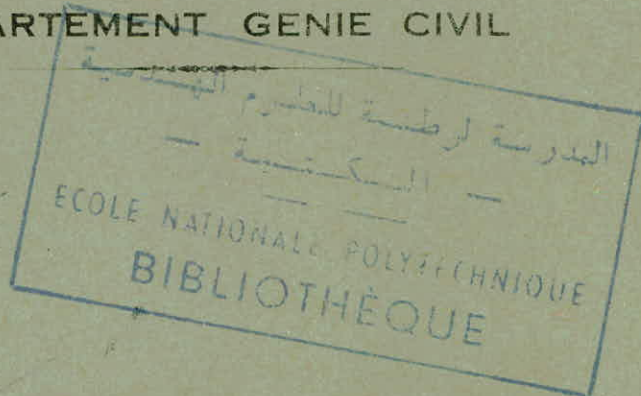


UNIVERSITÉ D'ALGER  
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

24/75

DEPARTEMENT GENIE CIVIL



# THESE DE FIN D'ETUDES

TOUR DE GRANDE HAUTEUR EN ZONE SISMIQUE

---

I

Dirigée par : Radu PETROVICI

Ingénieur Conseil


Professeur de Béton  
Armé et Précontraint

Promoteur de l'ENPA

Réalisée par :

B. TILIOUINE

PROMOTION 1975



CHEMINEE DE 250 m  
En Zone Sismique

C'est sous la Direction éclairée de Monsieur Pétrovici que l'étude de cette cheminée a pu être menée à terme. Je saisis l'occasion qui m'est offerte pour le remercier chaleureusement de ses précieux conseils et de sa collaboration effective.

Mes remerciements vont également à :

Monsieur Ungruanu Ion, docteur d'état, pour ses encouragements permanents, à messieurs Bron et Balachov pour avoir bien voulu comprendre mes problèmes -

Je me fais un devoir, de remercier également tous les professeurs qui ont contribué à ma formation -

Que Monsieur Pétrovici et tous mes professeurs, trouvent à travers cet humble mémoire, l'expression de ma gratitude la plus profonde et la plus sincère.

B. Tiliouine.



# SOMMAIRE.

## INTRODUCTION

- (A) ELEMENTS GEOMETRIQUES & MECANIQUEES - DEFINITION DES SOLLICITATIONS.
- (B) ETUDE DES MOMENTS & DEFORMATIONS (INERTIES VARIABLE) PAR LA METHODE PETROVICI - PROGRAMMATION.
- (C) ETUDE DE LA REPOSE DYNAMIQUE - METHODE DE RAYLEIGH.
- (D) ETUDE COMPLETE DU VENT.
- (E) ETUDE DU SEISME - COMPARAISON DES RESULTATS.
- (F) SOLLICITATIONS & FERRAILLAGE DU FÛT.
- (H) ETUDE DES ELEMENTS ANNEXES (CARNEAUX - CEINTURE - PAROI AUTOPORTANTE)
- (I) ETUDE DE LA FONDATION (FACULTATIVE).

## CONCLUSION

PS: (F) ETUDE THERMIQUE COMPLETE - ETUDE DE L'ENSOLEILLEMENT  
ETUDE DES CONSOLES INTERIEURES - ETUDE DES MOMENTS SECONDAIRES.

# INTRODUCTION.

La création de groupes thermiques de plus en plus puissants dans le domaine de l'industrie et particulièrement dans les centrales électriques ou thermo-électriques, a rendu nécessaire, depuis seulement quelque temps, la construction de cheminées élevées.

Etant donné l'importante croissance des efforts qui résultent de ces ouvrages de l'augmentation de la hauteur, il n'était plus évident que les méthodes de calcul simplifiées habituellement adoptées pour le calcul de ces structures permettaient de garantir une sécurité convenable, quelle que soit la hauteur. Les problèmes sont rendus encore plus complexes en raison de l'incertitude sur la distribution et l'intensité des sollicitations qui doivent être prises en compte et de l'évaluation des efforts que ces sollicitations peuvent créer dans la structure.

Avec la collaboration étroite de Monsieur Pétravici, dont je remercie vivement Monsieur UNGRUANU de me l'avoir présenté, nous avons essayé d'étudier particulièrement l'action mécanique due aux variations de température, aux effets du vent et de l'ensoleillement, enfin avec beaucoup de détail les effets du Séisme, phénomène difficilement prévisible ou contrôlable.

« Les tours de section annulaires sont des constructions que l'on rencontre fréquemment de nos jours. On peut citer, par exemple les cheminées, les tours de télécommunications, les tours de contrôle, les phares, les supports de Châteaux d'eau, certains piliers et mâts de construction industrielles. etc... Du point de vue des calculs, les tours les plus complexes sont les cheminées, dont le fût en B.A. est soumis à pratiquement toutes les sollicitations qui peuvent agir sur ce genre d'ouvrages, y compris le gradient thermique. » (Marius Diver).

L'étude que nous vous proposons, à l'exception du gradient thermique, pourra être d'une manière générale, appliquée sans modification aux autres tours de sections annulaires.

## Considérations générales sur les cheminées.

Depuis environ une dizaine (d'années) à une quinzaine d'années, nous assistons à une évolution rapide des méthodes d'exécution et de calcul des cheminées, sous l'impulsion sans cesse croissante des exigences des maîtres d'ouvrages. Les facteurs déterminants qui ont contribué à ce progrès sont essentiellement l'accroissement de la hauteur des cheminées, l'élevation de la température des gaz et l'augmentation des risques de corrosion.

✓ Le B. armé offre de gros avantages pour la construction des cheminées. Nous n'insisterons pas.

Les cheminées peuvent être, en briques, en tôle, ou en B.A. construites

✓ Accroissement de la hauteur:

L'abandon des cheminées en briques est un fait relativement nouveau. Les cheminées relativement hautes ne dépassent pratiquement pas 140 à 160 m et il est rare de trouver des statistiques intéressantes pour un niveau supérieur. Au delà de cette hauteur aux difficultés d'exécution, s'ajoutent des difficultés théoriques pour l'ingénieur. A un calcul aussi précis que possible, il aurait fallu ajouter des vérifications effectuées selon plusieurs méthodes. De plus dès qu'on dépasse

La hauteur 200 m, les données expérimentales commencent à faire défaut. Nous nous trouvons dans un domaine où faute de données expérimentales, nous sommes obligés d'extrapoler les connaissances acquises sur des ouvrages de plus faible hauteur. Il est évident que pour d'aussi grandes hauteurs, l'action du vent ne peut être résolue par un simple calcul approximatif et la plus grande prudence est donc conseillée. La Cheminée du Havre, étudiée par M. Andonje est l'une des plus grandes du monde - (240m).

### Elevation de la Température :

On arrive aujourd'hui dans l'industrie pétrochimique par exemple à des températures de l'ordre de 600 à 700° ce qui correspond à un gradient thermique élevé. Pour les cheminées importantes le calcul des contraintes thermiques est exigé. Le gradient thermique est de nos jours mal connu, puisque les dernières recherches tendent à prouver qu'il suit une loi  $\pm$  parabolique.

De plus le module d'élasticité varie. Il diminue sensiblement quand la température augmente. Le coefficient de dilatation thermique est mal connu ( $0,8$  à  $1,2 \cdot 10^{-5}$ ). La variation de température affecte également la résistance du Béton.

### Processus de corrosion :

Le fût de la cheminée peut être soumis à l'action du milieu agressif constitué de gaz qui s'échappent par les fissures du revêtement. Des mesures de protection spéciales contre la corrosion sont à prendre et dont les détails sortirait du cadre de notre étude :

• Il faut éviter autant que possible le risque de fissuration en limitant les contraintes dans les aciers.

• Prevoir un enrobage suffisant des armatures.

Contrairement aux apparences le degré de nocivité des fumées ne croît pas avec la température. En effet à température élevée, les différents gaz ne se combinent pas, l'eau reste à l'état de vapeur et les différents gaz sont éliminés dans l'atmosphère. Par contre, à plus faible température, (180°C environ), l'anhydride sulfureux s'accompagne d'anhydride sulfurique qui commence à se condenser avec la vapeur d'eau pour fournir de l'acide sulfurique extrêmement corrosif. Les condensations deviennent assez importantes quand la température des fumées descend au dessous de 140°C, en passant par un maximum vers 110 ou 120°C. Si la température continue à diminuer, les condensations (et la corrosion qui en est l'effet) décroissent progressivement.

# ELEMENTS GEOMETRIQUES & DEFINITION

## DES SOLLICITATIONS

### Définition des sollicitations.

#### Sollicitations d'ensemble:

Dans ce qui suit, nous appellerons sollicitations d'ensemble, les sollicitations agissant globalement sur l'ouvrage et ayant des effets sur son comportement général. Dans les calculs, les Tours sont considérées comme des consoles encastrées dans la fondation.

#### Sollicitations locales:

Sollicitations agissant localement sur l'ouvrage et n'ayant pas d'effets sur son comportement général.

#### Différences fondamentales:

Au-delà des prescriptions du Règlement, l'ingénieur ou les intéressés d'une manière plus générale doivent être conscient de la différence de nature entre les sollicitations d'ensemble et locales et doivent effectuer leurs études en conséquence. Une erreur d'appréciation des sollicitations d'ensemble peut avoir des conséquences graves sur une Cheminée de 250 m. Par contre, les erreurs concernant les sollicitations locales ne pourront aboutir qu'à des désordres, désagréables certes, mais généralement sans risque d'effondrement.

On en déduit que certaines approximations dans l'étude des sollicitations locales pourront parfois être tolérées.

#### Position dans l'espace des sollicitations locales:

- Sollicitations agissant dans le plan vertical:

$M_c$ : Moments dus aux consoles intérieures.

- Sollicitations agissant dans le plan horizontal.

$M_o$ : Moments d'Ovalisation.

$M_r$ : Moments d'Ensoleillement.

- Sollicitations agissant dans les plans: vertical et horizontal.

$M_t$ : Moments thermiques.

#### Eléments géométriques:

Nous entendons par là, les côtes d'encombrement, diamètres extérieurs, Aires annulaires, Inerties des sections annulaires etc...

Ses côtes de départ sont très importantes puisqu'elles conditionnent toute la suite des calculs. L'étude d'une cheminée peut se diviser en 2 étapes principales:

- D'abord on établit les dimensions de l'ouvrage en tenant compte surtout de l'expérience existante ou de sa propre expérience. Mais rares sont les données pour une cheminée de 250m (parmi les plus hautes du monde).
- Ensuite on affine les cotes par la vérification des sections à différentes hauteurs.

En ce qui nous concerne, les cotes imposées seront :

Diamètre de Base: 20 m.	↯ 0,00 m
Diamètre à 40 m : 15 m	↯ 40,00 m
Diamètre au sommet: 6 m	↯ 250 m.
hauteur totale : 250 m.	
épaisseur de la paroi: 15 cm	↯ 250 m.
	↓ minimum d'après le code américain.

épaisseur " " " : 25 cm	↯ 40 m.
épaisseur " " " : 35 cm	↯ 0,00 m.

On en déduit (les calculs sont simples, nous n'insisteront pas) tous les autres éléments de référence - Sa cheminée a été divisée en 25 tronçons de 10 m chacun - Le choix doit être tel que les hypothèses que nous verrons dans l'étude des moments et déformations ainsi que celles admises pour le séisme (masses réparties transformées en masses discrètes concentrées) se trouvent acceptables -  
Il vient donc: (voir Tableau: page: ).



TABLEAU DE REFERENCE  
ELEMENTS GEOMETRIQUES

Niveau	Cote	Diamètre extérieur	Diamètre Intérieur	épaisseur Béton	Aire de section annulaire	Inertie	$I_m = \frac{J_i + J_e}{2}$	$I_m = \frac{I_i + I_e}{2}$	Hauteur d'un Tronçon
n	H (m)	$D_e$ (m)	$D_i$ (m)	$e$ (m)	$A$ (m <sup>2</sup> )	$I$ (m <sup>4</sup> )	$J_m$ (m <sup>4</sup> )	$I_m$ (m <sup>4</sup> )	$\alpha = H/n$
25	250	6,00	5,700	0,15	2,76	11,8	2,902	13,35	10
24	240	6,428	6,119	0,1547	3,045	14,9	3,497	16,80	//
23	230	6,856	6,538	0,1594	3,35	18,7	3,515	21,025	//
22	220	7,284	6,957	0,1641	3,68	23,35	3,840	25,875	//
21	210	7,712	7,376	0,1688	4,00	28,4	4,170	31,3	//
20	200	8,140	7,795	0,1735	4,34	34,2	4,520	37,85	//
19	190	8,568	8,214	0,1782	4,70	41,5	4,885	45,40	//
18	180	8,996	8,633	0,1829	5,07	49,3	5,225	53,65	//
17	170	9,424	9,052	0,1876	5,44	58	5,645	63,25	//
16	160	9,852	9,471	0,1923	5,85	68,5	6,05	73,62	//
15	150	10,280	9,890	0,1970	6,25	78,75	6,45	84,75	//
14	140	10,708	10,309	0,2017	6,65	90,75	6,875	98,375	//
13	130	11,136	10,728	0,2064	7,10	106	7,31	113,15	//
12	120	11,564	11,147	0,2111	7,52	120,3	7,747	129,40	//
11	110	11,992	11,566	0,2158	7,975	138,5	8,212	147,75	//
10	100	12,420	11,985	0,2205	8,45	157	8,685	167,5	//
9	90	12,848	12,404	0,2252	8,92	178	9,18	189,2	//
8	80	13,276	12,823	0,2299	9,44	200,4	9,695	213,2	//
7	70	13,704	13,242	0,2346	9,95	226	10,185	239	//
6	60	14,132	13,661	0,2393	10,42	252	10,685	266,5	//
5	50	14,560	14,080	0,2440	10,95	281	11,275	298	//
4	40	15,00	14,50	0,25	11,60	315	12,700	377,5	//
3	30	16,25	15,70	0,275	13,80	440	15,00	519,5	//
2	20	17,50	16,90	0,30	16,20	599	17,525	698	//
1	10	18,75	18,10	0,325	18,85	797	20,225	918,5	//
0	0	20,00	19,30	0,350	21,6	1040	/	/	

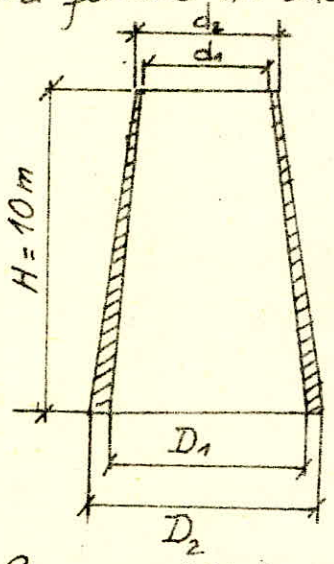
# ELEMENTS MECANIKUES.

## Béton.

Le Tableau des éléments géométriques étant établi, nous pouvons à présent calculer le volume et le poids de la Cheminée de 250m avec exactitude. Il faut prendre soin de calculer les poids (donc les volumes) par tronçon afin d'avoir les éléments nécessaires de calcul pour chaque section (i) à vérifier.

Les calculs sont simples mais longs. Aussi pour pouvoir corriger d'éventuelles erreurs, nous conseillons de dresser le Tableau conformément à celui de la page:

La formule de base à utiliser pour chaque tronçon est:



$$V = \frac{\pi H}{3} \left( \frac{D_2^2 - D_1^2 + d_2^2 - d_1^2 + D_2 d_2 - D_1 d_1}{4} \right)$$

L'indice "1" étant réservé aux cotes intérieures -  
L'indice "2" " " " " extérieures.

On en déduit aisément les volumes cumulés et les poids cumulés ( $\gamma = 25 \frac{kN}{m^3}$ )

## Chemisage:

Pour les calculs de stabilité, nous aurons également besoin de déterminer le poids de Briques.

Nous opérons alors de la même façon, en ayant pris soin de calculer auparavant les nouveaux diamètres intérieurs et extérieurs l'épaisseur du vide d'air étant de 5cm, la largeur des Briques de 11cm. Le calcul ne présente pas de difficultés, nous n'insisterons pas. ( $\gamma_{briques} = 18 \frac{kN}{m^3}$ )

Voir Tableau: . . . page:

# POIDS DU CHEMISAGE (P)

Seuil	$D_2$ (m)	$D_1$ (m)	$D_1^2$	$D_2^2 - D_1^2$	$d_2$ (m)	$d_2^2$	$d_1$ (m)	$d_1^2$	$d_2^2 - d_1^2$	$D_2 - d_2$	$D_1 - d_1$	$D_2 - d_2 - D_1 + d_1$	$\sum A = \sum (D_1^2 - D_2^2)$	Poids des Brins cumules (g)
25	6,019	5,799	33,628	2,60	5,60	31,36	5,38	28,94	2,42	33,706	34,199	2,507	7,727	36,410
24	6,438	6,218	38,663	2,315	6,019	36,228	5,799	33,628	2,60	38,750	36,058	2,692	8,107	74,610
23	6,857	6,637	44,05	2,968	6,438	41,448	6,218	38,663	2,815	44,145	41,269	2,876	8,659	115,411
22	7,276	7,056	49,787	3,153	6,857	47,018	6,637	44,050	2,968	49,891	46,831	3,06	9,181	158,672
21	7,695	7,475	55,876	3,337	7,276	52,94	7,056	49,787	3,153	55,989	52,744	3,245	9,735	204,543
20	8,114	7,894	62,315	3,522	7,695	59,213	7,475	55,876	3,337	62,437	59,008	3,429	10,288	253,020
19	8,533	8,313	69,106	3,706	8,114	65,837	7,894	62,315	3,522	69,237	65,623	3,614	10,842	304,107
18	8,952	8,732	76,248	3,89	8,533	72,812	8,313	69,106	3,706	76,387	72,589	3,798	11,394	357,795
17	9,371	9,151	83,74	4,076	8,952	80,138	8,732	76,248	3,89	83,889	79,907	3,982	11,948	414,094
16	9,790	9,570	91,585	4,259	9,371	87,816	9,151	83,740	4,076	91,742	87,575	4,167	12,502	473,003
15	10,209	9,989	99,780	4,444	9,790	95,844	9,570	91,585	4,259	99,94	95,595	4,351	13,054	534,513
14	10,628	10,408	108,326	4,628	10,209	104,224	9,989	99,780	4,444	108,501	103,965	4,536	13,608	598,634
13	11,047	10,827	117,224	4,812	10,628	112,954	10,408	108,326	4,628	117,407	112,687	4,720	14,160	667,356
12	11,466	11,246	126,473	4,997	11,047	122,036	10,827	117,224	4,812	126,665	121,760	4,905	14,714	736,688
11	11,885	11,665	135,912	5,181	11,466	131,447	11,246	126,443	4,997	136,273	131,485	5,088	15,266	808,627
10	12,304	12,084	146,023	5,365	11,885	141,253	11,665	136,072	5,181	146,233	140,960	5,273	15,819	883,160
9	12,723	12,503	156,325	5,550	12,304	151,388	12,084	146,023	5,365	156,544	151,086	5,458	16,373	960,310
8	13,142	12,922	166,978	5,734	12,723	161,875	12,503	156,325	5,550	167,206	161,564	5,642	16,926	1040,065
7	13,561	13,341	177,982	5,918	13,142	172,712	12,922	166,978	5,734	178,087	172,392	5,695	17,347	1121,804
6	13,98	13,76	189,338	6,102	13,561	183,900	13,341	177,982	5,918	189,582	183,572	6,010	18,03	1206,761
5	14,40	201,072	6,288	13,98	195,44	195,44	13,76	189,338	6,102	201,312	195,117	6,195	18,585	1294,333
4	15,60	236,544	6,816	14,40	207,36	207,36	14,18	201,72	6,288	224,640	218,088	6,552	19,656	1386,952
3	16,80	274,896	7,344	15,60	243,36	243,36	15,38	236,544	6,816	262,080	255,000	7,08	21,24	1487,034
2	18,00	316,128	7,872	16,80	282,24	282,24	16,58	274,896	7,344	302,400	294,792	7,608	22,824	1594,58
1	19,20	368,64	8,40	18,00	324,00	324,00	17,78	316,128	7,872	345,600	337,964	8,136	24,408	1709,59 (T)
			19,20		368,64	368,64	18,98	560,24	8,40			8,136	24,408	

# VOLUME & POIDS DE BETON (G)

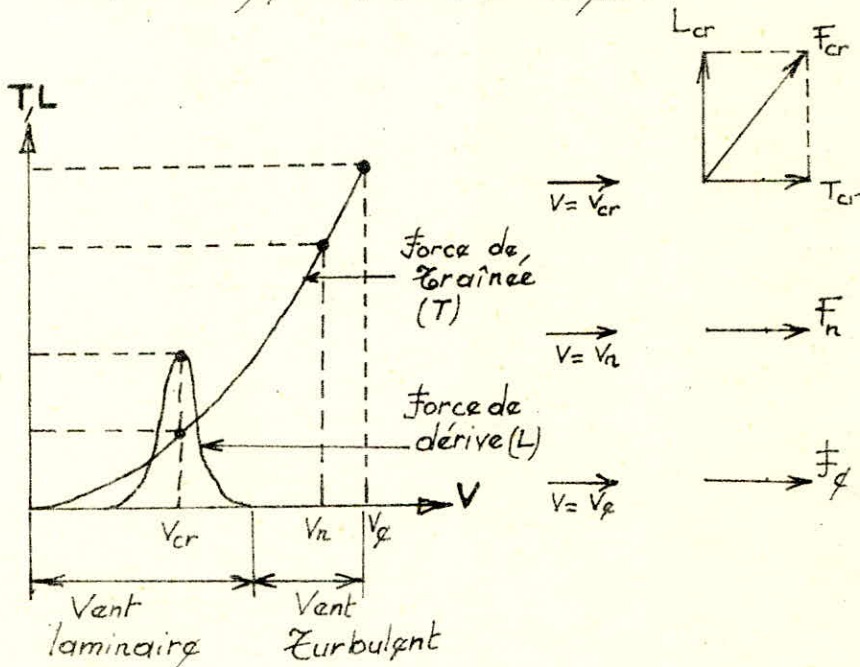
Sections	$D_2^2$ (m <sup>2</sup> )	$D_1^2$ (m <sup>2</sup> )	$D_2^2 - D_1^2$	$d_2^2$ (m <sup>2</sup> )	$d_1^2$ (m <sup>2</sup> )	$d_2^2 - d_1^2$	$D_2 d_2$	$D_1 d_1$	$D_2 d_2 - D_1 d_1$	$A = \sum (D_2 - D_1) \cdot \frac{\pi}{4}$	$\sum \frac{D_2^3 - D_1^3}{3}$ (m <sup>3</sup> )	$P = V \cdot \rho \cdot S$ (T)	Sections	Foids Cumulés T
25	41,32	37,44	3,88	36,00	32,49	3,51	38,57	34,88	3,69	11,08	29,00	72,52	IX	0
24	47,00	42,75	4,25	41,32	37,44	3,88	44,07	40,00	4,07	12,20	31,939	79,849	IX	72,52
23	53,05	48,40	4,65	47,00	42,75	4,25	49,938	45,48	4,46	13,36	34,976	87,441	IX	145,04
22	59,44	54,40	5,04	53,05	48,40	4,65	56,17	51,31	4,86	14,55	38,092	95,230	IX	220,00
21	66,26	60,76	5,50	59,44	54,40	5,04	62,76	57,50	5,26	15,80	41,364	103,411	IX	305,00
20	73,41	67,47	5,94	66,26	60,76	5,5	69,74	64,03	5,71	17,18	44,911	112,443	IX	385,00
19	80,93	74,53	6,40	73,41	67,47	5,94	77,07	70,91	6,16	18,50	48,433	121,082	IX	468,50
18	88,81	81,90	6,91	80,93	74,53	6,40	84,78	78,13	6,65	19,96	52,255	130,638	IX	550,99
17	97,06	89,70	7,36	88,81	81,90	6,91	92,84	85,71	7,13	21,40	56,025	140,063	IX	632,075
16	105,68	97,81	7,87	97,06	89,70	7,36	101,28	93,67	7,61	22,84	59,795	149,488	IX	712,00
15	114,66	106,28	8,38	105,68	97,81	7,87	110,00	101,96	8,04	24,29	63,591	158,978	IX	792,00
14	124,00	115,09	8,91	114,66	106,28	8,38	119,24	110,59	8,65	25,94	67,911	169,777	IX	872,00
13	133,76	124,26	9,50	124,00	115,09	8,91	128,78	119,58	9,20	27,61	72,94	180,707	IX	952,00
12	143,81	133,77	10,04	133,76	124,26	9,5	138,68	128,93	9,75	29,29	76,681	191,703	IX	1032,00
11	154,26	143,64	10,62	143,81	133,77	10,04	148,94	138,62	10,32	30,98	81,106	202,764	IX	1112,00
10	165,07	153,86	11,21	154,26	143,69	10,62	159,57	148,66	10,91	32,74	85,713	214,203	IX	1192,00
9	176,25	164,43	11,82	165,07	153,86	11,21	170,57	159,06	11,51	34,54	90,426	226,064	IX	1272,00
8	187,80	175,35	12,45	176,25	164,43	11,82	181,93	169,80	12,13	36,40	95,295	238,238	IX	1352,00
7	199,71	186,62	13,09	187,80	175,35	12,45	193,66	180,90	12,76	38,30	100,269	250,673	IX	1432,00
6	211,99	198,25	13,74	199,71	186,62	13,09	205,84	192,35	13,49	40,32	105,558	263,894	IX	1512,00
5	225,00	210,25	14,75	211,99	198,25	13,74	218,40	204,16	14,24	42,73	111,867	279,668	IX	1592,00
4	264,06	246,49	17,57	225,00	210,25	14,75	243,75	227,65	16,10	48,42	126,763	316,909	IX	1672,00
3	306,25	285,61	20,64	264,06	246,49	17,57	284,37	265,33	21,04	59,25	155,116	387,994	IX	1752,00
2	351,56	327,61	23,95	306,25	285,61	20,64	328,12	305,89	22,23	66,82	174,935	467,337	IX	1832,00
1	400,00	372,49	27,51	351,56	327,61	23,95	375,00	349,33	25,67	77,13	201,926	504,803	I	1912,00
0				400,00	372,49	27,51							0	5115,864

# D1. ACTION D'ENSEMBLE

## D1.1 Comportement de l'ouvrage:

### D1.1.1 Direction parallèle à l'action du vent:

Dans la direction parallèle à l'action du vent, le comportement de l'ouvrage est celui d'une console verticale encastrée dans le sol, soumise à une pression variablement répartie sur sa hauteur.



À de faibles vitesses, le régime du vent est laminaire, les effets du vent ont un caractère statique. Pour des vitesses plus élevées, le vent devient turbulent et agit par rafales successives - Ces rafales sont d'autant plus dangereuses qu'elles présentent un caractère périodique et que leur période est plus voisine de la période propre de vibration de l'ouvrage. (Risque de Résonance)  
 Ses effets du vent deviennent alors dynamiques.  
 La vitesse du vent réglementaire pour laquelle on effectuera le calcul à ce stade est appelée vitesse normale. Par définition la vitesse normale (V<sub>n</sub>) est la vitesse de pointe instantanée (pointe de Rafale) qui n'est atteinte ou dépassée que 3 jours sur 1000.

L'application de la loi de Bernoulli donne la relation bien connue:

$$q_n = \rho \frac{V_n^2}{20} \Rightarrow q_n = \frac{V_n^2}{16}$$

q: Pression du vent en kg/m<sup>2</sup>

V: Vitesse en m/s du vent exercée sur une surface plane perpendiculaire à la direction du vent (Maître Couple).

ρ: Masse volumique du m<sup>3</sup> d'air à 15°C, = 1,25 kg/m<sup>3</sup>

Pour toutes les constructions, on exige (RNV 65) un calcul supplémentaire à la vitesse extrême du vent considérée comme la plus grande vitesse instantanée à laquelle la construction peut être soumise 1 fois dans sa vie (40 à 60 ans). Ses règles Neige & Vent 65, révisées 1967, stipulent que c'est la vitesse correspondant à une pression q<sub>e</sub> = 1,75 q<sub>n</sub>.

D'où

$$q_e = 1,75 q_n$$

$$V_e = \sqrt{1,75} V_n$$

Nous montrerons plus loin (Etude du ferrailage des sections annulaires minces) comment les sollicitations dues au vent étrême (ou au seisme) sont déterminantes par rapport à un calcul conçu uniquement en vent Normal. Ce détail négligé, peut être parfois à l'origine de graves sinistres.

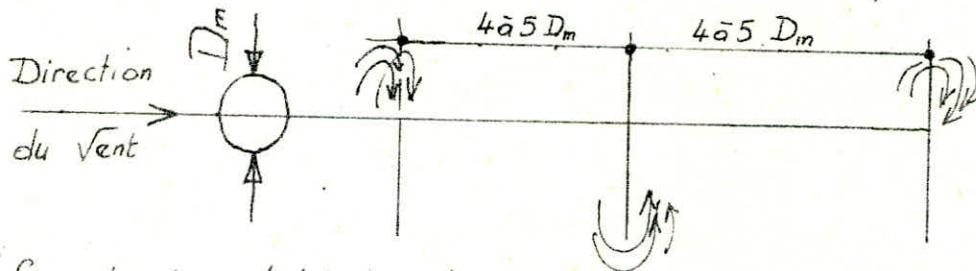
## D11.2. Direction perpendiculaire à l'action du vent:

### D112.1. Résumé explicatif:

De nombreuses observations ont mis en évidence le phénomène de Vibrations des constructions élancées dans la direction perpendiculaire à l'action du vent. Un fait remarquable est que ces vibrations apparaissent pour une vitesse du vent relativement faible et uniquement en régime laminaire. Sa vitesse du vent correspondant aux vibrations maximales est dite vitesse critique.

La Théorie de Karman décompose le phénomène en 4 phases:

- 1<sup>o</sup>] Ecoulement régulier du vent : pas de vibrations latérales.
- 2<sup>o</sup>] 2 Tourbillons symétriques se forment à l'arrière de la Tour (Tourbillons de Karman) : pas de vibrations latérales.
- 3<sup>o</sup>] Ses 2 Tourbillons se détachent alternativement en gardant entre eux un intervalle constant (4 à 5 fois le diamètre moyen de la Cheminée): vibrations latérales d'amplitude croissante. (fig.)



Nota:

Ses vibrations latérales doivent être incompatible avec le régime laminaire - alors les RNV65, révisées 67, fixent un seuil arbitraire entre la vitesse du vent correspondant au régime laminaire et à celle correspondant au régime turbulent à 25 m/s - Ses RNV65 considèrent les oscillations latérales comme négligeables si  $V_{cr} > 25 \text{ m/s}$  car il y a incompatibilité entre les tourbillons de Karman et le régime turbulent.

### D112.2 Détermination de la vitesse critique:

Sa vitesse critique du vent dépend du nombre de Strouhal (nombre sans dimension) -

Mais le nombre de Strouhal varie avec le Nombre de Reynolds

$$S = \frac{N_v \cdot D_e}{V}$$

$V$ : Vitesse du vent.

$D_e$ : diamètre extérieur de Cheminée.

$N_v$ : fréquence excitatrice du vent.

Re - Ses RNV65 proposent  $S = 0,20$   
Nous prendrions cette valeur ce qui ne nous empêchera pas d'émettre des réserves:

Il est bon de se rappeler que les valeurs obtenues par les Chercheurs sont très dispersées, surtout pour  $Re > 10^5$ . Or la plupart des Tours et Cheminées sont régies par un  $Re \approx 2 \cdot 10^6$ . Ses souffleries courantes ne peuvent généralement obtenir qu'un nombre  $Re = 2 \cdot 10^5$  car, afin de réaliser dans le cadre de la similitude, un flux correspondant à un nombre  $Re$  assez élevé, qui pourtant serait le seul qui intéresserait l'Ingénieur de Génie Civil, de grands moyens sont indispensables.

Hypothèses simplificatrices:

-  $S = 0,20$

- La Cheminée entre en résonance sous les effets de Karman au moment où la fréquence excitatrice du vent  $N_v$  coïncide avec la fréquence propre de vibration de l'ouvrage  $N_{pr}$  (cette hypothèse est encore sujette à discussion).

On en déduit :  $S = \frac{N_{pr} \cdot D_e}{V_{cr}} \Rightarrow V_{cr} = \frac{N_{pr} \cdot D_e}{0,20} \left( q_{cr} = \frac{V_{cr}^2}{16} \right)$

Pour notre cas d'espèce, la cheminée n'a pas un diamètre constant  $D_e$ . Ses RNV65, édition 68 proposent à l'annexe B. Article B.132

\* Soit prendre une valeur moyenne  $D_i = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n D_i$  et déterminer une  $V_{cr}$  pour toute la cheminée  $\Rightarrow D_i = 11,668m$ ; or on a vu  $T_{pr} = 4,43s \Rightarrow V_{cr} = 11,668 / 0,2 \cdot 4,43 = 13,169 m/s < 25 m/s$ .

\* Soit procéder par tronçons et déterminer une  $V_{cr}$  pour chaque tronçon (voir Tableau :)

Nous avons calculé avec les 2 procédés afin de mieux étayer notre jugement quant au cas le plus défavorable.

## D12 ETUDE DANS LA DIRECTION // A CELLE DU VENT PRESSION & FORCE DE TRAÎNÉE

La force de traînée  $T/m$  est la composante de la force du vent dans la direction // à celle du vent. RNV65 donnent :

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

D12.1. Coefficient  $C_t$  :

Le coefficient global de traînée  $C_t = C_{t_0} \gamma_0$  est lié aux effets aérodynamiques provoqués par la forme circulaire de la section transversale de la cheminée et de la rugosité de sa surface. Il dépend de l'élanement de la tour.

$$\gamma_0 = f(\lambda) \text{ avec } \lambda = \frac{h^2}{S_t}$$

$$\gamma_0 = f(C)$$

$$C_{t_0} = f(C)$$

$\lambda$  : Rapport de dimension (RNV III 03)  
 $h$  : hauteur totale de la cheminée  
 $S_t$  : Surface de son maître couple  
 $C$  : Catégorie de la Construction  
 $\gamma_0$  : Coefficient de la fig RIII 10 des RNV65  
 $C_{t_0}$  : Coefficient de Traînée du Tableau VII des RNV65.

Application :

$h = 250 m$  ;  $d$  à la base =  $20 m$  ,  $d$  au niveau  $40, m = 15 m$ .

$d$  au sommet =  $6 m$ . - Cheminée Catégorie V. ( $C=V$ ).

$$\lambda = \frac{250^2}{\frac{20+15}{2} \cdot 40 + \frac{(15+6) \cdot 210}{2}} = 21,51$$

$$\gamma_0 = \begin{cases} f(C) \\ f(\lambda) \end{cases} = 1,2575 ; C_{t_0} = 55 \cdot 10^{-2}$$

$$C_t = 0,55 \cdot 1,2575 = 0,6916.$$

D12.2 Coefficient  $\beta$  : ( $\geq 1$ )

Le coefficient de majoration dynamique  $\beta = \theta (1 + \xi \zeta)$  est lié aux effets de résonance provoqués par les oscillations de la cheminée.

$\xi$  : coefficient de réponse (Fig RIII 3 RNV65) dépend de période propre.  
 $\zeta$  : Coefficient de pulsation (Fig RIII 4 RNV65) dépend du niveau considéré  
 $\theta$  : coefficient global dépendant du type de construction (ici  $\theta = 1$ )

$$\left. \begin{array}{l} \beta = 1 \\ \zeta = 0,16 \text{ pour niveau } 250 \text{ m} \\ \xi = 2,3 \text{ car on a vu que } T_{pr} = 4,43 \text{ s.} \\ \text{(Ossature B.A.)} \end{array} \right\} \Rightarrow \beta = 1 \cdot (1 + 2,3 \cdot 0,16) = 1,368 \text{ au niveau } 250 \text{ m.}$$

On remarquera que, dans le "tableau: Etape A." diminué au fur et à mesure que l'on s'éloigne du sol.

### D12.3 Coefficient S.

Le coefficient de réduction S est lié aux effets dus aux dimensions (hauteur) et fait suite aux observations selon lesquelles la force du vent agit par paquets localisés de dimensions faibles. Le coefficient S pénalise ainsi les constructions de petites dimensions au profit des plus grandes car ces dernières présentent une probabilité plus faible d'être frappés sur toute leur surface. (Fig RIII des RNV65)

Ses valeurs variant avec la hauteur de la cheminée, nous les avons reportées sur le "Tableau: Etape A).

### D12.4. Pression du vent:

Né possédant pas de relevés météorologiques, la relation  $q = \frac{V^2}{16}$  ne nous servira pas pour le calcul de  $q_n$  et  $q_e$ . Ses Règles RNV65, admettent de déterminer directement les pressions par:

$$q_n = q_H k_s$$

$k_s$ : coefficient de site dépendant de la région et du site.

$$q_e = 1,75 q_n$$

$q_H = 2,5 \cdot \frac{H+18}{H+60}$  = pression dynamique de base à 10m de hauteur, dépend de la région choisie.

Pour notre cas d'épave:

Région II. (Polda) RNV65 donnent:

$$q_{10} = 71,4 \text{ kgf/m}^2.$$

$$k_s = 1,3 \text{ site exposé (une étude parallèle avec } k_s = 1 \text{ site Normal) a été menée.}$$

Ses valeurs ainsi calculées ont été reportées sur le "Tableau: Etape A." aussi bien pour le vent Normal que pour le vent extrême tout en respectant: (Les pressions sur les niveaux 110m à 250m ont été pénalisées par l'article 1,246).

Article 1,246 RNV65:

Quels que soient la hauteur H, le site, l'effet de masque (ici 0%) et l'effet des dimensions S:

$$\text{Pour vent normal} \left\{ \begin{array}{l} q_H k_s S = 173,4 \text{ kgf/m}^2 \text{ si } q_H k_s S > 173,4 \\ q_H k_s S = 30,6 \text{ " " " } < 30,6 \end{array} \right.$$

$$\text{Pour vent extrême} \left\{ \begin{array}{l} q_H k_s S = 303,5 \text{ kgf/m}^2 \text{ si } q_H k_s S > 303,5 \\ q_H k_s S = 53,6 \text{ " " " } < 53,6. \end{array} \right.$$

Article 1,245 RNV65:

Pour les constructions définitives, effet de masque (ici 0%) et effet de réduction S ne devront en aucun cas engendrer des réductions > 33% (Vérifié).



D12.5 Conclusion : Pression & Force de Traînée aux vitesses  $V_n, V_e, V_{cr}$  :

Vitesse critique :

- pression critique :  $q_{cr} = \frac{V_{cr}^2}{16}$  ( $V_{cr} = \frac{N_{pr} \cdot D_e}{0,20 \cdot S}$ )
- pression de Traînée :  $C_t \beta \delta q_{cr}$
- Force de Traînée :  $C_t \beta \delta q_{cr} D_e$

Vitesse Normale :

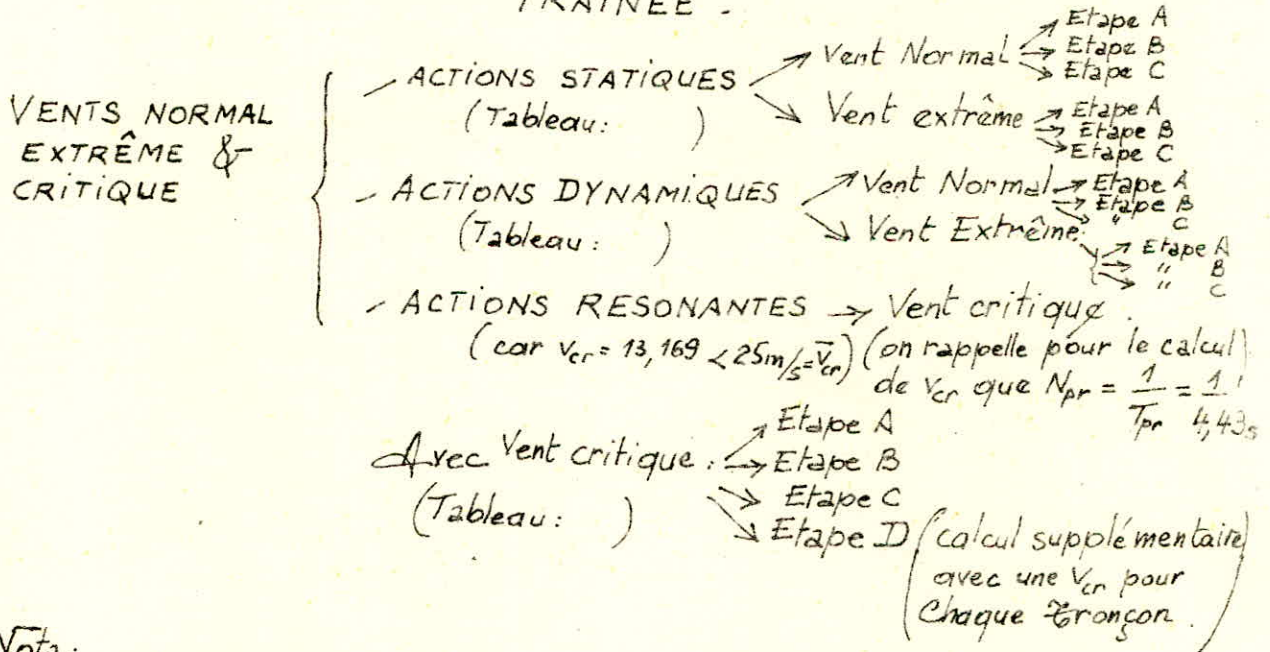
- pression  $q_n = q_H k_s$
- pression de Traînée :  $C_t \beta \delta q_n$
- Force de Traînée :  $C_t \beta \delta q_n D_e$

Vitesse Extrême :

- pression  $q_e = 1,75 q_H k_s = 1,75 q_n$
- pression de Traînée :  $C_t \beta \delta q_e$
- Force de Traînée :  $C_t \beta \delta q_e D_e$

La répartition des forces du vent sur la hauteur de l'ouvrage dépend des facteurs variables (avec la hauteur)  $q_n, q_e, \beta, \delta, D_e$ .  
 Pour les calculs nous avons cru bon de les résumer sous forme de Tableaux qui présentent le grand avantage de suivre l'évolution de tous les facteurs géométriques et physiques et ce en respectant le plan :

SOLLICITATIONS PARALLELES AU SENS DU VENT  
 TRAÎNÉE



Nota :

L'article 1,512 des RNE prescrit la multiplication de  $q_e$  par le facteur  $(0,5 + \frac{\theta}{2})$  au moins égal à l'unité. Pour notre cas d'espece ce facteur se réduit à l'unité même puisque  $\theta = 1$  (déjà vu).



# ACTIONS DYNAMIQUES SENS PARALLELE A CELUI DU VENT

Z	h	m	$\beta = \delta(1+S)$	Vent Normal		Vent extrême		Vent Normal		Vent extrême		$C_e q_n^* \beta$ Dure = $T_{10}$ , $T_{10} C_e q_n^* \beta(0,5+1/2)_{Dure}$	
				$\beta q_n^* = \beta q_{n,k} S$	$\beta q_n^* = \beta q_{n,k} S$	$C_e q_n^* \beta$	$C_e q_n^* \beta(0,5+1/2)$	$C_e q_n^* \beta$	$C_e q_n^* \beta$ Dure = $T_{10}$	$C_e q_n^* \beta(0,5+1/2)_{Dure}$			
0	0	1,828	89,069	155,871	61,599	107,799	1232,006	2455,014					
1	10	1,828	118,772	207,852	82,143	143,750	1540,181	2695,317					
2	20	1,794	138,359	242,128	95,689	167,456	1674,559	2930,478					
3	30	1,759	153,947	269,407	106,469	186,320	1730,133	3021,753					
4	40	1,725	185,733	325,032	128,452	224,791	1926,792	3371,886					
5	50	1,690	218,122	381,743	150,853	263,992	2196,422	3843,739					
6	60	1,656	224,801	393,402	155,472	272,075	2197,139	3844,994					
7	70	1,623	229,403	401,455	158,654	277,645	2174,208	3804,864					
8	80	1,598	233,614	408,824	161,567	282,742	2144,969	3753,696					
9	90	1,575	236,830	414,452	163,790	286,633	2104,397	3682,694					
10	100	1,552	238,946	418,156	165,255	289,196	2052,470	3591,823					
11	110	1,534	241,171	422,05	166,793	291,888	2000,195	3500,341					
12	120	1,520	243,332	425,831	168,257	294,451	1945,744	3405,053					
13	130	1,501	243,425	425,994	168,352	294,616	1912,490	3346,858					
14	140	1,488	245,500	429,626	169,788	297,129	1818,093	3181,663					
15	150	1,472	245,935	430,387	170,088	297,654	1748,517	3059,904					
16	160	1,460	246,613	431,572	170,557	298,475	1680,332	2940,580					
17	170	1,449	247,297	432,771	171,031	299,304	1611,797	2820,644					
18	180	1,437	247,528	433,175	171,189	299,582	1540,031	2695,055					
19	190	1,426	247,268	432,719	171,010	299,268	1465,220	2564,136					
20	200	1,414	245,187	429,078	169,571	296,749	1380,314	2415,549					
21	210	1,405	243,627	426,347	168,492	294,860	1299,413	2273,972					
22	220	1,398	242,413	424,223	167,652	293,391	1221,184	2137,072					
23	230	1,386	240,332	420,581	166,213	290,873	1139,559	1994,227					
24	240	1,377	238,772	417,851	165,134	288,984	1067,484	1857,597					
25	250	1,368	237,211	415,119	164,054	287,095	984,330	1722,579					

Niveau	Cote H en m	Coefficients & Pression				
		Ce	S	B	Vc	qcr
25	250	0,6916	0,9	1,368	13,169	10,840
24	240	"	"	1,377	"	"
23	230	"	"	1,386	"	"
22	220	"	"	1,398	"	"
21	210	"	"	1,405	"	"
20	200	"	"	1,414	"	"
19	190	"	"	1,426	"	"
18	180	"	"	1,437	"	"
17	170	"	"	1,449	"	"
16	160	"	"	1,460	"	"
15	150	"	"	1,472	"	"
14	140	"	"	1,488	"	"
13	130	"	"	1,501	"	"
12	120	"	"	1,520	"	"
11	110	"	"	1,534	"	"
10	100	"	"	1,552	"	"
9	90	"	"	1,575	"	"
8	80	"	"	1,598	"	"
7	70	"	"	1,623	"	"
6	60	"	"	1,656	"	"
5	50	"	"	1,890	"	"
4	40	"	0,8	1,725	"	"
3	30	"	0,7	1,759	"	"
2	20	"	"	1,794	"	"
1	10	"	"	1,828	"	"
0	0	"	"	"	"	"

Etape B Pression de Soin	
Vent Critique	Ce S B qcr
	kg/m <sup>2</sup>
9,230	
9,291	
9,352	
9,433	
9,479	
9,540	
9,622	
9,696	
9,777	
9,851	
9,932	
10,039	
10,128	
10,256	
10,350	
10,471	
10,627	
10,782	
10,951	
11,173	
11,403	
10,346	
9,231	
9,415	
9,593	
9,593	

Etape C Action de l'air	
Vent critique	Ce S B qcr Dm = Tr
	kg/m <sup>2</sup>
407,698	
408,407	
409,415	
410,059	
410,610	
411,319	
412,264	
413,129	
414,074	
414,940	
415,805	
417,444	
418,168	
419,664	
420,766	
422,184	
423,994	
425,804	
427,773	
430,371	
433,047	
420,715	
407,705	
409,851	
411,933	
411,933	

Etape D Action de l'air			
Vent Critique	Vc	qcr	Ce S B qcr Dm = Tr
	m/s	kg/m <sup>2</sup>	kg/m <sup>2</sup>
6,17	6,17	2,86	44,61
7,26	7,26	3,29	48,11
7,74	7,74	3,74	52,64
8,22	8,22	4,22	56,73
8,7	8,7	4,73	60,88
9,19	9,19	5,28	65,00
9,67	9,67	5,84	69,30
10,15	10,15	6,44	73,78
10,64	10,64	7,08	78,43
11,12	11,12	7,73	83,16
11,60	11,60	8,41	88,16
12,09	12,09	9,14	93,58
12,57	12,57	9,98	99,22
13,05	13,05	10,64	105,33
13,53	13,53	11,44	112,00
14,02	14,02	12,29	119,35
14,5	14,5	13,14	127,39
14,98	14,98	14,03	136,14
15,47	15,47	14,96	145,66
15,95	15,95	15,9	155,94
16,43	16,43	16,87	166,96
16,93	16,93	17,91	178,70
17,34	17,34	19,02	191,16
17,85	17,85	20,2	204,40
18,34	18,34	21,5	218,40
18,85	18,85	22,9	233,16
19,35	19,35	24,4	248,66
19,85	19,85	26,0	264,90
20,35	20,35	27,6	281,86
20,85	20,85	29,3	299,60
21,35	21,35	31,1	318,10
21,85	21,85	32,9	337,36
22,35	22,35	34,8	357,36
22,85	22,85	36,8	378,10

ACTIONS RESONNANTES SENS PARALLELE A CELUI DU VENT

D13. ETUDE DANS LA DIRECTION PERPENDICULAIRE A CELLE DU VENT: PRESSION & FORCE DE DERIVE.

La force de dérive  $L$  par unité de longueur est la composante de la force du vent dans la direction perpendiculaire à celle du vent. Ses RNV65 donnent:

$$L = c_L \beta' s' q D_e.$$

D13.1 Coefficient,  $c_L$ , de dérive:

La valeur la plus communément admise RNV65 Annexe B. 8,33 est  $c_L = 0,2$ . Ses différentes recherches ont abouti à des résultats contradictoires.

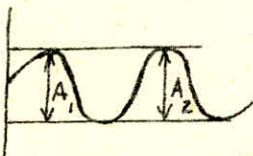
D13.2. Coefficient  $\beta'$ :

La valeur du coefficient dynamique  $\beta'$  est fournie par la théorie des vibrations pour le cas de la structure en état de résonance. On aboutit à:

$$\beta' = \frac{\pi}{\Delta} \quad \Delta: \text{Décrément logarithmique de l'amortissement visqueux.}$$

D13.3. Coefficient  $\Delta$ :

La valeur du décrément logarithmique  $\Delta$  peut varier entre  $\infty$  (vibration parfaitement amortie (voir schémas ci dessous).] et 0 (vibration non amortie).  
Résumé explicatif:

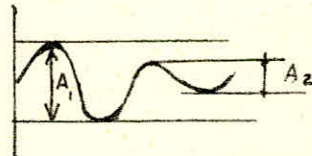


a) Vibration non amortie

$$A_1/A_2 = 1$$

$$\Delta = \lg \frac{A_1}{A_2} = 0$$

$$\beta' = \frac{\pi}{\Delta} = \infty$$

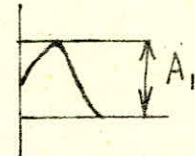


b) Vibration amortie:

$$\frac{A_1}{A_2} = \frac{A_2}{A_3} = \dots = e^{\Delta} \quad \text{(exponentielle).} \quad \frac{A_1}{A_2} = 0$$

$$\Delta = \lg \frac{A_1}{A_2}$$

$$\beta' = \frac{\pi}{\Delta}$$



c) Vibration parfaitement amortie

$$\frac{A_1}{A_2} = 0$$

$$\Delta = \lg \frac{A_1}{A_2} = \infty$$

$$\beta' = \frac{\pi}{\Delta} = 0$$

Conformément au règlement nous prendrions  $\Delta = 0,3$  (Béton Armé), ce qui ne nous empêchera pas d'émettre des réserves car il semble qu'au delà de  $\Delta = 0,15$  (valeur à conseiller par les chercheurs dans le domaine élastique), l'adoption d'une valeur supérieure ( $\Delta = 0,3$ ) est nettement au détriment de la sécurité. (ici  $\beta' = \frac{3,14}{0,15} = 20,944$ ).

D13.4 Coefficient  $s'$ :

Ses Annexes NV, révisées 67 recommandent  $s' = 0,80$  pour toute la hauteur.

D13.5 Pression & force de dérive aux vitesses:

Vitesse critique:

$$q_{cr} = \frac{v_{cr}^2}{16}$$

- pression critique  $v_{cr} = \frac{D_e}{T_{pr}} \cdot 0,20$  (Nous avons calculé avec une  $v_{cr}$  propre à chaque tronçon)

- force de dérive:

au sommet  $c_L \beta' s' q_{cr} D_e$  (sommet).  
à un niveau  $h$ :  $c_L \beta' s' q_{cr} D_e \frac{h}{h}$

avec  $h$ : hauteur totale de la Cheminée: 250 m.

Vitesse Normale:

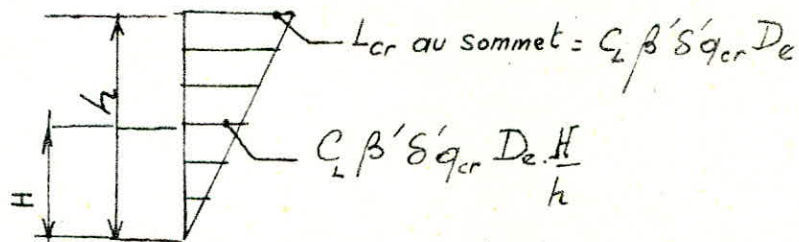
- Pression normale de derive: Elle ne peut exister et ce pour les raisons déjà expliquées.
- Force " " " " " " " " " " " "

Vitesse Extrême:

- Même remarque que pour Vitesse normale. (a fortiori).

Remarques:

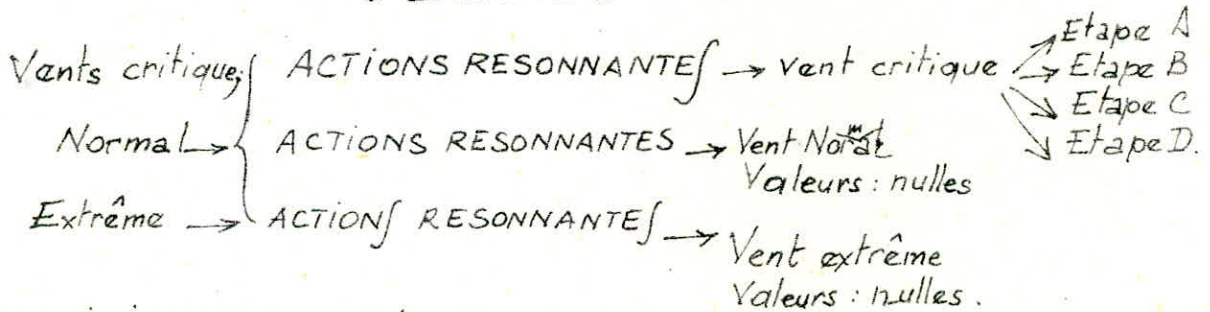
- Parce que nous avons vu que  $v_{cr} < 25 \text{ m/s}$ , la valeur  $q_{cr}$  sera limitée à  $39 \text{ kg/m}^2$ .
- Il n'existe pas de vibrations latérales en vitesse normale et extrême.
- Sa répartition des forces de derive du vent suit une loi linéaire:



Les calculs en détail conformément à  $v_{cr}$  du paragraphe D13.5 précédent ont été conçus en 4 étapes - (Voir Tableau: ) et ce respectant le Plan en

### SOLLICITATIONS PERPENDICULAIRES AU SENS DU VENT

#### - DERIVE -



### D14. SOLLICITATIONS D'ENSEMBLE:

#### D14.1 Vitesse critique:

La force de Calcul par unité de longueur est obtenue par composition géométrique:

$$F_{cr} = \sqrt{L_{cr}^2 + T_{cr}^2}$$

Cette force a été évaluée à chaque niveau. Elle permet d'établir la valeur des sollicitations d'ensemble  $M_{cr}$  (moment flechissant) et  $H_{cr}$  (Effort Tranchant)

#### D14.2 Vitesse Normale:

La force de Calcul par unité de longueur  $F_n$  donnera le moment flechissant  $M_n$  et l'effort tranchant  $H_n$ .

$$F_n = T_n$$

#### D14.3 Vitesse Extrême:

La force de Calcul par unité de longueur  $F_e$  donnera le moment flechissant  $M_e$  et l'effort tranchant  $H_e$  -  $F_e = T_e$ .

