

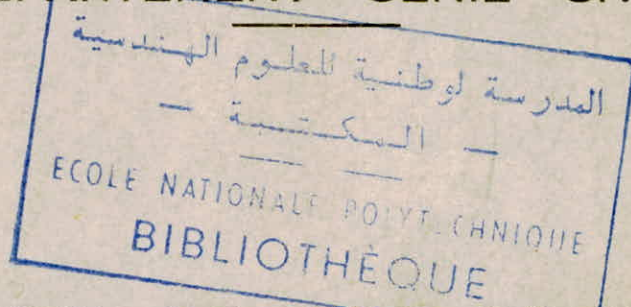
UNIVERSITE D'ALGER

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT GENIE - CIVIL

10/75

124



PROJET DE FIN D'ETUDES

IMMEUBLE ADMINISTRATIF

SUSPENDU

Proposé par :

MM. LEREBOURG et LEGAY

Etudié par :

Mr GAHMUSSE Mohamed

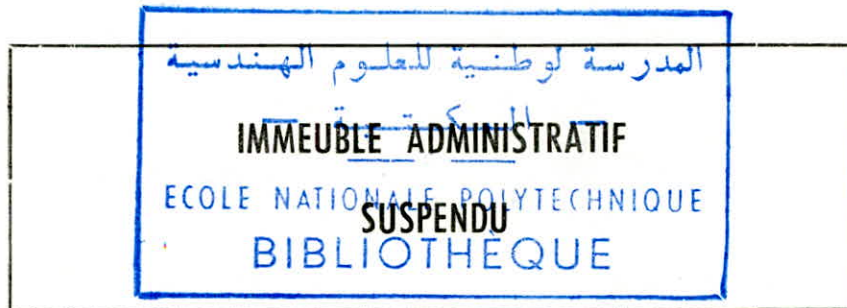
PROMOTION 1975

UNIVERSITE D'ALGER

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT GENIE - CIVIL

PROJET DE FIN D'ETUDES



Proposé par :

MM. LEREBOURG et LEGAY

Etudié par :

M^r GAHMOUSSE Mohamed

PROMOTION 1975

A ma mère, toute ma famille
ainsi que mes amis .

-o-o-o-o-

R E M E R C I E M E N T S

-o-o-o-o-o-o-o-o-o-o-

Je remercie tous les professeurs
qui ont contribué de près ou de loin
à ma formation d'ingénieur et en par-
ticulier Monsieur MARTINOV dont les
conseils m'ont été très utiles pour
l'élaboration de ce présent ouvrage.

Je remercie également Monsieur
LEGUAY. Sans oublier Monsieur LARRES
Ali Azedine pour la frappe.

G.M.

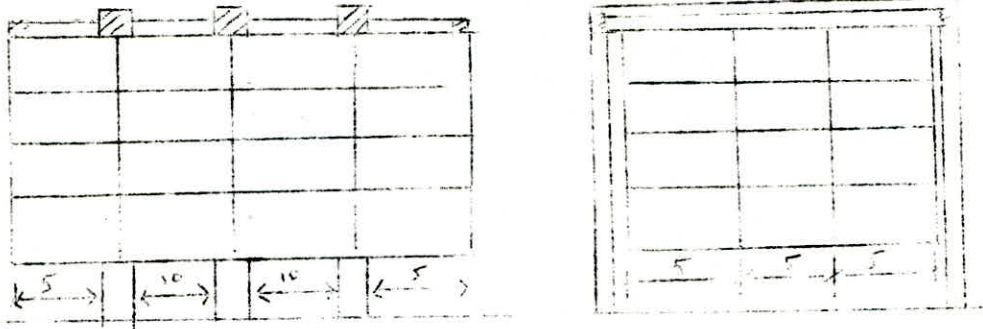
S O M M A I R E

-o-o-o-o-o-

CHAPITRES	PAGE
I - Problème et conception.....	
II - Etude du vent.....	
III - Etude du contreventement horizontal au niveau des planchers et de la toiture.....	
IV - Etude des planchers	
- plancher courant.....	
- plancher I.....	
- toiture.....	
V - Etude du contreventement longitudinal et transversal de la caisse.....	
VI - Etude des suspentes.....	
VII - Etude de la superstructure	
- cadre.....	
- portiques.....	
VIII - Montage.....	

CONSTRUCTION METALLIQUE

Immeuble : 4 étages , suspendu à 3 portiques .



caisse : 30 X 15 X 16

distance entre portiques : 10 m

cadre de coteventement des portiques

Ossature principale :

Elle se compose de 3 portiques réalisées à l'aide de caisses en tôle soudée .

Les poteaux sont reliés en haut par des traversés longitudinaux situés les uns perpendiculaires aux poteaux les autres en façades .

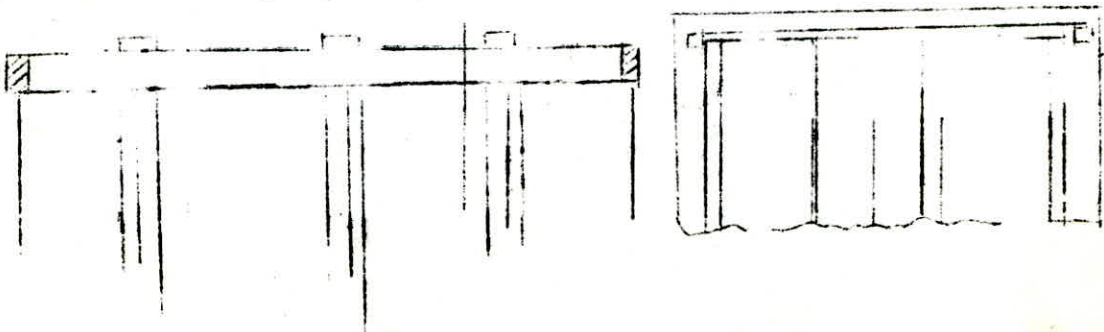
Les traverses également en caissons et formant cadre assurent avec les poteaux de portique une stabilité longitudinale de l'ensemble et se prolongent au delà des portiques de pignons en consoles sur 5m .

Les pieds des poteaux seront encastrés pour assurer la stabilité transversale de l'ensemble .

Caisse /

Elle vient se suspendre aux traverses des portiques et aux traverses en façades du cadre de stabilité de l'ensemble .

Cette boîte est constituée de 4 planchers suspendus aux traverses par des H.E.B espacés à largeur de 5m ; et en longueur les suspentes viennent s'accrocher sur les traverses de pignons du cadre et sur les traverses de chaque portique .

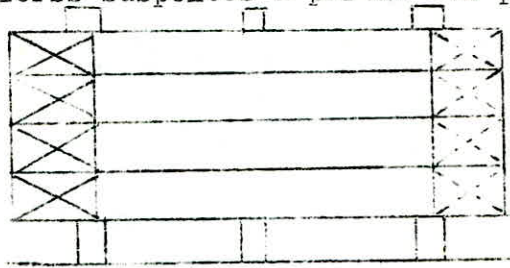


Stabilité de la caisse :

La stabilité transversale de la caisse sera assurée par un treillis central entre les 2 suspentes de chaque pignon .



La stabilité longitudinale sera assurée par des diagonales en croix entre les 2 premières suspentes à partir des pignons .



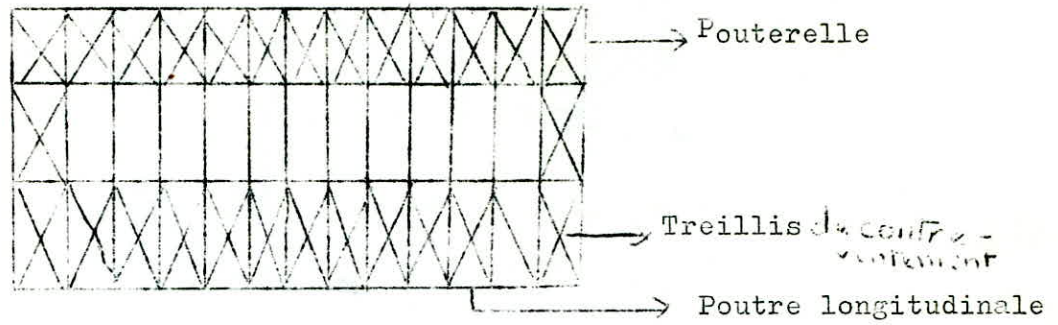
Les efforts du vent sont transmis par le plancher qui consiste en un disque rigide qui assure aussi le raidissement horizontal de la charpente .

Le plancher i

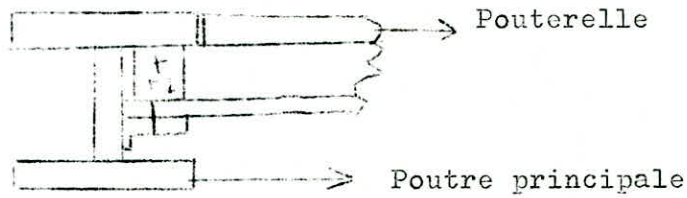
Il est composé d'un platelage en tôle d'acier galvanisé nervuré avec remplissage en béton : supercie (15 X 30) reposant sur des poutrelles transversales qui elles reposent sur les poutres longitudinales . Les planchers sont raidis par un système de treillis dans les 2 sens qui permettent la transmission des efforts horizontaux et contribuent au raidissement horizontal de la charpente .

Le plancher sera constitué de 4 poutres longitudinales (suspendues aux portiques et aux cadres) et transversalement par des poutrelles (isostatiques) reposant sur les poutres .

Le raidissement horizontal de la charpente étant assuré par le plancher qui doit consister en un disque rigide qui doit transmettre les sollicitations horizontales aux contreventements transversaux et longitudinaux de la caisse . De ce fait le plancher comporte des poutres rigides en treillis horizontaux (voir schéma) .

