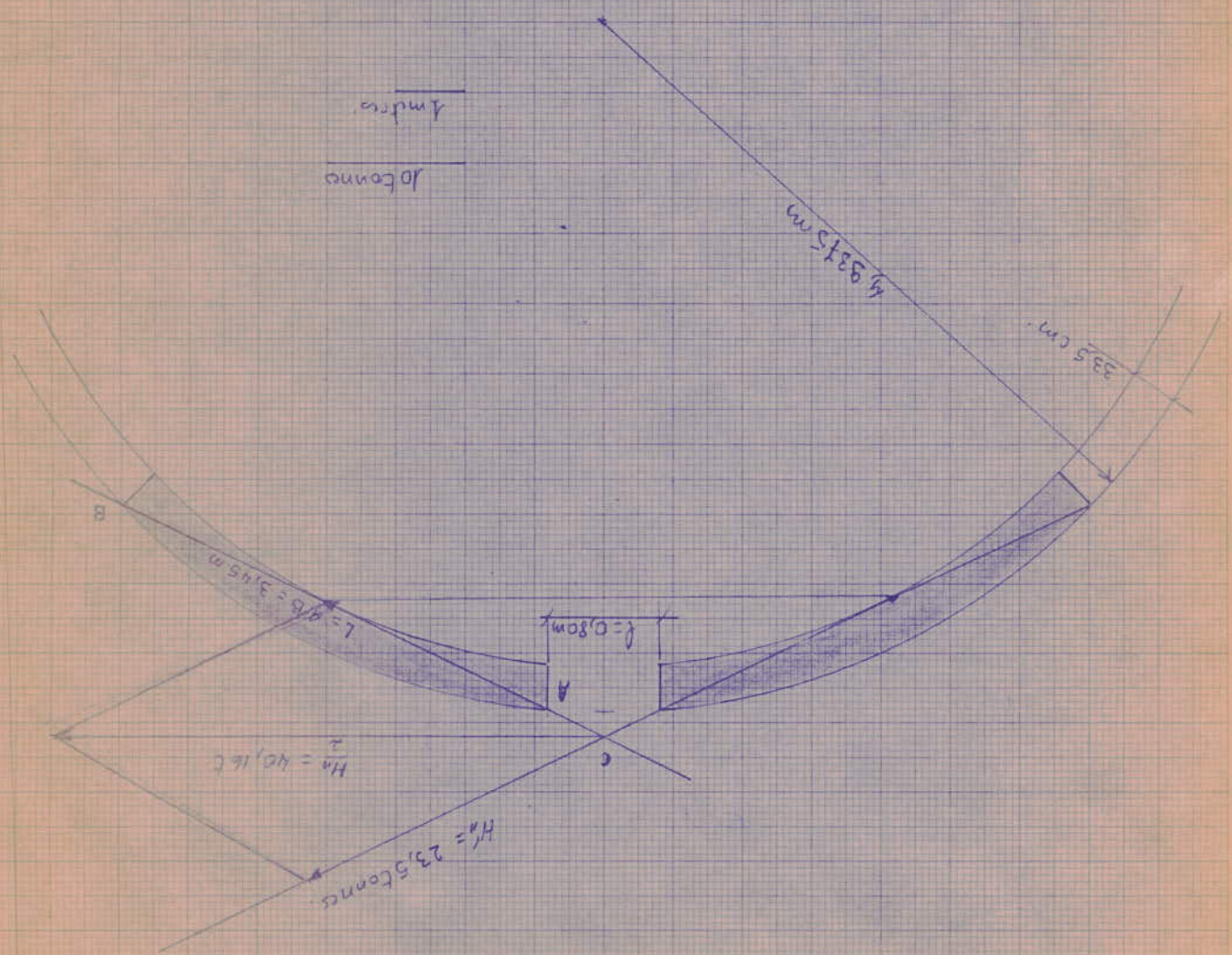
$$M_{fn} = H'_n \cdot \frac{1,5}{2} = 17,625 \text{ tm}$$

Calculons la section d'acier : le bras du levier des forces élastiques :

$$z_1 = (2/3) \cdot L = \frac{2}{3} \cdot 3,45 = 2,3 \text{ m}$$

On utilise de l'acier HA Fe 45





Construction géométrique : détermination de  $L$  et  $H'$

$$\sigma_{en} = 4500 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_a = 3000 \text{ Kg/mm}^2$$

$$\sigma_2 = 1130 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\emptyset 25 \quad k = 0,5 \cdot 10^6$$

$$\text{d'ou } A_1 = \frac{1762500}{1130 \cdot 230} = 6,75 \text{ cm}^2$$

Cette section est trop petite par rapport à la moitié de de la section coupée ( on prend le section coupée qu'on concentre dans le poteau )

$$A/2 = \frac{0,8 \cdot (28,197 + 18,0499)}{2} = 18,49876 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend } 4 \text{ T } 25 = 19,64 \text{ cm}^2$$