I 25 24 23 22 21 20 19 18 17 16 15 14 13 12 11 10 9 8 7 6 5 4 3 2 1

M<sub>24</sub> 2/6 1/6  
M<sub>23</sub> 5/6 1 1/6  
M<sub>22</sub> 8/6 2 1 1/6  
M<sub>21</sub> 11/6 3 2 1 1/6  
M<sub>20</sub> 14/6 4 3 2 1 1/6  
M<sub>19</sub> 17/6 5 4 3 2 1 1/6  
M<sub>18</sub> 20/6 6 5 4 3 2 1 1/6  
M<sub>17</sub> 23/6 7 6 5 4 3 2 1 1/6  
M<sub>16</sub> 26/6 8 7 6 5 4 3 2 1 1/6  
M<sub>15</sub> 29/6 9 8 7 6 5 4 3 2 1 1/6  
M<sub>14</sub> 32/6 10 9 8 7 6 5 4 3 2 1 1/6  
M<sub>13</sub> 35/6 11 10 9 8 7 6 5 4 3 2 1 1/6  
M<sub>12</sub> 38/6 12 11 10 9 8 7 6 5 4 3 2 1 1/6  
M<sub>11</sub> 41/6 13 12 11 10 9 8 7 6 5 4 3 2 1 1/6  
M<sub>10</sub> 44/6 14 13 12 11 10 9 8 7 6 5 4 3 2 1 1/6  
M<sub>9</sub> 47/6 15 14 13 12 11 10 9 8 7 6 5 4 3 2 1 1/6  
M<sub>8</sub> 50/6 16 15 14 13 12 11 10 9 8 7 6 5 4 3 2 1 1/6  
M<sub>7</sub> 53/6 17 16 15 14 13 12 11 10 9 8 7 6 5 4 3 2 1 1/6  
M<sub>6</sub> 56/6 18 17 16 15 14 13 12 11 10 9 8 7 6 5 4 3 2 1 1/6  
M<sub>5</sub> 59/6 19 18 17 16 15 14 13 12 11 10 9 8 7 6 5 4 3 2 1 1/6  
M<sub>4</sub> 62/6 20 19 18 17 16 15 14 13 12 11 10 9 8 7 6 5 4 3 2 1 1/6  
M<sub>3</sub> 65/6 21 20 19 18 17 16 15 14 13 12 11 10 9 8 7 6 5 4 3 2 1 1/6  
M<sub>2</sub> 68/6 22 21 20 19 18 17 16 15 14 13 12 11 10 9 8 7 6 5 4 3 2 1 1/6  
M<sub>1</sub> 71/6 23 22 21 20 19 18 17 16 15 14 13 12 11 10 9 8 7 6 5 4 3 2 1 1/6  
M<sub>0</sub> 74/6 24 23 22 21 20 19 18 17 16 15 14 13 12 11 10 9 8 7 6 5 4 3 2 1 1/6

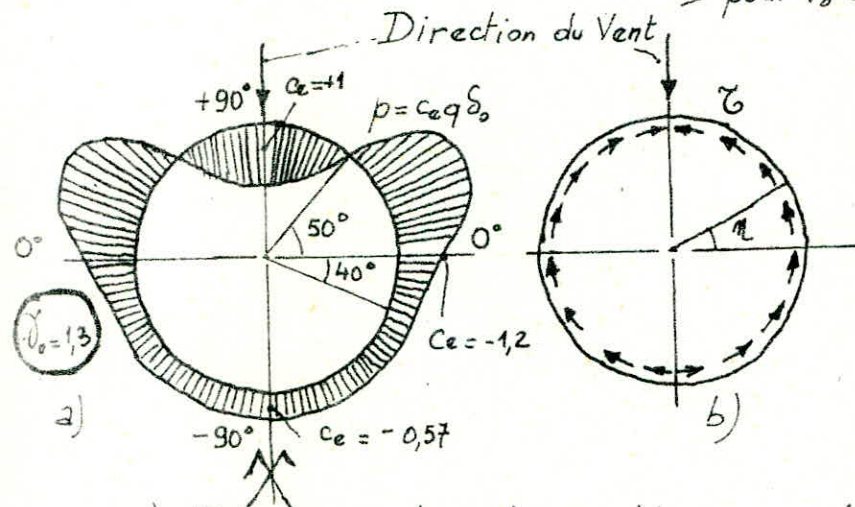
$K_s = 1,3$   
 $M_i = a^2 \sum p_i \cdot i$   
 $M_j = a^2 \sum p_j \cdot j$   
 $K_s = 1,3$   
 $M_j = 1,75 M_i$   
 $K_s = 1$   
 $M_j = 1,75 M_i$   
 $K_s = 1$

0,506024	59,6024	88,5542	38,9249	68,1180
2,0776054	207,7685	363,5949	159,8219	279,6838
4,7904976	479,0498	838,3372	368,5000	634,87476
8,7231278	872,3128	1526,5474	671,0098	1174,2672
13,9572163	1395,7216	2442,5128	1073,6320	1876,850
20,5714863	2057,1486	3600,0100	1582,4220	2769,280
28,6492938	2864,9294	5013,6264	2203,7918	3856,836
38,2666248	3826,6625	6696,6593	2943,5865	5191,2763
49,4952143	4949,5214	8667,6624	3791,9395	6662,8772
62,4040774	6240,4077	10920,7130	4800,3756	8400,5484
77,0616894	7706,1689	13485,7950	5927,8222	10373,688
93,5445313	9354,4531	16369,7670	7195,5023	12592,128
111,9236726	11192,3673	19586,6430	8609,5130	15066,647
132,2550908	13225,5091	23144,7840	10173,4680	17803,650
154,5863413	15458,6341	27042,6090	11894,256	20802,001
178,9700038	17897,0004	31319,7500	13766,9233	24092,115
205,4561708	20545,6171	35954,8230	15804,32	27657,56
234,0854179	23408,5418	40964,9460	18006,57	31571,996
264,8678218	26486,7822	46355,3680	20375,986	35857,917
297,8834233	29788,3423	52129,5980	22914,109	40599,66
333,0306279	33303,0628	58280,3580	25617,74	44817,444
370,1467864	37014,6787	64770,4360	28470,521	49525,412
408,9565921	40895,6592	71587,4630	31458,199	54757,747
449,0578228	44945,7823	78695,4480	34595,678	60539,074

## D2. ACTION LOCALE

### D21 PRESSION SUR LA PAROI :

Sur les figures CIII 44 & RIII 1 (catégorie V) des règles NV65, on représente la variation du coefficient  $C_e$  qui donne une idée de la répartition des pressions du vent sur la paroi. L'allure générale de la courbe représentant la variation de  $C_e$  est indiquée par la fig. Sa valeur de  $C_e$  dépendant, pour le même point, de celle de  $\gamma_0$ . Les RNV ne donnent que 2 courbes  $C_e$  : - pour  $\gamma_0 = 1$   
- pour  $\gamma_0 = 1,3$ . (fig. a : proche de notre cas  $\gamma_0 = 1,26$ )



- a) Diagramme des actions extérieures sur la paroi.  
b) Diagramme des réactions intérieures de cisaillement.

La pression unitaire en chaque point de la paroi est  $p = C_e q S_0$

avec :

- $q$ : pression de calcul (par ex:  $e_n$ )
- $S_0$ : Coefficient de dimension de même nature que  $S$  mais relatif à  $D_e$  et non plus  $h$  (hauteur totale de la Cheminée) car nous sommes dans le cas de charges localisées. (# continuant à être le niveau considéré)
- $C_e$ : Coefficient de pression, défini ci dessus.

### D22. SOLLICITATIONS LOCALES:

Chaque tronçon de section annulaire de la Cheminée est en équilibre sous l'action de  $p = C_e q S_0$  et des cisaillements  $\tau$  engendrés dans l'épaisseur de la paroi. fig. b. L'action conjuguée des efforts  $p$  et  $\tau$  produit des moments fléchissants d'Ovalisation :

$$M_o = K q S_0 D_m^2$$

Dans ce qui suit,  $K = K_e$  si  $M_o = M_{oe}$ ,  $K = K_i$  si  $M_o = M_{oi}$  avec  $M_{oe}$  et  $M_{oi}$  les moments fléchissants qui mettent en traction respectivement les fibres intérieures et extérieures de la paroi annulaire.  
 $D_m = D_e - h_o$  où  $h_o$  = épaisseur de la paroi - Donc  $D_m \approx D_e$ .

Diver Marius donne 1 abaque permettant de calculer  $K_i$  et  $K_e$  en fonction de l'angle  $\eta$  et ce pour les 2 cas envisagés par les règles  $\gamma_0 = 1$  et  $\gamma_0 = 1,3$ . Nous calculerons les  $M_{oi}$  et  $M_{oe}$  d'après la fig. 2. à la dépression maximale ( $\eta = 0^\circ$ ) et la pression maximale  $\eta = 90^\circ$  c'est à la face latérale. dire à

L'Interpolation de l'abaque de Diver donne pour notre cas:

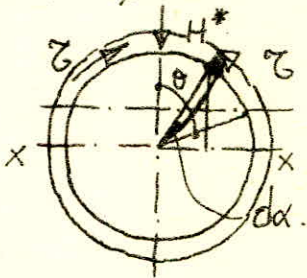
$$\gamma_0 = 1,26 : \left\{ \begin{array}{l} K_i = 0,069 \\ \text{fibres intérieures tendues.} \\ \eta = 90^\circ \text{ Face au Vent.} \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} K_e = 0,062 \\ \text{fibres extérieures tendues} \\ \eta = 0^\circ \text{ Face latérale.} \end{array} \right.$$

On en déduit les calculs résumés dans le tableau: ( )



### Remarques:

- Le coefficient  $S_0$  changeant par rapport à  $S$ , il est clair que les pressions limitées dans les calculs des actions d'ensemble:  $q_n^*$  et  $q_e^* = q_n k_s S_0 \cdot 1,75$  ne seront pas les mêmes pour les calculs des moments d'Ovalisation pour lesquels les valeurs limitées depuis la Cote 110 m à la Cote 250 m et non depuis 190 m à 250 m.
- Ses RNV65 ne précisent pour les actions locales ni les valeurs de  $K_i$  ou de  $K_e$  et encore moins l'évaluation des moments d'Ovalisation (ou des efforts normaux ou tranchants pratiquement toujours négligeables d'après Diver).
- L'étude analytique détaillée sortirait du cadre du présent mémoire mais le principe de démonstration est connu et nous renvoyons pour tout renseignement complémentaire à la théorie très élégante due aux travaux de Lejay (Annales 1973).
- Nous montrerons à toutes fins utiles, l'expression des cisaillements  $\tau$  (fig) expression qui nous permettra dans les calculs de Ferrailage transversal de concevoir le cas le plus défavorable pour le calcul des contraintes dans les cerces:



Soit coupure en un tronçon élémentaire introduit des efforts de cisaillements  $\tau$  égaux  $\bar{\tau}$ :

$$\tau_0(\theta) = \frac{H S_{\theta}^*}{I h(\theta)} \quad (\text{RDM})$$

Mais le Moment statique  $S_{\theta}^* = 2 \int_0^{\theta} R \cos \alpha \times R h_0 d\alpha = S_{\theta}^*$   
élément infinitésimal d'intégration  
 Cet élément à l'axe  $xx$ ,  
distance de

$$D'où  $S_{\theta}^* = 2R^2 h_0 \sin \theta$$$

$$\text{comme } h_{(\theta)} = 2h_0 ; I = 2 \int_0^{\pi} (R \cos \theta)^2 R h_0 d\theta = \pi R^3 h_0$$

finalement :

$$\tau_0(\theta) = \frac{H^* \cdot 2R^2 h_0 \sin \theta}{\pi R^3 h_0 \cdot 2h_0} = \frac{H^* \sin \theta}{\pi R h_0}$$

Où, puisque  $\theta = \frac{\pi}{2} - \eta$  ; et que  $\Omega = 2\pi R h_0$

$$\tau_0(\eta) = \frac{2H^* \cos \eta}{\Omega}$$

D'où la conclusion cherchée :

Le cisaillement est maximal pour les faces latérales ( $\eta = 0^\circ$  et  $\eta = 180^\circ$ ).

ETAPE A : Coefficients & pressions  $q_n^{**}$

Niveau	Cotes	$K_i$	$K_e$	$S_0$	$q_n^{**}$ kg/m <sup>2</sup>	$D_n^2$ m <sup>2</sup>	$q_n$ kgm/m
25	250	0,069	0,062	0,91	200,583 173,14	36	
24	240	"	"	0,905	199,563 173,14	41,32	
23	230	"	"	"	198,543 173,14	47,00	
22	220	"	"	0,9	196,242 173,14	53,05	
21	210	"	"	"	195,192 173,14	59,44	
20	200	"	"	"	194,55 173,14	66,26	
19	190	"	"	"	193,1065 173,14	73,41	
18	180	"	"	"	191,393 173,14	80,93	
17	170	"	"	"	189,631 173,14	88,81	
16	160	"	"	"	187,681 173,14	97,06	
15	150	"	"	"	185,64 173,14	105,68	
14	140	"	"	"	183,319 173,14	114,66	
13	130	"	"	"	180,195 173,14	124,00	
12	120	"	"	"	177,843 173,14	133,76	
11	110	"	"	"	174,688 173,14	143,81	
10	100	"	"	"	171,067	154,26	
9	90	"	"	"	167,076	165,07	
8	80	"	"	"	162,435	176,25	
7	70	"	"	"	157,050	187,80	
6	60	"	"	"	150,833	199,71	
5	50	"	"	"	143,407	211,99	
4	40	"	"	"	134,589	225,00	
3	30	"	"	"	125,028	264,06	
2	20	"	"	"	110,170	306,25	
1	10	"	"	"	92,82	351,56	
0	0	"	"	"	69,61	400,00	

ETAPE B : MOMENTS D'OVALLISATION

VENT NORMAL	VENT EXTREME
$M_{0i} = K_s S_0 q_n^{**} D_n^2$	$M_{0e} = K_s S_0 q_n^{**} D_n^2$
391,96	351,98
447,411	401,75
508,91	457,00
571,25	512,98
640,05	574,76
713,49	640,71
790,49	709,86
871,45	782,56
956,31	858,77
1045,14	938,54
1137,96	1021,89
1234,66	1108,72
1335,23	1199,04
1440,33	1293,42
1548,54	1390,59
1636,11	1469,23
1716,9	1541,79
1775,00	1593,95
1828,63	1642,11
1867,62	1677,12
1884,85	1692,60
1955,18	1576,15
1833,81	1646,76
1863,53	1672,55
1778,76	1597,33
1517,78	1362,97

ACTIONS ET SOLLICITATIONS LOCALES : MOMENTS D'OVALLISATION, VENTS NORMAL & EXTREME

# D3. CALCUL PRATIQUE DES ACTIONS

## D31. ACTIONS DANS SENS PARALLELE A CELUI DU VENT.

### TRAINÉE - ACTIONS D'ENSEMBLE

VENTS NORMAL & EXTREME

#### ACTIONS STATIQUES :

Etape A :

Déterminer les coefficients  $C_t$ ,  $S$ ,  $z_s$ , les pressions  $q_n$ , et calculer les pressions  $q_n^*$ ,  $q_e^*$  (limitées par  $q_e$ ,  $q_e^*$ )

Etape B :

Calculer les pressions de trainée  $C_t q_n^*$ ,  $C_t q_e^*$

Etape C :

Calculer les forces de trainée par mètre linéaire  $T_n$  et  $T_e$  (s)  
Utiliser les formules :

$$T_n = C_t q_n^* D_e ; T_e = C_t q_e^* D_e$$

(s) (s) ("s" pour statique)

#### ACTIONS DYNAMIQUES :

Etape A :

Déterminer les coefficients  $\beta = 0(1 + \xi z)$  et calculer les pressions  $\beta q_n^*$ ,  $\beta q_e^*$

Etape B =

Calculer les pressions de trainée  $C_t \beta q_n^*$ ,  $C_t \beta (0,5 + \frac{\theta}{2}) q_e^*$

Etape C :

Calculer les forces de trainée par mètre linéaire  $T_n$  et  $T_e$  (d)  
(l'indice "d" pour dynamique). Utiliser les formules :

$$T_n = C_t \beta q_n^* D_e ; T_e = C_t \cdot q_e^* D_e (0,5 + \frac{\theta}{2}) \beta$$

(d) (d)

#### ACTIONS RESONNANTES :

Etape A :

Déterminer  $V_{cr}$  (une seule pour toute la cheminée), en déduire  $q_{cr}$  - Utiliser les formules :

$$V_{cr} = \frac{1}{S \cdot T_{pr}} \sum_{i=1}^n D_i = D_m ; q_{cr} = \frac{V_{cr}^2}{16} \quad (1 \text{ seule pour toute la cheminée}).$$

Etape B :

Calculer les pressions de trainée  $C_t \beta q_{cr}$

Etape C :

Calculer les forces de trainée  $C_t \beta q_{cr} D_m = T_{cr}$

Etape D :

Déterminer  $V_{cr}$  (une pour chaque tronçon), en déduire  $q_{cr}$  (pour chaque tronçon) et calculer les forces de trainée par mètre linéaire :  $C_t \beta q_{cr} D_e = T_{cr}$

VENTS NORMAL & EXTREME

- VENT CRITIQUE -

DERIVES . ACTIONS D'ENSEMBLE

VENT CRITIQUE

Etape A: Déterminer les coefficients  $C_L, \beta', \delta', H/h$

Etape B: Calculer les pressions de dérive:  $C_L \beta' \delta' q_{cr} \frac{H}{h}$   
 1°) (avec  $q_{cr}$  calculée précédemment pour chaque Étréonçon)  
 2°) (avec  $q_{cr}$  calculée une seule fois pour toute la hauteur de la cheminée voir diagramme: )

Etape C:  
 1°) Calculer  $L_{cr}$ , les forces de dérive par:  $L_{cr} = C_L \beta' \delta' q_{cr} \frac{H}{h} D_e$   
 si  $q_{cr}$  calculée pour chaque Étréonçon.  
 2°) Calculer les forces de dérive par:  $L_{cr} = C_L \beta' \delta' q_{cr} \frac{H}{h} D_m$   
 si  $q_{cr}$  calculée pour toute la hauteur de la cheminée.

Etape D: Calculer la force résultante par unité de longueur  $F_{cr}$  obtenue par composition géométrique:

$$F_{cr} = \sqrt{T_{cr}^2 + L_{cr}^2}$$

- 1°) Calculer  $F_{cr}$  avec  $q_{cr}$  établie pour chaque Étréonçon ( $T_{cr}$  et  $L_{cr}$  également)
- 2°) Calculer  $F_{cr}$  avec  $q_{cr}$  établie 1 seule fois pour la Cheminée ( $T_{cr}$  et  $L_{cr}$  également) -

D33 REMARQUES:

- 1°) Il n'est pas nécessaire de faire à chaque fois 2 calculs pour  $q_{cr}$ . Il est cependant recommandé, à l'article B, 312 des RNV65 corrigées 1967 d'effectuer un calcul avec une vitesse (donc pression) critique pour chaque Étréonçon si l'on désire calculer avec précision et ce que nous avons fait au tableau: c'est  
 Nous avons cependant établi un diagramme à la vitesse critique unique et qui montre la répartition triangulaire des pressions de dérive à la vitesse critique. (Hypothèse B.3 des RNV65) - On peut ainsi comparer les résultats.
- 2°)  $F_{cr}$  n'est pas dans le sens perpendiculaire à celui du vent, mais conformément au Règlement RNV65, nous avons convenu par abus d'écriture, de la classer dans le paragraphe D32. (voir fig: )
- 3°) Il faut comparer  $T_{n(d)}$  avec  $F_{cr} = \sqrt{L_{cr}^2 + T_{cr}^2}$   
 Si  $F_{cr} > T_{n(d)}$  remplacer  $T_{n(d)}$  par  $F_{cr}$  (voir Nota)  
 Calculer les sollicitations d'ensemble  $H_n, H_e, M_n$  et  $M_e$  sous l'effet des charges  $T_n$  &  $T_e$  par unité de longueur - Utiliser alors les méthodes exposées dans le paragraphe B1.

Nota: Pour le calcul des sollicitations d'ensemble, on retient dans chaque calcul la plus défavorable des actions  $F_{cr}$  ou  $T_{n(d)}$  mais on ne les combine pas.

### D33. LES ACTIONS LOCALES :

#### OVALISATION. ACTIONS LOCALES.

VENT NORMAL & EXTREME.

Etape A :

Détermination des coefficients  $K_i, K_e, S_0 (\neq S)$ ,  
 $D_m$  (on pourra accepter l'hypothèse  $D_m = D_e - h_0 = D_e$ )  
 qui va dans le sens de la sécurité.  
 et calculer les nouvelles pressions (à limiter d'après  
 $q_n^{**} = q_n^{ks}$ )

Etape B :

Calculer les moments d'ovalisation  $M_{oi}$  et  $M_{oe}$   
 par m. de longueur, en vent normal et en vent extrême.  
 Ses coefficients  $K$  étant obtenus par interpolation  
 pour  $\gamma_0 = 1,2575$  (entre  $\gamma_0 = 1$  et  $\gamma_0 = 1,3$ ).  
 Utiliser les formules en prenant pour  $q$  les valeurs  $q_n^{**}$  et  $q_e^{**}$   
 successivement

$$\left. \begin{aligned} M_{oe} &= K_e q S_0 D_m^2 \\ M_{oi} &= K_i q S_0 D_m^2 \end{aligned} \right\} \text{SOLLICITATIONS LOCALES.}$$

### D34. CONCLUSION :

Il ne faut pas confondre les Actions : (Traînée, dérives, pressions d'ovalisation)  
 avec les sollicitations (Moments fléchissants et efforts tranchants correspondants).  
 Nous verrons dans le Calcul du "Seisme", cette différence est fondamentale -  
 que

L'examen des tableaux : montre que la force du vent à la  
 vitesse normale  $T_n$  est supérieure à la force du vent à la vitesse critique,  $F_{cr}$ .  
 Il s'ensuit que (d) les sollicitations à calculer seront seulement :

$$H_n, H_e, M_n, M_e \quad (\text{voir Tableau})$$

C'est une conclusion fréquemment rencontrée pour le Calcul des Tours en Béton  
 armé, alors que pour les tours métalliques, il est usuel de rencontrer la  
 conclusion inverse : l'Action du vent à la vitesse critique  $F_{cr}$  dépasse celle  
 du vent à la vitesse normale  $T_n^{(d)}$  - Sa raison principale est la valeur faible  
 de l'amortissement visqueux -  $\Delta$  des tours métalliques par rapport aux tours  
 en B.A.

# D4. CALCUL PRATIQUE DES SOLLICITATIONS DUES AU VENT.

## D4.1 MOMENTS D'ENSEMBLE.

Conformément aux formules 2 (2a), 2b, 2c, 2d) et aux remarques 1°, 2°, 3° des pages : nous déduisons aisément le calcul des moments fléchissants dans les 24 sections (section 25,  $M_{25} = 0$  évidemment pour les sollicitations d'ensemble). Tableau : page :

On remarquera que le moment à la base (niveau 0, côte 0) est relativement important :

$$\begin{array}{l} \text{sous vent normal : } 49\,123,4934 \text{ Tm} = M_0 \qquad M_0 = 37787,302 \text{ Tm} \\ \text{sous vent extrême : } 1,75 M_0 = 85966,112 \text{ Tm.} \qquad 1,75 M_0 = 66127,778 \text{ Tm} \\ \qquad \qquad \qquad k_s = 1,3 \qquad \qquad \qquad k_s = 1 \end{array}$$

NB: Sa matrice colonne  $[B]$ , ou matrice des données a pour éléments les actions de Traînée dynamiques  $T_{n(d)}$  en vent normal puisque nous avons vu que  $T_{n(d)} > F_{cr}$ .

Pour l'obtention des moments sous vent extrême on peut soit refaire le calcul <sup>même</sup> mais en entrant avec  $T_{n(d)}$  ou bien utiliser pour un section  $k$ :  $M_k = 1,75 M_k$  <sub>extrême normal</sub> ce qui est préférable. L'expression  $\sum p_i d_{ij}$  devra posséder la même unité que  $T_{n(d)}$  c'est à dire en kg/ml. Nous l'avons implicitement multiplié par  $10^{-3}$  pour obtenir des T/ml, et ceci pour des raisons de commodité. Il suffit ensuite de la multiplier par "a" (a en m) (ici  $a = 10 \text{ m} = \frac{H}{n} = \frac{250}{25}$ ) pour trouver les moments cherchés en Tm. On évite ainsi tout risque d'erreur.

## D4.2 MOMENTS LOCAUX DUS AU VENT:

Ce sont les moments d'ovalisation déjà calculés. Tableau page:

## D4.3 DEFORMATIONS D'ENSEMBLE:

Conformément aux formules (4) 4a, 4b, 4c, 4d et aux remarques des pages : nous déduisons aisément le calcul des déformations dans les 25 sections (section 0;  $f_{25} = 0$  évidemment puisque nous supposons un encastrement parfait) Tableau : page :

On remarquera que la flèche au sommet (niveau 25, côte 250) est relativement élevée :

$$\left. \begin{array}{l} \text{sous vent Normal: } 74,71 \text{ cm} \\ \text{sous vent extrême: } 130,74 \text{ cm.} \end{array} \right\} k_s = 1,3$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{sous vent Normal: } 57,47 \text{ cm} \\ \text{sous vent extrême: } 100,57 \text{ cm.} \end{array} \right\} k_s = 1$$

Dans tout ce qui suit, on considérera faute de documents officiels, que  $k_s = 1$  et que toute valeur calculée pour un coefficient de site = 1,3, sera divisée par cette même valeur. Ses actions et sollicitations calculées pour  $k_s = 1,3$  serviront d'étude comparative avec celles obtenues pour  $k_s = 1$  et montreront l'influence ou plutôt l'incidence importante qui peut résulter d'une mauvaise appréciation du coefficient de site.

**Flèche admissible**: Le Règlement applicable à la construction des cheminées en Béton Armé à l'Article 2.6, stipule que pour les actions du 1<sup>er</sup> genre: « La flèche antête ne devra pas, pour les cheminées de catégorie A, excéder  $\frac{h}{400}$ , h représentant la hauteur de la cheminée en m »

$$\text{D'où flèche relative admissible: } \frac{1}{400}, \text{ Cheminée: } \frac{57,47}{25000} = \frac{1}{435} \text{ (vérifié).}$$

NB: La matrice des entrées (matrice colonne D) a pour éléments les rapports  $\frac{M_i}{I_i}$ , afférents à chaque section (i) avec  $M_i$ : les moments

fléchissants d'ensemble calculés comme prévu au paragraphe D4.1; et  $I_i$ : Ses inertias correspondantes et déterminées au paragraphe page: Pour l'obtention des déformations sous vent extrême il suffira de multiplier les flèches obtenues pour un calcul en vent normal par 1,75. L'expression  $\sum C_{ij} \frac{M_i}{I_i}$  est exprimée en  $t/m^3$  c'est à dire de même dimension, que le rapport  $\frac{M_i}{I_i}$  la flèche:  $f = \frac{\alpha^2}{E} \sum C_{ij} \frac{M_i}{I_i}$  sera pour des raisons de commodité exprimée en cm. On prendra  $E_{ins} = 21000 \sqrt{\psi_b \sigma_{28}'}^2$  avec  $\sigma_{28}' = 300$  bars et  $E_{ins}$  en bars

(béton dosé à  $400 \text{ kg/m}^3 \Rightarrow \sigma_{28}' = 300$  bars;  $E_{ins}$ : ins pour montrer qu'il s'agit du modèle de déformation de courte durée: charges instantanées (de durée inférieure à 24h) - On ne sait pas encore  $\psi_b$  car il dépend des actions thermiques qui ne seront envisagées que vers la fin du projet. On admettra alors la valeur couramment utilisée:

$$E_{ins} = 345000 \text{ bars} = 3,45 \cdot 10^6 \text{ T/m}^2$$

D'où  $\frac{\alpha^2}{E} = \frac{10 \times 10 \text{ m}^2}{3,45 \cdot 10^6 \text{ T/m}^2} = \frac{1}{34500} \frac{\text{m}^4}{\text{T}} \Rightarrow f = \frac{\alpha^2}{E} \sum C_{ij} \frac{M_i}{I_i} = \frac{\sum C_{ij} M_i}{34500 I_i}$  en m

D'où  $f$  en cm  $\Rightarrow f = \frac{10^2}{345 \cdot 10^2} \frac{\sum C_{ij} M_i}{I_i}$  en cm.

Moralité:

Pour pouvoir disposer les chiffres convenablement dans les cases et faire un calcul pratique rapide, on divise l'expression  $\sum C_{ij} \frac{M_i}{I_i}$  en  $t/m^3$ , par 345 on trouve la flèche directement en cm - On évite ainsi des vérifications d'unité et tout risque d'erreur

#### D4.5. DEFORMATIONS LOCALES:

Dans la pratique, on les néglige car elles sont très faibles dans le cas de cheminée - (Ce qui n'est pas valable pour les Réfrigérants) - A toutes fins utiles nous donnerons leur expression:

Pour  $\gamma_0 = 1$ :

Face au vent ( $90^\circ$ ) fibres intérieures tendues:  $f_t = \frac{982 \cdot 9 \cdot \delta_0 \cdot D_m^4}{100 E_{ins} \cdot I}$

Face latérale ( $\cong 0^\circ$ ) fibres extérieures tendues:  $f_t = \frac{941 \cdot 9 \cdot \delta_0 \cdot D_m^4}{100 E_i \cdot I}$

Pour  $\gamma_0 = 1,3$ :

Face au vent ( $90^\circ$ ) fibres intérieures tendues:  $f_t = \frac{9 \cdot \delta_0 \cdot D_m^4}{100 E_i \cdot I}$

Face latérale ( $\cong 0^\circ$ ) fibres extérieures tendues:  $f_t = \frac{0,55 \cdot 9 \cdot \delta_0 \cdot D_m^4}{100 E_i \cdot I}$

Le moment d'Inertie de la section unitaire est:

$$I = \frac{h_0^3}{12}$$

Pour  $\gamma_0$  compris entre 1 et 1,3, Interpoler -

Handwritten table with columns labeled I, 0, 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10, 11, 12, 13, 14, 15, 16, 17, 18, 19, 20, 21, 22, 23, 24 and several columns on the right. It contains numerical data and mathematical formulas like  $M_i/I_i$  and  $f = \sum C_{ij} M_i / I_i$ .

DEFORMATIONS FINALES DUES AU VENT. VENTS NORMAL ET EXTREME /  $k_s = 1,3$  &  $k_s = 1$



# D4.5. Effort tranchant d'ensemble. (H)

2<sup>e</sup> établissement de son expression analytique exacte en tenant compte de l'action exercée par le vent à la section  $i-1$ , sur les tronçons indexés depuis  $k=i$  à  $k=n$ , sera vue lors de l'étude des efforts tranchants dus à l'action sismique - D'après une remarque simple nous verrons qu'il suffira de dresser le tableau suivant ci dessous. Tableau N°

Sections	"Aires isolées" $k_s = 1,3$	"Aires cumulées" $\equiv H$	
		Effort tranchant. $k_s = 1,3$	Vent norm. $k_s = 1$
25	0	0	0
24	10,259 Tonnes	10,259 Tonnes	7,89 Tonnes
23	11,035	21,294	16,38
22	11,803	33,098	25,46
21	12,602	45,701	35,15
20	13,398	59,100	45,46
19	14,227	73,328	56,406
18	15,026	88,354	67,96
17	15,759	104,114	80,08
16	16,460	120,575	92,75
15	17,144	137,719	105,93
14	17,833	155,552	119,65
13	18,652	174,205	134,00
12	19,291	193,496	148,84
11	19,729	213,226	164,02
10	20,263	233,489	179,60
9	20,784	254,273	195,594
8	21,246	275,520	211,938
7	21,595	297,116	228,55
6	21,856	318,973	245,364
5	21,967	340,941	262,26
4	20,616	361,557	278,12
3	18,284	379,842	292,186
2	17,023	396,865	305,28
1	16,073	412,935	317,64
0	13,860	426,796	328,304

Nous verrons lors de l'interprétation des résultats dans l'étude comparative du séisme et des vents extrêmes et normal que ce sera le coefficient  $k_s = 1$  qui sera à retenir. Donc les aires isolées calculées par:

$$A_{(i-1)} = \frac{(T_{nd,i} + T_{nd,i-1})a}{2}$$

avec  $a = \frac{H \rightarrow \text{hauteur de la cheminée}}{12}$  seront divisées par 1,3 puisque  $T_{nd,i}$  a été calculé avec  $k_s = 1,3$ .

# ETUDE THERMIQUE

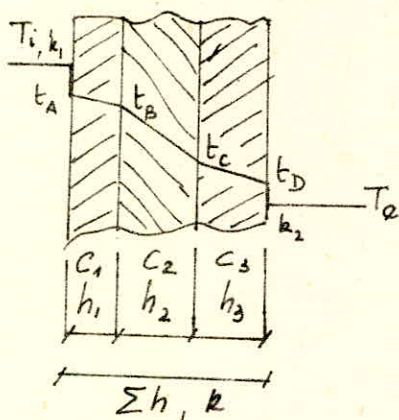
## EVALUATION DU GRADIENT THERMIQUE.

Hypothèse de calcul : La température des gaz  $T_i$  demeure constante  
 1°) sur toute la hauteur de la cheminée - autrement dit les pertes de charges sont négligeables.

2°) On suppose que le gradient thermique est linéaire dans l'épaisseur de la paroi. Il semble toutefois que les dernières recherches semblent prouver que le gradient suit une loi plus ou moins parabolique et que de plus il dépend de l'état de fissuration du Béton.

Les renseignements qui suivent ont été fournis par M. Grovalet, spécialiste en cheminées de l'E.D.F, membre de la commission des Règles pour la construction des cheminées en B.A. »

Considérons l'ensemble général formé par plusieurs matériaux: fig:



La quantité de chaleur qui traverse  $1m^2$  de paroi pendant l'unité de temps est:

$$Q = k(T_i - T_e) = \frac{1}{\frac{h_1}{C_1}} (t_A - t_B) = \frac{1}{\frac{h_2}{C_2}} (t_B - t_C) = \frac{1}{\frac{h_3}{C_3}} (t_C - t_D) = \frac{1}{\frac{1}{k_1}} (T_i - t_A) = \frac{1}{\frac{1}{k_2}} (t_D - T_e) = Q$$

$T_i$  = température des gaz ;  $T_e$  = température ambiante extérieure.

$t_A, t_B, \dots$  : les température des parois de l'ensemble.

$C_i$  = Conductibilité thermique du matériau pris en considération.

pour Béton :  $C_b = 1,7$  . pour Potiques rouges =  $0,75 = C_r$

Unités:  $kcal/m/m^2 \cdot h \cdot ^\circ C$ .

$h_i$  = Epaisseur du matériau pris en considération en m.

$k_1$  = Coefficient de transmission de la chaleur à la surface intérieure de l'ensemble.

$$k_1 = k_{1c} + k_{1r}$$

$k_{1c}$  étant donné par un abaque en fonction de la vitesse des fumées et de leur température.

$k_{1r}$  étant donné par un autre abaque en fonction de la température des fumées et du diamètre intérieur du revêtement.

$k_2 = 18 kcal/m^2/h^\circ C$  = coefficient de transmission de la chaleur à la surface extérieure de l'ensemble.

$$k = \frac{1}{\frac{h_1}{c_1} + \frac{h_2}{c_2} + \frac{h_3}{c_3} + \frac{1}{k_1} + \frac{1}{k_2}} = \text{conductibilité thermique de l'ensemble.}$$

Mais le cas qui nous intéresse est une couche d'air faisant partie de l'ensemble. Pour lever la difficulté, on la considère comme un matériau d'épaisseur  $h_i = 1\text{m}$  et de conductibilité thermique  $C_i = k_v = 0,06 T_i$  kcal/m<sup>2</sup>h °C quand l'espace est ventilé (notre cas).

Pour les cheminées protégées par un revêtement et ayant un espace d'air ventilé entre ce revêtement et le fût, le coefficient de Conductibilité thermique du revêtement  $C_r$  ainsi que le coefficient  $k_1$  seront affectés d'un coefficient minorateur de 0,5 pour tenir compte des effets de la ventilation. Il en résulte que pour notre cheminée :

$$k = \frac{1}{\frac{h_o}{c_b} + \frac{h_r}{0,5 C_r} + \frac{1}{k_v} + \frac{1}{0,5 k_1} + \frac{1}{k_2}}$$

( $h_r$ : épaisseur du revêtement)

À partir de  $k$  de l'ensemble, on peut évaluer la chute de température (gradient thermique) dans chaque matériau, et connaissant les températures intérieure et extérieure, on peut déterminer la température sur chaque paroi intermédiaire.

En particulier le gradient thermique du fût en B.A, peut être évalué par la relation :

$$t = t_i - t_e = k \frac{h_o}{c_b} (T_i - T_e) \quad \text{d'après (1)}$$

$c_b$ : Conductibilité thermique du Béton = 1,7.

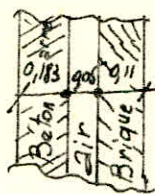
$t_i$  et  $t_e$  les températures sur les parois intérieure et extérieure du fût.

La température sur la face intérieure du fût, dont l'évaluation est nécessaire pour déterminer les contraintes admissibles finales pour le cas de charge "C", que nous définirons plus loin, est :

$$t_i = T_e + (T_i - T_e) k \left( \frac{h_o}{c_b} + \frac{1}{k_2} \right) \quad \text{d'après (2)}$$

### CALCUL PRATIQUE :

Soit par exemple la section +180m à considérer.  
1°) Evaluer le coefficient de transmission de la chaleur à la surface intérieure de l'ensemble :



air ventilé -

$$k_1 = k_{1c} + k_{1r}, \quad k_v = 0,06 T_i = 0,06 \cdot 300 = 18 \text{ kcal}$$

On rappelle les données du projet:  $v = 25 \text{ m/s}$

$$T_i = 300^\circ\text{C}$$

$$T_e = -5^\circ\text{C}$$

$$k_1 = k_{1c} + k_{1r} = 35 + 22 = 57 \text{ kcal/h.m}^2 \cdot ^\circ\text{C}$$

$$f \left( \begin{array}{l} v = 25 \text{ m/s} \\ T_i = 300^\circ\text{C} \end{array} \right) \quad f \left( \begin{array}{l} \text{D'intér. B, 313 à la cote 180m} \\ T_i = 300^\circ\text{C} \end{array} \right)$$

2°) Evaluer conductibilité thermique de l'ensemble.

$$k = \frac{1}{\frac{h_o}{C_b} + \frac{h_c}{0,5 C_r} + \frac{1}{0,5 k_1} + \frac{1}{k_2} + \frac{1}{k_v}} = \frac{1}{\frac{0,183}{1,7} + \frac{0,11}{0,5 \cdot 0,75} + \frac{1}{0,5 \cdot 57} + \frac{1}{18} + \frac{1}{18}}$$

$$= \frac{1}{0,54715} = 1,827 \text{ kcal/m/m}^2 \cdot \text{°C} \cdot \text{h.}$$

3°) Evaluer gradient thermique (pour le calcul des contraintes).

$$t = t_i - t_e = \frac{k h_o}{C_b} (T_i - T_e) = \frac{1,827 \times 0,183}{1,7} (300 - (-5)) = 59,98^\circ \text{C} \approx 60^\circ$$

4°) Evaluer la température de la face intérieure qui servira à  $\bar{T}_b$ .

$$t_i = T_e + (T_i - T_e) k \left( \frac{h_o}{C_b} + \frac{1}{k_2} \right) = -5 + (300 - (-5)) \left[ 1,827 \left( \frac{0,183}{1,7} + \frac{1}{18} \right) \right]$$

$$= -5 + 90,985 = 85,985 \approx 86^\circ \text{C.}$$

## MOMENT D'ORIGINE THERMIQUE $M_t$

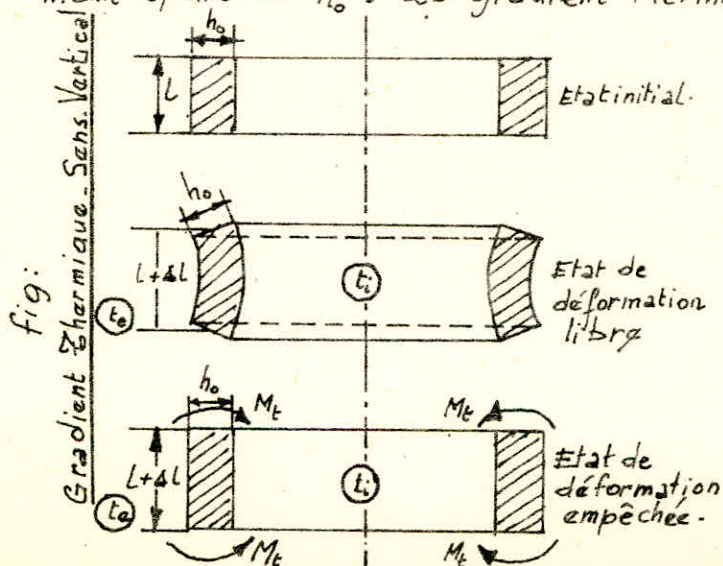
Le moment d'origine thermique est engendré par le gradient thermique c le fût en B.A. Il dépend de la pente du diagramme des contraintes d'origine thermique  $K_t$  qui pour une température donnée, est considérée comme une caractéristique de la section, et du degré de fissuration du Béton (section partiellement, entièrement, ou non fissurée). Dans ce

suit, on néglige l'effet de Poisson.

PENTE DU DIAGRAMME DES CONTRAINTES  $K_t$  :

Sens Vertical :

Considérons un tronçon de cheminée de hauteur  $L$ , limité par 2 plans horizontaux, dont la température initiale a subi un accroissement  $t_i$  sur paroi intérieure et  $t_e$  sur la paroi extérieure ( $t_i > t_e$ ). Nous simplifierons le problème sans commettre d'erreur préjudiciable en remplaçant la forme tronconique du tronçon de cheminée par un cylindre de même épaisseur  $h_o$ . Le gradient thermique est supposé linéaire.



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

1.º) Un allongement uniforme du tronçon d'amplitude  $\Delta l$  où :

$$\Delta l = \gamma \frac{(t_i + t_e)}{2} \cdot l$$

$\gamma$  désignant le module de dilatation linéaire du matériau (Béton Armé). Cet allongement n'étant pas gêné dans le sens vertical, il n'en résulte aucune contrainte dans la coque de la cheminée.

2.º) Une déformation non uniforme due à la différence de température (gradient thermique)  $t = t_i - t_e$ .

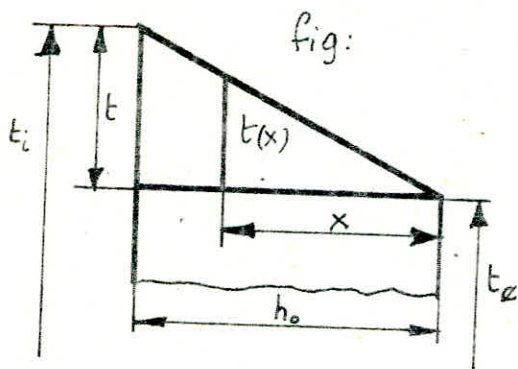
Si cette déformation n'était pas gênée par la continuité horizontale tube circulaire, elle provoquerait un allongement des fibres intérieures de  $+\gamma t l$ , et un raccourcissement des fibres extérieures  $= -\gamma t l$ . L'effet 2 de cette déformation se traduirait par la transformation du tronçon cylindrique en volume de révolution décrit par un arc 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 et suffisant d'appliquer sur son contour des Couples  $M_t$  dont la valeur sera déterminée selon le degré de fissuration, et que nous analyserons plus loin.

Moralité :

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  $t$ , on examine la variation de température à la distance  $x$  de la face extérieure, et pour la section considérée - (fig: )



Variation de la température dans la section.

À la distance  $x$ , on aura puisque le gradient est supposé linéaire :

$$\frac{t(x)}{x} = \frac{t}{h_0} \Rightarrow t(x) = t \cdot \frac{x}{h_0}$$

La variation linéaire qui en résulte est, puisque on sait d'une façon générale:  $\frac{\Delta l(x)}{l}$

$$\frac{\Delta l}{l}(x) = \gamma \cdot \frac{t x}{h_0}$$

D'après la loi de Hooke :

$$\sigma(x) = E \gamma \frac{t x}{h_0}$$

En général, l'accroissement de la température est considéré comme permanent  
d'où :

$$\sigma(x) = E_v \frac{\gamma t x}{h_0} \quad \left( \text{Nous verrons plus loin: Ferrailage} \right)$$

comment tenir compte de la variation  
de  $E_v$  avec la Température  $E_v = f(t)$

Alors  $K_t$  est obtenu tout simplement par :

$$K_t = \frac{d\sigma(x)}{dx} = \frac{E_v \cdot \gamma t}{h_0}$$

Bien entendu, il a été supposé que la déformation du Béton fissuré suivait les mêmes loi que celle du béton non fissuré. En fait  $K_t$  dépend des caractéristiques de la section et résulte de l'application de la loi de Navier. Sa présence des armatures dans la section n'apporte aucune modification. Sa contrainte provoquée par le gradient thermique dans l'éventuelle armature située à la distance  $x$  étant  $n \sigma(x)$ .

Sans transversal: (fig: )

Considérons une bande découpée dans la coque et délimitée par 2 plans verticaux faisant entre eux l'angle  $\varphi$ . Sa 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:

- 1<sup>o</sup>) Un allongement libre, transformant le rayon  $R_m$  en  $R_m + \Delta R_m$ .
- 2<sup>o</sup>) Une déformation non uniforme qui donnera lieu à des moments intérieurs  $M_t$  ramenant la coque à sa forme initiale circulaire.

Moralité:

Sa pente du diagramme des contraintes est déterminée par les mêmes relations que précédemment.

### EXPRESSION DES MOMENTS D'ORIGINE THERMIQUE.

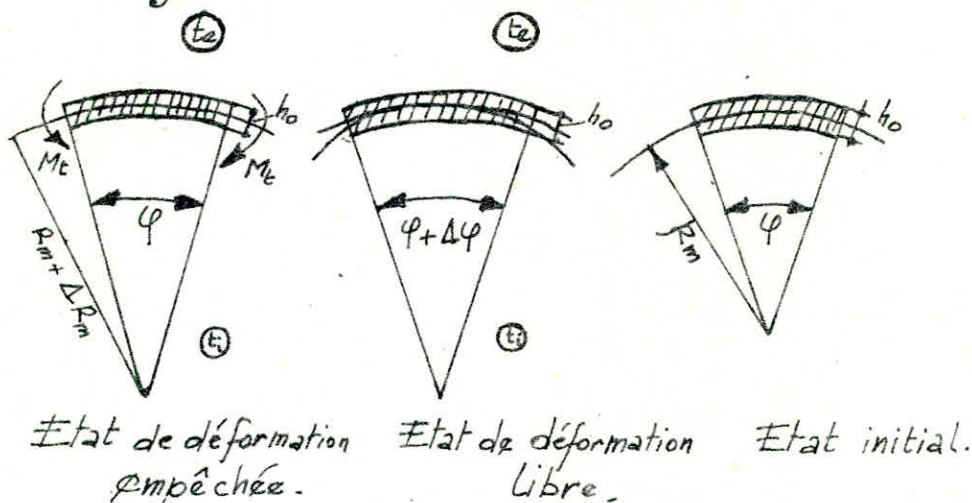
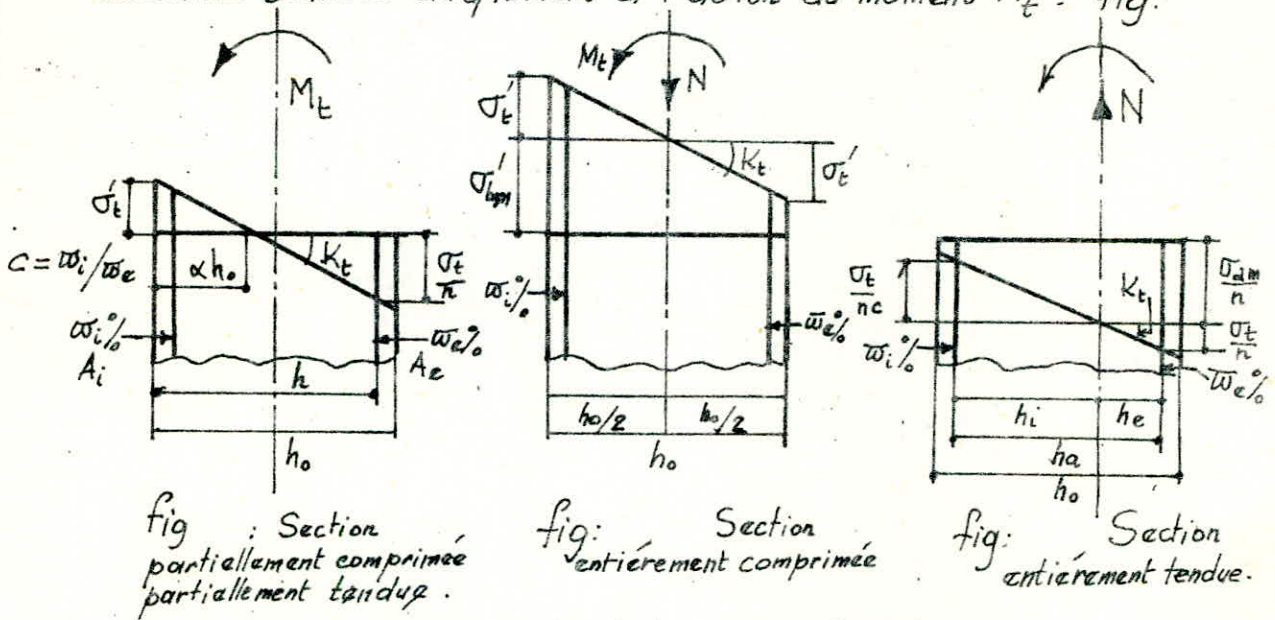


fig: Gradient thermique. Sens vertical.

## Moment d'origine thermique en flexion simple :

Supposons une section unitaire verticale ou transversale du fût de la cheminée soumise uniquement à l'action du moment  $M_t$  - fig :



- MOMENT D'ORIGINE THERMIQUE  $M_t$  -

La section est armée d'une nappe extérieure et d'une nappe intérieure ayant respectivement un pourcentage d'acier  $\frac{\bar{\omega}_e}{100} = \frac{A_e}{1 \times h_0}$  et  $\frac{\bar{\omega}_i}{100} = \frac{A_i}{1 \times h_0}$

Le rapport entre les sections (ou les pourcentages) d'acier comprimé et tendu est désigné par  $c$ . Dans le cas présent,  $M_t$  provoquant des compressions à l'intérieur et des tractions à l'extérieur,  $c = \frac{\bar{\omega}_i}{\bar{\omega}_e} = \frac{A_i}{A_e}$ . La somme des pourcentage sera  $\Sigma \bar{\omega} = \bar{\omega}_i + \bar{\omega}_e$ .

Notons par  $\alpha h_0$  la distance entre la fibre la plus comprimée (ou la moins tendue) de la section et l'axe neutre, par  $\xi$  le rapport  $\frac{h}{h_0} = \xi$ , et mettons en évidence la pente  $K_t$  du diagramme des contraintes provoqués par le gradient thermique.

Ecrivons les équations d'équilibre de la section sous l'action de la sollicitation extérieure  $M_t$  et des contraintes intérieures.

$$N = 0 = K_t h_0^2 \left( \frac{\alpha^2}{2} + \bar{N} \right); \quad \frac{\alpha^2}{2} + \bar{N} = 0 \quad (1)$$

$$\text{avec } \bar{N} = n \frac{\bar{\omega}_e}{100} \left[ \xi (c-1) + \alpha (c+1) - c \right] \quad (2)$$

$$M_t = n K_t \frac{\bar{\omega}_e}{100} h_0^3 \left( \xi - \alpha \right) \left( \xi - \frac{\alpha}{3} \right)$$

la valeur de  $\alpha$  peut être obtenue par l'équation (1) - On peut également utiliser un abaque (Diver page 177).

Moment d'origine thermique  $M_t$  en section entièrement comprimée

$$M_t = K_t \frac{h_0^3}{12}$$

On considère que la section est homogène et que le ferrailage ne déplace pas son C.D.G. situé à mi-épaisseur de la paroi - (fig : )

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

Moment d'origine thermique  $M_t$  en section entièrement tendue.

On considère que la section du béton est complètement fissurée. Le CGS du ferrailage est situé à une distance:  $h_e = c h_a / (1+c)$  de la nappe extérieure et  $h_i = h_a / (1+c)$  de la nappe intérieure, où  $h_a$  est la distance entre les 2 nappes (fig: ) - Le gradient thermique introduit une surtension dans le ferrailage extérieur et une détension dans le ferrailage intérieur.

Connaissant la pente, on obtient:

$$M_t = \frac{n c \bar{\omega}_e K_t h_a^2}{100(1+c)}$$

ou bien en  
d'acier extérieur  $A_e$ :

mettant en évidence la section

$$M_t = \frac{n c A_e K_t h_a^2}{1+c}$$

Remarques: !!!

Contrairement à ce que l'on obtient d'habitude dans les études de dimensionnement, l'augmentation de la section d'acier se traduit par l'accroissement du moment  $M_t$  et que d'autre part le moment  $M_t$  diminue proportionnellement avec la valeur du rapport  $c$ .  
A la limite  $c=0 \rightarrow M_t=0$ . Sa section entièrement tendue ferrillée d'une seule nappe d'armatures extérieures ( $c=0$ ) ne peut subir au droit des fissures aucune contrainte d'origine thermique -

Conclusion sur les moments d'origine thermique:

1. Dans la cheminée en service, le moment d'origine thermique  $M_t$  engendre toujours des compressions (ou des détensions) sur la face intérieure - (la plus chaude) et des tractions (ou des décompressions) sur la face extérieure (la plus froide).
2. Le moment thermique  $M_t$  provient d'une déformation empêchée. Sa diminution de la rigidité de la section produit une réduction du moment  $M_t$ .  
Il en résulte que le moment  $M_t$  diminue au fur et à mesure que l'on passe de la section homogène non fissurée à la section partiellement fissurée et puis à la section totalement fissurée.
3. Pour le calcul du ferrailage il n'est pas nécessaire de calculer directement tous ces moments - Nous verrons alors comment obtenir les contraintes qui nous intéresseront par introduction de ces moments puis simplification - mais la connaissance de  $K_t$  sera nécessaire -



# GRADIENT THERMIQUE (t)

Cotes (m)	180	110	40	0
$k_{1c} = f(T_i)$ <small>kcal / h.m.<sup>2</sup>.°C</small>	35	35	35	35
Diamètre intérieur du revêtement (m)	8,313	11,246	14,18	18,98
$k_{1r} = f(D_{int}, T_i)$ <small>kcal / h.m.<sup>2</sup>.°C</small>	22	22	22	22
$k_2$ <small>kcal / h.m.<sup>2</sup>.°C</small>	18	18	18	18
$h_o$ (m)	0,1829	0,2158	0,25	0,35
$h_r$ (m)	0,11	0,11	0,11	0,11
$C_b$ <small>kcal / m.m<sup>2</sup>.h.°C</small>	1,7	1,7	1,7	1,7
$C_r$ (")	0,75	0,75	0,75	0,75
$k = \frac{1}{\frac{h_o}{k_{1c}} + \frac{h_r}{k_{1r}} + \frac{1}{k_2} + \frac{C_b}{k_{1c}} + \frac{C_r}{k_{1r}}}$ <small>kcal / h.m.<sup>2</sup>.°C</small>	$\frac{1}{0,54775} = 1,828$	$\frac{1}{0,56645} = 1,765$	$\frac{1}{0,58657} = 1,705$	$\frac{1}{0,64539} = 1,549$
$t = t_i - t_p = \frac{k h_o}{k_{1c}} (T_i - T_e)$ °C	60°C	68°C	76,47°C	97,27°C
$t_i = T_e + \left[ \frac{h_o}{k_{1c}} + \frac{1}{k} \right] k (T_i - T_e)$ °C	86°C	93,24°C	100,36°C	118,51°C
$K_v = 906 T_i$ <small>kcal / h.m.<sup>2</sup>.°C</small>	18	18	18	18

## Coefficient $\Psi_b$ , MODULE D'ELASTICITE

Cotes	180	110	40	0
$\sigma'_{28}$	306	306	306	306
$t_i$	86°C	93°C	100°C	119°C
$\Psi_b = 1 - \frac{t_i - 50}{500}$	$1 - \frac{86-50}{500} = 0,928$	$1 - \frac{93-50}{500} = 0,914$	$1 - \frac{100-50}{500} = 0,9$	$1 - \frac{119-50}{500} = 0,862$
$E_v = \frac{117000}{\Psi_b}$	117800	117000	116200	113500

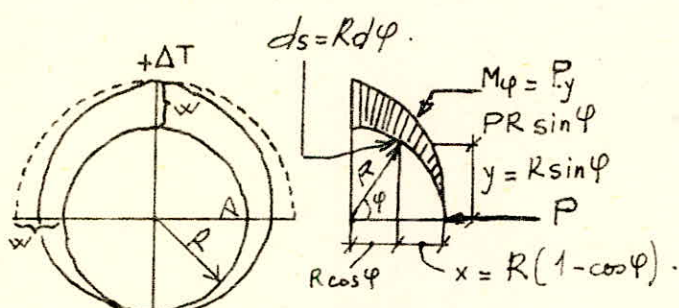
NB: Pour les valeurs  $\sigma'_{28}$  et  $\Psi_b$  considérer les données: Béton dosé 400 kg/m<sup>3</sup> Ciment classe 325 - Granulats silico-calcaires.

# ETUDE DE L'ENSOLEILLEMENT

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'oxalisation (voir étude du vent) - La différence de température entre les faces exposée et abritée est prise d'après le Règlement applicable aux cheminées en BA. à  $30^{\circ}\text{C} = \Delta T$

Dans ce qui suit, nous allons exprimer les formules de calcul.

Admettons un  $\Delta T$  intéressant une seule moitié du périmètre fig:  $w$  étant la déformation maximale du côté chaud. Il y a 2 inconnues hyperstatiques  $P$  et  $M$ .



2 inconnues hyperstatiques :  $P$  et  $M$ .