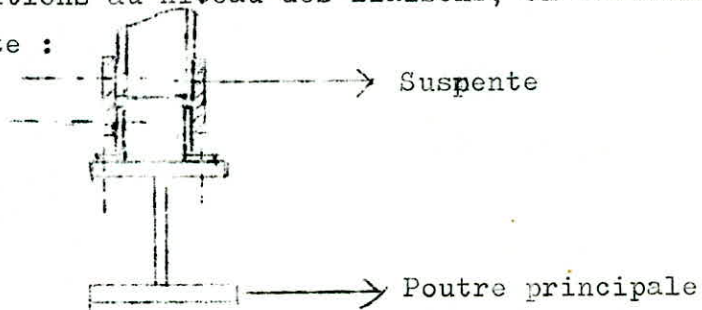


Liaison poutrelles - poutres



Liaison suspentes - poutres

Pour éviter les encastremements au niveau des liaisons poutres - poutrelles on permettra les rotations au niveau des liaisons; on réalisera les liaisons de la manière suivante :



De ce fait les poutres seront simplement considérées comme appuyées. On peut aussi avoir la liaison suspente - poutre suivante :

car l'inertie de la poutre est nettement supérieure à l'inertie de la suspente .

Le platelage :

Modèle PL9. Système Q. FLOOR

Type Q F2. Confère : CTUA (plancher en acier 71)

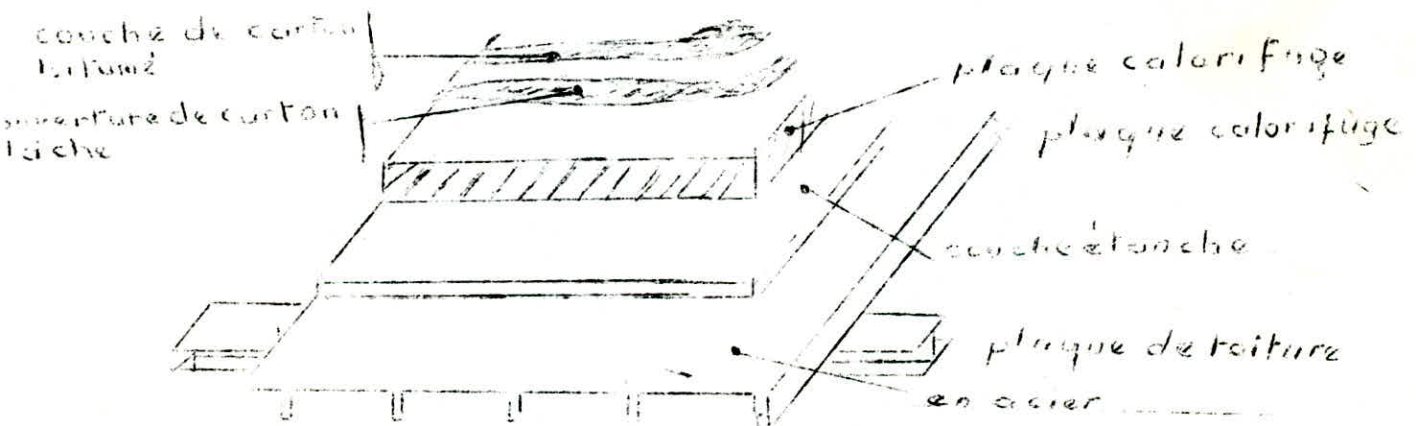
Le platelage composé de profils nervurés soudés sur une tôle plane posée sur les solives puis assemblés entre eux par recouvrement latéral ; fixation sur les solives par soudure à l'arc de la tête inférieure seulement .

Ce platelage est utilisable dès sa mise en place . On coule ensuite une dalle de béton et de gravillons (60 mm) d'épaisseur en moyenne, ne nécessite pas d'étais lors de la coulée du béton vu que les suspentes sont en place .

Ce système laisse les tranchées qui permettent le passage des canalisations diverses (cables électriques, ventilation, etc.)

La toiture :

Toit en plaque d'acier profilée (Mahan) écartement des pannes 2,5m
Couche étanche à la vapeur " coroséal " collée par points . Les plaques calorifuges et 2 couches de carton bitumé lâche fixées à l'un des pièces



- carton bitumé : 500 g/m²
 - gravillon : 30 kg/m²
 - plaque calorifuge en fibre : 10 kg/m²
 - plaque de toiture en acier : 15 kg/m²
- Poids propre : 0,50 + 30 + 10 + 15 = 55,5 kg/m²
- Prévoir 56 kg/m² . surcharge = 100 kg/m²
- C = 56 kg/m²
- S = 200 kg/m²

La suspenste :

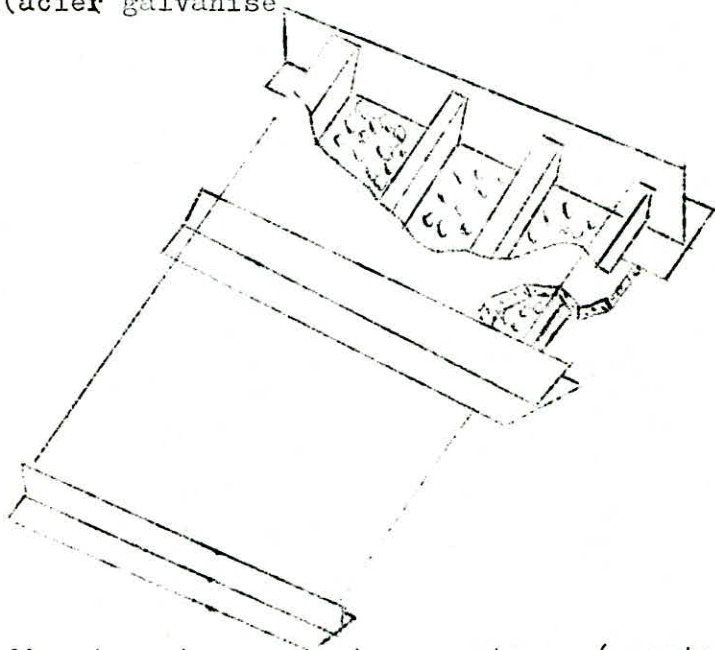
H.E.B : protégé contre l'incendie par une couche calorifuge

Le plafond suspendu

Modèle P.5 (acier dans le bâtiment OTUA)

Poids : 10 kg/m²

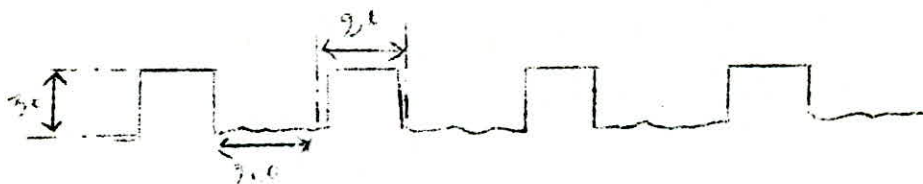
Tôle d'acier galvanisé



Fixation directement sur ossature porteuse (poutrelle) ou sur tôle d'acier .

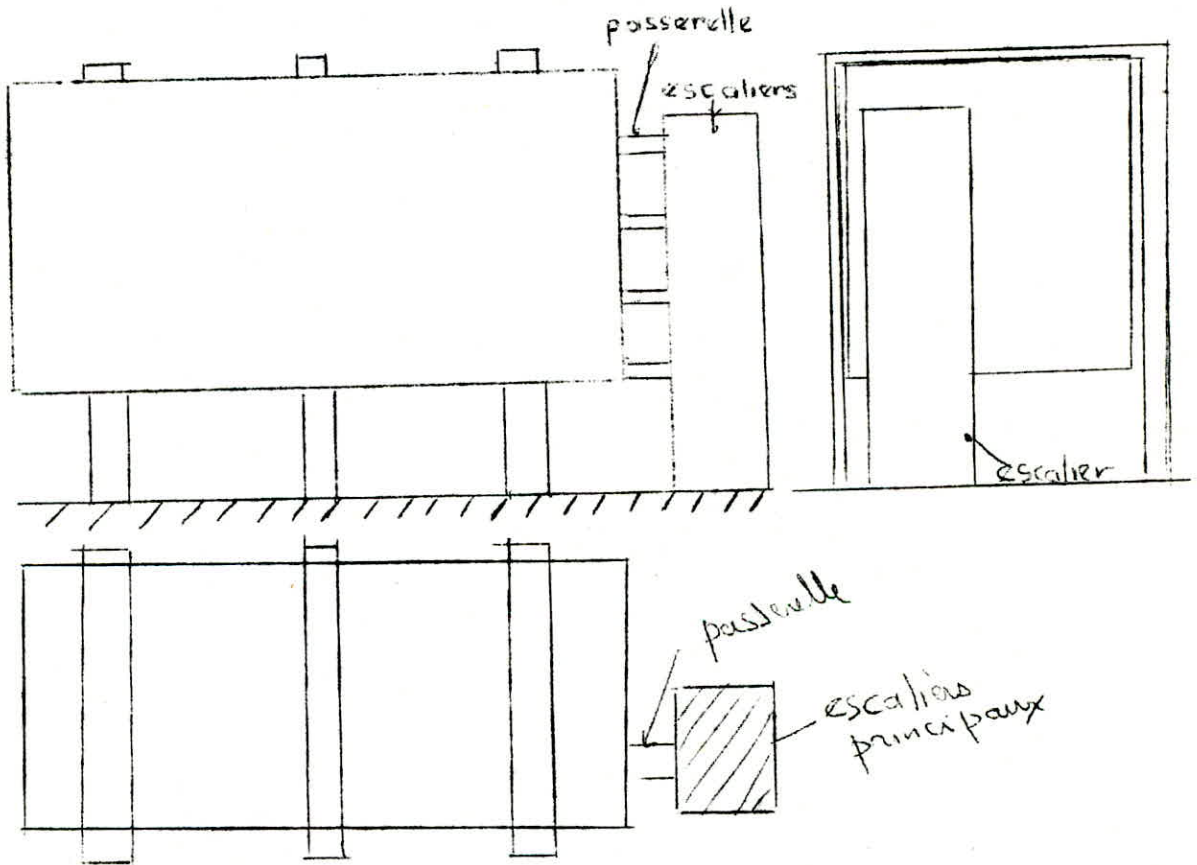
Plancher suspendu par chaines munies de tendeur à lanterne de réglage

Isolation : laine de Verne ou de laitier.