sur la partie courante, on laisse le même ferrailage

Calcul des aciers du linteau

La section d'acier

$$z = \frac{2}{3} l = 0,533 \text{ m}$$

$$A_2 = \frac{M_f}{\sigma_a \cdot z_2}$$

HA 25

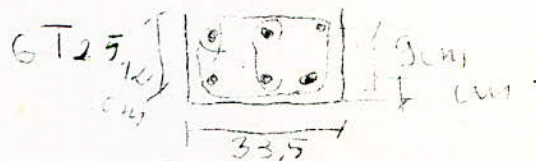
$$k = 0,5 \cdot 10^6$$

$$\sigma_2 = 1130 \text{ Kg/cm}^2$$

$$A_1 = \frac{1762500}{1130 \cdot 53,3} = 29,245 \text{ cm}$$

On prend 6 T 25 qu'on concentre sur une hauteur

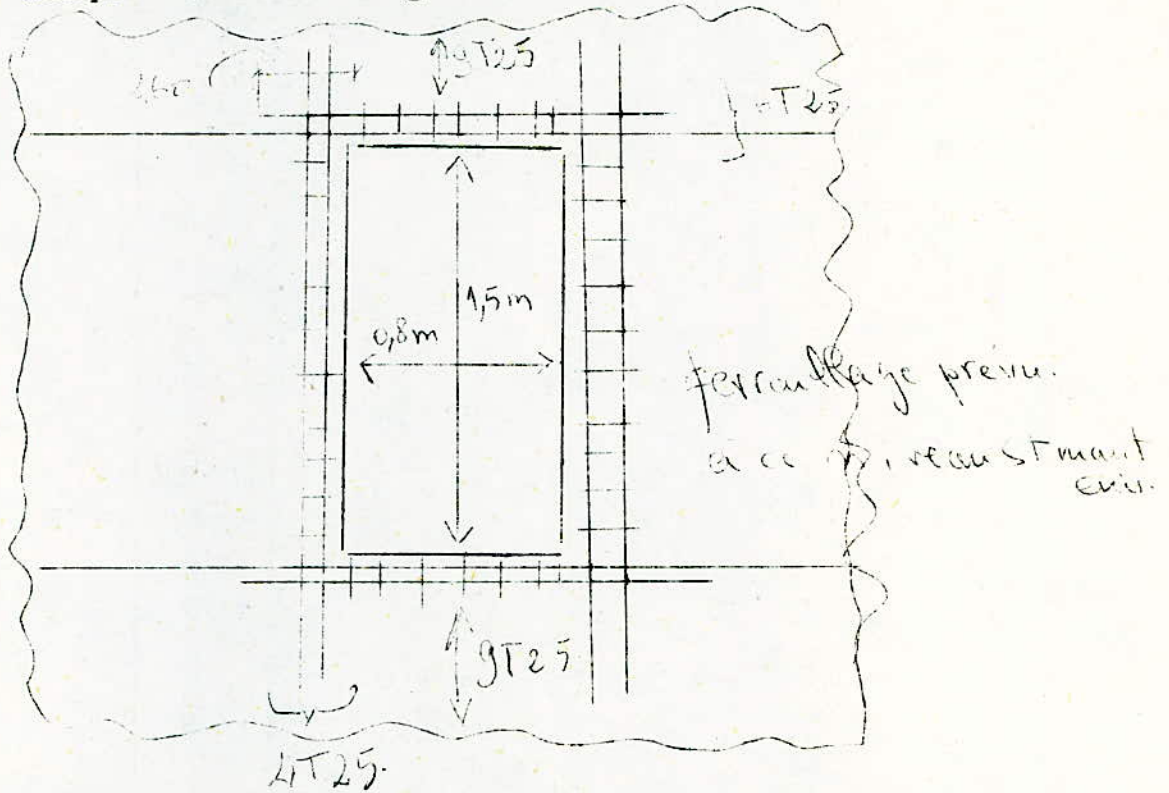
$$0,15 \cdot 1 = 0,12 \text{ m}$$



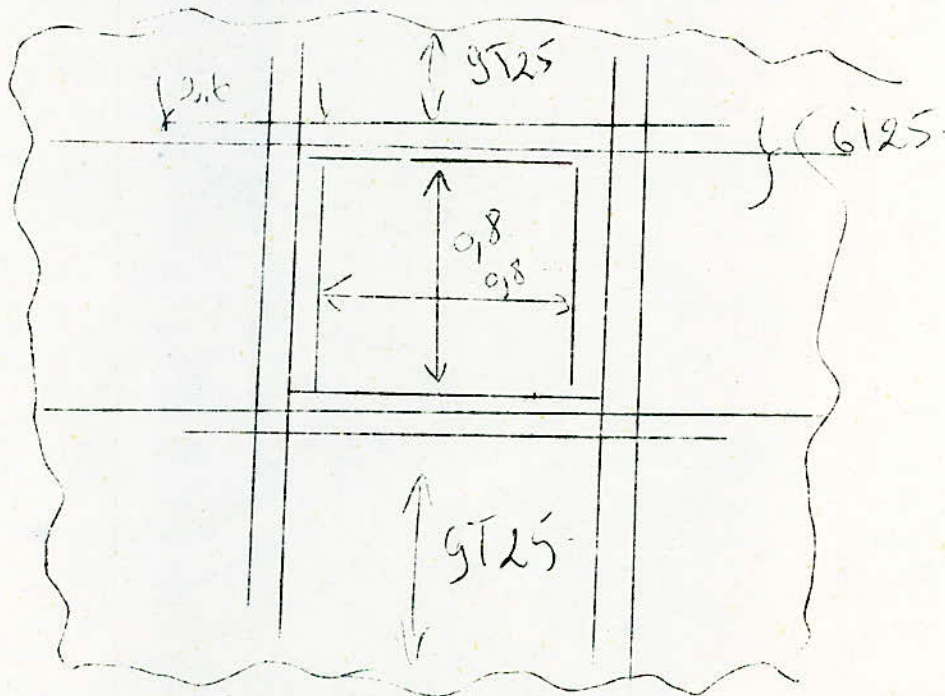
On concentre 1,5 A<sub>2</sub> = 43,8675 cm<sup>2</sup> sur 0,85 \cdot 1 = 0,68 m

On prend 9 T 25 espacement 7,22 cm

Schéma de ferrailage du carneau



Pour l'autre ouverture, on adopte le même ferrailage



Tous les détails sont dans le plan ferrailage.