Nous avons en A:

$$\varphi_A = 0 \text{ et } \delta_A = \frac{w}{2}$$

fig:

$P$  donne en A:

$$\varphi_A = \frac{1}{EI} \int M_{\varphi} ds = \frac{1}{EI} \int_0^{\pi/2} PR^2 \sin \varphi d\varphi = \frac{PR^2}{EI}$$

$$\text{et: } \delta_A = \frac{1}{EI} \int M_{\varphi} y ds = \frac{1}{EI} \int_0^{\pi/2} PR^3 \sin^2 \varphi d\varphi = \frac{\pi PR^3}{4EI}$$

$M$  donne en A:

$$\varphi_A = \frac{1}{EI} \int_0^{\pi/2} MR d\varphi = \frac{\pi MR}{2EI}$$

$$\text{et: } \delta_A = \frac{1}{EI} \int_0^{\pi/2} MR^2 \sin \varphi d\varphi = \frac{MR^2}{EI}$$

$$\text{Or } w = RY\Delta T$$

$$\text{Ecrivons qu'en A: } \varphi_A = 0 \text{ et } \delta_A = \frac{w}{2} = \frac{RY\Delta T}{2}$$

Soit donc:

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{PR^2}{EI} + \frac{\pi MR}{2EI} = 0 \\ \frac{\pi PR^3}{4EI} + \frac{MR^2}{EI} = \frac{R\gamma\Delta T}{2} \end{array} \right.$$

Système de 2 équations à 2 inconnues dont les solutions sont:

$$M = \frac{-2PR}{\pi} \quad \& \quad P = \frac{2\pi EI\gamma\Delta T}{R^2(\pi^2 - 8)}$$

$$\text{D'où } M = \frac{-4\gamma EI\Delta T}{R(\pi^2 - 8)}$$

En un point quelconque:  $M_\varphi = M + P\gamma$

$$= \frac{-4\gamma EI\Delta T}{R^2(\pi^2 - 8)} + \frac{2\pi EI\gamma\Delta T}{R^2(\pi^2 - 8)} \cdot R \sin\varphi$$

$$= \frac{2\gamma EI\Delta T}{R(\pi^2 - 8)} (\pi \sin\varphi - 2)$$

Si on pose:

$$\frac{2(\pi \sin\varphi - 2)}{(\pi^2 - 8)} = K_{(\varphi)} = 3,39 \sin\varphi - 2,16$$

$$\text{Il viendra: } M_{(\varphi)} = \frac{K_{(\varphi)} \gamma EI\Delta T}{R}$$

$\varphi$	0	15°	30°	45°	60°	75°	90°
K	-2,16	-1,28	-0,47	+0,24	+0,78	+1,13	+1,23

On voit aisément que le moment  $M_{(\varphi)}$  sera maximal quand  $K_{(\varphi)}$  le sera également c'est à dire pour  $\varphi = 0$  soit en A.

$$M_{\max} = \frac{2,16 \gamma EI\Delta T}{R}$$

Comme nous raisonnons pour une hauteur unitaire, nous avons  $I = \frac{h_0^3}{12}$

et en considérant que  $R = R_m = \frac{D_m}{2}$  on aura:

$$M_{\max} = \frac{2,16 \times 2 \cdot \gamma \cdot E \cdot h_0^3 \cdot \Delta T}{D_m \cdot 12} \approx \frac{\gamma \Delta T E h_0^3}{2,75} = M_{ri}$$

Pour comparer aux moments d'ovalisation, calculons  $M_{(90^\circ)}$

$$\text{Il vient } M_{(90^\circ)} = \frac{1,23 \cdot 2 \cdot \gamma \cdot E \cdot h_0^3 \cdot \Delta T}{D_m \cdot 12} \approx \frac{\gamma \Delta T E h_0^3}{5} = M_{re}$$

Dans ce qui suit nous admettrons que :

$$\Delta T = 30^\circ = \Delta T_s \text{ (s: pour ensoleillement).}$$

$E = E_v$  module d'élasticité de longue durée - Nous verrons dans les calculs purement thermiques comment tenir compte de sa variation avec la température.  
Nous prendrons dans les calculs d'ensoleillement la valeur courante.

$$" = 1,2 \cdot 10^6 \text{ Tonnes/m}^2$$

$M_{max} = M_{ri}$  est le moment qui joue le même rôle que  $M_{oi}$  dans le calcul des moments d'ovalisation.

$M = M_{re}$  est le moment qui joue le même rôle que  $M_{oe}$  dans le calcul des moments d'ovalisation.

Donc  $M_{ri}$  et  $M_{re}$  sont les moments d'ensoleillement qui mettent respectivement en traction les fibres intérieures et extérieures de la paroi - Ce sont évidemment des moments locaux.

CALCUL PRATIQUE :

Il faut utiliser les formules :

$$M_{ri} = \frac{\gamma \Delta T_s E_v h_o^3}{D_m} \quad D_m = \frac{D_{int} + D_{ex}}{2} \times 2,75$$
$$M_{re} = \frac{\gamma \Delta T_s E_v h_o^3}{D_m \cdot S}$$

Ses calculs sont résumés page:  
Tableau:

# MOMENTS D'ENSOLEILLEMENT

	$r$	$E_v$	$T_s$	$e_i^3$	$D_m = \frac{D_{ex} + D_{int}}{2}$	$M_{re} = \frac{M_{Ts} \cdot E_v \cdot e_i^3}{5 D_m}$	$M_{ri} = \frac{M_{Ts} \cdot E_v \cdot e_i^3}{5 D_m}$
	$\frac{1}{c}$	$t/m^2$	$^{\circ}C$	$m^3$	$m$	$t^m/m$	$t^m/m$
25	$10^{-5}$	$1,2 \cdot 10^6$	30	0,0034	5,85	0,0418	0,076
24	"	"	"	0,0037	6,274	0,0425	0,0772
23	"	"	"	0,0041	6,697	0,0441	0,0801
22	"	"	"	0,0044	7,121	0,0445	0,0809
21	"	"	"	0,0048	7,540	0,0458	0,0833
20	"	"	"	0,0052	7,968	0,0470	0,0854
19	"	"	"	0,0057	8,391	0,0489	0,0890
18	"	"	"	0,0061	8,815	0,0498	0,0906
17	"	"	"	0,0066	9,238	0,0514	0,0935
16	"	"	"	0,0071	9,661	0,0529	0,0962
15	"	"	"	0,0076	10,085	0,0543	0,0986
14	"	"	"	0,0082	10,509	0,0562	0,1021
13	"	"	"	0,0088	10,932	0,0580	0,1054
12	"	"	"	0,0092	11,356	0,0596	0,1083
11	"	"	"	0,0100	11,790	0,0611	0,1110
10	"	"	"	0,0107	12,203	0,0631	0,1148
9	"	"	"	0,0114	12,624	0,065	0,1182
8	"	"	"	0,0126	13,050	0,0685	0,1264
7	"	"	"	0,0129	13,473	0,0689	0,1253
6	"	"	"	0,0137	13,897	0,0710	0,1290
5	"	"	"	0,0145	14,320	0,0729	0,1325
4	"	"	"	0,0156	14,750	0,0761	0,1384
3	"	"	"	0,0208	15,975	0,0937	0,1704
2	"	"	"	0,0270	17,20	0,1130	0,2055
1	"	"	"	0,0343	18,425	0,1340	0,2437
0	"	"	"	0,0429	19,650	0,1572	0,2858

# ETUDE DES CONSOLES INTE- -RIEURES - MOMENTS $M_c$ .

## RESUME THEORIQUE

(Nous accepterons sans démonstration les résultats théoriques)  
L'augmentation, de plus en plus fréquente de nos jours, de la longueur des consoles entraîne l'augmentation des moments qui dans certains cas, peuvent produire des contraintes dont la valeur pourrait représenter jusqu'à 30% des contraintes total de calcul de la coque.  
Le moment engendré par les consoles par unité de longueur de pourtour de la Cheminée est:

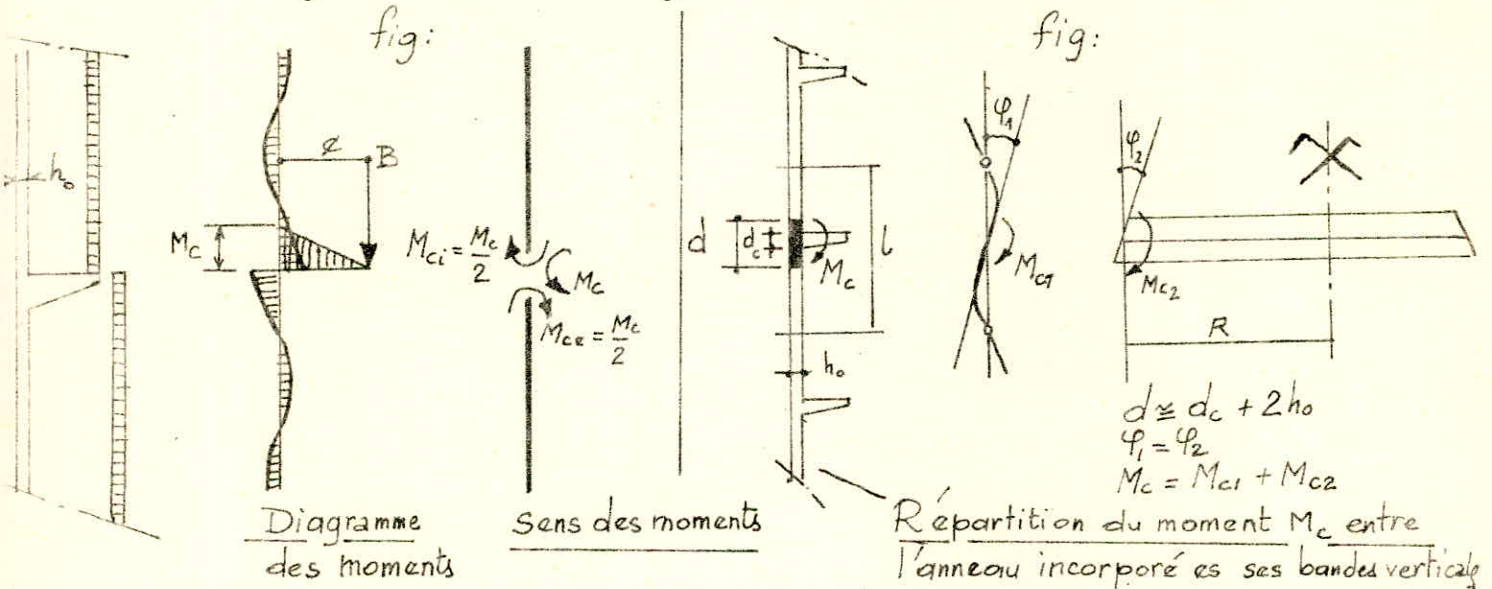
$$M_c = B \cdot e.$$

où:

$B$  = poids du chemisage / ml.

$e$  = distance entre la gaine et le fût.

On suppose que la distribution du moment  $M_c$  entre les tronçons situés au dessus et au dessous des consoles s'effectue conformément au diagramme représenté sur la fig: Il en résulte 2 moments  $M_{ce}$  et  $M_{ci}$  égaux à  $M_c/2$  et de sens contraire produisant des tractions respectivement sur la face intérieure du fût au dessus des consoles et sur la face extérieure du fût au dessous des consoles.



Poutres annulaires au niveau des consoles intérieures:

Un calcul plus précis permet de distribuer une partie des moments  $M_c$  aux poutres annulaires, incorporées dans le fût situées au niveau des consoles intérieures. La répartition du moments  $M_c'$  s'effectue en écrivant l'égalité des rotations des éléments suivants, au niveau des consoles intérieures:

- 1<sup>o</sup>) Une bande verticale de largeur unitaire supposée articulée à la mi-distance entre 2 consoles successives. (voir fig: )
- 2<sup>o</sup>) L'anneau incorporé dans le fût, de largeur  $= h_0$  et de hauteur  $= d$  qu'on conseille de prendre  $=$  hauteur de la console  $(d_c) + 2h_0$ . (voir fig: )

Le moment  $M_c$  peut se décomposer en :

$$M_{c1} = M_c \frac{a}{a+b} ; M_{c2} = M_c \frac{b}{a+b}$$

avec :

$l$  = distance entre 2 consoles mesurées sur la verticale.

$$a = 144 \frac{l^2 R^2}{h_0 d^3} ; b = \frac{24 l^3}{h_0^3}$$

Le moment  $M_{c1}$  remplacera  $M_c$  dans le calcul indiqué précédemment. Le moment  $M_{c2}$  sera équilibré par l'anneau incorporé soumis à la flexion pure  $M = M_{c2} \cdot R$  qui produit des tractions dans les armatures annulaires inférieures.

### CALCUL PRATIQUE :

Preons comme exemple la section de la cheminée située au niveau 18 soit à la cote + 180 m.

Ses moments engendrés par les consoles intérieures, à répartir par mètre sur le pourtour de la cheminée seront, puisque l'écartement pris entre consoles, mesuré sur la verticale est 10 m :

$$M_c = B e \quad \text{avec } e = 11 \text{ cm de briques} + 5 \text{ cm d'air} = 16 \text{ cm soit } 20 \text{ cm}$$

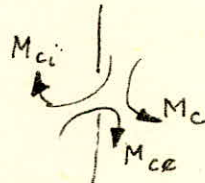
en tenant compte d'éventuels revêtements.

$$\gamma_{\text{briques}} = 1,8 \text{ T/m}^3$$

$$M_c = 18 \cdot 0,11 \times 10 \times 0,20 = 0,40 \text{ tm/ml}$$

$M_c$  se répartira en :

$$M_{ce} = M_{ci} = \frac{M_c}{2} = 0,20 \text{ tm/ml}$$



Affinons maintenant le calcul en considérant la poutre annulaire incorporée au niveau des consoles. Il vient en admettant  $d_c = 40 \text{ cm}$ , et sachant

$$d = \frac{d_c}{2} + 2 \cdot \frac{h_0}{2} \quad \text{que } h_0 \text{ à } 180 \text{ m est } h_0 = 0,183 \text{ m (Tableau: } R = \frac{D}{2} = \frac{8,996}{2} \text{ m page: )}$$

$$a = \frac{144 l^2 R^2}{h_0 d^3} = \frac{144 \cdot 10^2 \cdot \left(\frac{8,996}{2}\right)^2}{0,183 \cdot 0,766^3} = 3,54 \cdot 10^6 \quad (\text{sans dimension})$$

Le moment équilibré par la bande verticale sera :

$$M_{c1} = M_c \frac{a}{a+b} = M_c \times \frac{3,54 \cdot 10^6}{3,54 \cdot 10^6 + \frac{24 \cdot 10^3}{(0,183)^3}} = \frac{3,54 \cdot 10^6}{(3,54 + 3,916) \cdot 10^6} = 0,475 M_c$$

Le moment équilibré par l'anneau incorporé :

$$M_{c2} = (1 - 0,475) M_c = 0,525 M_c$$

Les bandes verticales sont donc capables d'équilibrer 0,475  $M_c$  soit 47,5% de  $M_c$  d'où :

$$M_{ce} = M_{ci} = 0,475 \cdot \frac{M_c}{2} = 0,475 \cdot 0,40 = 0,095 \text{ tm/m seulement}$$

et ceci grâce à la poutre incorporée.

La poutre annulaire est capable d'équilibrer 52,5% du moment  $M_c$  soit  $0,525 \cdot 0,40 = 0,21 \text{ tm/m} = M_{c2}$

L'anneau est soumis à 1 flexion pure  $M = M_{c2} R$ .

$$M = 0,21 \frac{\text{tm}}{\text{m}} \times \left( \frac{8,996 \text{ m}}{2} \right) = 0,944 \text{ tm.}$$

Le ferrailage circulaire correspondant est :

$$A = \frac{M}{3\sqrt{2}} = \frac{94400}{2000 \times \frac{7}{8} h_{\text{utile}}} = 0,77 \text{ cm}^2 \text{ (négligeable).}$$

$\rightarrow 76,66-7$

Les cerces qui passeront dans l'anneau seront amplement suffisants.

Cette dernière remarque est d'ailleurs d'après Diver valable pour un grand nombre de cheminées.

Conclusion:

Dans le sens vertical, les moments dus aux consoles peuvent être notablement réduits à cause de la poutre annulaire incorporée. Le ferrailage de celle-ci est négligeable.



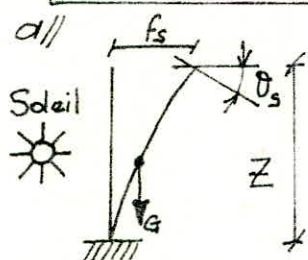
# ETUDE DES DEFORMATIONS D'ENSEMBLE ET DES MOMENTS SECONDAIRES.

Nous allons émettre quelques hypothèses qui nous permettront d'évaluer rapidement les rotations puis les déformations pour pouvoir calculer les moments secondaires dus au vent et à l'ensoleillement.

Dans ce qui suit nous nous référons à l'ouvrage de M. Diver.

Nous admettons que les formules citées ci-dessous et valables pour un ouvrage cylindrique, sont (comme proposé par M. Diver) encore valables pour une tour tronconique ayant au sommet la même flèche qu'une tour cylindrique d'équivalence. Une première approximation peut être donnée par une tour cylindrique de section constante égale à la section de la tour réelle au tiers de sa hauteur à compter de la base. Ce qui correspond pour le cas qui nous intéresse à  $D = 13,276 D_e$  (m)

## Ensoleillement



La valeur de la rotation  $\theta_s$  due à l'ensoleillement est égale à :

$$\theta_s = \frac{\gamma T Z}{D_e}$$

$\gamma$ : module de dilatation linéaire =  $10^{-5}$

$D_e$ : Diamètre extérieur supposé constant sur toute la hauteur.

$T$ : Sa différence de Température entre la paroi exposée au soleil et la paroi abritée - (que le Règlement fixe à  $30^\circ\text{C}$ ).

{ Applicable  
aux Cheminées  
en B.A. -

On a donc pour notre cas d'espèce :

$$\theta_s = \frac{10^{-5} \cdot 30 \cdot 250}{13,276} = 5,7 \cdot 10^{-3} \text{ rad}$$

b) flèche au sommet  $f_s$  :

Elle est donnée approximativement par :

$$f_s = \frac{Z \theta_s}{2}$$

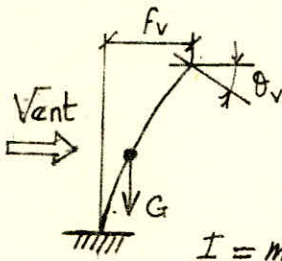
On a donc pour notre cas d'espèce :

$$f_s = \frac{250 \cdot 5,7 \cdot 10^{-3}}{2} = 0,7 \text{ m}$$

NB: On notera la flèche relativement grande due à l'ensoleillement. C'est d'ailleurs une remarque générale pour les grandes Tours.

# Vent

a// La valeur de la rotation au sommet est donnée par l'ordre de grandeur suivant:



$$\theta_v = p \frac{Z^3 D_e}{6 E_i I}$$

$I$  = moment d'inertie en section homogénéisée de la tour sup.  
- posée de section constante sur toute sa hauteur.

$E_i$  = module d'élasticité instantané du Béton armé -

$p$  = la pression du vent supposée constante sur toute la hauteur de la cheminée (par ex:  $c_e \beta q_m S$  s'il s'agit d'un calcul au vent normal.

$$I_{\text{Béton}} = \mu h_0 R_m^3 \quad (\text{voir démonstration page: } \dots)$$

$$R_m = \frac{D_m}{2} = \frac{13,276 - 0,229}{2} = \frac{13,0}{2}$$

$I_{\text{Béton + ACIER HOMOGENEISE}}$  ne peut être connu qu'un fois l'ouvrage dimensionné  
En a coutume dans les calculs de Bureau d'études de prendre:

$$I_{\text{Total}} = 1,15 \cdot I_{\text{Béton}}$$

$\phi$ : en vent normal.

Pour notre cas d'espèce:  $\theta_v = \frac{0,164 (I_m^3) \times 250 (m^3) \times 13,276 (m)}{6 \cdot 3,45 \cdot 10^6 (I/m^3) \cdot 3,14 \cdot 0,229 \left(\frac{13,047}{2}\right)^3 \cdot 1}$

$$= 7,17 \text{ rad} \cdot 10^{-3}$$

b// Déformations  $f_v$  au sommet:

Un ordre de grandeur est donné par:

$$f_v = \frac{3}{4} Z \theta_v$$

Pour notre cas d'espèce:

$$f_v = \frac{3}{4} \cdot 250 \cdot 7,17 \cdot 10^{-3} = 1,34 \text{ m}$$

NB: Nous voyons bien que les hypothèses faites depuis le début de tout ce "chapitre" sont sécuritaires. puisque la flèche réelle au sommet de la cheminée est: 74,71 cm (et ceci pour  $k_s = 1,3$ ) en vent normal. (Il est vrai que nous avons considéré la pression au sommet pour (1), alors qu'il serait plus logique de considérer une pression moyenne.)

Nous admettons cependant les approximations précédentes car elles nous permettront une estimation rapide des moments secondaires sans faillir aux critères de sécurité et d'économie.

→ Nous donnerons à la fin du présent "Chapitre", une méthode d'évaluation exacte des moments secondaires - C'est une méthode originale élaborée au cours du présent projet.

## MOMENTS SECONDAIRES :

Des considérations d'ordre esthétique imposent l'exécution des tours et cheminées de plus en plus élancés. Il y a quelques années on dépassait rarement le rapport  $1/10$  entre le diamètre à la base et la hauteur de l'ouvrage. Maintenant, ce rapport est de l'ordre de  $\frac{1}{12}$  à  $\frac{1}{20}$  - (Notre cas  $\approx \frac{1}{13}$ ). L'étude des déformations devient importante pour ces ouvrages élancés. En outre les déformations étant relativement grandes, les tronçons de décomposition se trouveront légèrement excentrés par rapport à leur position initiale et les moments secondaires qui en découlent ( $M' = \sum gf$ ) apportent parfois un supplément de sollicitation parfois non négligeable. Nous nous proposons, de voir, dans ce qui suivra, leur évaluation.

### Ensoleillement :

Le moment  $M'_s$  d'encastrement à la base engendré par la déformation due à l'ensoleillement a la valeur approchée :

$$M'_s = G C_s \quad \text{où} \quad C_s = f_s \cdot \left(\frac{z}{Z}\right)^2$$

$z$  = Altitude du centre de gravité de la tour cylindrique équivalente  
 $G$  = Poids total de l'ouvrage. (6825,4T pour notre cheminée).

$$M'_s = 6825,4 \times 0,7 \cdot \left(\frac{125}{250}\right)^2 = 1211,53 \text{ Tm.}$$

Ce moment s'ajoutera lors du dimensionnement pour chaque section à calculer.

### Vent :

Une valeur approchée du moment secondaire est indiquée ci dessous :  
Le moment secondaire final a été évalué en prenant en considération la limite de la série constituée par les moments secondaires successifs engendrant les déformations, qui à leur tour, produisent d'autres moments secondaires. M. Diver donne :

$$M'_v = M (C_v C_t - 1)$$

$M'_v$  = Le moment secondaire, compte tenu des déformations dues à l'action du vent  
 $M$  = Le moment d'ensemble initial (primaire calculé pour la tour considérée comme une console verticale).

$C_v = 1 / (1 - a)$  = coefficient tenant compte de la déformation de la cheminée engendrée par l'action du vent, en supposant le sol parfaitement rigide et la tour élastique.

$C_t = 1 / (1 - b)$  = coefficient tenant compte de la rotation de la cheminée engendrée par l'action du vent en supposant le sol élastique et la tour parfaitement rigide.

$a = G Z^2 / 4 E I$  ( $a$  est évaluée généralement par excès) - équivalente

$b = G Z / I_f C$ ,  $Z$  : ordonnée du centre de gravité de la tour à partir du sol.

$I$  = moment d'inertie en section homogénéisée de la tour équivalente -

$I_f$  = moment d'inertie de la fondation dans le sens de l'action du vent.

$C$  = module de Tassement du sol.

Pour notre cas d'espèce:

$$C_v = \frac{1}{1-a} \text{ mais } a = \frac{Gz^2}{4E_f I} = \frac{6825,454 \times 125^2}{4 \cdot 3,45 \cdot 10^6 \cdot 1,15 \cdot (3,14 \cdot 0,229 \cdot (\frac{13,047}{2})^2)}$$

$$a = 0,034. \Rightarrow C_v = 1,035$$

$$C_t = \frac{1}{1-b} \text{ mais } b = \frac{Gz}{I_f \cdot C}$$

C'est donné en fonction du taux admissible de travail du sol.  $\approx 6000 \text{ t/m}^3$ .  
 Nous verrons dans la partie fondation que nous serons obligés de fonder sur pieux.  
 d'où  $I_f$  est pratiquement infini et défavorable donc  $b \approx 0$ .

Pour nous placer dans un cas <sup>défavorable donc</sup> sécuritaire, imaginons que l'inertie de notre fondation équivaille à une semelle de 25 m de diamètre seulement - alors:

$$b = \frac{6825,454 \times 125}{\pi \frac{25^4}{64} \times 6000} = 0,007 \Rightarrow C_t = 1,007$$

$$\text{D'où } M'_y = M (1,035 \times 1,007 - 1) = 0,043 M.$$

M dépend évidemment de la section. Tableau:

Les moments  $M'_y$  seront calculés pour les sections à dimensionner page:

NB: Il est intéressant de remarquer que pour le calcul de  $(C_v C_t - 1)$ , on n'utilise que des caractéristiques indépendantes de la pression ou de la force du vent.

Une estimation rapide des moments secondaires dus au séisme sera donc:

$$M'_{\text{seisme}} \approx 0,043 M_{\text{seisme}}$$

- Il est conseillé à défaut d'angle admissible  $\bar{\theta}$  pour les rotations de s'imposer  $9/1800$  de rad.  $= \bar{\theta}$ .  
 Les angles dus à l'ensoleillement ne sont pas cumulables avec ceux obtenus pour le vent:

$$\text{Ici } \theta = \max \left\{ \begin{array}{l} 7,17 \cdot 10^{-3} \\ 5,7 \cdot 10^{-3} \end{array} \right. = 7,17 \cdot 10^{-3} < 9 \cdot 10^{-3} \text{ rad.}$$

$$\text{ce qui nous donne } 7,17 \cdot 10^{-3} \times 180^\circ = 0,43^\circ \text{ pour } 250 \text{ m.}$$

$$\text{La Tour Ochsenskopf} = 0,38^\circ \text{ pour } 161 \text{ m de hauteur.}$$

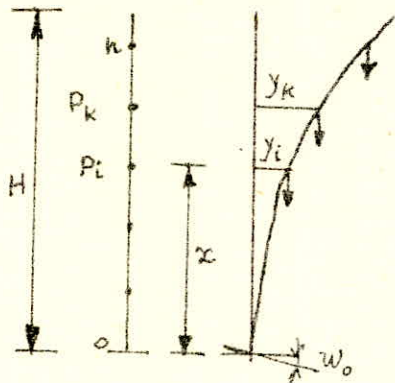
Proposition d'une méthode graphique originale pour l'évaluation exacte des moments secondaires.

Par suite des diverses déformations, soit  $y_i$  le déplacement total d'une section  $\Sigma$  située à la cote  $x$ . (Ce déplacement  $y_i$  peut provenir par exemple du tassement différentiel si le sol est trop hétérogène, de la flexion du fût sous diverses sollicitations (vent, séisme etc.)) Prenons le cas du vent comme exemple:

Ses équations de Poyresse ne nous avancent pas en ce sens qu'il faudrait trouver les distributions analytiques des Moments en fonction de la hauteur de la cheminée, les distributions des inertias mathématiquement et pouvoir intégrer les fonctions du type:  $\frac{M(\xi)}{I(\xi)}$  et  $\frac{M(\xi)(x-\xi)}{I(\xi)}$

Admettons alors que le fût est décomposé en  $n$  tronçons.

Soit  $p_i$  le poids du tronçon  $i$  - Dans la section de cote  $x$ , la déformation totale du fût engendre un 1<sup>er</sup> moment complémentaire  $\Delta M_i$  provenant des charges situées au dessus de  $x$ . On a alors le modèle de calcul ci-dessous et l'on écrit aisément que:



$$\Delta M_i = \sum_{k=i+1}^n \phi_k (y_k - y_i)$$

Pour notre cheminée, nous avons calculés les déplacements  $y_i$  (dans l'hypothèse que l'encastrement était parfait  $\Rightarrow w_0 = 0$ ) pour chaque section  $i$  - Par suite nous pourrions calculer pour une section à la cote  $x$ , les différences  $(y_k - y_i)$  provenant des charges

situées au dessus de la cote  $x$ . Comme nous savons les poids des tronçons  $p_k$ ,  $\Delta M_i$  qui est le 1<sup>er</sup> moment complémentaire sera connu. Ce moment connu entraîne à son tour un second moment complémentaire d'où une nouvelle distribution des déformations qui tracées à une échelle convenable donneront de nouvelles différences  $y_k^{(1)} - y_i^{(1)}$  d'où un nouveau moment complémentaire:

$$\Delta M_i^{(1)} = \sum_{k=i+1}^n \phi_k (y_k^{(1)} - y_i^{(1)})$$

On trace le nouveau diagramme ( $n$  points) des déformations avec  $\Delta M_i^{(1)} \Rightarrow$

$$\Delta M_i^{(2)} = \sum_{k=i+1}^n \phi_k (y_k^{(2)} - y_i^{(2)})$$

Si la cheminée est stable, alors la série des termes:  $\Delta M_i^{(j)}$  converge rapidement. On s'arrêtera dès que:

$$\Delta M_i^{(j)} \approx \Delta M_i^{(j+1)} = \Delta M_i^{(x)}$$

c'est à dire que:

(Les différences  $(y_k^{(j)} - y_i^{(j)})$  convergent alors vers une limite fixe.)

Alors le Moment final sera:

$$M_0 = M + \sum_{j=1}^{\infty} \sum_{k=i+1}^n \phi_k (y_k^{(j)} - y_i^{(j)})$$

# BASES DE CALCUL POUR LE FERRAILLAGE CAS DE CHARGE

## ACTIONS REGLEMENTAIRES DE CALCUL :

« Ses Règles applicables à la construction des cheminées en B.A » définissent comme "Action", toute force extérieure ou déformation imposée, prise dans son sens le plus général, dont les effets qui peuvent être multiples sont les sollicitations d'ensemble ou locales. Ses sollicitations sont donc les éléments de réduction habituellement considérés: (M), (T), (N).

## CLASSEMENT DES CHEMINÉES EN DEUX (2) CATEGORIES.

Ses Règles divisent les cheminées en 2 catégories correspondant au souci des Auteurs de ces dites Règles, d'imposer une étude plus précise pour les cheminées de grande hauteur ou très élancées.

1<sup>o</sup>) Cheminées catégorie A remplissant l'une au moins des 3 conditions:

- Hauteur totale dépassant 120 m.
- Pour toute section de calcul, le rapport  $\frac{h}{D_m} > 20$  (h étant la distance entre la section considérée et le sommet).
- Définie comme telle par le maître de l'ouvrage.

2<sup>o</sup>) Cheminées catégorie B: les cheminées n'entrant pas dans la catég. A.

## CAS DE CHARGES.

L'étude d'une cheminée s'effectue en 2 étapes:

- D'abord on établit les dimensions de l'ouvrage en tenant surtout compte de sa propre expérience ou de l'expérience existante.

- Ensuite on vérifie quelques sections, généralement situées au droit des discontinuités (consols intérieures, plateformes etc...)

Le calcul de chaque section est très complexe :

- Les contraintes maximales dans le béton.
- Le ferrailage vertical (nappes extérieures et intérieures)
- Le ferrailage transversal (nappes extérieures et intérieures).

Et tout ceci pour 3 cas de charges bien distincts.

Mais de plus, chaque vérification des contraintes comporte 2 calculs complets \* pour les sollicitations du 1<sup>er</sup> genre.

\* pour les sollicitations du 2<sup>e</sup> genre.

Afin d'organiser et de pouvoir comparer les calculs nous avons groupés les différents cas de charge comme suit et ce conformément aux Règles en vigueur.

## CAS DE CHARGE A

(Tournez la page S.V.P).

## CAS DE CHARGE A.

Le cas de charge A correspond aux sollicitations d'ensemble :

$M, M'_s, M'_v, G$
$P, H, M_{\text{seisme}}$
$M'_{\text{seisme}}, N_{\text{maxi}}, N_{\text{mini}}$

$H$  : Effort tranchant final dû au  
selon le genre  $\bar{a}$  considéré.

$P$  : Poids de revêtement (Chémisage).

$G$  : Poids propre du fût.

$M'_v$  : Moments secondaires dûs au vent.

$M'_s$  : Moments secondaires dûs à l'ensoleillement.

$M$  : Moments vent normal

$M_{\text{seisme}}$  : Moments dûs aux efforts sismiques.

$N_{\text{maxi}}$  : comme défini à la page :

$N_{\text{mini}}$  : " " " " " :

} Effort Normaux.

## CAS DE CHARGE B

Le cas de charge <sup>B</sup> correspond aux sollicitations locales :  $M_t, M_o, M_r, M_c$

$M_t$  : Moments d'origine thermique.

$M_o$  : Moments d'ovalisation.

$M_r$  : Moments d'ensoleillement.

$M_c$  : Moments dûs aux consoles intérieures.

Le cas de charge B a été divisé en 3 sous groupes, correspondant respectivement au gradient thermique, aux moments locaux, et au gradient thermique plus moments locaux.

## CAS DE CHARGE C.

Le cas de charge C correspond aux sollicitations d'ensemble et locales.

Remarques :

• Les cas de charges, les sollicitations respectives, la face étudiée, la paroi étudiée et les contraintes admissibles dans le béton et dans l'acier sont présentés dans les tableaux :

correspondant à la catégorie A puisque notre cheminée répond au 1<sup>er</sup> critère. ( $250\text{m} > 120\text{m}$ )  
Les 2 tableaux définissent les majorations résumées des Règles pour les sollicitations du 1<sup>er</sup> et 2<sup>e</sup> genre. Ils indiquent également les notations des règles pour lever tout équivoque.

• Les cas de charges relatifs aux armatures transversales (annulaires) entraînent quelques observations.

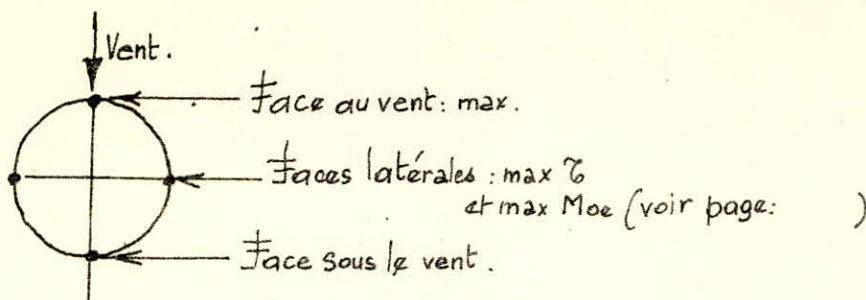


fig: Etude du Ferrailage horizontal (annulaire).

Si l'effort tranchant  $H$  est pris en compte au droit des faces latérales de la cheminée, où se situent les cisaillements  $\tau$  maxima. (voir démonstration page: ) - Le moment maximal  $M_{oi}$  est situé au droit de la face au vent. (voir fig: page: ) - La température engendre des tractions sur la paroi extérieure (plus froide) et des compressions sur la paroi intérieure (plus chaude). Il en résulte les hypothèses suivantes pour le cas de charge  $C$ :

- Armatures extérieures ( $S_1^3$ ) et ( $S_2^5$ ): Effort tranchant + Moment  $M_{oe}$  + température - Calcul au droit des faces latérales.
- Armatures intérieures ( $S_1^4$ ): Moment  $M_{oi}$  - Calcul au droit de la face au vent.

À ces sollicitations on peut ajouter les moments provenant de l'ensoleillement  $M_{re}$  (pour le calcul des armatures extérieures) et  $M_{ri}$  pour le calcul des armatures intérieures. Nous l'avons fait.

- Ses règles considèrent qu'en raison de leur faible importance pratique les calculs des armatures intérieures (verticales ou transversales) pour les sollicitations du 2<sup>e</sup> genre ne sont pas à envisager.
- Le coefficient 0,8 qui affecte les sollicitations dues à l'ensoleillement tient compte de la faible probabilité de superposition du vent maximal et du fort rayonnement solaire.
- Le coefficient 1,925 qui affecte les sollicitations du second genre provoquées par le vent provient de la multiplication de 1,1 par 1,75 ou 1,1 correspond au coefficient  $\gamma_w$  de Règles CCBA 68.
- Les coefficients 1,1 et 0,9 qui affectent les sollicitations de 2<sup>e</sup> genre dues au poids propre du fût  $P$  ou du revêtement  $G$  tiennent compte des possibilités de majoration des efforts dans le béton ou l'acier provoqués par une densité réelle des matériaux différente (plus grande ou plus petite) que celle admise dans les calculs ainsi que des tolérances d'exécution.



## CONTRAINTES ADMISSIBLES.

Les contraintes admissibles sont données par les formules exposées dans les tableaux des pages : Elles dépendent de la température  $t_i$  sur la face intérieure du Béton (à ne pas confondre avec le gradient thermique  $t$ ) calculée comme exposée dans l'étude Thermique). Les coefficients  $\psi_a, \psi_b$ , affectant respectivement les contraintes admissibles du béton et de l'acier, sont indiqués dans les tableaux et ci-dessous. Il faut noter que si l'on ne connaît pas la nature des granulats du tableau : il est préférable de considérer qu'il s'agit de granulats silico-calcaires, de loin les plus fréquents.

Béton de granulats silico-calcaires.		Béton de granulats autres que les silico-calcaires.	
$t_i \leq 50^\circ$	$50^\circ \leq t_i \leq 250^\circ$	$t_i \leq 100^\circ$	$100^\circ < t_i \leq 250^\circ$
$\psi_b = 1$	$\psi_b = 1 - \frac{t_i - 50}{500}$	$\psi_b = 1$	$\psi_b = 1 - \frac{t_i - 100}{800}$

Tableau :  $\psi_b$  Coefficient minorateur (pour le Béton)

$t_i \leq 200^\circ$	
$\psi_a = 1$	$\psi_a = 1 - \frac{t_i - 200}{500}$

Tableau :  $\psi_a$  Coefficient minorateur (pour Acier).

Les valeurs  $\sigma_2$  à ne pas dépasser, dans les aciers calculés sous l'action des sollicitations du 1<sup>er</sup> genre sont :  $\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{\eta k \bar{\sigma}_b}{\phi}}$  imposées par la limite de la largeur des fissures.

$k = 10^6$  (fissuration préjudiciable : largeur des fissures maximale  $\frac{2}{10}$  mm).

$\bar{\sigma}_b = 7,65 \text{ kgf/cm}^2$  (Béton  $400 \text{ kg/m}^3$  dosé).

$\eta = 1,6$  pour nos aciers haute adhérence.

$\phi =$  Diamètre de barre en mm.

L'évaluation des contraintes admissibles du Béton sous l'effet de sollicitations  $S^1$  et  $S^2$  demande un calcul assez laborieux pour les chemins de catégorie  $A^2$  (notre cas). En général on peut simplifier les calculs en utilisant les tableaux qui donnent  $\alpha_1$  et  $\alpha_2$ .

$\frac{M_{ca}}{h_0} \text{ ou } \frac{M_{ci}}{h_c^2}$	$t^2$							
	0	20	40	60	80	100	120	140
0	0,300	0,315	0,330	0,345	0,360	0,375	0,390	0,405
2	0,310	0,320	0,340	0,350	0,370	0,380	0,400	0,410
4	0,315	0,330	0,345	0,360	0,375	0,390	0,405	0,420

Tableau : Valeurs de  $\alpha_1$

$M_{ce}/h_0^2$ $kgm/m/cm^2$	$t$ (°C)	0	20	40	60	80	100	120	140
0		0,450	0,465	0,480	0,495	0,510	0,525	0,540	0,555
2		0,457	0,472	0,487	0,502	0,517	0,532	0,547	0,562
4		0,465	0,480	0,495	0,510	0,525	0,540	0,555	0,570

Tableau: Valeurs de  $\alpha_2$ .

Le 23 mars 1972, la commission des Règles a décidé d'augmenter la valeur de la contrainte admissible du Béton sous les sollicitations d'ensemble et locales de 1<sup>er</sup> et 2<sup>e</sup> genre (cas de charge  $S_1^3, S_2^4$ ) - Dorénavant la contrainte admissible du Béton sera affectée du coefficient  $(1 + 0,005t)$  où  $t$  est le gradient thermique - En tout état de cause les bornes  $\bar{\sigma}_b \leq 0,60 \psi_b \sigma_{b8}$  et  $0,90 \psi_b \sigma_{b28}$  restent valables. >> -

CHEMINEE 250m. CATEGORIE A. SOLLICITATIONS DU 1<sup>er</sup> GENRE.

		Cas de Charges A				Cas de Charge B				Cas de Charge C.		
		Notations des Règles	Face étudiée	Sollicitations d'Ensemble	Contraintes Admissibles	Paroi étudiée	Sollicitations locales.			Notations Règles	Sollicitations d'ensemble + locales. Charges A+B <sub>3</sub>	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>			
Sans Verticale	Béton	S <sub>1</sub> <sup>1</sup>	Sous le Vent	M <sub>1</sub> , 0,8 M <sub>s</sub> M <sub>v</sub> , G, P	$\sigma'_b = 0,30 \sigma'_{28}$	Int.	t	M <sub>ca</sub>	t, M <sub>ce</sub>	S <sub>1</sub> <sup>3</sup>	M, 0,8 M <sub>s</sub> M <sub>v</sub> , G, P t, M <sub>ce</sub>	$\bar{\sigma}'_b = 0,3 \psi_b \times (1 + 2 \frac{M_h}{\sigma'_i h_0^2}) \sigma'_{28}$ ou $0,6 \psi_b \sigma'_{28}$
	Ferrailage vertical Nappes Int	S <sub>1</sub> <sup>1</sup>	Au Vent	M <sub>1</sub> , 0,8 M <sub>s</sub> M <sub>v</sub> , G, P	-	Ext.	t	M <sub>ca</sub>	t, M <sub>ce</sub>	S <sub>1</sub> <sup>3</sup>	M, 0,8 M <sub>s</sub> M <sub>v</sub> , G, P t, M <sub>ce</sub>	$\bar{\sigma}'_2 = \begin{cases} \frac{2}{3} \sigma_{cn} \psi_b \\ \text{ou} \\ \sigma'_2 \end{cases}$
						Int.	-	M <sub>ci</sub>	M <sub>ci</sub>	S <sub>1</sub> <sup>4</sup>	M, 0,8 M <sub>s</sub> M <sub>v</sub> , G, P, M <sub>ci</sub>	$\bar{\sigma}'_2 = \frac{2}{3} \sigma_{en} \text{ ou } \sigma'_2$
Sans transversal	Béton.	S <sub>1</sub> <sup>1</sup>	Au Vent	-	-	Ext.	-	M <sub>oi</sub> , 0,8 M <sub>ri</sub>	M <sub>oi</sub> , 0,8 M <sub>ri</sub>	S <sub>1</sub> <sup>3*</sup>	M <sub>oi</sub> , 0,8 M <sub>ri</sub>	$\sigma'_b = 0,6 \sigma'_{28}$
	Ferrail. transversal Nappes Ext.	S <sub>1</sub> <sup>1</sup>	Latérale	H	-	Ext.	t	M <sub>oe</sub> , 0,8 M <sub>ri</sub>	t, M <sub>oe</sub> , 0,8 M <sub>ri</sub>	S <sub>1</sub> <sup>3</sup>	H, t, M <sub>oe</sub> , 0,8 M <sub>ri</sub>	$\bar{\sigma}'_2 = \begin{cases} \frac{2}{3} \sigma_{cn} \\ \text{ou} \\ \sigma'_2 \end{cases}$
						Int.	-	M <sub>oi</sub> , 0,8 M <sub>ri</sub>	M <sub>oi</sub> , 0,8 M <sub>ri</sub>	S <sub>1</sub> <sup>4</sup>	M <sub>oi</sub> , 0,8 M <sub>ri</sub>	$\bar{\sigma}'_2 = \begin{cases} \frac{2}{3} \sigma_{en} \\ \text{ou} \\ \sigma'_2 \end{cases}$

TABLEAU = CAS DE CHARGES.

$\sigma'_1$ : Contrainte dans le Béton sous la sollicitation S<sub>1</sub><sup>1</sup>  
 $M_h = M_{ce} + E_v \gamma \cdot h_0^2 \cdot t$ ;  $E_v = 7000 \sqrt{\psi_b \sigma'_{28}}$   
 \*\*: On peut simplifier les calculs  $\bar{\sigma}'_b = \alpha_1 \psi_b \sigma'_{28}$   
 \* Vérification exceptionnelle.

CHEMINEE 250 m. CATEGORIE A - SOLLICITATIONS DU 2<sup>eme</sup> GENRE

		Cas de Charge A				Cas de Charge B.				Cas de Charge C.				
		Notations des Régles	Face Etudiée	Sollicitations - tions d'Ensemble	Contrainte Admissible	Paroi Etudiée	Sollicitations locales.			Notations Régles	Sollicitations d'ensembles + locales Charges A+B <sub>3</sub>	Contrainte Admissibles.		
							Charge B <sub>1</sub>	Charge B <sub>2</sub>	Charge B <sub>3</sub> = B <sub>1</sub> +B <sub>2</sub>					
Sans Vertical	Béton	S <sub>2</sub> <sup>1</sup>	Sous le Vent	1,925 M 1,925 M' 1,1G, P.1,1	$\bar{\sigma}_b$ = 0,45 $\sigma_{28}$	Int.	t	1,1 Mce	t, 1,1 Mce	S <sub>2</sub> <sup>4</sup>	1,925 M 1,925 M' 1,1G, 1,1P t, 1,1 Mce	$\bar{\sigma}_b = 0,45 \psi_b \times$ $\times (1 + \frac{2M_h}{\sigma_{28} h^2}) \sigma_{28}$ ou $\sigma_{28}$ **		
	Ferraillage vertical	Nappes	Extérieure	S <sub>2</sub> <sup>2</sup>	Au Vent	1,925 M 1,925 M' 0,9G 0,9P	$\sigma_2 = \sigma_{en}$	Ext.	t	0,9 Mce	t, 0,9 Mce	S <sub>2</sub> <sup>5</sup>	1,925 M 1,925 M' 0,9G, 0,9P t, 0,9 Mce	$\bar{\sigma}_2 = \sigma_{en}$
Sans transversal	Béton.	S <sub>2</sub> <sup>1</sup>	Au Vent	—	—	Ext.	—	1,925 M <sub>bi</sub>	1,925 M <sub>bi</sub>	S <sub>2</sub> <sup>4*</sup>	1,925 M <sub>bi</sub>	$\bar{\sigma}_b = 0,90 \sigma_{28}$		
	Ferraill. transv.	Nappes	Ext.	S <sub>2</sub> <sup>2</sup>	Latérale	1,925 H	—	Ext	t	1,925 Mce	1,925 Mce + t	S <sub>2</sub> <sup>5</sup>	1,925 H t, 1,925 Mce	$\bar{\sigma}_2 = \sigma_{en}$

TABLEAU :

CAS DE CHARGES.

$\sigma_2^1$ : Contrainte dans le Béton sous la sollicitation S<sub>2</sub><sup>1</sup>  
 $M_h = 1,1 Mce + E_v \cdot \gamma \cdot h^2 \cdot t$ ,  $E_v = 7000 \sqrt{\psi_b \sigma_{28}}$   
 \*\*: On peut simplifier les calculs  $\bar{\sigma}_b = \alpha_2 \psi_b \sigma_{28}$   
 \*: Vérification exceptionnelle.

# FERRAILLAGE.

Hypothèses de calcul:

a) Sollicitations d'ensemble.

Il est supposé que sous l'effet des sollicitations d'ensemble la cheminée peut être considérée comme une console et calculée en théorie des poutres. De plus on suppose que le rapport  $h_0/d$  est suffisamment faible pour pouvoir théoriquement concentrer le Béton et l'acier dans la surface moyenne afin de calculer les contraintes moyennes  $F_{2m}$  et  $\sigma_{bm}$ .

b) Sollicitations locales:

Il est supposé qu'une section entièrement comprimée (ou tendue) ou partiellement comprimée, reste entièrement comprimée (ou tendue) ou partiellement comprimée après l'intervention des sollicitations locales.

c) Il est supposé que la superposition des sollicitations d'ensemble et locales produit une flexion composée dans l'épaisseur de la paroi (flexion + compression ou flexion + traction).

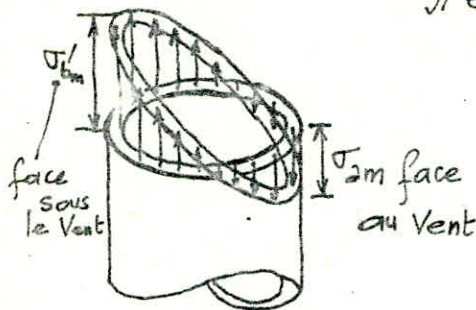
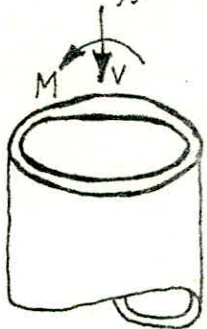
## CAS DE CHARGE A - SOLLICITATIONS D'ENSEMBLE

But: Évaluer les contraintes  $\sigma'_{bm}$  et  $\sigma_{2m}$  engendrées par les sollicitations d'ensemble. La structure réelle est remplacée par une structure fictive constituée par la surface moyenne de la coque. Voir hypothèse a).  
Sollicitations d'ensemble conformément aux Règles:  $S_1^1, S_1^2, S_2^1, S_2^2$ .

Sans vertical:

Nous désignerons par  $V = G + P$ , la charge verticale d'ensemble. Le moment d'ensemble  $M$  et la charge verticale  $V$  sont équilibrés par les efforts normaux répartis sur le pourtour de la coque. fig:

Il existe plusieurs méthodes.



- Méthode Américaine
- Méthode Chambaud & Lebel
- Méthode de l'Abaque de Saliger
- Méthode de Diver.

Sollicitations extérieures  $M \& V$       Contraintes normales.

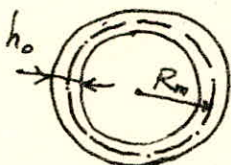
fig: Cas de Charge A. Sans Vertical.

Dans ce qui suit, nous utiliserons la méthode de l'abaque Saliger exposé en annexe. - Nous ne donnons pas de justification théorique qui ne présente pas d'intérêt particulier.

Lorsque la section peut être entièrement comprimée, la contrainte maximale dans le Béton est calculée d'après la formule:

$$\sigma'_{bm} = \frac{V}{\Omega} \pm \frac{Mv}{I} \quad (1)$$

où  $\Omega$  et  $I$  sont respectivement l'aire et le moment d'Inertie de la section annulaire de Béton homogénéisée. On rappelle q'on a montré que  $\frac{I}{\Omega} = \pi R_m^2 h_0$ .  
 Nous rappelons également que le noyau central est défini rapidement par les propriétés suivantes :

$$\sigma = \frac{Mv}{I} \pm \frac{V}{S} = \frac{M \cdot D_m/2}{h_0 \pi R_m^3} \pm \frac{V}{\pi h_0 D_m} = \frac{M D_m/2}{h_0 \pi \cdot \frac{D_m \cdot D_m}{8}} \pm \frac{V}{\pi h_0 D_m}$$


$$\Rightarrow \sigma = \frac{N}{S} \left( 1 \pm \frac{4e}{D_m} \right) \quad \left( \text{on a remplacé } \frac{M}{V} \text{ par } e: \text{excentricité} \right)$$

La cote du noyau central est donnée alors par  $\frac{4e}{D_m} = 1$  (\*) puisque c'est une condition nécessaire et suffisante pour  $\frac{4e}{D_m}$  que  $\sigma$  prenne 2 valeurs : l'une nulle, l'autre égale au double de la contrainte en compression simple  $\left( \frac{V}{S} \right)$ .

Le noyau central est donc défini par  $e = \frac{D_m}{4}$ . Nous avons accepté la notion de noyau central car elle découle de la théorie des poutres (Hypoth. a).

→ 1<sup>er</sup> cas) si  $e < \frac{D_m}{4}$  :  
 si  $\frac{e}{R_m} < 0,5$  Contraintes de même signe.  $\Rightarrow \sigma = \frac{V}{S} \left( 1 \pm \frac{4e}{D_m} \right)$   $\sigma_1 > 0$   
 V étant un effort de compression  $\sigma_2 > 0$

→ 2 cas) si  $e = \frac{D_m}{4}$

$$\sigma_1 = 0$$

$$\sigma_2 = \frac{2V}{S}$$

→ 3 cas) si  $e > \frac{D_m}{4}$

$$\text{si } \frac{e}{R_m} > 0,5$$

Contraintes de signes contraires. (Section partiellement comprimée)

$$\sigma_1 = \frac{V}{S} \left( 1 + \frac{4e}{D_m} \right) \quad \sigma_1 > 0$$

$$\sigma_2 < 0$$

Moralité:

chaque section  $\bar{a}$  on se référera à l'excentricité relative définie dans l'abaque de Saliger par:  $\bar{a} = \frac{e}{R_m} = \frac{e}{D_m/2} = \frac{M}{VR_m}$  (pour 1 section donnée)

si  $\frac{M}{VR_m} > 0,5$  la section  $\bar{a}$  à calculer est partiellement comprimée, on utilisera l'abaque de Saliger.

si  $\frac{M}{VR_m} < 0,5$  Nous sommes en section entièrement comprimée. Le calcul est aisé, et on utilise la relation (1) correspondant à (1)

Nous conseillerons vivement, de dresser 3 tableaux types qui permettront aux lecteurs de ne pas s'embrouiller, et de pouvoir dégager par comparaison directe les conclusions qui s'imposeront.

Conformément au paragraphe: "Cas de Charge" du présent chapitre nous calculerons les sections les plus judicieusement choisies.

D'où les tableaux récapitulatifs:

# 1<sup>er</sup> GENRE.

## EFFORTS & CARACTERISTIQUES.

Cotes (m)	↯ 180 m	↯ 110	↯ 40	↯ 0
Sections	18	11	4	0
Moments M Vent Normal ( $k_s=1$ ) Tm	2203,79	10173,468	25617,74	37787,302
V = G + P (Pds propre) (T)	976,183	2530,118	4763,347	6825,454
Dext. (m)	8,996	11,99	15,00	20,00
épaisseurs $e$ (m)	0,183	0,216	0,25	0,35
Dmoyen (m)	8,813	11,774	14,75	19,65
Noyau Central } $\frac{D_m}{4}$	2,203	2,944	3,688	4,92
$M'_v$ (Tm)	88,15	406,938	1024,709	1511,48
$0,8 M'_s$ (Tm)	969,22	969,22	969,22	969,22
$M_{calcul} = M + M'_v + 0,8 M'_s$ (Tm)	3261,16	11549,626	26642,449	40268,002
Excentricité $e = \frac{M}{V}$ (m)	$3,340 > \frac{D_m}{4}$	$4,564 > \frac{D_m}{4}$	$5,593 > \frac{D_m}{4}$	$5,899 > \frac{D_m}{4}$

Conclusion: 1<sup>o</sup>) Toutes ces sections pour le calcul en 1<sup>er</sup> genre seront justifiées en flexion composée, partiellement tendues et partiellement comprimées.

2<sup>o</sup>) Plus on se rapproche du sommet, plus on risque d'avoir des sections comprimées entièrement.

## 2<sup>ème</sup> GENRE - VENT EXTREME

Cotes	180 $\nabla$	110 $\nabla$	40 $\nabla$	0 $\nabla$
Sections	18	11	4	0
Moments <sup>(1,925M)</sup> Vents Extreme (kg=1) (Tm)	4242,296	19583,925	49314,149	72740,559
1,1 N (T) Poids Propres	1073,80	2783,13	5230,68	7507,999
Dext. (m)	8,996	11,99	15,00	20,00
épaisseur (m)	0,183	0,216	0,25	0,35
Dmoyen (m)	8,813	11,774	14,75	19,65
Noyau Central Dm/4	2,203	2,944	3,688	4,92
1,925 M' <sub>v</sub> (Tm)	169,88	783,355	1972,565	2909,599
0,8 M' <sub>s</sub>	#	#	#	#
M <sub>calcul</sub> = M' <sub>v</sub> · 1,925 (Tm) + 1,925M	4411,98	20367,28	51286,714	75650,155
excentricité e = $\frac{1,925(M+M_v)}{1,1N}$ (m)	4,108 > $\frac{D_m}{4}$	7,318 > $\frac{D_m}{4}$	9,788 > $\frac{D_m}{4}$	10,0759 > $\frac{D_m}{4}$
excentricité e = $\frac{1,925(M+M_v)}{0,9N}$ (m)	5,02 > $\frac{D_m}{4}$	8,94 > $\frac{D_m}{4}$	11,961 > $\frac{D_m}{4}$	12,312 > $\frac{D_m}{4}$

Conclusion: Les remarques faites pour le 1<sup>er</sup> genre restent valables, mais il faut s'attendre à des tractions plus importantes dans les aciers.



# 2<sup>ème</sup> = GENRE SEISME -

Cotes	180	110	40	0
Sections	18	11	4	0
Moments sismiques (Tm)	5820	20650	38300	54250
N <sub>maxi</sub> ↓ (T)	1096,904	2716,838	4975,283	7038,739
N <sub>mini</sub> ↑ (T)	865,462	2343,398	4551,411	6612,169
D <sub>ext.</sub> (m)	8,996	11,99	15,00	20,00
épaisseur (m)	0,183	0,216	0,25	0,35
D <sub>moyen</sub> (m)	8,813	11,774	14,75	19,65
Noyau central D <sub>m</sub> /4 (m)	2,203	2,944	3,688	4,92
Moments secondaires sismiques M <sub>sism.</sub>	250,26	887,95	1646,9	2332,75
0,8 M <sub>s</sub>	#	#	#	#
M <sub>calcul</sub> = M <sub>sism.</sub> + M <sub>sism.</sub> (Tm)	6070,26	21537,95	39946,9	56582,75
excentricité $e = \frac{M + M'}{N_{maxi} \downarrow}$	$5,585 > \frac{D_m}{4}$	$7,927 > \frac{D_m}{4}$	$8,029 > \frac{D_m}{4}$	$8,038 > \frac{D_m}{4}$
excentricité $e = \frac{M + M'}{N_{mini} \downarrow}$	$7,0137 > \frac{D_m}{4}$	$9,191 > \frac{D_m}{4}$	$8,7768 > \frac{D_m}{4}$	$8,557 > \frac{D_m}{4}$

Conclusion: Pour les 2 cas de séisme (N<sub>↑</sub>) et (N<sub>↓</sub>), nous des remarques analogues. Sa comparaison des tableaux relatifs au séisme et au vent extrême permet d'affirmer la rupture aura lieu par le v. extr. pour les sections 0 & 40, alors que pour les sections 110 et 180, il y aura rupture par le séisme.

## CAS DE CHARGE A (SUITE).

Dans ce qui suit nous allons exposer le calcul complet d'une section annulaire mince de la Cheminée. Pour les autres sections, il suffira de suivre exactement la même démarche - Étant limité par le Volume du présent document, nous donnerons les résultats résumés pour les autres sections à vérifier - Le calcul est long et fastidieux et chaque section a fait l'objet de 2 ou 3, parfois 4 essais pour trouver le "Bon ferrailage" c'est à dire celui qui correspond aux critères suivants:

- Ferrailage transversal: Pourcentage maxi : 1,5%  
(horizontal) Pourcentage mini : 0,25%
- Ferrailage longitudinal: Pourcentage mini : 0,25% (à 0,2%)  
(vertical) Pourcentage maxi : 2% (à 2,5%)
- Ferrailages économiques.
- Ferrailages sécuritaires.