LES ESCALIERS

Le bâtiment sera muni d'escaliers principaux extérieurs tout à fait indépendants du bâtiment. La cage d'escaliers est en béton ; elle aura une communication avec l'ensemble par voie de passerelles couvertes.



Il sera aussi muni d'escaliers de secours en colimaçon (escaliers à vis préfabriqués).

Les escaliers de secours :

Les escaliers seront indépendants du bâtiment . On aura 1 escalier :
hélicoïdal à noyau central métallique

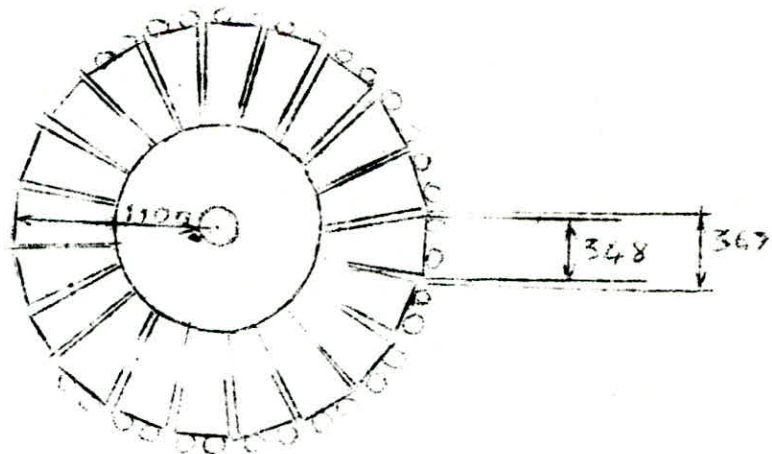
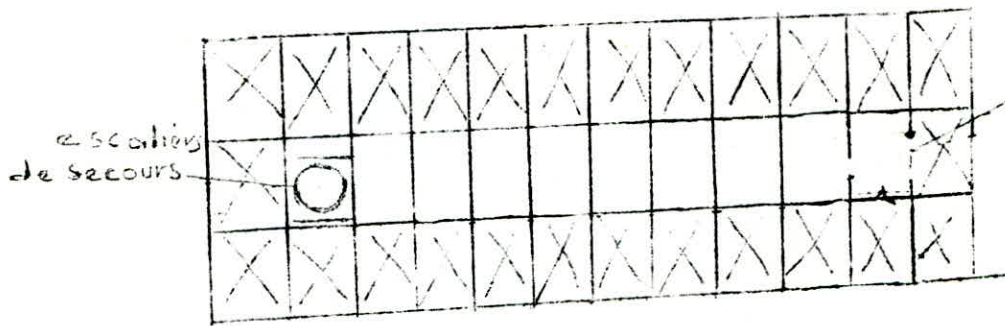
Modèle N : escaliers à vis

Escalier réalisé à partir d'éléments standards préfabriqués en usine
Il se compose d'un mât central et de marches en tôle d'acier emboutie .

Marches : elles sont en tôle d'acier (épaisseur 35/10 mm) de forme trapézoïdale . Elles sont soudées sur virole en tube (141,5 mm de diamètre

Rampe en éléments industrialisés montés sans soudure .

En raison de la hauteur, les escaliers seront encagés dans une structure circulaire en tube .



Fut \varnothing 141,5

20 marches au tour

longueur des marches 4,40 m

ETUDE DE LA NEIGE

Batiment : région I

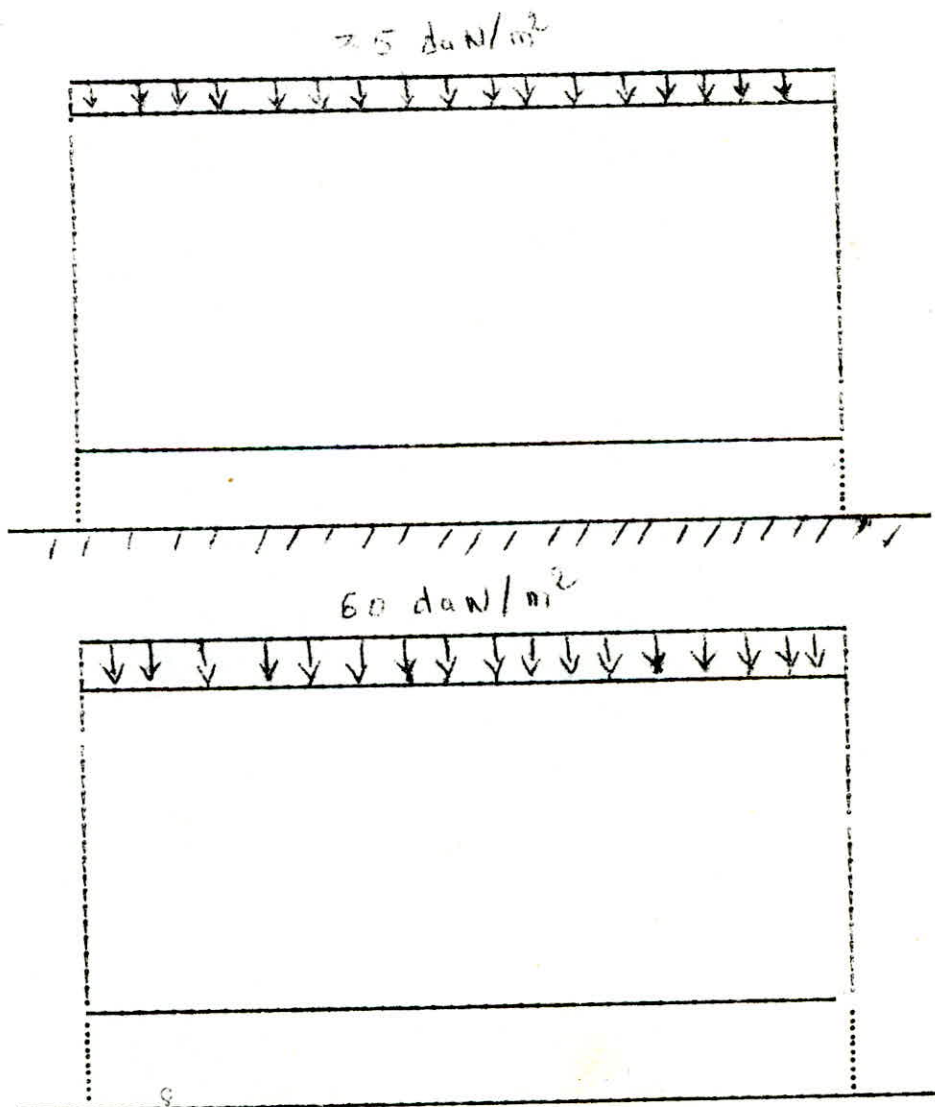
Toiture terrasse :

$$P_{no} = 35 \text{ daN/m}^2$$

$$P_{n'o} = 60 \text{ daN/m}^2$$

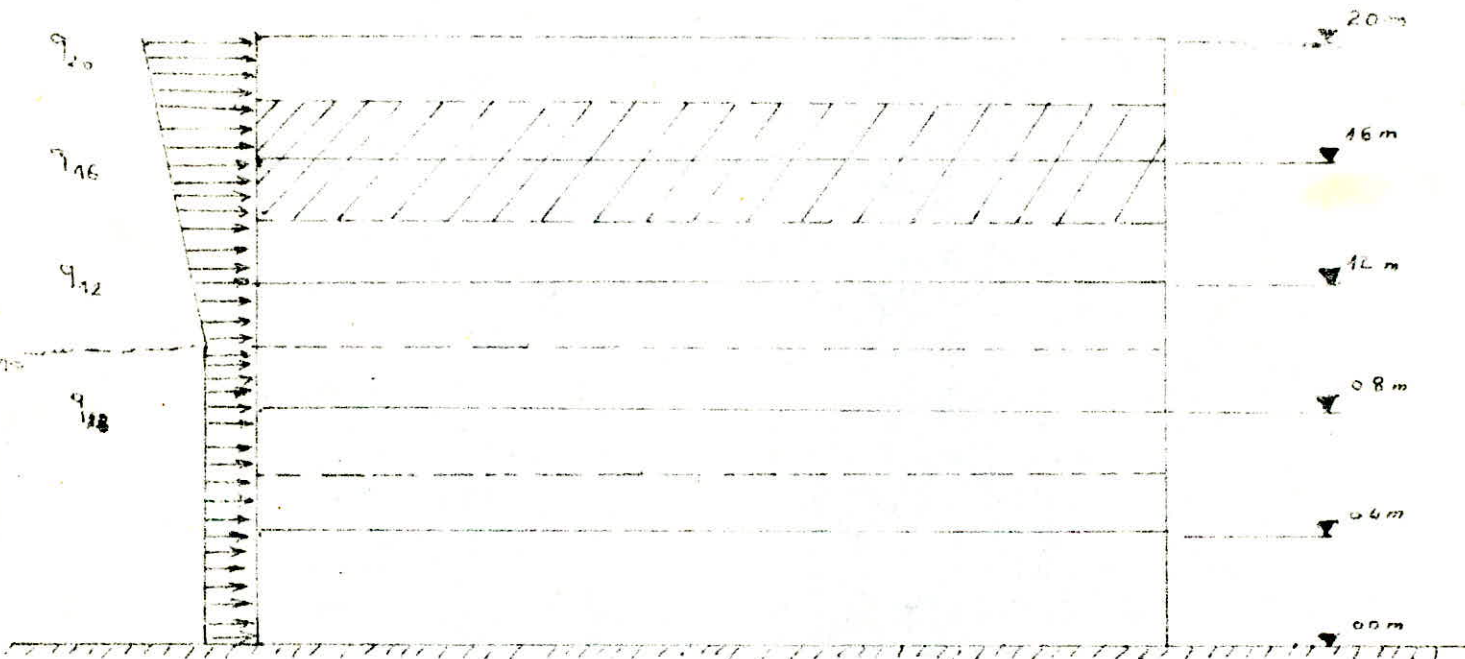
P_{no} : pression normale ; neige normale

$P_{n'o}$: pression extrême ; neige extrême



Etude du Vent

Diagramme de distribution des pressions du vent en fonction de la hauteur z .