FONDATION

I ← DETERMINATION GEOMETRIQUE de la FONDATION

I - 1 - Détermination géométrique au dessus -4,50 m

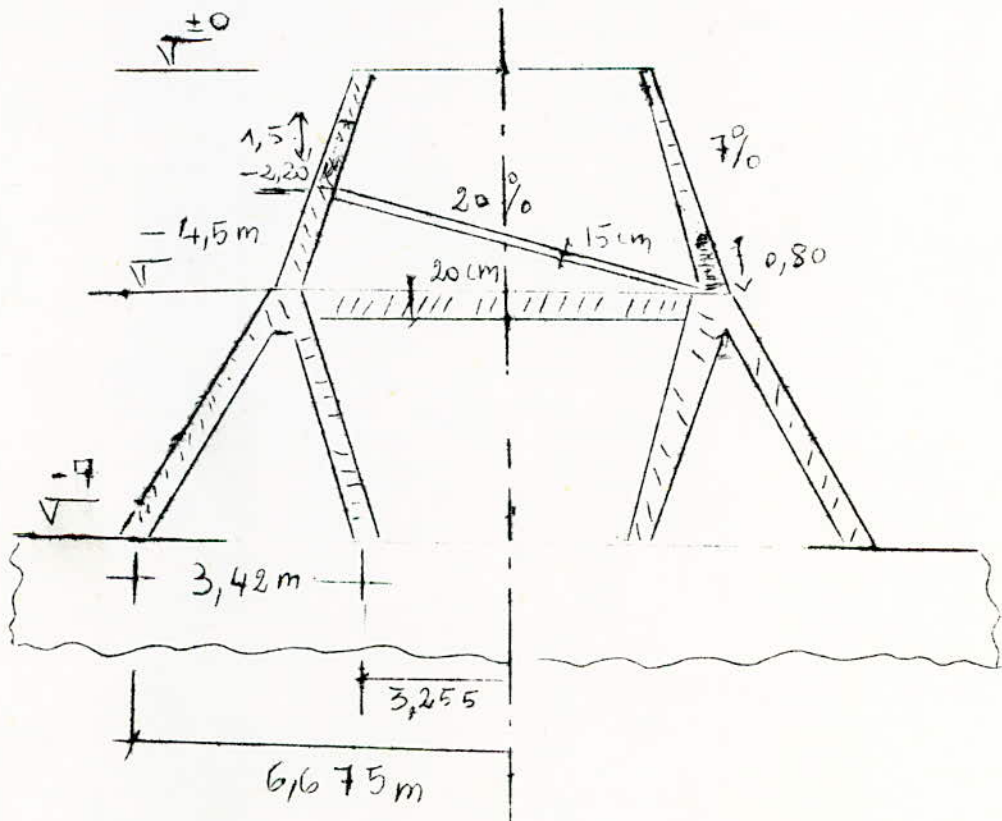
Epaisseur de la coque au niveau -4,5  
 $\Rightarrow h_0 = 40 \text{ cm}$

les diamètres au niveau -4,5  $\left\{ \begin{array}{l} D_{ex} = 10,3 \text{ m} \\ D_{int} = 9,53 \text{ m} \end{array} \right.$

la fondation est un radier circulaire dont on déterminera ultérieurement les dimensions. La cheminée repose sur ce radier par l'intermédiaire de deux jambages circulaires de même épaisseur.

La coque au niveau -4,50m se divise en 2 coques de même épaisseur  $h_0 = 0,40 \text{ m}$ . Les coques ont un fruit de 70% (l'une vers l'intérieur, l'autre vers l'extérieur).

(Pour tout détails, voir plan le coffrage).



I - 2 - Prédimensionnement de la fondation

I - 2 - 1 - Le moment du au vent normal est extrême -7m

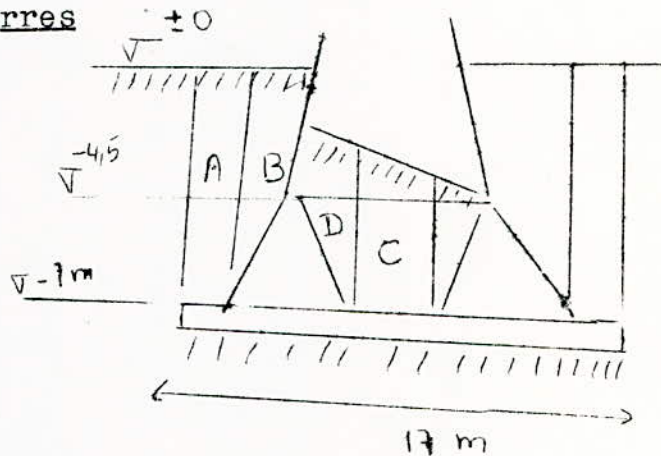
$$\left\{ \begin{array}{l} M_n = 6498 \text{ tm (y compris le moment du à la flexibilité de la cheminée)} \\ M_e = 1,75 M_n = 11371,5 \text{ tm} \end{array} \right.$$

Le moment du au séisme au niveau -7m n'est pas un cas défavorable ( $M_s < M_e$ )

I - 2 - 2 - Calcul des charges permanentes au niveau -7m

On prend le diamètre du radier égal à 17 m et une épaisseur de 1,00 m pour un premier calcul.