Le principal inconvénient dans ce genre de calcul est que ce sont pratiquement toujours les actions du 2<sup>e</sup> genre (les plus longues) qui sont déterminantes -  
sous les sollicitations

### EXEMPLE TYPE : SECTION 180 m.

Sans vertical:

1<sup>er</sup> GENRE

- a) But : déjà défini (voir page) -
- b) formules : déjà définies - (Saliger) -
- c) Calculs préliminaires:

- Recherche du % d'Acier.  $\Sigma \bar{\omega} = \bar{\omega}_i + \bar{\omega}_e$

- Données : On se réfère aux tableaux des pages:

Paroi :  $h_0 = 0,1829 \text{ m}$ ,  $a = 3,34 \text{ m} > \frac{D_m}{4} = 2,203$  (section partiellement comprimée)

Surface:  $\Omega = 5,07 \text{ m}^2$ ,  $V = 976,183 \text{ Tonnes}$ .

Diamètre moyen:  $D_m = 8,996 - 0,1829 = 8,813 \text{ m}$ .

Enrobage: 4 cm.

1<sup>e</sup>) On se fixe  $\sigma'_{bm} = 70 \text{ bars} = \frac{V}{\Omega B}$  d'où  $B = \frac{976,183(\tau)}{700(\tau/m^2) \cdot 5,07(m^2)} = 0,275$

2<sup>e</sup>) On calcule:  $\alpha = \frac{M}{V R_m} = \frac{a}{D_{m/2}} = \frac{3,34}{8,813/2} = 0,758 (> 0,5)$  (section partiellement comprimée)

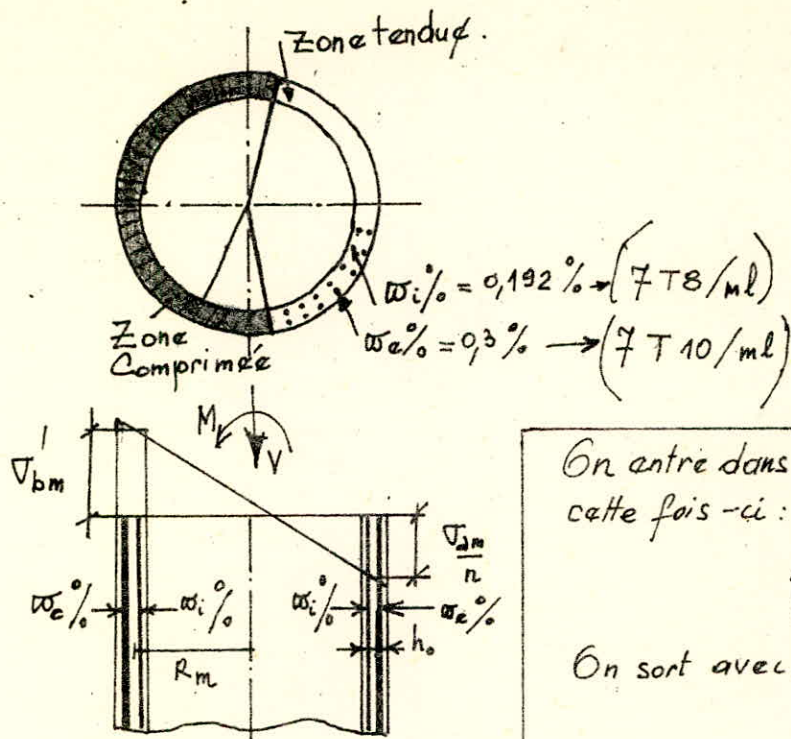
3<sup>e</sup>) Avec  $\alpha = 0,758$  on entre dans l'abaque de Saliger. On lit  $\Sigma \bar{\omega} \% < 0,25\%$   
les coefficients  $B = 0,275$  (pourcentage minimal)

Conclusion: Le pourcentage minimal suffit - On prendra:

$A_e = 7T 10$  soit  $5,49 \text{ cm}^2/ml$  soit  $\frac{5,49}{100 \times 1829} = \bar{\omega}_e \% = 0,3 \%$

$A_i = 7T 8$  soit  $3,51 \text{ cm}^2/ml$  soit  $\frac{3,51}{100 \times 18,29} = \bar{\omega}_i \% = 0,192 \%$

soit  $\Sigma \bar{\omega} \% = \bar{\omega}_e \% + \bar{\omega}_i \% = 0,492 \% \approx 0,5\%$   
ou  $\Sigma \bar{\omega} = 0,5$



Contrainte dans le Béton :

On entre dans l'abaque de Saliger avec, cette fois-ci :

$$\left\{ \begin{array}{l} \Sigma \omega = 0,5\% \\ \alpha = \frac{M}{VR_m R_m} = 0,758 \end{array} \right.$$

On sort avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} B = 0,39 \\ A = 7,5 \end{array} \right.$$

D'où  $\sigma'_{bm} = \frac{V}{\alpha B} = \frac{976,183}{5,07 \cdot 0,39} = 493,7 \text{ T/m}^2$

$\Rightarrow \sigma'_{bm} = 50 \text{ kgf/cm}^2$  - S'expérience acquise au fur et à mesure que l'on dimensionne montre qu'il ne faut trop dépasser dans le choix des aciers une contrainte

C'est à dire celle qui correspond au ferrailage choisi

Recherche du

$\sigma'_{bm}$  de 70 bars, car au delà, on risque de ne pas passer pour les actions sous sollicitations du 2<sup>e</sup> genre. (La contrainte admissible étant (voir tableau)  $\approx 90$  bars.

Contrainte dans les aciers verticaux :

La contrainte  $\sigma_{2m}$  dans les aciers longitudinaux est donnée (voir Abaque) par la relation :

$$\sigma_{2m} = A \cdot \sigma'_{bm} \Rightarrow \sigma_{2m} = 7,5 \cdot 50 = 375 \text{ kgf/cm}^2.$$

On prendra un enrobage de 4 cm.

Sens horizontal:

2) But: Evaluer les contraintes dans les cerces.

b) formules:

3) Effort tranchant H produit des cisaillements:

$$\tau = \frac{H}{b z} \approx \frac{H}{1,6 D_m h_0}$$

On a considéré que z bras de levier des efforts intérieurs est  $z = 0,8 D_m$ ; la largeur de la section soumise au cisaillement étant évidemment  $b = 2 h_0$ . 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:

c) Calculs préliminaires:  $\sigma_{2m} = \frac{100 \tau}{\sum \omega}$  d'où la formule  $\sigma_{2m} = \frac{100 H}{1,6 D_m \sum \omega h_0}$

Données:  $H = 67,96$  Tonnes.

On choisit 6T10 =  $A_g$  soit  $4,71 \text{ cm}^2/\text{ml}$  soit  $\frac{4,71}{100 \times 18,29} = \omega_g = 0,2575\%$   
 6T10 =  $A_i$  soit " soit "  $\omega_i = 0,2575\%$

soit  $\sum \omega = 0,515\%$   
 ou  $\sum \omega = 0,515$

d) Contrainte:

$$\sigma_{2m} = \frac{100 H}{1,6 D_m \sum \omega h_0} = \frac{100 \cdot 67,96 \text{ (t)}}{1,6 \cdot 8,813 \text{ (m)} \cdot 0,515 \cdot 0,1829 \text{ (m)}} = 5117,032 \frac{\text{T}}{\text{m}^2}$$

soit  $\sigma_{2m} = 5117 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$

Cette contrainte maximale due à l'effort tranchant correspond à la "face latérale" de la Cheminée. ( Voir Remarques page: ).

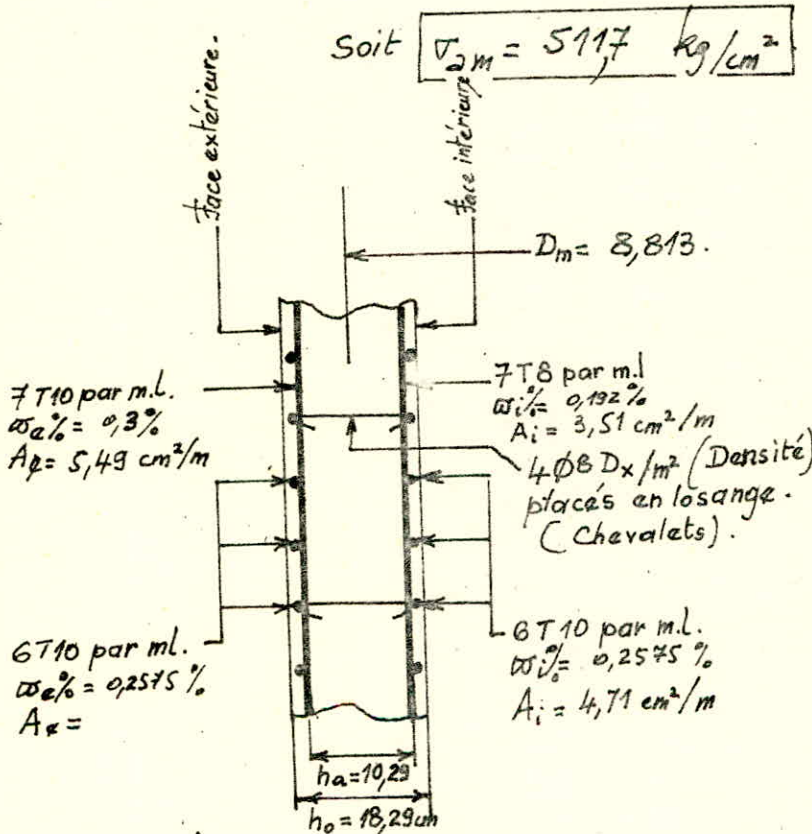


fig: Résumé du ferrailage à 180m de hauteur - Reste à le vérifier sous les différents cas de Charges.

CAS DE CHARGE B.  
SOLLICITATIONS LOCALES.

a) But:

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

CHARGE B.1. GRADIENT THERMIQUE t.

b) formules:

Sans vertical:

1°) Face sous le vent; section entièrement comprimée fig:

La section est considérée entièrement comprimée. Sa contrainte supplémentaire apportée par le moment  $M_t$  au droit des fibres intérieures est:

$$\sigma'_t = \frac{M_t v}{I} = K_t h_o^3 v / 12I \quad \text{d'où avec } v = h_o/2$$

$$\sigma'_t = \frac{K_t h_o}{2}$$

2°) Face au vent; section entièrement tendue: fig.

La section est considérée entièrement tendue. Sa contrainte supplémentaire de traction apportée par le moment  $M_t$  est au droit des aires extérieures:

$$\sigma_t = \frac{M_t}{h_a A_e} = \frac{n c A_e K_t h_a^2}{(1+c) h_a A_e}$$

$$\sigma_t = \frac{n c K_t h_a}{(1+c)}$$

On remarque que la contrainte  $\sigma_t$  ne dépend pas de la section d'acier mais uniquement de sa répartition concrétisée par  $c = \frac{A_i}{A_e}$

Sans transversal:

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

Connaissant la valeur de  $\alpha$  donnée par un abaque (Diver page 177) (pour  $c$  et  $\omega_i$  ou  $c$  et  $\omega_e$  on obtient  $\sigma'_t$  ou  $\sigma_t$ ) on trouve:

$$\sigma'_t = K_t \alpha h_o \quad \text{accroissement de la compression au droit des fibres intérieures.}$$

$$\sigma_t = n K_t h_o \left( \frac{e}{\xi} - \alpha \right) \quad \text{accroissement de la traction au droit des aires extérieures.}$$

c// Calculs préliminaires.

En nous référant à l'étude thermique nous avons pour la section  $180 \text{ m}$  \* le gradient thermique  $t = 60^\circ$ .

\* Le module de déformation a varié et on avait  $E_v = 117800 \text{ kgf/cm}^2$

D'où

$$K_t = \frac{E_v \gamma \cdot t}{h_0} = \frac{117800 \cdot 10^{-5} \cdot 60}{18,29} = 3,864 \text{ kgf/cm}^2$$

La pente  $K_t$  provoquée par le gradient thermique est la même pour dans les sens vertical et transversal.

d// Contrainte :

Sans Vertical

- Sens vertical : face sous le vent :

$$\sigma'_t = \frac{K_t h_0}{2} = \frac{3,864 \cdot 18,29}{2} = 35,336 \text{ kgf/cm}^2$$

- Sens vertical : face sous le vent - Aciers extérieurs.

avec  $c = \frac{3,51}{5,49} = 0,639$  et  $h_a = 18,29 - 2 \times 4 = 10,29 \text{ cm}$   
 $\nearrow A_i$   
 $\searrow A_e$        $\downarrow$  enrobage

$$\sigma_t = \frac{n c K_t h_a}{(1+c)} = \frac{15 \cdot 0,639 \cdot 3,864 \cdot 10,29}{(1+0,639)} = 232,52 \text{ kgf/cm}^2$$

Sans transversal - Aciers extérieurs :

avec  $c = \frac{4,71}{4,71} = 1$  et  $\omega_i = \omega_e = 0,2575$  on lit  $\alpha = 0,21$   
 $\nearrow A_e$   
 $\searrow A_i$

Les contraintes de compression et de traction sont respectivement :

$$\sigma'_t = K_t \alpha h_0 = 3,864 \times 0,21 \times 18,29 = 14,84 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\sigma_t = n K_t h_0 \left( \frac{h}{h_0} - \alpha \right) = 15 \cdot 3,864 \cdot 18,29 \left( \frac{14,29}{18,29} - 0,21 \right) = 605,3 \text{ kgf/cm}^2$$

$\downarrow$   
 $\frac{h}{h_0} = \frac{18,29 - 4}{18,29}$

(On rappelle que  $h$  est la distance entre le ferrillage  $A_e$  et la fibre la plus comprimée - On l'appelle d'ailleurs : hauteur utile)

## CHARGE B2. MOMENTS LOCAUX $M_c$ & $M_o$ & $M_r$

b<sub>2</sub>) formules:

Sans Vertical:

Dans le sens vertical agit le moment  $M_c$  produit par les consoles intérieures.

- Face sous le vent : section entièrement comprimée.

$$\sigma'_{c4} = \frac{6M_{ce}}{h_o^2} \quad (\text{au droit des fibres intérieures})$$

- face au vent : section entièrement tendue.

$$\sigma_{ca} = \frac{M_{ce}}{h_a A_e} \quad (\text{au droit des aciers extérieurs}).$$

$$\sigma_{ci} = \frac{M_{ce}}{h_a A_i} \quad (\text{au droit des aciers intérieurs}).$$

Sens transversal:

Dans le sens transversal agit le moment  $M_o$  produit par l'ovalisation. Ses contraintes de compression dans le Béton et surtout celles de traction dans les aciers transversaux (les seules ayant une importance statique) peuvent être calculé par les méthodes usuelles utilisées en B.A.

Connaissant la position de l'axe neutre (valeur  $\alpha$ ) donc le bras de levier des forces intérieures, on peut utiliser la relation:

$$\sigma_o = \frac{M_o}{h_o \left( \xi - \alpha/3 \right) A}$$

L'étude des effets de l'ovalisation demande 2 calculs distincts.

1. Accroissement de la traction dans les aciers extérieurs.

$$\sigma_{oa} = \frac{M_{oe}}{h_o \left( \xi - \alpha/3 \right) A_e} ; \quad \sigma_{ra} = \frac{M_{re}}{h_o \left( \xi - \alpha/3 \right) A_e}$$

2. Accroissement de la traction dans les aciers intérieurs.

$$\sigma_{oi} = \frac{M_{oi}}{h_o \left( \xi - \alpha/3 \right) A_i} ; \quad \sigma_{ri} = \frac{M_{ri}}{h_o \left( \xi - \alpha/3 \right) A_i}$$

Avec  $\xi = \frac{h}{h_o}$  et  $h$  = hauteur utile de la section c'est à dire la distance entre le ferrailage, respectivement  $A_e$ ,  $A_i$ , et la fibre la plus comprimée.

c<sub>2</sub> // Calculs préliminaires:

On a vu dans l'étude des consoles que

$$M_{ce} = M_{ci} = 0,4 \frac{tm/m \cdot m^2}{2} = 200 \text{ kgm/m}$$

On a vu dans l'étude des moments d'ovalisation M<sub>oi</sub> et M<sub>oe</sub> -  
" " " " de l'ensoleillement M<sub>ri</sub> et M<sub>re</sub> -

$$M_{oi} = 670,35 \text{ kgm/m}$$

$$M_{oe} = 601,96 \text{ kgm/m}$$

$$M_{ri} = 90,6 \text{ "}$$

$$M_{re} = 49,8 \text{ "}$$

d<sub>2</sub> // Contraintes:

Sans Vertical, face sous le vent:

Contrainte supplémentaire de compression:

$$\sigma'_{ce} = \frac{6 M_{ce}}{h_0^2} = \frac{6 \times 200}{(18,29)^2} = 3,587 \text{ kgf/cm}^2$$

Sans Vertical, face au vent:

Contrainte supplémentaire de traction.

Aciers extérieurs:

$$\sigma_{ce} = \frac{M_{ce}}{h_a A_e} = \frac{200 \cdot 10^2}{10,29 \cdot 5,49} = 354 \text{ kgf/cm}^2$$

Aciers intérieurs:

$$\sigma_{ci} = \frac{M_{ci}}{h_a A_i} = \frac{200 \cdot 10^2}{10,29 \cdot 3,51} = 553,7 \text{ kgf/cm}^2$$

Sans Transversal:

Contrainte supplémentaires de Traction.

avec  $A_e = A_i = 4,71 \text{ cm}^2$  et  $\alpha = 0,21$ , on trouve:

$$\text{Aciers extérieurs: } \sigma_{oe} = \frac{601,96 \cdot 10^2}{18,29 \left( \frac{18,29-4}{18,29} - \frac{0,21}{3} \right) \cdot 4,71} = 1223,76 \text{ kgf/cm}^2$$

Aciers intérieurs:

$$\sigma_{oi} = \frac{670,35 \cdot 10^2}{18,29 \left( \frac{18,29-4}{18,29} - \frac{0,21}{3} \right)} = 1362,77 \text{ kgf/cm}^2$$

Aciers extérieurs

$$0,8 \sigma_{re} = \frac{0,8 \times 49,8 \cdot 10^2}{18,29 \left( \frac{18,29-4}{18,29} - \frac{0,21}{3} \right)} = 80,99 \text{ kgf/cm}^2$$

Aciers intérieurs:

$$0,8 \sigma_{ri} = \frac{0,8 \times 90,6 \cdot 10^2}{18,29 \left( \frac{18,29-4}{18,29} - \frac{0,21}{3} \right)} = 147,34 \text{ kgf/cm}^2$$



## CAS DE CHARGE B3.

### GRADIENT THERMIQUE & MOMENTS LOCAUX.

Conformément à l'hypothèse b, il est admis d'effectuer un simple cumul arithmétique des contraintes engendrées par le gradient thermique et les moments locaux.

En effet la section est considérée entièrement comprimée, entièrement tendue, ou bien régie par la flexion simple. Dans chaque cas la superposition des contraintes est possible.

b<sub>3</sub> // Formules:

Il faut alors effectuer la somme des contraintes dues aux sollicitations locales.

c<sub>3</sub> // Contraintes:

Sans vertical, face sous le Vent.

$$\sigma'_t + \sigma'_{ct} = 35,336 + 3,587 = 38,923 \text{ kgf/cm}^2$$

Sans vertical, face au Vent.

Aciers extérieurs:

$$\sigma_t + \sigma_{ct} = 232,52 + 354 = 586,52 \text{ kgf/cm}^2$$

| Aciers intérieurs

$$\sigma_{ci} = 553,7 \text{ kgf/cm}^2$$

Sans transversal:

Aciers extérieurs:

$$\sigma_t + \sigma_{oe} + 0,8 \cdot \sigma_{re} = 1910,05 \text{ kgf/cm}^2$$

Aciers Intérieurs:

$$\sigma_o + 0,8 \sigma_{ri} = 1510,11 \text{ kgf/cm}^2$$

SENS TRANSVERSAL.

Calcul des aciers extérieurs:  
Face latérale

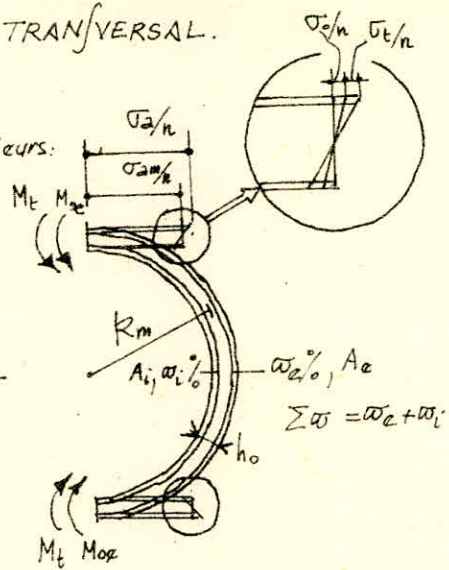
$$100H.$$

$$\sigma_{am} = 1,6 D_m \sum \omega h_0$$

$$\sigma_E = n K_t h_0 (\xi - \alpha)$$

$$\alpha \text{ (Tableau Diver).}$$

$$\sigma_0 = \frac{M_{0z}}{h_0 (\xi - \alpha_3) A_e}$$



Calcul des aciers inter.  
Face au vent.

$$100H$$

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

$$\sigma_0 = \frac{M_{0i}}{h_0 (\xi - \alpha_3) A_i}$$

$$\alpha \text{ (Tableau Diver).}$$

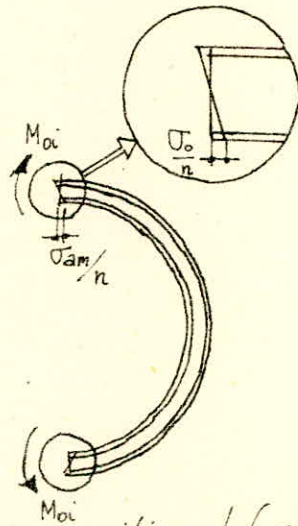


fig: Superposition des contraintes.  
SENS TRANSVERSAL.

Calcul des armatures transversales:

La méthode de superposition appliquée précédemment pour  $\sigma'_0$  et  $\sigma'_2$  est en fait générale à une exception près. Néanmoins en pratique, il est possible d'évaluer les contraintes  $\sigma_t$  et  $\sigma_0$  provoquées par les moments  $M_t$  et  $M_{0e}$  en flexion simple et de les cumuler avec les contraintes  $\sigma_{am}$  engendrées par l'effort tranchant. Toutefois la superposition fournissant des contraintes plus grandes que celles obtenues habituellement par un calcul exact, il est admis d'affecter les contraintes finales d'un coefficient égal à 0,85. (Réduction de 15%).

Contraintes:

On effectue la somme des contraintes dues aux sollicitations d'ensemble et locales.

Sens Vertical, face sous le vent.

$$\sigma'_b = \sigma'_{bm} + (\sigma'_t + \sigma'_{ce}) = 88,923 \text{ kgf/cm}^2.$$

# CAS DE CHARGE C.

## SOLLICITATIONS D'ENSEMBLE LOCALS.

But: Evaluer les contraintes finales  $\sigma'_b$  et  $\sigma'_a$  sous l'action des sollicitations d'ensemble et locales conformément aux Règles:  $S_1^3, S_1^4, S_2^4, S_2^5$ .

Voir l'hypothèse de calcul c.) - Sa conduite du calcul est analogue dans les 2 sens, vertical et transversal.

formules: Sa superposition des contraintes fournit les relations:

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

$$\sigma'_a = \sigma'_{am} + \sigma'_t + \sigma'_c + \sigma'_o$$

Il faut évidemment, retenir pour chaque calcul (face sous le vent, face au vent, sens transversal) les contraintes réellement existantes. Sa fig: présente un tableau complet des sollicitations et contraintes correspondant au cas de Charge C.

Calcul du béton - Face sous le vent.

$\sigma'_{bm} \rightarrow$  Abaque Saliger.

$$\sigma'_t = \frac{K_e k_o}{2}$$

$$\sigma'_c = \frac{6 M_{ce}}{h_o^2}$$

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

Calcul des aciers ext. Face au vent.

$\sigma'_{am} \rightarrow$  Abaque Saliger

$$\sigma'_t = \frac{n k_e k_a}{(1+\rho)}$$

$$\sigma'_c = \frac{M_{ce}}{h_a A_e}$$

$$\sigma'_a = \sigma'_{am} + \sigma'_t + \sigma'_c$$

Calcul des aciers inter. Face au vent.

$\sigma'_{am} \rightarrow$  Abaque Saliger

$$\sigma'_c = \frac{M_{ci}}{h_a A_i}$$

$$\sigma'_a = \sigma'_{am} + \sigma'_c$$

fig: Superposition des contraintes. - SENS VERTICAL.

Sens Vertical face au vent:

Aciers extérieurs:

$$\sigma_a = \sigma_{dm} + (\sigma_t + \sigma_{cg}) = 375 + 586,52 = 961,52 \text{ kgf/cm}^2$$

Aciers intérieurs:

$$\sigma_a = \sigma_{dm} + \sigma_{ci} = 375 + 553,7 = 928,7 \text{ kgf/cm}^2$$

Sens transversal.

Aciers extérieurs face latérale.

$$\sigma_a = \sigma_{dm} + (\sigma_t + \sigma_{cg} + \sigma_{re}) = 511,7 + 1910,05 = 2421,75 \text{ kgf/cm}^2$$

En déduisant 15%, on retient  $0,85 \times 2421,75 = 2058 \text{ kgf/cm}^2$ .

Aciers intérieurs face au vent.

$$\sigma_a = \sigma_0 + 0,8 \sigma_{ri} = 1510,11 \text{ kgf/cm}^2.$$

Exemple numérique complet sous forme de Tableau:

Voir tableau:

De même on calcule la section sous les sollicitations du 2<sup>e</sup> genre. Conformément aux remarques faites pour le calcul de forces sismiques verticales. Ses calculs complets sont résumés également sous forme de tableau qui suit immédiatement le précédent.

Nota:

Pour le 2<sup>e</sup> genre, le cas de charge C a été subdivisé en 3 parties  
A + B<sub>3</sub> : Correspond au Vent extrême auquel s'ajoutent conformément aux "Règles en vigueur" les moments secondaires.

A + Séisme ① : correspond au Séisme + moments secondaires dus au séisme dont les forces verticales ont été évaluées avec  $N_{maxi}$

A + Séisme ② : correspond au séisme + moments secondaires dus au séisme dont les forces verticales ont été évaluées avec  $N_{mini}$ .

Le cas le plus défavorable sera retenu pour être comparé aux contraintes admissibles.

# SECTION +180 m - 1<sup>er</sup> GENRE

		Cas de Charge A Sollicitations d'Ensemble	Cas de Charge B. Sollicitations locales			Cas de Charge C A + B <sub>3</sub>
			B <sub>1</sub> Gradient Thermique	B <sub>2</sub> Moments Locaux	B <sub>3</sub> = B <sub>1</sub> + B <sub>2</sub>	
Nappe ext: 7 T 10/m Nappe Int: 7 T 8/m	Sans Vertical	Béton $\sigma'_{bm} = \frac{V}{\Omega B}$ = 50	$\sigma'_t = K_t h_0 / 2$ = 35,336 $K_t = \frac{E_v \cdot \gamma \cdot t}{h_0} = 3864$	$\sigma'_{ce} = \frac{6 M_{ce}}{h_0^2}$ = 3,587	$\sigma'_b = \sigma'_t + \sigma'_{ce}$ = 38,923	$\sigma'_{bm} + (\sigma'_t + \sigma'_{ce})$ = 88,923
	Ferraillage vertical	$\sigma_{am} = A \sigma'_{bm}$ = 375	$\sigma_t = \frac{n c K_t h_0}{(1+c)}$ = 232,52 c = 0,639	$\sigma_{ce} = \frac{M_{ce}}{A_e h_0}$ = 354	$\sigma_t + \sigma_{ce}$ = 586,52	$\sigma_a = \sigma_{am} + \sigma_t + \sigma_{ce}$ = 961,52
Nappes Exterieurs	—			$\sigma_{ci} = \frac{M_{ci}}{A_i h_0}$ = 553,7	$\sigma_{ci} = 553,7$	$\sigma_a = \sigma_{am} + \sigma_{ci}$ 928,7
Nappe Exter: 6 T 10/m Nappe Inter: 6 T 10/m	Sans Transversal	$\sigma_{am} = \frac{100 H}{1,6 D_m \Sigma \omega h}$ = 511,7	$\sigma_t = n K_t h_0 (\xi - \alpha)$ = 605,3	$\sigma_{oe} = \frac{M_{oe}}{A_e h_0 (\xi - \frac{\alpha}{3})}$ = 1223,76 $\sigma_{re} = \frac{M_{re}}{A_e h_0 (\xi - \frac{\alpha}{3})}$ = 80,99	$\sigma_t + \sigma_{oe} + \sigma_{re}^{0,8}$ = 1910,05	$\sigma_a = 0,85 (\sigma_{am} + \sigma_t + \sigma_{oe} + \sigma_{re}^{0,8})$ = 2058,487
	Ferraillage transversal	—	—	$\sigma_{oi} = \frac{M_{oi}}{h_0 (\xi - \frac{\alpha}{3}) A_i}$ = 1362,77 $\sigma_{ri} = \frac{M_{ri}}{A_e h_0 (\xi - \frac{\alpha}{3})}$ = 147,34	$\sigma_{oi} + \sigma_{ri}^{0,8}$ = 1510,11	$\sigma_a = \sigma_{oi} + \sigma_{ri}^{0,8}$ 1510,11

Unités: kgf/cm<sup>2</sup>.

SECTION + 180m. 2<sup>ème</sup> GENRE.

Cas de Charge A. Sollicitations d'Ensem.				Cas de Charge A. Sollicitations d'ensemble.	Cas de Charge B Sollicitations locales			Cas de Charge C A+B <sub>3</sub>	Cas de Charge C	
Séisme ① avec V=Nmaxi	Séisme ② avec V=Nmini				B <sub>1</sub> Gradient Thermique	B <sub>2</sub> Moments locaux	B <sub>3</sub> : B <sub>1</sub> +B <sub>2</sub>		Séisme ① + B <sub>3</sub>	Séisme ② + B <sub>3</sub>
$\sigma'_{bm} = \frac{V}{B \cdot \Omega}$ = 102,085	$\sigma'_{bm} = \frac{V}{B \cdot \Omega}$ = 100,413	Vertical.	Béton	$\sigma'_{bm} = \frac{1,1V}{B \cdot \Omega}$ = 67,24	$\sigma'_t = \frac{K_t h_0}{2} = 35,336$ $K_t = \frac{E_v \gamma t}{h_0} = 3,864$	$\sigma'_{ce} = 1,1 \cdot \frac{6Mce}{h_0^2}$ = 3,946	$\sigma'_t + \sigma'_{ce}$ = 39,282	$\sigma'_b = \sigma'_{bm} + \sigma'_t + \sigma'_{ce}$ 106,522	$\sigma'_b = \sigma'_{bm} + \sigma'_t + \sigma'_{ce}$ = 141,367	$\sigma'_b = \sigma'_b + \sigma'_t + \sigma'_{ce}$ = 139,695
$\sigma'_{am} = A \sigma'_{bm}$ = 2960,40	$\sigma'_{am} = A \sigma'_{bm}$ = 3615			Sans Ferrailage vertical	Nappes Extérieures	$\sigma'_{bm} = \frac{0,9V}{B \cdot \Omega}$ = 72,2 ↙ $\sigma'_{im} = A \sigma'_{bm}$ = 1841,1	$\sigma'_t = \frac{n c K_t h_0}{1+c}$ = 232,52 c = 0,639	$\sigma'_{ce} = 0,9 \cdot \frac{Mce}{A_e h_0}$ = 318,6	$\sigma'_t + \sigma'_{ce}$ = 551,12	$\sigma'_a = \sigma'_{am} + \sigma'_t + \sigma'_{ce}$ = 2392,22
—	—	Sans Ferrailage transversal	Nappes Extérieures			—	—	—	—	—
$\sigma_{am} = \frac{100H}{h_0 \cdot 1,6 D_m \Sigma \omega}$ = 1100,2	$\sigma_{am} = \frac{100H}{1,6 D_m \Sigma \omega h_0}$ = 1100,2			Sans Ferrailage transversal	Nappes Extérieures	$\sigma_{am} = \frac{100H \times 1,925}{1,6 D_m \Sigma \omega h_0}$ = 985,022	$\sigma'_t = n K_t h_0 \left( \frac{E \cdot \alpha}{1+c} \right)$ = 608,3	$\sigma'_{oe} = \frac{M_{oe} \times 1,925}{h_0 \left( \frac{E \cdot \alpha}{3} \right) A_e}$ = 2355,74	$\sigma'_t + \sigma'_{oe}$ = 2961,04	$\sigma'_a = \sigma'_{am} + \sigma'_t + \sigma'_{oe}$ = 3946,06
—	—	Sans Ferrailage transversal	Nappes Intérieures			—	—	—	—	—

Remarque: C'est le séisme qui est déterminant. aussi bien pour le Béton que pour les aciers longitudinaux et transversaux.  
Unités: kgf/cm<sup>2</sup>

# CONTRAINTES ADMISSIBLES. (en kgf/cm<sup>2</sup>).

Il est nécessaire de se référer aux tableaux :  
pour comprendre les différents cas, de calculs des contraintes admissibles, exigés par le Règlement applicable à la construction des cheminées en Béton Armé.

SECTION + 180 m. ▽ (Béton dosé 400 kg/m<sup>3</sup>)  
 Contrôle strict,  $\sigma'_{28} = 306$  kgf/cm<sup>2</sup>  
 Aciers H.A.  $\sigma_b = 7,6$  kgf/cm<sup>2</sup>

## CAS DE CHARGE A

2<sup>ème</sup> Genre

1<sup>er</sup> Genre

Face sous le vent :

Face sous le vent seulement :

$$\bar{\sigma}'_b = 0,45 \sigma'_{28} = 137,7 > 102,085$$

$$\bar{\sigma}'_b = 0,30 \sigma'_{28} = 91,8 > 50$$

Face au Vent :

$$\bar{\sigma}_2 = \sigma_{en} = 4200 > 3615$$

## CAS DE CHARGE C.

2<sup>ème</sup> Genre

1<sup>er</sup> Genre

Face sous le vent.

Face sous le vent.

$$\bar{\sigma}'_b = \alpha_2 \psi_b \sigma'_{28} \quad \psi_b = 0,928 \quad \text{Diver}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{M_{ce}}{h_0^2} = 0,597 \\ t^\circ = 60^\circ \end{array} \right. \Rightarrow \alpha_2 = 0,50$$

$$\bar{\sigma}'_b = \alpha_1 \psi_b \sigma'_{28} \quad \psi_b = 0,928 \quad \left( \begin{array}{l} \text{Pour } \psi_b \text{ et } t^\circ \\ \text{voir étude} \\ \text{Thermique} \end{array} \right)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{M_{ce}}{h_0^2} = 0,597 \\ t^\circ = 60^\circ \end{array} \right. \Rightarrow \alpha_1 = 0,347$$

$$\bar{\sigma}'_b = 141,98 > 141,367$$

$$\bar{\sigma}'_b = 98,54 > 88,923 = \sigma'_b$$

Face au vent - Aciers extérieurs (vertic.)

Face au vent - Aciers extérieurs (verticaux, (Pour  $\psi_2 = 1$ ) voir étude thermique) T10.

$$\bar{\sigma}_2 = \sigma_{en} = 4200 > 4166,12$$

$$\bar{\sigma}_2 = \left\{ \begin{array}{l} \frac{2}{3} \psi_2 \sigma_{en} = 2800 \\ \min \left\{ \begin{array}{l} \sigma_2 = 2628,67 \\ \sigma_2 = 2628,67 \end{array} \right. \end{array} \right. = 2628,67 > 961,52 = \sigma_2$$

Face au vent - Aciers intérieurs (verticaux) T8.

$$\bar{\sigma}_2 = \left\{ \begin{array}{l} \frac{2}{3} \cdot \sigma_{en} = 2800 \\ \min \left\{ \begin{array}{l} \sigma_2 = 2938,59 \\ \sigma_2 = 2938,59 \end{array} \right. \end{array} \right. = 2800 > 928 = \sigma_2$$

Face latérale - Aciers extérieurs (transver.)

Face latérale - Aciers extérieurs (transverse) T10  $\psi_2 = 1$  voir étude thermique.

$$\bar{\sigma}_2 = \sigma_{en} = 4200 > 4061,24$$

$$\bar{\sigma}_2 = \left\{ \begin{array}{l} \frac{2}{3} \psi_2 \sigma_{en} = 2800 \\ \min \left\{ \begin{array}{l} \sigma_2 = 2628,67 \\ \sigma_2 = 2628,67 \end{array} \right. \end{array} \right. = 2628,67 > 2058,487$$

Face au vent - Aciers Intérieurs (transverse) T10

$$\bar{\sigma}_2 = \left\{ \begin{array}{l} \frac{2}{3} \sigma_{en} = 2800 \\ \min \left\{ \begin{array}{l} \sigma_2 = 2628,67 \\ \sigma_2 = 2628,67 \end{array} \right. \end{array} \right. = 2628,67 > 1510,11$$

SECTION + 110 m. 1<sup>er</sup> GENRE.

		Cas de Charge A Solicit. d'Ensem.	Cas de Charge B Sollicitations locales			Cas de Charge C A + B <sub>3</sub>	
			B <sub>1</sub> Gradient Ther.	B <sub>2</sub> Moments locaux	B <sub>3</sub> B <sub>1</sub> + B <sub>2</sub>		
Paroi augmentée à 25 cm. Nappe ext: 6T20/m Nappe Int: 6T14/m	Sens Vertical.	Béton	$\sigma'_{bm} = \frac{V}{\Omega B}$ = 64,568	$\sigma'_t = \frac{K_t h_0}{2} = 39,78$ $K_t = \frac{E_v \gamma_t}{h_0} = 3,182$	$\sigma'_{cf} = \frac{6 M_{cf}}{h_0^2}$ = 1,92	$\sigma'_t + \sigma'_{cf}$ = 41,7	$\sigma'_b = \sigma'_{bm} + \sigma'_t + \sigma'_{cf}$ = 106,268
		Ferrillage Vertical	$\sigma'_{am} = A \sigma'_{bm}$ = 483,75	$\sigma'_t = \frac{n c K_t h_a}{(1+c)}$ = 238,7 c = 0,5	$\sigma'_{ce} = \frac{M_{ce}}{A_e h_a}$ = 70,77	$\sigma'_t + \sigma'_{ce}$ = 309,47	$\sigma'_a = \sigma'_{am} + \sigma'_t + \sigma'_{ce}$ = 793,22
Nappe Exterieur	—	$\sigma'_{ci} = \frac{M_{ci}}{A_i h_a} = 144,75$			$\sigma'_{ci} = 144,75$	$\sigma'_a = \sigma'_{am} + \sigma'_{ci}$ = 628,5	
Nappe Inter: 6T12/m Nappe Inter: 6T12/m	Sens Transversal	Ferrillage Transversal	$\sigma'_{am} = \frac{100H}{1,6 D_m \Sigma \omega h_0}$ = 642,996	$\sigma'_t = n K_t h_0 (\xi - \alpha)$ = 698	$\sigma'_{oe} = \frac{M_{oe}}{A_e h_0 (\xi - \alpha)}$ = 883,15	$\sigma'_t + \sigma'_{oe} + \sigma'_{re}$ = 1600,5	$\sigma'_{am} = 0,85 (\sigma'_{am} + 0,85 \sigma'_{oe})$ = 1907,05
		Nappe Exterieur			$\sigma'_{re} = \frac{0,8 M_{re}}{A_e h_0 (\xi - \alpha)}$ = 39,44		
		Nappe Interieur	—	—	$\sigma'_{ri} = \frac{0,8 M_{ri}}{A_i h_0 (\xi - \alpha)}$ = 71,66		$\sigma'_a = \sigma'_{oi} + 0,8 \sigma'_{ri}$ = 1042,56

Unités: kgf/cm<sup>2</sup>.



SECTION + 110 m - 2<sup>ème</sup> GENRE

Cas de Charge A. Sollicitations d'Ensemb.		Cas de Charges A Sollicit. d'Ensem.	Cas de Charge B Sollicitations locales			Cas de Charge C A+B <sub>3</sub>	Cas de Charge C. Séisme ①+B <sub>3</sub>	Cas de Charge c Séisme ②+B <sub>3</sub>	
Séisme ① V=N <sub>maxi</sub>	Séisme ② V=N <sub>mini</sub>		B <sub>1</sub> Gradient therm.	B <sub>2</sub> Moments locaux	B <sub>3</sub> : B <sub>1</sub> +B <sub>2</sub>				
$\sigma'_{bm} = \frac{N_{maxi}}{\Omega B}$ = 120,272	$\sigma'_{bm} = \frac{N_{min}}{\Omega B}$ = 121,03	Béton.	$\sigma'_{bm} = \frac{1,1V}{B \cdot \Omega}$ = 92,88.	$\sigma'_t = \frac{K_t h_o}{2} = 39,78$ $K_t = \frac{E_v \gamma t}{h_o} = 3,182$	$\sigma'_{ce} = 1,1 \cdot \frac{6M_{ce}}{h_o^2}$ = 2,11	$\sigma'_t + \sigma'_{ce}$ = 41,88	$\sigma'_b = \sigma'_{bm} + \sigma'_t + \sigma'_{ce}$ = 134,76	$\sigma'_b = \sigma'_{bm} + \sigma'_t + \sigma'_{ce}$ 162,152	$\sigma'_b = \sigma'_{bm} + \sigma'_t + \sigma'_{ce}$ 162,91
$\sigma_{2m} = A \sigma'_{bm}$ = 2585	$\sigma_{2m} = A \sigma'_{bm}$ = 2996	Sans Vertical Ferraillage Vertical	Nappe Extérieure. $\sigma'_{bm} = 114,872$ $\sigma_{2m} = A \sigma'_{bm}$ = 2814,36	$\sigma'_t = \frac{n c K_t h_o}{(1+c)}$ = 238,7 c=0,5	$\sigma'_{ce} = 0,9 \cdot \frac{M_{ce}}{A_e h_o}$ = 63,69	$\sigma'_t + \sigma'_{ce}$ = 302,39	$\sigma_2 = \sigma_{2m} + \sigma'_t + \sigma'_{ce}$ = 3116,75	$\sigma_2 = \sigma_{2m} + \sigma'_t + \sigma'_{ce}$ = 2887,39	$\sigma_2 = \sigma_{2m} + \sigma'_t + \sigma'_{ce}$ = 3298,39
—	—								
$\sigma_{2m} = \frac{100H}{1,6 D_m \Sigma \omega h_o}$ = 1056,385	$\sigma_{2m} = \frac{100H}{1,6 D_m \Sigma \omega h_o}$ = 1056,385	Sans Transversal Ferraillage Transversal	Nappe Extérieure. $\sigma_{2m} = \frac{100H \cdot 1,925}{1,6 D_m \Sigma \omega h_o}$ = 1237,76	$\sigma'_t = n K_t h_o (\xi - \alpha)$ = 698	$\sigma'_{ce} = \frac{M_{ce} \times 1,925}{h_o (\xi - \alpha) A_e}$ = 1661,56	$\sigma'_t + \sigma'_{ce}$ = 2359,56	$\sigma_2 = \sigma_{2m} + \sigma'_t + \sigma'_{ce}$ = 3597,32	$\sigma_2 = \sigma_{2m} + \sigma'_t + \sigma'_{ce}$ = 3415,945	$\sigma_2 = \sigma_{2m} + \sigma'_t + \sigma'_{ce}$ = 3415,945
—	—								

Remarque: On s'aperçoit que les actions sous les sollicitations du 2<sup>ème</sup> genre (les plus déterminantes) montrent que nous sommes sécuritaires, mais non économiques. (Réserve de ≈ 21%). Un calcul analogue montre que FT14 (nappe ext) et FT14 (nappe int) satisfait les 2 critères. Le séisme l'emportant, on trouve  $\sigma_2 = 4154,4 \text{ kgf/cm}^2 < 4200$ . Conclusion: Ferrail. définitif: FT14 + FT14. Unités: kgf/cm<sup>2</sup>. (sauf pour les aciers transversaux) (sens vertical.).

# CONTRAINTES ADMISSIBLES. (kgf/cm<sup>2</sup>)

Il est nécessaire de se référer aux tableaux :  
pour comprendre les différents cas, de calculs des contraintes admissibles,  
exigés par le Règlement en vigueur.

SECTION +110m - ( Béton dosé 400 kg/m<sup>3</sup>  
Ciment CPA 325.  $\sigma'_{28} = 306$   
Aciers H.A.  $\bar{\sigma}_b = 7,6$   
Contrôle strict )

## CAS DE CHARGE A.

2<sup>e</sup> genre

1<sup>er</sup> Genre.

Face sous le vent :  
 $\sigma'_b = 0,45 \sigma'_{28} = 137,7 > 121,03$   
Face au Vent  
 $\bar{\sigma}_2 = \sigma_{en} = 4200 > 2996$

Face sous le vent seulement  
 $\sigma'_b = 0,3 \sigma'_{28} = 91,8 > 64,568.$

## CAS DE CHARGE C.

(pour  $\psi_b, \psi_a, t^\circ$  gradient, voir étude thermique)

2<sup>e</sup>me GENRE

1<sup>er</sup> GENRE

Face sous le Vent  
 $\bar{\sigma}'_b = \alpha_2 \cdot \psi_b \sigma'_{28}$      $\psi_b = 0,914$  Diver  
 $\left\{ \begin{array}{l} \frac{\sigma'_{ce}}{6} = \frac{M_{ce}}{h_0^2} = 0,32 \downarrow \\ \Rightarrow \alpha_2 = 0,5 \\ t^\circ = 68^\circ \end{array} \right.$   
D'où  
 $\bar{\sigma}'_b = 139,84 \text{ ? } > 162,91$

Face sous le Vent.  
 $\bar{\sigma}'_b = \alpha_1 \cdot \psi_b \sigma'_{28}$      $\psi_b = 0,914$   
 $\left\{ \begin{array}{l} \frac{\sigma'_{ce}}{6} = \frac{M_{ce}}{h_0^2} = 0,32 \downarrow \\ \Rightarrow \alpha_1 = 0,355 \\ t^\circ = 68^\circ \end{array} \right.$  Diver  
D'où  
 $\bar{\sigma}'_b = 99,29 \text{ ? } > 106,268$

Face au vent. Aciers extér. (vertic.)  
 $\bar{\sigma}_2 = \sigma_{en} = 4200 > 3298,39.$

Face au vent. Aciers extérieurs (verticaux).  
 $\psi_a = 1$   
 $\bar{\sigma}_2 = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{2}{3} \psi_a \sigma_{en} = 2800 \\ \sigma_2 = 1858,285 \end{array} \right. = 1858,285 > \sigma_2 = 793,22$

Face au Vent. Aciers intérieurs. (verticaux).  
 $\bar{\sigma}_2 = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{2}{3} \sigma_{en} = 2800 \\ \sigma_2 = 2222,605 \end{array} \right. = 2222,6 > \sigma_2 = 628,5$

Face latérale - Aciers extérieurs (transver.)  
 $\bar{\sigma}_2 = \sigma_{en} = 4200 > 3597,32$

Face latérale - Aciers ext. (transversaux).  
 $\bar{\sigma}_2 = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{2}{3} \psi_a \sigma_{en} = \\ \sigma_2 = 2398,44 \end{array} \right. = 2398,44 > 1907,05$

Face au vent - Aciers intérieurs (transvers).  
 $\bar{\sigma}_2 = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{2}{3} \sigma_{en} = \\ \sigma_2 = 2398,44 \end{array} \right. = 2398,44 > 1042,56.$

Nous remarquons que toutes les contraintes réelles sont inférieures aux contraintes admissibles sauf cependant pour le cas de Charge C.

2<sup>me</sup> GENRE  
Face sous le vent:

$$\bar{\sigma}'_b = 139,84 < \sigma'_b = 162,91$$

1<sup>er</sup> GENRE  
Face sous le vent.

$$\bar{\sigma}'_b = 99,29 < 106,268 = \sigma'_b$$

On rappelle que (au cas où les contraintes calculées par les formules utilisées, sont supérieures aux contraintes normalement admissibles) le 23 mars 1972, la Commission des Règles a décidé d'augmenter la valeur de la contrainte admissible du Béton sous les sollicitations d'ensembles et locales (cas de charge C) de 1<sup>er</sup> & 2<sup>e</sup> GENRE ( $S_1^3, S_2^4$  au sens des Règles) - Dorénavant, la contrainte admissible du Béton armé sera affectée du coefficient:

$$(1 + 0,005 t) \text{ où } t \text{ est le gradient thermique.}$$

Ce qui donne pour ce cas précis:

$$t = (1 + 0,005 \cdot 68) = 1,34$$

⇓

$$\left. \begin{aligned} \bar{\sigma}'_b &= 187,386 > 162,91 = \sigma'_b \\ &= 1,34 \bar{\sigma}'_b \end{aligned} \right| \begin{aligned} \bar{\sigma}'_b &= 133,09 > 106,268 = \sigma'_b \\ &= 1,34 \bar{\sigma}'_b \end{aligned}$$

SECTION + 40,00 - 2<sup>ème</sup> GENRE.

Cas de Charge A Sollicitations d'ensemble				Cas de Charge A S. d'ensemble	Cas de Charge B - Sollicitations locales			Cas de Charge C A+B <sub>3</sub>	Cas de Charges C	
Séisme ① V = N <sub>maxi</sub>	Séisme ② V = N <sub>mini</sub>				B <sub>1</sub> Gradient-Ther.	B <sub>2</sub> Moments locaux	B <sub>3</sub> B <sub>1</sub> + B <sub>2</sub>		Séisme ① + B <sub>3</sub>	Séisme ② + B <sub>3</sub>
$\sigma'_{bm} = \frac{V}{\Omega B}$ = 105,83	$\sigma'_{bm} = \frac{V}{\Omega B}$ = 102,1	Béton	Sans Vertical	$\sigma'_{bm} = \frac{1,1 V}{B \cdot \Omega}$ = 134,68	$\sigma'_t = \frac{K_t h_0}{2} = 44,415$ $K_t = 2,538$	$\sigma'_{ce} = \frac{6 M_{ce} \cdot 1,1}{h_0^2}$ = 1,1 kgf/cm <sup>2</sup>	$\sigma'_t + \sigma'_{ce}$ = 45,515	$\sigma'_b = \sigma'_{bm} + \sigma'_t + \sigma'_{ce}$ 180,195	$\sigma'_b = \sigma'_{bm} + \sigma'_t + \sigma'_{ce}$ = 151,345	$\sigma'_b = \sigma'_{bm} + \sigma'_t + \sigma'_{ce}$ = 147,615
$\sigma'_{am} = A \sigma'_{bm}$ = 1799,22	$\sigma'_{am} = A \sigma'_{bm}$ = 1990,97			Ferrailage Vertical	Nappe Exterieur	$\sigma'_{bm} = 129,01$ $\sigma'_{am} = A \cdot \sigma'_{bm}$ = 3547,73	$\sigma'_t = \frac{n C K_t h_0}{(1+c)}$ = 371,41 c = 0,64	$\sigma'_{ce} = \frac{M_{ce} \cdot 0,9}{A_e h_0}$ = 32,74	$\sigma'_t + \sigma'_{ce}$ = 404,15	$\sigma'_2 = \sigma'_{am} + \sigma'_t + \sigma'_{ce}$ = 3951,88
—	—				—	—	—	—	—	—
$\sigma'_{2m} = \frac{100 H}{1,6 D_m \Sigma \omega h_0}$ = 1382,63	$\sigma'_{2m} = \frac{100 H}{1,6 D_m \Sigma \omega h_0}$ = 1382,63	Sans Transversal	Ferrailage Transversal	$\sigma'_{2m} = \frac{100 H \cdot 1,925}{1,6 D_m \Sigma \omega h_0}$ 1670,5	$\sigma'_t = n K_t h_0 \left( \frac{\xi - \alpha}{3} \right)$ 888,74	$\sigma'_{oe} = \frac{M_{oe} \cdot 1,925}{h_0 \left( \frac{\xi - \alpha}{3} \right) A_e}$ 1236,87	$\sigma'_t + \sigma'_{oe}$ = 2125,6	$\sigma'_2 = \sigma'_{2m} + \sigma'_t + \sigma'_{oe}$ = 3796,11	$\sigma'_2 = \sigma'_{2m} + \sigma'_t + \sigma'_{oe}$ = 3508,23	$\sigma'_2 = \sigma'_{2m} + \sigma'_t + \sigma'_{oe}$ = 3508,23
—	—			Nappe Inter.		—	—	—	—	—

Remarque : Le vent extrême est déterminant - (aussi bien pour le Béton que les aciers Verticaux et transversaux.  
Unités : kgf/cm<sup>2</sup>

SECTION + 40,00 m, 1<sup>er</sup> GENRE.

		Cas de Charges A S. d'ensemble	Cas de Charge B. Sollicitations locales:			Cas de Charge C A + B <sub>3</sub>	
			B <sub>1</sub> Gradient Therm	B <sub>2</sub> Moments locaux	B <sub>3</sub> B <sub>1</sub> + B <sub>2</sub>		
Nappe ext.: 7T20/m Nappe Inter.: 7T16/m	Sens Vertical	Béton	$\sigma'_{bm} = \frac{V}{\Omega B} = 70$	$\sigma'_t = \frac{k_t h_0}{2} = 44,415$ $k_t = \frac{E_y \gamma t}{h_0} = 2,538$	$\sigma'_{ce} = \frac{6 M_{ce}}{h_0^2} = 1$	$\sigma'_t + \sigma'_{ce} = 45,415$	$\sigma'_b = \sigma'_{bm} + \sigma'_t + \sigma'_{ce} = 115,415$
		Ferrailage Vertical	$\sigma'_{2m} = A \sigma'_{bm} = 525$	$\sigma'_t = \frac{n c k_t h_a}{(1+c)} = 371,41$ $c = 0,64$	$\sigma'_{ce} = \frac{M_{ce}}{A_c h_a} = 36,38$	$\sigma'_t + \sigma'_{ce} = 407,79$	$\sigma'_2 = \sigma'_{2m} + \sigma'_t + \sigma'_{ce} = 932,79$
		Nappe Exterieur		—	$\sigma'_{ci} = \frac{M_{ci}}{A_i h_a} = 56,86$	$\sigma'_{ci} = 56,86$	$\sigma'_2 = \sigma'_{2m} + \sigma'_{ci} = 581,86$
Nappe Ext.: 6T12 Nappe Inter.: 6T12	Sens Transversal	Ferrailage Transversal	$\sigma'_{2m} = \frac{100 H}{1,6 D_m \sum c_0 h_0} = 867,80$	$\sigma'_t = m k_t h_0 (\xi - \alpha) = 888,74$	$\sigma'_{oe} = \frac{M_{oe}}{h_0 (\xi - \frac{\alpha}{3}) A_e} = 642,53$ $\sigma'_{re} = 32,26$	$\sigma'_t + \sigma'_{oe} + 0,8 \sigma'_{re} = 1531,27 + 32,26 = 1563,53$	$\sigma'_2 = 0,35 (\sigma'_t + \sigma'_{oe} + \sigma'_{2m} + 0,8 \sigma'_{re}) = 2066,63$
		Nappe Exterieur			—	$\sigma'_{oi} = \frac{M_{oi}}{h_0 (\xi - \frac{\alpha}{3}) A_i} = 715,51$ $0,8 \sigma'_{ri} = 58,67$	$\sigma'_{oi} + 0,8 \sigma'_{ri} = 774,18$
		Nappe Interieur	—	—	—	—	—

Unités : kgf/cm<sup>2</sup>.

# CONTRAINTES ADMISSIBLES. (kgf/cm<sup>2</sup>)

Il est nécessaire de se référer aux tableaux:  
pour comprendre les différents cas, de calculs des contraintes admissibles,  
exigés par le Règlement en vigueur.

SECTION + 40 m. } Béton dosé 400 kg/m<sup>3</sup>  
Contrôle strict.  $\sigma'_{28} = 306$   
Aciers H.A.  $\bar{\sigma}_b = 7,6$

## CAS DE CHARGE A

2<sup>e</sup> GENRE

Face sous le vent

$$\bar{\sigma}'_b = 0,45 \sigma'_{28} = 137,7 > 134,68$$

Face au vent :

$$\bar{\sigma}_2 = \sigma_{en} = 4200 > 3547,73$$

1<sup>er</sup> GENRE.

Face sous le vent seulement

$$\bar{\sigma}'_b = 0,3 \sigma'_{28} = 91,8 > 70$$

## CAS DE CHARGE C.

2<sup>e</sup> GENRE

Face sous le vent :

$$\psi_b = 0,9$$

$$\bar{\sigma}'_b = \alpha_2 \psi_b \sigma'_{28} \left\{ \begin{array}{l} \sigma'_{ce} = \frac{M_{ce}}{h_0^2} = 0,166 \text{ Diver} \\ \Rightarrow \alpha_2 = 0,5 \\ t^\circ = 76,47^\circ \end{array} \right.$$

D'où

$$\bar{\sigma}'_b = 138,00 \text{ ? } > 180,195$$

Règles  
mars 72

$$\rightarrow 138(1 + 0,05 \cdot 76,47) = 190,71 > 180,195$$

Face au vent. Aciers extérieurs (vertic.)

$$\bar{\sigma}_2 = \sigma_{en} = 4200 > 3951,88$$

Face latérale - Aciers extéri (Transv.)

$$\bar{\sigma}_2 = \sigma_{en} = 4200 > 3796,11$$

1<sup>er</sup> GENRE.

Face sous le vent

$$\psi_b = 0,9$$

$$\bar{\sigma}'_b = \alpha_1 \psi_b \sigma'_{28} \left\{ \begin{array}{l} \sigma'_{ce} = \frac{M_{ce}}{h_0^2} = 0,166 \text{ Diver} \\ \Rightarrow \alpha_1 = 0,357 \\ t^\circ = 76,47 \end{array} \right.$$

D'où

$$\bar{\sigma}'_b = 98,32 \text{ ? } > 115,415$$

$$98,32(1 + 0,005 \cdot 76,47) = 135,88 > 115,415$$

Face au vent - Aciers extérieurs (vertic.)  
T20

$$\bar{\sigma}_2 = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{2}{3} \psi_b \sigma_{en} = 2800 \\ \sigma_2 = 1858,28 = 1858,28 > 932,79 \end{array} \right. \sigma_2$$

Face au vent - Aciers int. (vertic.)  
T16

$$\bar{\sigma}_2 = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{2}{3} \sigma_{en} = 2800 \\ \sigma_2 = 2079,66 = 2079,66 > 581,86 \end{array} \right. \sigma_2$$

Face latérale - Aciers extéri. (Transversaux)  
T12

$$\bar{\sigma}_2 = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{2}{3} \psi_b \sigma_{en} = 2800 \\ \sigma_2 = 2398,44 = 2398,44 > 2066,6 \end{array} \right.$$

Face au vent - Aciers intérieurs (Transv.)  
T12

$$\bar{\sigma}_2 = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{2}{3} \sigma_{en} = 2800 \\ \sigma_2 = 2398,44 = 2398 > 774,18 \end{array} \right. \sigma_2$$

SECTION + 0,00 m ↓ - 1<sup>er</sup> GENRE.