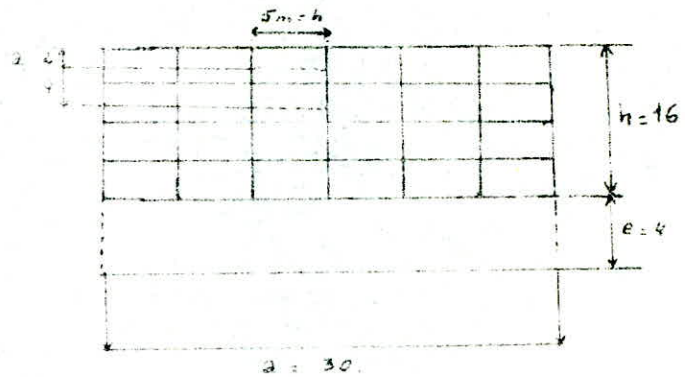
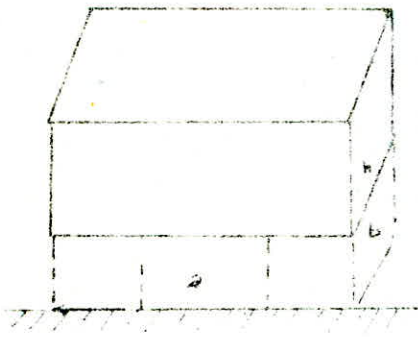

les forces de vent sont reprises par les planches et Traverses aux suspentes (cv) qui les transmettent aux traverses de portiques.

donc chaque planche courant reprendra le efforts qui s'appliquent à sa surface en façade (ou en pignon) correspondante (surface habitée)

on étudiera : la planche 4 comme planche courant, donc avec q_{16}

- la toiture avec q_{20}

- la planche 1 avec q_{10} .

VENTEtude du vent sur la toitureVent \perp Sb \Rightarrow Pression de base

région I $\Rightarrow q_{10} = 50 \text{ daN/m}^2$
 poutre de la (maître) toiture a une distance $H = 20 \text{ m}$ du sol.

$$q_h = q_{20}$$

$$\frac{q_h}{q_{10}} = 25 \frac{H+18}{H+60} \Rightarrow \frac{q_{20}}{q_{10}} = 25 \frac{H+18}{H+60} \Rightarrow q_{20} = 59,5 \text{ daN/m}^2 \text{ normal}$$

$$q_{20 \text{ ex}} = 104 \text{ daN/m}^2 \text{ extrême}$$

côté exposé $K_s = 1,35$

S : coef de réduction dépend de la plus grande dimension offerte au vent.

poutre sur 2 appuis : travée $l_1 = 5 \text{ m}$
 $l_2 = 2 \text{ m} \Rightarrow$

$$S = 0,87 \quad \text{NVC III 9}$$

en tenant compte de ce coef.

$$\Rightarrow q \text{ devient } \begin{cases} q_n = K_s \cdot S \cdot q_{20} = 1,35 \times 0,87 \times 59,5 = 70 \text{ daN/m}^2 \\ q_{\text{ex}} = K_s \cdot S \cdot q_{20 \text{ ex}} = 1,35 \times 0,87 \times 104 = 122 \text{ daN/m}^2 \end{cases}$$



Coefficient dynamique

$$\beta = (1 + \zeta) \theta$$

$$\theta = 1$$

$$T: \text{période } T = 0,10 \frac{h}{\sqrt{I_x}} : \text{ NV 65}$$

h : hauteur totale du bâtiment

I_x : dimension en plan de la direction du vent.

$$\left. \begin{array}{l} I_x = 30 \\ I_y = 16 \end{array} \right\} \Rightarrow T = 0,10 \times \frac{16}{\sqrt{31}} = 0,292 \text{ s}$$

$$T = 0,292 \text{ s} \rightarrow \zeta = 0,3 \quad \text{NV 65 R III 3}$$

$$\zeta = f(H)$$

H : étant la hauteur (du sol) à partir du sol

$$\rightarrow H = 20 \Rightarrow \zeta = 0,345$$

$$\Rightarrow \beta = 1 + 0,3 \times 0,345 = 1,103$$

en tenant compte de ce coef β q devient

$$\left\{ \begin{array}{l} q_n = 70 \times 1,103 = 77,5 \text{ daN/m}^2 \\ q_{en} = 122 \times 1,103 = 135 \text{ daN/m}^2 \end{array} \right.$$

Etude du coef C_s .

détermination de γ .

bâtiment au dessus du sol de $e = 4 < h = 16$

$$\lambda_b = \frac{h}{b} = \frac{16}{15} = 1,06 \quad \left. \vphantom{\lambda_b} \right\} \lambda_b < 2,5$$

$$\lambda_a = \frac{h}{a} = \frac{16}{30} = 0,535 \quad \left. \vphantom{\lambda_a} \right\} \lambda_a < 1$$

d'où d'après l'article NV. 22.22

vent $\perp S_b \Rightarrow \gamma_e = \gamma_0$ de la construction au sol.

détermination du γ_0 :

$$\frac{b}{a} = \frac{15}{30} = 0,5 \Rightarrow \text{NVR III 5 donne } \gamma_0 = 1$$

$$\Rightarrow \boxed{\gamma_e = 1}$$

Vent toiture : L Sa



$$\text{region I} \Rightarrow q_{20m} = 104 \text{ daN/m}^2$$

$$q_{120m} = 59,5 \text{ daN/m}^2$$

site exposé : $K_s = 1,35$

le coeff de réduction dépend de la plus grande dimension offerte au vent.

$$\text{Traverse } l = 5m \Rightarrow h = l \text{ ou } 5m$$

NV : II 1 norme $S = 0,87$

en tenant compte de S et K_s q devient

$$q_{11} = 1,35 \times 0,87 \times 59,5 = 70 \text{ daN/m}^2$$

$$q_{1ex} = 1,35 \times 0,87 \times 104 = 122 \text{ daN/m}^2$$

coeff dynamique, β .

$$\beta = (1 + \xi \xi) \theta$$

$$\theta = 1$$

$$\xi = \beta(T)$$

$$T: \text{période} \quad T = 0,1 \frac{h}{\sqrt{I_x}}$$

h : hauteur totale du bâtiment
 I_x : direction en plus de la direction du vent

h : hauteur

$$\left. \begin{array}{l} h = 16 \\ I_x = 15 \end{array} \right\} \Rightarrow T = 0,10 \cdot \frac{16}{\sqrt{15}} = 0,41 \text{ s}$$

$$T = 0,41 \Rightarrow \xi = 0,4 \quad (\text{NV 65 R II 3})$$

$$\xi = f(H)$$

H : hauteur à partir du sol

$h = 20 \Rightarrow \zeta = 0,345 \text{ NVR III}_4$ (coefficient de pulsation)

d'où $\beta = (1 + 0,4 \cdot 0,345) = 1,138$

d'où q devient :

$$q_n = 70 \cdot 1,138 = 79,5 \text{ daN/m}^2$$

$$q_{ex} = 122 \cdot 1,138 = 138,5 \text{ daN/m}^2$$

Etude du coefficient c :

Détermination de λ :

$$\lambda_a = \frac{h}{a} = \frac{16}{30} = 0,535 \quad \lambda_a < 1$$

$$\lambda_b = \frac{h}{b} = \frac{16}{15} = 1,06 \quad \lambda_b < 2,5$$

d'où N.V 22.22 donne pour :

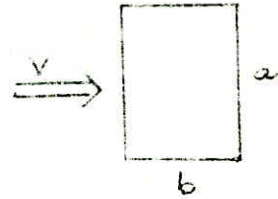
vent perpendiculaire à sa - $\delta_e = f \left(\frac{a \cdot e}{h^2} \right)$

$$\frac{a \cdot e}{h^2} = \frac{30 \cdot 4}{16 \cdot 16} = 0,47 \rightarrow \delta_e = 1$$

Vent au plancher 4^{ème} étage

Région I $q_{10} = 50 \text{ daN/m}^2$

$h = 16 \text{ m}$.



$$q_h = q_{16} \rightarrow \frac{q_h}{q_{10}} = 2,5 \frac{H+10}{H+60}$$

pression normale.

$$q_{hn} = 56 \text{ daN/m}^2$$

pression extérieure.

$$q_{hem} = 98 \text{ daN/m}^2$$

Cité exposé.

$$K_s = 0,35$$

Coefficient de réduction S dépend de la plus grande surface offerte au vent.

