

PROJET
DE
FIN D'ETUDES

SUJET GC.0455
BATIMENT DESTINE
AU DECORTICAGE
DES ARACHIDES

PAR
M. SOULEYMANE DIOME
5^e ANNEE GENIE CIVIL 1980-1981
ECOLE POLYTECHNIQUE DE THIES

DIRECTEUR DU PROJET
M. S.A. BOULOS

Je dédie ce projet à tous mes parents
Je dédie également ce projet à tout polytechnicien
qui a la connaissance juste des choses et le
sens de la responsabilité. — Sagesse. — Devoir —

REMERCIEMENTS

Je profite de cette page du projet pour présenter mes chaleureux remerciements à tous ceux qui de près ou de loin ont contribué à la bonne marche de ce projet. Et plus particulièrement -
-ment je remercie :

— Monsieur S.A. BOULOS mon directeur de projet

— Monsieur ROGER LUPIEN

par leur soutien et leur collaboration dont j'ai pu bénéficier.

SOMMAIRE

Dans ce projet, nous nous proposons de faire l'étude d'un bâtiment en construction métallique destiné au dévissage des arachides. L'économie réalisée en poids et la rapidité des travaux sont à l'origine du choix de la construction métallique dans ce projet. Les trois grandes parties qui régissent l'étude sont : la partie structure, l'analyse ou le design, et le devis. La méthode de distribution de Hardy Cross et la méthode de Castigliano nous ont permis de faire l'étude du chargement. En ce qui concerne le design des divers éléments de la structure, nous nous sommes référés au code national du bâtiment du Canada et au code S16.1M18. L'utilisation des profils tubulaires dans notre étude se justifie par leur forte capacité portante, leur bonne résistance à la traction et à la compression, au flambage et leur coût peu élevé par tonne de charge. Toutefois la non disponibilité des profils tubulaires nous a conduit à faire le devis estimatif avec des profils IPE et UPN équivalents. C'est ainsi que nous avons obtenu un prix de 12 615 000^{FCFA}, ce qui à

toute fin pratique, correspond à un prix au
mètre carré de 19468 FVS CFA et à un prix
de 2102500 FVS CFA par traversée de 6 mètres.

TABLE DES MATIERES

Remerciements	i
Sommaire	ii
Introduction	1

Chapitre I

A. Dimensionnement du bâtiment	
1° Estimation de la capacité de l'usine	6
2° Pente du comble	8
3° hauteur, largeur, longueur du bâtiment	8
B. Choix d'un système	10
C. Pièces constituant le comble métallique	
1° Espacement des cadres	11
2° la couverture	12
3° les pannes	13

Chapitre II : Chargement

A. Etude du poids mort	
1° Choix de l'inertie des membrures	16
2° Calcul des coefficients de distribution $ca_0(i)$	19
3° Distribution de Cross $ca_0(i)$	20
4° Distribution de Cross $ca_0^k(i)$	22

	5 ^o Calcul des efforts dans les membrures	23
	6 ^o Diagrammes	25
B.	<u>Charges du vent</u>	
	1 ^o Système global	26
	2 ^o Système symétriquement chargé	28
	3 ^o Système anti-symétriquement chargé	30
	4 ^o Suction intérieure du bâtiment	32
	5 ^o Diagrammes finals	35

Chapitre III : Design

1 ^o	Choix de la nuance	37
2 ^o	Design des profilés-pannes	37
3 ^o	Etude du poids mort sur les cadres	41
4 ^o	Chargement critique	44
5 ^o	Design du cadre intérieur	46
6 ^o	Design du cadre de rive	48
7 ^o	Design des lisses	49
8 ^o	Système de contreventement	50

Chapitre IV : Fondations

A.	<u>Descante des Charges</u>	
	1 ^o Cadre de rive	54

2° Cadre intérieur 54

B. Etude des sornelles

1° Sornelles du cadre intérieur 55

2° Sornelles du cadre de rive 56

Chapitre V. Etude intérieure du bâtiment

1° Etude des profils longitudinaux 59

2° Etude des profils transversaux 60

3° Etude des poteaux intérieurs 60

Chapitre VI. Davis estimatif 66

Conclusions 69

ANNEXES

Annexe II 72

Annexe III 84

Annexe IV 111

Annexe V 128

BIBLIOGRAPHIE 133

PHOTOS DE LA SEIB-DIOURBEL 134

CHAPITRE I

A. DIMENSIONNEMENT DU BATIMENT

B. CHOIX D'UN SYSTEME

C. PIECES CONSTITUANT LE COMBLE
METALLIQUE

A. DIMENSIONNEMENT DU BATIMENT

1. Estimation de la capacité de l'usine

Nous supposons : - 24h de travail par jour
- 6 jours de travail par semaine dont une demi-journée le Samedi. Le travail de 24h par jour se fait par 3 équipes de 8h chacune.

nombre d'heures de travail par semaine : $5 \times 24h + 12h = 132h/sem.$

nombre d'heures de travail du mois

$$132h/sem \times 4 + 2 \text{ jours} \times 24h/jour = 576h/mois$$

nombre d'heures de travail de l'année

$$576h/mois \times 12 \text{ mois} = 6912h/an$$

La capacité d'une décortiqueuse : 5.7t/heure

$$\text{soit } 5.7t/h \times 6912h/an = 39398.4t/an$$

Le choix de la capacité de l'usine dépendra du nombre de décortiqueuses

$$4 \text{ décortiqueuses } 150.000t/an$$

$$6 \text{ décortiqueuses } 200.000t/an$$

$$8 \text{ décortiqueuses } 300.000t/an$$

Si nous choisissons la région du Sina-Saloum comme lieu fictif de l'implantation de l'usine de décorticage et tenant compte du fait que cette région fournit près de 50% de la production nationale en arachide, nous estimons qu'une capacité de 200.000 tonnes/an paraît raisonnable.

Ceci revient à faire le dimensionnement du bâtiment pour 6 décortiqueuses. Notre intention n'étant d'avoir une usine qui fonctionnerait en dessous de son rendement normal, nous n'avons pas choisi 8 décortiqueuses.

Dans tout ce qui suit nous dimensionnerons pour 6 décortiqueuses soit une usine de capacité de 200.000t/an

Le choix des dimensions du bâtiment dépend cependant de plusieurs facteurs:

- disposition des machines
- type de chargement (charges du vent; charges mobiles)
- un bâtiment de décorticage est objet de pourvoiement, par conséquent les dimensions doivent permettre un bon dégagement économique pour mettre les travailleurs dans de bonnes conditions.

2° - Pente du comble

La pente du comble pour les bâtiments industriels, comme le nôtre, dépend des charges (vent, neige, pluie)

OK
Nous nous bornons en ce qui concerne notre étude aux charges du vent et de la pluie. Pour un pays comme le Sénégal où les forces du vent ne sont pas d'une grande importance, le comble sera étudié pour permettre un déversement adéquat de la pluie sur toute la surface de couverture. Et toute fin pratique une pente de 10 à 15% pourrait convenir.

Par la suite nous adoptons une pente de 10%.

3° - hauteur - largeur - longueur du bâtiment

Tout le choix de ces dimensions repose sur l'ensemble mécanique (système de machines) à l'intérieur du bâtiment. Sans entrer dans les détails, nous savons

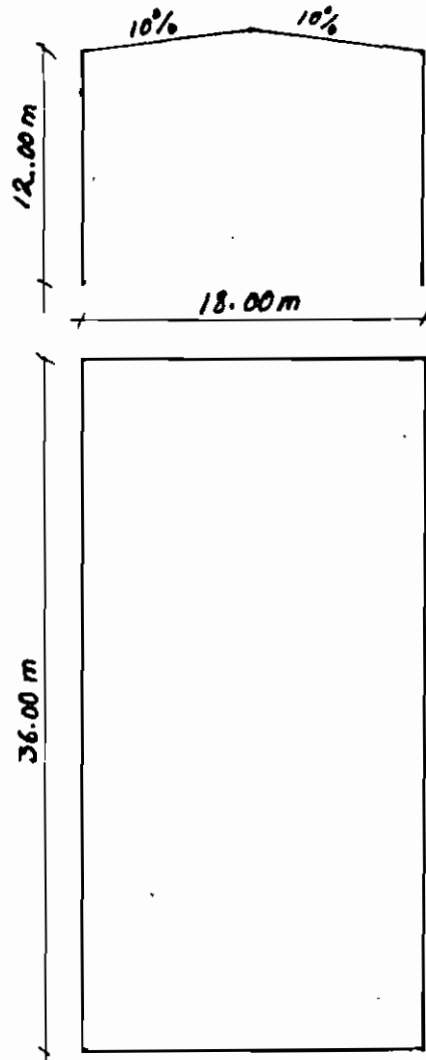
que compte tenu de la hauteur des machines, des dimensions des divers éléments de liaison, de

l'espace permettant le transfert des produits fabriqués les dimensions de la figure 1 seront adoptées

Les dimensions sont en conformité avec celles de
la SEIB de DIOURBEL

Toute augmentation des dimensions à mono arête
entraînerait un dégagement meilleur, mais en contre-
partie augmenterait inutilement le coût de
notre projet.

Figure 1



B. CHOIX D'UN SYSTEME

En structure, nous savons que lorsque le moment maximal à la base se produit par des charges verticales, un encastrement augmenterait le moment. Cependant dans le cas de notre portique qui a une grande hauteur (12m), les moments maximaux ont lieu par les poussées horizontales (vents) on est obligé de prévoir un encastrement. Ce qui nous entraîne à choisir un système hyperstatique et nous jugeons que les conditions du sol permettent d'avoir un encastrement parfait.

C. PIECES CONSTITUANT LE COMBLE METALLIQUE

Le comble doit supporter un certain nombre de pièces depuis celles de plus petite portée portant directement la couverture jusqu'aux pièces maîtresses. Pour une facilité d'exécution dans les travaux, de main d'œuvre, d'économie de poids, nous préférons utiliser des cadres. L'espacement sera à déterminer dans les parties suivantes

12 Espacement des cadres

Le choix de l'espacement dépend de la portée des pannes qui supportent les cadres. Nous avons estimé que compte tenu de la longueur du bâtiment et de la portée maximale des pannes, un espacement de 6m paraît convenable. Avec une telle portée, des profils simples pourraient être utilisés éliminant les treillis dont l'exécution est onéreuse.

2° la couverture

Une comparaison du zinc avec les couvertures existantes montre que le zinc constitue certes un choix économique. Il est bon de citer quelques avantages de la couverture en zinc.

- le zinc apporte une solution pour toutes les pentes
- légèreté
- l'air ne l'attaque pas à la température ordinaire
- frais d'entretien insignifiants

La charge de rupture du zinc est de 16 kg/mm^2

(voir livre 'Charpente métallique' de
P. LABARRAQUE page 95)

3^e Les pannes

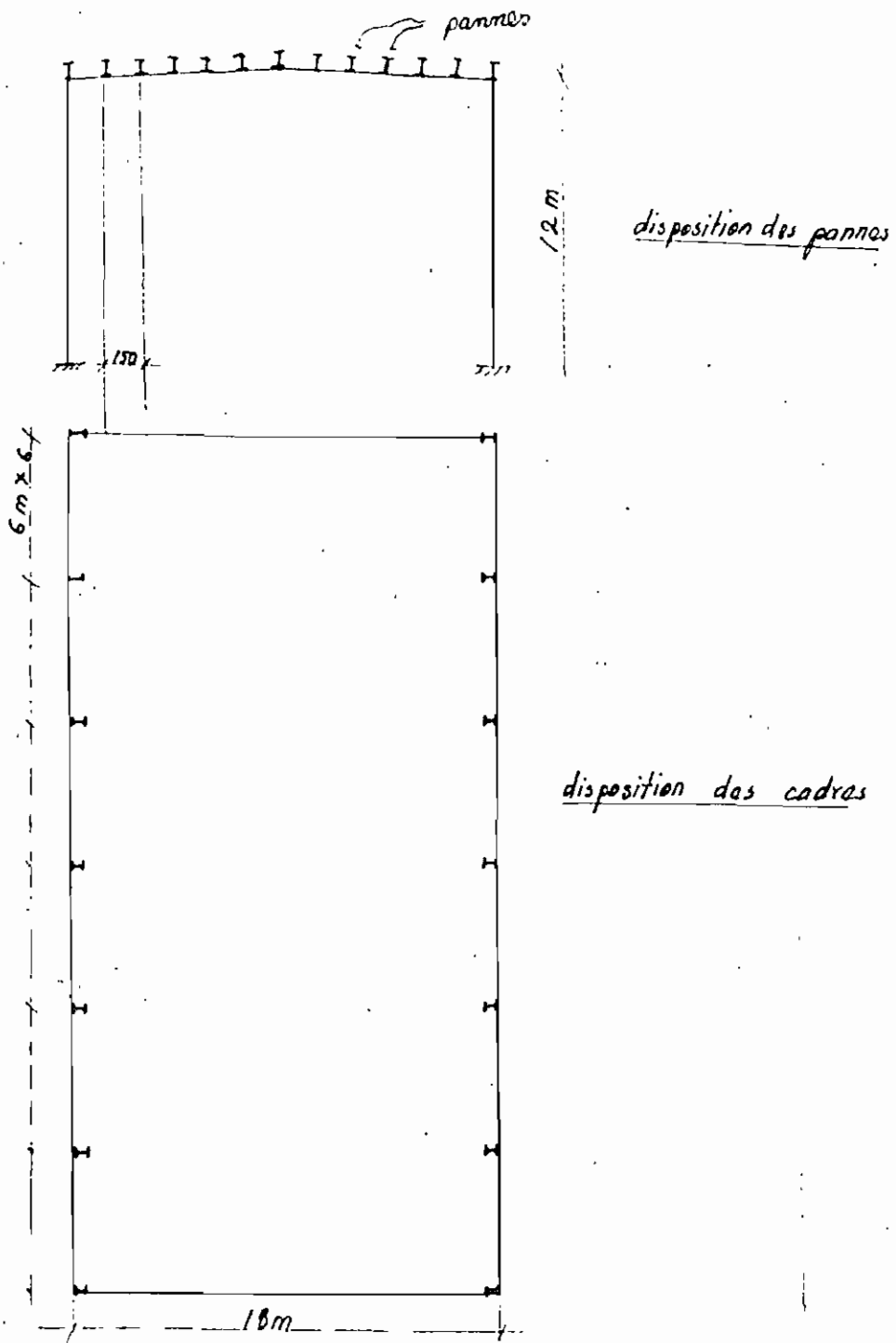
Les pannes sont les profils par lesquels repose directement la couverture. Elles reposent sur les cadres. L'écartement des pannes dépend du type de couverture et de leur portée.

Dans ce qui suit nous choisirons le zinc n°13 épaisseur 0.74mm et un poids au m² de 5.19kg dimensions 2m x 0.5m. Ainsi donc en tenant compte des dimensions de la feuille de zinc et du recouvrement, on pourra choisir un écartement de 1.5m et la portée des pannes comme mentionnée au paragraphe sera de 6m.

(détails sur le zinc tirés du livre 'Charpente métallique' P. LABARRAQUE p. 85)

Tome II

figure 2.



CHAPITRE II
CHARGEMENT

A. ETUDE DU POIDS MORT

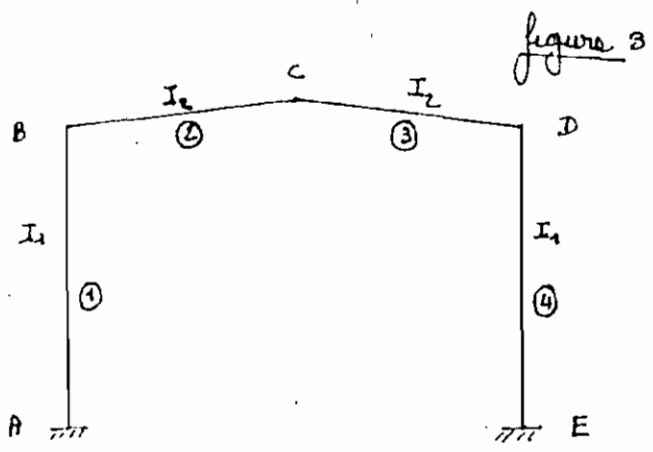
B. CHARGES DU VENT

A. ETUDE DU POIDS MORT

1° Choix de l'inertie des membrures

Pour connaître l'inertie des membrures, il nous faut connaître la nature du chargement. Nous procéderons par essais successifs pour pouvoir faire un choix judicieux de l'inertie de chaque membrure constituant le cadre.

Dans cette étude, nous utiliserons la méthode de distribution de Hardy Cross et il faudra alors calculer le coefficient de distribution au niveau de chaque nœud.



Dans un premier temps, on suppose un rapport d'inertie égal à 1 ($I_1 = I_2 = I$)

1. a Calcul des coefficients de distribution

mambrovas	①	②	③	④			
$1/l$	$1/12$	$1/9.04$	$1/9.04$	$1/12$			
noeuds	A	B	C	D			
$\sum 1/l$		0.194	0.221	0.194			
coefficients α		BA	BC	CB	CD	DC	DE
		0.429	0.571	0.5	0.5	0.571	0.429

noeud B $\sum j = \sum 1/l = 1/12 + 1/9.04 = 0.194$

noeud C $\sum j = 1/9.04 + 1/9.04 = 0.221$

coefficients de distribution α

mambrova AB : $\alpha = (1/12) / 0.194 = 0.429$

mambrova BC : $\alpha = (1/9.04) / 0.194 = 0.571$

mambrova CB : $\alpha = (1/9.04) / 0.221 = 0.5$

$\alpha_{DE} = \alpha_{BA}$

pente du comble = 10% = angle θ

$9.04 = \frac{9}{\cos \theta}$

Calcul des moments d'encastrement M_F

Nous supposons pour l'instant une charge uniformément répartie égale à l'unité.

$$M_{FBC} = \frac{wL_{BC}^2}{12} = -1 \times \frac{9^2}{12} = -6.75 \text{ N.m}$$

$$M_{FBC} = M_{FDC}$$

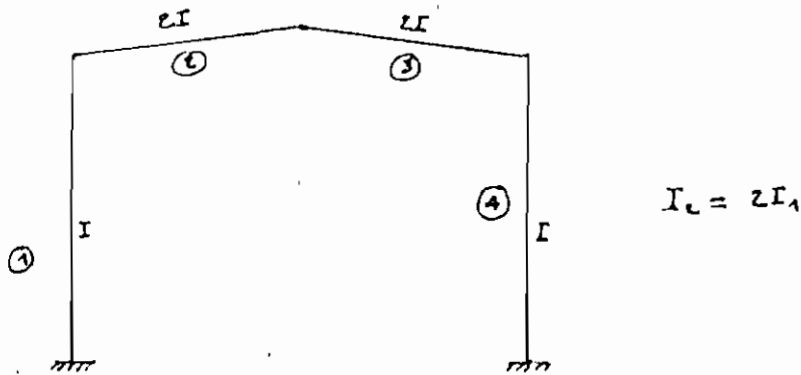
1-b Distribution de Crois

noeud	A	B		C		D		E
mambouras	AB	BA	BC	CB	CD	DC	DE	ED
coefficients α		0.429	0.571	0.5	0.5	0.571	0.429	
FEM			-6.75	+6.75	-6.75	+6.75		
	1.448	2.896	3.847	1.423	-1.923	-3.847	-2.896	-1.448
	-0.198	-0.396	0.9615	-0.274	+0.274	-0.9615	0.396	0.198
	+0.0294	0.0587	-0.137			0.137	-0.0587	-0.0294
			0.079			-0.079		
total	1.2794	2.559	-2.55	8.399	-8.399	2.55	-2.559	-1.2794

d'après cette distribution, nous nous rendons compte que le moment augmente de B à C, dans un rapport de 3, nous adoptons un rapport d'inertie

- de 2, comme ci-dessous

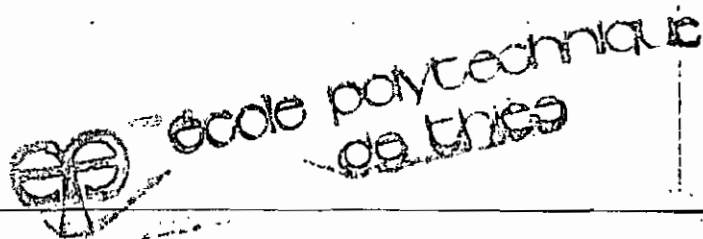
Fig. 4



2°/ Calcul des coefficients de distribution α

membres	①	②	③	④			
$1/L$	$1/2$	$2/9.04$	$2/9.04$	$1/2$			
noeuds	A	B	C	D			
$\sum 1/L = \sum p$		0.304	0.442	0.304			
coefficients de distribution α		BA	BC	CB	CD	DC	DE
		0.274	0.726	0.5	0.5	0.726	0.274

On reprend la distribution de Cross avec un rapport d'inertie de 2. (Voir tableau suivant.)

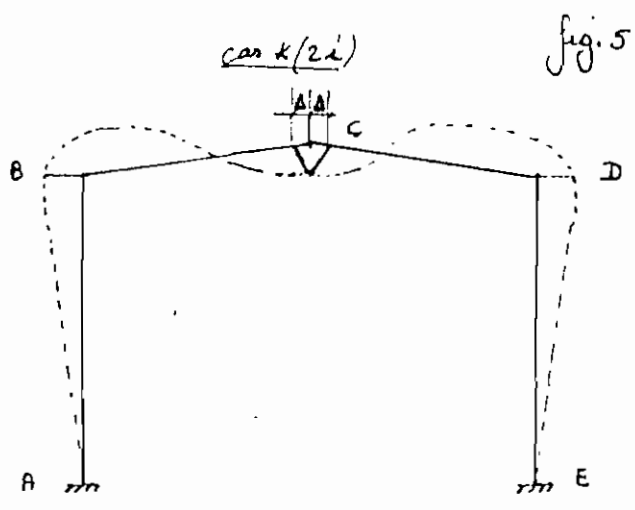


2: Distribution de Cross CAO (4)

nœuds	A		B		C		D		E
	AB	BA	BC	CB	CD	DC	DE	ED	
coefficients α		0.274	0.726	0.5	0.5	0.726	0.274		
FEM		-6.75	+6.75						
	+0.925	+1.849	+4.9			-4.9	-1.849		-0.925
	-0.168	-0.336	1.225	2.45	-2.45	-1.225	0.336		0.168
	+0.0305	+0.0609	-0.222	-0.445	+0.445	+0.222			-0.0305
			+0.1615			-0.1615			
total	0.783	1.58	-1.58	+8.755	-8.755	1.58	-1.58		-0.788

N.B En remarque que le moment à l'encastrement à diminué. Par contre le rapport des moments dans les membres AB et BC a augmenté. Vu donc la difficulté à obtenir un encastrement parfait, la diminution du moment est un avantage. Nous préférons donc conserver ce CAO (rapport d'inerte = 2)

Dans les distributions précédentes, nous avons supposé que grâce à des forces de fixation fictives, il n'y avait aucun déplacement, ce cas nous l'appelons cas (i). Dans le cas qui va suivre, cas k(ii), nous enlevons les forces de fixation et nous obtenons le schéma suivant.



moments d'encastrement

$$M_{FAB} = M_{FOA} = - \frac{6EI}{L_{AB}^2} \Delta = - 0.417 EI \Delta$$

$$M_{FCB} = M_{FCB} = + \frac{6EI \Delta}{L_{CB}^2} = 0.0734 EI \Delta$$

$$M_{FCD} = M_{FDC} = - 0.0734 EI \Delta$$

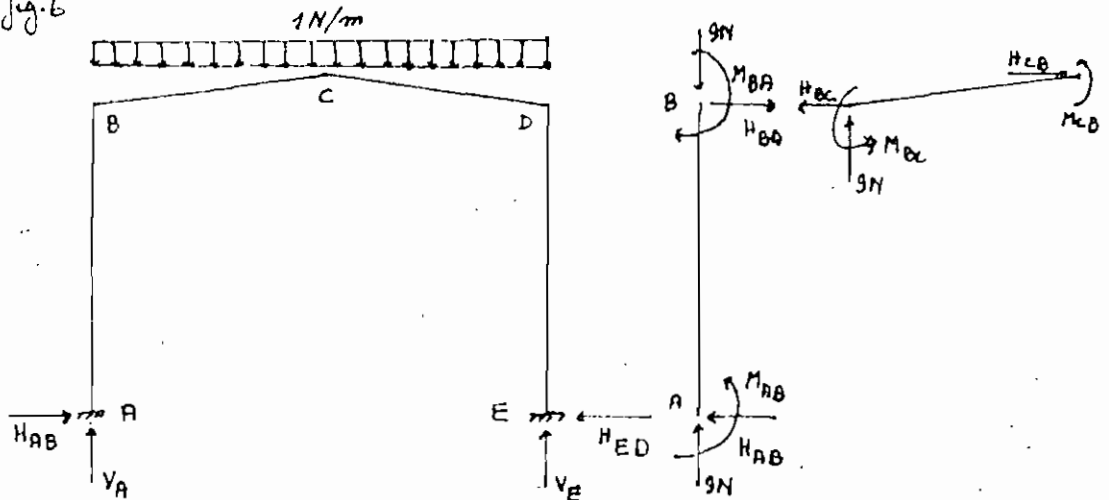
$$M_{FED} = M_{FDE} = + 0.417 EI \Delta$$

4^o Distribution $\cos k(z_i)$

nodes	A	B		C		D		E
membres	AB	BA	BC	CB	CD	DC	DE	ED
coefficients d.		0.274	0.726	0.5	0.5	0.726	0.274	
FEM	-417	-417	73.4	73.4	-73.4	-73.4	417	417
	47.07	94.15	249.45			-249.45	-94.15	-47.07
				124.73	-124.73			
	-8.545	-17.09	62.36 -45.28			-62.36 +45.28	+17.09	+8.545
				-22.64	+22.64			
	1.55	3.10	-11.32 8.22			+11.32 -8.22	-3.10	-1.55
				4.11	-4.11			
	-0.27	0.563	2.055 -1.492			-2.055 +1.492	0.563	+0.28
				-0.746	+0.746			
	+0.0511	+0.102	-0.373 +0.27			+0.373 -0.27	-0.102	-0.0511
	-377.15	-377.3	377.3	178.854	-178.854	-377.3	+377.3	377.15