Le poids des terres



$P_A$  = repose directement sur le radier.

$P_e$  = repose directement sur le radier.

$P_B$  et  $P_D$  = agisse sur le radier en passant par le Fût  
donc  $P_B$  et  $P_D$  en quelque sorte font partie du poids mort de la cheminée. ( $\gamma_t = 1,6 \text{ t/m}^3$ )

$$P_A = \left( \frac{\pi \cdot 17^2}{4} \right) - \left( \frac{\pi \cdot 13,83^2}{4} \right) \cdot 7 \cdot 1,6 = 859,252 \text{ tonnes}$$

$$P_e = \frac{1,6 \cdot \pi \cdot 6,03^2}{4} \cdot 4,65 = 212,362 \text{ tonnes}$$

$$P_B = 653,138 \text{ t}$$

$$P_D = 147,108 \text{ t}$$

$$P_t = 1871,86 \text{ t}$$

Le poids du béton et des briques jusqu'au niveau -7m

$$P_{\text{béton+briques}}^{-4,5} = 1649 \text{ t}$$

Poids du béton des 2 voiles formant jambage.

$$P = 99,618 \text{ t}$$

$$P_{\text{béton+brique}}^{-7} = 1748,618 \text{ t}$$

Poids de la fondation

$$P_{\text{fond.}} = \frac{17^2 \cdot \pi}{4} \cdot 1,2,5 = 567,163 \text{ t}$$

I - 2 - 3 - Combinaison des charges.

(1)- Le cas où on n'a pas de vent ni de séisme.

Béton + brique + fondation + terre ==>

$$N_1 = 4187,641 \text{ t}$$

(2)- Le cas où on a le cas (1) + le vent normal

$$\begin{cases} N_2 = 4187,641 \text{ t} \\ M_2 = 6498 \text{ tm} \end{cases}$$

(3)- Le cas où on a le vent extrême avec le cas (1)

$$\begin{cases} M_3 = 11371,5 \text{ tm} \\ N_3 = 4187,641 \text{ t} \end{cases}$$

(4)- Le cas (1) + séisme.

Remarque : Le cas où <sup>on a</sup> le vent, on majore la contrainte admissible du sol de 33%

Le montage des briques se fait en même que le décoffrage du béton.

(On ne vérifie pas la fondation sans briquetage)

I - 2 - 4 - Calcul des contraintes sur le sol

Le cas de charge le plus défavorable pour la fondation est le cas (3)

$$\left\{ \begin{array}{l} N = 4187,641 \text{ t} \\ M = M_E = 11371,5 \text{ tm} \end{array} \right.$$

Diamètre de la fondation :  $D = 17 \text{ m}$

hauteur du radier :  $h = 1 \text{ m}$

Module de résistance du radier :  $w = \frac{II \cdot D^3}{32} = 482,088 \text{ m}^3$

Surface du radier :  $S = \frac{II \cdot D^2}{4} = 226,865 \text{ m}^2$

Rayon du noyau central du radier :  $e_0 = D/8 = 2,125 \text{ m}$

Contrainte admissible du sol (bon sol) :  $\bar{\sigma}_s = 4 \text{ Kg/cm}^2$

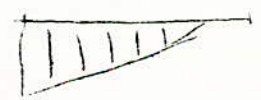
L'excentricité de l'effort normal

$$e = M_e/N = 11371,5/4187,641 = 2,7155 \text{ m}$$

$e > e_0 \implies$  donc une zone de traction sous le radier ( La formule de Navier n'est plus applicable)

Diagramme triangulaire partiel des contraintes

Calculons la contrainte maximum  $\sigma_M$



Pour ne pas avoir des tractions sous le radier, il faut partir de :  $e \leq e_0$  ou  $e/D \leq 0,125$

$$M/N \leq D/8 \implies D \geq 8M/N$$

Si on respecte cette condition, elle nous donne un radier de 24 m de diamètre (anti-économique).

Pour que la stabilité passe, il faut toujours respecter

$$e/D < 0,5 \quad (\text{point de vue stabilité})$$

On peut dire que la fondation est acceptable même si

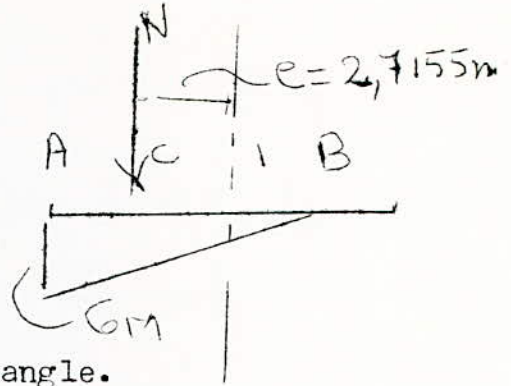
$e/D$  arrive jusqu'à 0,25 à 0,30

$$\text{Dans notre cas } e/D = 2,7155/17 = 0,1597$$

On a de faible traction sous le radier :

Evaluation de  $\tilde{\sigma}_M$

L'effort normal N doit équilibrer la réaction du sol qui a un diagramme triangulaire partiel. Donc N passe par le centre de gravité du triangle.