pour la poutre supposé sur 2 appuis: travée 5 m
La plus grande dimension est: $l_1 = 5 \text{ m}$ $l_2 = 4 \text{ m}$

d'où $S = 0,87 \text{ NVC @ 0}$.

d'où q devient.

$$q_{16n} = K_s \cdot S \cdot q_{16n} = 0,87 \times 0,35 \times 56 = 66 \text{ daN/m}^2$$

$$q_{16ex} = K_s \cdot S \cdot q_{16ex} = 0,87 \times 0,35 \times 98 = 115 \text{ daN/m}^2$$

Coefficient dynamique β .

$$\beta = 0(1 + \zeta \tau)$$

$$\theta = 1$$

$$\zeta = f(T)$$

$$T: \text{période} = T = 0,1 \times \frac{h}{\sqrt{v_{16n}}}$$

h : hauteur totale du bâtiment

l_x : dimension en plan dans la direction du vent.



$$\text{Donc } h = 16 \quad \left. \begin{array}{l} \\ l_x = 15 \end{array} \right\} \Rightarrow T = 0,10 \cdot \frac{16}{\sqrt{15}} = 0,41 \text{ s}$$

$$T = 0,41 \Rightarrow \xi = 0,4$$

$$\xi = f(H)$$

H: hauteur à partir du sol donc $H = 16$

$$\Rightarrow \xi = 0,35 \text{ coefficient de puation}$$

$$F = 1 + 0,4 \cdot 0,35 = 1,14$$

q devient :

$$q_n = 66 \cdot 1,14 = 75 \text{ daN/m}^2$$

$$q_{ex} = 115 \cdot 1,14 = 131 \text{ daN/m}^2$$

Etude du coefficient α :

Détermination de λ :

$$\lambda_a = \frac{16}{30} = 0,535 \quad \lambda_a < 1$$

$$\lambda_b = \frac{16}{15} = 1,06 \quad \lambda_b < 2,5$$

d'où N.V - 22.22 vent perpendiculaire à sa

$$\chi_e = f\left(\frac{ae}{h^2}\right)$$

$$\frac{ae}{h^2} = \frac{30 \cdot 4}{16^2} = 0,47 \rightarrow \boxed{\chi_e = 1}$$

Vent 4^{ème} étage Vent $\Rightarrow V \perp S_b$

$$\begin{aligned} b &= 15 \\ a &= 30 \\ n &= 16 \\ e &= 4 \end{aligned}$$



étude poutre 4^{ème} étage

Region I. pression base $q_{10} = 50 \text{ daN/m}^2$
 $h = 16$

$$q_{16m} = 56 \text{ daN/m}^2$$

$$q_{16ex} = 98 \text{ daN/m}^2 \text{ côté exposé } K_s = 1,35$$

détermination du coef de réduction

poutre supportée sur 2 appuis travée $5m = h$
 $l_e = 4m \left| \begin{matrix} l_e = h \\ l_e = 1,7h \end{matrix} \right.$
 la plus grande dimension $l_e = 5 \Rightarrow S = 0,87$

$$\Rightarrow q_m = K_s \cdot S \cdot q_{16m} = 1,35 \times 0,87 \times 56 = 66 \text{ daN/m}^2$$

$$q_{16ex} = K_s \cdot S \cdot q_{16ex} = 1,35 \times 0,87 \times 98 = 115 \text{ daN/m}^2$$

coef dynamique β

$$\beta = \theta (1 + \gamma \zeta)$$

$$\theta = 1$$

$$\zeta = f(T)$$

$$T: \text{periode } T = 0,10 \frac{h}{\sqrt{v_{ex}}}$$

h : hauteur totale du bâtiment

l_e : dimension en plan direction \perp vent

$$\begin{matrix} h = 16 \\ l_x = 30 \end{matrix} \Rightarrow T = 0,2901 \Rightarrow \bar{\gamma} = 0,3$$

$$\bar{\gamma} = f(H) \text{ pour } h = 16 \Rightarrow \bar{\gamma} = 0,35 \text{ coef pulsation}$$

$$\Rightarrow \beta \bar{\gamma} \beta: 1 + 0,3 \times 0,35 = 1,105.$$

d'où q devient.

$$\begin{cases} q_n = 66 \times 1,105 = 73 \text{ dan/m}^2 \\ q_{ex} = 115 \times 1,105 = 127 \text{ dan/m}^2 \end{cases}$$

Etude du coef C .

détermination γ .

$$\lambda a = \frac{h}{a} = \frac{16}{30} = 0,535 < 1$$

$$\lambda b = \frac{h}{b} = \frac{16}{15} = 1,06 < 2,5$$

et vent \perp à S_b .

$$NV.22.22 \Rightarrow \gamma_e = \gamma_0 \text{ de la construction du sol}$$

détermination γ_0 .

$$\frac{b}{a} = \frac{15}{30} = 0,5 \Rightarrow \gamma_0 = 1$$

donc

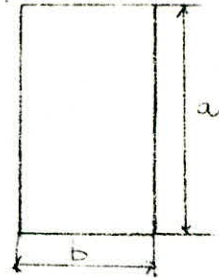
$$\gamma_e = 1$$

Vent plancher - 3^{ème} Etage.

10 Vent \perp Sa.

$$h = 12 \text{ m.}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} q_{in} = 52 \text{ daN/m}^2 \\ q_{ex} = 91 \text{ daN/m}^2 \end{cases}$$



cote exposé $K_s = 1,35$.

coef de réduction δ : poutre supportée sur 2 appuis travée $h = 5 \text{ m}$
distance coléop en hauteur $h = 4 \text{ m}$

$$l_1 > h = \delta = 0,87 \text{ pour } 5 \text{ m NVC III 9}$$

Coef dynamique β .

$$\beta = \theta (1 + \zeta \beta)$$

$$\theta = 1$$

$$\zeta = f(T)$$

$$T \text{ période } T = \frac{0,1 h}{\sqrt{c_x}} \Rightarrow T = 0,410 \Rightarrow \zeta = 0,4.$$

$$\zeta_0 = f(H) \text{ pour } H = 12 \Rightarrow \zeta_0 = 0,355.$$

$$\Rightarrow \beta = 1 + 0,4 \cdot 0,355 = 1,15.$$

$$\Rightarrow \begin{cases} q_{in} = 52 \times 1,35 \times 0,87 \times 1,15 = 70 \text{ daN/m}^2 \\ q_{ex} = 91 \times 1,35 \times 0,87 \times 1,15 = 124 \text{ daN/m}^2 \end{cases}$$

détermination du coefficient γ_e .

$$\gamma_a = \frac{h}{a} = \frac{16}{30} = 0,535 < 1$$

$$\gamma_b = \frac{h}{b} = \frac{16}{15} = 1,06 < 2,5 \quad \left| \begin{array}{l} \text{N 22,22.} \\ \text{N 22,22.} \end{array} \right.$$

$$\text{Vent } \perp \text{ Sa } \quad \gamma_e = f\left(\frac{ae}{h^2}\right)$$

h : hauteur du bâtiment

$$\frac{ae}{h^2} = \frac{30 \times 4}{16^2} = 0,47 \Rightarrow \gamma_e = 1.$$

Vent \perp Sb (3^{ème})

coefficient β .

$$\beta = \theta (1 + 5z)$$

$$\theta = 1$$

$$\xi = f(T) \quad T = \frac{0,1 h}{\sqrt{z_x}} \quad \Rightarrow \quad T = 0,1 \frac{16}{\sqrt{30}} = 0,29 \Rightarrow \xi = 0,3$$

$$h = 16$$

$$z_x = 30.$$

$$z = h = 16 \text{ m} \Rightarrow z' = 0,355.$$

$$\Rightarrow \beta = 1 + 0,355 \times 0,3 = 1,106.$$

$$\Rightarrow q_n = 52 \times 1,35 \times 0,87 \times 1,106 = 68 \text{ daN/m}^2$$

$$q_{ex} = 91 \times 1,35 \times 0,87 \times 1,106 = 117,5 \text{ daN/m}^2$$

coefficient γ_e .

pour ce genre de direction du vent
 $\gamma_e = \gamma_0$. NV 2,222

$$1 < b < 2,5 \quad \frac{b}{a} = \frac{15}{30} = 0,5 \Rightarrow \gamma_0 = 1 \text{ donc:}$$

$$\boxed{\gamma_e = 1}$$

Vent plancher 2^{ème} étage.

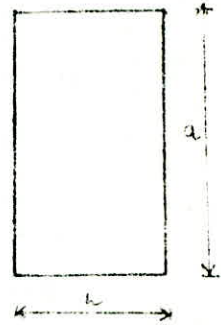
Vent \perp Sa.

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

on prendra: q_{10} (côté) NV65. \Rightarrow

$$q_{10n} = 50 \text{ daN/m}^2$$

$$q_{10ex} = 87,5 \text{ daN/m}^2$$



coef s - comme précédemment $s = 0,87$ $K_s = 1,35$

Coefficient dynamique β .

$$\beta = \theta (1 + \zeta z)$$

$$\theta = 1$$

$$\zeta = f(T) \Rightarrow \zeta = 0,4$$

$$T = 0,41$$

$\zeta = f(T)$ H hauteur à partir du sol.

$$H = 8 \Rightarrow \zeta = 0,36$$

$$\beta = 1 + 0,4 \cdot 0,36 = 1,14$$

$$\Rightarrow \begin{cases} q_n = 50 \times 0,87 \times 1,35 \times 1,14 = 67 \text{ daN/m}^2 \\ q_{ex} = 87,5 \times 0,87 \times 1,35 \times 1,14 = 116 \text{ daN/m}^2 \end{cases}$$

Coefficient γ_e .

$$NV65 2,222 \quad \gamma_e = f\left(\frac{ae}{h^2}\right)$$

$$a = 30$$

$$e = 4$$

$$h = 16$$

$$\Rightarrow \gamma_e = 1 \text{ NVR III 8.}$$

Vent \perp Sb.

même chose que précédemment sauf dans la détermination de β

$$\zeta = f(T) \quad T = 0,16 \frac{h}{L_n}$$

$$h = 16$$

$$L_n = 30$$

$$\Rightarrow T = 0,291 \Rightarrow \zeta = 0,3$$



$$\zeta: h = 8 \text{ m} \Rightarrow \zeta = 0,36.$$

$$\beta = 1 + 0,36 \cdot 0,3 = 1,108.$$

$$\Rightarrow \begin{cases} q_n = 0,87 \times 1,35 \times 1,108 \times 50 = 65 \text{ daN/m}^2 \\ q_a = 0,87 \times 1,35 \times 1,108 \times 87,5 = 113,5 \text{ daN/m}^2 \end{cases}$$

coefficient γ_e .

$$\gamma_e = \gamma_0 \text{ pour cette direction du vent NV2.222}$$

$$\frac{b}{a} = \frac{15}{30} = 0,5 \Rightarrow \gamma_0 = 1$$

$$\boxed{\gamma_e = 1}$$

ETUDE - Niveau 1Vent. \perp Sa.