5: Calcul des efforts dans les membrures

Fig. 6



eq.

$$H_{BA} + H_{CB} = 0$$

$$H_{BA} = \frac{M_{AB} + M_{BA}}{12}$$

$$\sum M_C = 0$$

$$9 \times 9/2 + H_{BC} \times 2.9 - 9 \times 9 + M_{CB} + M_{BC} = 0$$

$$H_{BC} = \frac{40.5 - (M_{CB} + M_{BC})}{2.9}$$

L'équilibre au nœud, devient

$$(1) \quad (M_{AB} + M_{BA}) - 19.33 (M_{CB} + M_{BC}) = -540$$

Les moments finaux dans les membrures sont obtenus en additionnant les $cao(i) + kcao(2i)$

k est une constante que nous allons déterminer

$$M_{AB} = -0.788 - 377.15 k$$

$$M_{BA} = -1.58 - 337.3 k$$

$$M_{BC} = +1.58 + 337.3 k$$

$$M_{CB} = -8.755 + 178.854 k$$

$$M_{AB} + M_{BA} = -2.368 - 714.45k$$

$$M_{CB} + M_{BC} = -7.175 + 516.154k$$

En substituant dans l'équation (*) on obtient

$$\boxed{k = 0.0834}$$

$$M_{AB} = -32.24 \text{ N}\cdot\text{m} = M_{ED}$$

$$M_{BA} = -29.71 \text{ N}\cdot\text{m} = M_{DE}$$

$$M_{BC} = +29.71 \text{ N}\cdot\text{m} = M_{DC}$$

$$M_{CB} = +6.161 \text{ N}\cdot\text{m} = M_{CD}$$

efforts tranchants

$$H_{AB} = \frac{M_{AB} + M_{BA}}{12} = \frac{32.24 + 29.71}{12} = 5.16 \text{ N} \rightarrow$$

$$H_{BA} = 5.16 \text{ N} \leftarrow$$

$$H_{BC} = \frac{40.5 - (M_{BC} + M_{CB})}{0.9} = 5.14 \text{ N}$$

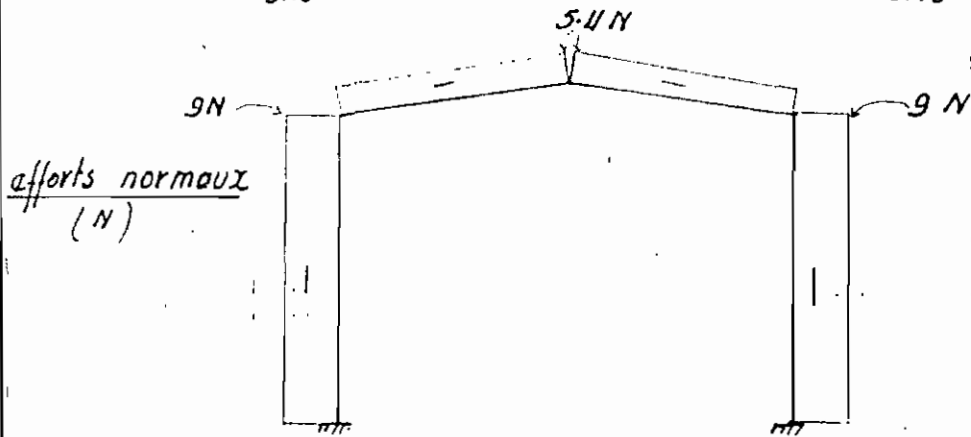
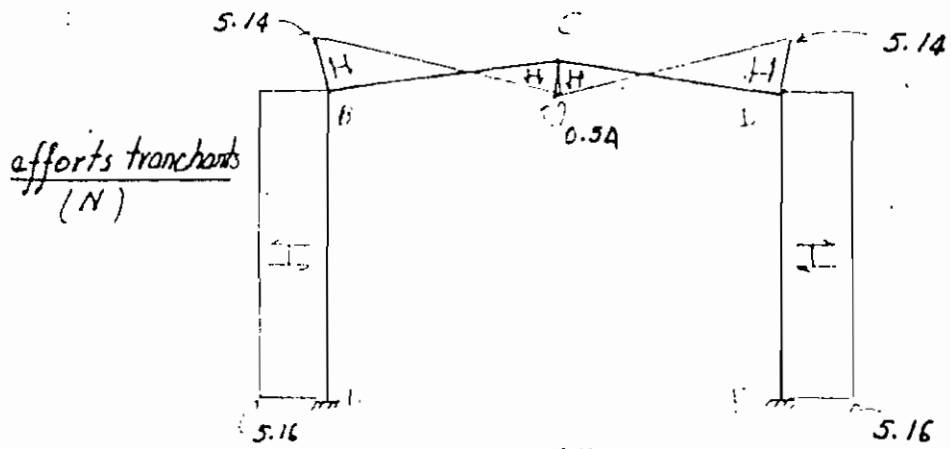
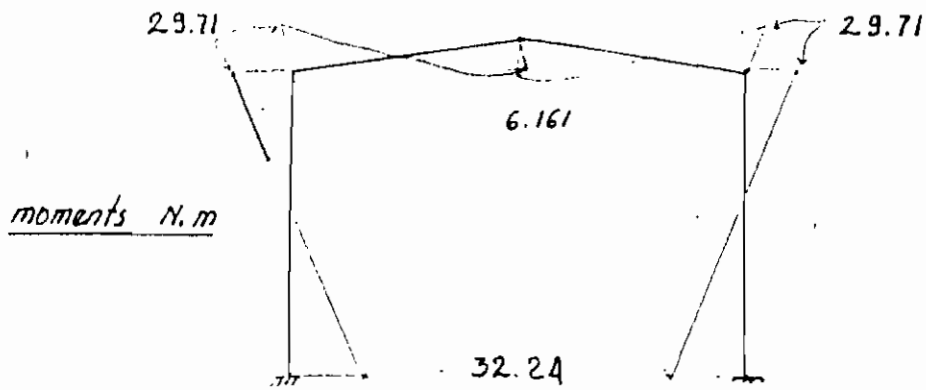
R.P.S = réaction sur poutre simple

$$H_{CB} = \text{R.P.S} \uparrow + \frac{29.71 + 6.161}{9.04}$$

$$= 0.54 \text{ N}$$

Nous présentons par la suite les diagrammes
finale unitaires.

6. Diagrammes

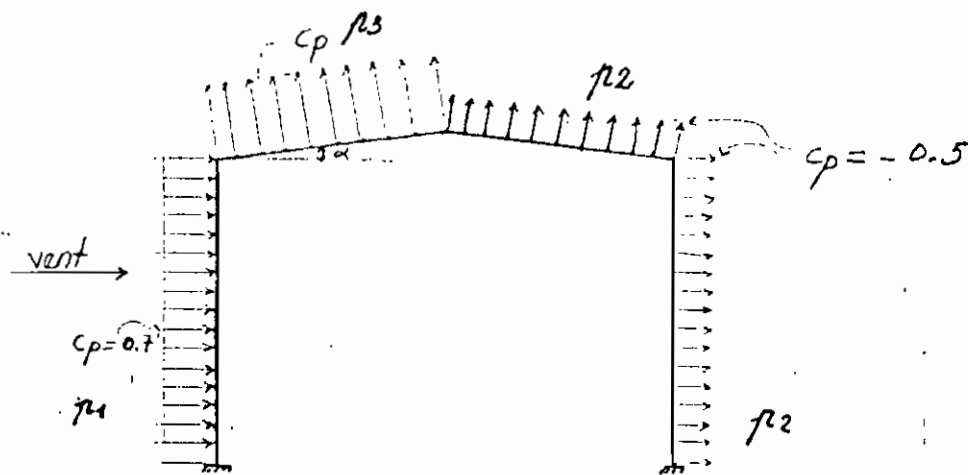


Diagrammes finals unitaires

B. ETUDE DES CHARGES DU VENT

Tous les calculs sont basés sur le code Canadien. Nous utilisons la vitesse maximale du vent étendue sur au moins 10 ans pour fin de design. Les données qui nous sont fournies par le bureau de la Climatologie à DAKAR sur la vitesse du vent dans la région du Sine Saloum nous permettent de faire les calculs sur une vitesse de 30KM/H. N.B. cette vitesse est faible et certes douteuse, on pourrait se faire le design avec une vitesse de 60KM/H.

1. Système global



Le coefficient C_p varie avec l'angle α
 $\tan \alpha = 0.1 \Rightarrow C_p = -1$

Appliquant la formule du code Canadien, la pression due au vent $p = C_e C_g C_p q$

$$C_e = \text{facteur d'exposition} = 1.1$$

$$C_g = \text{coefficient de rafale} = 2.0$$

$$C_p = \text{coefficient de pression extérieure (ou de succion)}$$

$$q = \text{pression de référence} = 50 \times 10^{-6} V^2 \text{ kN/m}^2$$

En se référant à la figure précédente

$$p_1 = 1.1 \times 2.0 \times 0.7 \times 50 \times 10^{-6} V^2 = 7.7 \times 10^{-5} V^2 \text{ kN/m}^2$$

$$p_2 = 1.1 \times 2.0 \times (-0.5) \times 50 \times 10^{-6} V^2 = -5.5 \times 10^{-5} V^2$$

$$p_3 = 1.1 \times 2.0 \times (-1) \times 50 \times 10^{-6} V^2 = -1.1 \times 10^{-4} V^2$$

Nous faisons d'abord l'étude du cadre intérieur

La surface exposée est de $\frac{1}{2}(6m+6m) = 6m$ de long

Nous obtenons ainsi la charge uniformément répartie sur chaque partie du cadre.

$$P_1 = 7.7 \times 10^{-5} V^2 \times 6 = 4.62 \times 10^{-4} V^2 \text{ kN/m}$$

$$P_2 = -5.5 \times 10^{-5} V^2 \times 6 = -3.3 \times 10^{-4} V^2 \text{ kN/m}$$

$$P_3 = -1.1 \times 10^{-4} V^2 \times 6 = -6.6 \times 10^{-4} V^2 \text{ kN/m}$$

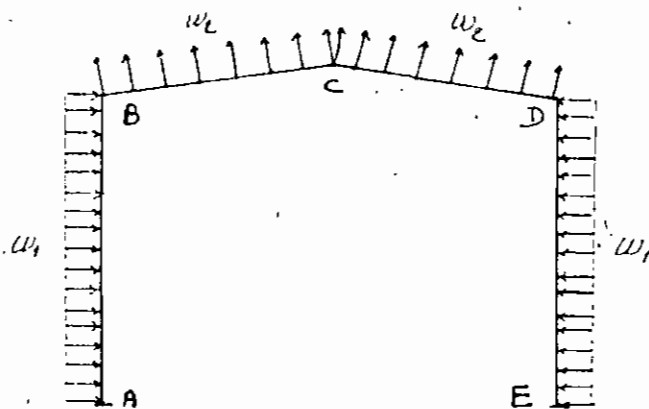
Pour faciliter l'étude nous transformons le système global en un système symétriquement chargé (C.S.S.C) et un système anti-symétriquement chargé (C.S.A.C)

2° Système symétriquement chargé

$$w_1 = \frac{P_1 + P_2}{2} = 0.66 \times 10^{-4} \text{ v}^2 \text{ KN/m}$$

$$w_2 = \frac{P_3 + P_4}{2} = -4.95 \times 10^{-4} \text{ v}^2 \text{ KN/m}$$

V en KM/H



C. S. S. C.

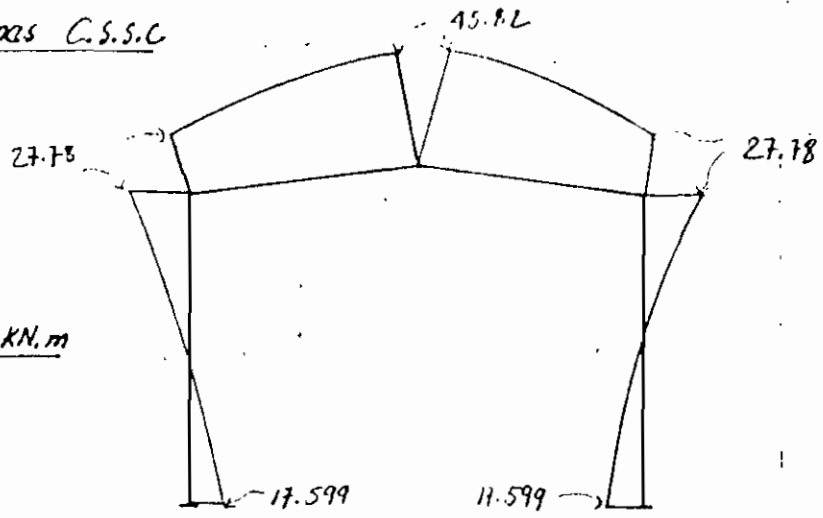
Les calculs sont développés en annexe II.6.2 page 73
nous arrivons aux résultats suivants en C :

$$M = -\frac{w_2 \times L^3}{8H} - \frac{w_1 \times H^2}{12} - \frac{w_2 \times L^2}{8} \quad (1)$$

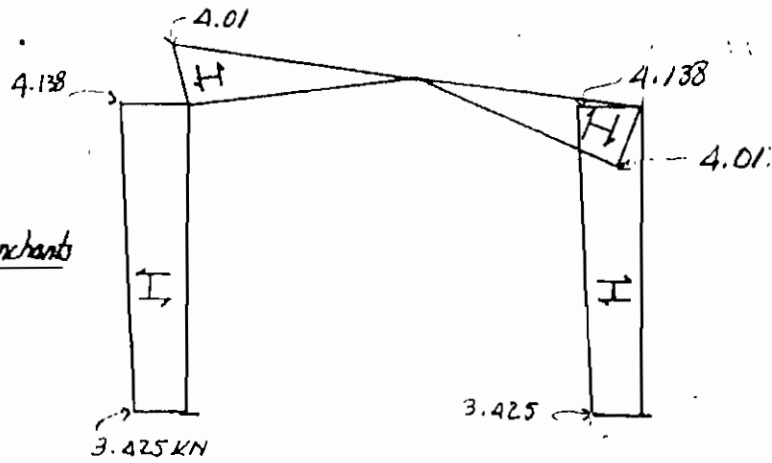
$$N = \frac{1}{H^2 \times \cos \alpha} \left[\frac{w_1 \times H^3}{2} + \frac{3w_2 \times L^3}{16} \right] \quad (2)$$

Diagrammes C.S.S.C

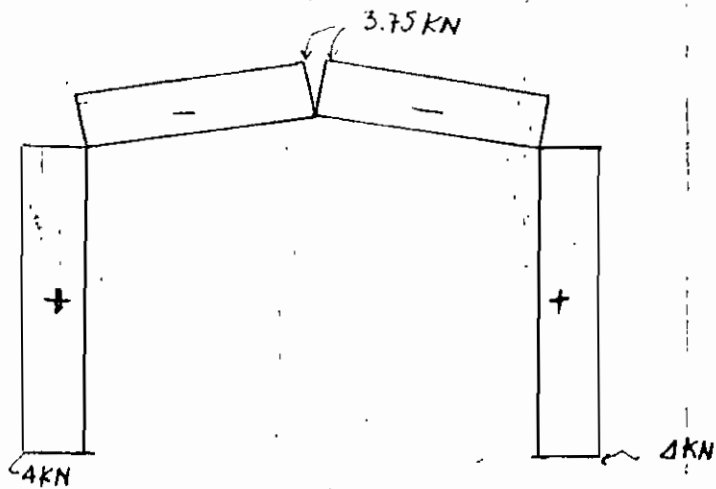
moments KN.m



efforts tranchants KN



efforts normaux KN



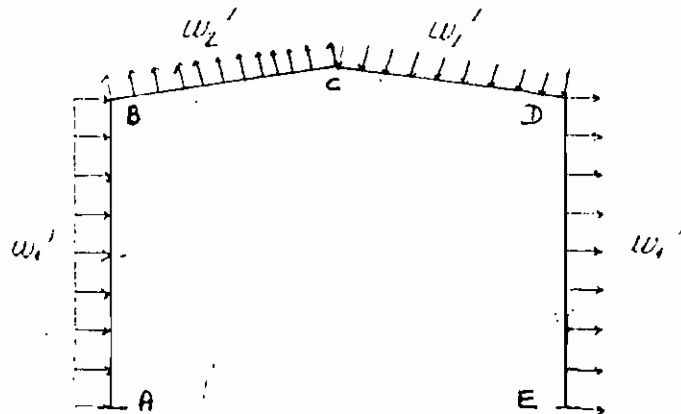
(chargement voir page 23)

3° Système antisymétriquement chargé

$$w_1' = \frac{P_1 - P_2}{2} = 3.96 \times 10^{-4} V^2 \text{ KN/m}$$

$$w_2' = \frac{P_3 - P_2}{2} = -1.65 \times 10^{-4} V^2 \text{ KN/m}$$

V = vitesse du vent en KM/H



C. S. A. C

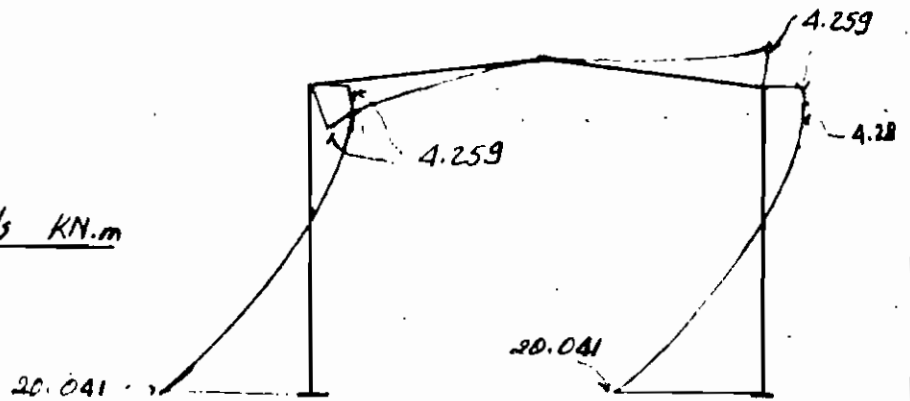
Pour l'étude de ce système, le moment et l'effort normal, à l'axe de symétrie sont nuls (au point C). Nous avons développé les calculs en annexe II. B. 3° page 78

Pour ce système, l'effort tranchant est :

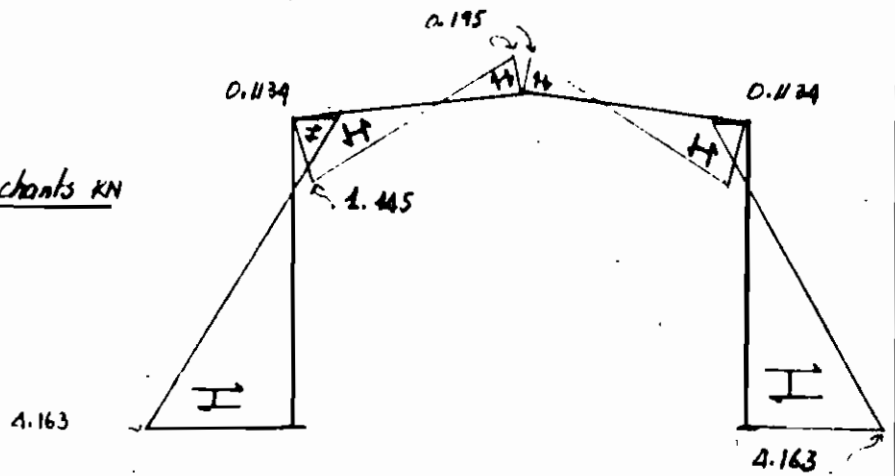
$$V = \left[\frac{w_1' H^3}{3} - \frac{w_2' L^3}{64} - \frac{w_2' L^2 H}{4} \right] \times \frac{1}{\frac{L^2}{12} + L \times H}$$

Diagrammas C. S. A. C

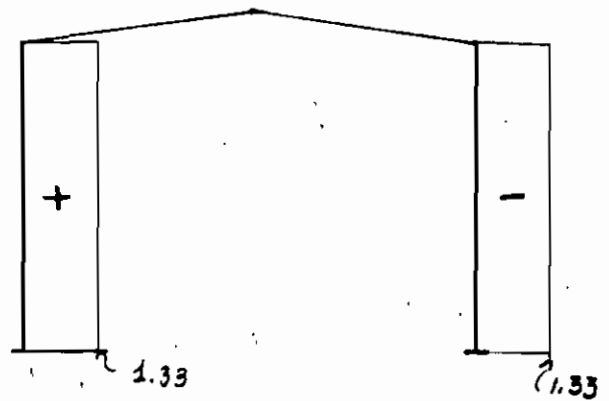
moments KN.m



efforts tranchants KN



efforts normaux KN



4. Suction à l'intérieur du bâtiment

Pour cette étude, nous supposons les ouvertures réparties uniformément sur les côtés. On se ramène à un système symétrique symétriquement chargé.

D'après le code national du Canada

$$p_u = C_e C_{pi} q$$

$$C_e = 1.1$$

$$C_{pi} = 0.3$$

$$q = 50 \times 10^{-6} v^2 \text{ kN/m}^2$$

La vitesse de design est 30 km/h

$$p_u = 14.85 \text{ N/m}^2$$

Nous avons déjà fait l'étude de système symétriquement chargé. Dans les formules précédemment établies (1) et (2) page 28 nous remplaçons

$$w_1 \text{ par } -w_1 \text{ en posant } w_1 = w_2 = 14.85 \text{ N/m}^2 \times 6 \text{ m}$$

$$w_1 = w_2 = 89.1 \text{ N/m}$$

Les calculs figurent en annexe voir page 83

au point C

$$N = 142.708 \text{ N}$$

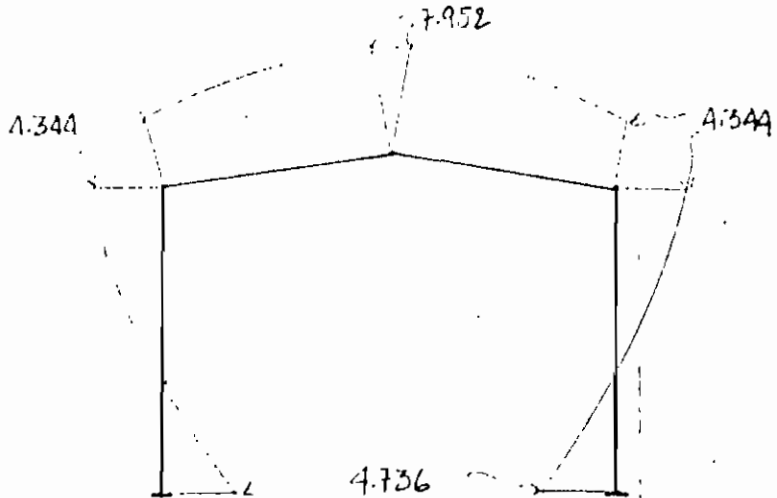
$$M = -7952.175 \text{ N.m}$$

$$V = 0$$

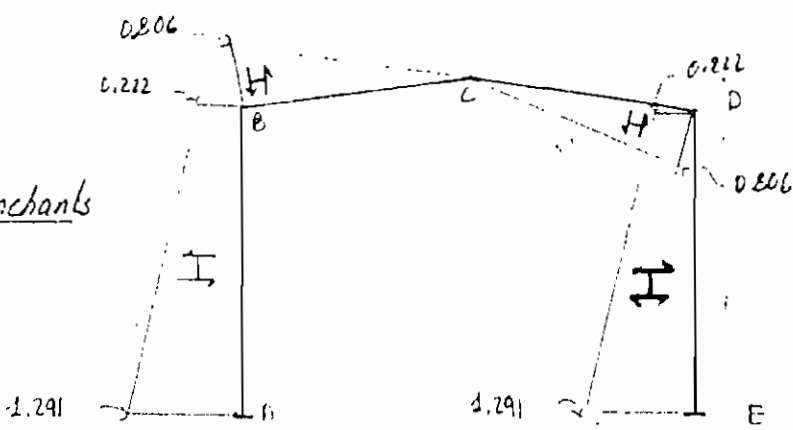
Les calculs des efforts pour les diverses membrures sont présentés en annexe page 83

Diagrammes finals de suction

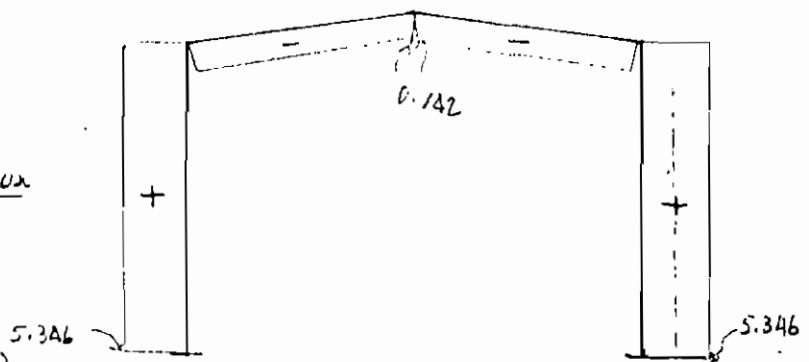
moments KN.m



efforts tranchants KN



efforts normaux KN



(Chargement voir p 83)

5° effet du vent

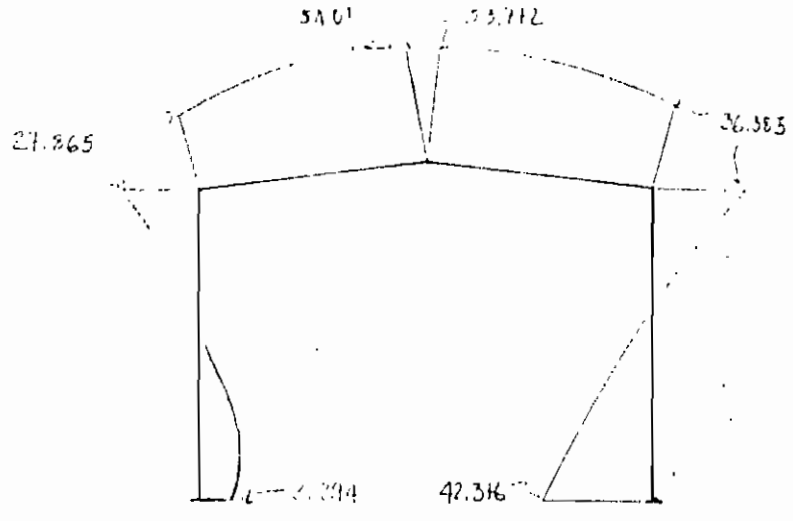
La pression du vent crée une pression externe sur la surface extérieure (que nous avons représenté par un système symétriquement chargé et un système anti. symétriquement chargé) et une succion due aux ouvertures à l'intérieur du bâtiment.