		Cas de Charge A. S. d'ensemble	Cas de Charge B. Sollicitations locales			Cas de Charge C A + B <sub>3</sub>	
			B <sub>1</sub> Gradient Éher.	B <sub>2</sub> Moments locaux	B <sub>3</sub> B <sub>1</sub> + B <sub>2</sub>		
Nappe ext: 6T16/m Nappe Int: 6T12/m	Sens Vertical	Béton	$\sigma'_{bm} = \frac{Y}{B \cdot \Omega}$ 65,7	$\sigma'_t = \frac{K_t h_0}{2} = 55,19$ $K_t = \frac{E_v \gamma_t}{h_0} = 3154$	$\sigma'_{ce} = \frac{6M_{ce}}{h_0^2} = 1$	$\sigma'_b = \sigma'_t + \sigma'_{ce} = 56,19$	$\sigma'_b = \sigma'_{bm} + \sigma'_t + \sigma'_{ce} = 121,89$
		Ferrailage Vertical	$\sigma'_{am} = A \sigma'_{bm}$ 164,25	$\sigma'_e = \frac{nc K_t h_0}{(1+c)} = 426,03$ c = 0,56	$\sigma'_{ce} = \frac{M_{ce}}{A_c h_0} = 66,33$	$\sigma'_e + \sigma'_{ce} = 492,36$	$\sigma'_e = \sigma'_{am} + \sigma'_t + \sigma'_{ce} = 656,61$
		Nappe Extérieure		—	$\sigma'_{ci} = \frac{M_{ci}}{A_i h_0} = 117,82$	$\sigma'_{ci} = 117,82$	$\sigma'_e = \sigma'_{am} + \sigma'_{ci} = 282,07$
Nappe Ext: 6T12/m Nappe Int: 6T12/m	Sens Transversal	Ferrailage Transversal	$\sigma'_{2m} = \frac{100H}{1,6 D_m \bar{Z} \cos \alpha} = 768,94$	$\sigma'_t = n K_t h_0 \left( \frac{e}{s} - \alpha \right) = 1104,45$	$\sigma'_{oe} = \frac{M_{oe}}{h_0 \left( \frac{e}{s} - \alpha_3 \right) A_i} = 555,63$ $0,8 \sigma'_{re} = \frac{0,8 M_{re}}{h_0 \left( \frac{e}{s} - \alpha_3 \right) A_i} = 65,66$	$\sigma'_t + \sigma'_{oe} + 0,8 \sigma'_{re} = 1726,74$	$\sigma'_2 = 0,85 (\sigma'_{2m} + \sigma'_{oe}) = 2121,32$
		Nappe Intérieure	—	—	$\sigma'_{oi} = \frac{M_{oi}}{h_0 \left( \frac{e}{s} - \alpha_3 \right) A_i} = 618,74$ $0,8 \sigma'_{ri} = \frac{0,8 M_{ri}}{A_i h_0 \left( \frac{e}{s} - \alpha_3 \right)} = 121,17$	$\sigma'_{oi} + 0,8 \sigma'_{ri} = 739,91$	$\sigma'_2 = \sigma'_{oi} + \sigma'_{ri} \cdot 0,8 = 739,91$

Unités: kgf/cm<sup>2</sup>.

SECTION ± 0,00m - 2<sup>ème</sup> GENRE.

Cas de Charge A		Sollicitations d'Ensemble		Cas de Charge A S. d'Ensemble	Cas de Charge B			Sollicitations locales	Cas de Charge C A + B <sub>3</sub>	Cas de Charge C	
Séisme ① V = N <sub>maxi</sub>	Séisme ② V = N <sub>mini</sub>	B <sub>1</sub> Gradient Ther.	B <sub>2</sub> Moments locaux		B <sub>3</sub> B <sub>1</sub> + B <sub>2</sub>	séisme ① + B <sub>3</sub>	séisme ② + B <sub>3</sub>				
$\sigma'_{bm} = \frac{N_{maxi}}{\Omega.B}$ = 89,278	$\sigma'_{bm} = \frac{N_{mini}}{\Omega.B}$ = 92,76	Béton		$\sigma'_{bm} = \frac{1,1 V}{\Omega.B}$ = 124,14	$\sigma'_t = \frac{K_t h_0}{2} = 55,19$ $K_t = 3,154$	$\sigma'_{ce} = \frac{6 M_{ce} \times 1,1}{h_0^2}$ = 1,1 kgf/cm <sup>2</sup>	$\sigma'_t + \sigma'_{ce}$ = 56,29	$\sigma'_b = \sigma'_{bm} + \sigma'_t + \sigma'_{ce}$ = 180,43	$\sigma'_b = \sigma'_{bm} + \sigma'_t + \sigma'_{ce}$ = 145,568	$\sigma'_b = \sigma'_{bm} + \sigma'_t + \sigma'_{ce}$ = 149,05	
$\sigma'_{2m} = A \sigma'_{bm}$ = 982,066	$\sigma'_{2m} = A \sigma'_{bm}$ = 1252,30	Sans Vertical		$\sigma'_{2m} = \frac{9,9 N}{\Omega.B} = 123,6$ $\sigma'_{2m} = A \cdot \sigma'_{bm}$ = 3338,5	$\sigma'_t = \frac{n c k_t h_0}{(1+c)}$ = 426,03 C = 0,56	$\sigma'_{ce} = \frac{9,9 M_{ce}}{h_0 A_e}$ = 59,7	$\sigma'_t + \sigma'_{ce}$ = 485,73	$\sigma'_{2m} = \sigma'_{2m} + \sigma'_t + \sigma'_{ce}$ = 3824,23	$\sigma'_{2m} = \sigma'_{2m} + \sigma'_t + \sigma'_{ce}$ 1467,796	$\sigma'_{2m} = \sigma'_{2m} + \sigma'_t + \sigma'_{ce}$ = 1738,03	
—	—	Ferraillage Vertical		—	—	—	—	—	—	—	
$\sigma'_{2m} = \frac{100 H}{1,6 D_m \Sigma \omega h_0}$ = 1136,372	$\sigma'_{2m} = \frac{100 H}{1,6 D_m \Sigma \omega h_0}$ = 1136,37	Sans Transversal		$\sigma'_{2m} = \frac{100 H \times 1,925}{1,6 D_m \Sigma \omega h_0}$ = 1480,21	$\sigma'_t = n K_t h_0 (\xi - \alpha)$ = 1104,45	$\sigma'_{oe} = \frac{M_{oe} \times 1,925}{A_e h_0 (\xi - \alpha/3)}$ = 1069,59	$\sigma'_t + \sigma'_{oe}$ = 2174,04	$\sigma'_{2m} + \sigma'_t + \sigma'_{oe}$ = 3654,25	$\sigma'_{2m} + \sigma'_t + \sigma'_{oe}$ = 3310,412	$\sigma'_{2m} + \sigma'_t + \sigma'_{oe}$ = 3310,412	
—	—	Ferraillage Transversal		—	—	—	—	—	—	—	

Remarque: Le vent extrême est déterminant aussi bien pour le Béton que pour les aciers Verticaux ou Transversaux.  
Unités: kgf/cm<sup>2</sup>.



# CONTRAINTES ADMISSIBLES (kgf/cm<sup>2</sup>)

Il est nécessaire de se référer aux tableaux pour comprendre les différents cas, de calculs des contraintes admissibles, exigés par le Règlement en vigueur.

SECTION ± 0,00 ( Béton dosé 400 kg/m<sup>3</sup>  
 Contrôle strict  $\sigma'_{28} = 306$   
 Aciers H.A.  $\bar{\sigma}_b = 7,6$  )

## CAS DE CHARGE A

2<sup>e</sup> GENRE

Face sous le vent

$$\sigma'_b = 0,45 \sigma'_{28} = 137,7 > 124,14$$

Face au vent :

$$\bar{\sigma}_2 = \sigma_{en} = 4200 > 3338,5$$

1<sup>er</sup> GENRE

Face sous le vent seulement

$$\sigma'_b = 0,3 \sigma'_{28} = 91,8 > 65,7$$

## CAS DE CHARGE C

2<sup>e</sup> GENRE

Face sous le vent :

$$\psi_b = 0,862$$

$$\sigma'_b = \alpha_2 \psi_b \sigma'_{28} \left\{ \begin{array}{l} \frac{\sigma'_{ce}}{6} = \frac{M_{ce}}{h_0^2} = 0,166 \\ \Rightarrow \alpha_2 = 0,525 \\ t^{\circ} = 97,27^{\circ} \end{array} \right.$$

D'où

$$\bar{\sigma}'_b = 138,5 > 180,43$$

138,5(1 + 0,005 \cdot 97,27) = 205,85 > 180,43

Face au vent. Aciers extérieurs (verticaux)

$$\bar{\sigma}_2 = \sigma_{en} = 4200 > 3824,23$$

Face latérale - Aciers extéri (Transv.)

$$\bar{\sigma}_2 = \sigma_{en} = 4200 > 3654,25$$

1<sup>er</sup> GENRE

Face sous le vent :

$$\psi_b = 0,862$$

$$\sigma'_b = \alpha_1 \psi_b \sigma'_{28} \left\{ \begin{array}{l} \frac{\sigma'_{ce}}{6} = \frac{M_{ce}}{h_0^2} = 0,166 \text{ Diver.} \\ \Rightarrow \alpha_1 = 0,375 \\ t^{\circ} = 97,27^{\circ} \end{array} \right.$$

D'où

$$\bar{\sigma}'_b = 98,91 > 121,89$$

98,91(1 + 0,005 \cdot 97,27) = 147 > 121,89

Face au vent - Aciers extérieurs (verticaux) T16

$$\bar{\sigma}_2 = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{2}{3} \psi_2 \sigma_{en} = 2800 \\ \sigma_2 = 2079,66 \end{array} \right. = > 656,6$$

||  
σ<sub>2</sub>

Face au vent - Aciers int. (verticaux) T12

$$\bar{\sigma}_2 = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{2}{3} \sigma_{en} = 2800 \\ \sigma_2 = 2398,44 \end{array} \right. = 282,07$$

||  
σ<sub>2</sub>

Face latérale - Aciers extéri (Transversaux) T12

$$\bar{\sigma}_2 = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{2}{3} \psi_2 \sigma_{en} = 2800 \\ \sigma_2 = 2398,44 \end{array} \right. = 2398,44 > 2121,3$$

Face au vent - Aciers intérieurs (Transv.) T12

$$\bar{\sigma}_2 = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{2}{3} \sigma_{en} = 2800 \\ \sigma_2 = 2398,44 \end{array} \right. = 2398,44 > 739,9$$

# ETUDE DES ELEMENTS ANNEXES.

## PROBLEME DES OUVERTURES.

La présence des ouvertures au droit des carreaux ou des portes pose des problèmes difficiles à résoudre pour les scientifiques. La méthode pratique que nous allons exposer est celle proposée par Marius Diver. Il n'existe pas à l'heure actuelle de méthodes exactes, de calcul de ces ouvertures qui affaiblissent le fût, là où il travaille le plus.

Pour notre cas d'espèce, nous allons prévoir une ouverture sans renforts au profit d'une ouverture avec surépaisseur de la coque (ce qui est une solution plus économique car le coût d'un renfort équivalent environ à 8 ou 10 m de Cheminée en section courante). - De plus les renforts ne peuvent être exécutés qu'après le passage du coffrage glissant dans des conditions de travail pénibles et coûteuses.

Nous rappelons les Données à la base:

Diamètre extérieur = 20 m.

épaisseur  $h_0 = 35$  cm.

$\Sigma W$  vertical = 0,538.

$\Sigma W$  horizontal

Effort tranchant  $T = \frac{328,3 + 317,64}{2} = 322,96 T$

Contrainte de compression sous poids propre + chemisage + Vent normal =  $\sigma'_{br} = 65,7 \text{ kgf/cm}^2$

Conclusion:

Prévoir une Ouverture de largeur  $l = 1$  m ( $\theta = 2^{\circ}52'$ ), et de hauteur = 2,20 m. On demande que l'ouverture soit sans renfort.

### SOLUTION DU PROBLEME

1<sup>o</sup> Il faut vérifier conformément aux Règles que:

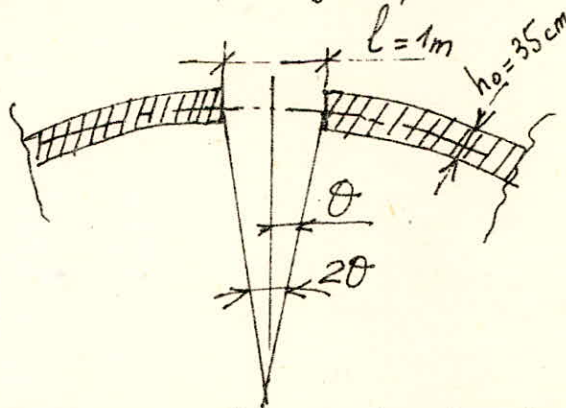
$$2\theta < 45^{\circ}$$

Ecrivons que

$$2R \sin \theta = 1 \text{ m}$$

$$\frac{20}{2}$$

$$\sin \theta = 0,05 \text{ soit } \theta = 2^{\circ}52' \Rightarrow 2\theta = 5^{\circ}4' < 45^{\circ} \text{ vérifié.}$$



2<sup>e</sup>) On recommande de prévoir une nouvelle épaisseur  $h'_0$  telle que la section de Béton au dessus des ouvertures soit rétablie, c'est à dire :

$$h'_0 = 180 h_0 / (180 - \theta) \text{ augmentée forfaitairement de } 20\%$$

$$h'_0 = \frac{180 \times 35}{180 - 2 \cdot 52'} = \frac{180 \times 60' \cdot 35}{(180 \cdot 60' - (2 \times 60' + 52'))} = \frac{10800}{10628} = 35,56 \text{ soit.}$$

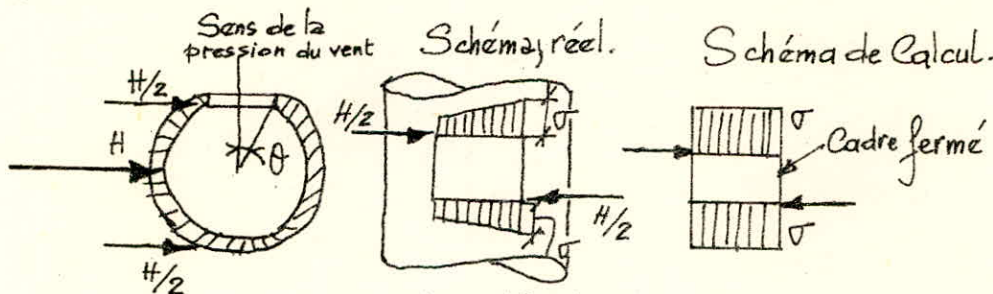
finalment l'épaisseur  $35,56 \times 12 = 43 \text{ cm}$  à prévoir sur toute la hauteur  $2,20 \text{ m}$  et continue sur 1 hauteur  $> l = 1 \text{ m}$  de part et d'autre au dessus et au dessous de l'ouverture.

Conformément à la méthode "Diver", les calculs se font selon 3 hypothèses a, b, c.

(I)

Hypothèse a :

le calcul est effectué en considérant le renfort comme un cadre fermé devant équilibrer les sollicitations provoquées par la force horizontale  $H/2$ . (on admet que la force horizontale restante  $H/2$  sera équilibrée par la coque au niveau de l'ouverture).



Hypothèse a.

On considère que les sollicitations provoquées par  $H/2$  seront équilibrées par les poteaux incorporés situés de part et d'autre de l'ouverture. Sa hauteur  $L$  de la section d'un poteau est telle que par un calcul algébrique :

$$L = \sqrt{R^2 - r^2} \cdot 2.$$

$$H' = \frac{H}{4\lambda} \text{ où}$$

$$\lambda = \frac{r \sqrt{R^2 - b^2}}{R^2} = \frac{b \sqrt{R^2 - r^2}}{R^2}$$

et avec :  $b = \frac{l}{2}$ ,  $R = \frac{D_e}{2}$ ,

$$r = R - h_0$$

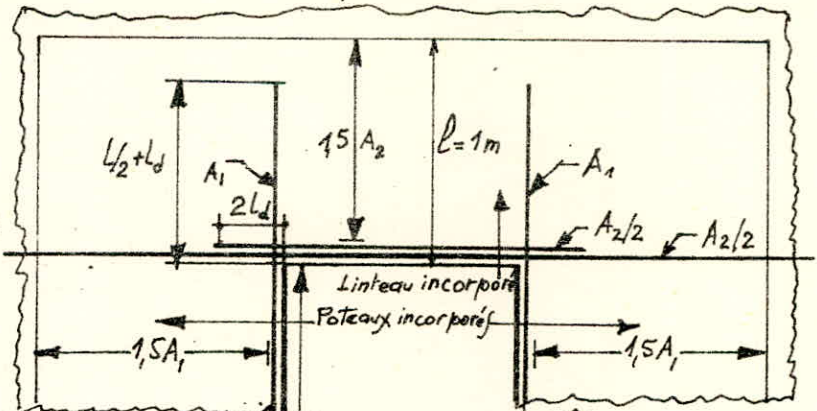
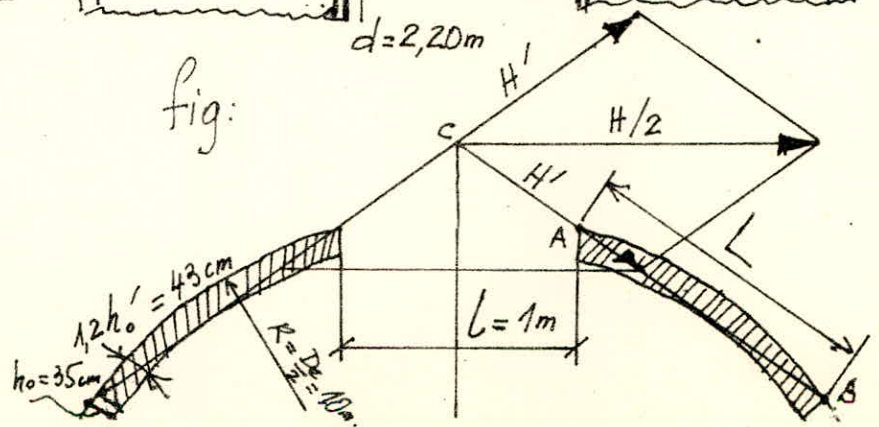


fig:



Ce qui donne pour notre cas d'espèce:

$$R = \frac{20}{2} = 10 \text{ m} ; r = 10 - 0,35 = 9,65 \text{ m} ; b = \frac{1 \text{ m}}{2} = 0,5 \text{ m}.$$

$$D'où L = 2 \sqrt{100 - 93,12} = 2 \sqrt{6,88} = 2 \times 2,62 = 5,24 \text{ m} = 5 \text{ m}^{25}$$

$$\lambda = \frac{9,65 \sqrt{100 - 93,12}}{100} - \frac{0,5 \sqrt{6,88}}{100} = 0,965 - 0,013 = 0,952$$

$$d'où H' = \frac{322,96 \text{ T}}{4 \cdot 0,952} = 84,8 \text{ T}.$$

α) Poteau incorporé:

Le moment agissant sur chaque poteau du cadre incorporé est:

$$M_f = \frac{H' d}{2} = \frac{84,8 \times 2,2}{2} = 93,8 \text{ Tm}.$$

Longueur du poteau c'est à dire de l'ouverture.

Ce qui donne pour des armatures T20 et en considérant une fissuration préjudiciable ( $\bar{\sigma}_s = 1270 \text{ kgf/cm}^2$ ).

$$\text{Ferrailage } A_1 = \frac{9,38 \cdot 10^6}{1270 \cdot z_1} \quad \text{avec } z_1 = \frac{2}{3} L = \frac{2}{3} \cdot 5,25 = 3,50 \text{ m} = 350 \text{ cm}$$

$$A_1 = \frac{9,38 \cdot 10^6}{1270 \cdot 350} = 21,1 \text{ cm}^2$$

} En prendra 8 T20 (25,13 cm<sup>2</sup>)  
en bordure sur 0,15L = 0,15 \cdot 5,25 = 0,7875 m  
de part & d'autre de l'ouverture (voir fig.)

Le ferrailage courant vertical étant augmenté de 20%, on aura:

$$\Sigma \bar{\omega} = 0,538 \times 1,2 = 0,646 \%$$

D'où la section d'acier qui était relative à  $h_0 = 35 \text{ cm}$ , sur les 0,85L = 4,463 m restant sera:

$$0,85 \cdot 5,25 \times \frac{0,646}{100} \times 35 = 100,89 \text{ cm}^2$$

On compare cette section avec  $1,5 A_1 = 1,5 \times 25,13 = 37,69 \text{ cm}^2$  et l'on garde le maximum c'est à dire: 100,89 cm<sup>2</sup>.

β) Linteau incorporé:

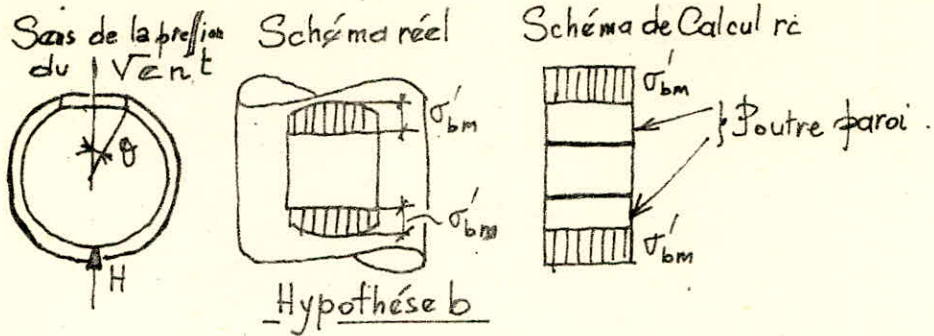
Moment fléchissant dans le linteau incorporé  
 $M_f = 93,8 \text{ T}.$  (Équilibre du Nœud).

$$\text{Ferrailage horizontal bordant l'ouverture avec } z_2 = \frac{2}{3} l = \frac{2}{3} \cdot 1 \text{ m} = 0,66 \text{ m} = 66 \text{ cm} \quad \left\{ \begin{array}{l} A_2 = \frac{9,38 \cdot 10^6}{1270 \cdot z_2} = 111,9 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

Les armatures  $A_2$  sont réparties sur la hauteur  $0,15l = 0,15 \cdot 1 \text{ m} = 0,15 \text{ m}$   
La section courante d'acier sur la hauteur  $\cong 15 \text{ cm}$

$$0,85l \rightarrow 1 \text{ m} = 85 \text{ cm est: } 0,85 \times \frac{0,388}{100} \times 35 \times 100 = 11,543 \text{ cm}^2.$$

## Hypothèse b.



Les Règles CBA 68 paragraphe A.4 stipulent que:  
 "On prendra en compte les contraintes maximales de compression  $\sigma'_{bm}$  (déjà calculées lors du ferrailage des différentes sections) distribuées sur toute la largeur de l'ouverture. La transmission des forces élastiques dues à ces contraintes jusqu'aux éléments verticaux du renfort (cadre) pourra être envisagée en supposant que les éléments horizontaux du cadre solidarisés avec la coque, constituent une poutre paroi sur une hauteur du fût au moins égale à la portée de l'ouverture (ici = 1m). Ses contraintes supplémentaires apportées par l'effet de courbure de la coque pourront être négligées. >>.

Le linteau incorporé est soumis à 1 compression :

$$\phi = \sigma'_{bm} \frac{h_0}{h'_0} = 65,7 \times \frac{35}{43} = 53,47 \text{ kgf/cm}^2.$$

Contrainte de cisaillement :

$$\tau = \frac{3}{4} p \left( \begin{array}{l} \text{Règles BA 68: pour une poutre paroi de même épaisseur} \\ \text{que le fût les contraintes maximales de} \\ \text{cisaillement sont } \tau = 0,75 \sigma'_{bm} \end{array} \right)$$

$$= \frac{3}{4} \cdot 53,47 = 40 \text{ kgf/cm}^2.$$

$\tau$  Acceptable :

$$\tau = 3,5 \bar{\sigma}_b = 3,5 \cdot 7,6 = 26,25 \text{ kgf/cm}^2. \quad (\text{BA 68})$$

$\tau$  Tolérable :

$$\tau = 5 \bar{\sigma}_b = 38 \text{ kgf/cm}^2 < !! 40 \quad (\text{BA 68})$$

Moralité : On augmente l'épaisseur prévue à 50 cm car il est dit que le fût au niveau des carnaux doit être largement dimensionné. D'où :

$$p = 65,7 \times \frac{35}{50} = 45,99 \text{ kgf/cm}^2.$$

$$\text{Cisaillement } \tau = \frac{3}{4} \cdot 45,99 = 34,49 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\text{Acceptable } \tau = 3,5 \times 7,6 = 26,25 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\text{Tolérable } \tau = 5 \times 7,6 = 38 \text{ kgf/cm}^2 > 26,25 \text{ kgf/cm}^2.$$

La charge sur la poutre paroi sera alors:

$$p_{h0} = 45,99 \cdot 10^{-1} \frac{\text{T}}{\text{m}^2} \times 0,50 \text{ m} = 229,95 \text{ T/m}$$

$$\text{Moment } M_0 = \frac{229,95 \times 1^2}{8} = 28,74 \text{ tm}$$

$$\text{Ferraillage } A = \frac{2,874 \times 10^6}{66 \times 1270} = 34,28 \text{ cm}^2 \text{ soit 1 ferraillage}$$

inferieur à celui fournit par l'hypothèse a. ( $A_2 = 111,9 \text{ cm}^2$  sur  $9,15 \text{ l} = 15 \text{ cm}$ )  
En gardera donc:

$$A_2 = 111,9 \text{ cm}^2$$

De plus sur la hauteur  $0,85 \text{ l} = 0,85 \times 1 \text{ m} = 85 \text{ cm}$ , on prévoit la section d'Acier  $1,5 A_2 = 167,85 \text{ cm}^2$  obtenue dans l'hypothèse a.

Ce ferraillage peut être quelque peu réduit en remarquant que nous n'avons accepté que des fissures ( $0,1 \text{ mm}$ ,  $k = 0,5 \cdot 10^6$ ) car le linteau est soumis directement aux températures élevées  $\Rightarrow$  risque de corrosion rapide des aciers - En peut alors, vu que la contrainte admissible est considérablement réduite ( $\Rightarrow$  ferraillage important) majorer la contrainte admissible de  $\sigma_{300} = 300 \times 1,6 = 480 \text{ bars}$ .

Pour de T25 par ex:

$$\sigma_{2 \text{ effectif}} = 1177 + 480 = 1657 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\text{d'où } A_2 = \frac{111,9 \times 1270}{1657} = 85,76 \text{ cm}^2 \text{ sur } 15 \text{ cm} = 0,15 \text{ l} \text{ et } 1,5 A_2 = 128,64 \text{ cm}^2 \text{ sur } 0,85 \text{ m}$$

hypothèse a.  
paragraphe  $\beta$ .

Soit 18 T25 dont 9 prolongés sur toute la circonférence du fût.

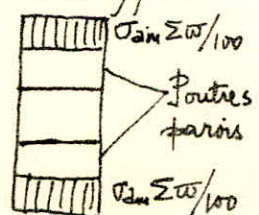
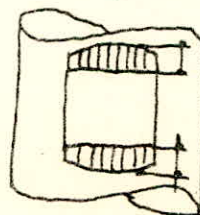
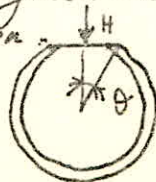
La transmission de l'effort tranchant du linteau aux poteaux incorporés engendre dans ces derniers des contraintes supplémentaires:

$$\Delta p = \frac{p_{h0} l}{2h_0 L} = \frac{p l}{2L} = \frac{45,99 \times 1}{2 \times 5,25} = 4,38 \text{ kg/cm}^2$$

Il est recommandable de vérifier que la contrainte totale dans le poteau incorporé  $p + \Delta p = 45,99 + 4,38 = 50,37 \text{ kgf/cm}^2 < 65,7 = \sigma_{6m}$

Hypothèse c:

Puisque toutes les autres conditions sont vérifiées, on n'exige pas la vérification de la transmission des efforts de traction.



On remarque que l'hypothèse c.) est la même que l'hypothèse b.) si l'on inverse le sens de la pression du vent. Ses calculs donc seraient conduits de la même façon. Comme nous sommes dans le cas: "face au vent", les éléments verticaux et horizontaux devront résister, aux forces élastiques, bordant l'ouverture provoqués cette fois-ci par les contraintes de traction et non de compression  $\sigma_{bm}$ .

### Ferraillage minimal:

#### \* Armatures verticales:

Ses armatures verticales coupées par l'ouverture sont

$$A = 100 \times 35 \times \frac{0,537}{100} = 18,83 \text{ cm}^2$$

De chaque côté on doit retrouver au moins,

$$1,2 \times \frac{18,83}{2} = 11,3 \text{ cm}^2$$

Condition respectée (Poteau incorporé armé de  $21,1 \text{ cm}^2$  de part et d'autre de l'ouverture.)

#### \* Armatures horizontales coupées par l'ouverture

$$A = 220 \times 35 \times \frac{0,388}{100} = 29,88 = 30 \text{ cm}^2$$

On doit retrouver en haut et en bas de l'ouverture au moins  $\frac{30}{2} = 15 \text{ cm}^2$   
Conditions supplémentaires:

$$A_s = \frac{\sigma_{28} \cdot h_0 \cdot l}{140000} = \frac{206 \times 5 \phi \cdot 100}{140000} = 10,93 \text{ cm}^2$$

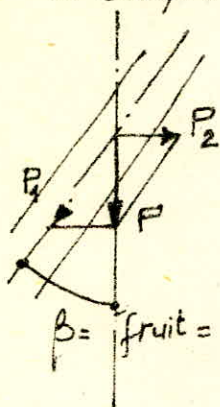
Ses 2 conditions sont respectées (Linteau incorporé  $85,76 \text{ cm}^2 > 15 + 10,93$   
18,25  $\downarrow$  25,93  $\text{cm}^2$ )

# PROBLEME DE LA CEINTURE.

Effet du poids propre.

2 // Effet du poids propre au droit d'une inclinaison  $\beta$ .

- Compression:  $\Phi_1 = \frac{P}{\cos \beta} \Rightarrow P \approx P_1$  pour l'inclinaison constante (2%)



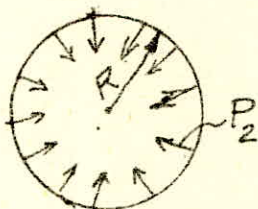
$\beta = \text{fruit} = \frac{4,5}{210} = 0,02$

- Effort centripète (au sens statique évidemment).

$P_2 = P \text{tg} \beta$ . introduisant un effort de compression circonférentiel dans le fût égal à

$C = P_2 R$ .

(voir démonstration)



Soit finalement

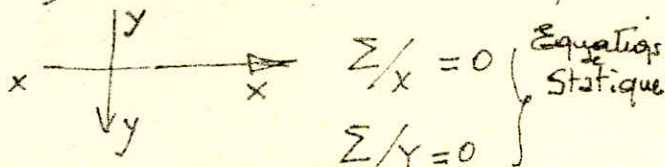
$C = P \text{tg} \beta R$ .

Cette contrainte est toujours très faible et peut être négligée.

Montrons rapidement, comment nous avons abouti à  $C = P_2 R$



Considérons les axes de référence



$\sum X = 0$  } Equations Statique

$\sum Y = 0$  }

$\left. \begin{array}{l} c = c' \\ \text{car symétrie} \end{array} \right\}$

$2C = \int_{\alpha=0}^{\alpha=\pi} P_2 R \sin \alpha dx$  mais  $ds = R dx \Rightarrow$

$-C \cdot 2 + \int P_2 \sin \alpha ds = 0$

$2C = \int_{\alpha=0}^{\alpha=\pi} P_2 R \sin \alpha dx = P_2 R \cos \alpha \Big|_0^\pi = -2P_2 R \Rightarrow$

$-C = P_2 R$  (le signe (-) indique que nous avons compression)



Application:  $R = \frac{15}{2}$  (la ceinture se situe au niveau 40m)

$$\operatorname{tg} \beta = 2\% = 0,02, \quad h_0 = 0,35 \text{ m.}$$

Pour une hauteur  $a$  ( $a$  en mètre) de la coque, le poids par mètre linéaire de coque sera:

$$P = 2500 \times 0,35 \times a \quad (\text{kg/ml de coque}).$$

d'où l'effort de compression:

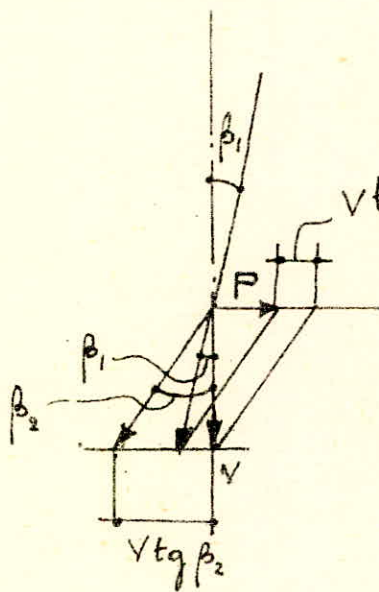
$$C = 2500 \times 0,35 \times a \times \frac{15}{2} \times 0,02 \quad (\text{en kg}).$$

d'où la contrainte circonférentielle de compression dans le béton:

$$\sigma'_b = \frac{2500 \times 0,35 \times a \times \frac{15}{2} \times 0,02}{0,35 \times a} = 375 \text{ kg/m}^2 = 0,0375 \text{ kg/cm}^2$$

b) Au droit du changement de pente (ceinture proprement dite).

Soit  $V$  la charge/ml de ceinture.



$$\textcircled{1} \quad P + V \operatorname{tg} \beta_1 = V \operatorname{tg} \beta_2$$

Effort centripète introduisant une compression dans la coque.

Effort centripète de calcul pour la ceinture

Effort total à dissiper dans la ceinture ( $P$ ) et dans la coque ( $V \operatorname{tg} \beta_1$ )

$$\textcircled{1} \Rightarrow P = V (\operatorname{tg} \beta_2 - \operatorname{tg} \beta_1).$$

D'où l'effort de compression dans la ceinture:

$$C = R \cdot P \Rightarrow \boxed{C = VR (\operatorname{tg} \beta_2 - \operatorname{tg} \beta_1)}$$

Application:

$$R = \frac{15}{2}, \quad \operatorname{tg} \beta_1 = 0,02, \quad \operatorname{tg} \beta_2 = \frac{2,5}{40} = 0,06$$

Ceinture pratiquement rectangulaire 17 cm de hauteur, x 52 de largeur. (52 x 17).

$$V = 2500 \times 0,17 \times 0,52 = 221 \text{ kg/ml.}$$

$$C = 221 \times \frac{15}{2} (0,06 - 0,02) = 66,30 \text{ kg.}$$

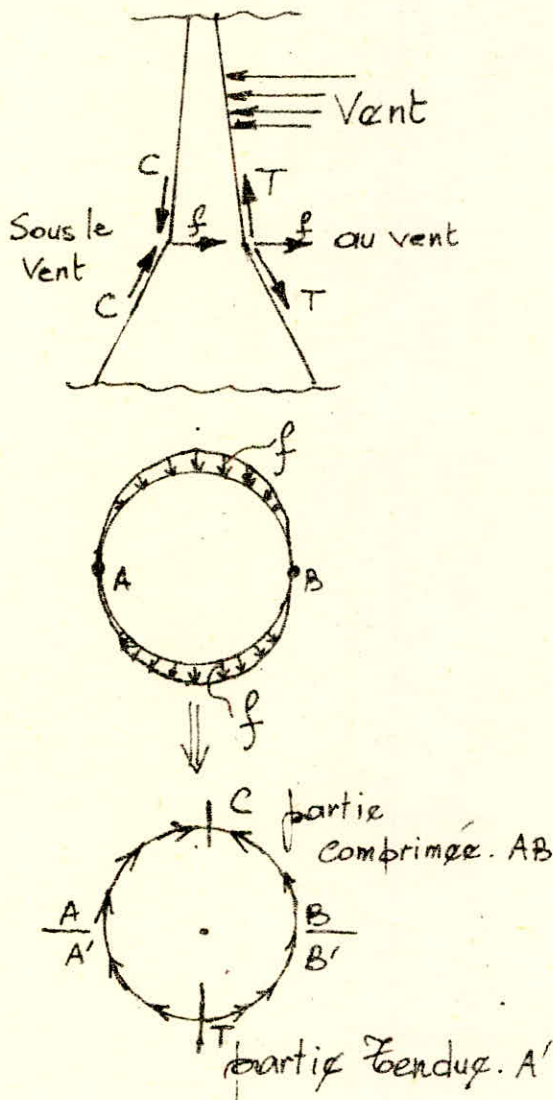
Contrainte de compression dans la ceinture.

$$\sigma'_b = \frac{66,30}{17 \times 52} = 0,075 \text{ bar.}$$

Conclusion:

Les effets dus au poids propre dans la ceinture ou la coque sont faibles.

Effets dus au vent:



Le vent introduit un moment de flexion au niveau de la ceinture. Il en résulte des tractions  $T$  selon les génératrices du côté opposé au vent et des compressions  $C$  dans les génératrices opposées.  $C$  et  $T$  introduisent à leur tour des efforts  $f$  centripètes du côté sous le vent (centripètes au sens statique évidemment), et centrifuges du côté au vent. La ceinture aura pour rôle de reprendre ces efforts horizontaux antisymétriques.

Aux points A et B les circonférences réagissent par des efforts égaux et opposés. Le diamètre AB est invariable. Les 2 points A et B sont fixes. La ceinture se comporte comme un arc circulaire possédant 2 rotules en A et B et soumis aux forces  $f$  de la figure ci-contre.

Bry a simplifié le problème (laborieux) à un cercle sans épaisseur. Dans ces conditions les moments de flexion sont nuls sur tout le cercle et les efforts dans celui-ci se réduisent à l'effort Normal-

- Compression dans  $\frac{1}{2}$  cercle.
- Traction dans l'autre.

On montre (Sa démonstration est élégante) que l'effort Normal de traction est maximal en T, l'effort de compression maximal en C.

Leur intensité étant donnée par la même expression.

$$N_T = N_C = \frac{3 M \operatorname{tg} \beta_2}{4 \pi R}$$

Application:

$$M_{(40)} = 26\,642,449 \text{ Tm}, \quad R = \frac{15}{2}, \quad \operatorname{tg} \beta_2 = 0,06.$$

\* Compression Béton:

$$N_C = \frac{3 \cdot 26.642,449 \times 0,06}{4 \times 3,14 \times \frac{15}{2}} = 50,9 \text{ T.}$$

D'où

$$\sigma'_b = \frac{50\,900}{17 \times 52} = 57,58 \text{ kgf/cm}^2 < 91,8 \text{ kgf/cm}^2.$$

\* Traction: On admet que tout le Béton est tendu - On aura une section d'Acier:

$$A = \frac{50\,900}{2079,66} = 24,47 \text{ cm}^2 \quad 9 \text{ T}20 = 28,27 \text{ cm}^2.$$

$$\text{d'où } \sigma_2 = \frac{50\,900}{28,27} = 1800,49 \text{ kgf/cm}^2 < \bar{\sigma}_2 = \min \begin{cases} \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kgf/cm}^2 \\ \max \begin{cases} \sigma_1 = 1939,2 \\ \sigma_2 = 1858,28 \text{ kgf/cm}^2 \end{cases} \end{cases} \left. \begin{array}{l} \eta = 1,6 \\ \omega_f = 9032 \\ k = 10^6 \end{array} \right\}$$

$$= 1800,49 < 1939,2 \text{ kgf/cm}^2.$$

Contrainte de traction dans le Béton:

$$\sigma_b = \frac{50\,900}{17 \times 52 + 15 \cdot 28,27} = \frac{50\,900}{1308,05} = 38,91 > 7,6 = \bar{\sigma}_b \text{ kgf/cm}^2$$

Nous pouvons dire que le Béton conformément à l'hypothèse faite est complètement tendu -

## CONDUIT METALLIQUE AUTOPORTANT :

La déformation du fût entraîne celle du conduit dont la rigidité est négligeable. En admettant un appui fixe (hypothèse défavorable) on trouve à la Base du conduit posé sur radier tout simplement:

$$M = 3 f E_c I_c / L \quad \text{où } f \text{ est la flèche du fût en Béton armé}$$

$E_c$  et  $I_c$  respectivement module d'élasticité et moment d'Inertie du conduit,  $L$  sa hauteur

La contrainte est:

$$\sigma = \frac{P}{\Omega} - \frac{MR}{I_c}$$

Le gradient thermique dans la paroi du conduit étant négligeable, les contraintes thermiques sont pratiquement nulles.

D'après les règles Américaines: (Code ACI 307-69) la contrainte  $\sigma$  sera comparée avec la contrainte admissible  $\bar{\sigma}$ :

$$\bar{\sigma} = XY \quad \text{où } X = \frac{140\,000}{D/e} \left( 2 - \frac{133}{D/e} \right)$$

$$Y = \frac{21\,600}{18\,000 + (L/r)^2}$$

$D$ : diamètre du conduit  
 $e$ : l'épaisseur de la Tôle  
 $r$ :  $0,707 \frac{D}{2}$  = rayon de giration.

Application:

↑ poids spécifique du conduit en acier doux =  $7500 \text{ kg/m}^3$

$$\sigma = \frac{P = 2\pi R e \cdot L \cdot \rho}{2\pi R e} - \frac{3 \cdot f E_c I_c \cdot R}{L^2 \cdot I_c}$$

$$= 40 \times 7,5 - 3 \cdot 0,01925 \cdot \frac{13,90}{2} \cdot \frac{21 \cdot 10^6}{40^2}$$

$$= 300 - 5199,47 = -4899,47 \text{ t/m}^2$$

$$= -489,947 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{40} = 1,1 \text{ cm en vent normal}$$

$$f_{40} = 1,925 \text{ cm en " extrême$$

$$f_{40} = 1,89 \text{ cm au séisme}$$

$$2R = D_{\text{ex fût}} - 2 \text{ épaisseurs " fût$$

$$- 2 \text{ largeurs " ceinture "}$$

$$= 15 - 2 \times 0,35 - 2 \times 0,20$$

$$= 13,90 \text{ m} = D$$

mais:  $X = \frac{140\,000}{\frac{13,90}{0,004}} \left( 2 - \frac{133}{\frac{13,90}{0,004}} \right)$

$$= 40,287 \times \left( 2 - \frac{0,0382}{1,962} \right) = 79,043$$

$$E_c = 21 \cdot 10^6 \text{ T/m}^2$$

$$e = 4 \text{ mm} = 0,004 \text{ m}$$

mais  $Y = \frac{21\,600}{18\,000 + \left( \frac{40}{0,707 \cdot \frac{13,90}{2}} \right)^2} = \frac{21\,600}{18\,066,27} = 1,162$

D'où  $\bar{\sigma} = 91,85 < 489$  ne passe pas. (De plus il aurait fallu répartir cette contrainte sinon Béton écrasé)

Conclusion: On sait que la tôle nécessaire pour les calculs est de 4 à 5 mm au plus (Cf Diver). A cette épaisseur il conviendra d'ajouter d'après l'expérience américaine  $2 \times 2 \text{ mm}$  pour 2 x 10 ans qui seront détruit par la corrosion.

On admet que la tôle, respectera les conditions d'étanchéité au niveau 40m, tout en étant désolidarisé du fût. Il s'ensuit

que la conduite ne travaillera que sous son propre poids d'où :

$$\sigma = \frac{P}{S} \text{ avec } P = 7,5 \times 40 \times 0,006 \times 3,14 \times 13,9 = 78,56 \text{ T}$$

$$S = 3,14 \cdot 13,9 \times 0,006 = 0,26 \text{ m}^2.$$

$$\sigma = \frac{78,56}{0,26} = 302,15 \text{ T/m}^2 = 30,21 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} < 2800 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Béton non écrasé)}$$

Vérification du Cloquage sous poids propre : (Entreprise Américaine KELLOG)

$$\begin{aligned} \sigma_{cr} &= \frac{E \left( 0,6 \frac{h_0}{R} - R \cdot \frac{b^7}{h_0} \right)}{(1 + 0,004 \frac{E}{\sigma_{cr}})} = \frac{2,1 \cdot 10^6 \left( 0,6 \cdot \frac{9006}{695} - \frac{695 \cdot 10^7}{9006} \right)}{1 + 0,004 \cdot \frac{2,1 \cdot 10^6}{4200}} \\ &= \frac{2,1 \cdot 10^6 (51,79 \cdot 10^{-7} - 115833,33 \cdot 10^{-7})}{1+2} \\ &= -81047 \text{ kgf/cm}^2. \end{aligned}$$

On recommande un coefficient de sécurité de 4 pour le cloquage sous poids propre  $\Rightarrow \bar{\sigma}_2 = 2800 > \frac{81047}{4} = 2026 \text{ kgf/cm}^2$ .

Moralité :

Pour éviter tout risque de cloquage, nous limiterons le taux de travail de la tôle à  $2000 \text{ kg/cm}^2$ . En a vu que dans l'hypothèse d'une contrainte sous poids propre nous n'avions que  $30,21 \text{ kg/cm}^2$ .

Donc  $\boxed{e = 6 \text{ mm}}$

# \_ FONDATIONS \_

Quelques essais préliminaires (prédimensionnement) ont montré que, (tout comme les calculs de Ferrailage des sections précédemment exposés), ce sont les sollicitations du 2<sup>e</sup> genre qui sont encore les plus déterminantes.

Nous rappelons que pour les sollicitations du 1<sup>er</sup> genre nous considérerons pour le calcul de la Fondation.

$$M = M_{\text{résultant à la base}} = \left. \begin{array}{l} M_{\text{du vent normal}} + \text{Moments secondaires} \\ + 0,8 \text{ Moments d'Ensoleillement.} \end{array} \right\}$$

$$T = \text{Effort tranchant à la base}$$

$$N = G + P \text{ (Chemisage + poids propre béton) à la base}$$

Au niveau -10 m (fondation) nous aurons donc :

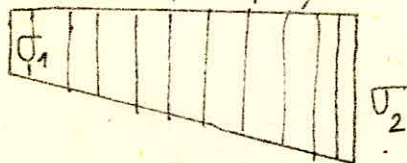
$$\left\{ \begin{array}{l} M_0 = M + 10T \\ N_0 = 1,1N \text{ (on apprécie forfaitairement } \approx 10\% N \text{ le poids de fond)} \\ T \end{array} \right.$$

L'expérience américaine, impose pour s'assurer rapidement de la stabilité de la fondation, que les contraintes respectent les conditions qui suivent :

$$\sigma = \frac{1,1N}{A = \text{Aire}} \pm \frac{M_0}{I = \text{Inertie}} \times R \text{ (A, I, R de la fondation).}$$

On obtient alors 2 valeurs  $\left. \begin{array}{l} \sigma_{\max} = \sigma_1 \\ \sigma_{\min} = \sigma_2 \end{array} \right\}$

Diagramme imposé.



Il faut alors avoir :

$$\frac{\sigma_2}{\sigma_1} < 3, \quad \sigma_2 > 0, \quad \sigma_2 < \sigma_{\text{sol}} \text{ (ici 3 bars)}$$

Plusieurs essais ont montré pour le cas qui nous intéresse que même avec un diamètre de 45 m nous avons des tractions.

$$I = \pi \frac{45^4}{64} = 20 \cdot 10^4 \text{ m}^4$$

$$A = \pi \frac{45^2}{4} = 16 \cdot 10^2 \text{ m}^2$$

$$M_0 \approx 53\,400 \text{ Tm}$$

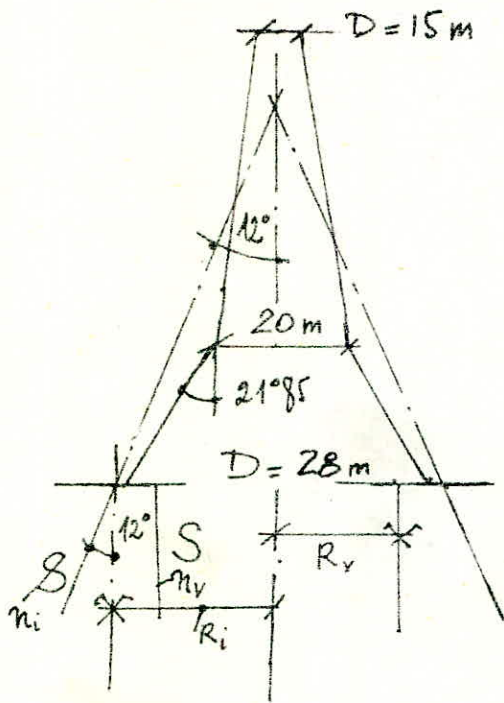
$$\sigma = \frac{7500}{1600} \pm \frac{5,34 \cdot 10^4}{20 \cdot 10^4} \times 22,5 = 4,68 \pm 6 \text{ T/m}^2 \text{ (cqfd.)}$$

La solution : "fondations profondes" s'impose.

Dans ce qui suit nous utiliserons pour le calcul des pieux, c'est à dire pour le calcul des contraintes et des efforts maxima qui peuvent être repris (Force portante), la théorie du centre élastique dont l'exposé sortirait du cadre du présent mémoire. Retenons que celle-ci suppose que la structure conformément à la page se subdivise en 2 sous structures.

Le Règlement impose pour les sollicitations du 1<sup>er</sup> genre que les tractions soient interdites.

Les calculs étant repris pour le 2<sup>e</sup> genre avec plus de détails, nous nous contenterons de montrer que pour le 1<sup>er</sup> genre nous n'avons aucune traction dans les pieux.

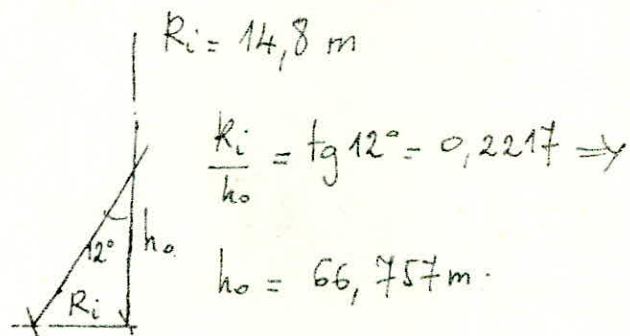


• Base du fût.

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{28,00 - 20,00}{2 \times 10} = 0,40$$

• Inclinaison des pieux de la couronne ext.  
 $\alpha_i = 12^\circ$ . (conseillée par M. Pétrouci)

• Détermination du centre élastique O sur l'axe de la cheminée.



$$R_i = 14,8 \text{ m}$$

$$\frac{R_i}{h_0} = \operatorname{tg} 12^\circ = 0,2217 \Rightarrow$$

$$h_0 = 66,757 \text{ m}$$

Répartition des pieux:

La Prédimensionnement a donné:

$$\left. \begin{array}{l} \phi = 70 \text{ cm} \\ \text{pieu} \end{array} \right\} \begin{array}{l} n_i = 40 \text{ pieux (section S)} \\ n_v = 40 \text{ pieux (section } \beta \text{)} \end{array} \Rightarrow \alpha = \frac{280}{40} = 9^\circ = 10 \text{ grades}$$

Les contraintes qui conditionnent la section d'un pieu sont:

$$S = 40 \cdot 5000 = 200000 \text{ cm}^2 = 20 \text{ m}^2 = \beta.$$

section d'un pieu homogénéisée.

$$N = 7504 \text{ T}$$

$$T = 328,46 \text{ Tonnes}$$

$$\cos \alpha_i = 0,9763 \quad \sin \alpha_i = 0,2164$$

$$h_1 = \frac{M}{T} = \frac{41084}{328,46} = 125,082 \text{ m}$$

$$\Delta H = h_1 - h_0 = 125,082 - 66,757 = 58,325 \text{ m}$$

Calculs préliminaires.

### Contraintes maximales:

\* pieux verticaux:

$$\sigma'_b = \frac{N}{S + s \cos^3 \alpha} \pm \frac{2T\Delta H}{R_v S}$$

$$\sigma'_{b \text{ max}} = \frac{7504}{20 + 20 \times 0,9763^3} \pm \frac{2 \cdot 328,46 \cdot 58,325}{12,70 \cdot 20}$$

$$= 194,40 T \pm 150,85 = \begin{cases} +345,25 T/m^2 = +34,525 \text{ kg/cm}^2 \\ +43,55 \text{ " } = +4,355 \text{ kg/cm}^2 \end{cases}$$

\* pieux inclinés:

$$\sigma'_b = \frac{N \cos^2 \alpha}{S + s \cos^3 \alpha} \pm \frac{2T}{s \sin \alpha}$$

$$\sigma'_{b \text{ max}} = \frac{7504 \times 0,9763^2}{20 + 20 \cdot 0,9763^3} \pm \frac{2 \cdot 328,46}{20 \times 0,2164}$$

$$= 184,68 \pm 151,78 = \begin{cases} +336,46 T/m^2 = +33,646 \text{ kg/cm}^2 \\ +32,9 \text{ " } = +3,29 \text{ " } \end{cases}$$

### Efforts verticaux

\* pieux verticaux:

$$F_v = \frac{N}{n_v + n_i \cos^3 \alpha} \pm \frac{2T\Delta H}{R_v \cdot n_v}$$

$$F_v = \frac{7504}{40 + 40 \cdot 0,9763^3} \pm \frac{2 \times 328,46 \times 58,325}{12,70 \times 40}$$

$$= 97,2 \pm 75,42 = \begin{cases} 172,62 T \\ 21,780 T \end{cases}$$

\* pieux inclinés:

$$F_v = \frac{N \cos^2 \alpha}{n_v + n_i \cos^3 \alpha} \pm \frac{2T}{n_i \sin \alpha}$$

$$F_v = \frac{7504 \times 0,9763^2}{40 + 40 \cdot 0,9763^3} \pm \frac{2 \cdot 328,46}{40 \cdot 0,2164}$$

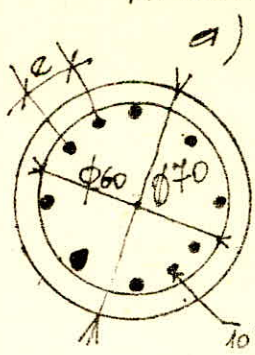
$$F_v = 92,34 \pm 75,89 = \begin{cases} +168,23 T \\ +16,45 T \end{cases}$$

### Conclusion:

Nous n'avons pour les sollicitations du 1<sup>er</sup> genre aucune traction et les pieux ne travailleront donc pas à l'arrachement.



## Armatures:



a) longitudinales :  $\omega = 1,2\%$  donc  $\omega$  est bien compris entre les limites  $1 < \omega < 2\%$  (Davidian : Pieux & Fondations) page 64.

$$AL = 3848,5 \text{ cm}^2 \times 1,2\% = 46,18 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 10T25 (49,09 \text{ cm}^2) - \varphi = 18,84 \text{ cm. } (= \frac{\pi \times 60}{10})$$

10T25 TOR [Fe 42 E].

b) Transversales:

acier de frettage [Fe E24] - Aciers doux.

Spires "considère  $\phi 8$  doux.

pas = 5 cm à la tête et à la pointe.

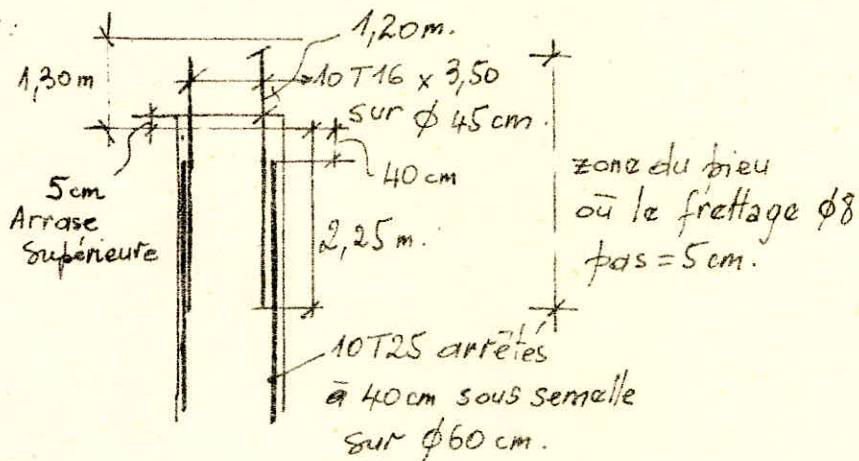
= variant de 10-15- ou 20 cm dans le corps.

Solution :

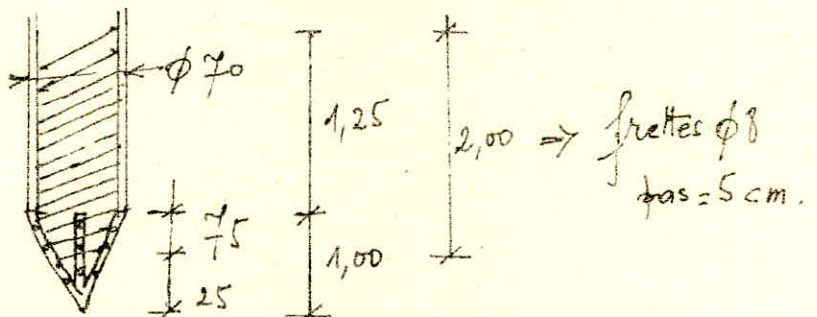
pieux moulés à l'avance et battus -

Guerrin TOME 3. page 202.