Le côté AB d'une longueur égal à 3 AC

$$AB = 3AC = 3\left(\frac{R}{2} - e\right)$$

L'effort N est égal au volume engendré par ce triangle des réactions du sol sur le radier (forme circulaire)

Pour éviter le calcul de ce volume, on utilise le tableau N° 6 du Guerrin page 58 (tome XI)

$$\left. \begin{array}{l} e/R = 2,7155/8,5 = 0,31947 \\ R_1/R = \infty \text{ (plaque circulaire)} \end{array} \right\} \Rightarrow \frac{\tilde{\sigma}_M}{\tilde{\sigma}_0} = 2,33$$

$$\tilde{\sigma}_M = 2,33 \tilde{\sigma}_0 \quad \tilde{\sigma}_0 = \frac{N}{S} = \frac{4187,641}{226,865}$$

$$\tilde{\sigma}_0 = 18,489 \text{ t/m}^2$$

d'où  $\tilde{\sigma}_M = 43,00947 \text{ t/m}^2$

$$3 \tilde{\sigma}_M / 4 = 32,257 < 1,33 \tilde{\sigma}_s$$

$$\frac{3 \hat{\sigma}_M}{4} = 32,257 \leq 133 \% \hat{\sigma}_{\text{sol}}$$

$$32,257 < 53,2 \text{ t/m}^2 \quad \text{vérifié}$$

I - 2 - 5 - Vérification de la stabilité

Moment de renversement (1)  $\left\{ \begin{array}{l} \text{vent normal} \\ \text{vent extrême} \end{array} \right.$

La valeur du vent majoré de 5/3 (il faut s'assurer de la stabilité dans ce cas)

(2)  $\left\{ \begin{array}{l} 5/3 \text{ vent normal} \\ 5/3 \text{ vent extrême} \end{array} \right.$

Le séisme

(3)  $M^S$  (ce moment est plus petit que celui du vent extrême)



b) Moment stabilisant

Le moment stabilisant est le moment des charges permanentes (béton + briques + terre + fondation)

$$M_{stab.} = N \cdot \frac{D}{2} = 4187,641 \cdot 8,5 = 35594,948 \text{ tm}$$

Dans tous les cas  $M_{stab}$  est supérieur

$$M_{stab} > (5/3)M_e$$

$$35594,948 > 18952,5 \text{ t}$$

$$M_{stab.} > 1,5 \left( \frac{5}{3} \cdot M_e \right)$$

La stabilité est largement assurée.

II - DIMENSIONNEMENT DE LA PLAQUE DE FONDATION

Cas (1): On calcule la plaque de la fondation au premier genre ( N +  $M_n$  )

N = effort normal du béton + brique + poids des terres

Calcul des contraintes sous le radier :

$$e = M_n/N = 6498/4187,641 = 1,552$$

$$e_0 = D/8 = 2,125 \text{ m}$$

On a un diagramme trapézoïdal des contraintes.

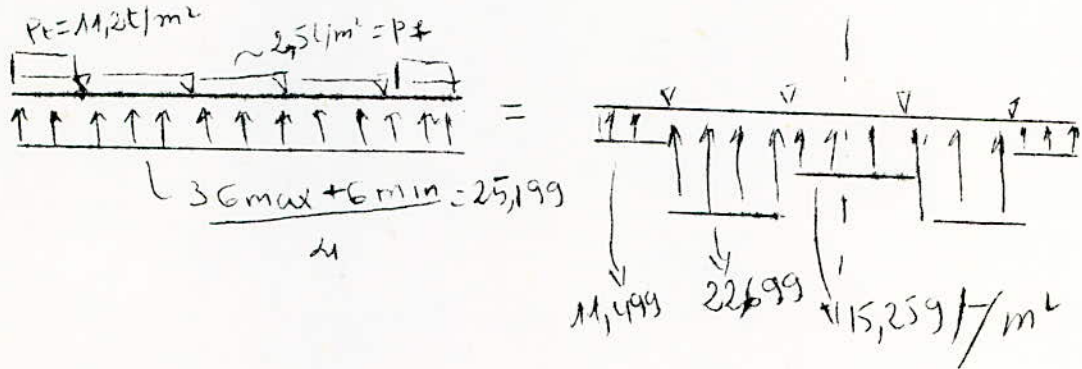
$$\begin{aligned} \tilde{\sigma}_{max} &= \frac{N}{S} + \frac{M_n}{W} = \frac{4157,641}{226,865} + \frac{6498}{482,088} = 18,459 + 13,479 \\ &= 31,938 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

$$\tilde{\sigma}_{min} = \frac{N}{S} - \frac{M_n}{W} = 4,98 \text{ t/m}^2$$

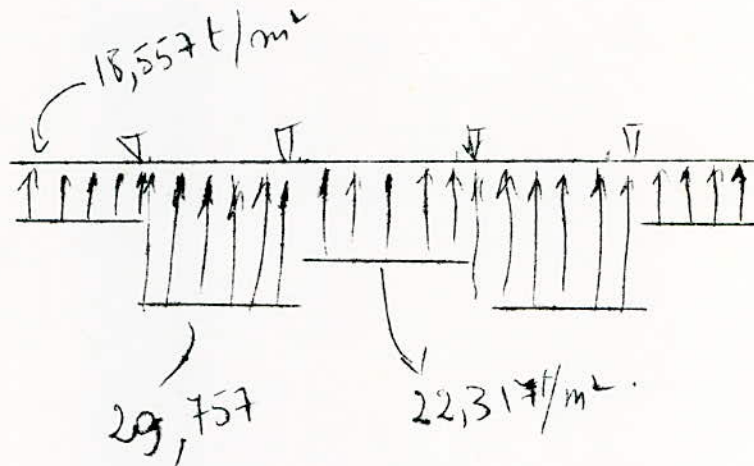
$$\frac{3 \tilde{\sigma}_{max} + \tilde{\sigma}_{min}}{4} = 25,199 \text{ t/m} < 40 \text{ t/m}^2$$