La superposition : — du système symétriquement chargé
— du système antisymétriquement chargé
— de la succion à l'intérieure

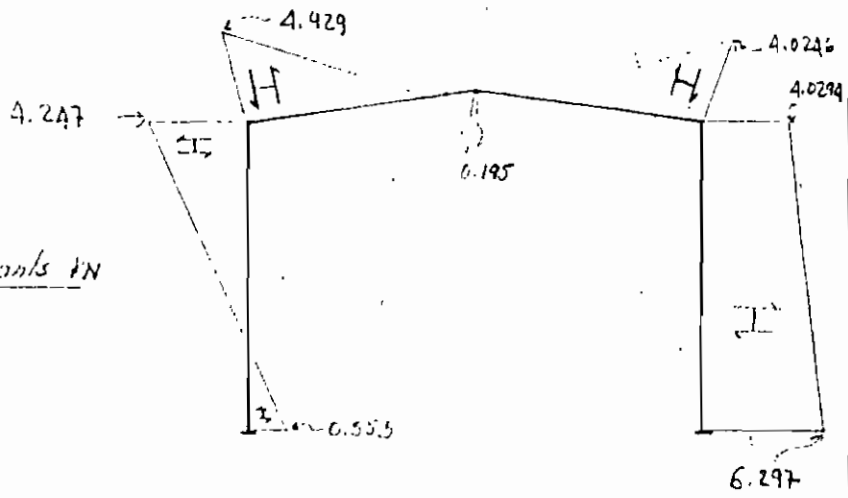
donne l'effet final du vent sur le bâtiment. d'ici les diagrammes suivants page 35

effet du vent - Diagrammes finals

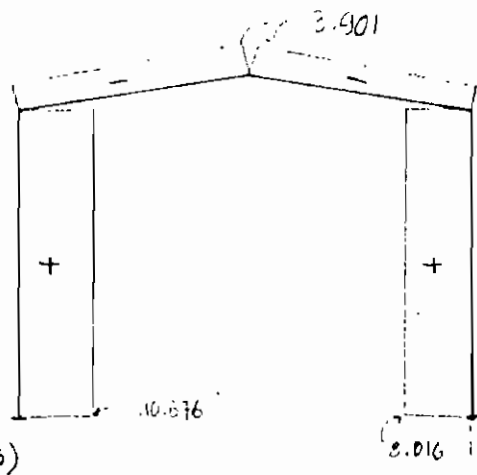
moments KN.m



efforts tranchants KN



efforts normaux KN



(chargement voir pages 26 et 83)

CHAPITRE III

DESIGN

1^o Choix de la nuance

Le choix de la nuance dépend du type de construction. Pour notre bâtiment nous préférons les aciers soudables garantissant un soudage adéquat. (acier de type W)

Nous savons que le prix des profilés augmente avec la limite élastique. Nous utilisons pour cette raison l'acier G40.21M 260W de la norme ACNOR.

Toute modification future à ce choix fera l'objet de mention spéciale. Ainsi donc, avec un tel choix nous obtenons un bon rapport (Prix / limite élastique).

2^o Design des profilés-pannes

Pour le calcul des profilés-pannes les charges à considérer sont :

- le poids propre
- la couverture
- le vent.

Compte tenu de la pente du bâtiment on a pression sur le toit à l'intérieur et à l'extérieur. Donc le poids mort et la charge du vent se retranchent

20

Nous pensons que le "poids" est notre ennemi en construction. Par conséquent notre choix de profilé sera toujours guidé par le poids, nous choisirons les profilés les plus légers.

Exercice d'un profilé 575 x 11

Les calculs figurent en annexe voir page 84

- Poids mort 178.185 N/m

- pression du vent 170.25 N/m

La combinaison du vent et du poids mort

$$\text{donne } w = 7.935 \text{ N/m}$$

Lorsque seul agit le poids mort

$$w = 178.185 \text{ N/m}$$

$$\text{d'où } M_{\text{max}} = \frac{wL^2}{8} = 801.833 \text{ N/m}$$

$$V_{\text{max}} = 534.535 \text{ N}$$

Avec le moment obtenu on peut calculer le module de section Z_x .

$$Z_x = \frac{M_{max}}{\phi F_y} = \frac{861.833 \times 10^3}{0.9 \times 260} = 3.427 \times 10^3$$

Les tables du 'catalogue CISC'

donnent des modules de section largement plus grands. Ce qui nous conduit à choisir des profils de type minimal.

Choix de 575 x 11 $Z_x = 31.9 \times 10^3 \text{ mm}^3$

En faisant toutes les vérifications imposées par le code Canadien, on se rend compte que ce choix s'avère correct. (voir annexe III. 2^e)

Les diverses vérifications à faire sont basées sur le fait que les contraintes ou charges actuelles ne doivent pas dépasser celles qui sont admissibles pour le type de profilé. On vérifie

- la classe du profilé
- $M_x > M_y$
- Contraintes normales transversales
- Contraintes tangentielles et flèche

Les calculs figurent en annexe. voir page. 84.

3^e Etude du poids mort sur les cadres

Nous étudions d'abord les cadres intérieurs

Chaque cadre supporte une longueur de panne de 6 m. En se référant à la figure ci-dessus on se rend compte qu'on a 13 profils sur le cadre.

Soit un poids total de : $10 \text{ kg/m} \times 6 \text{ m} \times 9.81 \times 13 = 6121.44 \text{ N}$

Soit un poids par mètre linéaire de cadre

$$\text{de } \frac{6121.44 \text{ N}}{18 \text{ m}} = 340.08 \text{ N/m}$$

Nous avons calculé le poids mort en supposant une charge uniformément répartie égale à l'unité. Il faut par conséquent trouver le facteur multiplicatif qui va nous permettre les charges finales dues au poids mort.

Calcul du facteur multiplicatif

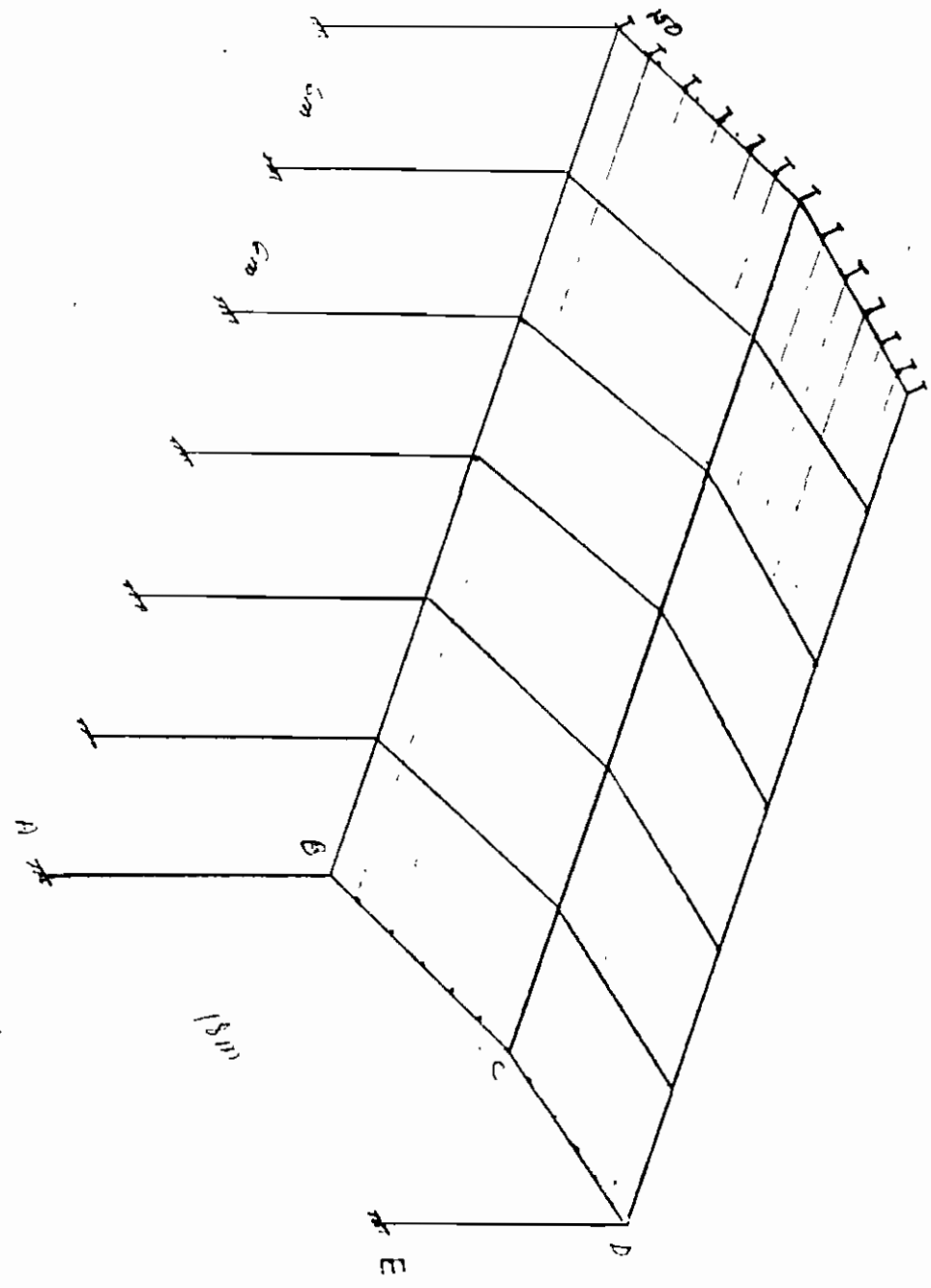
- poids des profils 340.08 N/m
- couverture $95.28 \text{ N/m} = 50.816 \text{ N/m}^2 \times 1.5 \text{ m} \times 1.25$
- imperméabilisation, isolation $225 \text{ N/m} = 150 \text{ N/m}^2 \times 1.5 \text{ m} \times 1.25$
- éléments mécaniques suspendus $375 \text{ N/m} = 200 \text{ N/m}^2 \times 1.5 \text{ m} \times 1.25$

total

1035.36 N/m

poids de couverture : 5.18 kg/m^2

Perspective du bâtiment



Les charges trouvées à la page 25 sont des charges unitaires. Avec le facteur multiplicatif trouvé à la page 41, on obtient les charges finales pondérées dues au poids mort

- tableau III.1 chargement D pondéré

membre	EF	ED	PE	EE	ED	DE	ED	ED
membre KN.m	33.38	30.76	30.76	6.379	6.379	30.76	30.76	33.38
efforts tranchants KN	5.342	5.342	5.322	0.559	0.559	5.322	5.342	5.342
efforts normaux KN	9.318	9.318	5.29	5.29	5.29	5.29	9.318	9.318
	(-)	(-)	(-)	-	(-)	(-)	(-)	(-)

- compression

Après avoir calculé la charge D et la charge du vent Q , le problème est maintenant de trouver la combinaison la plus critique.

N.B. Les charges du tableau III.1 sont obtenues en multipliant les charges de la page 41 (voir annexe page 89)

4° Chargement critique

D'après le code CAN3- S16.1-1978 les charges pondérées seront combinées de la façon à avoir la combinaison la plus critique suivant les relations

$$\alpha_D D + \gamma \psi (\alpha_L L + \alpha_Q Q + \alpha_T T)$$

Pour notre cas nous examinons

$$\alpha_D D + \gamma \psi (\alpha_Q Q) \quad (1)$$

D = charge due au poids mort

Q = charge due au vent

α_D = facteur de pondération = 1.25 (clause 7.2.3)

ψ = 1.0 = facteur de simultanéité (clause 7.2.4.a)

γ = coefficient de tenue = 1.0 (clause 7.2.5.a)

Nous présentons les résultats de l'équation (1) au tableau III.2 page 45

tableau III.2 chargement D+Q juxtore'

membres	DB	BA	BC	CA	CD	DC	DE	ED
moments K.N.m	36.72	71.497	71.497	74.239	74.239	85.334	85.334	96.886
efforts tranchants KN	6.172	11.712	12.715	0.852	0.315	0.715	11.766	14.757
efforts normaux	6.696 (+)	6.696 (+)	11.142 (-)	11.142 (-)	11.142 (-)	11.142 (-)	2.706 (+)	2.706 (+)

+ membreure en tension

- membreure en compression

Dans le tableau qui suit, nous pouvons de la plus grande charge dans chaque membre par comparaison.

tableau III.3

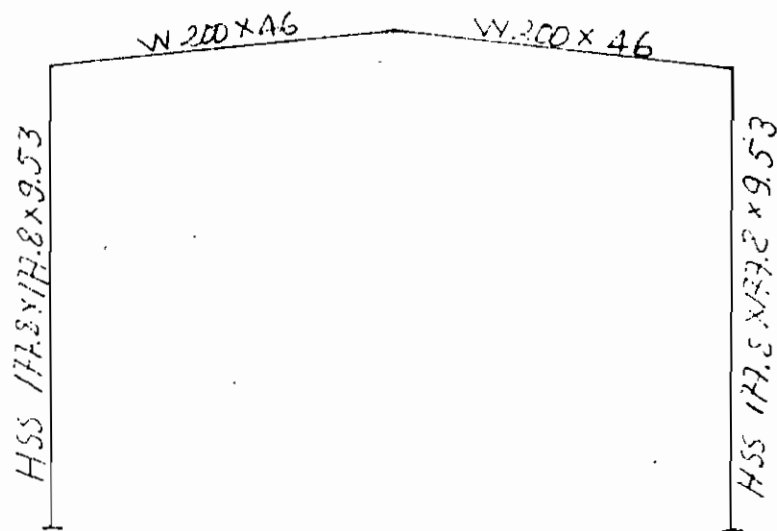
membres		DB	BC	CD	DE
moments K.N.m	D+Q'	71.497	71.497	85.334	96.886
	D	33.38	30.76	30.76	33.38
efforts tranchants KN	D+Q'	11.712	12.715	0.715	14.782
	D	5.342	5.322	5.322	5.342
efforts normaux KN	D+Q'	6.696	11.142	11.142	2.706
	D	-9.318	-5.29	-5.29	-9.318

Le tableau de comparaison III.3 montre que le chargement $D+Q$ est plus critique dans le cas des moments, mais, concernant l'effort tranchant et l'effort normal le chargement le plus critique varie d'une membre à l'autre. Par conséquent nous nous servirons des chargement critique donné par les moments pour fin de design et nous essaierons de vérifier chaque fois que les conditions imposées par la norme sont satisfaites dans le cas de l'effort tranchant et l'effort normal.


5° Design du cadre intérieur

Pour le design, toutes les formules feront référence au code S16.1 M78 et les valeurs numériques relatives aux profils seront tirées du catalogue CISC.

Pour le design du cadre intérieur
les calculs figuraient en annexe III. 5 page 90
Les calculs nous ont conduit finalement
au cadre désigné ci-dessous



cadre intérieur

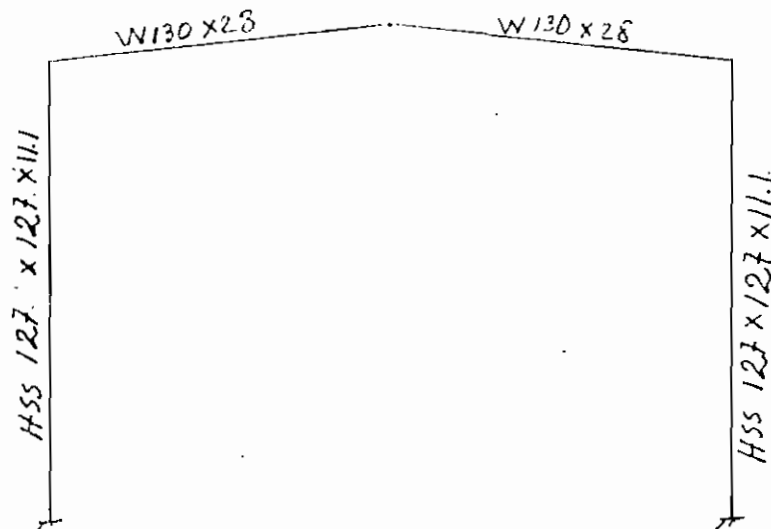
 école polytechnique
de Ghent

6° Design du cadre extérieur

La surface trilitaire est la moitié de la surface trilitaire du cadre (2). Les charges uniformément réparties sont réduites de moitié.

Les charges se déduisent des charges du cadre extérieur.

Les calculs présentés en annexe III. 6 page 103 permettent d'avoir le cadre représenté ci-dessous.



cadre extérieur

7° Design des lisses

Pour les lisses qui sont des profilés destinés à supporter la couverture que recouvrent les faces latérales de l'édifice, nous choisirons des profilés de type minimal. L'espacement sera de 2 mètres en tenant compte de la couverture et du système de contreventement.

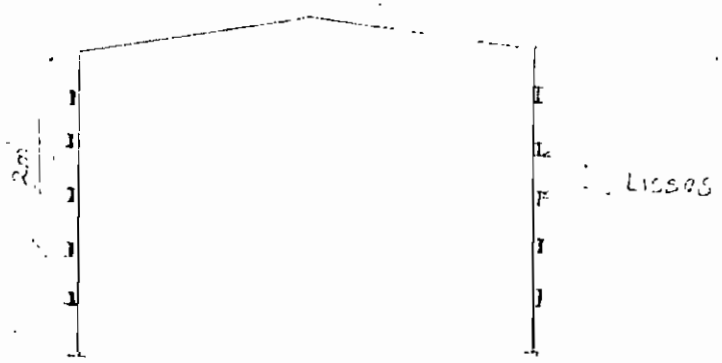


schéma: dispositions des lisses

L'étude des lisses se fait exactement comme l'étude des pannes voir page 34

On trouve $p_e = 69.3 \text{ N/m}^2$

$$p_i = 14.85 \text{ N/m}^2$$

$$p = p_e - p_i = 54.45 \text{ N/m}^2$$

ce qui donne une charge uniformément répartie

$$w = 54.45 \text{ N/m}^2 \times 2 \text{ m} = 108.9 \text{ N/m}$$

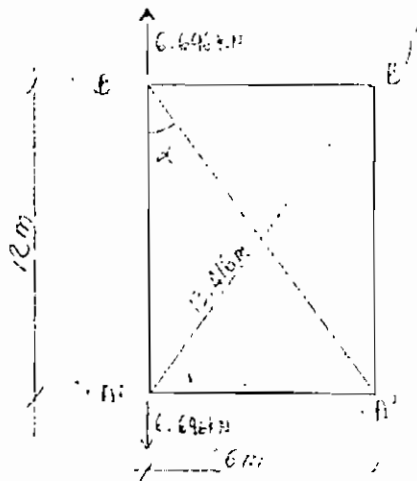
On trouve $M_{max} = \frac{wL^2}{8} = \frac{108.9 \times 6^2}{8} = 490.05 \text{ N.m}$

$V_{max} = \frac{wL}{2} = \frac{108.9 \times 6}{2} = 326.7 \text{ N}$

En essayant un profilé 575x11 on se rend compte qu'un tel profilé convient pour les lisses. Mais ne présentons pas les calculs qui sont analogues au calcul des pannes. (voir page 84)

8° Etude du système de contreventement

Considérons une travée de bord



$\alpha = 26^\circ 30'$

$\sum F_y = 0 \Rightarrow BA' \cos \alpha = AB = 6.696 \text{ kN}$

$\Rightarrow BA' = 7.482 \text{ kN}$

Si nous savons que les bords de contreventement sont raidés aux deux extrémités, nous faisons le calcul de la force de compression C_r en les supports encastrés

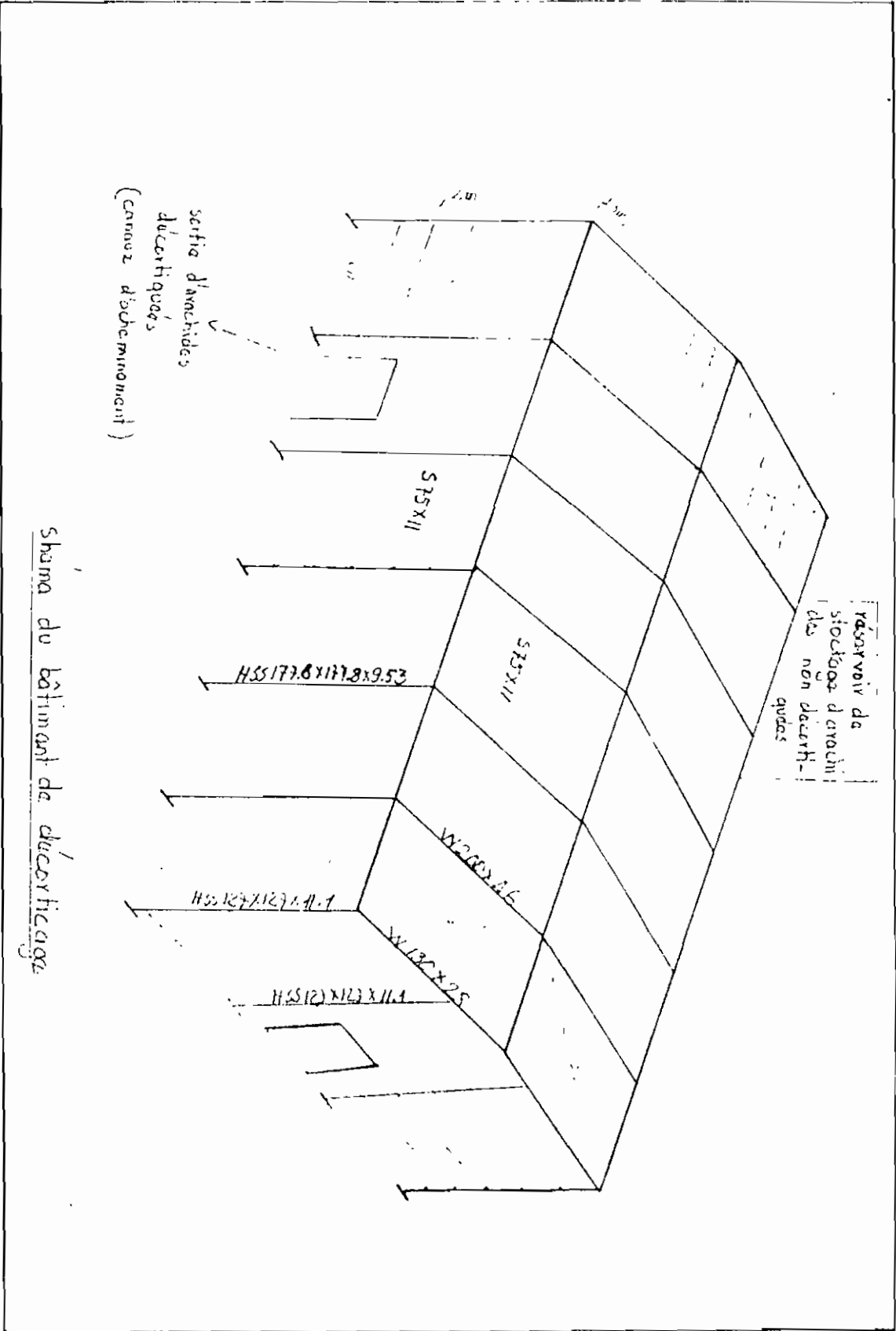
$$C_r = \frac{\pi^2 EI}{(KL)^2} = \frac{\pi^2 \times 200,000 \text{ I}}{(0.5 \times 12016)^2}$$

$\therefore C_r = 4.387 \times 10^{-6} \text{ I}$

Le nous choisissons un profilé 575x8 $I = 2.04 \times 10^6 \text{ mm}^4$

$$C_r = 45.625 \text{ KN}$$

Cette force est largement supérieure à la force de compression $BR' = 7.482 \text{ KN}$. Par conséquent les barres de contreventement ont un effet pas très important: on pourra utiliser des fers ronds ou en U.



shama du bâtiment de decorticage

CHAPITRE IV

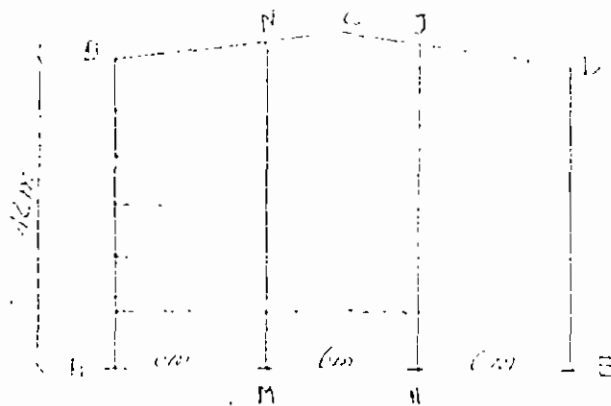
FONDACTIONS

A. DESCENTE DES CHARGES

B. ETUDE DES SEMELLES

A. DESCENTE DES CHARGES

1° Cadre de riva



Tous les détails de calculs voir annexe IV. A. 1°
page 111

2° Cadre intérieur

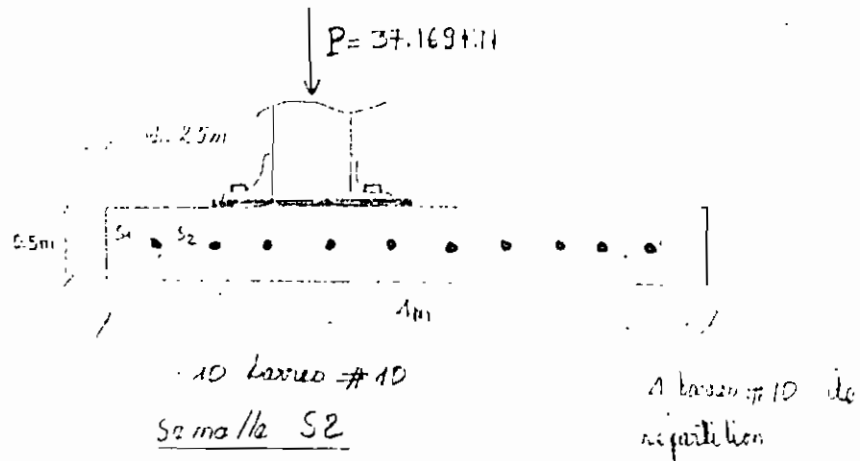
Les détails de calculs figurent en annexe
voir page 113

B. ETUDE DES SEMELLES

Nous allons d'abord faire l'étude des semelles du cadre intérieur, puis celles du cadre de rive. soit comme appellation S2, S1

1°/ Semelles du cadre intérieur S2

Les calculs figurent en annexe IV B. 1° voir page 114
Nous précisons le type de semelle adoptée.