Tête:



Sabot:



## Caractéristiques et Recommandations finales:

1. Caractéristiques finales:

- diamètre du corps  $\phi = 70 \text{ cm}$ .

- " de la tête  $\phi = 80 \text{ cm}$ .

- Sabot : armé de pointe en acier sur 1,00 m.

- Longueur : 18,00 de corps (hors tout 19,20 m).

Armatures:

a) longitudinales : 10T25.

b) Transversales : spires en  $\phi 8$  aux pas variables pas = 5 cm  
(voir répartition des pas pas = 10 cm  
suivant l'élevation). pas = 15 cm

## 2. Moulage:

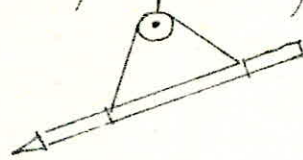
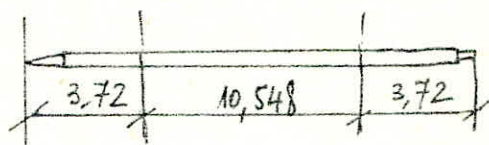
Le Béton de mise en œuvre sera dosé à 400 kg de ciment de laitier de Clinker 250-315 par Béton de mise en œuvre. Afin d'obtenir une bonne compacité, il est impératif de vibrer le Béton dans le moule.

Le moulage: Il doit se faire sur une aire de bois ou de Béton très soigneusement dressée, les faces du coffrage étant enlevées dès la prise faite et sur le chantier même.

Délai de séchage: 1 mois minimum.

## 3. Bardage (ou manutention).

Prise de la position horizontale initiale, les pieux seront pris en 2 points définis par les côtes indiquées sur la figure.



## 4. Battage:

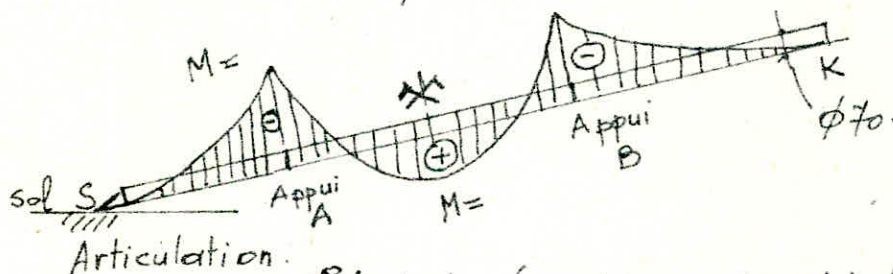
Pour la mise dans leur position de Battage, les pieux seront saisis par 2 points par 1 câble unique passant par une poulie.

- couronne intérieure de 40 pieux: Battage vertical.

- couronne extérieure de 40 pieux: " incliné à 12°.

## CALCUL AU BARDAGE, DES PIEUX.

Il est aisé de remarquer que le schéma de calcul peut s'établir comme suit:



$$\text{Soit } AS = BK = Kl$$

$$\Rightarrow AB = (1-2k)l$$

$$\omega = 2500 \times 0,454 = 1135$$

$$\text{section: } 0,454 \text{ m}^2 \quad \frac{l}{m}$$

Étant donné ce pieu, reposant incliné sur sa pointe, saisi et soulevé en 2 points de sa longueur, on peut rechercher où l'on doit placer les 2 points d'amarrage de façon que le moment soit minimum,  $\omega$  étant le poids du pieu par mètre linéaire.

[En effet, le pieu doit être calculé pour qu'on puisse le transporter, étant donné qu'il subit pendant son bardage des moments de flexion dus à son poids propre, qui peuvent être très grands d'où des fissures largement ouvertes pouvant occasionner des anomalies graves d'oxydation des armatures].

- Moment maximum négatif:  $\frac{\omega k l^2}{2}$

- Moment maximum positif:  $\frac{\omega (1-2k)^2 l^2}{8} - \frac{\omega k l^2}{2} = \frac{(1-4k) \omega l^2}{8}$

Guerrin considère (Tome 3, page 212) la valeur cherchée  $k$  s'obtient quand les moments maximum seront égaux.

D'où :

$$\frac{\omega k^2 l^2}{2} = (1-4k) \frac{\omega l^2}{8} \Rightarrow$$

$$4k^2 + 4k - 1 = 0 \Rightarrow \underline{k = 0,207}$$

finallement puisque  $L = 18,00 \text{ m}$ .

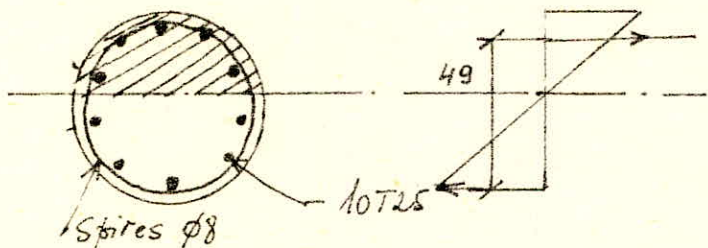
$$kL = 3,726 \text{ m}$$

$$(1-2k)l = 10,548 \text{ m}$$

$$M = \frac{\omega l^2}{8} \cdot \underbrace{0,17}_{(1-4k)} \Rightarrow$$

$$M = \frac{\omega l^2}{47} (= 7,814 \text{ Tm})$$

(Alors que si nous avions levé le pieu par ses 2 extrémités nous aurions obtenu  $M = \frac{\omega l^2}{8}$  soit 26 fois plus grand que celui qu'on vient de calculer)



On déduit les aires :

$$A = \frac{781400}{2600 \times 49} = 6,133 \text{ cm}^2$$

Ses 10 T25 longitudinaux suffisent largement puisque  $2T25 = 9,82 \text{ cm}^2 > 6,133 \text{ cm}^2$

$$L'effort tranchant  $T = 1,135 \times 3,726 = 4,229 \text{ T}$ .$$

avec :  $\epsilon_0 = \frac{A_t \times \sqrt{2} \times z}{T_{\text{maxi}}}$  et en utilisant des spires =  $\phi 8 \text{ D}_x$  :

$$= \frac{1,02 \times 1600 \times 49}{4229} = 18,909 \text{ cm}$$

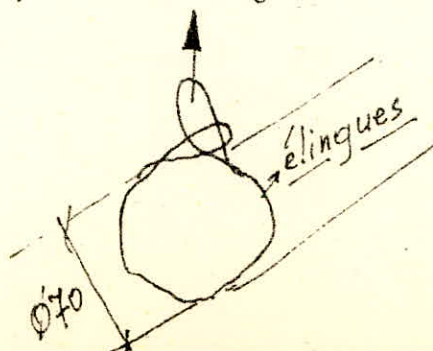
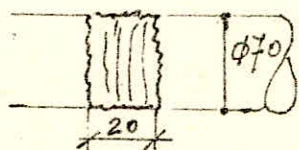
C'est l'écartement mini sous l'effet de l'effort tranchant maximum c'est à dire au pts A et B - D'où le fretage :

spires  $\phi 8$  pas = 5 cm.

" " pas = 10 cm. aux pts A et B.

" " pas = 15 cm. entre pts A et B.

Au lieu de prévoir des suspentes incorporées et apparentes (comme sur le schéma ci-dessus) on préférera pour éviter tout risque de corrosion (eaux agressives par ex.) la solution qui consiste à réaliser une surface très rugueuse sur une bande de 20 cm de large tout autour du pieu à l'endroit des points A et B - Ainsi le câble d'acier multibrin enroulé 2 fois à l'endroit de la prise ne risquera pas de glisser.



## SEMELLE ANNULAIRE (MASSIF DE FONDATION).

C'est une semelle annulaire considérée comme rigide reposant sur 2 couronnes de pieux, verticaux et inclinés.

### (a) Caractéristiques de la semelle constituant le massif:

Les pieux sont implantés de telle sorte qu'ils soient considérés comme des points d'appui uniformément répartis - Le dimensionnement est donné par:

(Pieux & Fondation - DAVIDIAN)

écartement entre les pieux (inclinés & verticaux).

$$e = \sqrt{2,5 \cdot \frac{e}{100}} \quad e = \text{effort normal agissant sur les pieux.}$$

Nous avons vu, à l'aide de la théorie du centre élastique, qu'on aboutissait à  $C = +242,579 T$  donnant un écartement:

$$e = \sqrt{\frac{2,5 \times 272,579}{100}} = 2,38 \text{ m.}$$

On prendra:  $e = 2,40 \text{ m.}$  (Guerrin recommande  $e \geq 3\phi = 3 \cdot 70 = 210 \text{ mm}$ )

hauteur de la semelle:

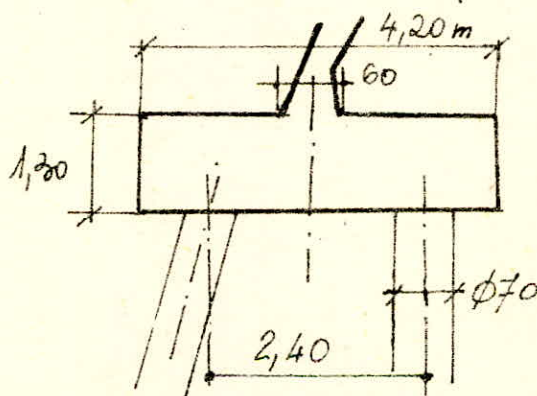
(Guerrin Tome 6 - Fondations. page 257)  $\Rightarrow$

$h \geq \frac{e}{2} \Rightarrow h = \frac{2,40}{2} = 1,20 \text{ m.}$  - Le Bureau sécurité préconise pour éviter tout risque de poinçonnement:  $h \geq 0,33(e\sqrt{3} - 0,90a)$

$a$ : épaisseur de la paroi au dessus de la semelle.

$$h \geq 0,33(2,40 \cdot \sqrt{3} - 0,90 \cdot 0,60) = 1,19 \text{ m.}$$

On prendra une hauteur  $h = 1,30 \text{ m.}$  (pour bien ancrer les aciers de pieux)



### (b) Calcul pratique des armatures de la semelle.

1<sup>er</sup>) Armatures transversales:

1 vertical, l'autre incliné

Chaque groupe de 2 pieux nécessite une longueur de semelle:  $L = \pi D_m \frac{\alpha}{360} = 3,14 \times 27,50 \times \frac{9}{360} = 2,159 \text{ m}$

Effort normal par ml au niveau supérieur de la semelle.

$$N/ml = \frac{7507,999}{3,14 \times 27,50} = 86,948 T/ml \approx 87 t/ml.$$

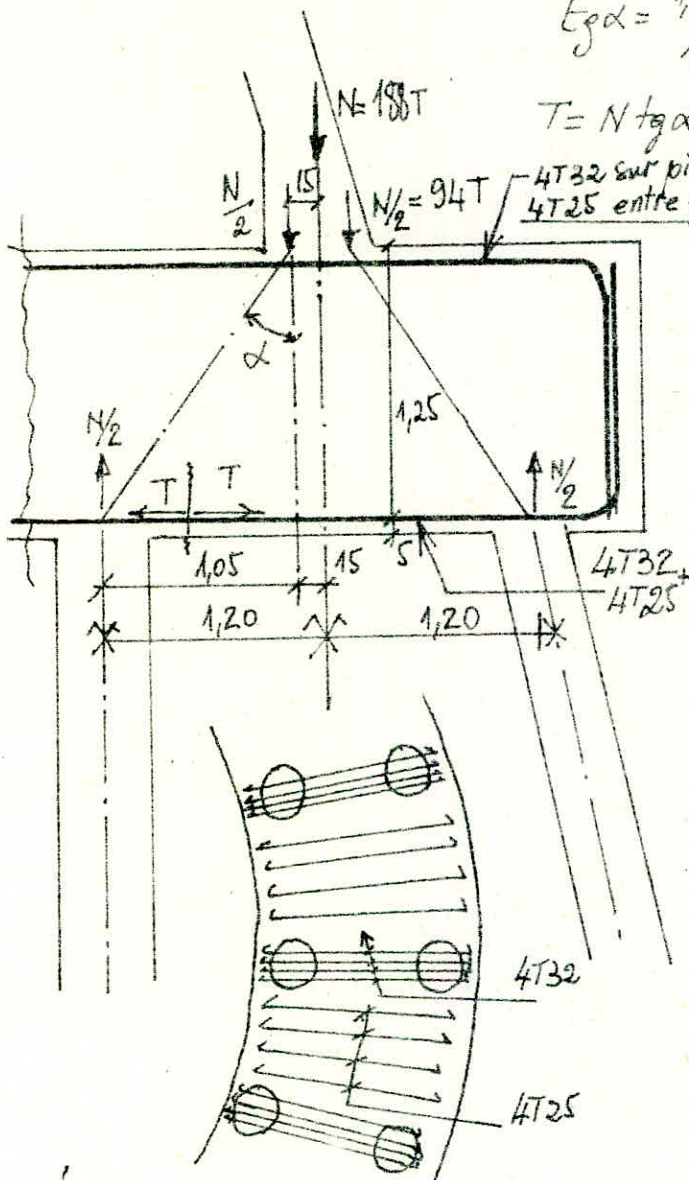
Soit pour 2,159 m :  $N = 87 \times 2,159 \approx 188 T$

Appliquons alors la méthode des poutres (Guerrin Tome 3).  
Calculons les aciers inférieurs.

$$\frac{N}{2} = 94 T$$

$$\tan \alpha = \frac{1,05}{1,25} = 0,84 = \frac{T}{N}$$

$$T = N \tan \alpha = 0,84 \cdot 94 = 78,96 T$$



Or le cas le plus défavorable correspond à l'effort maxi 242,579 T  
Soit :

$$T = 0,84 \cdot 242,579 = 203,766 T$$

D'où la section aciers, répartie sur 2,159 m.

$$A = \frac{203,766}{4000} = 50 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Soit } 4T32 = 32,17 \text{ cm}^2$$

$$+ 4T25 = 19,63 \text{ cm}^2$$

$$\text{Section efficace: } 51,8 \text{ cm}^2$$

Contrainte dans les aciers:

$$\sigma_a = \frac{203766}{51,8} = 3933 \text{ kgf/cm}^2 < 4200$$

Façonnage des aciers transversaux:

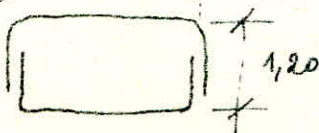
(T32 et T25) il est conseillé de façonner les cadres transversaux en 2 fois : 2 L opposés - Nous recommandons:

$$\text{Coude T32} \rightarrow R = 10,5 \phi$$

$$\times 4,10 \text{ m} \times R = 33,6 \text{ cm}$$

$$T25 \rightarrow R = 8,5 \phi$$

$$R = 21,2 \text{ cm.}$$



Armatures longitudinales:

Nous avons vu que  $N/ml = 87 T/ml$ .

$$\varphi = 21^\circ 85', \quad \text{tg } \varphi = 0,4$$

$$\frac{T}{N} = \text{tg } \varphi, \quad T = N \text{tg } \varphi.$$



$$T = 0,4 \cdot 87 = 34,8 T/ml$$

$$\text{Diamètre moyen } D_m = 27,5 m \Rightarrow R =$$

$$\text{Traction dans les cerces} = 34,8 \times 13,75 = 481,250 T$$

D'où les armatures longitudinales en traction:

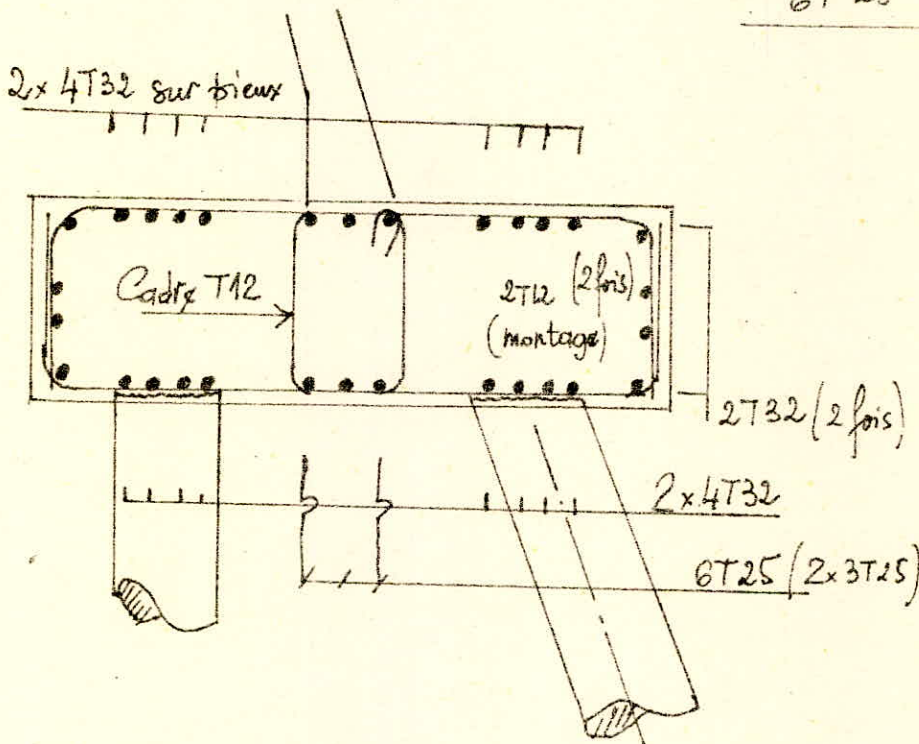
$$A_l = \frac{481250}{2800} = 171,875 \text{ cm}^2 \Rightarrow 16T32 = 128,68 \text{ cm}^2$$

$$4T32 = 32,17 \text{ cm}^2$$

$$6T25 = 29,45 \text{ cm}^2$$

$$= 190,30 \text{ cm}^2$$

sur 4,10 m



Remarque:

La section d'aciers fendu  $A = 190,30 \text{ cm}^2$  donne un pourcentage d'aciers:

$$\omega = \frac{190,30}{170 \times 420} = 0,35\%$$

Ce pourcentage doit être supérieur à  $\omega_{\text{mini}} = 0,13\%$  (BNC)

(Mémento BA68 page 97 - Tableau VIII)  $\omega_{\text{min}} = 0,15\%$  (BC).

Contrainte de cisaillement du béton au niveau supérieur de la semelle annulaire:

$$N = 7507,999 T$$

$$D_m = \frac{D_e + D_i}{2} = \frac{28,00 + 27,00}{2} = 27,50 m.$$

Inclinaison à la base:

$$\text{tg } \varphi = \frac{4}{10} = 0,4 \quad \varphi = 21^\circ 8 \quad \cos \varphi = 0,9285$$

Effort de cisaillement sera l'effort tranchant  $T$  horizontal

$T/ml = 87 \times 0,4 = 35 T/ml$  d'où la contrainte de cisaillement du Béton seul au niveau -10 m.

$$\sigma_b = \frac{34,751}{100 \cdot 50} = \frac{35 \cdot 0,000}{5000} = 7 \text{ kgf/cm}^2 < \underbrace{1,15 \sigma_b}_{BA68} = 8,65 \text{ kgf/cm}^2.$$

Evidemment la contrainte réelle est inférieure à  $7 \text{ kgf/cm}^2$  puisque la section homogénéisée sera plus grande. (Aciers d'Attentes BT16/ml 6 T12/ml.)

## STABILITE A L'EGARD DU RENVVERSEMENT.

On désigne par  $M_r$  : Le moment de renversement au centre de gravité de la face inférieure de la semelle

" " "  $P$  : L'effort Normal résultant, calculé au niveau du C.G. de la face inférieure de la semelle

" " "  $d_1$  : Le diamètre extérieur de la fondation.

$d_2$  : " " intérieur " " "

Les Règles Applicables aux cheminées en BA exigent alors :

Sollicitations 1<sup>er</sup> genre :  $\frac{M_r}{P d_1} \leq \frac{1}{8} \left[ 1 + \left( \frac{d_2}{d_1} \right)^2 \right]$  } ici  $d_1 = 33,9$   
 $d_2 = 25,5$

Soit :  $\frac{(40268,002 + 328,46 \times 10)}{(1,1 \times 6825,454) \times 33,9} \approx 0,16$  } on a bien  $0,2 > 0,16$ .

$\frac{1}{8} \left( 1 + \left( \frac{25,5}{33,9} \right)^2 \right) \approx 0,20$

Sollicitations du 2<sup>e</sup> genre :

VENT EXTREME.

$$\frac{M_r}{P d_1} \leq \text{minimum de } \begin{cases} 0,3 \left[ 1 + \left( \frac{d_2}{d_1} \right)^2 \right] \\ 0,375 \end{cases}$$

\* Face au vent : ( $M_r$  majoré de 1,925)  
N : " " " 1,1

$$\frac{1,925 \times 0,16}{1,1} = 0,28$$

min  $\left\{ \begin{array}{l} 0,3 \left[ 1 + 0,56 \right] = 0,47 \\ 0,375 \end{array} \right\} = 0,375$  } on a bien  $0,375 > 0,28$ .

Face sous le vent (  $M_r$  majoré de 1,925 )  
N minoré par 0,9

$$\frac{1,925 \times 0,16}{0,9} = \underline{0,342} < \underline{0,375} \text{ vérifié.}$$

SEISME:

\*  $N_{\text{maxi}}$ :  $M = 54250 \text{ Tm}$   
 $T = 480 \text{ T}$   
 $N_{\downarrow \text{maxi}} = 7038,739$

} On doit vérifier les mêmes conditions que celles relatives au vent extrême.

$$\frac{54250 + 480 \times 10}{7038,739 \times 33,9} = \underline{0,247} < \underline{0,345} \text{ vérifié.}$$

\*  $N_{\text{mini}}$ :  $M = 54250 \text{ Tm}$   
 $T = 480 \text{ T}$   
 $N_{\uparrow} = 6612,169$

$$\frac{54250 + 480 \cdot 10}{6612,169 \cdot 33,9} = \underline{0,263} < \underline{0,345} \text{ Vérifié.}$$

Conclusion:

La Cheminée ne risque pas de se renverser - Nous sommes bien sécuritaires.



Le calcul à la stabilité de la cheminée soumise aux différents efforts, décrits dans les chapitres précédents, notamment vent extrême ou séisme fait que la Semelle de fondation annulaire à la base de la Cheminée (cote : -10 m) n'est pas satisfaisant.

D'autre part le tassement éventuel de celui-ci, ou l'hypothèse d'un radier général circulaire trop grand et trop coûteux n'empêcheraient pas des déformations importantes à la base, voire le renversement pur et simple de la cheminée.

Ceci nous décide donc d'aller chercher le substratum rocheux à -18,00 m plus bas que la semelle, c'est à dire à la cote -29,30 m. (supérieur au 1/10 hauteur totale de la cheminée) et concevoir par conséquent la semelle annulaire reposant sur des couronnes concentriques de pieux, lesquels transmettront tous les efforts au sol dur dans lesquels ils seront ancrés. C'est une manière également de réaliser l'hypothèse d'une rigidité très grande de la Cheminée - hypothèse qui a permis d'ailleurs de simplifier le calcul des moments secondaires dus au Vent.

Nous avons alors une fondation profonde.

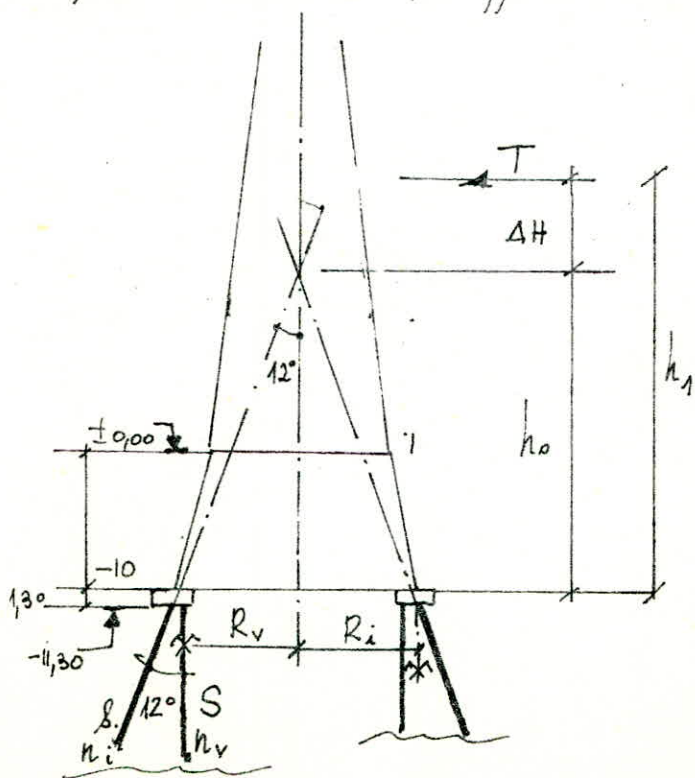
Dans ce qui suit, nous nous référerons à la Théorie du centre élastique dont l'exposé sortirait du cadre du présent mémoire. Par conséquent nous traiterons que le calcul pratique en vue de la détermination rapide des éléments nécessaires à dessiner.

## PIEUX

Pour toute explication supplémentaires, nous renvoyons le lecteur intéressé aux Annales ITBTP Juin 1973. N° 306 page 34).

Application :

α) Détermination des efforts sur les pieux:



Considérons le croquis schématisant la cheminée et portons les notations suivantes.

- Inclinaison du voile tronconique à la base:

$$\tan \varphi = \frac{28 - 20}{2 \times 10} = 0,4$$

$$\varphi = 21^{\circ} 85'$$

- Inclinaison des pieux de la couronne extérieure.

$$\alpha_i = 12^{\circ}$$

- Calcul du centre élastique O sur l'axe de la cheminée

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{R_i}{h_0} \Rightarrow h_0 = \frac{R_i}{\operatorname{tg} \alpha} \quad \alpha = 12^\circ$$

$$\operatorname{tg} \alpha = 0,2217 \Rightarrow h_0 = \frac{14,80}{0,2217} = 66,757 \text{ m}$$

$$R_i = 14,80 \text{ m}$$

- Angle au centre de répartition des pieux :

$n_v$  = nombre de pieux verticaux (couronne intérieure)

$n_i$  = " " " inclinés. (couronne extérieure).

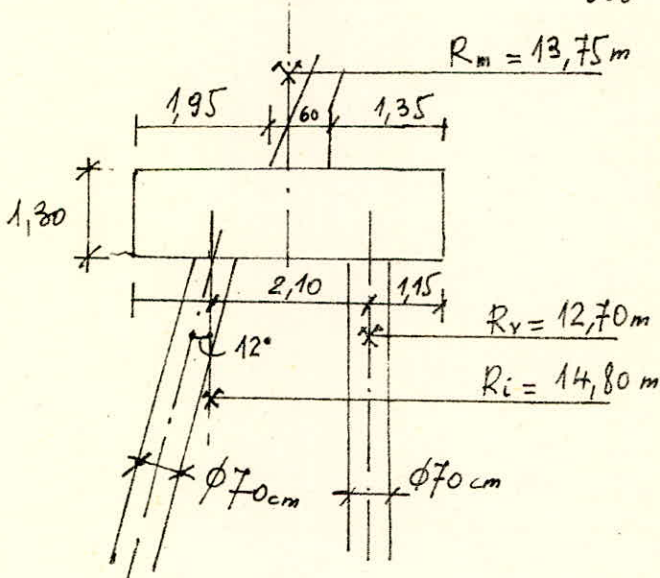
$n_v = n_i = 40$  soit  $\beta = \frac{360}{40} = 9^\circ$ . représentant un entraxe circconférentiel.

Ⓐ couronne de pieux verticaux :

$$L_v = \pi D_v \times \frac{\alpha}{360} = 3,14 \times 25,40 \times \frac{9}{360} = 1,994 \text{ m.}$$

Ⓑ couronne de pieux inclinés :

$$L_i = \pi D_i \times \frac{\alpha}{360} = 3,14 \times 29,60 \times \frac{9}{360} = 2,324 \text{ m.}$$



Calcul de  $h_1$  :

$$h_1 = \frac{M}{T} \quad 1^\circ) \text{ Sous vent extrême :}$$

$$N_0 = 7507,999 \text{ T}$$

$$M_0 = 75650,155 \text{ Tm}$$

$$H_0 = 632,883 \text{ T.}$$

$$h_1 = 125,082 \text{ m.}$$

2°) Sous séisme :

$$N_0 = 56582,75 \text{ T}$$

$$H_0 = 485,18 \text{ T}$$

$$h_1 = 116,80 \text{ m.}$$

Soit  $\Delta H = h_1 - h_0 = 125,082 - 66,757 = 58,325 \text{ mètres}$ .

On considère des pieux verticaux et inclinés :

$$\phi_v = 70 \text{ cm}$$

$$\phi_i = 70 \text{ cm.}$$

$$\left. \begin{array}{l} \phi_v = 70 \text{ cm} \\ \phi_i = 70 \text{ cm.} \end{array} \right\} \text{ section} = \pi \frac{\phi^2}{4} = 3848,5 \text{ cm}^2.$$

Appelons  $S =$  section totale des 40 pieux verticaux -  
 $s =$  " " " " " " inclinés -

En prenant 2% d'aciers, la section homogénéisée d'un pieu devient

$$s_1 = 3848,5 (1 + 15 \times 0,02) = 5000 \text{ cm}^2.$$

Nous avons donc:

$$S = 40 \cdot 5000 = 200\,000 \text{ cm}^2 = 20 \text{ m}^2.$$

$$s = 40 \cdot 5000 = 200\,000 \text{ cm}^2 = 20 \text{ m}^2.$$

La théorie du centre élastique fournit alors les contraintes maximales sur les pieux.

1°/ Contraintes maxima sur les pieux.

A. Sous effet du vent extrême:

(a) pieux verticaux:

$$\sigma'_{b \text{ maxi}} = \frac{N}{S + s \cos^3 \alpha} \pm \frac{2T \Delta H}{R_v S}$$

$$\alpha = 12^\circ$$

$$\sin \alpha = 0,2164$$

$$\cos \alpha = 0,9763$$

$$\sigma'_{b \text{ maxi}} = \frac{7507,99}{20 + 20 \cdot 0,9763^3} \pm \frac{2 \times 58,325 \times 632,883}{12,70 \times 20}$$

$$= 194,507 \pm 290,652 = \begin{cases} +485,159 \text{ T/m}^2 \\ -96,145 \text{ T/m}^2 \end{cases}$$

Compression:  $48,51 \text{ kgf/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 75 \text{ kgf/cm}^2 (= 1,5 \times 50)$  OK!

Traction:  $9,6 \text{ kgf/cm}^2 < \bar{\sigma}_b = 11,4 \text{ kgf/cm}^2 (= 1,5 \times 7,6)$  OK!

(b) pieux inclinés:

$$\sigma'_{b \text{ maxi}} = \frac{N \cos^2 \alpha}{S + s \cos^3 \alpha} \pm \frac{2T}{s \cdot \sin \alpha}$$

$$\sigma'_{b \text{ maxi}} = \frac{7507,99 \times 0,9763^2}{20 + 20 \cdot 0,9763^3} \pm \frac{2 \cdot 632,883}{20 \times 0,2164}$$

$$= 184,782 \pm 292,459 = \begin{cases} 477,241 \text{ T/m}^2 \\ -107,677 \text{ T/m}^2 \end{cases}$$

Compression:  $47,7 \text{ kgf/cm}^2 < 75 \text{ kgf/cm}^2$  OK!

Traction:  $10,7 \text{ kgf/cm}^2 < 11,4 \text{ kgf/cm}^2$  OK!

B. Sous séisme.

1° // avec  $N \uparrow$   $N = 6612,169 \text{ T}$   
 $H_0 = 485,18 \text{ T}$

(a) pieux verticaux :

$$\sigma'_{b \text{ maxi}} = \frac{6612,169}{20 + 20 \times 0,9763^3} \pm \frac{2 \cdot 58,325 \times 485,18}{12,70 \times 20}$$

$$= 171,299 \pm 222,819 = \begin{cases} +394,118 \text{ T/m}^2 \\ -51,52 \text{ T/m}^2 \end{cases}$$

Compression :  $39,41 < 75 \text{ kgf/cm}^2$   
 Traction :  $5,15 < 11,4 \text{ kgf/cm}^2$

(b) pieux inclinés :

$$\sigma'_{b \text{ maxi}} = \frac{6612,169 \times 0,9763}{20 + 20 \cdot 0,9763^3} \pm \frac{2 \cdot 485,18}{20 \cdot 0,2164}$$

$$= 167,188 \pm 224,405 = \begin{cases} \nearrow +391,593 \text{ T/m}^2 < 750 \text{ T/m}^2 \\ \searrow -57,217 \text{ T/m}^2 < 114 \text{ T/m}^2 \end{cases}$$

2°) avec  $N \downarrow$   $N = 7038,739 \text{ T}$   
 $H_0 = 485 \text{ T}$

(a) pieux verticaux :

$$\sigma'_{b \text{ maxi}} = \frac{7038,739}{20 + 20 \cdot 0,9763^3} \pm \frac{2 \cdot 58,325 \times 485,18}{12,70 \times 20}$$

$$= 182,350 \pm 222,819 = \begin{cases} \nearrow +405,169 \text{ T/m}^2 < 750 \text{ T/m}^2 \\ \searrow -40,469 \text{ T/m}^2 < 114 \text{ T/m}^2 \end{cases}$$

(b) pieux inclinés :

$$\sigma'_{b \text{ maxi}} = \frac{7038,739 \times 0,9763^2}{20 + 20 \cdot 0,9763^3} \pm \frac{2 \times 485,18}{20 \times 0,2164}$$

$$= 182,350 \pm 224,405 = \begin{cases} \nearrow 406,755 \text{ T/m}^2 < 750 \text{ T/m}^2 \\ \searrow -42,055 \text{ T/m}^2 < 114 \text{ T/m}^2 \end{cases}$$

2<sup>ème</sup>] Efforts verticaux sollicitant les pieux.

A. Sous Vent extrême :

(a) pieux verticaux :

$$F_v = \frac{N}{n_v + n_i \cos^3 \alpha} \pm \frac{2 T \Delta H}{R_v \cdot n_v}$$

$$F_v = \frac{7507,999}{40 + 40 \times 0,9763^3} \pm \frac{2 \cdot 632,883 \times 58,325}{12,70 \times 40}$$

ce qui conduit à  $F_v = 97,253 T \pm 145,326 T = \begin{cases} 242,579 T \\ -48,073 T \end{cases}$

(b) pieux inclinés :

$$F_i = \frac{N \cos^2 \alpha}{n_v + n_i \cos^2 \alpha} \pm \frac{2 T}{n_i \sin \alpha}$$

$$F_i = \frac{7507,999 \times 0,9763^2}{77,20} \pm \frac{2 \times 632,883}{40 + 40 \times 0,2164}$$

$$= 119,68 \pm 25,094 = \begin{cases} +144,77 T \\ +94,58 T \end{cases}$$

B. Sous séisme :

1°) avec  $N \uparrow$

(a) pieux verticaux :

$$F_v = \frac{6612,169}{77,20} \pm \frac{2 \cdot 485,18 \cdot 58,325}{12,7 \times 40}$$

$$= 85,649 \pm 111,409 = \begin{cases} +197,098 T \\ -25,76 T \end{cases}$$

(b) pieux inclinés :

$$F_i = \frac{6612,169 \times 0,95}{77,20} \pm \frac{2 \times 485,18}{40 + 40 \cdot 0,2164}$$

$$= 81,2 \pm 19,23 = \begin{cases} +100,43 T \\ +61,97 T \end{cases}$$

2°) avec  $N \downarrow$

(a) pieux verticaux :

$$F_v = \frac{7038,739}{77,20} \pm \frac{2 \cdot 485,18 \cdot 58,325}{12,7 \times 40}$$

$$= 91,175 T \pm 111,409 = \begin{cases} +202,584 T \\ -20,234 T \end{cases}$$

(b) pieux inclinés :

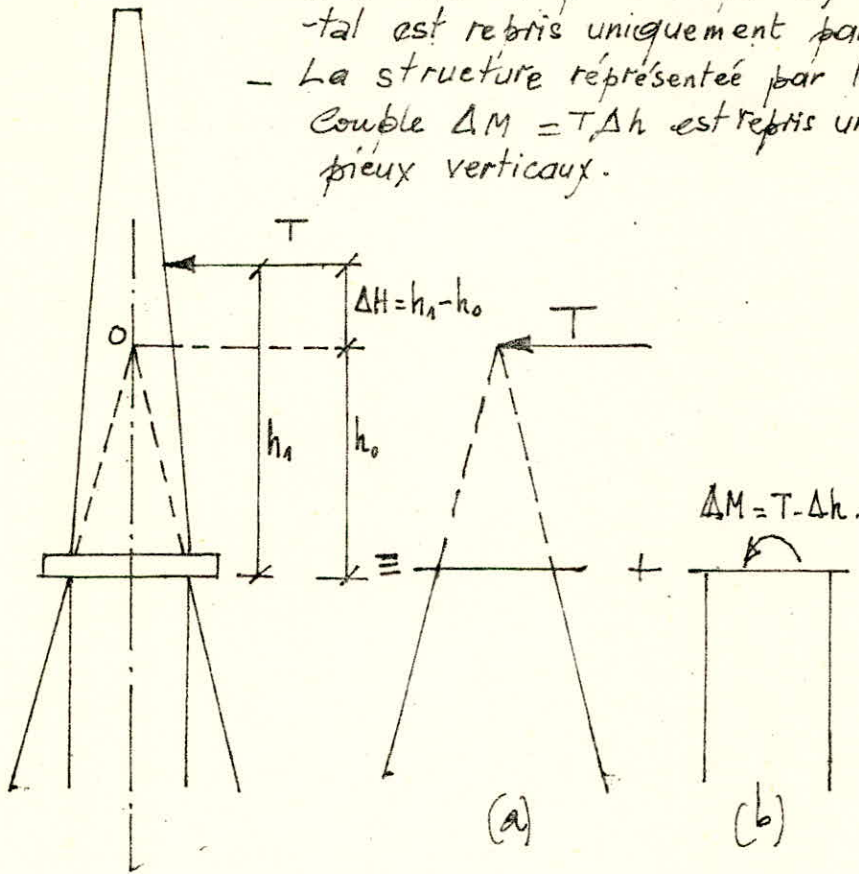
$$F_i = \frac{7038,739 \times 0,95}{77,20} \pm \frac{2 \times 485,18}{40 \times 0,2164}$$

$$= 86,616 \pm 19,23 = \begin{cases} +105,846 T \\ +67,386 T \end{cases}$$

Remarques :

- \* Les efforts verticaux sont repris à la fois par les pieux verticaux et par les pieux inclinés.
- \* En réduisant les efforts au niveau du centre élastique  $O$ , on se ramène à 2 sous structures simples :

- La structure représentée par a) où l'effort horizontal est repris uniquement par les pieux inclinés.
- La structure représentée par la figure b) où le couple  $\Delta M = T \Delta h$  est repris uniquement par les pieux verticaux.



- \* Nous constatons que certains efforts sur les pieux sont négatifs c'est à dire que ces pieux travaillent à l'arrachement - Ceci ne nous étonne pas puisque les "Règles applicables à la Construction des cheminées en BA stipulent que :
  - Il n'est pas admis d'effort de traction sur les pieux sauf justification des sollicitations résultant des actions du 1<sup>er</sup> genre spéciale.
  - La traction sous les sollicitations du 2<sup>ème</sup> genre peut être admise.

β) Caractéristiques des pieux prefabriqués.

Nous avons admis que la couche de substratum de sol inconsistant a une épaisseur moyenne de 28m, ce qui a déterminé la longueur des pieux de 18m - Ceux-ci seront ancrés dans le rocher de 1,00m environ.

- diamètre du corps =  $\phi = 70$  cm.
- " de la tête =  $\phi = 60$  cm.
- Sabot = armé d'une pointe en acier sur 1,00m.
- longueur du corps = 18 m.

hors tout =  $18m + 1,20 = 19,20m$ .  
 $L \leq 80\phi = 80 \times 70 = 56m$ . donc flambage pas à craindre

## CONCLUSION.

Nous avons analysé les effets séparés et combinés du vent, de la température et du poids propre ainsi que de l'enso-  
-lèvement. Nous avons fait une étude comparative des sollici-  
-tations introduites par le vent et par le séisme. Nous avons  
montré comment évaluer les déformations dans le cas des  
barres à inertie variable. Toutes les sollicitations d'ensemble  
d'une part et locales d'autre part, y compris les moments secon-  
daires ont été examinées dans leurs moindres détails et à la lumière  
des méthodes de calcul les plus modernes et sur la base des  
règles applicables aux cheminées, les plus récentes.

Certains problèmes spécifiques aux cheminées ont été quand même  
abordés tel que la présence des ouvertures dont le calcul exact n'est  
pas encore connu de nos jours.

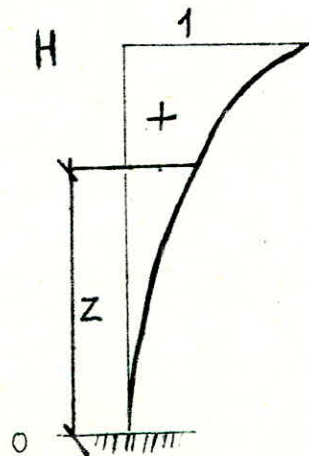
L'évaluation des contraintes effectives et le calcul des contraintes  
admissibles dans les sens transversal et vertical, selon les cas de  
charges, et en tenant compte de la variation du module d'élasticité  
ont été traités successivement.

Avec les développements du calcul des modes supérieurs, l'étude de  
la réponse dynamique, l'étude des moments et des déformations à  
par la méthode matricielle de Monsieur Pétrovici, inertie variable,  
enfin par une proposition de la programmation de ces 2 dernières  
grandeurs, qui permettrait de finaliser rapidement les calculs  
des sollicitations éoliennes et sismiques, nous pensons avoir apporté  
une contribution originale non négligeable bien dans la ligne des  
études et cours professés à l'école nationale Polytechnique.

J'affirme, ne m'être jamais aussi dévoué à un projet  
de quelque nature que ce soit, avec autant d'énergie et d'ardeur  
que pour celui-ci.

## 1<sup>er</sup> MODE DE VIBRATION

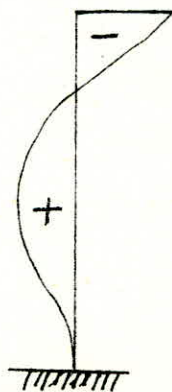
$z/H$	$f(z/H)$	$z/H$	$f(z/H)$	$z/H$	$f(z/H)$	$z/H$	$f(z/H)$
0,00	0,0000	0,26	0,1047	0,51	0,3512	0,76	0,6712
0,01	0,0002	0,27	0,1123	0,52	0,3630	0,77	0,6848
0,02	0,0007	0,28	0,1201	0,53	0,3749	0,78	0,6983
0,03	0,0016	0,29	0,1282	0,54	0,3870	0,79	0,7119
0,04	0,0028	0,30	0,1365	0,55	0,3991	0,80	0,7255
0,05	0,0043	0,31	0,1450	0,56	0,4113	0,81	0,7391
0,06	0,0062	0,32	0,1536	0,57	0,4236	0,82	0,7527
0,07	0,0083	0,33	0,1625	0,58	0,4360	0,83	0,7664
0,08	0,0108	0,34	0,1716	0,59	0,4485	0,84	0,7801
0,09	0,0137	0,35	0,1809	0,60	0,4611	0,85	0,7938
0,10	0,0168	0,36	0,1903	0,61	0,4738	0,86	0,8075
0,11	0,0202	0,37	0,2000	0,62	0,4865	0,87	0,8212
0,12	0,0239	0,38	0,2098	0,63	0,4994	0,88	0,8349
0,13	0,0279	0,39	0,2197	0,64	0,5123	0,89	0,8487
0,14	0,0322	0,40	0,2299	0,65	0,5252	0,90	0,8624
0,15	0,0368	0,41	0,2402	0,66	0,5382	0,91	0,8761
0,16	0,0417	0,42	0,2507	0,67	0,5513	0,92	0,8899
0,17	0,0468	0,43	0,2613	0,68	0,5644	0,93	0,9037
0,18	0,0523	0,44	0,2720	0,69	0,5776	0,94	0,9174
0,19	0,0579	0,45	0,2829	0,70	0,5909	0,95	0,9312
0,20	0,0639	0,46	0,2940	0,71	0,6042	0,96	0,9449
0,21	0,0701	0,47	0,3052	0,72	0,6175	0,97	0,9587
0,22	0,0765	0,48	0,3165	0,73	0,6309	0,98	0,9725
0,23	0,0832	0,49	0,3280	0,74	0,6443	0,99	0,9862
0,24	0,0901	0,50	0,3395	0,75	0,6577	1,00	1,0000
0,25	0,0973						





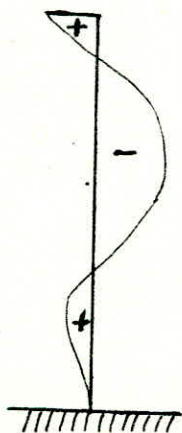
## 2<sup>ème</sup> MODE DE VIBRATION

$z/H$	$f(z/H)$	$z/H$	$f(z/H)$	$z/H$	$f(z/H)$	$z/H$	$f(z/H)$
0,00	0,0000	0,26	0,4400	0,51	0,7083	0,76	0,0956
0,01	0,0011	0,27	0,4623	0,52	0,7014	0,77	0,0554
0,02	0,0043	0,28	0,4841	0,53	0,6930	0,78	0,0145
0,03	0,0094	0,29	0,5054	0,54	0,6829	0,79	-0,0275
0,04	0,0165	0,30	0,5261	0,55	0,6712	0,80	-0,0700
0,05	0,0253	0,31	0,5461	0,56	0,6580	0,81	-0,1132
0,06	0,0359	0,32	0,5653	0,57	0,6432	0,82	-0,1571
0,07	0,0480	0,33	0,5837	0,58	0,6268	0,83	-0,2014
0,08	0,0615	0,34	0,6012	0,59	0,6089	0,84	-0,2463
0,09	0,0764	0,35	0,6177	0,60	0,5895	0,85	-0,2917
0,10	0,0926	0,36	0,6331	0,61	0,5685	0,86	-0,3374
0,11	0,1100	0,37	0,6475	0,62	0,5461	0,87	-0,3836
0,12	0,1284	0,38	0,6607	0,63	0,5222	0,88	-0,4300
0,13	0,1477	0,39	0,6727	0,64	0,4969	0,89	-0,4768
0,14	0,1679	0,40	0,6835	0,65	0,4702	0,90	-0,5238
0,15	0,1888	0,41	0,6929	0,66	0,4422	0,91	-0,5709
0,16	0,2104	0,42	0,7010	0,67	0,4128	0,92	-0,6183
0,17	0,2325	0,43	0,7078	0,68	0,3821	0,93	-0,6658
0,18	0,2550	0,44	0,7131	0,69	0,3502	0,94	-0,7134
0,19	0,2779	0,45	0,7170	0,70	0,3170	0,95	-0,7611
0,20	0,3010	0,46	0,7194	0,71	0,2828	0,96	-0,8088
0,21	0,3244	0,47	0,7202	0,72	0,2474	0,97	-0,8566
0,22	0,3477	0,48	0,7196	0,73	0,2109	0,98	-0,8044
0,23	0,3711	0,49	0,7174	0,74	0,1734	0,99	-0,9322
0,24	0,3943	0,50	0,7137	0,75	0,1350	1,00	-1,0000
0,25	0,4173						



### 3<sup>ème</sup> MODE DE VIBRATION.

$z/H$	$f(z/H)$	$z/H$	$f(z/H)$	$z/H$	$f(z/H)$	$z/H$	$f(z/H)$
0,00	0,0000	0,26	0,7384	0,51	-0,0358	0,76	-0,5526
0,01	0,0030	0,27	0,7488	0,52	-0,0997	0,77	-0,5193
0,02	0,0117	0,28	0,7553	0,53	-0,1449	0,78	-0,4818
0,03	0,0256	0,29	0,7578	0,54	-0,1979	0,79	-0,4403
0,04	0,0442	0,30	0,7562	0,55	-0,2494	0,80	-0,3948
0,05	0,0670	0,31	0,7507	0,56	-0,2991	0,81	-0,3456
0,06	0,0936	0,32	0,7410	0,57	-0,3467	0,82	-0,2929
0,07	0,1235	0,33	0,7273	0,58	-0,3919	0,83	-0,2369
0,08	0,1562	0,34	0,7096	0,59	-0,4344	0,84	-0,1778
0,09	0,1912	0,35	0,6880	0,60	-0,4739	0,85	-0,1158
0,10	0,2281	0,36	0,6626	0,61	-0,5101	0,86	-0,0512
0,11	0,2664	0,37	0,6335	0,62	-0,5429	0,87	0,0158
0,12	0,3056	0,38	0,6009	0,63	-0,5719	0,88	0,0849
0,13	0,3454	0,39	0,5650	0,64	-0,5971	0,89	0,1559
0,14	0,3853	0,40	0,5259	0,65	-0,6181	0,90	0,2286
0,15	0,4248	0,41	0,4838	0,66	-0,6349	0,91	0,3026
0,16	0,4637	0,42	0,4391	0,67	-0,6474	0,92	0,3778
0,17	0,5014	0,43	0,3920	0,68	-0,6553	0,93	0,4540
0,18	0,5377	0,44	0,3428	0,69	-0,6587	0,94	0,5310
0,19	0,5722	0,45	0,2917	0,70	-0,6574	0,95	0,6085
0,20	0,6045	0,46	0,2390	0,71	-0,6515	0,96	0,6864
0,21	0,6344	0,47	0,1852	0,72	-0,6410	0,97	0,7646
0,22	0,6616	0,48	0,1304	0,73	-0,6257	0,98	0,8430
0,23	0,6859	0,49	0,0751	0,74	-0,605	0,99	0,9215
0,24	0,7069	0,50	0,0196	0,75	-0,581	1,00	1,0000
0,25	0,7245						

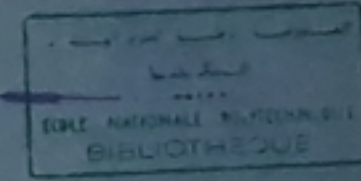


Pour la programmation, l'étude des  
moments et déformations, l'étude de la  
Réponse dynamique et les calculs détaillés  
du Séisme, écrite à l'auteur:  
7 Rue Bichat - Alger 4<sup>e</sup>.

PROJET DE FIN D'ETUDES

**CHEMINEE HAUTE EN B.A.**

Projeté par : Monsieur RADU PETROVICI  
 Ingénieur conseil  
 Professeur de béton armé et précontraint  
 Promoteur à l'E.N.P.A.  
 Promoteur : Monsieur RADU PETROVICI  
 Etudié par : Monsieur BOUALEM TILIOUINE



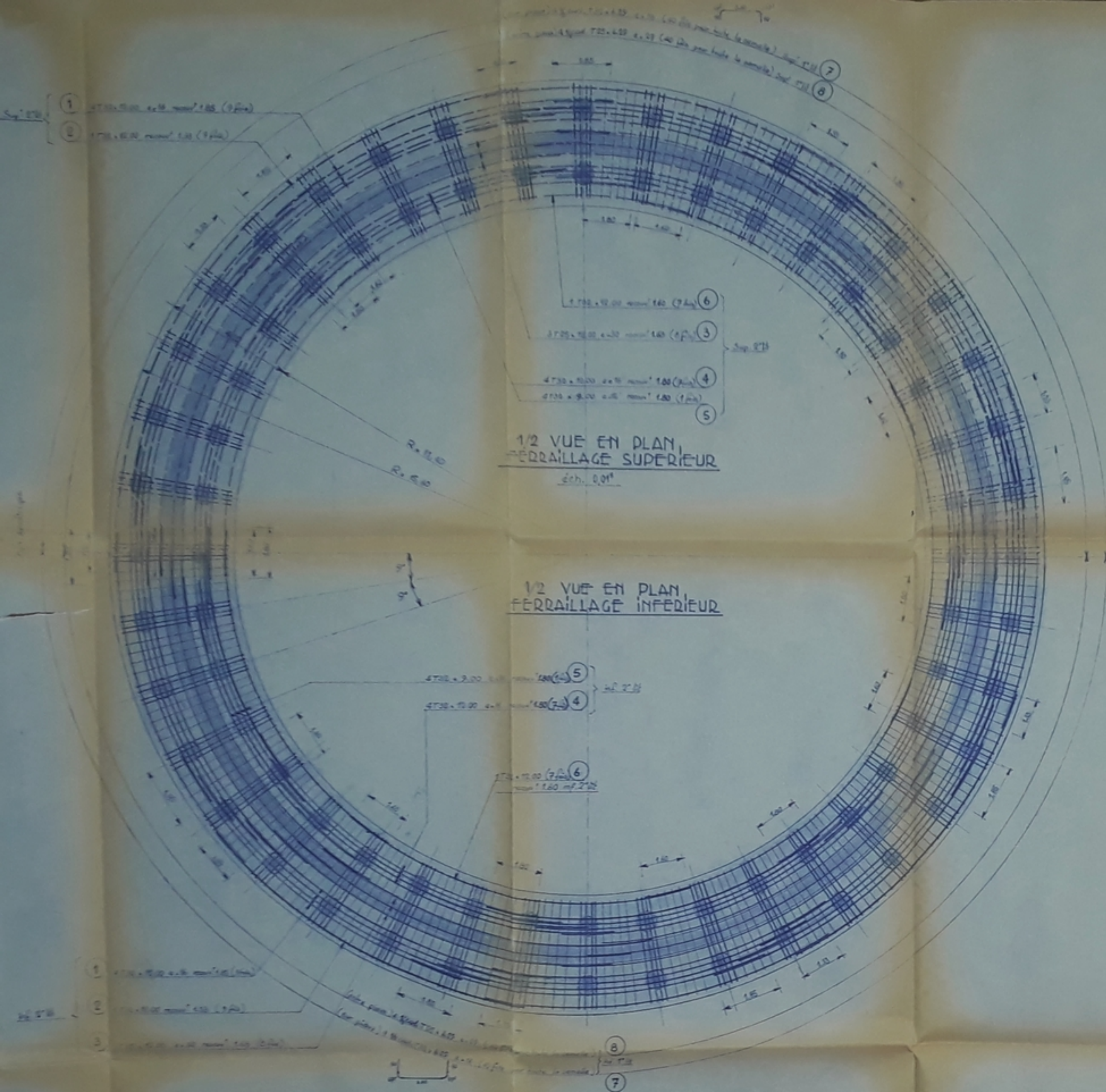
TITRE DU PLAN		CONTENU	
<b>SEMELLE CIRCULAIRE</b>		PLAN	005 (1/50)
		COUPES	007 (1/50)
<b>FERRAILLAGE</b>			
Date : Alger, le 20 Mai 1973	N° du PLAN	<b>3</b>	

**HYPOTHESES DE CALCUL**

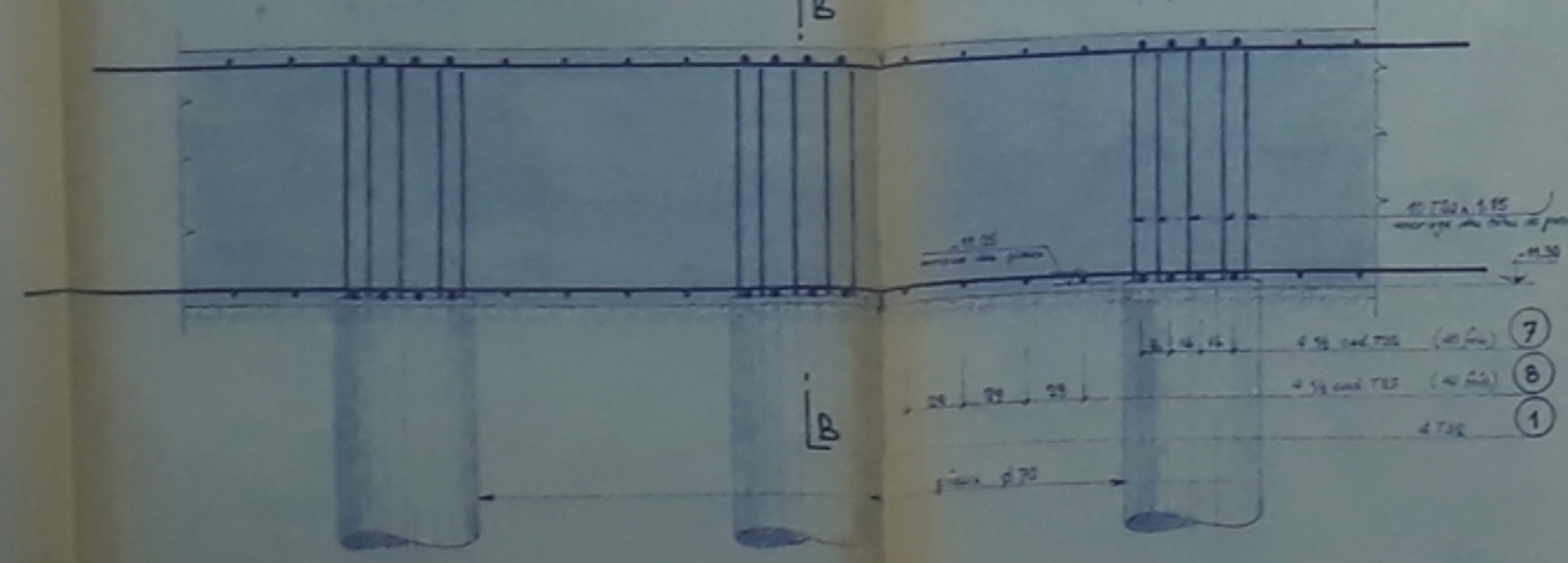
SETOR	qualité	caractéristiques	caractéristiques
BETON	Béton comprimé classé à 400 kg/cm <sup>2</sup> (C40)	$f_{ck} = 40 \text{ MPa}$	$f_{td} = 0,33 f_{ck}$
	acier de la cage	$f_{yk} = 475 \text{ MPa}$	$f_{td} = 1,25 f_{yk}$
	acier de la cage	$f_{yk} = 475 \text{ MPa}$	$f_{td} = 1,25 f_{yk}$
	acier de la cage	$f_{yk} = 475 \text{ MPa}$	$f_{td} = 1,25 f_{yk}$
ACIERS	acier doux (Fe E 235)	$f_{yk} = 235 \text{ MPa}$	$f_{td} = 1,25 f_{yk}$
	acier doux (Fe E 400)	$f_{yk} = 400 \text{ MPa}$	$f_{td} = 1,25 f_{yk}$
Cages de carlière		de diamètre : $R = 3 \phi$	
Enrobage = 5 cm		de diamètre : $R = 0,85 \phi$ ou $\phi = 0,5$	

REMARQUES : Il est impératif de respecter rigoureusement les décalages en plan des liaisons des aciers longitudinaux.