$h = 4 \text{ m}$ on prendra comme précédemment

$$q_{10m} = 50 \text{ daN/m}^2$$

$$q_{100m} = 87,5 \text{ daN/m}^2$$

$$s = 0,87, \quad K_s = 1,35.$$

coefficient β .

$$\beta = 1 + \zeta \cdot \mathcal{E}$$

$$\zeta = f(T) \quad \left| \begin{array}{l} T = 0,41 \\ \Rightarrow \zeta = 0,4. \end{array} \right.$$

$$\mathcal{E} = f(H) \quad H: \text{ hauteur à partir du sol.}$$

$$H = 4 \text{ m} \Rightarrow 0,36.$$

$$\Rightarrow \beta = 1 + 0,4 \times 0,36 = 1,14.$$

$$\Rightarrow \begin{cases} q = 50 \times 0,87 \times 1,35 \times 1,14 = 67 \text{ daN/m}^2 \\ q_{ex} = 87,5 \times 0,87 \times 1,14 = 116 \text{ daN/m}^2. \end{cases}$$

coefficient γ_e .

$$\gamma_e = f\left(\frac{ae}{h^2}\right)$$

$$a = 30$$

$$e = 4$$

$$h = 1$$

$$\Rightarrow \gamma_e = 1 \text{ NV.R III 8.}$$

Vent \perp Sb

même chose que précédemment sauf de la détermination de β .

$$\zeta = f(T)$$

$$T = 0,1 \frac{h}{l_x}$$

$$h = 16.$$

$$l_x = 30.$$

$$\Rightarrow T = 0,294 - \zeta = 0,3.$$

$$\mathcal{E}: h = 4 \text{ m} \Rightarrow \mathcal{E} = 0,36.$$

$$\beta = 1 + 0,36 \times 0,3 = 1,108.$$

$$q_n = 0,87 \times 1,35 \times 1,108 \times 50 = 65 \text{ daN/m}^2$$

$$q_{\text{ex}} = 0,87 \times 1,35 \times 1,108 \times 87,5 = 113 \text{ daN/m}^2$$

Coefficient γ_e .

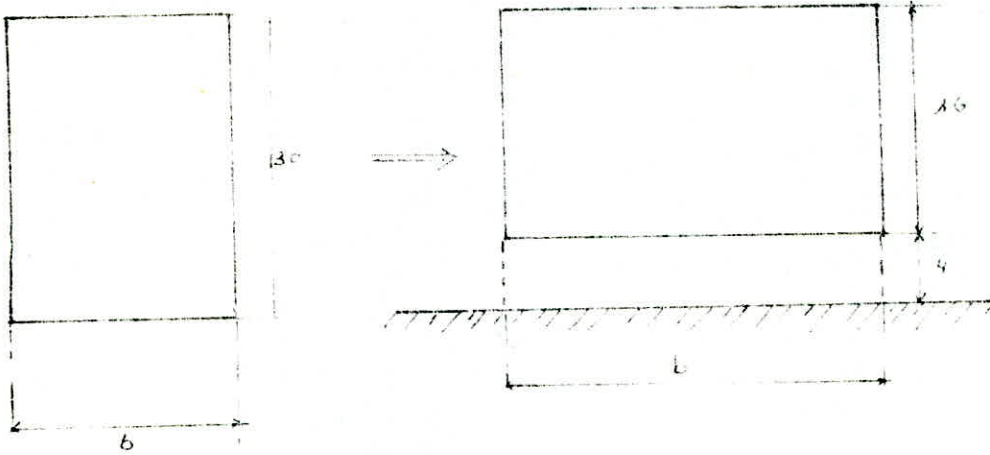
$\gamma_e = \gamma_0$ pour cette direction du vent NU 2222

$$1 < \lambda b < 2,5, \quad \frac{b}{a} = \frac{15}{30} = 0,5 \longrightarrow \gamma_0 = 1$$

$$\boxed{\gamma_e = 1}$$

Etude des coefficients - Ce.

~~pour surfaces~~



Calcul de μ : pour $S_a = \frac{S_o}{S_T}$ - Action extérieure fermée

S_o : surface ouverte

S_T : surface totale

$$\begin{array}{l} S_o = 4 \times 0,80 \times 20 \\ S_T = 30 \times 15 \end{array} \Rightarrow \frac{S_o}{S_T} = \frac{2,4 \times 20}{15 \times 30} = 0,94$$

$\mu = 14\%$. $5\% < \mu < 35\%$ partiellement ouverte.

1 Vent \perp S_a .

face au vent $C_e = 0,8$.

face sous le vent $C_e = -(1,3 \gamma_e - 0,8) = -0,5$ car $\gamma_e = 1$

$\alpha = 0$. $\gamma_e = 1 \Rightarrow$ toiture $C_e = -0,5$ NVR III G.

en dessous: $C_e = -0,8$.

$$\gamma_e = 1$$

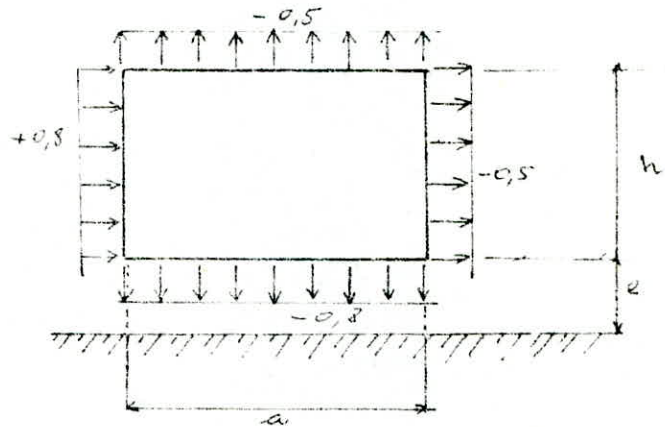
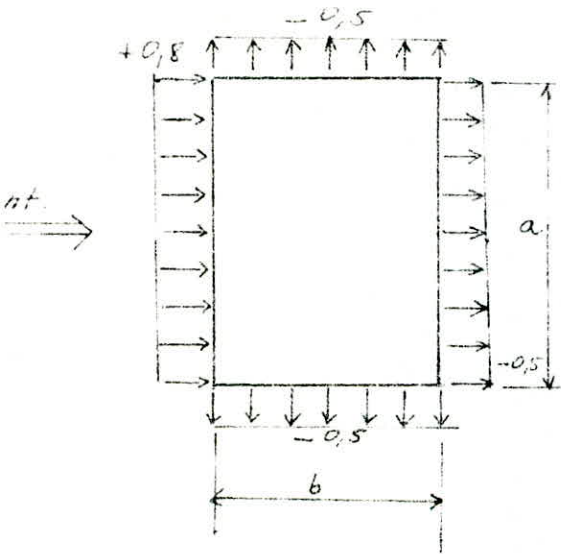
sous le vent $C_e = -(1,3 \times 1 - 0,8) = -0,5$.

faces parallèles au vent.

vent parallèle aux génératrices
on adopte pour ce les valeurs lu sur le
diagramme R III 6.

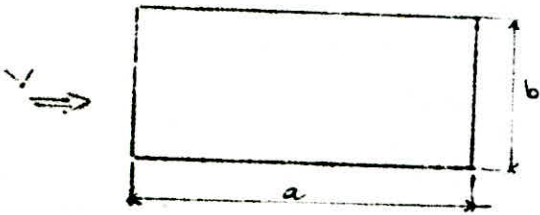
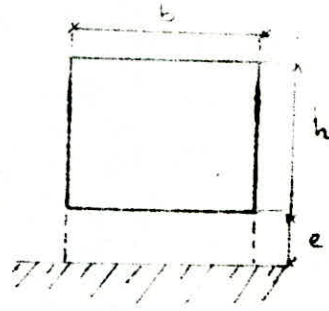
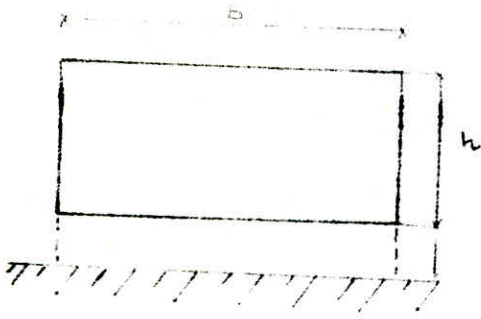
pour $\alpha = 0$ (2113 22 NV)

$C_e = -0,5$ pour toiture.



Détermination des C_e .