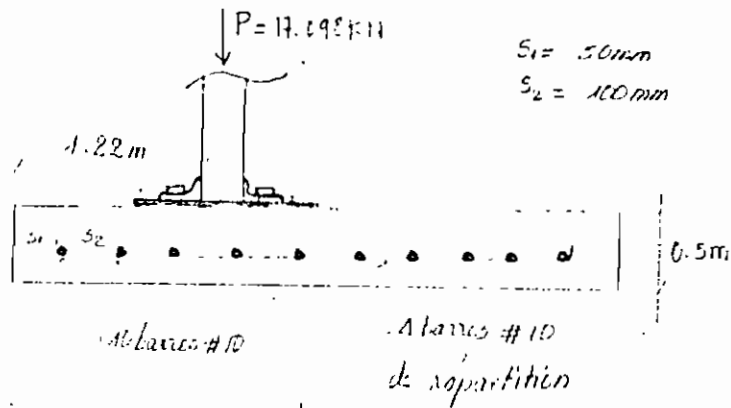


$$S_1 = 30 \text{ mm}$$

$$S_2 = 100 \text{ mm}$$

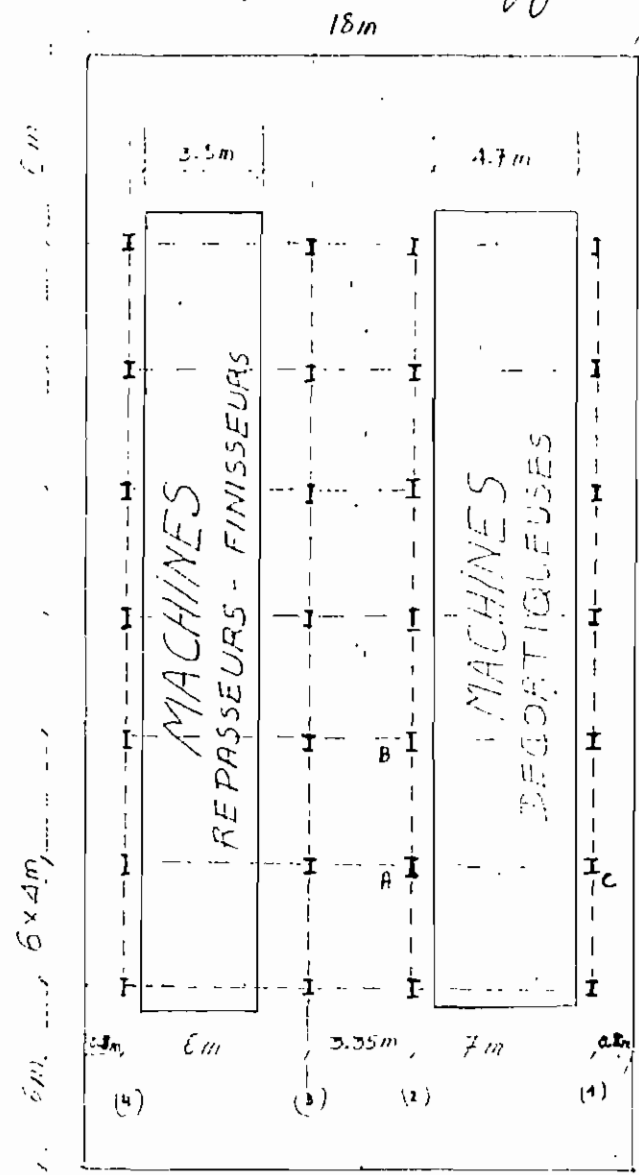
2° Barres du cadre de rive S1

Les calculs figurent en annexe IV B 2: voir page
 Nous présentons le type de barres adoptées



CHAPITRE V
ETUDE
INTERIEURE
DU
BATIMENT

Dans cette partie nous nous proposons de
 présenter une disposition du complexe de
 machines à l'intérieur du bâtiment.
 C'est en fonction de l'espace que peuvent
 occuper les machines que nous avons adopté
 la disposition indiquée à la figure ci-dessous



Les profilés montrés à la figure précédente servent à supporter le plancher cailléboté qui se trouve à une hauteur de 2.6m. Le plancher permet d'accéder aux diverses machines. A priori nous pensons que ces profilés ne supportent pas de grandes charges. Nous étudions la rangée qui supporte la plus grande charge c'est à dire la rangée (2) par mètre de plan.

Pour le plancher cailléboté (grillage) nous supposons un poids de $50N/m^2$

d'où

$$- \text{plancher } 50N/m^2 \times 1.25 = 62.5N/m^2$$

$$- \text{surcharge } 250kg/m^2 \times 10 \times 1.5 = \frac{3750N/m^2}{}$$

$$\text{Charge totale } 3812.5N/m^2$$

12. Etude des profilés longitudinaux AB

$$\begin{aligned} \text{Charge au mètre linéaire} &: 3812.5N/m^2 \times 5.175m \\ &= 19.73KN/m \end{aligned}$$

Les détails de calculs figurent en annexe page 128

Nous adoptons les profilés W 200 x 31

2. Etude des profilés transversaux AC

Pour ces profilés nous adoptons le même type de profilés que les profilés longitudinaux. Les profilés posent sur des murs en béton armé supportant les machines. Ils prennent donc appui sur ces murs ce qui réduit leur portée et réduisant les problèmes de flèche. Les profilés accrochés à la charpente servent en partie de contreventement.

3. Etude des poteaux intérieurs

$$\begin{aligned} - \text{ surcharge + plancher caillé otio: } & 3.813 \text{ kN/m}^2 \times 4 \text{ m} \times 5.175 \text{ m} \\ & = 78.93 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} - \text{ poids propre des profilés (transversaux et longitudinaux)} \\ & = 0.31 \text{ kN/m} \times (4 \text{ m} + 5.175 \text{ m}) = 2.844 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\text{Charge totale par poteau} = 81.774 \text{ kN}$$

Nous supposons les poteaux articulés à la base car ne sont pas sollicités en flexion. Les calculs figurent en annexe votre page 131

Nous adoptons les profilés HSS 101.6 x 101.6 x 4.78

CHAPITRE VI

DEVIS

ESTIMATIF

1° Prix des aciers de construction

$$\text{Panneaux} : 13 \times 36 \text{ m} \times 11 \text{ Kg/m} \times 208 \text{ Fcs/Kg} = 1070784 \text{ Fcs}$$

$$\text{Lisses} : 10 \times 54 \text{ m} \times 11 \text{ Kg/m} \times 208 \text{ Fcs/Kg} = 1235520 \text{ Fcs}$$

$$\text{contreventement} : 16 \times 13.5 \text{ m} \times 5 \text{ Kg/m} \times 199 \text{ Fcs/Kg} = 214920 \text{ Fcs}$$

Cadre :

$$\text{W 200} \times 46 : 10 \times 46 \text{ Kg/m} \times 9.04 \text{ m} \times 208 \text{ Fcs/Kg} = 864947.2 \text{ Fcs}$$

$$\text{W 130} \times 28 : 4 \times 28 \text{ Kg/m} \times 9.04 \text{ m} \times 208 \text{ Fcs/Kg} = 210595.84$$

$$\text{HSS } 177.8 \times 177.8 \times 9.53 : 10 \times 48.49 \text{ Kg/m} \times 12 \text{ m} \times 208 \text{ Fcs/Kg} = 1210310.4$$

$$\text{HSS } 127 \times 127 \times 11.1 : 8 \times 37.1 \text{ Kg/m} \times 12 \text{ m} \times 208 = \underline{740812.8}$$

$$\text{total} \quad \quad \quad 5547890.2$$

2°/ Déchets 6%

$$\text{part} \quad 0.06 \times 5547890.2 = 332873.4$$

3° Prix des boulons, rivets d'assemblage, électrodes et articles de quincaillerie

$$5\% [5547890.2 + 332873.4] = 294038.18$$

4° Prix de la vitrierie

La vitrierie le long de la charpente permet d'avoir un éclairage uniforme à l'intérieur du bâtiment

$$12 \times 0.5 \text{ m} \times 0.5 \text{ m} \times 9930 = 29790 \text{ Fcs}$$

5°/ Prix des poteaux en B.A

$$\text{béton armé} : 31000 \text{ FCU/m}^3 \times 4 \text{ m} \times 0.5 \text{ m} \times 0.5 \text{ m} \times 14 = 434000 \text{ FCU}$$

$$\text{béton de propreté} : 21400 \text{ FCU/m}^3 \times 0.05 \text{ m} \times 4,05 \text{ m} \times 0.55 = 2383.425$$

total

$$436383.43 \text{ FCU}$$

6°/ Prix de l'isolation thermique en polystyrène

$$3800 \text{ FCU/m}^2 \times [9.04 \text{ m} \times 36 \text{ m} \times 2] \times 1.2 = 2968012.8 \text{ FCU}$$

(20%) de perte

7°/ Prix de la couverture

De la surface de couverture il faut retrancher la
réntrée ($12 \times 0.5 \text{ m}^2$) et les portes $2 \times 3 \text{ m} \times 3 \text{ m}$

$$1249 \text{ FCU/m}^2 \times 2 \times [9.04 \text{ m} \times 36 \text{ m} + 12 \text{ m} \times 36 \text{ m} - 12 \text{ m} \times 0.25 \text{ m}^2 - 2 \times 9 \text{ m}^2] \times 1.2$$

$$= 2207552.5 \text{ FCU}$$

(on a prévu 20% de recouvrement)

8°/ Prix du transport du matériel

Nous supposons dans cette partie qu'il faut transporter
le matériel commandé depuis DAKAR jusqu'à

KADOLACK 200 kilomètres

a/ Poids total des aciers de construction

$$\begin{aligned}
 - 13 pannes & : 13 \times 36 \text{ m} \times 11 \text{ kg/m} = 5148 \text{ Kg} \\
 - 5 lisses & : 10 \times 54 \text{ m} \times 11 \text{ kg/m} = 5940 \text{ Kg} \\
 - Contreventement & : 16 \times 13.5 \text{ m} \times 5 \text{ kg/m} = 1080 \text{ Kg} \\
 & \text{total} \quad \quad \quad 12168 \text{ Kg}
 \end{aligned}$$

b/ Poids des armatures pour semelles

$$\begin{aligned}
 14 \left\{ \begin{array}{l} 10 \text{ barres} \times 0.5 \text{ m} \times 0.68 \text{ kg/m} = 3.4 \text{ Kg} \\ 4 \text{ barres} \times 4 \text{ m} \times 0.68 \text{ kg/m} = 10.88 \text{ Kg} \end{array} \right. \\
 \text{total} \quad \quad \quad 14 \times 14.28 = 199.92 \text{ Kg}
 \end{aligned}$$

c/ Poids des boulons, rivets d'assemblage 5%

$$0.05 [12168 \text{ Kg} + 199.92 \text{ Kg}] = 618.396 \text{ Kg}$$

d/ Poids des colonnes

$$10 \times 48.49 \text{ kg/m} \times 12 \text{ m} + 8 \times 97.1 \text{ kg/m} \times 12 \text{ m} = 9380.4 \text{ Kg}$$

total: 22 367 Kg

port $22.367 \text{ tonnes} \times 200 \text{ kms} = 4473.4 \text{ tonnes-km}$

Qu : $4473.4 \text{ tonnes-km} \times 27.5 \text{ F15} / \text{t-km}$

= 123018.5 F15

9° Titre de la main d'œuvre

Les ouvriers travaillent 40h/semaine

Les agents de maîtrise de 173.33h/mois

Nous établissons un planning sur deux mois

soit ouvriers 320h

agent de maîtrise 346.66h

Nous constituons une équipe suivante:

2 manoeuvres	1 ^{ère} catégorie A	$140.5 \text{ Fu/h} \times 320 \times 2 = 89920 \text{ Fu}$
2 manoeuvres	1 ^{ère} catégorie B	$144.11 \text{ Fu/h} \times 320 \times 2 = 92830.4 \text{ Fu}$
2 aides-ouvriers	2 ^e catégorie	$158.52 \times 320 \times 2 = 101452.8 \text{ Fu}$
1 ouvrier	3 ^e catégorie A	$177.39 \times 320 \times 1 = 56764.8 \text{ Fu}$
1 ouvrier	6 ^e catégorie A	$238.83 \times 320 \times 1 = 76425.6 \text{ Fu}$
1 ouvrier	6 ^e catégorie B	$274.05 \times 320 \times 1 = 87696 \text{ Fu}$
1 agent de maîtrise	MS	$492.48 \times 346.66 \text{ h} = 170723.12 \text{ Fu}$
	total	<u>675210.12 Fu</u>

RECAPITULATIF

<u>Désignations</u>	<u>Priz</u> <u>FD CFA</u>
Aciers de construction	5 547 890 . 2
Déchets	332 873 . 4
Boulons, rivets d'assemblage, électrodes	294 038 . 18
Utensiles	29 790
Somelles en B.A	436 383 . 43
Isolants thermique	2 968 012 . 8
Coque	2 207 552 . 5
Fourniture du matériel	123 018 . 5
Main d'œuvre	675 210 . 12
 	<hr/>
<u>total</u>	<u>12 614 769</u>

N.B Tous les prix qui figurent dans ce devis ont été tirés du bulletin de la commission d'officialisation des prix du mois de janvier 1981 (Bureau de la Série des Prix, Fann Résidence TP Cap Vert, Tel 21.74.26)

Le calcul du devis nous donne
12 615 000 ₣

soit un prix au m² de surface projetée de
$$\frac{12615000}{36m \times 18m} = 19467.59 \text{ ₣}$$

et un prix de $\frac{12615000}{6 \text{ travées}} = 2102500 \text{ ₣}$
par travée de 6m x 18m

en arrondissant les chiffres

Estimé du bâtiment	12,615,000 ₣
Prix par unité de surface	19,468 ₣
Prix par travée de 6 mètres	2,102,500 ₣

CONCLUSION

DISCUSSION

Toute charpente métallique doit faire avant sa fabrication l'objet d'une étude méthodique. Cette étude doit être abordée, comme un problème, comportant une ou plusieurs solutions. Les données sont les dimensions du bâtiment, le terrain dont on dispose et les conditions propres à l'utilisation de la construction. Notre souci majeur dans ce projet a été de choisir parmi les solutions possibles celle qui convient à tout point de vue. Depuis l'établissement du devis descriptif au devis estimatif, nous avons attaché une importance toute particulière à l'économie en général à savoir économie de temps, de poids et économie dans l'exécution des travaux. Ceci n'a certes pas manqué de se manifester dans le projet. En effet les charges sur nos fondations réduites et notre devis estimatif peu très élevé donne un aspect satisfaisant. Si le Sénégal est un pays où l'entreprise de bâtiment se développe, il est à souligner que la construction métallique reste mal connue. C'est pour cela que attirons l'attention du maître d'œuvre d'un tel projet sur la réception des travaux de charpente.

Au delà du contrôle des implantations et des fondations, au delà du contrôle de la charpente proprement dite, il convient de se prémunir contre les variations des éléments des prix qui peuvent survenir pendant la fabrication. Notre expérience en tant que jeune projeteur ne nous permet pas de donner un jugement sur le bâtiment en général. Cependant vu les avantages de la charpente métallique que nous avons eu à évoquer (légereté, transformations faciles, démontabilité, souplesse et facilité de contrôle) nous croyons à l'opportunité d'un tel projet et que par conséquent le devis estimatif que nous avons trouvé peut servir de base à des investissements de moyenne importance. Nous tenons toutefois à noter que dans l'établissement de notre devis nous n'avons pas tenu compte de la disponibilité de la main-d'œuvre sur le marché local ou régional. Il conviendrait donc de se munir d'une marge de sécurité pour prévoir éventuellement le transport du personnel.

ANNEXES
DU
PROJET

ANNEXE II. B. 2°

Dans cette partie, annexe II du chapitre II. 2° nous nous proposons de faire les calculs pour un système symétriquement chargé.

Tous les calculs sont basés sur la méthode de Castigliano. Le principe est le suivant:

- dans un premier temps on trace les divers diagrammes M/EI dus aux charges
- dans un deuxième temps on trace $\left(\frac{dM}{dP_i}\right)$ les diagrammes dérivés par rapport aux charges (dans notre cas présent M et N)

Nous savons que les déplacements relatifs à la coupure sont nuls, ce qui se traduit par $\frac{dU}{dM} = 0$

$\frac{dU}{dN} = 0$ ou d'après Castigliano $\int \frac{M}{EI} \frac{dM}{dP_i} = 0$

ainsi pour chaque diagramme M/EI on calcule

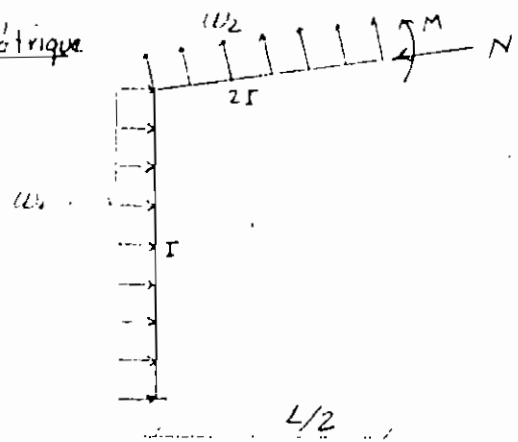
l'axe A_i et la valeur γ_G sur le diagramme

$\frac{dM}{dP_i}$ du centre de gravité. L'équation $\int \frac{M}{EI} \frac{dM}{dP_i} = 0$

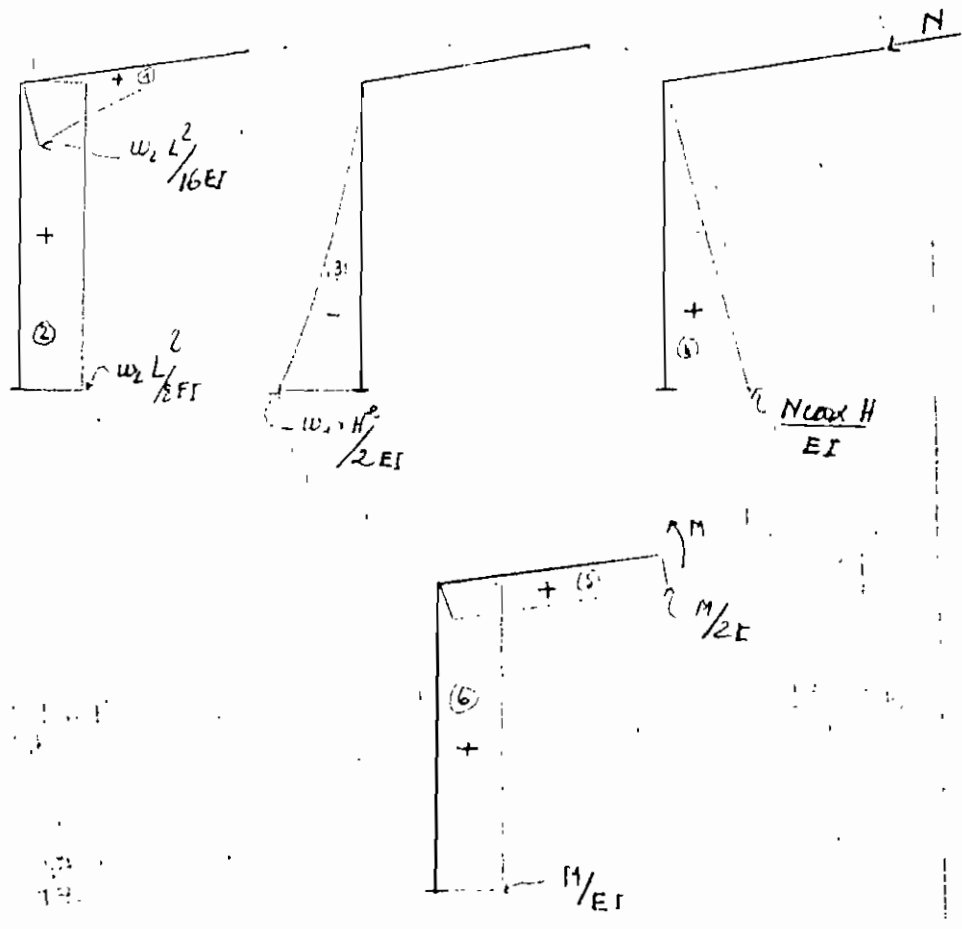
se traduit par $\sum A_i \gamma_G = 0$

Chargement symétrique

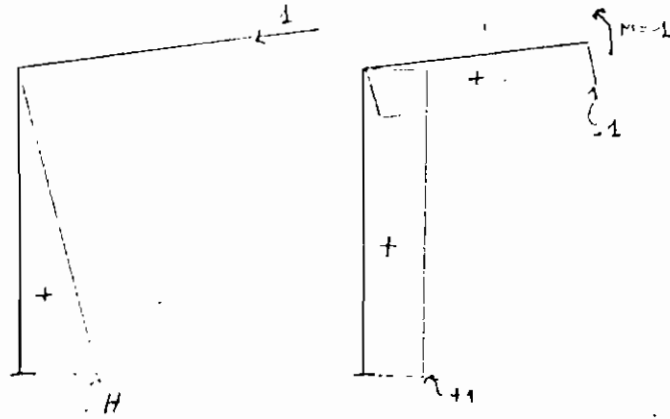
C.S.S



Diagrammes $\frac{M}{EI}$



Diagrammas $\frac{dU}{dP}$



dire	$\frac{dU}{dN}$	$\frac{dU}{dM}$
① $\frac{w_2 L^2}{16EI} \times \frac{L}{2}$	0	+1
② $\frac{w_2 L \times H}{8EI}$	$\frac{H}{2}$	+1
③ $-\frac{w_1 H^2}{2EI} \times \frac{H}{3}$	$\frac{2}{3} H$	+1
④ $N_{load} \times \frac{H}{2}$	$\frac{2}{3} H$	+1
⑤ $\frac{M \times L}{4EI}$	0	+1
⑥ $\frac{M}{EI} \times H$	$\frac{H}{2}$	+1

$$(1) \frac{dU}{dN} = 0 \Leftrightarrow \frac{w_2 L^3}{32EI} \times 0 + \frac{w_2 L^2 \times H}{16EI} - \frac{w_1 H^4}{8EI} + \frac{N_{load} \times H^3}{3} + \frac{M \times L}{4EI} \times 0 + \frac{M \times H^2}{2EI} = 0$$

$$(2) \frac{dU}{dM} = 0 \Leftrightarrow \frac{w_2 L^3}{32EI} \times 1 + \frac{w_2 L \times H}{8EI} \times 1 - \frac{w_1 \times H^3}{6EI} + \frac{N_{load} \times H^2}{2EI} + \frac{M}{EI} \times H = 0$$

des deux formules établies (1) et (2)
on tire

$$N = \frac{1}{H \times \cos} \left[\frac{w_1 \times H^3}{12} + 3 \times w_2 \times \frac{L^3}{16} \right]$$

$$M = \left[- \frac{w_2 \times L^3}{8H} - \frac{w_1 \times H^2}{12} - \frac{w_2 \times L^2}{18} \right]$$

Ces formules donnent l'effort normal N , le moment M (et l'effort tranchant $V=0$) au point où passe l'axe de symétrie c'est à dire au point C


Des formules précédemment établies à la page 21 nous avons :

$$w_1 = 0.66 \times 10^{-4} v^2 \text{ KN/m} = 59.4 \text{ N/m} \quad (v = 30 \text{ km/h})$$

$$w_2 = 4.95 \times 10^{-4} v^2 \text{ KN/m} = 445 \text{ N/m}$$

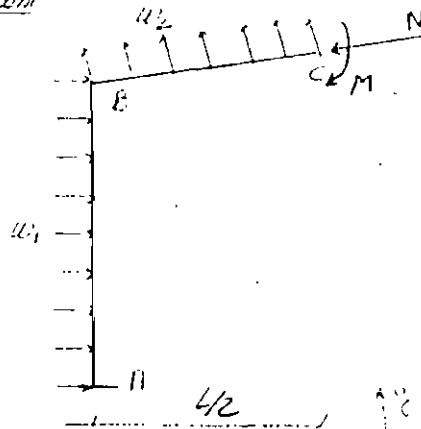
$$N = 3758 \text{ N}$$

$$M = -45819.675 \text{ N}$$


 école polytechnique
de Montréal

Calculo deo efectos dans les diverses membrures
système symétriquement

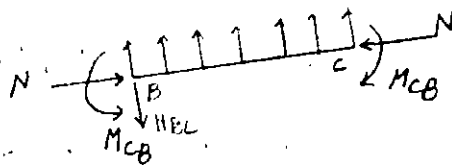
chargé



$$W_1 = 59.4 \text{ N/m}$$

$$W_2 = 445.5 \text{ N/m}$$

$$L = 18 \text{ m} \quad H = 12 \text{ m}$$



$$\sum F_y = 0 \Rightarrow H_{BC} = W_2 \times L/2 = 4.01 \text{ KN}$$

$$M_{CB} = 45.82 \text{ KN.m}$$

$$\sum M_{BC} = 0 \quad + M_{BC} + W_2 \times L/8 - M_{CB} = 0$$

$$M_{BC} = M_{CB} - W_2 \times L/8$$

$$M_{BC} = 27.78 \text{ KN.m}$$

$$M_{BA} = M_{BC} = 27.78 \text{ KN.m} \text{ équilibre au noeud}$$

$$H_{BA} = N_{noeud} + H_{BC} \text{ dans au noeud}$$

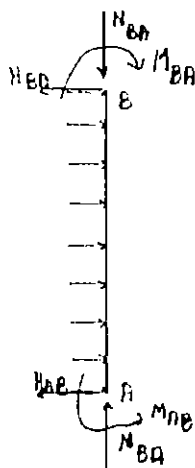
$$H_{BA} = 3.758 \cos 50^\circ + 4.01 \sin 50^\circ$$

$$H_{BA} = 4.138 \text{ KN}$$

$$\sum F_x = 0 \Rightarrow H_{AB} = -H_{BA} + W_1 \times H$$

$$H_{AB} = -4.138 + 0.0594 \times 12$$

$$H_{AB} = -3.425 \text{ KN}$$



$$\sum M_A = 0 \quad M_{AB} - w_1 \times H \times \frac{H}{2} + H_{BA} \times 12 - M_{BA} = 0$$

$$M_{AB} = 27.78 + 0.0594 \times 12^2 - 4.138 \times 12$$

$$M_{AB} = -17.599 \text{ KN.m}$$

L'équation du moment à une distance x de B sur la membrure AB s'écrit

$$M_x = M_{BA} + w_1 \frac{x^2}{2} - H_{BA} x$$

$$Y_x = w_1 x - H_{BA}$$

$$w_1 x - H_{BA} = 0 \Rightarrow x = \frac{H_{BA}}{w_1} = \frac{4.138}{0.0594} > 12 \text{ m}$$

L'effort tranchant ne s'annule pas sur la membrure.