Les contraintes sur le radier :

Cas (1)



Cas (2)



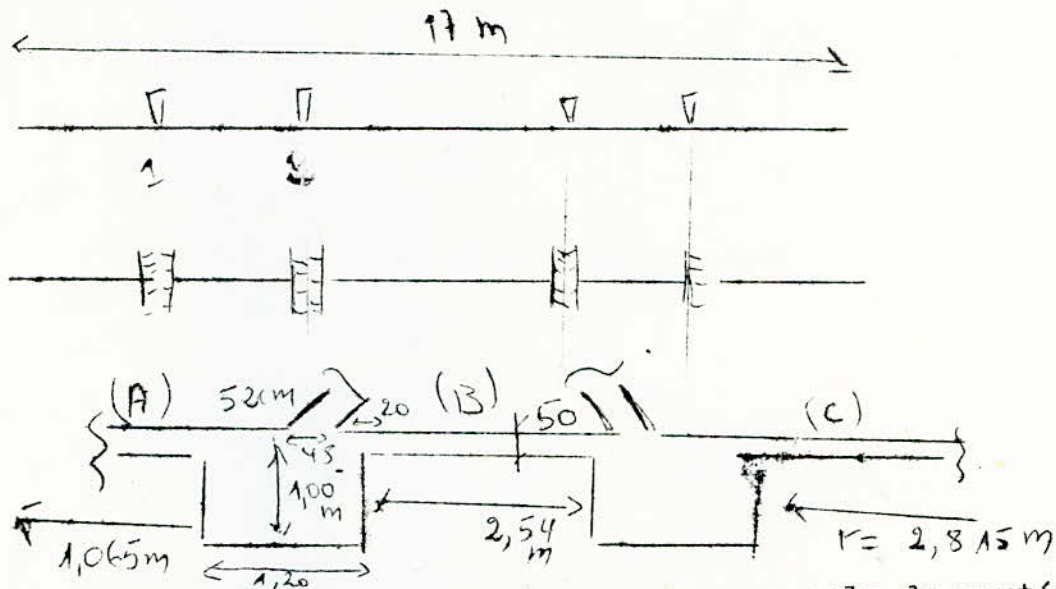
Le calcul d'une plaque circulaire sur 2 appuis étant difficile, on fait une hypothèse pour leur calcul. On suppose que les plaques sont encastrées en 1 et 2 (voir schéma). Pour que cette hypothèse soit vraie, il faut qu'on prévoit sous les jambages un massif enterré plus rigide que la plaque. Ce massif sera calculée comme une semelle filante sous le jambage.

-Détermination géométrique de la fondation

(Modification; voir plan de modification de la fondation)

On prend une plaque de 50 cm de hauteur et la hauteur de la semelle filante de 1m (fig.)

On laisse toujours un radier de 17 m de diamètre (on conserve les même contraintes sur le radier). Ce radier est plus économique que le premier et il est plus simple à calculer.



- On calcule la couronne A comme une console de portée  $l = 1,065 \text{ m}$  (on dimensionne une bande de 1 m de largeur).
- On calcule B comme une poutre encastree sur les 2 extremités (car le calcul d'une couronne encastree est complexe) la portée  $l = 2,54 \text{ m}$  ( largeur 1 m )
- On calcule C comme une plaque circulaire encastree au bord  $r = 2,815$

- On calcule la semelle filante sous les réactions d'appui

III - DIMENSIONNEMENT DU RADIER

Les matériaux utilisés :

Acier : Acier haute adhérence FeE 40 Ø 20

$$\tilde{\sigma}_{en} = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\tilde{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2$$

fissuration préjudiciable  $k = 1,6$

Béton : Béton dosé à  $350 \text{ Kg/cm}^2$  de CPA 32A controle atténué

$$\overline{\sigma}_b' = 138 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (FS)}$$

$$\overline{\sigma}_b = 5,8 \text{ Kg/cm}^2$$

a) - Calcul de la console :

$$l = 1,065 \text{ m (on dimensionne 1 m de largeur)}$$

Le moment d'encastrement

$$M = \frac{11,409 \cdot 1,065^2}{2} = 6,521 \text{ tm}$$

la réaction d'appui ou l'effort tranchant à l'appui.

$$R = T_{app} = 12,246 \text{ t}$$

Calcul de la section d'acier à l'appui.

$$h_o = 50 \text{ cm hauteur totale}$$

$$h_u = 45 \text{ cm hauteur utile}$$

$$K = \frac{\tilde{\sigma}_2}{\tilde{\sigma}_b} = \frac{1634}{138} = 11,841$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \phi = 20 \\ k = 10^6 \\ \tilde{\sigma}_b = 5,8h \end{array} \right. \Rightarrow \tilde{\sigma}_2 = 1634 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\mu = \frac{15 \cdot 652100}{1634 \cdot 100 \cdot 45^2} = 0,02956 \text{ on tire } k \text{ d'un tableau et } E.$$

$$k = 52,38$$

$$\xi = 0,9258$$

$k > \bar{k}$  (pas d'armature comprimé)

$$A = \frac{M}{\tilde{\sigma}_2 \cdot \xi \cdot h_u} = \frac{652100}{1634 \cdot 0,9258 \cdot 45} = 9,57927 \text{ cm}^2$$