Vent soufflant \perp à S_b .



paroi verticale NV 65 2,13

vent normal face ouverte $C_e = +0,8$
 sous vent $C_e = -(1,3 \gamma_e + 0,8) =$

sous vent: pur. $\gamma_e = 1 \Rightarrow C_e = -(1,3 - 0,8) = -0,5$.

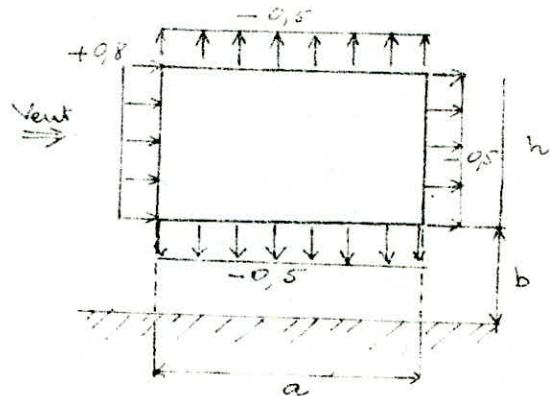
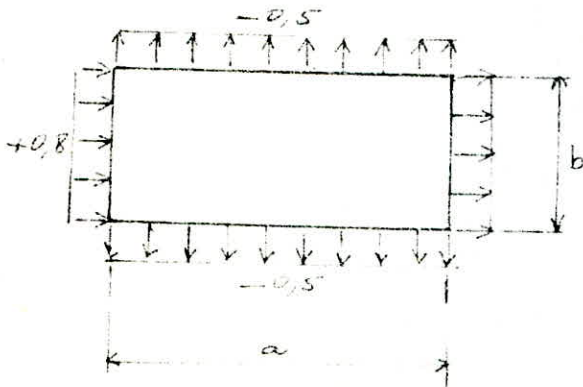
toiture $\alpha = 0, \gamma_e = 1 \Rightarrow C_e = -0,5$ NV 65 R III 6.

en dessous du bâtiment $C_e = -0,8$ NV 2,23.

Faces parallèles au vent.

vent // génératrice

on adopte pour C_e la valeur lue sur le diagramme R III 6 pour $\alpha = 0$ et $\gamma_e = 1$ - $C_e = -0,5$.



Détermination des coef c_i .

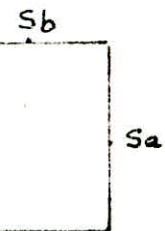
2.144. Construction comportant parois partiellement ouvertes, une ou plusieurs parois de: $5 < n < 35$.
 On applique sur les faces intérieures des différentes parois soit des surpressions soit des dépressions déterminées par simple ou double interpolation en fonction des perméabilités n entre le coefficient de constructions fermées et les fonctions des constructions ouvertes (ou perméabilité intermédiaire)
 Constructions ouvertes (2 parois opposées ouvertes)
 $n > 35 \perp$ vent.

$$\text{soit } \begin{cases} c_i = +0,6 (1,8 - 1,38e) \\ c_i = -0,6 (1,38e - 0,8) \end{cases} \quad | \quad n > 35 \perp \text{ vent}$$

$n > 35$ parallèle au vent

$$c_i = +0,6 (1,8 - 1,38e)$$

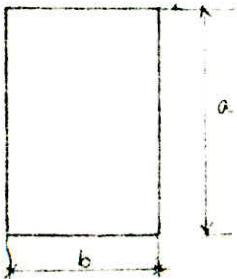
$$c_i = - (1,38 - 0,8)$$



en plan.
 = face b.
 = face a.

toiture: Pour le vent \perp Sb. Sa dépression de -0,18 est ramené à -0,20
 (R III 2,14)

Détermination des C_i



$$a = 30$$

$$b = 15$$

$$N_{sb} = \frac{S_{oa}}{S_{ta}}$$

$$N_{sb} = \frac{S_{ob}}{S_{tb}}$$

S_{oa} : surface ouverte dans la surface S_a

S_{ta} : surface totale S_a

S_{ob} : surface.

$$\begin{array}{l} S_{oa} = 4 \times 0,80 \times 20 \\ S_{ta} = 15 \times 30 \end{array} \Rightarrow N_{sa} = 0,14 = 14\%$$

$$\begin{array}{l} S_{ob} = 0,30 \times 4 \times 10 \\ S_{tb} = 15 \times 16 = \end{array} \Rightarrow N = \frac{S_{ob}}{S_{tb}} = 0,05 = 5\%$$

$N = 5\%$

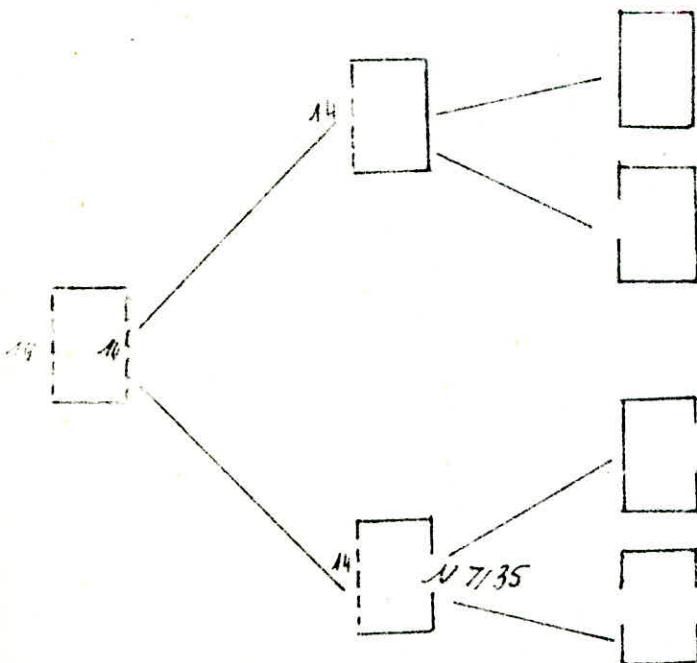
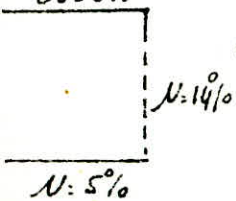
On considère que S_a : partiellement ouverte

S_b : fermée.

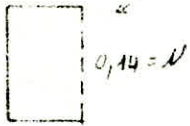
Comme le bâtiment est symétrique par rapport à ses axes

Ce cas est intermédiaire: (I)

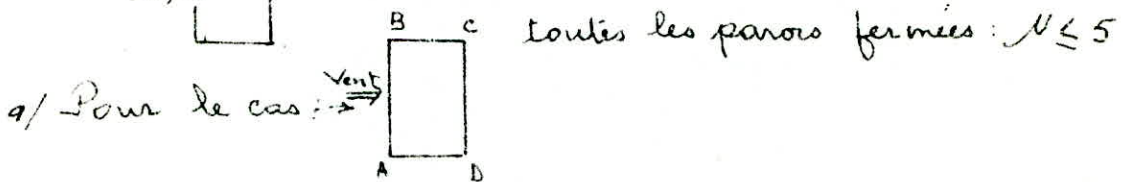
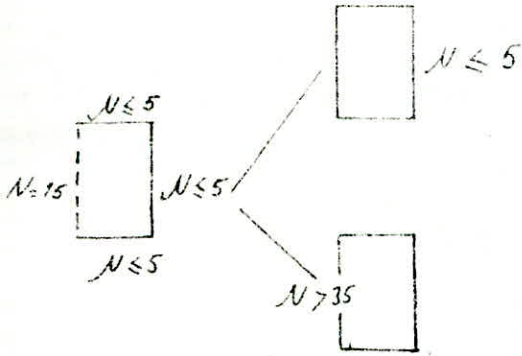
par interpolation il correspondra à



Etude du bâtiment à configuration:



Sa paroi opposée à la paroi partiellement ouverte de perméabilité $N=14$ à une perméabilité $N \leq 5$ et fait obstacle de l'écoulement de l'air. Ce cas est intermédiaire II au cas suivant.

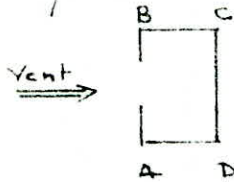


Sur chacune des parois: AB, BC, CD et AD on a soit:
 - une surpression $C_i = +0,6 (1,8 - 1,3 \gamma_e)$
 - une dépression $C_i = -0,6 (1,3 \gamma_e - 0,8)$
 pour $\gamma_e = 1$ soit $\begin{cases} C_i = +0,6 (1,8 - 1,3) = +0,3 \\ C_i = -0,6 (1,3 - 0,8) = -0,3 \end{cases}$

b/ Pour le cas on on a:

1 paroi ouverte $N > 35$ et les 3 autres fermées $N \leq 5$.

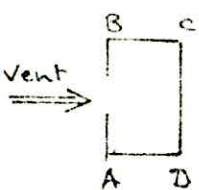
b₁ paroi ouverte ($N \leq 35$) au vent.



paroi de perméabilité $N \leq 5$
 $C_i = +0,8$

paroi de perméabilité $N > 5$ / AB:
 $\gamma_e = 1 \Rightarrow \begin{cases} C_i = -0,6 (1,3 \gamma_e - 0,8) \\ C_i = -0,6 (1,3 - 0,8) = -0,3 \end{cases}$

- Construction ouverte comportant une paroi ouverte :



La paroi ouverte $N \geq 35$ les autres parois $N \leq 5$.

paroi ouverte $N \geq 35$ au vent.

paroi de perméabilité $N \leq 5$ BC, CD, AD.