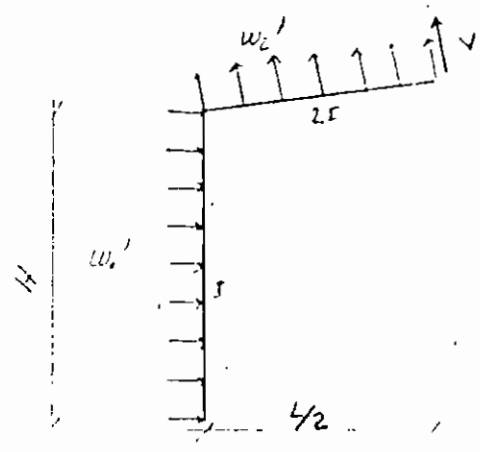
Le moment s'annule à une distance

$x = 7.1 \text{ m}$ de B (résolution de l'équation

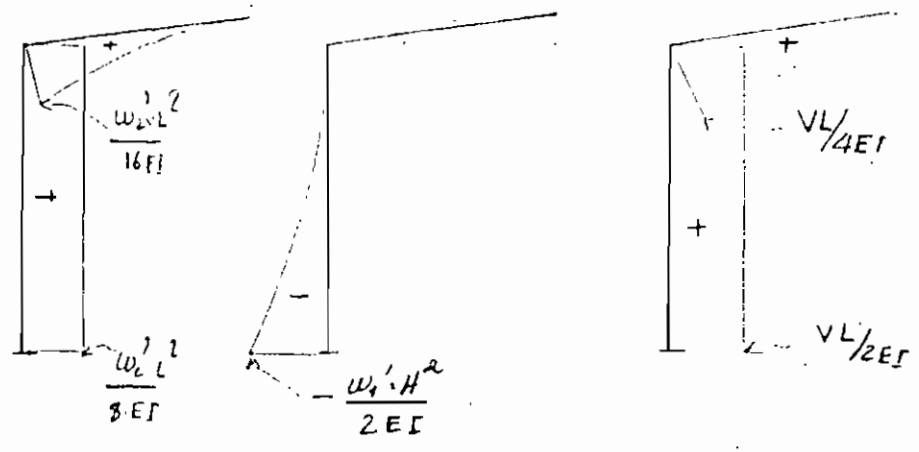
$$M_x = 0)$$

ANNEXE II. B 3°

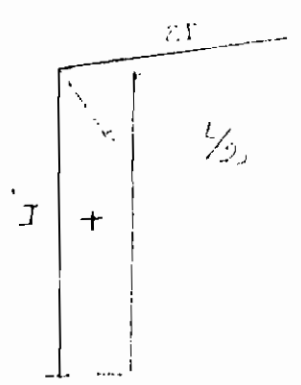
Données du chapitre II. B. 3° charge symétrique
 antisymétriquement chargée. La méthode de
 calcul utilisée est celle de Castigliano que
 nous avons exposé précédemment.



Diagrammes $\frac{1}{EI}$



Diagrammes $\frac{dM}{df}$



dire	$\gamma_G \left(\frac{dU}{dN} \right)$
$\frac{1}{3} \frac{w_2 \cdot L^2}{4EI} + \frac{L}{2}$	$\frac{3}{4} \frac{L}{2} = \frac{3L}{8}$
$+ \frac{w_2 \cdot L^2 \cdot H}{2 \times 4EI}$	$\frac{L}{2}$
$- \frac{1}{3} \frac{w_1}{2EI} \times H^2 \times H$	$\frac{L}{2}$
$\frac{VL}{4EI}, \frac{L}{2}, \frac{1}{2}$	$\frac{L}{3} \cdot \frac{L}{2} = \frac{L^2}{3}$
$\frac{VL \times H}{2EI}$	$\frac{L}{2}$

$$\frac{dU}{dV} = 0 \Rightarrow \frac{w_1' L^4}{2 \times 8 \times 16 EI} + \frac{w_2' L^3 \times H}{2 \times 8 EI} - \frac{w_1' H^3 L}{12 EI} + \frac{VL^3}{3 \times 16} + \frac{VL^2 H}{4 EI} = 0$$

$$V \left[\frac{L^2}{12} + L \times H \right] = \frac{w_1' H^3}{3} - \frac{w_2' L^3}{32 \times 2} - \frac{w_2' L^2 \times H}{4}$$

$$V = \left[\frac{w_1' H^3}{3} - \frac{w_2' L^3}{64} - \frac{w_2' L^2 H}{4} \right] \times \frac{1}{\left(\frac{L^2}{12} + L \times H \right)}$$

La superposition du système symétriquement chargé et du système anti-symétriquement chargé donne M, N, V au point C

Se référant aux formules établies à la page 30

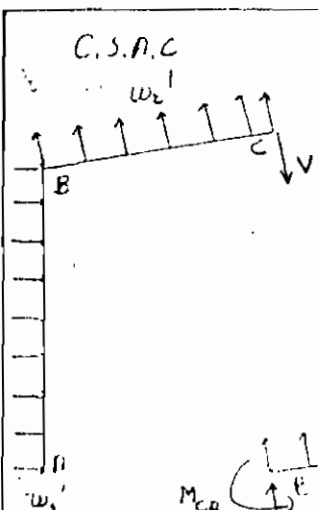
on a avec $V = 30 \text{ km/h}$ $L = 18 \text{ m}$ $H = 12 \text{ m}$

$$w_1' = 356.4 \text{ N/m}$$

$$w_2' = 148.5 \text{ N/m}$$

$$V = -195.112 \text{ N}$$

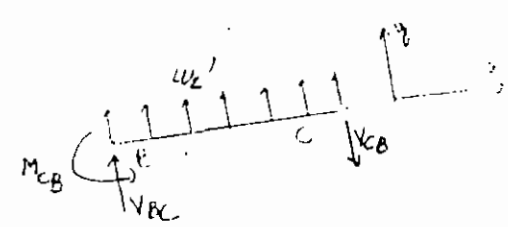
Dans ce qui suit nous présentons les calculs pour les diverses membrures.



$$N_C = 0 \quad N_B = 0$$

$$w_2' = 356.4 \text{ N/m}$$

$$w_2' = 112.5 \text{ N/m}$$



membre BC

$$\sum F_y = 0 \quad V_{BC} = -0.1885 \times \frac{L}{2} + V_{CB}$$

$$V_{CB} = 0.195 \text{ N}$$

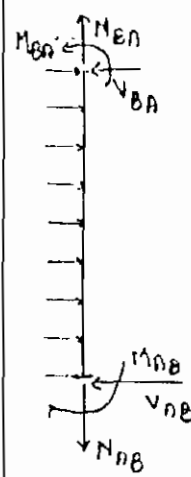
$$\underline{V_{BC} = -1.1415 \text{ KN}}$$

$$\sum M_B = 0 \Rightarrow M_{BC} + w_2' \frac{L}{2} \times \frac{L}{4} - V_{CB} \times \frac{L}{2} = 0$$

$$M_{BC} = -w_2' \frac{L^2}{8} + V_{CB} \times \frac{L}{2}$$

$$\underline{M_{BC} = -4.259 \text{ KN.m}}$$

membre AB



équilibre au nœud B

$$M_{BA} = M_{BC} = 4.259 \text{ KN.m}$$

$$V_{BA} = V_{BC} \text{ dans } = 1.1415 \text{ dans } = 0.1134 \text{ KN}$$

$$\sum M_A = 0 \Rightarrow +M_{AB} + w_1' \times \frac{H^2}{2} - M_{BA} - V_{BA} \times H = 0$$

$$M_{AB} = 4.259 + 0.1134 \times 12 - 0.3564 \times 12 \frac{2}{2}$$

$$\underline{M_{AB} = -20.041 \text{ KN.m}}$$

$$\sum F_x = 0 \quad V_{AB} = -V_{BA} + w_1' \times H \quad V_{AB} = 4.163 \text{ KN}$$

considérant ABC

$$N_{AB} = w_2' \times \frac{L}{2} \cos \alpha = \underline{1.33 \text{ KN}}$$

Pour la membrure AB l'équation du moment \bar{m} partant de B est

$$M_y = M_{BA} + V_{BA} \times z - w_s' z^2/2$$

$$V_y = V_{BA} - w_s' z$$

$$V=0 \Rightarrow z = \frac{V_{BA}}{w_s'} = \frac{0.1134}{0.3564} = 0.32 \text{ m}$$

$$\text{d'où } M = 4.28 \text{ KN.m}$$

Pour la membrure BC l'équation du moment

$$M = -wz^2/2 + V_{CB} z$$

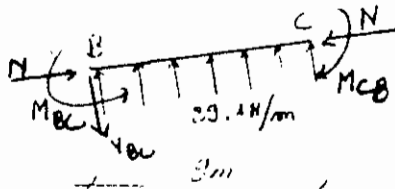
$$V = -wz + V_{CB} = 0$$

$$z = \frac{V_{CB}}{w} = \frac{0.195}{0.1485} = 1.31 \text{ m de C}$$

$$M = 0.128 \text{ KN.m}$$

ANNEXE II. B.4

Dans cette partie de l'annexe du chapitre II nous faisons le calcul des efforts créés par la pousse à l'intérieur du bâtiment.



$$\sum F_y = 0 \quad V_{Bc} = 89.1 \times 9 / \cos \alpha \quad \alpha = 50^\circ$$

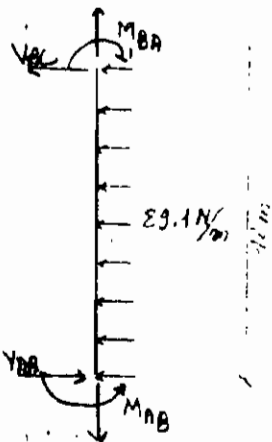
$$V_{Bc} = 805.88 \text{ N}$$

$$\sum F_x = 0 \Rightarrow V_{Bc}$$

$$\sum M_B = 0 \Rightarrow +M_{Bc} + 89.1 \times 9/2 - M_{Cb} = 0$$

$$M_{Bc} = M_{Cb} - 89.1 \times 9/2 = 7952.175 - 89.1 \times 9/2$$

$$M_{Bc} = 4343.625 \text{ N}$$



équilibre au nœud B $M_{BA} = M_{Bc}$

$$Y_{AB} = N_{cos \alpha} + V_{Bc} \sin \alpha = 142.708 \cos 50^\circ + 805.88 \times \sin 50^\circ$$

$$Y_{BA} = 222 \text{ N}$$

$$V_{AB} = 222 \text{ N} + 89.1 \times 12 = 1291.2 \text{ N}$$

$$M_{AB} = -89.1 \times 12/2 + 4343.625 - 222 \times 12$$

$$M_{AB} = -4735.575 \text{ N}$$

L'équation du moment pour la membrure AB montre que le moment s'annule à

$$a = 7.66 \text{ m de B}$$

ANNEXE III. 2.

Dans cette partie nous faisons le design des profilés-pannes.

pression du vent = pression externe + pression interne

Les coefficients de pression externes

$$C_{pe} = -1 \quad C_{pi} = 0.3 \quad C_g = 2.0 \quad q = 50 \times 10^{-6} v^2$$

$$p_e = C_e C_g C_{pe} q = 1.1 \times 2.0 \times 1 \times 50 \times 10^{-6} (30)^2$$

$$p_e = 99 \text{ N/m}^2$$

$$p_i = C_e C_{pi} q = 1.1 \times 0.3 \times 50 \times 10^{-6} (30)^2 = 14.85 \text{ N/m}^2$$

$$p = p_e + p_i = 99 \text{ N/m}^2 + 14.85 \text{ N/m}^2 = 113.5 \text{ N/m}^2$$

Ce qui donne une charge uniformément répartie de $113.5 \text{ N/m}^2 \times 1.5 = 170.25 \text{ N/m}$

Poids mort

— imperméabilisation : $0.12 \text{ kN/m}^2 \times 1.5 \text{ m} \times 1000 = 18 \text{ N/m}$

— éléments mécaniques suspendus : $0.2 \text{ kN/m}^2 \times 1.5 \text{ m} \times 1000 = 30 \text{ N/m}$

— poids propre : $11 \text{ kg/m} \times 9.81 = 107.91 \text{ N/m}$

— couverture : $5.18 \text{ kg/m}^2 \times 1.5 \text{ m} = 22.275 \text{ N/m}$

total

$$178.185 \text{ N/m}$$

La superposition du vent et du poids mort

donne une charge effective pondérée = 7.935 N/m

Cette charge est faible, la charge due au poids mort est plus critique

Dans ce cas où il n'y a pas de vent, la charge due au poids mort se trouve être la plus critique. On peut avoir une charge uniformément répartie

$$de \quad w = 178.185 \text{ N/m}$$

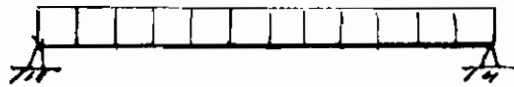
$$d'où \quad M_{max} = 178.185 \times (6)^2 / 8 = 801.833 \text{ N.m}$$

$$V_{max} = \frac{wL}{2} = \frac{178.185 \times 6}{2} = 534.555 \text{ N}$$

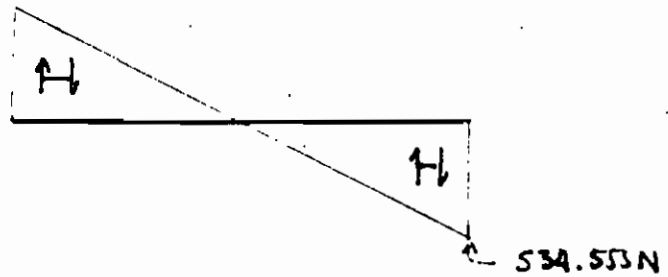
$$M_f = 801.833 \text{ N.m}$$

$$V_f = 534.555 \text{ N}$$

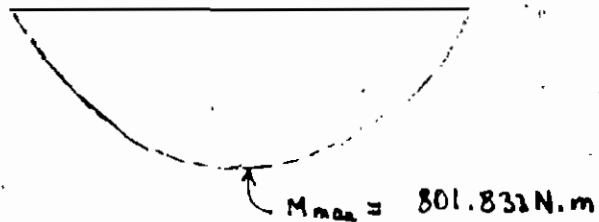
chargement



effort tranchant



moments



Un 1^{er} choix d'un profilé S75x8 montre
 qu'un tel choix n'est pas convenable.
 Nous sommes emmenés à faire un deuxième
 choix c'est à dire un profilé
 S75x11 dans les calculs qui
 vont suivre.

Valeurs tirées du catalogue.

$A = 1420 \text{ mm}^2$	$J = 37.9 \times 10^3 \text{ mm}^6$	$w = 8.9 \text{ mm}$
$I_x = 1.2 \times 10^6 \text{ mm}^4$	$C_w = 0.287 \times 10^9 \text{ mm}^6$	$k = 16 \text{ mm}$
$I_y = 0.235 \times 10^6 \text{ mm}^4$	$d = 76 \text{ mm}$	$d - 2t = 62.8 \text{ mm}$
$Z_x = 31.9 \times 10^3 \text{ mm}^3$	$b = 63 \text{ mm}$	
	$t = 6.6 \text{ mm}$	

III. 2.1 Classe du profilé

Samelle : $\frac{b}{2t} = \frac{63}{2 \times 6.6} = 4.77$ $\frac{145}{\sqrt{F_y}} = 8.99$

$$\frac{b}{2t} < \frac{145}{\sqrt{F_y}}$$

âme : $\frac{h}{w} = \frac{62.8}{8.9} = 7.056$ $\frac{1370}{\sqrt{F_y}} = 84.96$

Le âme et la semelle sont de classe 1 et donc le
 profilé est de classe 1

Le moment plastique $M_p = Z_x F_y = 31.9 \times 10^3 \times 260$

$= 8.294 \text{ kN.m}$
 Les éléments n'étant pas latéralement supportés
 nous calculons le moment ultime M_u

$$M_u = \frac{\pi}{1 \times 6000} \times \sqrt{200,000 \times 0.238 \times 10^6 \times 77000 \times 37.4 \times 10^3 + \left(\frac{200,000 \times \pi}{6000}\right)^2 \times 0.238 \times 10^6 \times 0.287 \times 10^4}$$

$$M_u = 6.188 \text{ KN.m}$$

$$\frac{2}{3} M_p = 5.524 \text{ KN.m}$$

$$M_u > \frac{2}{3} M_p$$

Clause 13.6 (a)

$$M_r = 1.15 \phi M_p \left(1 - \frac{0.28 M_p}{M_u}\right)$$

$$M_r = 5.363 \text{ KN.m} > M_p \quad \text{O.K.}$$

III. 2.2 Contraintes normales transversales

Web crippling

$$B_r = 1.25 \phi W (N+K) F_y \quad \text{clause 15.5 (b)}$$

$$B_r = 1.25 \times 0.9 \times (0+16) \times 260 \times 8.9$$

$$B_r = 41.652 \text{ KN} > V_f$$

Jou

stabilité de l'âme

$$B_r = \phi \frac{115000}{\left(\frac{h}{w}\right)^2} \left[5.5 + \frac{a}{\left(\frac{h}{h}\right)^2}\right] \times A$$

$$B_r = 0.9 \frac{115000}{\left(\frac{62.8}{8.9}\right)^2} [5.5 + 0] \times 1420 = 16234.99 \text{ KN}$$

$$B_r > V_f \quad \text{O.K.}$$

III. 2.3 Contraintes tangentielles

$$V_z = \phi A_w F_s \quad (\text{clause 13.4.1})$$

$$F_s = 0.66 F_y \quad \frac{h}{w} = 7 < 439 \sqrt{\frac{K_v}{F_y}} = 439 \sqrt{\frac{5.34}{260}} = 63$$

$$A_w = d \cdot w = 76 \times 8.9$$

$$V_v = 0.9 \times 76 \times 8.9 \times 0.66 \times 260$$

$$V_v = 104.463 > V_f$$

III. 2.4 Critère de flèche

La flèche $f = \left(\frac{P}{E}\right) C$ $P = \text{charge maximale}$

$I = \text{moment d'inertie}$

$$C = \frac{5L^3}{384E}$$

$$f = \frac{2376 \text{ N}}{1.2 \times 10^6 \text{ mm}^4} \times \frac{5 \times (6000 \text{ mm})^3}{384 \times 200,000 \text{ N/mm}^2}$$

$$f = 27.8 \text{ mm} \quad \frac{l}{200} = \frac{6000 \text{ mm}}{200} = 30 \text{ mm}$$

On doit avoir $f < \frac{l}{200}$ ce qui est vérifié

En conclusion le profilé choisi convient.

et nous retenons le profilé 575x8 pour la panne.

ANNEXE III. 3°

Dans cette partie, nous nous proposons de faire la combinaison de la charge due au poids mort et de la charge due au vent.

— de la page 25 du rapport nous avons obtenu les charges unitaires pondérées. En multipliant ces charges par le facteur trouvé à la page 41, nous trouvons la charge $\alpha_0 D$ dans la relation de la page 44 (voir tableau page 43, tableau III.1)

Exemples de calcul

$$M_{(BC)} = 1035.36 \times 29.71 \text{ N.m} = 30.76 \text{ KN.m}$$

$$M_{CB} = 1035.36 \times 6.161 \text{ N.m} = 6.379 \text{ KN.m}$$

— de la page 35 nous avons trouvé les diagrammes finals des charges dues au vent

Ces charges n'étant pas pondérées on doit les multiplier par le facteur $\alpha_0 = 1.5$ ($\alpha_0 \cdot Q$)

La somme algébrique de $\alpha_0 D + \alpha_0 Q$ nous ont donné les résultats de la relation page 44

(voir tableau III.2 page 45)

ANNEXE III.5 cadre intérieur

Plusieurs essais sur les profilés W200x46, W200x42 et W200x46 nous conduisent finalement à choisir le profilé W200x46 pour les membrures BC et CD du cadre intérieur.

W200x46 - catalogue

$$A = 5860 \text{ mm}^2$$

$$I_x = 45.5 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

$$K = 24 \text{ mm}$$

$$r_x = 87.7 \text{ mm}$$

$$C_w = 14.1 \times 10^9 \text{ mm}^4$$

$$d - 2t = 181 \text{ mm}$$

$$Z_x = 446 \times 10^3 \text{ mm}^3$$

$$d = 203 \text{ mm}$$

$$J = 222 \times 10^3 \text{ mm}^4$$

$$t = 11 \text{ mm}$$

$$I_y = 9 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

$$w = 7.2 \text{ mm}$$

III.5.1 Classe du profilé

Pour les membrures BC et CD nous n'utiliserons pas les profilés tubulaires car de tels profilés ne sont pas efficaces pour un travail de flexion

remelle $\frac{b}{2t} = \frac{203}{2 \times 11} = 9.23 \quad \frac{145}{\sqrt{F_y}} = \frac{145}{\sqrt{260}} = 8.9$

$$\frac{145}{260} > \frac{b}{2t} \text{ la remelle n'est pas de classe 1}$$

essayons la classe 2 $\frac{b}{2t} = 9.23 \quad \frac{170}{\sqrt{F_y}} = 10.5$

$$\frac{b}{2t} < \frac{170}{\sqrt{F_y}} \Rightarrow \text{la remelle est de classe 2}$$

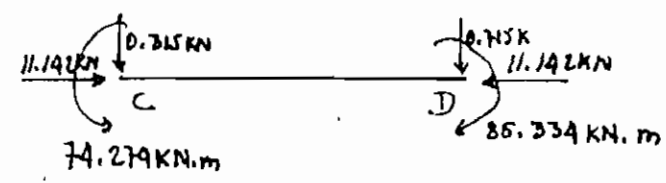
âme $\frac{h}{w} = \frac{181}{7.2} = 25 \quad \frac{1100}{\sqrt{F_y}} = \frac{1100}{\sqrt{260}} = 68.23$

$\frac{h}{w} \leq \frac{1100}{\sqrt{F_y}} \Rightarrow$ âme de classe 1

On conclut que le profil est de classe 2

Le voilement n'est pas à craindre, la seule rupture possible est par déformation plastique.

III. 5. 2 résistance à la flexion du profil



$M_f = 85.334 \text{ kN.m}$
 $V_f = 11.142 \text{ kN}$
 $V_j = 0.715 \text{ kN}$

} valeurs de design

$\frac{M_{fx}}{M_{rx}} + \frac{M_{fy}}{M_{ry}} \leq 1.0$ S16.1 M78 (classe 13.8.2.a)

$M_{fx} = 85.334$ $M_{fy} = 0$ $M_{rx} = \phi Z_x F_y = 0.9 \times 446 \times 10^3 \times 260$
 $M_{ry} = 104.36 \text{ kN.m}$

d'où $\frac{85.844}{104.36} = 0.86 < 1.0$ O.K

La résistance à la flexion est prouvée.