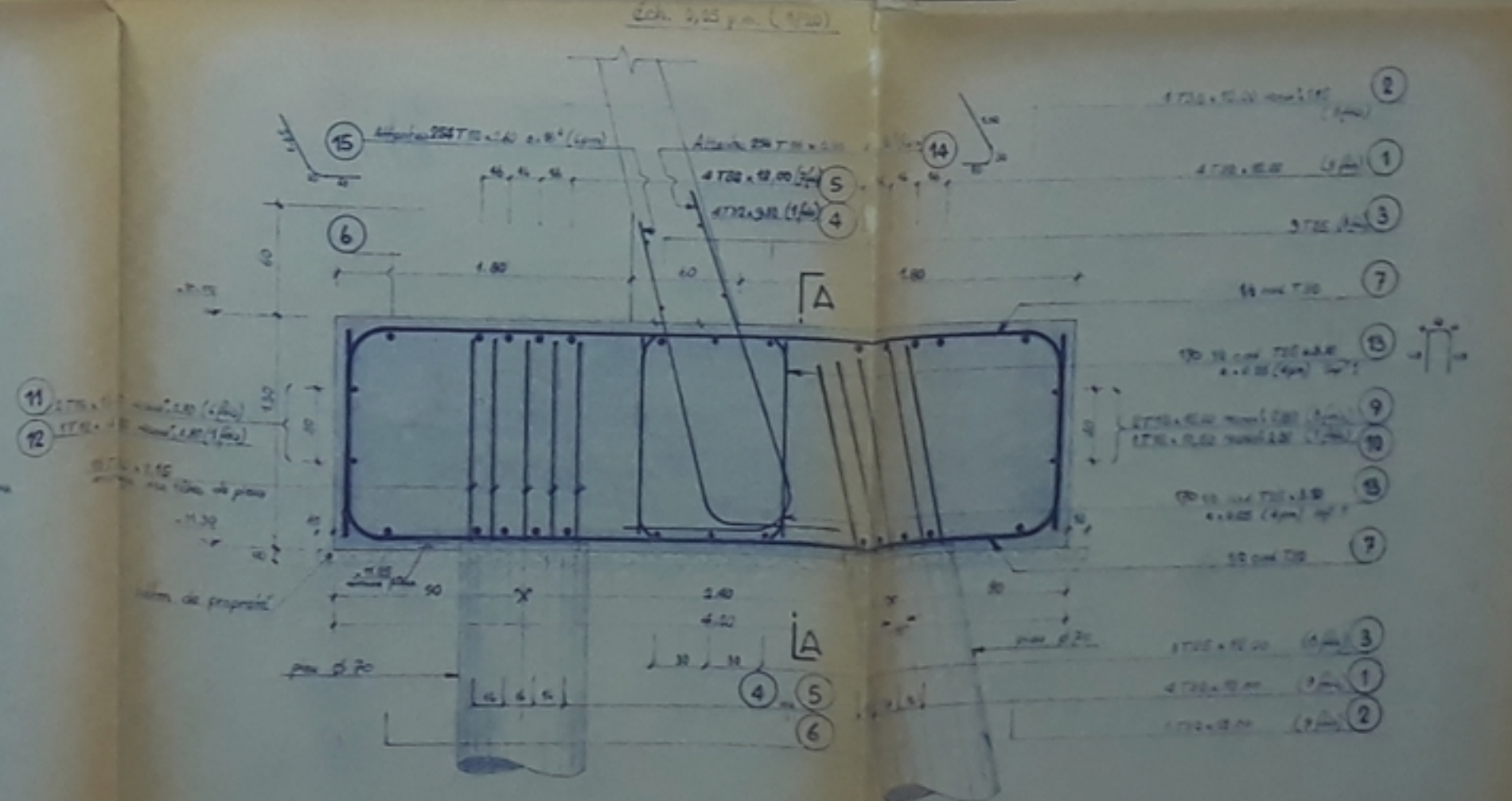
PB 024 F  
 -1-



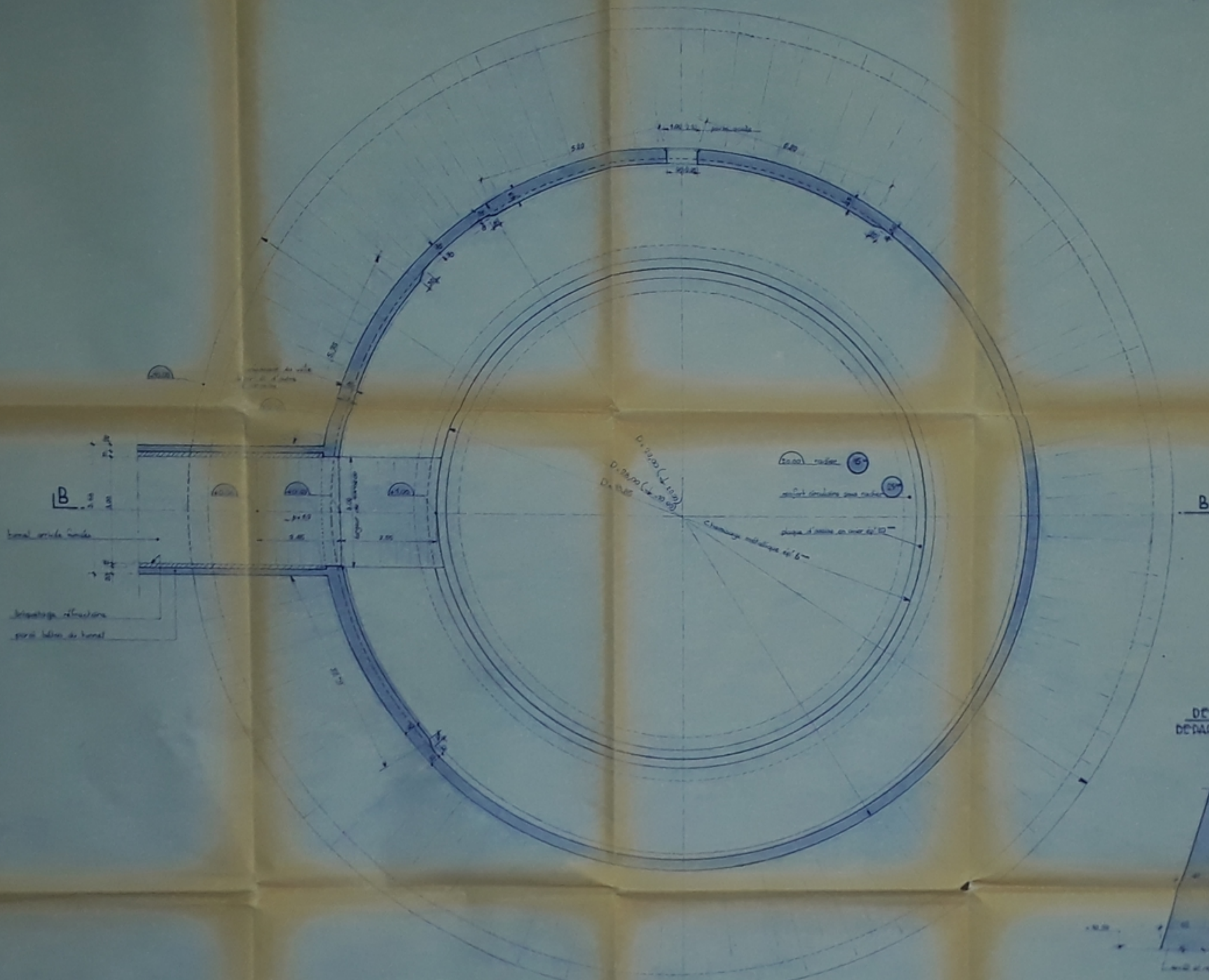
**ELEVATION SUIVANT A-A**  
 éch. 0,05 (1/20)



**COUPE SUR SEMELLE B-B**



VUE EN PLAN SUIVANT A-A



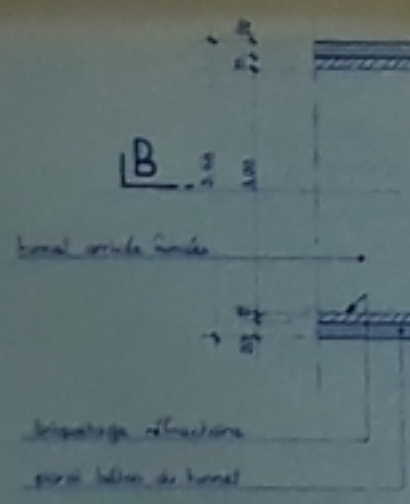
UNIVERSITÉ SAADI  
ÉCOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE  
D'INGÉNIEUR EN GÉNIE CIVIL

PROJET DE FIN D'ÉTUDES  
**CHÈMIÉE HAUTE EN B.A.**

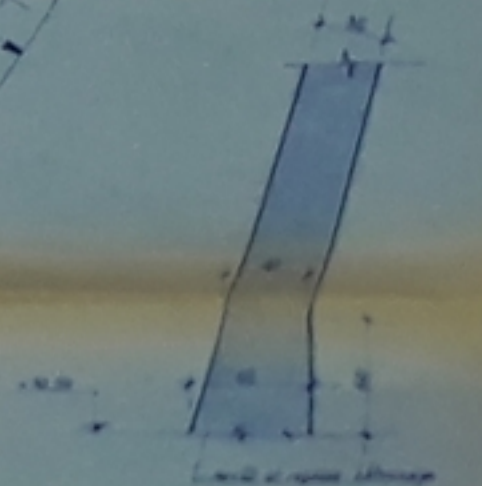
Étudiant: M. HASSAN HASSAN  
Encadré par: M. MOHAMED EL HADJ  
Présenté à: L. 1. 2023

DATE: 10/05/2023

VOLE TRONCONIQUE  
D. 1000 L. 1000  
VUE EN PLAN COUPE 1-1 2-2 3-3  
DÉTAILS 1-4



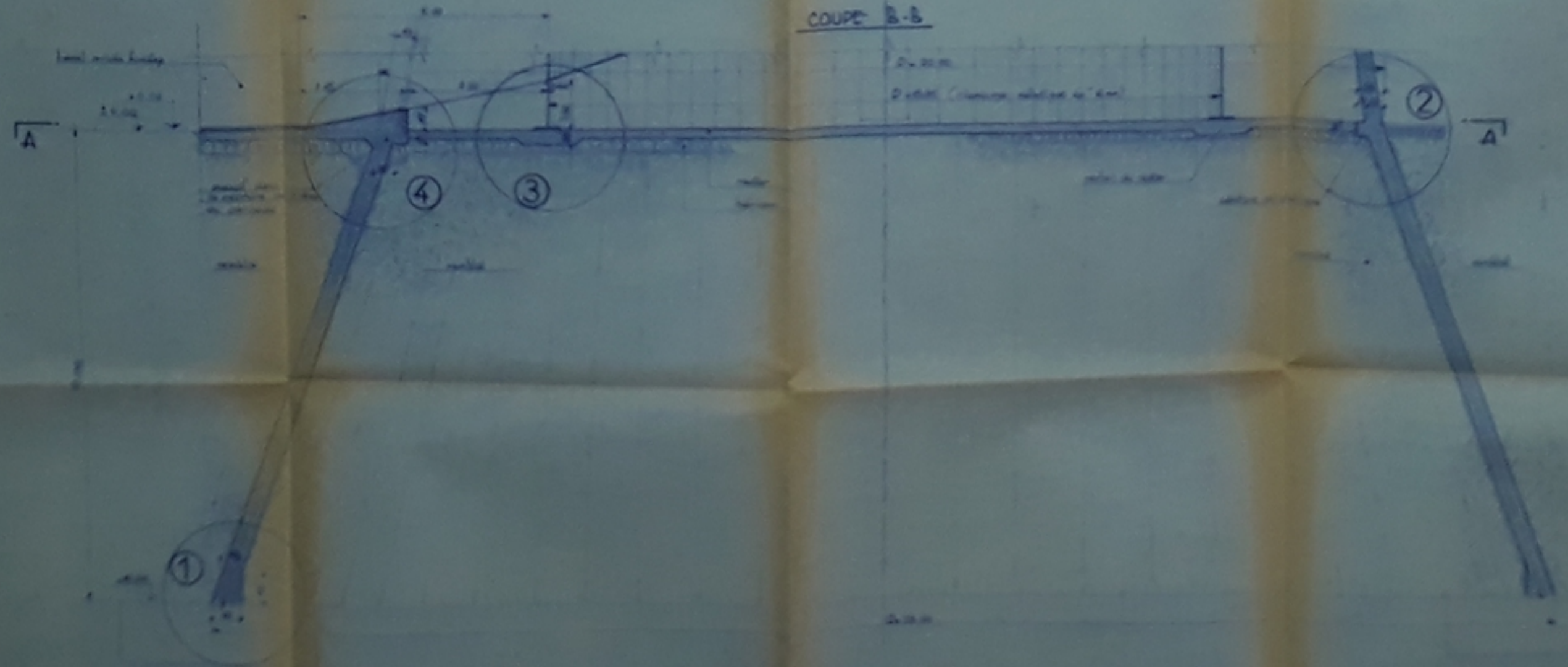
DETAIL 1  
DÉPART VOILE



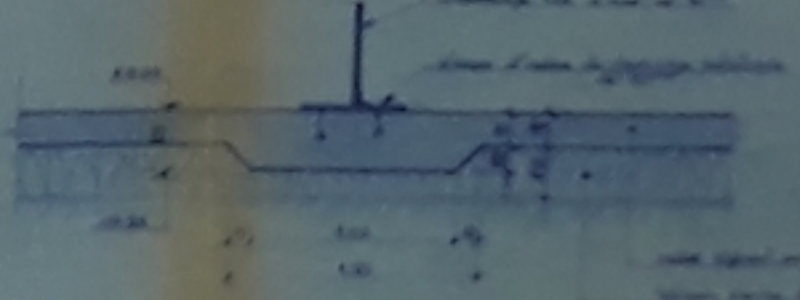
DETAIL 2  
CEINTURE PÉRIPHÉRIQUE



COUPE B-B



DETAIL 3  
SUPPORTEUR SOUS CHEMISE MÉTALLIQUE



DETAIL 4



PROJET DE FIN D'ÉTUDES

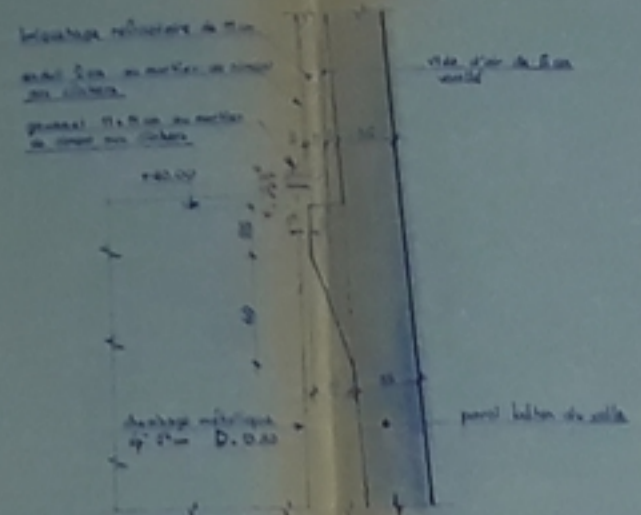
**CHEMINÉE HAUTE EN B.A.**

Étudiant : M. SALEM HADJI  
 Directeur : M. SALEM HADJI  
 Professeur : M. SALEM HADJI  
 Date : 15/05/2018

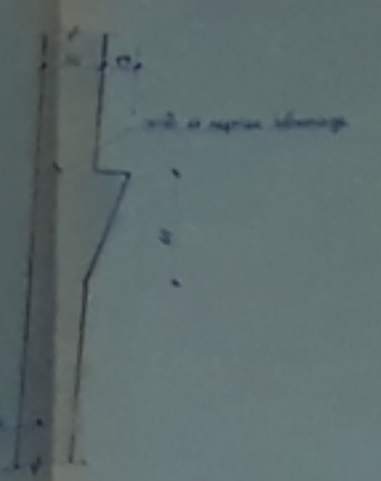
VOILE TRONCONIQUE  
 COFFRAGE

6

DETAIL ②



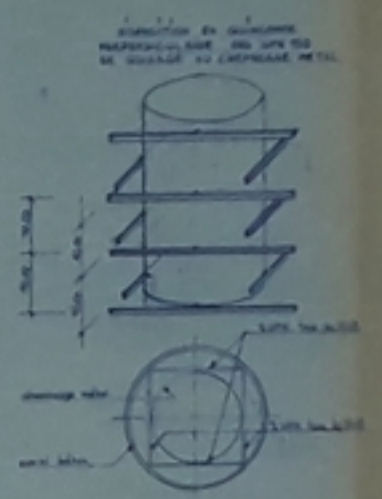
DETAIL ①



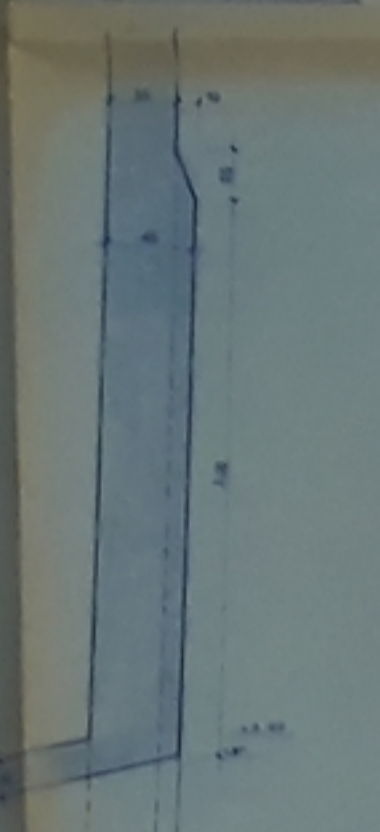
1/2 COUPE I-I



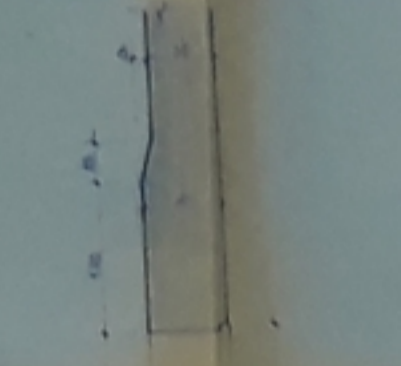
1/2 COUPE I-I  
AVEC CHEMISE METALLIQUE



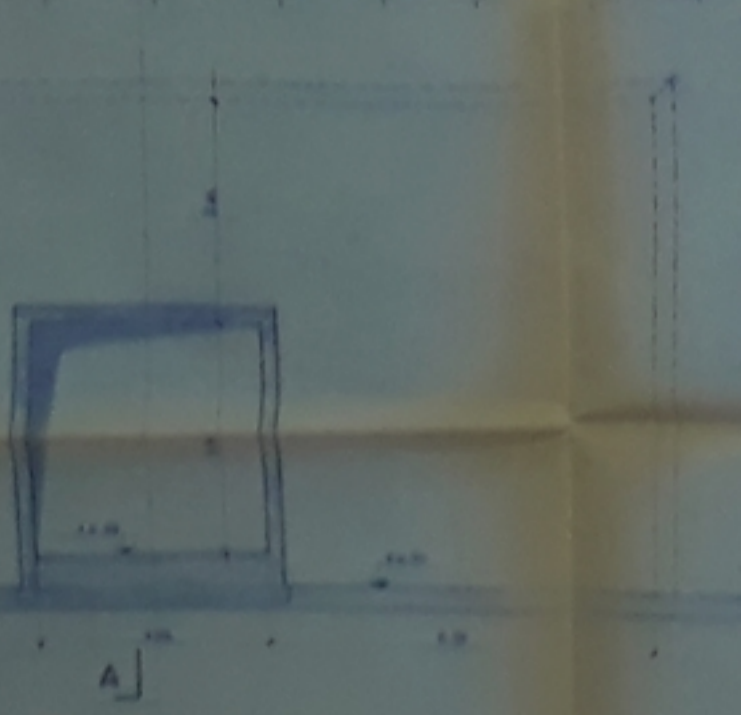
A-A



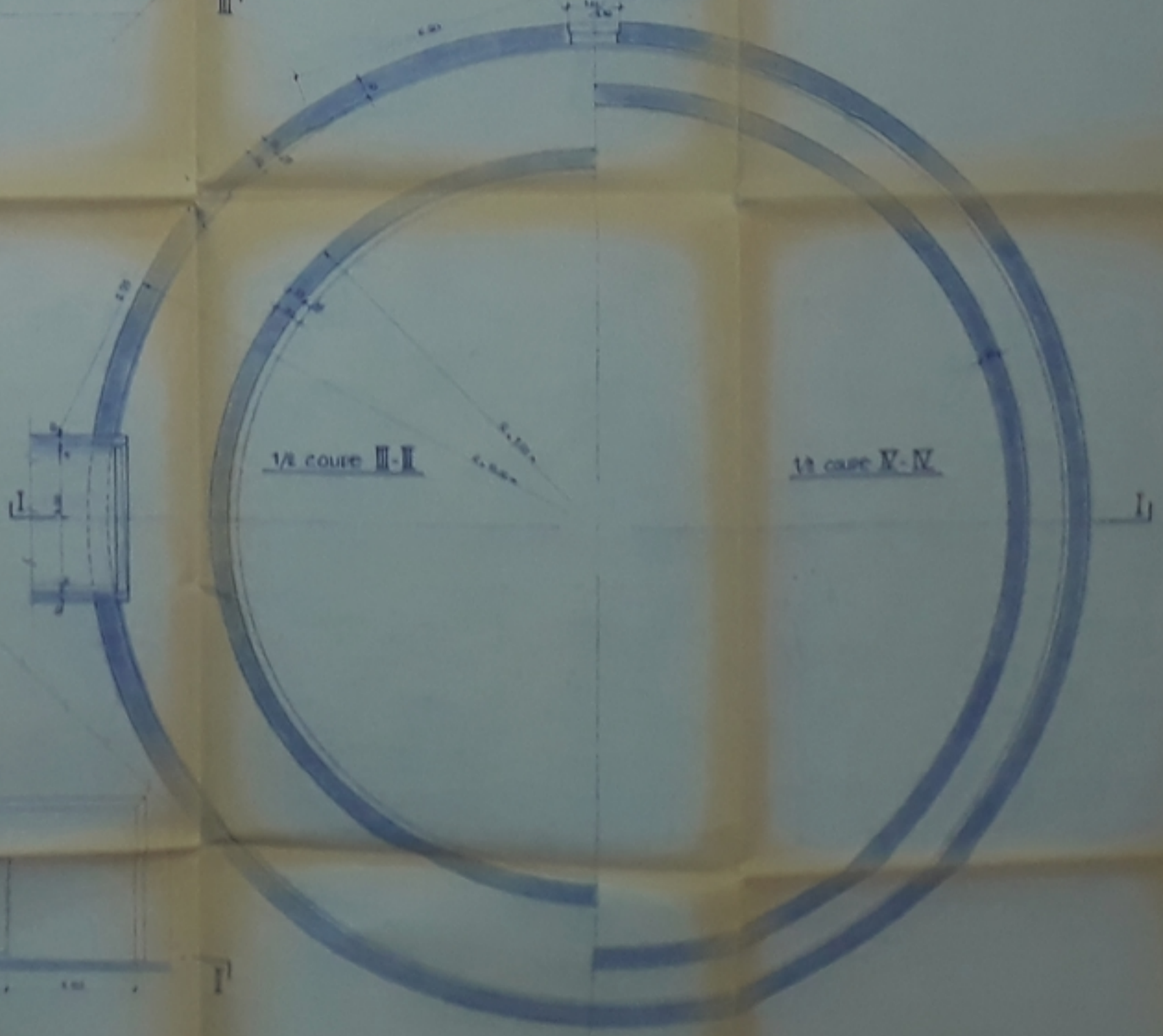
B-B



ELEVATION DU CARREAU



COUPE II-I



1/3 COUPE II-I

1/4 COUPE V-V

METAL 1

DETAIL 2

1/2 COUPE I-I

1/2 COUPE I-I  
avec cuvelage métallique

PROJET DE FIN D'ETUDES  
CHEMINÉE HAUTE EN S.A.

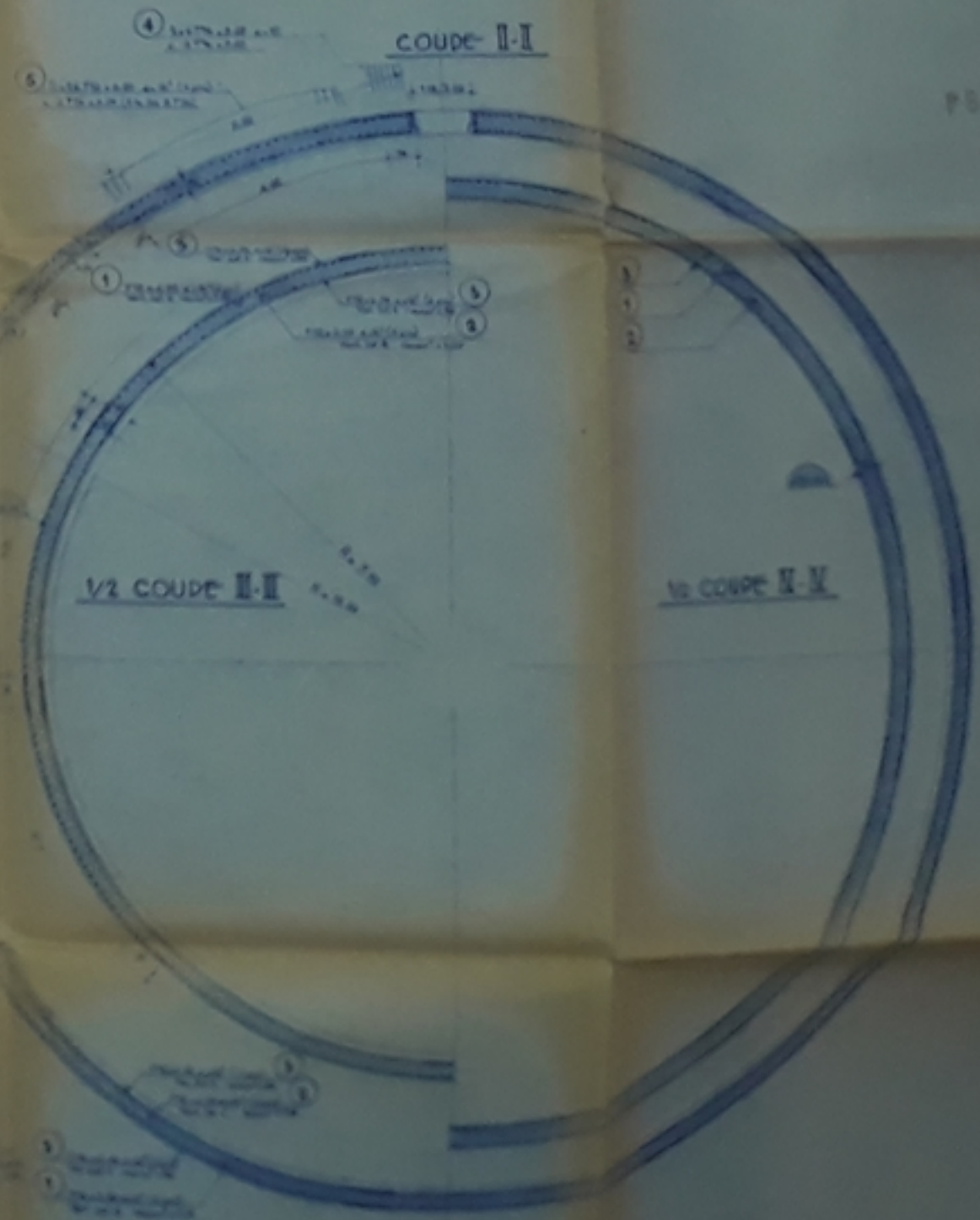
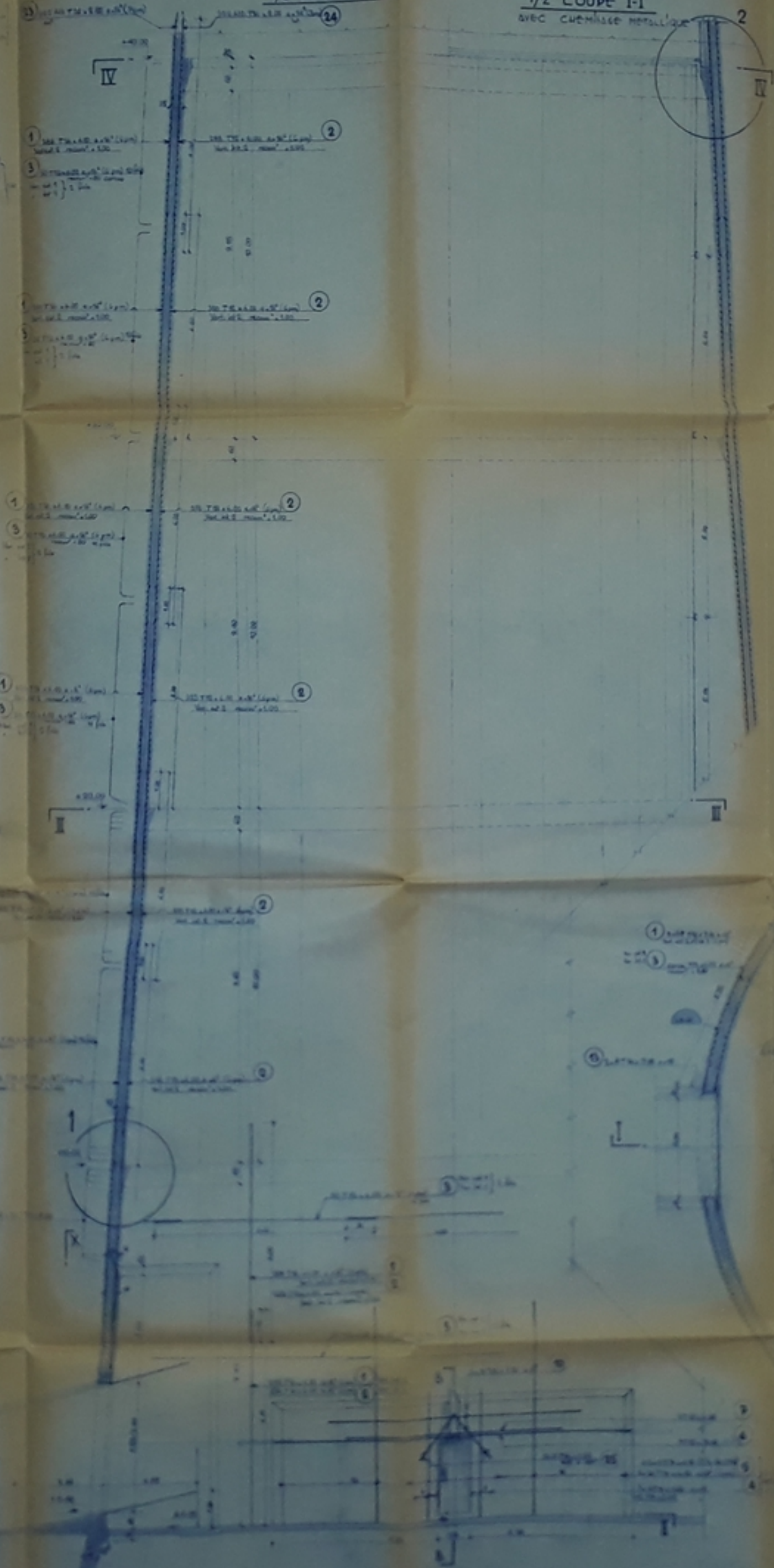
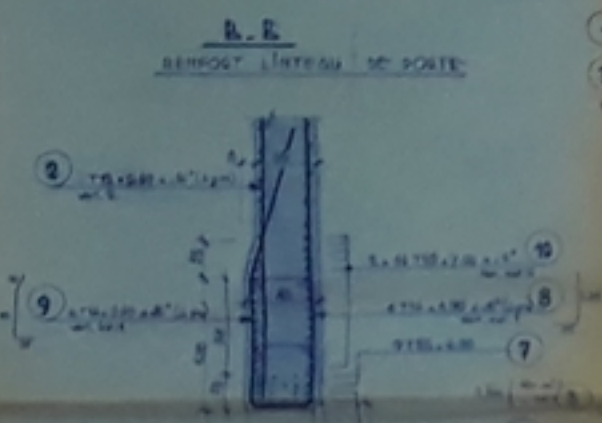
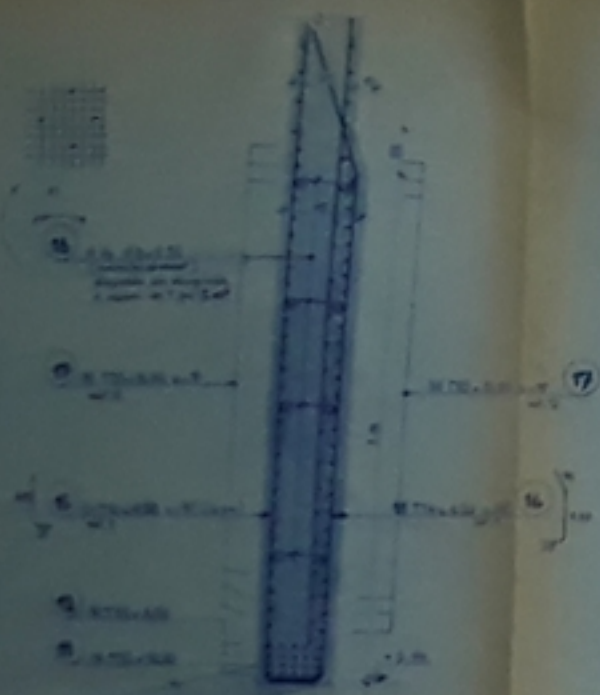
Niveau	Élévation	Rayon	Ø	Ø ext.	Ø int.	Ø moy.	Surface	Volume
1	100	75	4.0	4.5	3.5	4.0	50.9	35.6
2	110	75	4.0	4.5	3.5	4.0	50.9	70.2
3	120	75	4.0	4.5	3.5	4.0	50.9	104.8
4	130	75	4.0	4.5	3.5	4.0	50.9	139.4
5	140	75	4.0	4.5	3.5	4.0	50.9	174.0
6	150	75	4.0	4.5	3.5	4.0	50.9	208.6
7	160	75	4.0	4.5	3.5	4.0	50.9	243.2
8	170	75	4.0	4.5	3.5	4.0	50.9	277.8
9	180	75	4.0	4.5	3.5	4.0	50.9	312.4
10	190	75	4.0	4.5	3.5	4.0	50.9	347.0
11	200	75	4.0	4.5	3.5	4.0	50.9	381.6
12	210	75	4.0	4.5	3.5	4.0	50.9	416.2
13	220	75	4.0	4.5	3.5	4.0	50.9	450.8
14	230	75	4.0	4.5	3.5	4.0	50.9	485.4
15	240	75	4.0	4.5	3.5	4.0	50.9	520.0
16	250	75	4.0	4.5	3.5	4.0	50.9	554.6
17	260	75	4.0	4.5	3.5	4.0	50.9	589.2
18	270	75	4.0	4.5	3.5	4.0	50.9	623.8
19	280	75	4.0	4.5	3.5	4.0	50.9	658.4
20	290	75	4.0	4.5	3.5	4.0	50.9	693.0
21	300	75	4.0	4.5	3.5	4.0	50.9	727.6
22	310	75	4.0	4.5	3.5	4.0	50.9	762.2
23	320	75	4.0	4.5	3.5	4.0	50.9	796.8
24	330	75	4.0	4.5	3.5	4.0	50.9	831.4
25	340	75	4.0	4.5	3.5	4.0	50.9	866.0
26	350	75	4.0	4.5	3.5	4.0	50.9	900.6

PROJET DE FIN D'ETUDES  
CHEMINÉE HAUTE EN S.A.

COUPE THEORETIQUE

COUPE I-I  
FERRAILLAGE

7

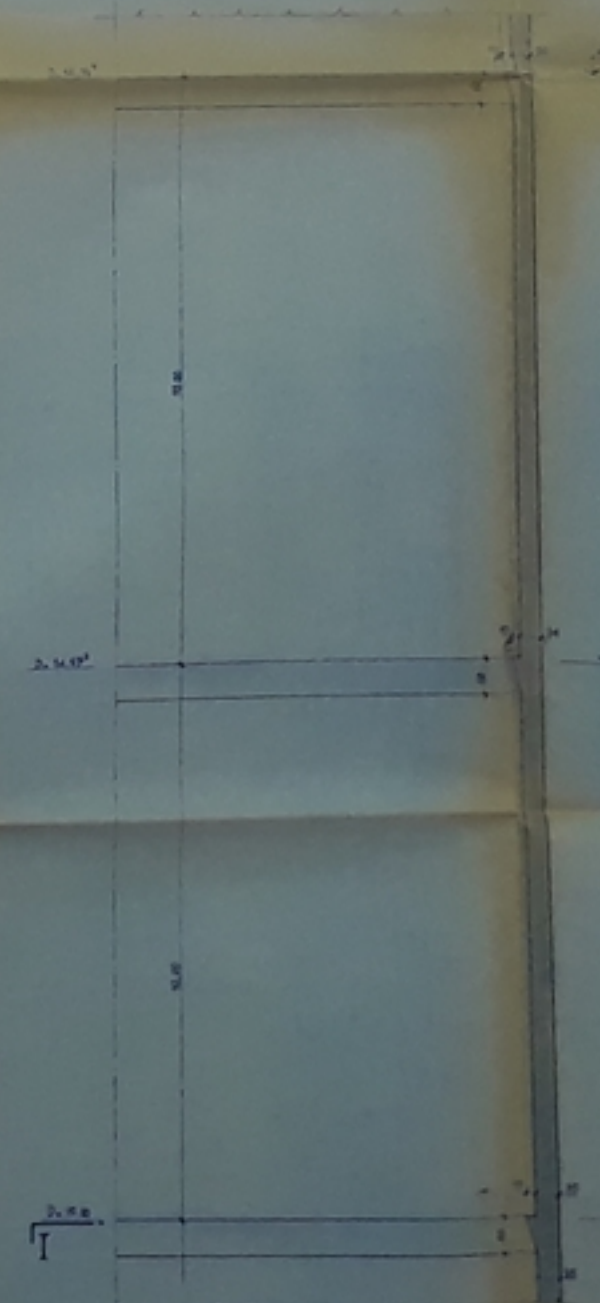
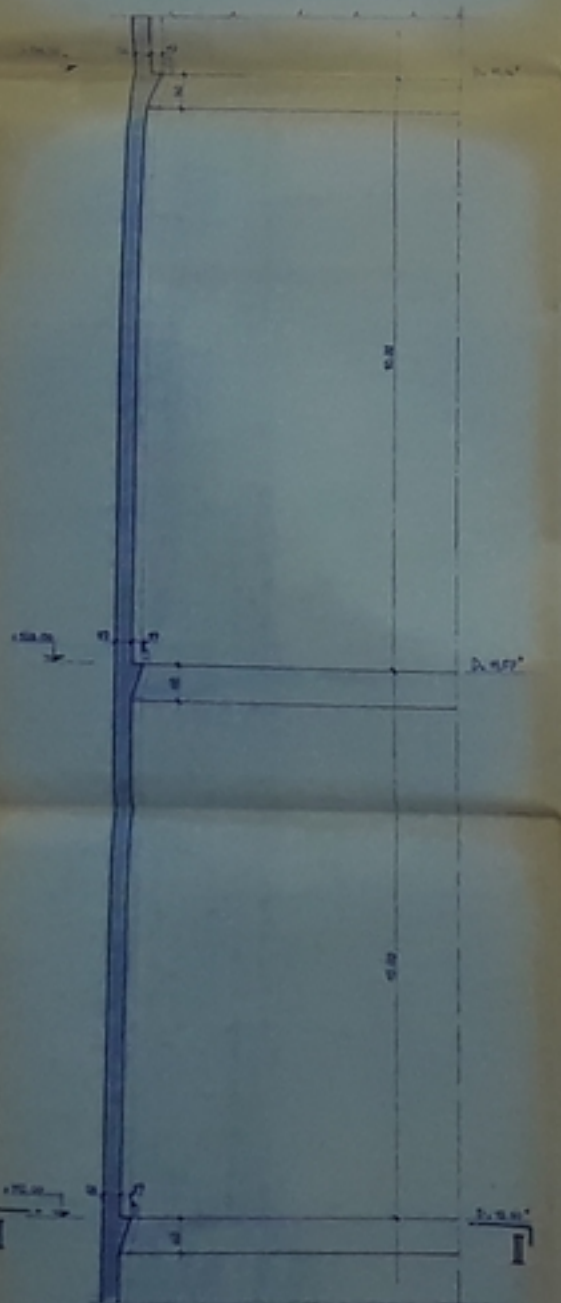
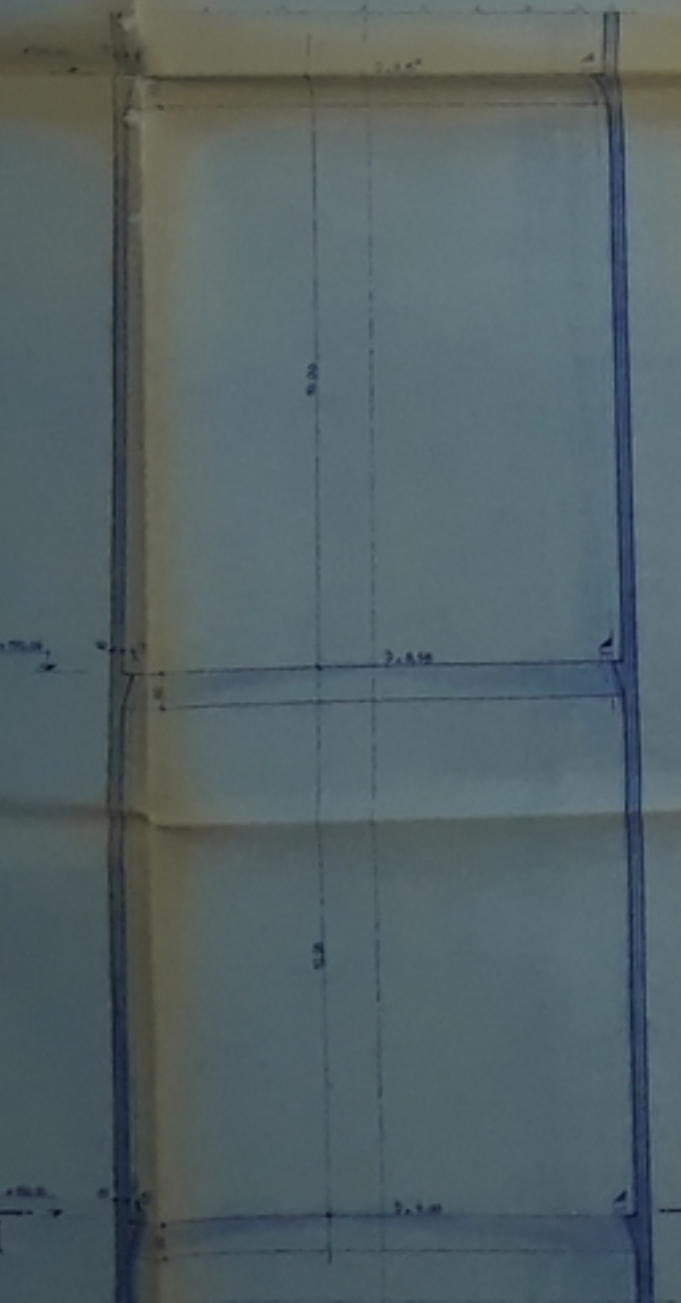
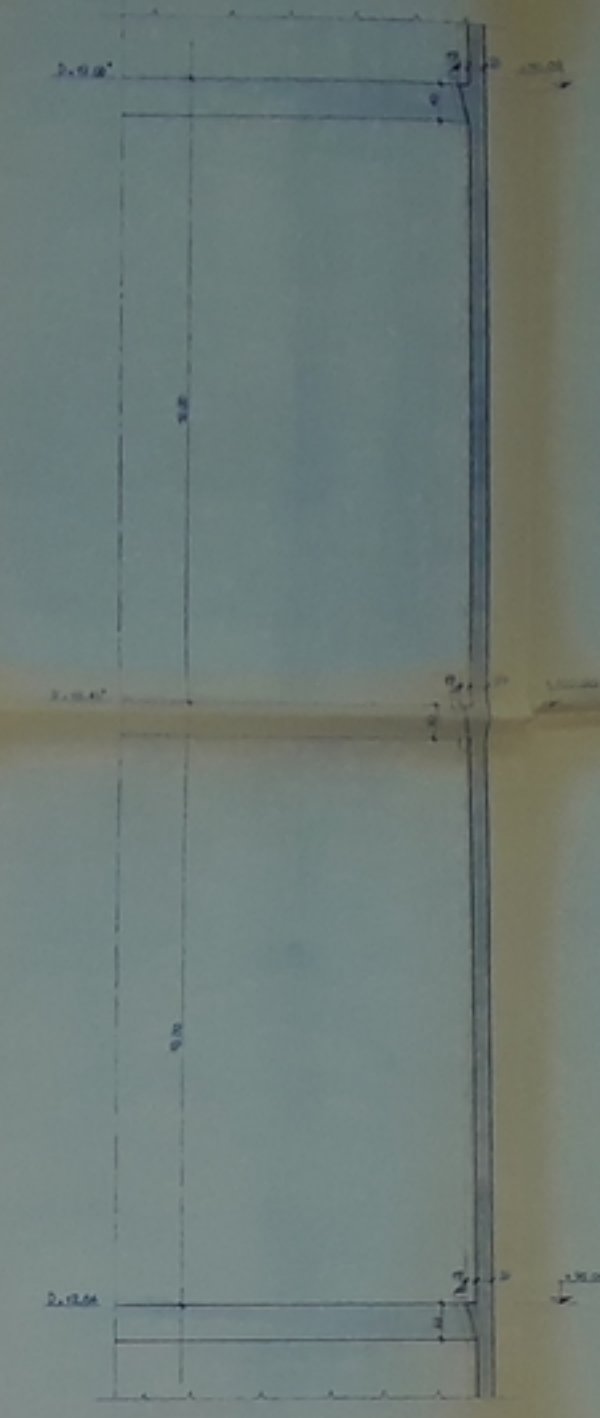
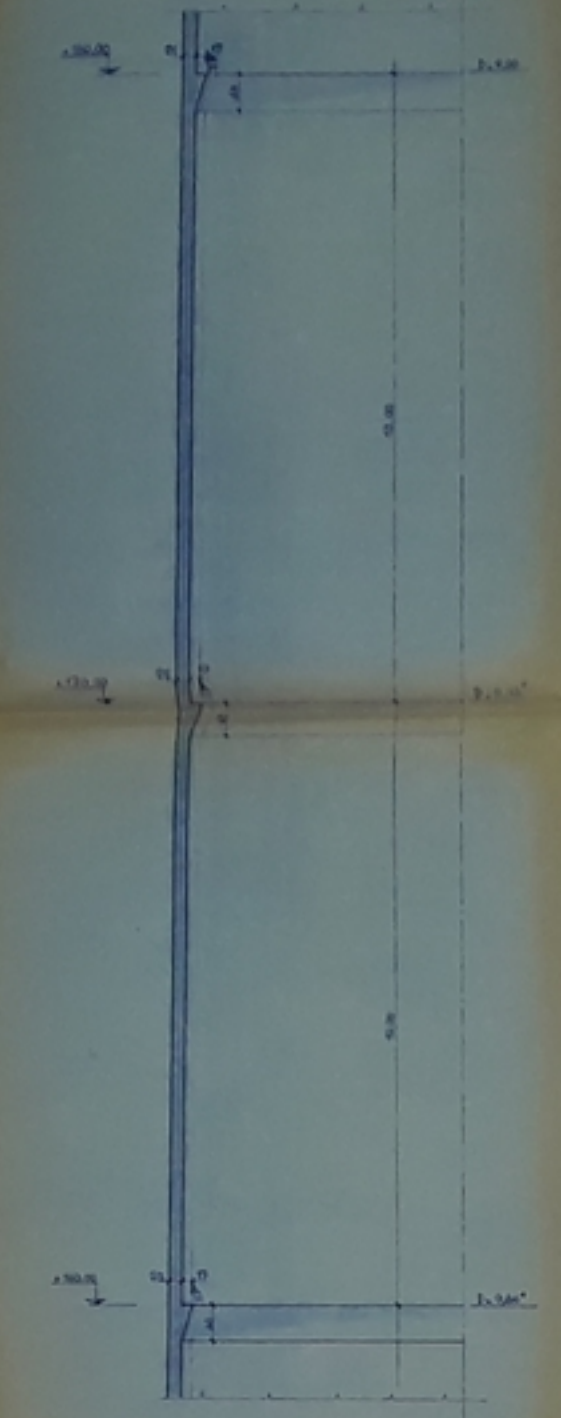
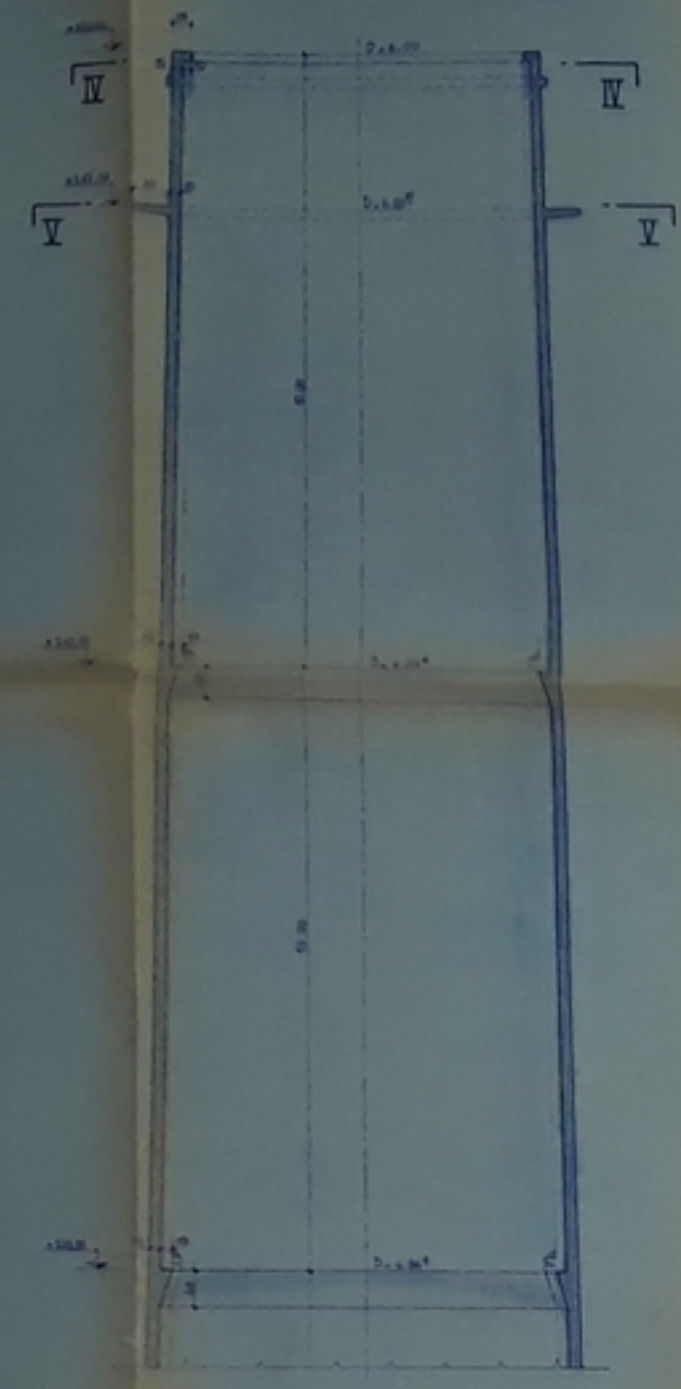
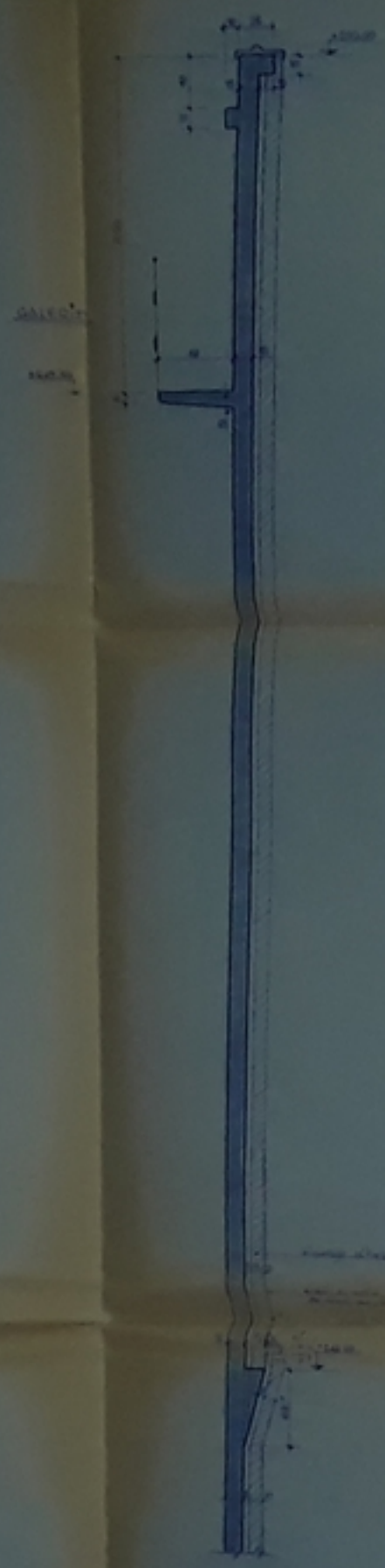


COUPES VERTICALES

1/2 COUPE VERT. du ... au ...

1/2 COUPE VERT. du ... au ...

COUPE du ... au ...



UNIVERSITÉ ...  
ÉCOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE  
DÉPARTEMENT ...

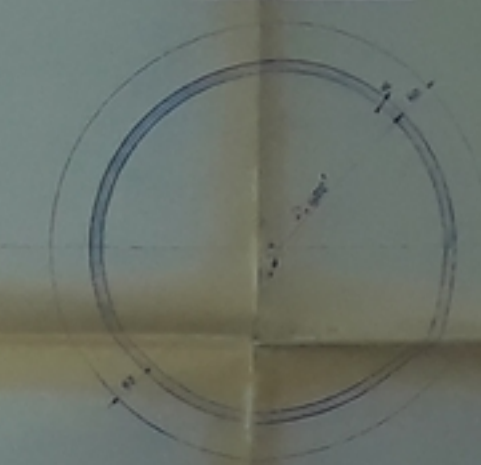
PROJET DE FIN D'ÉTUDES

CHÉMINÉE HAUTE EN B.A.

Présenté par : ...  
Préparé par : ...  
Date : ...