On prend 4 T 20 par mètre

On répartit 0,25 A sur le 2° sens: 4 T 12

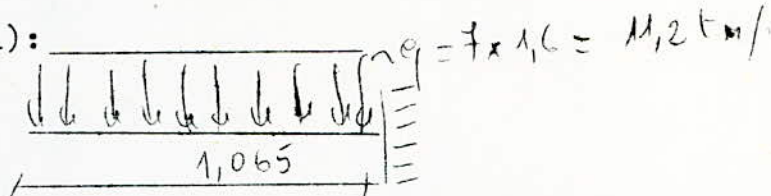
Vérification de l'effort tranchant à l'appui

$$\tau = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{12246}{50 \cdot \frac{7}{8} \cdot 45} = 6,22 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\tau}_b = 3,5 \sigma_b = 20,3 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{'vérifié'}$$

On fait des armatures de construction.

Calcul de la section d'acier dans le cas où on a des traction sous la semelle (aciens supérieures de à l'appui):



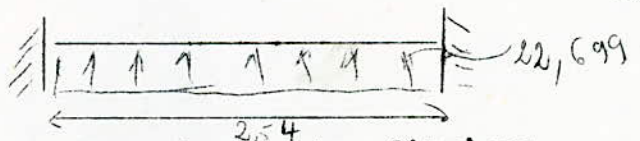
$M = 6352 \text{ tm/m} \implies$  on aura les mêmes aciers que précédemment

Donc la console sera ferraillée sur les deux faces: par 4T20 et 4T12 de répartition avec ancrage sur le massif continu (voir plan ferrailage radier)

b) Calcul de la poutre encastée sur les deux extré-

-mités ( on dimensionne sur 1m de large)

$$\text{Moment appui} = \text{moment travée} = \frac{q l^2}{16} = 9,153 \text{ tm/m}$$



Calculons la section d'acier:

$$\bar{k} = 11,841$$

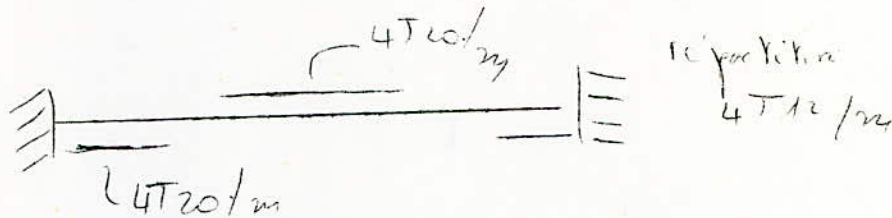
$$\mu = \frac{915300.15}{1634.100.45^2} = 0,04149 \implies k = 42,87$$

$$k > \bar{k} \quad \text{pas d'acier comprimé} \quad \xi = 0,915$$

$$A = \frac{915300}{1634.0,9136.45} = 13,625 \text{ cm}^2$$

On prend 5 T 20 /m

On répartie 0,25 A == 4 T 12



Vérification de l'effort tranchant sur l'appui

$$T_{app.} = \frac{q \cdot l}{2} = 28,828 \text{ t}$$

$$\frac{T}{C} = \frac{T}{b \bar{g} z} = 14,643 < 3,5 \sigma_b \quad \text{vérifié}$$

On fait des armatures de construction.

c) - Calcul de la plaque circulaire à bord encastrés.

$$M_r = \frac{q}{16} ( 1,15 \cdot a^2 - 3,15 \cdot r^2 )$$

$$M_t = \frac{q}{16} ( 1,15 \cdot a^2 - 1,45 \cdot r^2 )$$

$\nu = 0,15$  coefficient de Poisson pour le BA

au centre de la plaque :

$$M_r = M_t = \frac{q \cdot a^2}{16} ( 1 + \nu )$$

$$M_r = M_t = 8,691 \text{ tm/m}$$

au bord de la plaque :

$$M_r = \frac{q \cdot a^2}{8} = 15,1145 \text{ tm/m}$$

$$M_t = 2,26717 \text{ tm/m}$$

Les points nuls de  $M_r$  et  $M_t$  :

les points nuls de  $M_r$  et  $M_t$  :

$$x_r = (1,15/3,15)^{0,5} \cdot a = 0,605 \cdot a = 1,70 \text{ m}$$

$$x_t = (1,15/1,45)^{0,5} \cdot a = 0,89 \cdot a = 2,51 \text{ m}$$

Calcul de la section d'acier :

- au centre de la plaque :

- la section radiale  $M_r = 8,691 \text{ tm/m}$

$$\bar{k} = 11,841$$

$$\mu = 0,0394$$

d'où  $k = 44,20$  et  $\xi = 0,915$

$$k > \bar{k} \text{ ( pas d'acier comprimé )}$$

d'où  $A_r = 12,91 \text{ cm}^2$  soit 5 T 20

- La section tangentielle ou cerce

Pour la section transversale ou tangentielle, on prendra

$$A_t = 5 \text{ T } 20$$

A - au bord de l'appui :