III. 5.3 Vérification de la stabilité locale

$$\frac{C_f}{C_{cr}} + \frac{0.85 M_{px}}{M_{nu}} \leq 1.0 \quad \text{clause 13.8.2 b S16.1 M78}$$

$$C_{cr} = \phi A F_y = 0.9 \times 5860 \text{ mm}^2 \times 260 \text{ MPa} = 1371.24 \text{ kN}$$

$$M_{px} = 85.334$$

$$\text{on a } \frac{11.142}{1371.24} + \frac{0.85 \times 85.334}{104.36} = 0.70 < 1$$

La relation étant vérifiée, la stabilité locale est assurée

III. 5.4 Vérification de la stabilité générale

$$\frac{C_f}{C_{cr}} + \frac{w_x M_{px}}{M_{nu} (1 - C_f/C_{cr})} + \frac{w_y M_{py}}{M_{ny} (1 - C_f/C_{cr})} \leq 1 \quad \text{clause 13.8.2.c}$$

Le profilé n'est pas latéralement supporté : le moment ultime

$$M_u = \frac{\pi}{w \times L} \sqrt{EI_y GJ + \left(\frac{\pi E}{L}\right)^2 I_y C_w}$$

$$M_u = \frac{\pi}{1 \times 9044} \sqrt{200,000 \times 9 \times 10^6 \times 77,000 \times 221 \times 10^3 + \left(\frac{\pi \times 200,000}{9044}\right)^2 \times 9 \times 10^6 \times 141 \times 10^9}$$

$$M_u = 168.75 \text{ kN.m}$$

$$M_u = 108.75 \text{ KN.m}$$

$$M_p = Z_x F_y = 446 \times 10^3 \times 260 = 115.96 \text{ KN}$$

Z_x en mm^3 F_y en MPa

$$\frac{2}{3} M_p = 77.381 \text{ KN.m}$$

$$M_u > \frac{2}{3} M_p$$

$$M_r = 1.15 \phi M_p \left(1 - \frac{0.28 M_p}{M_u} \right) \leq \phi M_p$$

$$M_r = 84.185 \text{ KN.m}$$

$$\lambda = \frac{KL}{r_x} \sqrt{\frac{F_y}{\pi^2 E}} = \frac{0.98 \times 9044}{87.7} \times 0.0115$$

$$\lambda = 1.162$$

$$K = 0.98$$

$$1 \leq \lambda \leq 2.0 \Rightarrow C_r = \phi A F_y \left(-0.111 + 0.636 \lambda^{-1} + 0.087 \lambda^{-2} \right)$$

$$C_r = 29 \times 5860 \times 260 \left[-0.111 + 0.636 (1.162)^{-1} + 0.087 (1.162)^{-2} \right]$$

$$C_r = 686.67 \text{ KN}$$

$$C_{ea} = \frac{1970000}{\left(\frac{KL}{r_x} \right)^2} A = \frac{1970000}{(101.0618)^2} \times 5860$$

$$C_{ea} = 1130.29 \text{ KN}$$

$M_y = 0$ inutile de calculer C_{ey} $M_y = 0$

$$\frac{C_f}{K_r} + \frac{W_x M_f}{M_{rx} (1 - C_f / K_r)} \leq 1.0$$

$$\frac{11.142}{686.87} + \frac{0.85 \times 25.334}{84.195 \left(1 - \frac{11.142}{1130.29}\right)} = 0.86 < 1.0 \text{ OK.}$$

Après avoir vérifié que le profil résiste

- à la flexion

- à la stabilité locale

- à la stabilité générale

mais devons vérifier que les contraintes normales transversales n'entraînent pas un web crippling

et que la stabilité de l'âme est assurée

web crippling

$$B_r = 1.25 \phi W (N + K) F_y > V_f \text{ clause 13.8 b}$$

$$B_r = 1.25 \times 0.9 \times 7.2 (0 + 24) \times 260$$

$$B_r = 50.544 \text{ KN} > V_f \quad \text{O.K.}$$

stabilité de l'âme

$$B_r = \phi \frac{115000}{\left(\frac{b}{w}\right)^2} \left[5.5 + \frac{A}{\left(\frac{a}{h}\right)^2} \right] \times A$$

$a/h = \infty$ il n'y a pas de raidisseurs

$$B_r = 0.9 \times \frac{115000}{\left(\frac{181}{7.2}\right)^2} [5.5 + 0] = 5278.475 \text{ KN} > V_f$$

En conclusion le profilé choisi convient pour la membrure CD. Nous aurons le même type de profilé pour la membrure BC en effet on peut facilement faire les mêmes vérifications précédentes:

$$\begin{aligned} \text{pour BC} \quad M_f &= 74.279 \text{ KN.m} \\ C_f &= 11.142 \text{ KN} \\ V_f &= 12.715 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$1. \text{ résistance à la flexion } \frac{M_{fx}}{M_{rx}} + \frac{M_{fy}}{M_{ry}} = \frac{77.06}{104.36} = 0.74 < 1.0$$

$$2. \text{ stabilité locale } \frac{C_f}{C_{cr}} + \frac{0.85 M_{fx}}{M_{rx}} = \frac{11.142}{1371.24} + \frac{0.85 \times 74.279}{104.36} = 0.61 \leq 1.0$$

3. stabilité générale

$$\frac{C_f}{C_{cr}} + \frac{w_x M_{fx}}{M_{rx} (1 - \frac{C_f}{C_{cr}})} \leq 1.0$$

$$\frac{11.142}{686.87} + \frac{0.85 \times 74.279}{80.185 (1 - \frac{11.142}{1130.29})} = 0.77 < 1.0$$

4. web crippling

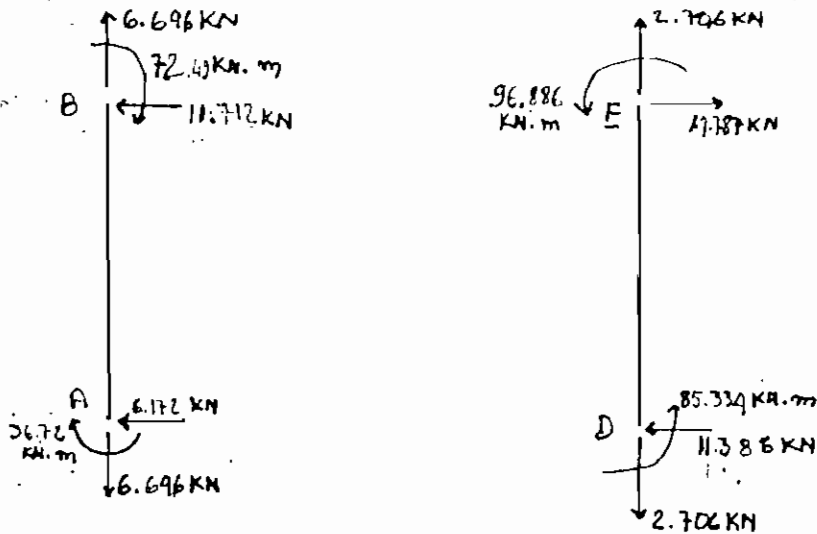
$$B_r = 50.544 > V_f = 12.715 \text{ KN}$$

5. stabilité de l'âme

$$B_r = 5278.475 \text{ KN} > V_p$$

III.5.5 Etudes des membrures AB et DE cadre intérieur

La combinaison $\alpha_D D + \alpha_Q Q$: les colonnes sont en traction



Le fait que les colonnes soient en traction s'explique par la raison suivante : l'effet de la pousse due au vent est supérieur à l'effet du poids mort.

Pour l'étude des colonnes nous utilisons les profils tubulaires à cause des avantages qu'ils offrent :

- bonne résistance à la traction et à la compression
- forte capacité portante de charge
- coût peu élevé par tonne de charge supportée
- très bonne résistance au flambage

Dans notre chapitre II page 18 nous avons fait un
choix d'inertie de sorte que l'inertie des
membres BC et CD soit double de l'inertie
des colonnes AB et DE.

Notre choix des colonnes sera donc guidé par
l'inertie des membres BC et CD

pour BC et CD W200x46 $I_x = 45.5 \times 10^6 \text{ mm}^4$

Pour les colonnes AB et DE nous devons avoir

$$I = \frac{45.5 \times 10^6 \text{ mm}^4}{2} = 22.75 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

Considérons un profilé carré

$$177.8 \times 177.8 \times 7.95$$

Valeurs tirées du catalogue

$$A = 5240 \text{ mm}^2$$

$$I = 24.8 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

$$S = 279 \times 10^3 \text{ mm}^3$$

$$r = 68.8 \text{ mm}$$

$$Z = 330 \times 10^3 \text{ mm}^3$$

Les colonnes subissent une traction et une flexion

Il faudra vérifier la classe 13.9 (a)

et la classe 13.9 b

$$\frac{T_f}{T_v} + \frac{M_f}{M_r} \leq 1.0 \quad \text{clause 13.9 (g) 516.1 M78}$$

pour la colonne AB

$$T_f = 6.696 \text{ KN}$$

$$M_f = 72.497 \text{ KN.m}$$

$$T_v = \phi A F_y = 0.9 \times 5240 \times 260 = 1226.16 \text{ KN}$$

$$A = 5240 \text{ mm}^2 \quad F_y = 260 \text{ MPa}$$

$$M_r = \phi Z F_y = 0.9 \times 330 \times 10^3 \text{ mm}^3 \times 260 \text{ MPa} = 77.22 \text{ KN.m}$$

$$\frac{T_f}{T_v} + \frac{M_f}{M_r} \leq 1.0$$

$$\frac{6.696}{1226.16} + \frac{72.497}{77.22} = 0.94 < 1 \quad \text{O.K}$$

La relation est donc vérifiée.

On doit aussi vérifier la clause 13.9 (b)

$$\frac{M_f}{M_r} - \frac{T_f \cdot z}{M_r A} \leq 1.0$$

$$\frac{72.497}{77.22} - \frac{6.696 \times 330 \times 10^3}{77.22 \times 5240 \times 10^3} = 0.93 \leq 1.0 \quad \text{O.K}$$

pour la colonne DE la clause 13.9 (a) n'est pas vérifiée

clause 13.4 (b)

$$\frac{M_f}{M_z} - \frac{T_f \cdot Z}{M_z \cdot A} \leq 1.0$$

$$\frac{72.497}{100.48} - \frac{6.696 \times 385 \times 10^3}{100.48 \times 6180 \times 10^3} = 0.70 < 1 \quad \text{O.K}$$

colonne DE

$$T_f = 2.706 \text{ KN}$$

$$M_f = 96.886 \text{ KN.m}$$

clause 13.4 (a)

$$\frac{T_f}{T_z} + \frac{M_f}{M_z} \leq 1.0$$

$$\frac{2.706}{1613} + \frac{96.886}{100.48} = 0.96 < 1 \quad \text{O.K}$$

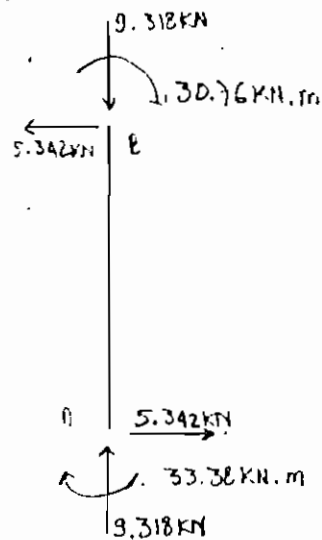
clause 13.4 (b)

$$\frac{M_f}{M_z} - \frac{T_f \cdot Z}{M_z \cdot A} \leq 1.0$$

$$\frac{96.886}{100.48} - \frac{2.706 \times 385 \times 10^3}{100.48 \times 6180 \times 10^3} = 0.96 < 1 \quad \text{O.K}$$

On conclut donc que le choix d'un HSS 177.8 x 177.8 x 9.53 est satisfaisant pour les colonnes lorsqu'elles travaillent en traction.

L dans l'étude précédente la combinaison donne des colonnes travaillant en traction, mais allons maintenant supposer le cas où il n'y a pas de vent c'est à dire seule agit la charge due au poids mort. Dans ce cas les membrures AB et ED travaillent en compression, comme représentées ci-dessous. Il faut alors vérifier que le profilé choisi précédemment convient.



Les valeurs de design étant

$$\begin{cases}
 M_d = 33.38 \text{ kN.m} \\
 V_d = 5.342 \text{ kN} \\
 C_d = 9.318 \text{ kN}
 \end{cases}$$

III. 5.6 Etude des colonnes AB et ED lorsqu'elles travaillent en compression

(voir page 100)

III.5.6.a résistance à la flexion du profilé

$$\frac{M_{jz}}{M_{re}} + \frac{M_{jy}}{M_{ry}} \leq 1.0 \quad (\text{clause 13.8.2.a})$$

$$M_{jz} = 33.38 \text{ KN.m} \quad M_{jy} = 0$$

$$V_j = 5.342 \text{ KN}$$

$$M_{re} = \phi_e \sigma F_y = 0.9 \times 385 \times 10^3 \text{ mm}^3 \times 290 \text{ N/mm}^2 = 100.49 \text{ KN.m}$$

$$\text{d'où } \frac{33.38}{100.49} + 0 = 0.33 < 1.0 \quad \text{O.K}$$

III.5.6.b re stabilité locale

$$\frac{C_f}{C_r} + \frac{0.85 M_{jz}}{M_{re}} \leq 1.0 \quad (\text{clause 13.8.2.b})$$

$$C_f = 9.318 \text{ KN} \quad M_{jz} = 33.38 \text{ KN.m} \quad C_r = \phi A F_y$$

$$C_r = 0.9 \times 6180 \times 290 = 1612.98 \text{ KN} \quad M_{re} = 100.49 \text{ KN.m}$$

$$\text{d'où } \frac{9.318}{1612.98} + \frac{0.85 \times 33.38}{100.49} = 0.29 < 1 \quad \text{O.K}$$

III.5.6.c stabilité générale

$$\frac{C_f}{C_r} + \frac{w_e M_{jz}}{M_{re} (1 - C_f/C_r)}$$

Nous pensons que les colonnes supportent des lisses qui servent à supporter la couverture que nous étudierons dans les parties qui vont suivre.
L'espacement des lisses est de 2 m voir page 49.
Par conséquent les colonnes seront supportées latéralement tous les 2 m. Cette distance n'étant pas très grande nous les supposons supportées latéralement.

$$M_x = \phi M_p = \phi Z_x F_y = 100.49 \text{ KN.m}$$

la clause 13.18.2.c devient

$$\frac{9.318}{1612.98} + \frac{1 \times 33.38}{100.49 \left(1 - \frac{9.318}{C_{ex}}\right)} \leq 1.0$$

Calcul de $C_{ex} = \frac{1970,000}{\left(\frac{KL}{r_x}\right)^2} A$

$$C_{ex} = \frac{1970,000}{\left(\frac{0.98 \times 12000}{68}\right)^2} \times 6180 = 407.059 \text{ KN}$$

d'où l'équation ci dessus devient

$$0.35 < 1 \quad \text{O.K}$$

On conclut que le profilé choisi convient pour les colonnes.

ANNEXE III.6

cadre azénaire

$$\left. \begin{aligned} M_y &= 85.334 \text{ KN.m} \times 0.5 = 42.667 \text{ KN.m} \\ G_y &= 11.142 \text{ KN} \times 0.5 = 5.571 \text{ KN} \\ V_y &= 0.715 \text{ KN} \times 0.5 = 0.357 \end{aligned} \right\} \text{ membrure CD}$$

Ces valeurs sont obtenues de la combinaison $D+D_{12}$

Pour un 1^{er} essai nous choisirons les profilés les plus légers possibles.

$$Z_x = \frac{M_{\max}}{\phi F_y} = \frac{42667}{0.9 \times 260} = 182.3 \times 10^3 \text{ mm}^3$$

Pour des raisons que nous avons évoquées précédemment nous n'utiliserons pas les profilés tubulaires pour les profilés travaillant en flexion

Lat W130x28 - catalogue

$A = 3590 \text{ mm}^2$	$J = 181 \times 10^3 \text{ mm}^4$	$VV = 6.9 \text{ mm}$
$I_x = 11 \times 10^6 \text{ mm}^4$	$C_w = 13.8 \times 10^9 \text{ mm}^6$	$K = 20 \text{ mm}$
$Z_x = 191 \times 10^3 \text{ mm}^3$	$d = 131 \text{ mm}$	$d_{\text{et}} = 109 \text{ mm}$
$I_y = 3.81 \times 10^6 \text{ mm}^4$	$b = 128 \text{ mm}$	
$r_{y_g} = 32.6 \text{ mm}$	$t = 10.9 \text{ mm}$	

III.6.1 Classe du profilé

perforé $\frac{b}{2t} = \frac{128}{2 \times 10.9} = 5.82 \quad \frac{145}{\sqrt{F_y}} = \frac{145}{\sqrt{260}} = 8.99$

$$\frac{b}{2t} < \frac{145}{\sqrt{F_y}} \Rightarrow \text{perforé de classe 1}$$

$$\text{âme} \quad \frac{h}{w} = \frac{109}{6.9} = 15.9 \quad \frac{1100}{\sqrt{F_y}} = 68.23$$

$\frac{h}{w} < \frac{1100}{\sqrt{F_y}} \Rightarrow$ l'âme du profilé est de classe 1
 En conclusion le profilé est de classe 1, le voilement n'est pas à craindre.

force de compression pondérée

$$C_r = \phi A F_y \quad \phi = 0.9 \quad A = 3590 \text{ mm}^2 \quad F_y = 260 \text{ MPa}$$

$$C_r = 0.9 \times 3590 \times 260 = 840.06 \text{ kN}$$

III. 6.2 Vérification de la résistance à la flexion

$$\frac{M_{fz}}{M_{rz}} + \frac{M_{fy}}{M_{ry}} \leq 1.0 \quad 516.1 \text{ M78 (clause 13.8.2.4)}$$

$$M_{fz} = 42.667 \text{ kN.m} \quad M_{fy} = 0 \quad M_{rz} = \phi Z_x F_y$$

$$M_{rz} = 0.9 \times 191 \times 10^3 \times 260 = 44.694 \text{ kN.m}$$

$$\frac{M_{fz}}{M_{rz}} + \frac{M_{fy}}{M_{ry}} = \frac{42.667}{44.694} + 0 = 0.95 < 1 \quad \text{O.K}$$

III. 6.3 Vérification de la stabilité générale

$$C_r / C_x + 0.85 M_{fz} / M_{rz} \leq 1.0 \quad (\text{clause 13.8.2.b})$$

$$C_x = \phi A F_y = 840.06 \text{ kN}$$

$$\text{d'où} \quad \frac{5.571}{840.06} + \frac{0.85 \times 42.667}{44.694} = 0.82 < 1.0$$

la stabilité générale est assurée.

III. 6.4 Vérification de la stabilité générale

$$\frac{C_f}{C_r} + \frac{W_x M_{fx}}{M_{rx} (1 - C_f/C_{rx})} + \frac{W_y M_{fy}}{M_{ry} (1 - C_f/C_{ry})} \leq 1.0 \text{ (classe 13.8.2c)}$$

Le profilé n'étant pas appuyé latéralement nous calculons le moment ultime M_U

$$M_U = \frac{\pi}{W \times L} \sqrt{E I_y G J + \left(\frac{\pi E}{L}\right)^2 I_y C_w}$$

$$M_U = \frac{\pi}{1 \times 9000} \sqrt{200,000 \times 3.81 \times 10^6 \times 77,000 \times 131 \times 10^3 + \left(\frac{\pi \times 200,000}{9000}\right)^2 \times 3.81 \times 10^6 \times 13.8 \times 10^9}$$

$$M_U = 30.953 \text{ KN.m}$$

$$M_p = Z_x F_y = 191 \times 10^3 \text{ mm}^3 \times 260 \text{ MPa} = 49.66 \text{ KN.m}$$

$$\frac{2}{3} M_p = 33.107 \text{ KN.m}$$

$$M_U < \frac{2}{3} M_p$$

classe 13.6 $M_n = \phi M_U = 27.408 \text{ KN.m}$

$$\frac{KL}{r} = \frac{0.98 \times 9000}{55.3} = 160.273$$

On prend $K = 0.98$ d'après note de cours P. ADAMS.

$$\lambda = \frac{KL}{r} \sqrt{\frac{F_y}{\pi^2 E}} = 160.273 \sqrt{\frac{260}{\pi^2 \times 200,000}}$$

$$\lambda = 160.273 \times 0.0115 = 1843$$

$$1 \leq \lambda \leq 2$$

$$C_r = \phi A F_y \left(-0.111 + 0.636 \lambda^{-1} + 0.087 \lambda^{-2} \right)$$

$$C_r = 0.9 \times 3590 \times 260 \left(-0.111 + \frac{0.636}{1.843} + \frac{0.087}{(1.843)^2} \right)$$

$$C_r = \underline{218.166 \text{ kN}}$$

$$C_{er} = \frac{1970000}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} A = \frac{1970000}{(160.273)^2} \times 3590 = 275.32 \text{ kN}$$

Donc la clause 13.2.c donne

$$\frac{5.571}{218.166} + \frac{1 \times 42.667}{44.694 \left(1 - \frac{5.571}{275.32}\right)} = 0.99 < 1 \text{ O.K.}$$

La stabilité générale est donc assurée

III.6.5 Vérification des contraintes normales transversales

Web crippling

clause 13.8 (b)

$$B_r = 1.25 \phi W (N+K) F_y$$

$$B_r = 1.25 \times 0.9 \times 6.9 (0+20) \times 260$$

$$B_r = 40.365 \text{ kN} > V_f = 0.357 \text{ O.K.}$$

stabilité de l'âme

$$B_r = \phi \frac{115000}{\left(\frac{h}{w}\right)^2} \left[5.5 + \frac{4}{\left(\frac{a}{h}\right)^2} \right] \times A$$

il n'y a pas de raidisseurs $a/h = \infty$

$$B_r = 0.9 \times \frac{115000}{\left(\frac{109}{6.9}\right)^2} [5.5 + 0] \times 3590 = 8189.22 \text{ kN} > V_f$$

Les contraintes normales transversales n'ont aucun effet dangereux sur la structure.

Le profilé choisi convient et nous adoptons le même type de profilé pour la membrure EC qui possède le chargement le moins critique.

III.6.6. Etude des colonnes AB et ED

Notre choix est guidé par le fait que l'inertie des colonnes doit être la moitié de l'inertie des membrures BC et CD ($11 \times 10^6 \text{ mm}^4$) :

$$I = \frac{11 \times 10^6}{2} = 5.5 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

Soit un profilé tubulaire de section carrée
127 x 127 x 11.1

$$A = 4840 \text{ mm}^2$$

$$I = 5.59 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

$$r = 49.6 \text{ mm}$$

Les colonnes subissent une traction et une flexion

$$\frac{T_f}{T_r} + \frac{M_f}{M_r} \leq 1.0 \quad \text{clause 13.9 (a)}$$

colonne AB

$$T_f = 11.712 \times 0.5 = 5.856 \text{ KN}$$

$$M_f = 72.497 \times 0.5 = 36.249 \text{ KN}$$

$$T_r = \phi A F_y = 0.9 \times 4840 \times 290 = 1263.24 \text{ KN}$$

$$M_r = \phi Z_x F_y = 0.9 \times 205 \times 10^3 \times 290 = 53.5 \text{ KN.m}$$

clause 13.4 (a) $\frac{5.586}{1263.24} + \frac{36.249}{53.5} = 0.68 < 1 \text{ O.K}$

$$\frac{M_1}{M_r} - \frac{T_f \cdot Z}{M_r \cdot A} \leq 1.0 \text{ clause 13.4 (b)}$$

$$\frac{36.249}{53.5} - \frac{5.586 \times 10^3 \times 205 \times 10^3}{53.5 \times 10^3 \times 10^3 \times 4840} = 0.67 < 1$$

Le profilé convient pour la colonne AB

Colonne ED

$$T_f = 14.782 \times 0.5 = 7.391 \text{ KN}$$

$$M_f = 96.886 \times 0.5 = 48.443 \text{ KN.m}$$

$$T_r = 1263.24 \text{ KN}$$

$$T_r \cdot M_r = 53.5 \text{ KN}$$

clause 13.4 (a) $\frac{T_f}{T_r} + \frac{M_f}{M_r} \leq 1.0$

$$\frac{7.391}{1263.24} + \frac{48.443}{53.5} = 0.91 < 1$$

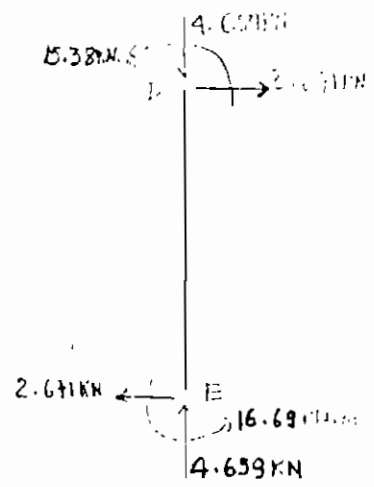
clause 13.4 (a) $\frac{M_f}{M_r} - \frac{T_f \cdot Z}{M_r \cdot A} \leq 1.0$

$$\frac{48.443}{1263.24} - \frac{7.391 \times 205 \times 10^3}{53.5 \times 10^3 \times 4840} = 0.032 < 1 \text{ O.K}$$

III. 6.7 Etude des colonnes au cas où elles travaillent
à la compression

Nous allons maintenant faire l'étude du cadre
par seule charge due au poids mort.