VOILE TRONCONIQUE  
COUPES VERT. & HORIZONT. (1/50)  
DÉTAIL  
COFFRAGE

COUPE V.V

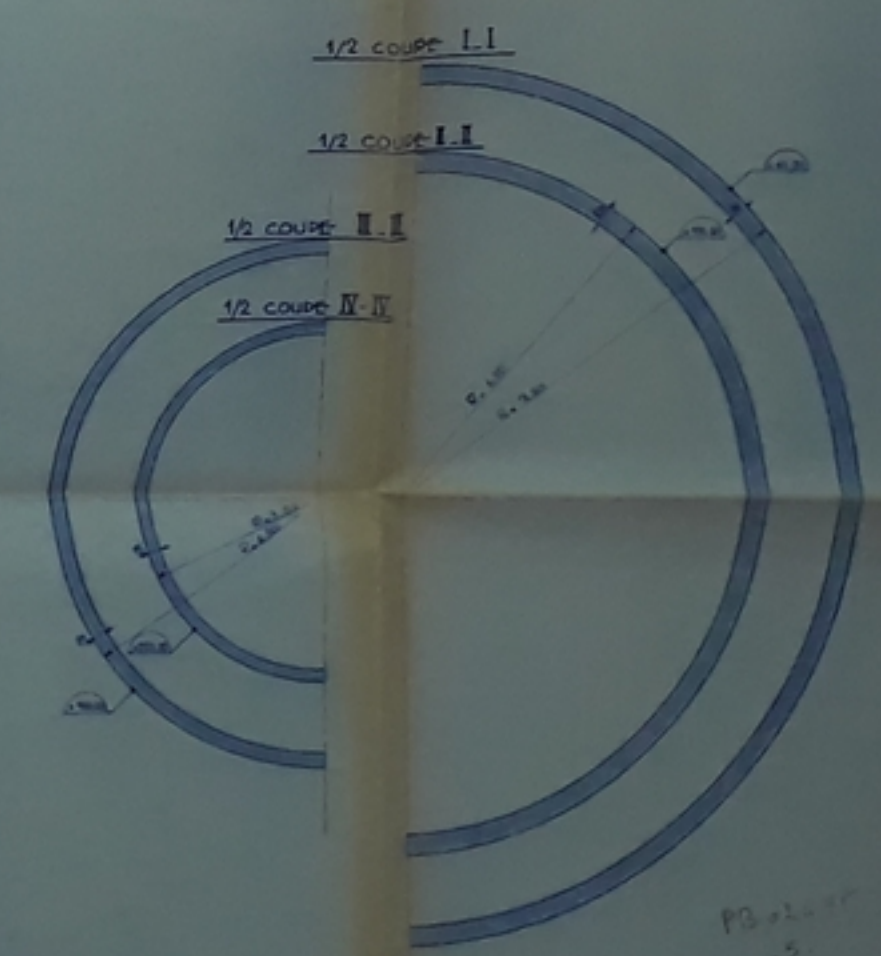


1/2 COUPE I-I

1/2 COUPE II-II

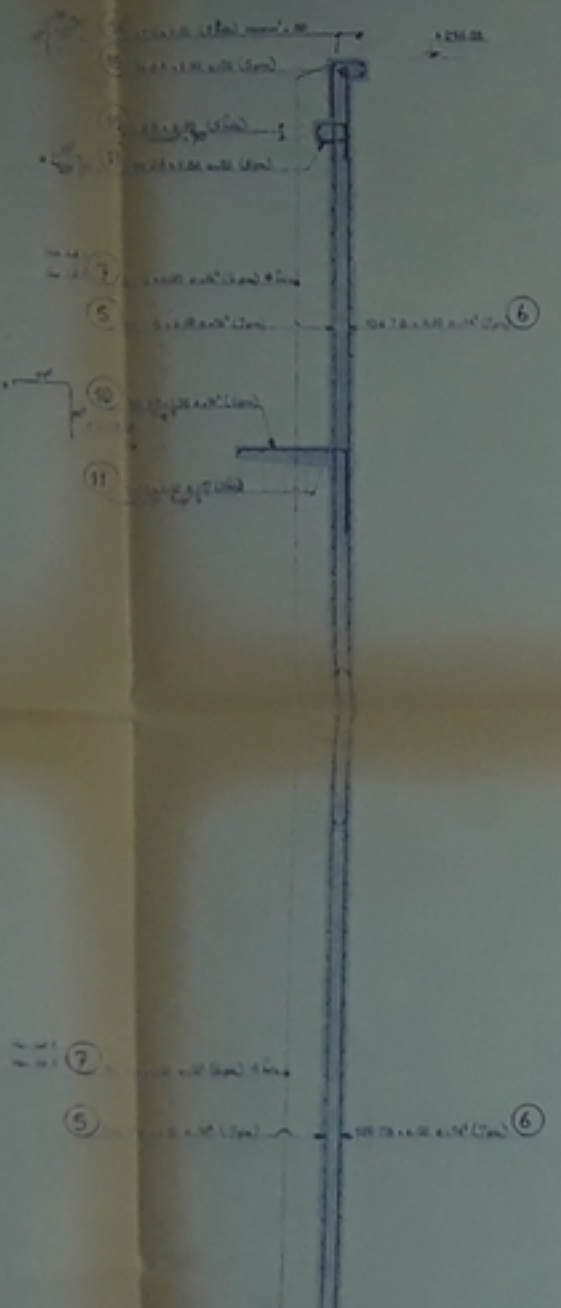
1/2 COUPE III-III

1/2 COUPE IV-IV

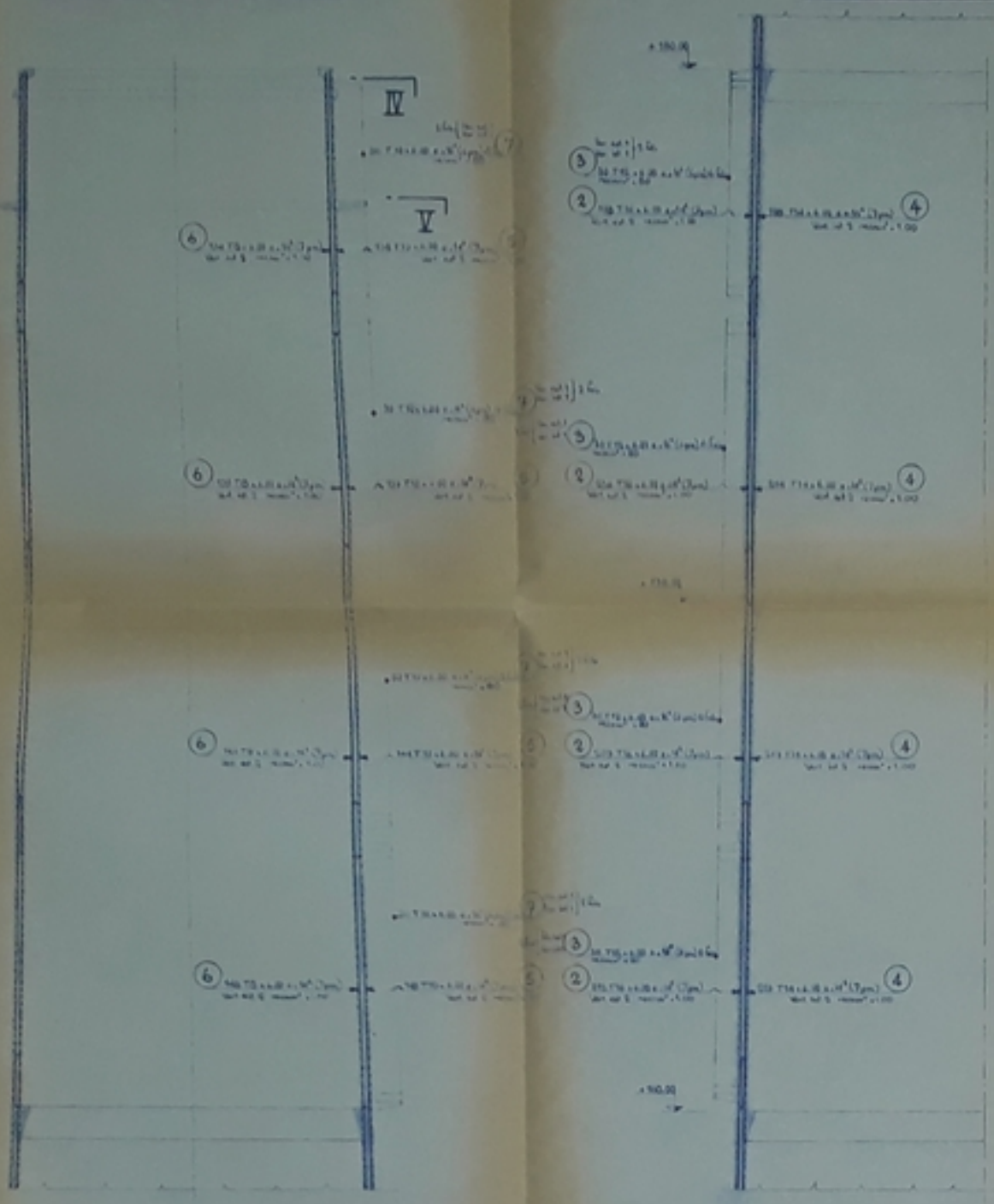




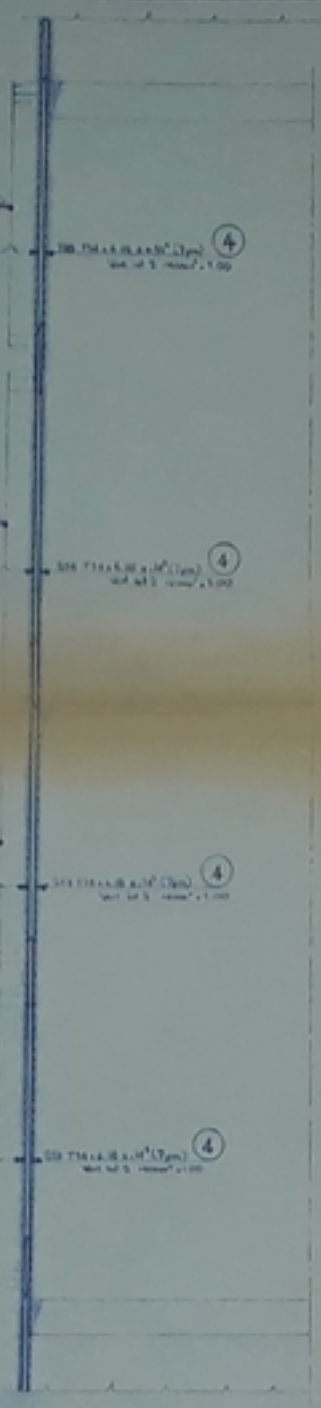
DETAIL DERNIER TRONÇON



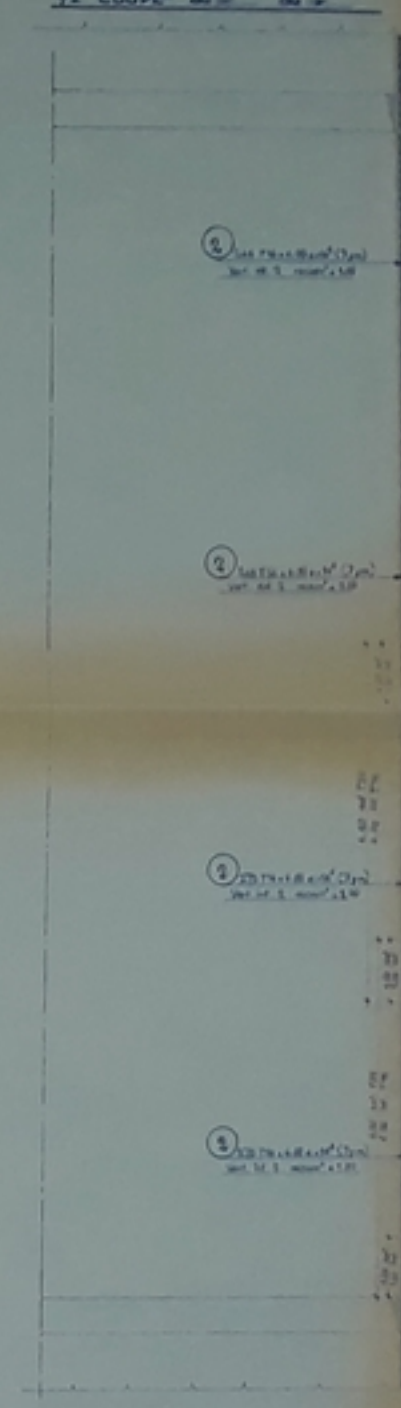
COUPE VERT de 100.00 à 102.00



V1 COUPE de 102.00 à 103.00



V2 COUPE de 103.00 à 104.00



FERRAILLAGE DES PILEONS

PROFOND.	HAUT. PILEON	HAUT. SECTION
100.00	10.00	10.00
101.00	11.00	11.00
102.00	12.00	12.00
103.00	13.00	13.00
104.00	14.00	14.00
105.00	15.00	15.00
106.00	16.00	16.00
107.00	17.00	17.00
108.00	18.00	18.00
109.00	19.00	19.00
110.00	20.00	20.00
111.00	21.00	21.00
112.00	22.00	22.00
113.00	23.00	23.00
114.00	24.00	24.00
115.00	25.00	25.00
116.00	26.00	26.00
117.00	27.00	27.00
118.00	28.00	28.00
119.00	29.00	29.00
120.00	30.00	30.00

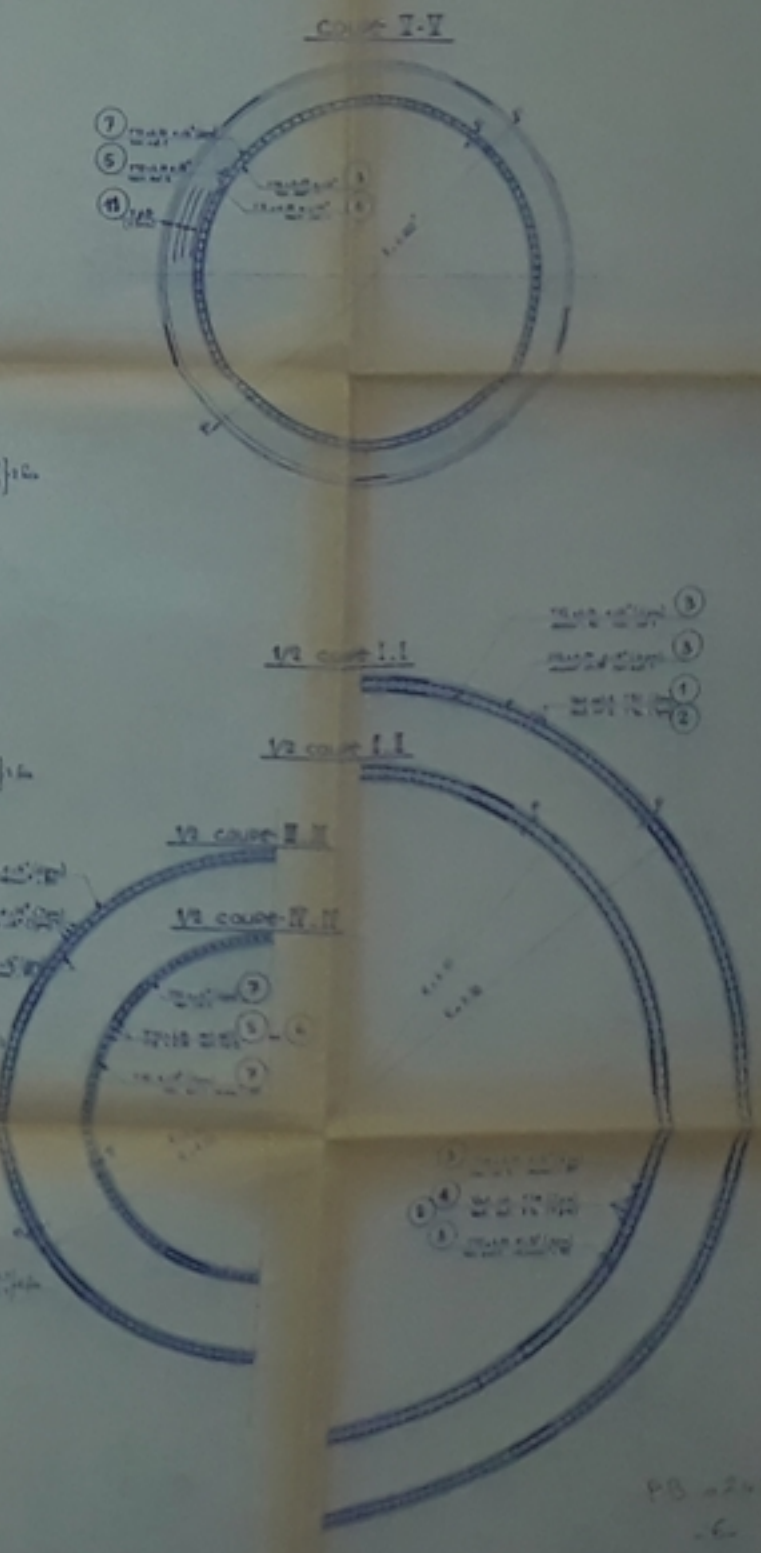
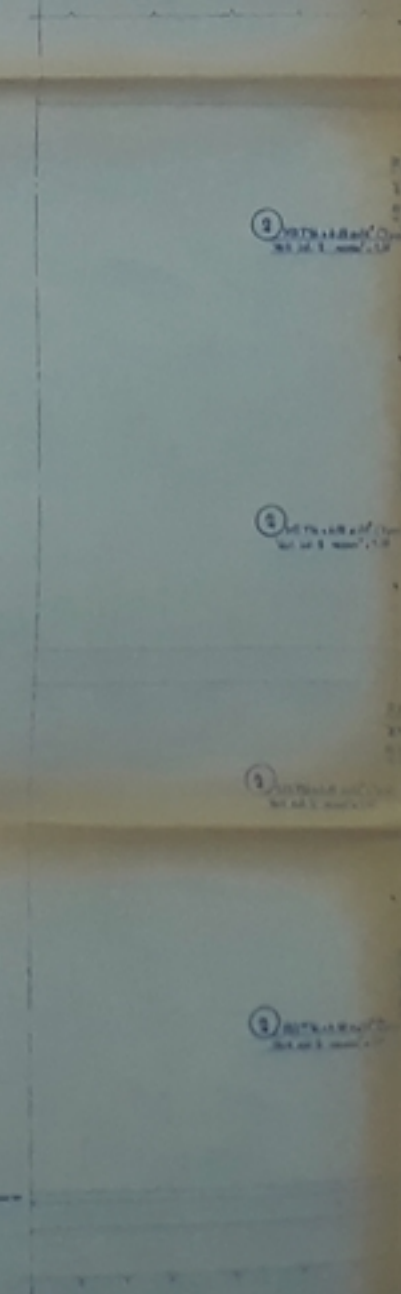
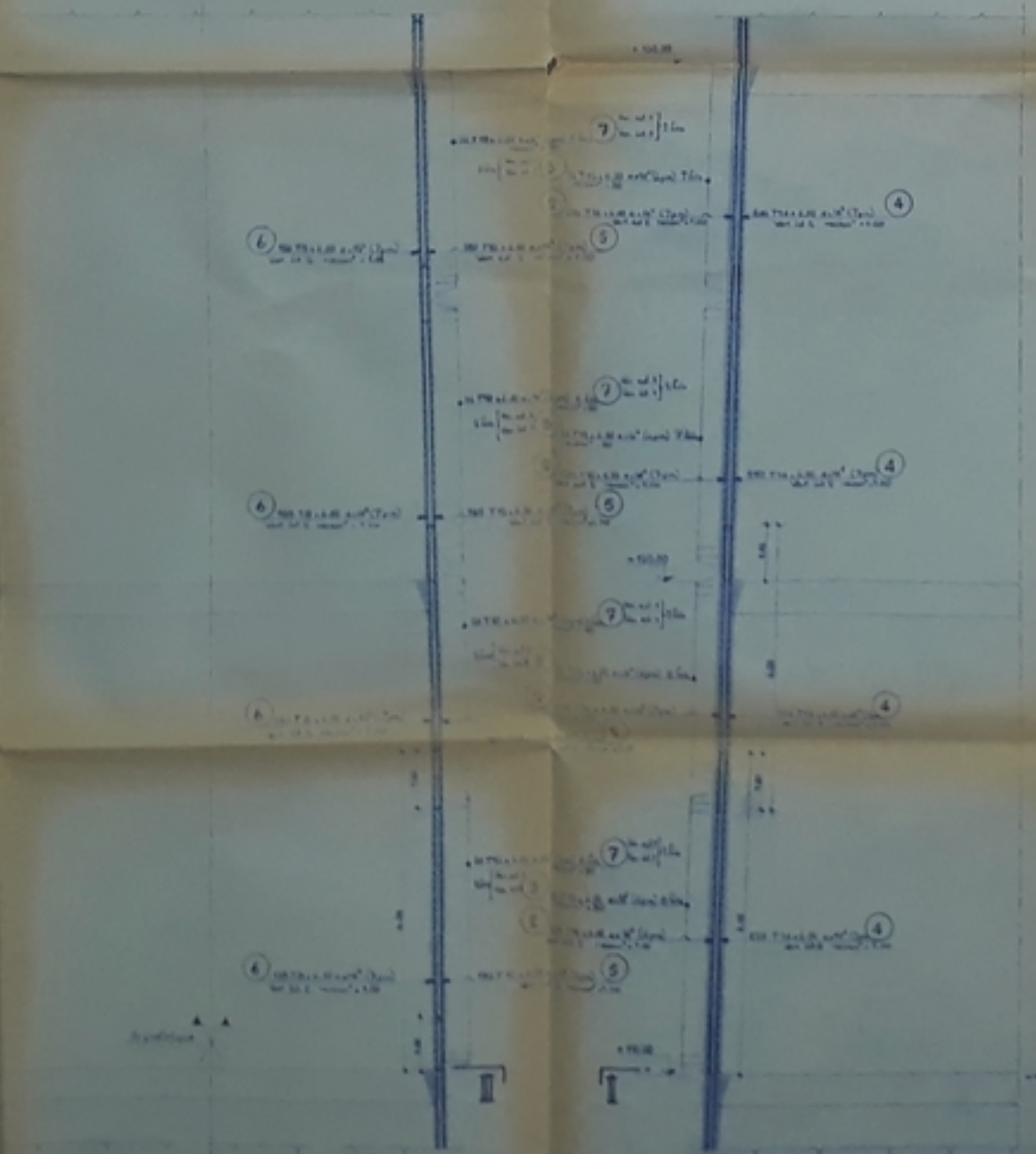
PROJET DE FIN D'ETUDES  
CHETIVE HAUTE EN L.A.

Client : M. BOUTIER  
 Architecte : M. BOUTIER  
 Adresse : 10, rue de la République  
 10000 BREST

VOIE TRONÇONIQUE  
 COUPES VERT-HORIZONTALES  
 FERRAILLAGE

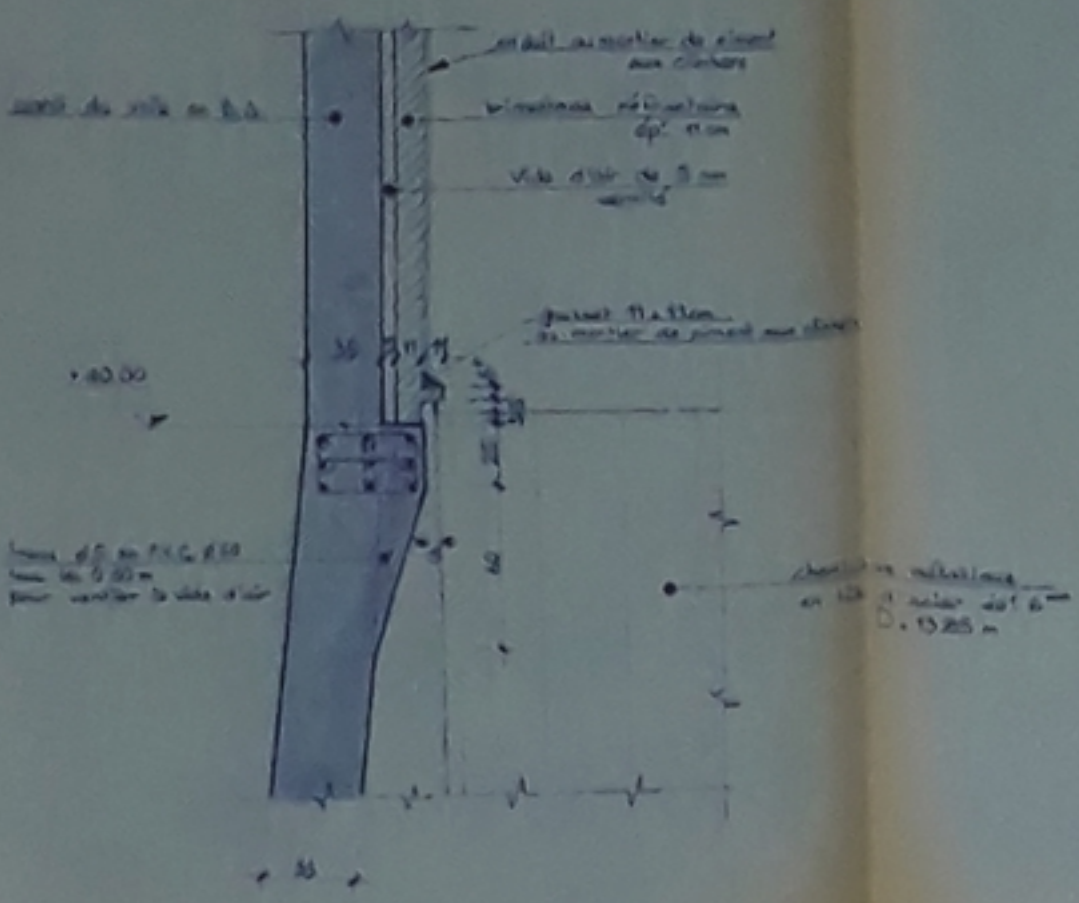
PROFOND.	HAUT. PILEON	HAUT. SECTION
100.00	10.00	10.00
101.00	11.00	11.00
102.00	12.00	12.00
103.00	13.00	13.00
104.00	14.00	14.00
105.00	15.00	15.00
106.00	16.00	16.00
107.00	17.00	17.00
108.00	18.00	18.00
109.00	19.00	19.00
110.00	20.00	20.00
111.00	21.00	21.00
112.00	22.00	22.00
113.00	23.00	23.00
114.00	24.00	24.00
115.00	25.00	25.00
116.00	26.00	26.00
117.00	27.00	27.00
118.00	28.00	28.00
119.00	29.00	29.00
120.00	30.00	30.00

DETAIL D'UN SOULEVÉ

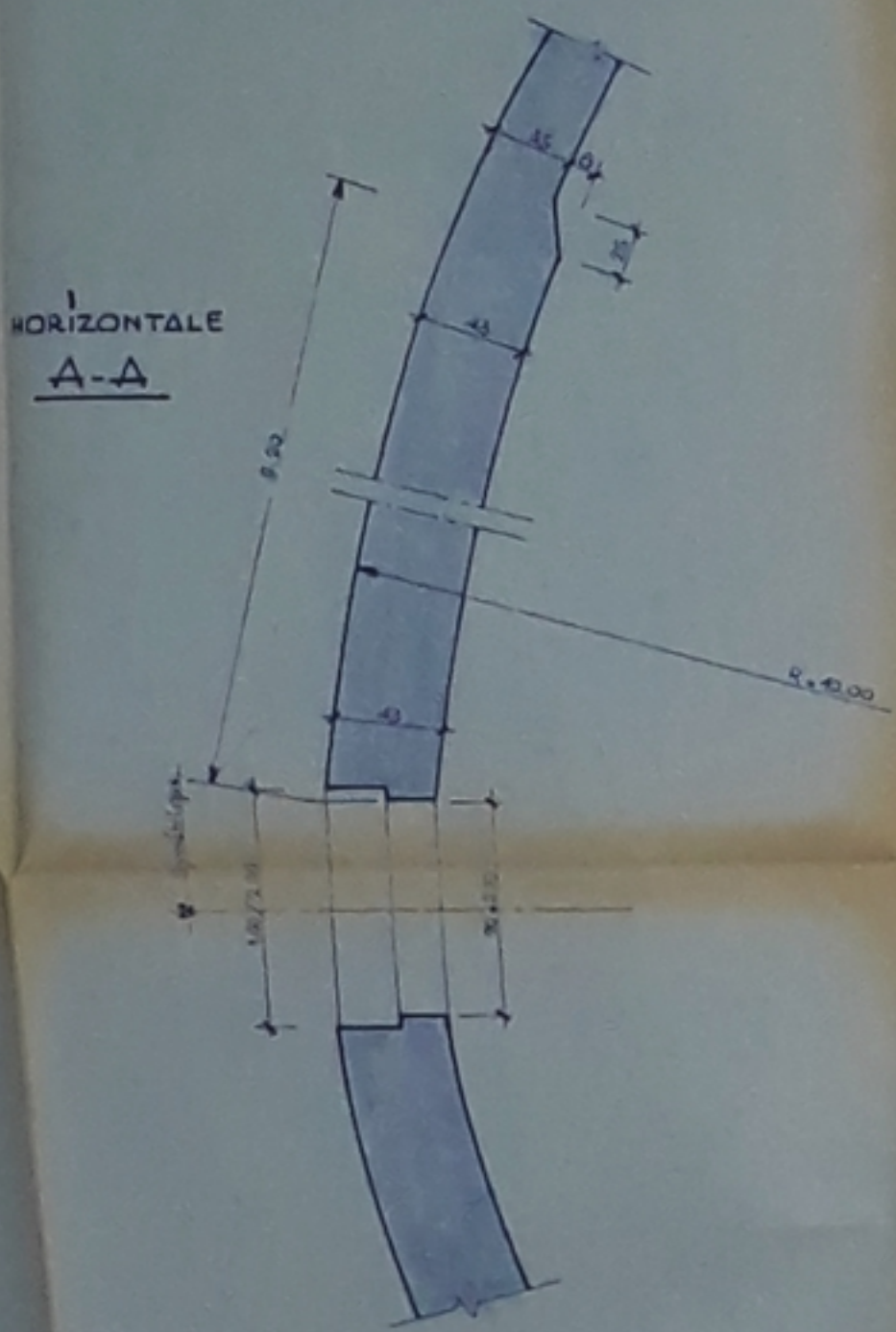


PROFOND.	HAUT. PILEON	HAUT. SECTION
100.00	10.00	10.00
101.00	11.00	11.00
102.00	12.00	12.00
103.00	13.00	13.00
104.00	14.00	14.00
105.00	15.00	15.00
106.00	16.00	16.00
107.00	17.00	17.00
108.00	18.00	18.00
109.00	19.00	19.00
110.00	20.00	20.00
111.00	21.00	21.00
112.00	22.00	22.00
113.00	23.00	23.00
114.00	24.00	24.00
115.00	25.00	25.00
116.00	26.00	26.00
117.00	27.00	27.00
118.00	28.00	28.00
119.00	29.00	29.00
120.00	30.00	30.00

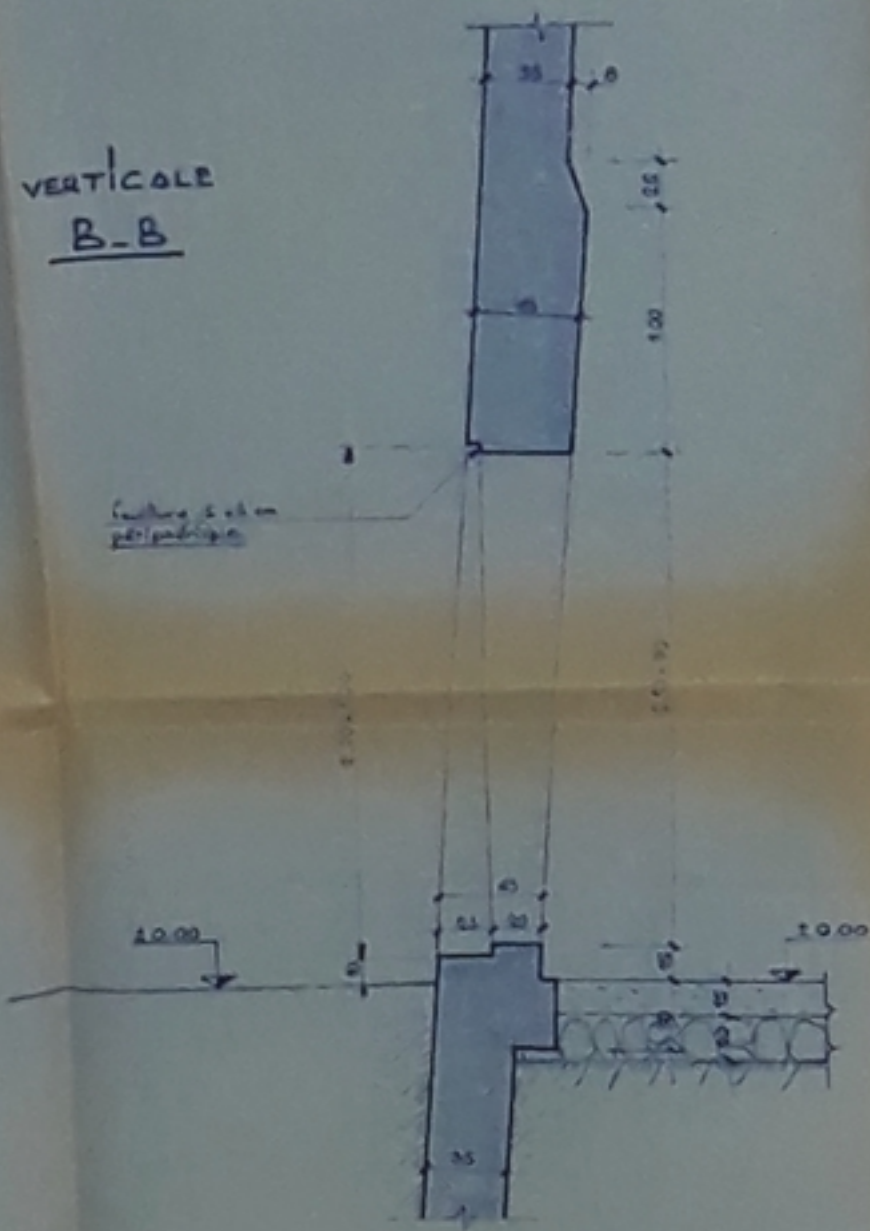
**DETAIL 2**  
CEINTURE AU NIV. +40.00



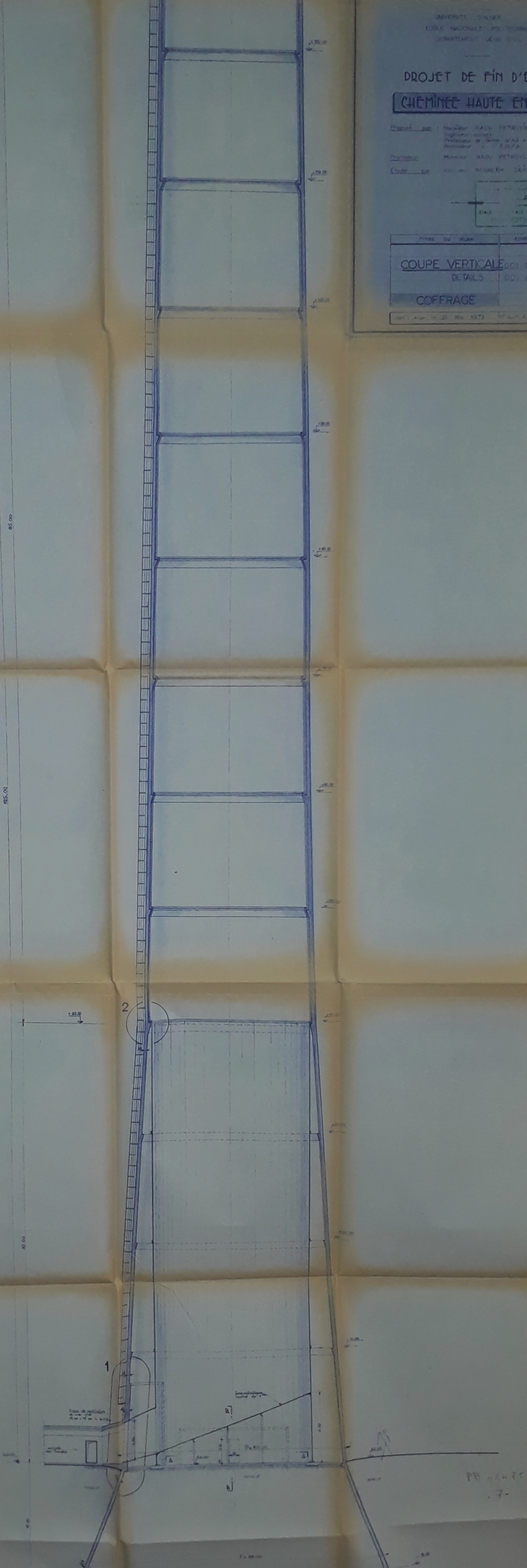
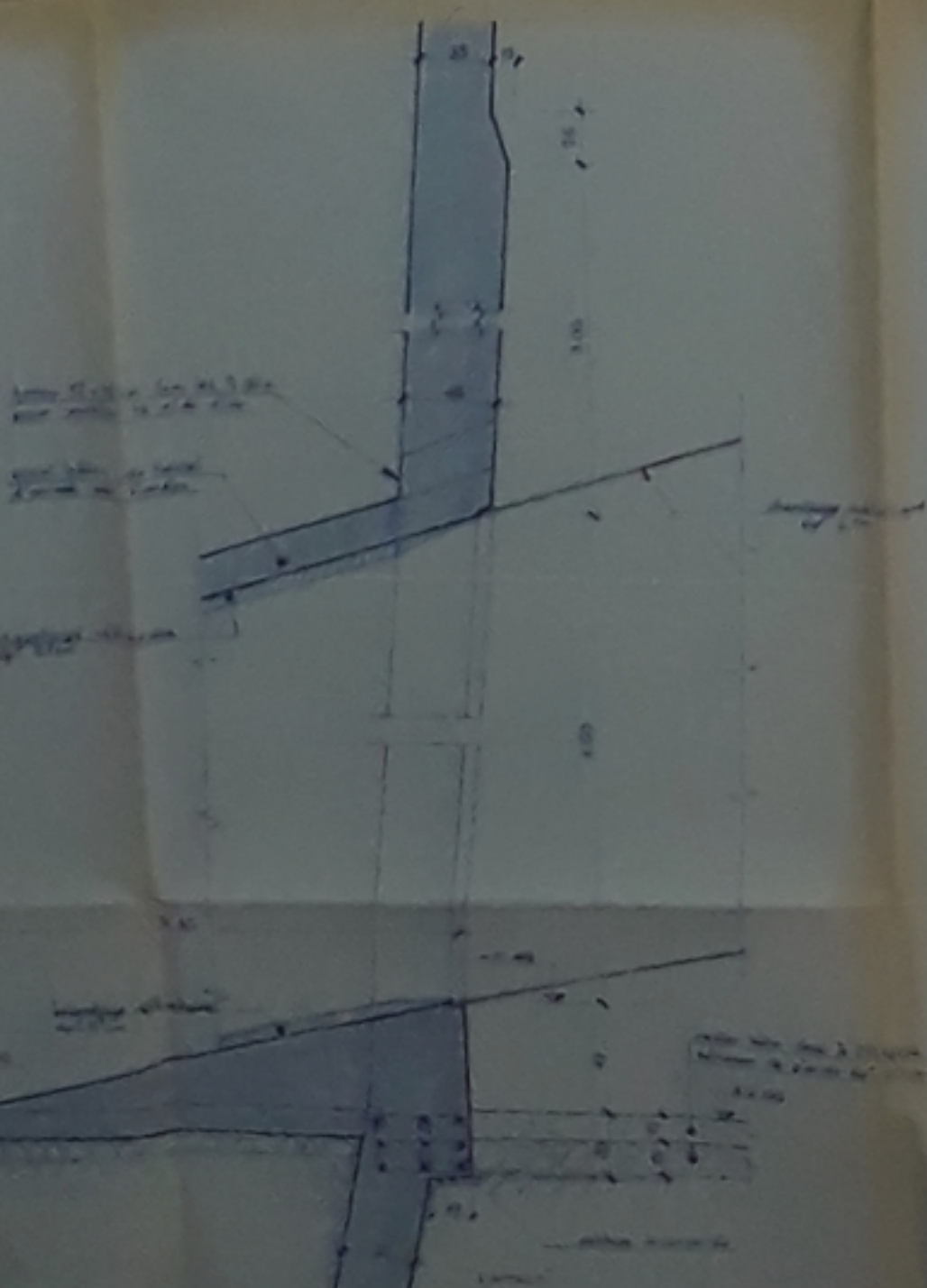
**COUPES SUR PORTE**



**VERTICALE B-B**

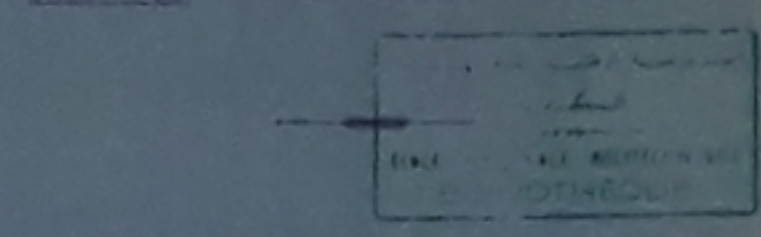


**DETAIL 1**  
COUPE VERTICALE SUR CARREAU



**PROJET DE FIN D'ETUDES**  
**CHEMINEE HAUTE EN B.A.**

Préparé par : Monsieur HADU PETROVICI  
Ingénieur diplômé  
Professeur de Génie civil et génie des structures  
Président de l'ISPA  
Proposé par : Monsieur HADU PETROVICI  
Etudié par : Monsieur NICOLAE TATARU

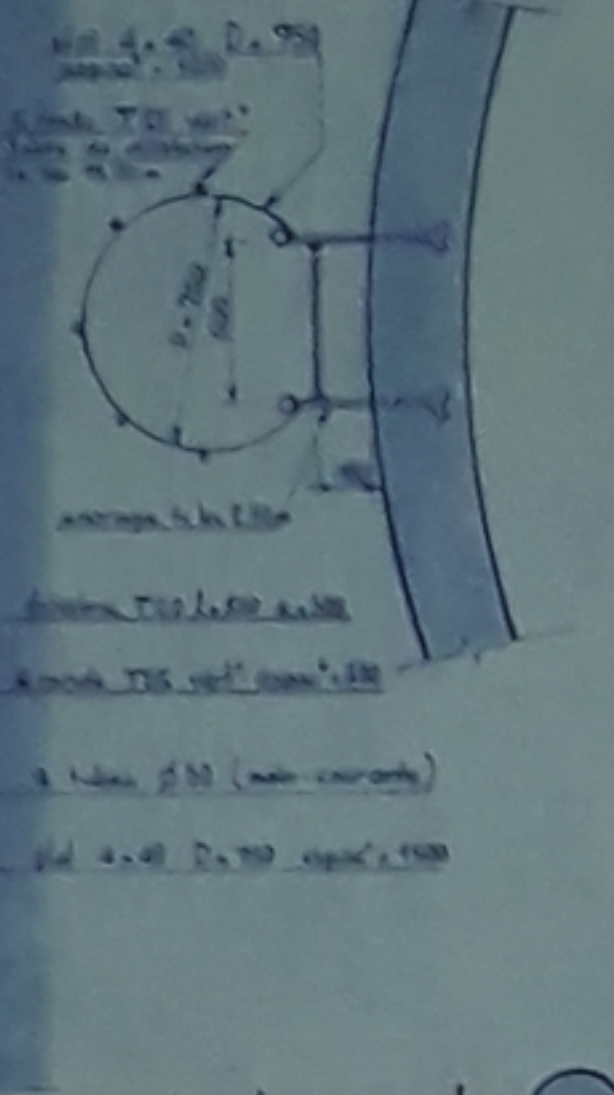


TITRE DU PLAN	ÉCHELLE
COUPE VERTICALE	000 (1/100)
DETAILS	000 (1/20)
<b>COFFRAGE</b>	

DETAIL ECHELLE METALLIQUE

NOTES: 1) L'escalier sera réalisé en grande partie avec des marches P.S.C. et T.S.C. au lieu de la chaudière un bloc central.  
2) Date de réalisation de l'étude: 20 Mars 1973.

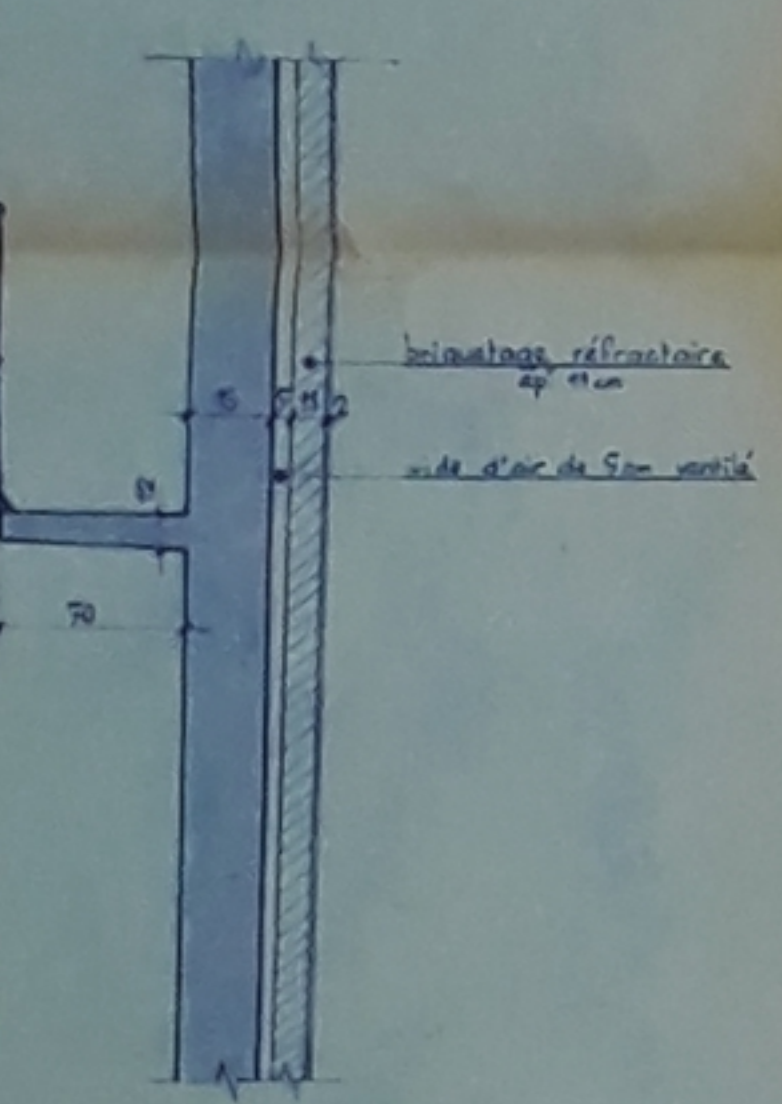
COUPE TRANSVERSALE



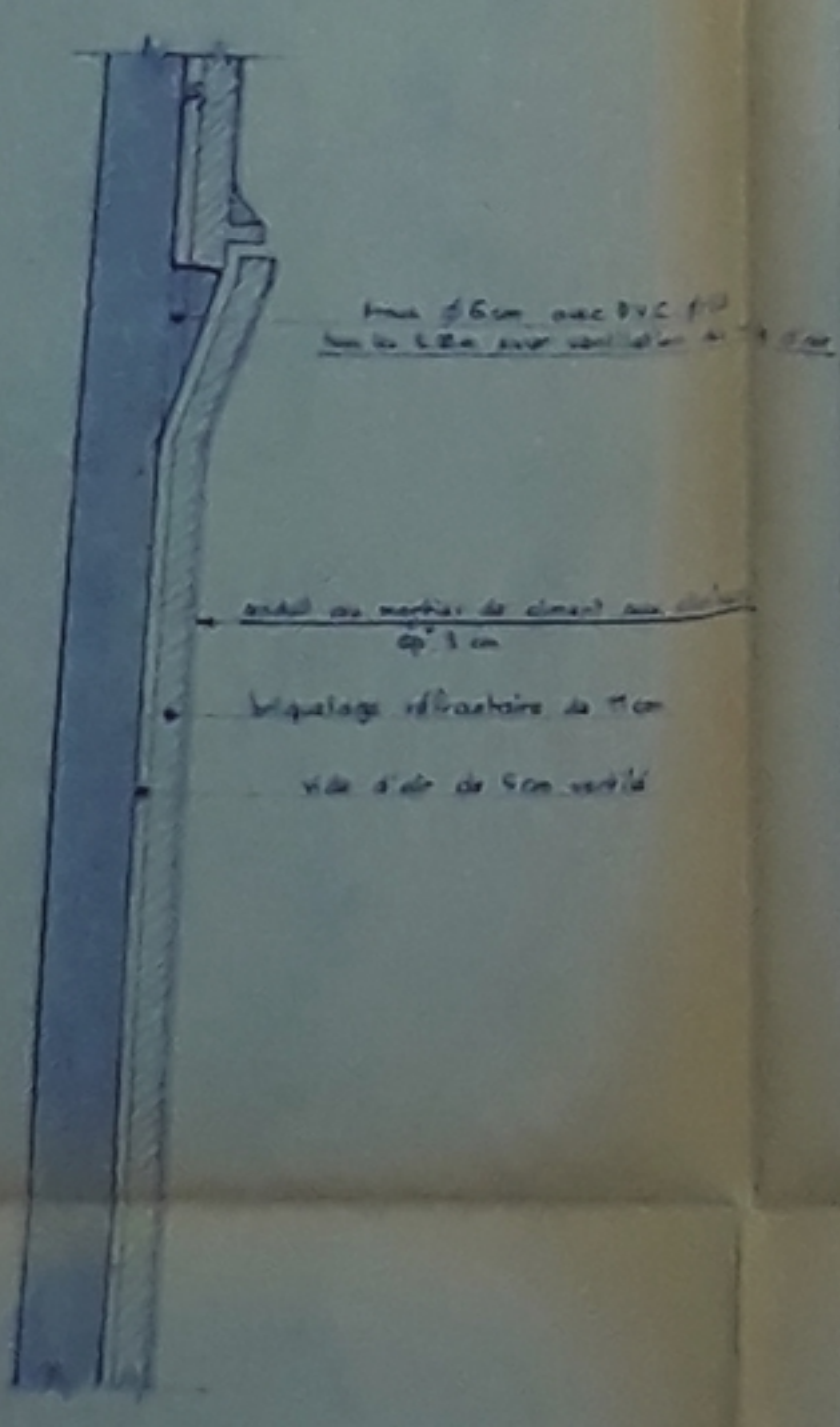
DETAIL 5 COURONNEMENT



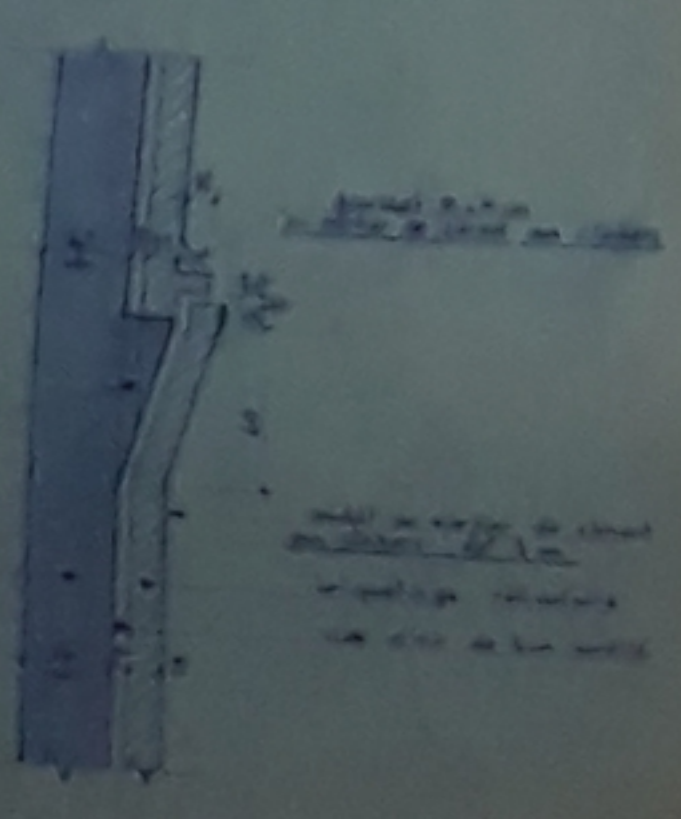
DETAIL 4 GALENE PERIMETRIQUE



DETAIL D'UN TRONÇON



DETAIL 3 CONSOLIDATION DU BRIQUETAGE



PROJET DE FIN D'ETUDES  
CHEMINEE HAUTE EN B.A.

Professeur: M. RABOU  
Maître de conférences: M. BOUALLEM  
Président: M. BOUALLEM  
Membres: M. BOUALLEM, M. BOUALLEM, M. BOUALLEM

TITRE DU PLAN	ÉCHELLE
COUPE VERTICALE	0,01 (1/100)
DETAILS	0,05 (1/20)
( suite )	

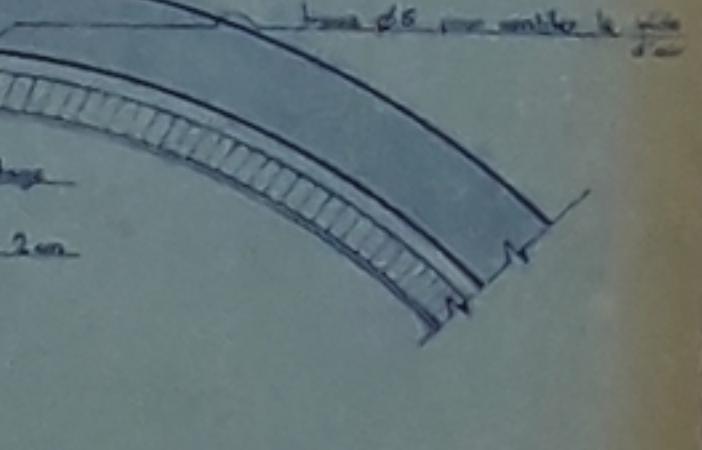
TABEAU DES DIAMETRES AUX DIFFERENTS NIVEAUX

Niveau	Diamètre utile	Épaisseur	Diamètre intérieur
0,00 m	20,00 m	35	19,30 m
5,00	19,30	35	18,60
10,00	18,75	35	18,05
15,00	18,20	35	17,50
20,00	17,50	35	16,80
25,00	17,00	35	16,30
30,00	16,50	35	15,80
35,00	16,00	35	15,30
40,00	15,50	35	14,80
45,00	15,00	34,5	14,30
50,00	14,50	34	13,80
55,00	14,00	33,5	13,30
60,00	13,50	33	12,80
65,00	13,00	32,5	12,30
70,00	12,50	32	11,80
75,00	12,00	31,5	11,30
80,00	11,50	31	10,80
85,00	11,00	30,5	10,30
90,00	10,50	30	9,80
95,00	10,00	29,5	9,30
100,00	9,50	29	8,80
105,00	9,00	28,5	8,30
110,00	8,50	28	7,80
115,00	8,00	27,5	7,30
120,00	7,50	27	6,80
125,00	7,00	26,5	6,30
130,00	6,50	26	5,80
135,00	6,00	25,5	5,30
140,00	5,50	25	4,80
145,00	5,00	24,5	4,30
150,00	4,50	24	3,80
155,00	4,00	23,5	3,30
160,00	3,50	23	2,80
165,00	3,00	22,5	2,30
170,00	2,50	22	1,80
175,00	2,00	21,5	1,30
180,00	1,50	21	0,80
185,00	1,00	20,5	0,30
190,00	0,50	20	0,00
195,00	0,00	19,5	0,00
200,00	0,00	19	0,00
205,00	0,00	18,5	0,00
210,00	0,00	18	0,00
215,00	0,00	17,5	0,00
220,00	0,00	17	0,00
225,00	0,00	16,5	0,00
230,00	0,00	16	0,00
235,00	0,00	15,5	0,00
240,00	0,00	15	0,00
245,00	0,00	14,5	0,00
250,00	0,00	14	0,00

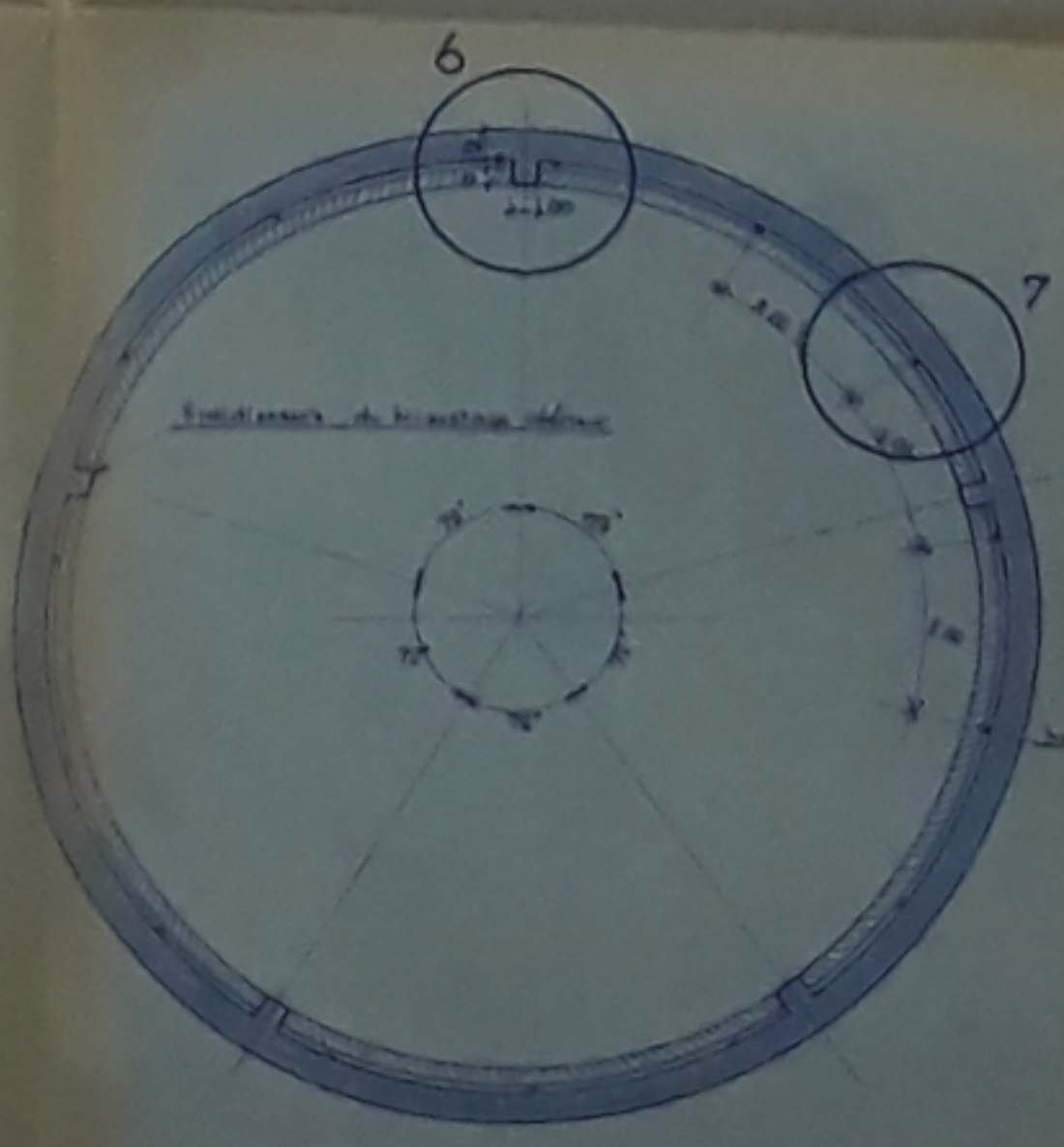
DETAIL 6 ROUIDISSEUR DU BRIQUETAGE



DETAIL 7 TROUS DE VENTILATION DU VIDE D'AIR



COUPE TRANSVERSALE



# PROJET DE FIN D'ETUDES CHEMINEE HAUTE EN B.A.

**ENSEIGNANT :** Monsieur RASOU PETROVICI  
Ingénieur diplômé  
Professeur de Génie des Bâti et Géométrie  
Président de l'ENAP  
**PROFESSEUR :** Monsieur RASOU PETROVICI  
**ETUDIANT :** Monsieur BOUALER Elidjane

UNIVERSITE D'ALGER  
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE  
BIBLIOTHEQUE

TITRE DE LA PLAN	ECHELLE
ELEVATION	0,065 (1/200)

D=4,00

D=0,00