Section radiale  $M_r = 15,1145 \text{ tm/m}$

$$\bar{k} = 11,84$$

$$\mu = 0,0537$$

d'où  $k = 36,65$  et  $\xi = 0,9032$

$$k > \bar{k} \text{ d'où } A_r = 17,83 \text{ cm}^2$$

soit 8 T 20

Section tangentielle  $M_t = 2,26717 \text{ tm/m}$

$$\bar{k} = 11,841$$

$$\mu = 0,01028$$

d'où  $k = 95,28$  et  $\xi = 0,9546$

$$k > \bar{k} \text{ ( pas d'acier comprimé )}$$

$A_t = 3,23 \text{ cm}^2$  soit 3 T 20

Verification de l'effort tranchant

Il est maximum à l'appui

$$T_{app.} = 21,48 \text{ t/m}$$

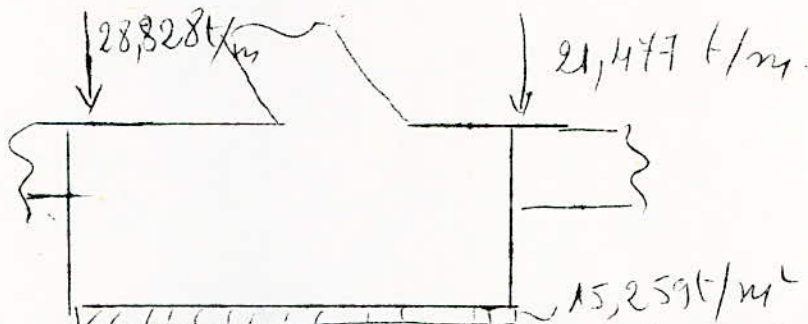
$$\bar{c} = T_{app}/b.Z = 10,9 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{c} = 3,5 \sigma_b \quad \text{vérifié}$$

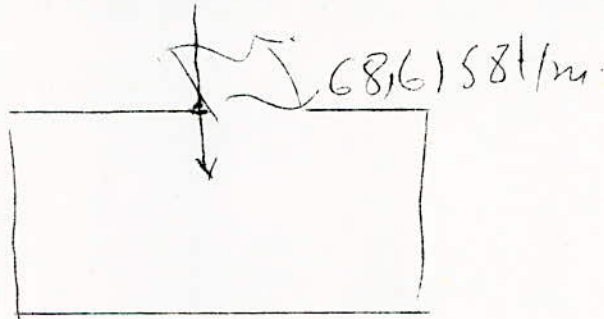
On fait des armatures de construction

d) - Calcul de la semelle filante la plus sollicitée.

La semelle la plus chargée est la semelle intérieure



On la calculera sous l'hypothèse de la semelle centrée



Le ferrailage est calculé par la méthode des bielles.

$$A = Q \frac{a'-a}{8.h} \cdot \frac{1}{\sigma_a}$$

$$\sigma_a = \sigma_2 = 1462 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{pour des } \emptyset 25, \quad k = 10^6$$

$$a' - a = 120 - 40 = 80 \text{ cm}$$

$$h = 95 \text{ cm}$$

$$\text{d'ou } A = 44,20 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Soit 10 T 25 /m ce qui revient à 4 T 20 pour la répartition

( voir plan ferrailage)



IV - CALCUL DES ARMATURES DES 2 VOILES sur lesquelles

repose la cheminée

- Le moment du au vent normal au niveau -4,5

$$M_n = 6189,5995 \text{ tm}$$

- L'effort normal du aux charges permanentes au niveau  
- 4,5 m

$$P = 1649 \text{ t}$$

La coupe transversale au niveau des jambages donne 2 anneaux circonscrits ; La flexion composée d'une section pareille est difficile car il est compliqué d'estimer la valeur du moment que peut prendre chaque jambage de  $M_n$  .

On étudie les 2 voiles à la compression simple au niveau - 4,50 m .

Sous l'effet de l'effort normal du aux charges permanentes et un effort normal (traction ou compression) du au moment du vent normal.

Evaluation de l'effort normal du au vent ; On prend un bras de levier forfaitaire  $z = 0,8.D_m$

$$z = 0,8.9,93 = 7,944 \text{ m}$$

$$N_{vn} = M_n/z = 779 \text{ t}$$

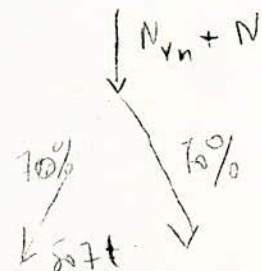
On prend  $N_{vn}$  sur un mètre de large seulement

l'effort normal du aux charges permanentes par mètre :

$$N = 1649/3,14.9,93 = 53 \text{ t}$$

On décompose  $N_{vn} + N$  sur les 2 jambages , il en résulte  
 $N$  voiles = 507 t

On voit que le voile de 40 cm d'épaisseur supporte largement cette effort.



Remarque : Le calcul des 2 voiles a été mené de cette manière car on n'a pas un calcul exact.

Les voiles sont armées par des nappes de T 20 afin de donner une bonne liaison du fût à sa fondation.

B I B L I O G R A P H I E

- I - MARIUS DIVER : Calcul pratique des tours en béton armé  
( Dunod 1972 )
- II - A. GUERRIN : Traité de béton Armé. tome 11  
Constructions diverses ( Dunod 69 )
- III - TIMOSHENKO S. : THEORIE DES PLAQUES ET DES COQUES
- IV - C.C.B.A 68
- V - N.V. 1965
- VI - P.S. 1969
- VII - ANNALES I.B.B.T.P Mai 1966 et 1969