III. 6.7. a résistance à la flexion



$$M_E = 33.38 \text{ kN} \cdot \text{m} \times 0.5 = 16.69 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_D = 30.76 \text{ kN} \cdot \text{m} \times 0.5 = 15.38 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$C_E = C_D = 9.318 \times 0.5 = 4.659 \text{ kN}$$

$$V_E = V_D = 5.342 \times 0.5 = 2.671 \text{ kN}$$

Ces valeurs sont tirées du tableau de la page

Clause 13.8.2. a $\frac{M_{jx}}{M_{rx}} + \frac{M_{jy}}{M_{ry}} \leq 1.0$

$M_{jx} = 16.69 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $M_{jy} = 0$

$M_{rx} = 53.5 \text{ kN} \cdot \text{m}$ d'où $\frac{16.69}{53.5} = 0.31 < 1.0$ O.K

III. 6.7. b stabilité locale

$$\frac{C_f}{C_L} + \frac{0.85 M_{jx}}{M_{rx}} \leq 1.0$$

$C_f = 4.659 \text{ kN}$ $C_L = \phi A F_y = 1263.24 \text{ kN}$

d'où $\frac{4.659}{1263.24} + \frac{0.85 \times 16.69}{53.5} = 0.27 < 1.0$ O.K

III. 6.7.c Stabilité générale

$$\frac{C_1}{C_2} + \frac{w_u M_{p2}}{M_{u2} (1 - C_1/C_{c2})} \leq 1.0$$

Pour les raisons que nous avons évoquées à la page 11

$$M_{u2} = \phi M_p = \phi Z_x F_y = 53.5 \text{ KN.m}$$

$$C_{c2} = \frac{1,970,000}{\left(\frac{KL}{r_x}\right)^2} A$$

$$C_{c2} = \frac{1,970,000}{\left(\frac{0.98 \times 11,000}{49.6}\right)^2} \times 4840 = 169.613 \text{ KN}$$

d'où la relation Calcul de C_2

$$\frac{4.659}{}$$

$$\lambda = \left(\frac{KL}{r}\right) \sqrt{\frac{F_y}{\pi^2 E}} = 237.096 \times 0.012 = 2.87$$

$$2 < \lambda \leq 3.6 \quad C_2 = \phi A F_y (0.009 + 0.877 \lambda^{-4})$$

$$C_2 = 145.869 \text{ KN}$$

$$\text{d'où } \frac{4.659}{145.869} + \frac{1 \times 16.69}{53.5 \left(1 - \frac{4.659}{169.613}\right)} = 0.35 < 1.0 \quad \text{O.K}$$

Donc : le profilé choisi précédemment convient pour les cadres extérieurs.

ANNEXE IV. A. 1°

1° cadre de riva

niveau D ou B colonnes AB ou ED (surface tributaire $9m^2$)

— couverture : $5.18 \text{ kg/m}^2 \times 9 \text{ m}^2 \times 9.81 = 457.344 \text{ N}$

— imperméabilisation, isolation $120 \text{ N/m}^2 \times 9 \text{ m}^2 = 1080 \text{ N}$

— poids propre de la membrure CD ou AC

$$23 \text{ kg/m} \times 9.81 \times 3 \text{ m} = 684.04 \text{ N}$$

— éléments mécaniques perpendus $200 \text{ N/m}^2 \times 9 \text{ m}^2 = 1800 \text{ N}$

— poids propre des pannes $3 \times 11 \text{ kg/m} \times 9.81 \times 3 \text{ m} = 971.19 \text{ N}$

total

$$5132.574 \text{ N}$$

niveau des fondations

— charge venant du niveau supérieur : 5132.574 N

— poids propre de la colonne $37.1 \text{ kg/m} \times 12 \text{ m} \times 9.81$

$$= 4549.387 \text{ N}$$

— couverture $5.18 \text{ kg/m}^2 \times 9.81 [12 \text{ m} \times 3 \text{ m} \times 2 + 0.3 \text{ m} \times 3 \text{ m} \times 0.5]$

$$= 9888.68 \text{ N}$$

— poids propre des linceos $11 \text{ kg/m} \times 9.81 \times 6 \text{ m} \times 5$

$$= 3237.3 \text{ N}$$

total

$$16600.866 \text{ N}$$

colonnes HJ ou MN niveau J ou N

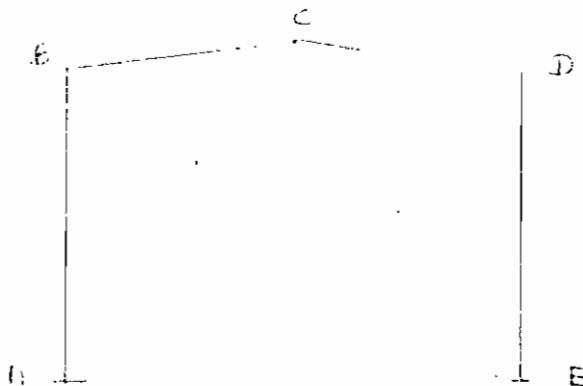
(surface tributaire $3m \times 3m = 9m^2$)

- couverture $5.18 \text{ Kg/m}^2 \times 9 \text{ m}^2 \times 9.81 = 457.344 \text{ N}$
 - imperméabilisation, isolation = 1080 N
 - poids propre des pannes (575×11)
 $4 \times 11 \text{ Kg/m} \times 9.81 \times 3 \text{ m} = 1294.92 \text{ N}$
 - poids propre de la membrure CD = $2 \times 824.04 \text{ N}$
 - éléments mécaniques perpendus = 1800 N
- total 6280.344 N

niveau des fondations

- venant du niveau supérieure = 6280.344 N
 - poids propre de la colonne
 $37.1 \text{ Kg/m} \times 13.1 \text{ m} \times 9.81 = 4767.581 \text{ N}$
 - couverture $9.4 \times 5.18 \text{ Kg/m}^2 \times [12.9 \div 12.3] \times \frac{1}{2} = 640.27 \text{ N}$
 - poids propre des lices 2625.28 N
- total 14513.484 N

2°

Cadre intérieur

niveau Bou D (surface tributaire) $6m \times 9.04m$

- couverture $50.816N/m^2 \times 6m \times 9.04m = 2756.26N$
- imperméabilisation, isolation : $120N/m^2 \times 6m \times 9.04m = 6508.8N$
- poids propre des poutres : $11Kg/m \times 9.81 \times 6m = 647.46N$
- poids propre de la membrure CD : $28Kg/m \times 9.81 \times 9.04 = 2493.07N$
- éléments mécaniques perpendic : $200N/m^2 \times 6m \times 9.04m = 10848N$
- total 23243.627N

niveau des fondations

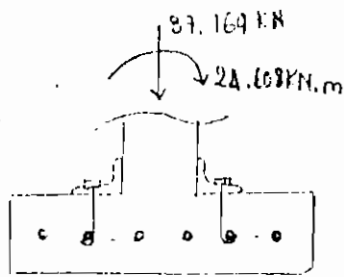
- Charge venant du niveau supérieur : $23243.627N$
- couverture $50.816N/m^2 \times 6m \times 12m = 3658.752N$
- poids propre de la colonne $48.44Kg/m \times 9.81 \times 12.5 = 5946.086N$
- poids des lites 3237.3 N
- total 36085.765N

ANNEXE IV. B. 1° Cadre intérieur

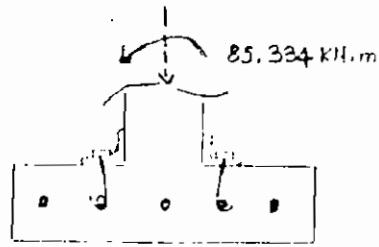
Dans cette partie nous nous proposons de faire l'étude des poutres du cadre intérieur. Nous supposons que la contrainte admissible du sol au Sine Saloum est 2 Kg/cm^2

$$\text{port } q_{ad} = 200 \text{ KN/m}^2.$$

Nous aurons à étudier 2 cas : un cas où seul agit le poids mort et un cas où agit et le poids mort et le vent. Approximativement nous présentons les deux cas. (non dimensionné)



chargement D



chargement D+Q

1. Dans le cas du chargement D, nous avons une force de compression $P_3 = 36.086 \text{ kN} \times 1.03 = 37.169 \text{ kN}$
- 2) Nous majorons la charge de 3% pour tenir compte des effets de contreventement, d'équarrage, d'ordres dont le poids est difficilement évaluable : voir l'ouvrage "traité de bâtiment" de ERNEST GUSTIN sur les

- charpentes métalliques.) $M_3 = \frac{30.76 \text{ KN.m}}{1.25} = 24.608 \text{ KN.m}$

2 - Pour le cas de chargement $D+Q$ nous avons vu que les colonnes travaillaient en traction. La faible force de traction que nous avons trouvée (2.706 KN) se retranche du poids des limes 3.237 KN

et on a une faible force de compression de 0.631 KN . Cette force est très faible par rapport au moment de 85.334 KN.m ($\approx 1/100$) on peut considérer que seul agit le moment. Ce cas est moins critique que le cas précédent et nous étudions le cas où les colonnes travaillent en compression, qui donne le chargement le plus critique.

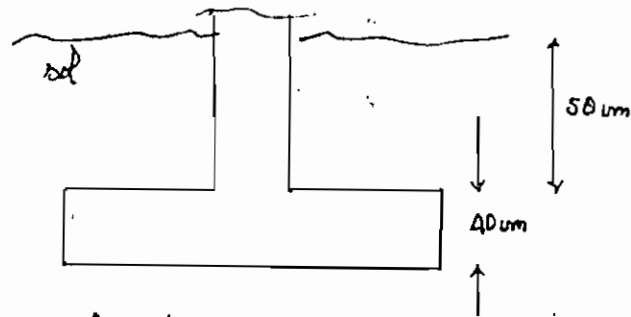
Mais... supposons que le poids volumique du sol

et $w_s = 15 \text{ KN/m}^3$

beton $w_B = 24 \text{ KN/m}^3$

surcharge 5 KN/m^2

Comme dimension préliminaire nous supposons que la semelle a une épaisseur de 40 cm



La contrainte effective

$$q_e = q_a - w_s \cdot 0.5 \text{ m} - w_B \cdot 0.4 \text{ m} - 5 \text{ KN/m}^2$$

$$= 200 \text{ KN/m}^2 - 7.5 \text{ KN/m}^2 - 12 \text{ KN/m}^2 - 5 \text{ KN/m}^2$$

$$q_e = 175.5 \text{ KN/m}^2$$

Conformément aux figures précédentes $\begin{cases} M_s = 24.608 \text{ KN.m} \\ P_s = 37.169 \text{ KN} \end{cases}$

l' excentricité $e = \frac{24.608 \text{ KN.m}}{37.169} = 0.66 \text{ m}$

Mais avons que la contrainte

$$q = \frac{P}{B \times L} \left(1 \pm \frac{6e}{L} \right)$$

Une condition à satisfaire pour qu'il n'y ait pas de tension est $L > 6e = 3.96 \text{ m}$

$L =$ longueur de la poutre

$e =$ largeur de la poutre

Cette condition satisfaite donne $q_{\text{min}} = 0$

$$B = \frac{P}{q_{\text{max}} \times L} \left(1 + \frac{3.96}{L} \right) \quad L = 3.96 \text{ m}$$

$$B = \frac{37.169}{175.5 \times 3.96} (1 + 1) = 0.107 \text{ m}$$

Une telle dimension ne convient pas compte tenu des dimensions du poteau 177.8×177.8

Nous choisirons $B = 0.5 \text{ m}$ $L = 4 \text{ m}$

Charges majorées

$$\begin{cases} P_0 = 37.169 \times 1.4 = 52.037 \text{ kN} \\ M_0 = 24.608 \times 1.7 = 41.833 \text{ kN.m} \end{cases}$$

La contrainte effective que nous pourrions de design est

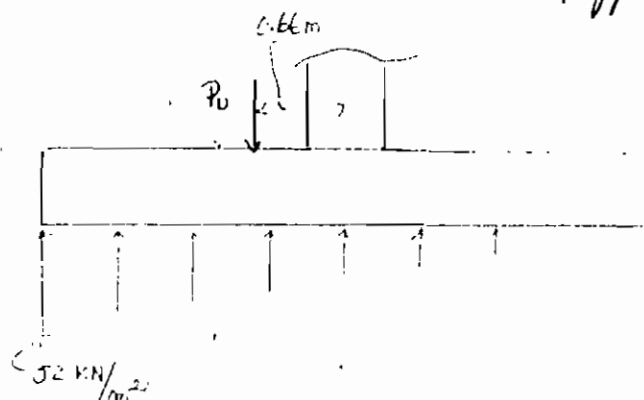
$$q_{\text{max}} = \frac{P}{B \times L} \left(1 + \frac{6e}{L} \right)$$

$$q_{\text{max}} = \frac{52.037 \times 2}{0.5 \text{ m} \times 4 \text{ m}} = 52.037 \text{ kN/m}^2$$

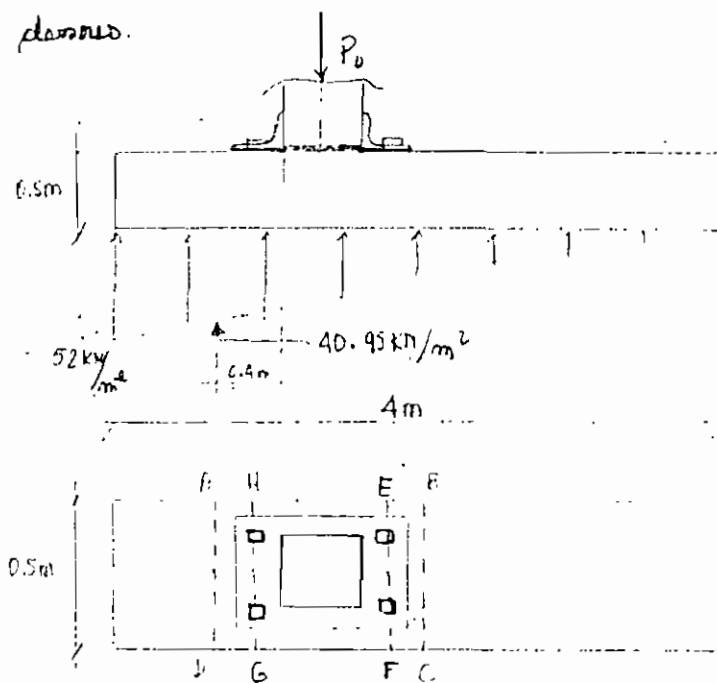
IV B. 1° a Cisaillement

La poutre a un comportement dans une direction. On se propose de vérifier le cisaillement de patte pour avoir l'épaisseur de la poutre. Le cisaillement de patte se vérifie à une distance d .

Nous supposons $d = 0.4m$



Il faut plus créer l'excentricité d'où le schéma ci dessous.



Le cisaillement $V_u = \frac{52 \text{ kN/m}^2 + 40.95 \text{ kN/m}^2 \times 0.85 \text{ m}}{2}$

$V_u = 39.5 \text{ kN}$

D'après CAN3 - A23.3 M77 la contrainte de cisaillement $v_u = \frac{V_u}{\phi b d}$ (clausse 15.6.4)

$b =$ largeur de la section $= 0.5 \text{ m}$

$d =$ distance comprise entre la fibre la plus comprimée et le centre de gravité de l'armature tendue $= 0.4 \text{ m}$

$\phi = 0.85$

$v_u = \frac{39.5 \text{ kN}}{(0.85 \times 0.5 \times 0.4) \text{ m}^2} = 0.232 \text{ MPa}$

Le main provision de béton $20 \text{ MPa} = f'_c$

D'après clausse 9.5.1 la contrainte de cisaillement maximale est $v_c = 0.17 \sqrt{f'_c} = 0.76 \text{ MPa}$

$v_u = 0.232 \text{ MPa} < v_c \quad \text{O.K.}$

Donc notre dimension $d = 0.4 \text{ m}$ est correcte

IV. 8 1. b Poissonnement

A cause de la faible largeur de la semelle choisie, un comportement de poinçonnement de la colonne à travers la semelle est pratiquement impossible selon un mécanisme si deux directions.

On sait que le poinçonnement se vérifie à $d/2$ de la colonne. On vérifiera la contrainte maximale agissant sur la face BC, comparativement à la contrainte maximale de poinçonnement.

à $d/2$ de l'appui on trouve $q = 38.35 \text{ KN/m}^2$

$$V_u = \frac{52 \text{ KN/m} \times 1.05 + 38.35 \text{ KN/m}^2 \times 1.05 \times 1}{2}$$

$$V_u = 47.434 \text{ KN}$$

$$n_u = \frac{V_u}{\phi_b \cdot d} \quad (\text{norme A23.3 clause 9.11.3})$$

bo section HG ou EF port $d = 0.4 \text{ m}$

$$n_u = \frac{47.434 \text{ KN}}{0.85 \times 0.5 \times 0.4}$$

$$n_u = 0.279 \text{ MPa}$$

La contrainte maximale de poinçonnement est (clause 9.11.4) $0.33 \sqrt{f'_c} = 1.48 \text{ MPa}$

On a donc $n_u < 0.33 \sqrt{f'_c}$ O.K il n'y aura pas de poinçonnement.

IV. B. 10. C flexion

La contrainte à la face de la colonne est 35.75 KN/m^2

$$\text{Le moment } M = \frac{35.75 \times 1.25 \times 1.25 \times 0.5}{2} + \frac{52 - 35.75}{2} \times 1.25 \times \frac{2}{3} \times 1.25 \times 0.5$$

$$M = 18.197 \text{ KN.m}$$

La quantité d'acier est donnée par la formule

$$A_s = \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4MR}{1.7\phi b d^2 f_c'}} \right] \times \frac{0.85 f_c' b d}{f_y}$$

$$A_s = \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4 \times 0.010197}{1.7 \times 0.9 \times 0.5 \times 0.4^2 \times 20}} \right] \times \frac{0.85 \times 20 \times 0.5 \times 0.4}{300}$$

$$A_s = 1.697 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_s \approx 170 \text{ mm}^2$$

$$A_{s \text{ min}} = \frac{1.4}{f_y} b \cdot d = \frac{1.4 \times 0.5 \times 0.4}{300} = 9.33 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_{s \text{ min}} = 933 \text{ mm}^2 \text{ par } 10 \# 10 \text{ (10 bars no 10)}$$

Jusqu'à $A_{s \text{ min}} > A_s$ nous prenons $A_{s \text{ min}}$

Utilisation des tables du 'Metric Design Handbook'

$$k_v = \frac{M_u}{b d^2 \times 10^{-6}} = \frac{22.428}{500 \times (400)^2 \times 10^{-6}} = 0.28$$

(nous calculons avec $k_v = 0.6$ pour l'utilisation des tables et sachant qu'une poutre peut être considérée comme une dalle renversée)

$$\text{On trouve } f = 0.023 < f_{\text{min}} = 0.0046$$

On aura pu augmenter la quantité d'acier de 33% (selon CSA clause 8.6.1) ce qui donne $f = 0.35$

Pour une question d'économie nous prendrons

$$f = f_{min} \quad \text{soit } A_s = 933 \text{ mm}^2 \quad \text{ou } 10 \text{ barres } \#10$$

Puisque nous avons un comportement une direction on mettra de l'acier de répartition dans l'autre direction. (clause 5.14.3)

$$A_s = 0.0018 bd$$

$$A_s = 0.0018 \times 500 \times 400 = 360 \text{ mm}^2$$

On mettra 4 barres #10

Dimensions de la semelle

$$d = 0.4 \text{ m} \quad h = d + 75 \text{ mm} + \frac{10}{2}$$

$$75 \text{ mm} = \text{épaisseur d'enrobage} \quad \text{barre } \#10$$

$$h = 400 \text{ mm} + 75 \text{ mm} + 5 \text{ mm} = 480 \text{ mm} \quad \text{soit } h \approx 500 \text{ mm}$$

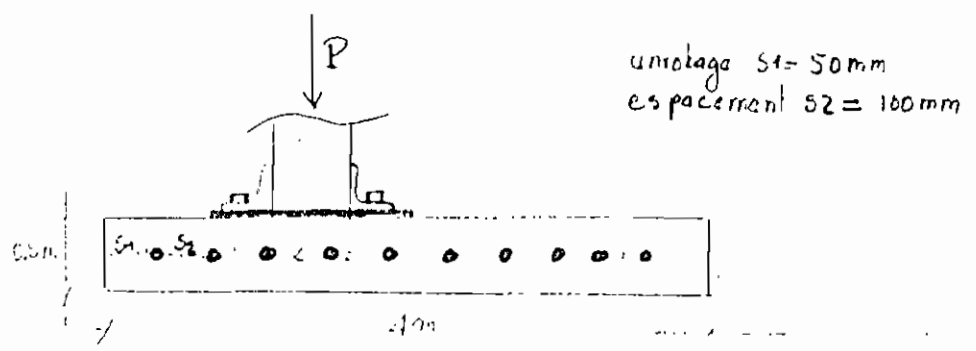
$$L = \text{longueur de semelle} = 4 \text{ m}$$

$$B = \text{largeur de semelle} = 0.5 \text{ m}$$

$$\text{d'où} \quad L \times B \times h = 4 \times 0.5 \times 0.5$$

Adhérence - ancrage

Compte tenu de la largeur réduite de la semelle nous avons certes besoin de crochets pour les aciers de répartition. Cependant, ces aciers n'ont qu'un rôle de répartition. Dans le sens de la longueur il faudrait aussi prévoir des crochets. Pour les barres #10 $l_d = 300 \text{ mm}$



10 barres # 10
sangle S2

ANNEXE IV B. 2° - Cadra da riva

Charges de service $\begin{cases} M_s = 12.304 \text{ KN.m} \\ P_s = 16.6 \text{ KN} \times 2.03 = 17.098 \text{ KN} \end{cases}$

La contrainte effective $q_e = 175.5 \text{ KN/m}^2$

L'excentricité $e = \frac{M_s}{P_s} = \frac{12.304}{17.098} = 0.72 \text{ m}$

La contrainte $q = \frac{P}{B \times L} \left(1 \pm \frac{6e}{L} \right)$ pour une semelle rectangulaire.

La condition qu'il n'y ait pas de tension sous la semelle s'écrit $L \geq 6e = 4.32 \text{ m}$

$$B = \frac{P}{q_{\max} \times L} \left(1 + \frac{4.32}{L} \right)$$

$$B = \frac{17.098}{175.5 \times 4.32} (1 + 1) = 0.045 \text{ m}$$

Une valeur est petite comparée aux dimensions du poteau 127×127 . Nous sommes donc en mesure à augmenter cette valeur de B. soit $B = 0.5 \text{ m}$

et nous adoptons $L = 4 \text{ m}$

$$q_{\max} = \frac{P}{B \times L} \left(1 + \frac{6e}{L} \right)$$

$$\begin{cases} P_u = 17.098 \times 1.4 \\ M_u = 12.304 \times 1.7 \end{cases} \text{ KN, KN.m}$$

$$q_{\max} = \frac{17.098 \times 1.4}{0.5 \times 4} \times 2 = 1.4 \times 17.098 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{\max} = 23.94 \text{ KN/m}^2$$

IV B 2° : a Cisaillement

Comme précédemment on vérifie le cisaillement de patte pour avoir l'épaisseur de la semelle.

pat $d = 0.4m$

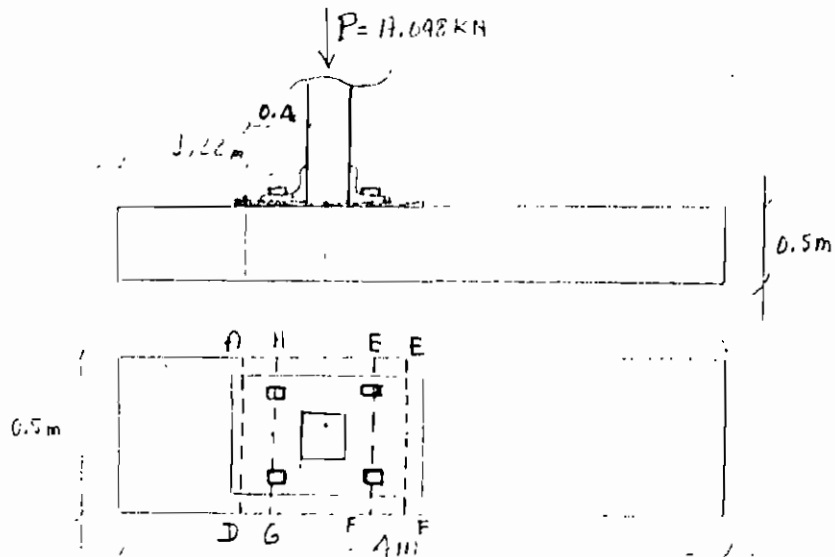
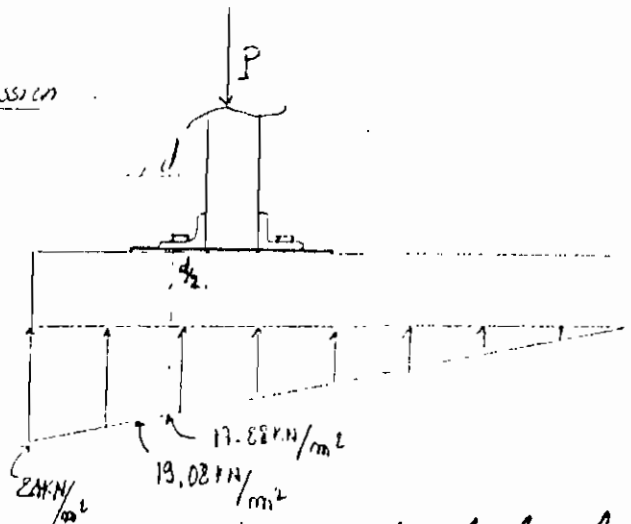


Diagramme de pression



Considérons la section AD et calculons la contrainte au

École Polytechnique
de Montréal

Le cisaillement $V_u = \frac{24 + 19}{2} \times 0.82 = 17.63 \text{ kN}$

D'après CAN3 - A23.3 M77 la contrainte de cisaillement $v_u = \frac{V_u}{\phi b d}$ (clausse 15.6.4)

supposons $d = 0.4 \text{ m}$

$$v_u = \frac{17.63 \text{ kN}}{0.85 \times 0.5 \times 0.4 \text{ m}^2} = 0.104 \text{ MPa}$$

avec du béton 20 MPa

la contrainte de cisaillement maximale est

$$v_c = 0.17 \sqrt{f'_c} = 0.76 \text{ MPa} \quad (\text{clausse 9.5.1})$$

$$v_u = 0.104 \text{ MPa} < v_c \quad \text{O.K.}$$

La valeur de $d = 0.4 \text{ m}$ est correcte.

IV B 2° b Poinçonnement

En cause de la faible largeur de la poutelle un comportement de poinçonnement de la colonne à travers la poutelle selon deux directions n'est pas à envisager. Étudions la section H.G. ou

à $\frac{d}{2}$ de la colonne $V_u = \frac{24 + 17.88}{2} \times 4.02$

$$V_u = 21.359 \text{ kN}$$

$$v_u = \frac{V_u}{\phi b d} \quad (\text{norme A23.3 clausse 9.11.3})$$

$$v_u = \frac{21.359}{0.85 \times 0.5 \times 0.4} = 0.127 \text{ MPa}$$

La contrainte maximale de poinçonnement $v_c = 0.33 \sqrt{f'_c} = 1.48 \text{ MPa}$

On donne vu l'axe ce qui prouve qu'il n'y a pas de poinçonnement.

IV.B. 2° c flexion

La contrainte en face de la colonne est de 16.68 KN/m^2

$$\begin{aligned} \text{Le moment } M &= 16.68 \times 1.22 \times 1.22 \times 0.5 \times 0.5 \\ &+ (24 - 16.68) \times 0.5 \times 1.25 \times \frac{2}{3} \times 1.25 \times 0.5 \\ M &= 8.114 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

La quantité d'acier

$$A_s = \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4M_k}{1.7\phi b d^2 f_c'}} \right] \frac{0.85 f_c' b d}{f_y}$$

$$A_s = \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4 \times 0.008114}{1.7 \times 0.9 \times 0.5 \times (0.4)^2 \times 20}} \right] \times \frac{0.85 \times 20 \times 0.5 \times 0.4}{20}$$

$$A_s = 7.538 \times 10^{-5} \text{ m}^2 \quad A_s \geq 75 \text{ mm}^2$$

$$A_{s \text{ min}} = 933 \text{ mm}^2 \quad \text{par } 10 \# 10$$

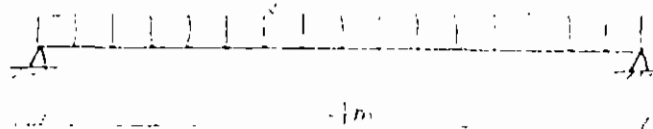
$$A_s < A_{s \text{ min}}$$

Nous mettrons donc la quantité d'acier minimale requise par $A_{s \text{ min}} = 10 \text{ barres } n^{\circ} 10$

Mais comme pour commencer à adopter le même type de poutelle que la cadre intérieur en ne faisant varier que l'excentricité.

ANNEXE V. 1^o Profils longitudinaux

$$w = 12.73 \text{ kN/m}$$



moments

$$M_f = 39.46 \text{ kN.m} = \frac{wL^2}{8}$$

efforts tranchants

$$V_f = \frac{wL}{2}$$

$$V_f = 39.46$$

Dans un premier temps nous essayons un profilé W250x22

Les calculs prouvent qu'un tel profilé ne convient

pas. Nous adoptons un profilé W200x31

Catalogue W200x31

$A = 4000 \text{ mm}^2$	$d = 210 \text{ mm}$	$d - 2t = 190 \text{ mm}$
$I_y = 4.1 \times 10^6 \text{ mm}^4$	$b = 134 \text{ mm}$	
$J_x = 119 \times 10^3 \text{ mm}^4$	$t = 10.2 \text{ mm}$	
$C_w = 60.9 \times 10^9 \text{ mm}^6$	$w = 6.4 \text{ mm}$	
$I_x = 31.4 \times 10^6 \text{ mm}^4$	$k = 20 \text{ mm}$	

V. 1° a Classe du profilé

semelle

$$\frac{b}{2t} = \frac{134}{2 \times 10.2} = 6.6 \quad \frac{145}{\sqrt{F_y}} = \frac{145}{\sqrt{260}} = 8.99$$

$$\frac{b}{2t} < \frac{145}{\sqrt{F_y}} \Rightarrow \text{semelle de classe 1}$$

âme

$$\frac{h}{w} = \frac{190}{6.4} = 29.68 \quad \frac{1370}{\sqrt{F_y}} = 84.96$$

$$\frac{h}{w} < \frac{1370}{\sqrt{F_y}} \Rightarrow \text{âme de classe 1}$$

Le profilé W200x31 est de classe 1

$$M_p = Z_x F_y = 335 \times 10^3 \times 260 = 87 \text{ KN.m}$$

(Z_x en mm³ F_y en MPa)

Les éléments n'étant pas latéralement supportés nous calculons le moment ultime M_u

$$M_u = \frac{\pi}{w \times L} \sqrt{EI_y GJ + \left(\frac{\pi E}{L}\right)^2 I_y C_w}$$

$$M_u = \frac{\pi}{1 \times 4000} \sqrt{200,000 \times 4.1 \times 10^6 \times 37000 \times 119 \times 10^3 + \left(\frac{\pi \times 200,000}{4000}\right)^2 \times 4.1 \times 10^6 \times 60.2 \times 10^9}$$

$$M_u = 91.67 \text{ KN.m}$$

$$\frac{2}{3} M_p = 58 \text{ KN.m} \quad M_u > \frac{2}{3} M_p$$

$$\Rightarrow M_n = 1.15 \phi M_p \left(1 - \frac{0.28 M_p}{M_u}\right) = 66.116 \text{ KN.m}$$

$$M_n > M_f = 39.46 \text{ KN.m} \quad \text{O.K}$$

V. 1° b Contraintes normales transversales

wab crippling

$$B_r = 1.25 \phi W (N+K) F_y$$

$$= 1.25 \times 0.9 \times 6.4 (0+20) \times 260$$

$$B_r = 37.44 \text{ kN} > V_y = 39.46 \text{ kN}$$

On peut suggérer l'utilisation de plaques d'axe de largeur N telle que

$$N+K > \frac{39.46 \times 10^3}{1.25 \times 0.9 \times 6.4 \times 260}$$

$$N+K > 21 \text{ mm} \quad K = 20 \text{ mm}$$

$$N > 1 \text{ mm}$$

Ceci montre que la plaque d'axe n'est presque pas nécessaire. Cependant, pour question de sécurité on pourra utiliser des plaques d'axe de largeur $N = 10 \text{ cm}$.

stabilité de l'âme

$$B_r = \phi \frac{115000}{(b/w)^2} \left[5.5 + \left(\frac{a}{b} \right)^2 \right] \times A$$

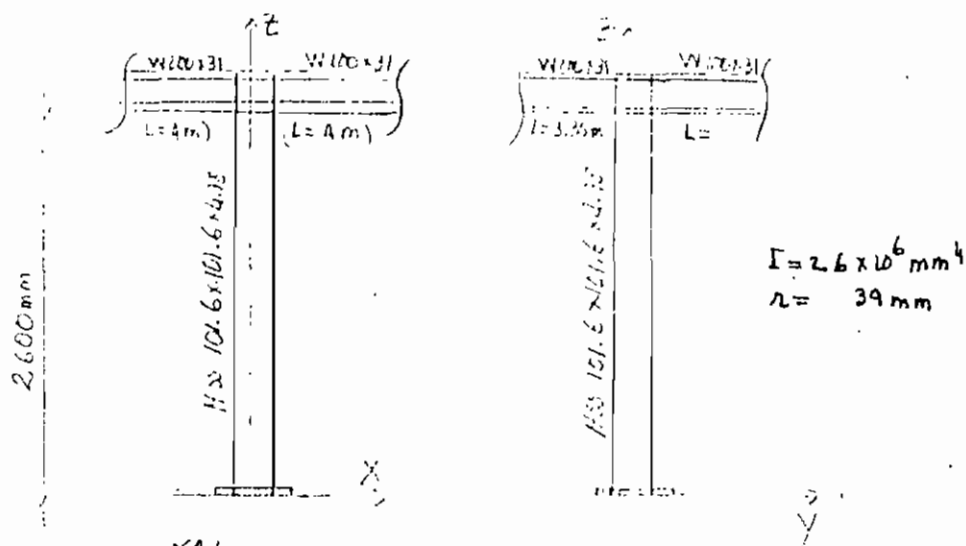
$$B_r = 0.9 \times \frac{115000}{\left(\frac{190}{6.4} \right)^2} [5.5 + 0] \times 4000$$

$$B_r = 2583.5 \text{ kN} > V_y \quad \text{O.K}$$

Ces diverses vérifications montrent que le profilé choisi convient. On pourra utiliser les mêmes types de profilés pour les profilés transversaux.

V. 2° Etude des poteaux intérieurs

Les poteaux sont supposés être en compression simple.



Soit un profilé HSS 101.6 x 101.6 x 4.78

élément compact

$$\frac{b}{2t} = \frac{10.6}{2 \times 4.78} = 10.62$$

$$\frac{200}{\sqrt{F_y}} = \frac{200}{\sqrt{260}} = 12.4$$

$$\frac{b}{2t} < 12.4$$

$$G_L = 1.0 \quad (\text{rotule en bas})$$

si la colonne flambe suivant YY ou XX

$$G_u \frac{\sum I_c / L_c}{\sum I_g / L_g} = 0.061$$

$$\text{avec } \frac{I_c}{L_c} = \frac{2.7 \times 10^6}{2600} = 1.038 \times 10^3$$

$$\sum I_y / L_y = \frac{2 \times 31.4 \times 10^6}{4000} = 1.57 \times 10^4$$

(les poutres flambent suivant l'axe fort XX)
du monographe de l'appendice C8 page 99

on obtient $K_y = 0.64$ $\frac{K_y L}{\pi y} = \frac{0.64 \times 2600}{39} = 43$

Lorsque les poutres flambent suivant YY

$$\sum I_c / L_c = 1.038 \times 10^3$$

$$\sum I_y / L_y = \frac{31.4 \times 10^6}{3350} + \frac{31.4 \times 10^6}{600} = 6.17 \times 10^4$$

$$G_U = \frac{1.038 \times 10^3}{6.17 \times 10^4} = 0.02 \quad K_x = 0.63$$

$$\frac{K_x L}{\pi x} = 42$$

$$\lambda = \frac{K_y L}{\pi y} \times \left(\frac{F_y}{\pi^2 E} \right)^{1/2} = 43 \times \left(\frac{260}{\pi^2 \times 200,000} \right)^{1/2}$$

$$\lambda = 0.49 \text{ d'où } 0 < \lambda < 1$$

$$C_r = \phi A F_y (1.035 - 0.202 \lambda - 0.222 \lambda^2)$$

$$C_r = 365.604 \text{ kN}$$

Cette force est largement supérieure à la force de compression de 81.774 kN

Donc le profilé choisi convient.

BIBLIOGRAPHIE

Code National du Bâtiment du Canada

Code 516.1 1978

Essai du Bâtiment: les charpentes métalliques (E. GUSTIN)

La Charpente métallique tome I et II de

P. LABARRAQUE

Guide des aciers de Construction Stelco

Manual Calculation for Beams and Columns Stelco

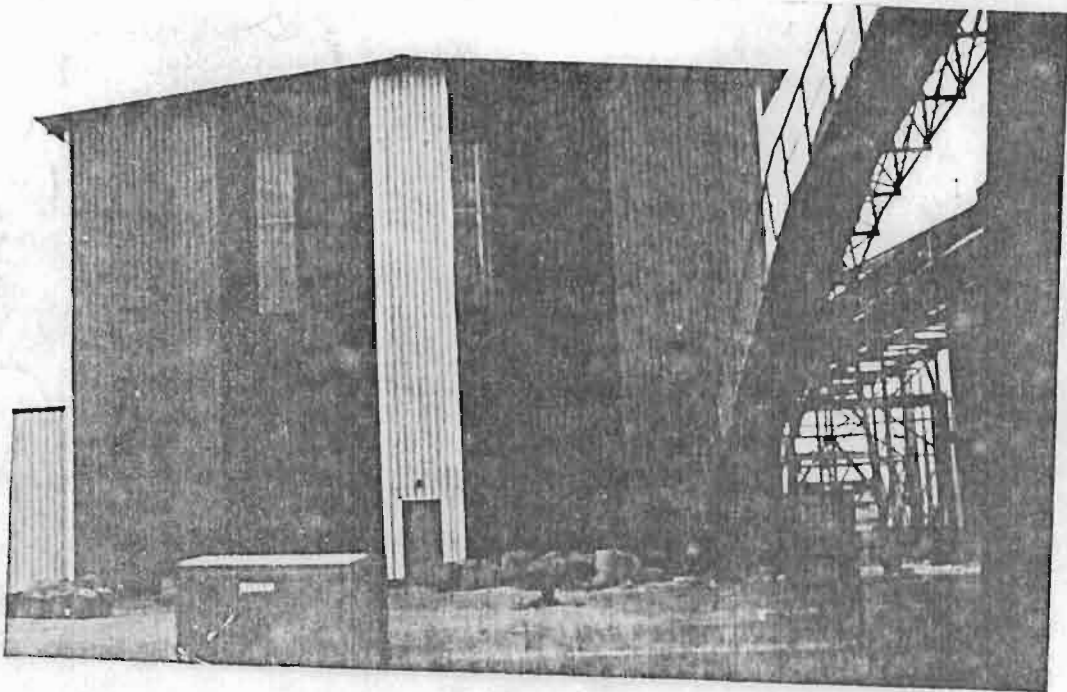
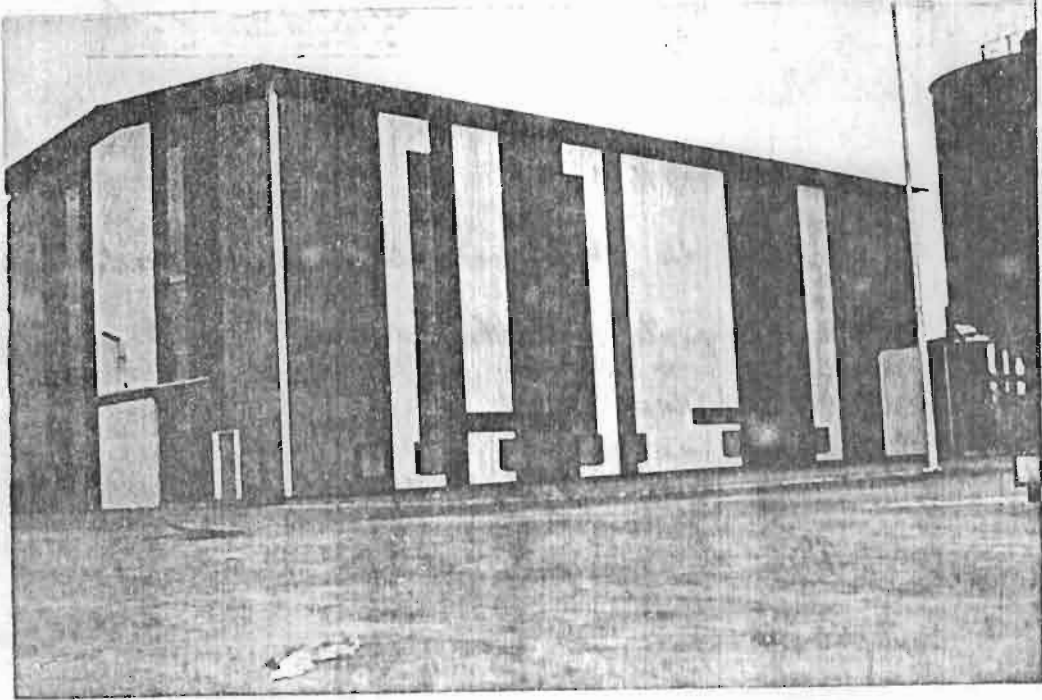
Technique de l'ingénieur C.2 - construction métallique.

Notes de cours de M^r S.D. Poules C.M.

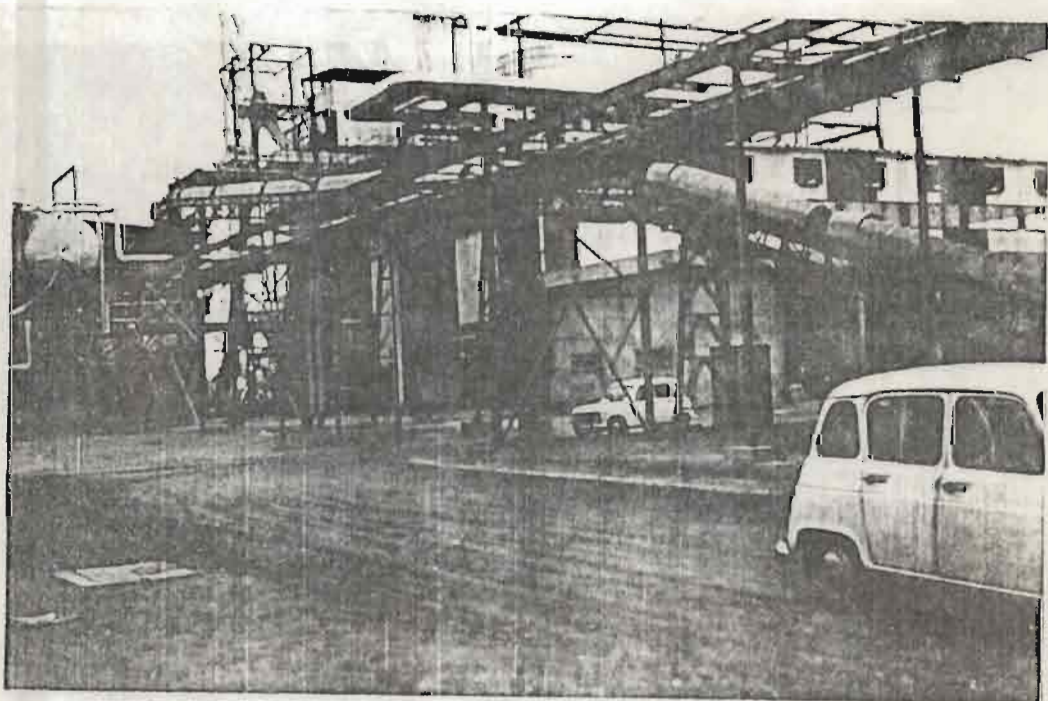
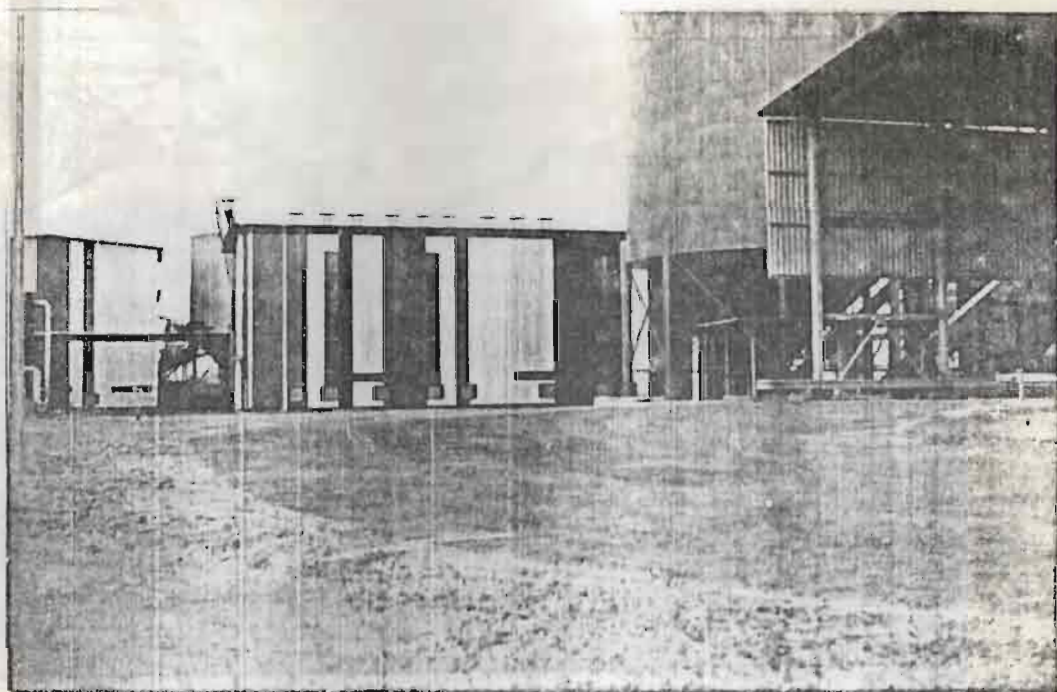
Règles de calcul des ouvrages en béton dans

les bâtiments CAN3 A23.3-1977

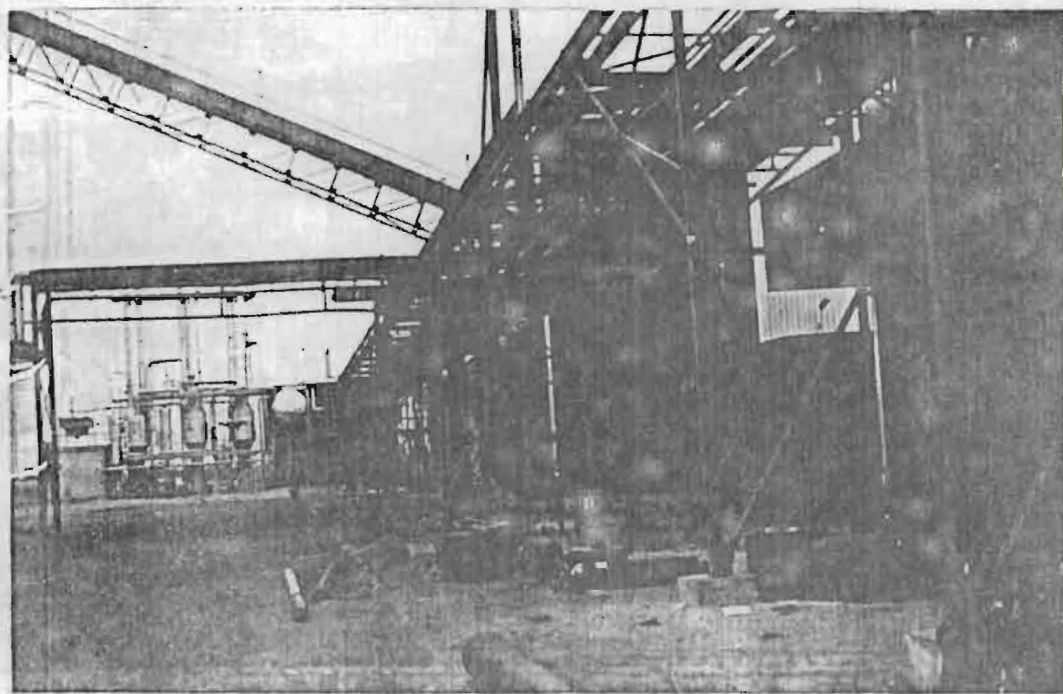
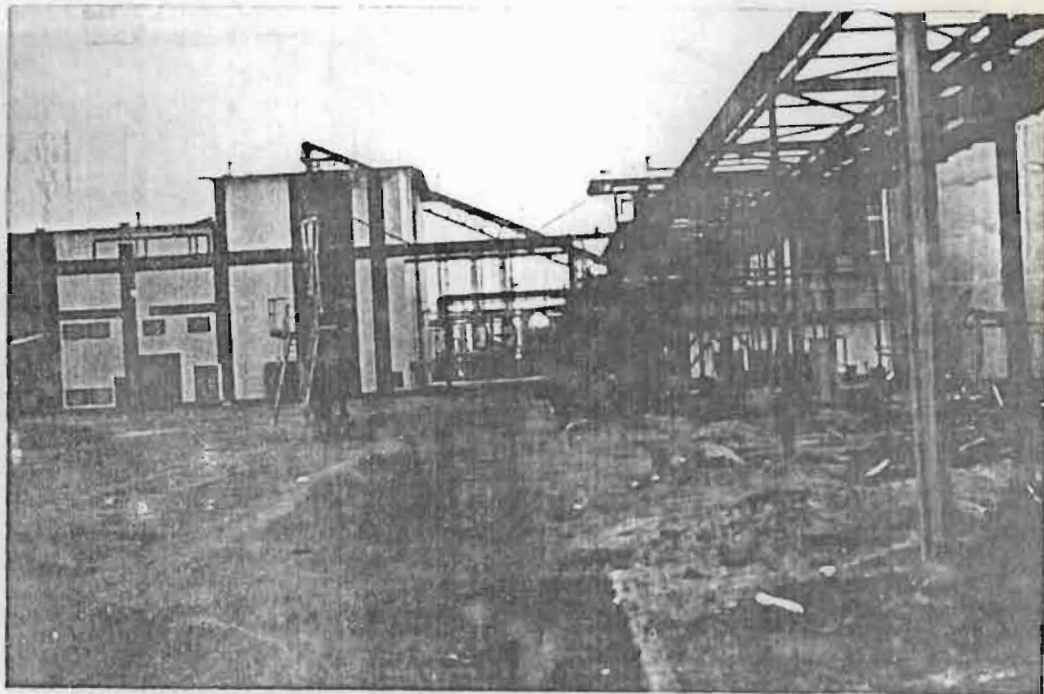
Notes de cours de M^r Roger Lupien



SEIB DE DIORBEL: bâtiment de décorticage



SEIB DE DIUBEL : HUILERIE



DEIB DE DIURBEL : HUILERIE