$c_i^e = +0,8$.
paroi de perméabilité : $N \geq 35$ AB.

$$c_i^e = -0,6 (1,3 \gamma_e - 0,8)$$

$$\gamma_e = 1.$$

$$c_i^e = -0,6 (1,3 - 0,8) = -0,3.$$

Paroi ouverte sous le vent (normale au vent)

- paroi $N \leq 5$ BC, CD, AD

$$c_i^e = - (1,3 \gamma_e - 0,8) = -0,5$$

$$\gamma_e = 1$$

- paroi de perméabilité

$N \geq 35$ AB.

$$c_i^e = +0,6 (1,8 - 1,3 \gamma_e) \Rightarrow c_i^e = +0,3$$

$$\gamma_e = 1$$

Paroi ouverte ($N \geq 35$ sous le vent // vent)

paroi $N \leq 5$ BC, CD, AD

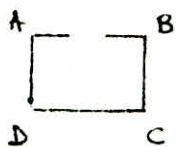
$$c_i^e = - (1,3 \gamma_e - 0,8) \Rightarrow c_i^e = -0,5$$

$$\gamma_e = 1$$

paroi $N \geq 35$ AB.

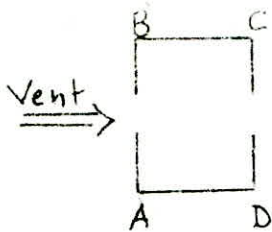
$$c_i^e = +0,6 (1,8 - 1,3 \gamma_e) = +0,3$$

$$\gamma_e = 1$$



Construction ouverte comportant 2 parois
opposées ouvertes.
ouvertes $U \geq 35$
Les autres parois $U \leq 5$.

Les 2 parois ouvertes permettent l'écoulement de l'air
parois ouvertes ($U \geq 35$) normale au vent.



Sur chacune des parois AB, BC, CD et AD on applique

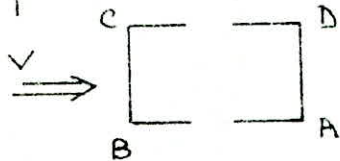
soit une surpression $c_i^o = +0,6 (1,8 - 1,3 \delta_e)$

~ ~ dépression $c_i^o = -0,6 (1,3 \delta_e - 0,8)$

$$\delta_e = 1$$

$$\text{soit } \begin{cases} c_i^o = +0,6 (1,8 - 1,3) = +0,3 \\ -c_i^o = -0,6 (1,3 - 0,8) = -0,3 \end{cases}$$

Les 2 parois ouvertes ($U \geq 35$) parallèles au vent



Sur chacune des parois AB, BC, CD et AD.

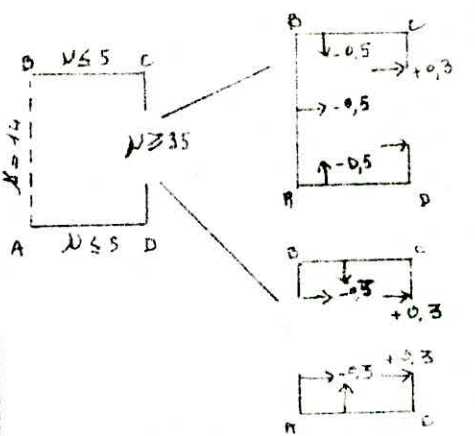
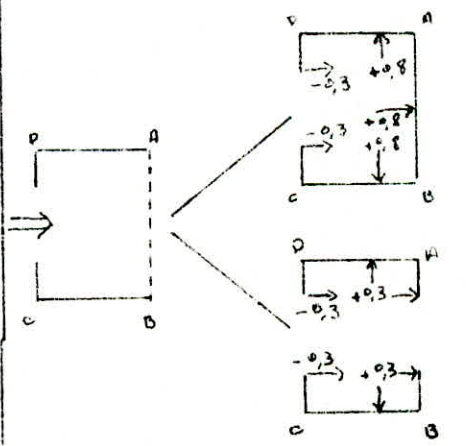
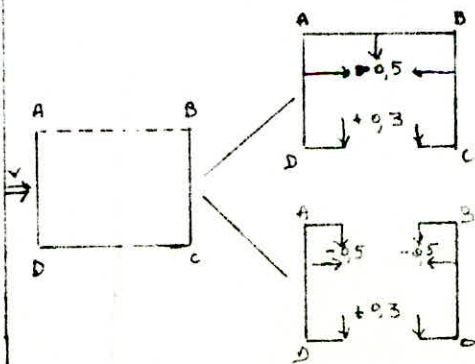
on applique soit.

une surpression $c_i^o = +0,6 (1,8 - 1,3 \delta_e)$

une dépression $c_i^o = - (1,3 \delta_e - 0,8)$

$$\delta_e = 1 \Rightarrow \begin{cases} \text{soit } c_i^o = +0,6 (1,8 - 1,3) \\ \text{soit } c_i^o = - (1,3 - 0,8) \end{cases}$$

La paroi opposée à la paroi partiellement ouverte de perméabilité $\mu = 14$ a une perméabilité $\mu = 35$ et permet l'écoulement de l'air. Ce cas est intermédiaire aux cas des pages C1.

Direction du vent	Interpolation	Action intérieure C_i
<p>Paroi de perméabilité $\mu = 14$ au vent</p>		<p>AB, BC, AD</p> $C_i = 0,3 - 0,5 \frac{35-14}{35-5} = -0,44$ <p>Paroi CD.</p> $C_i = +0,3$
<p>Paroi partiellement ouverte sous le vent et normale au vent.</p>		<p>Paroi AB, BC, et AD</p> $C_i = +0,3 + 0,5 \frac{35-14}{35-5} = +0,65$ <p>Paroi CD.</p> $C_i = -0,3$
<p>Paroi partiellement ouverte sous le vent.</p>		<p>AB, BC, et D</p> $C_i = -0,5$ <p>CD.</p> $C_i = +0,3$

Paroi ouverte ($U \geq 35$) sous le vent et parallèle au vent. 33



Paroi de perméabilité $U < 5$, BC, CD, AD -

$$c_i = (-1,3 \gamma_e - 0,8) \quad ; \quad c_{ei} = -0,5$$

$$\gamma_e = 1$$

Paroi $U \geq 35$ (AB) -

$$c_i = +0,6 (18 - 13 \gamma_e) \quad ; \quad c_{ei} = +0,3$$

$$\gamma_e = 1$$

Evénements oucas intermédiaire II

Direction du Vent	Interpolation	Action Intérieure
<p>Paroi Partiellement ouverte</p>		<p>Parois BC, CD, AD</p> $c_i = +0,3 + 0,5 \frac{14-5}{35-5} = +0,45$ <p>Paroi AB</p> $c_i = -0,3$
<p>Paroi Partiellement ouverte sous le vent et perpendiculaire au vent</p>		<p>Paroi BC, CD, AD</p> $c_i = -0,3 - 0,2 \frac{9}{30} = -0,36$ <p>Paroi AB</p> $c_i = +0,30$
<p>Paroi Partiellement ouverte sous le vent et parallèle au vent</p>		<p>Paroi BC, CD, AD</p> $c_i = -0,3 - 0,2 \frac{9}{30} = -0,36$ <p>Paroi AB</p> $c_i = +0,3$

4^e La paroi opposée à la paroi partiellement ouverte de perméabilité 14 est partiellement ouverte et a une perméabilité de 14.

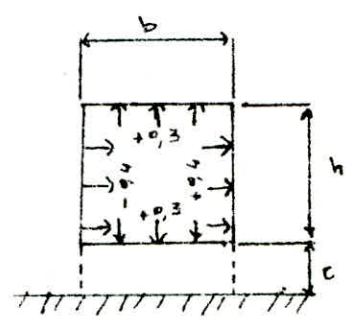
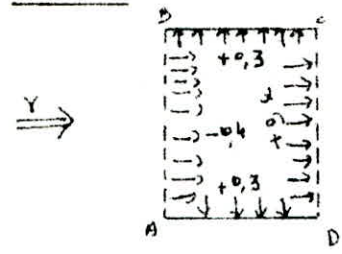
Ce cas est intermédiaire entre les 2 exemples précédents qui sont:

- La paroi opposée à la paroi partiellement ouverte de perméabilité $\mu=14$ a une perméabilité $\mu > 35$ et permet l'écoulement de l'air.
- La paroi opposée à la paroi partiellement ouverte de perméabilité $\mu=14$ a une perméabilité $\mu=5$ fait obstacle à l'écoulement de l'air (voir D).

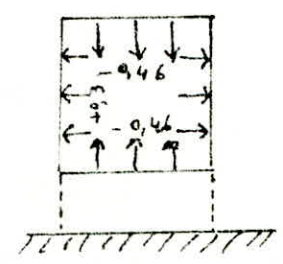
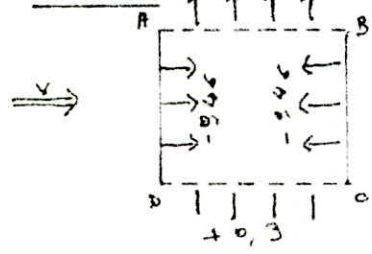
Direction du Vent	Interpolation	Action intérieure
<p>Paroi de perméabilité $\mu=14$ au Vent</p>		<p>Paroi AB:</p> $C_i = -0,3 \cdot 0,14 \frac{14-5}{35-5} = -0,4$ <p>Paroi CD:</p> $C_i = +0,3 + 0,15 \frac{35-14}{35-5} = +0,4$ <p>Paroi BC et AD:</p> $C_i = 0,45 - 0,83 \frac{14-5}{30} = +0,30$
<p>Parois partiellement ouvertes parallèles au Vent</p>		<p>Paroi BC, AD:</p> $C_i = -0,36 - 0,14 \frac{14-5}{30} = -0,46$ <p>Paroi AB:</p> $C_i = +0,3 - 0,8 \frac{14-5}{30} = +0,6$ <p>Paroi CD:</p> $C_i = -0,36 + 0,66 \frac{35-14}{30} = +0,6$

On aura finalement:

1^{er} cas



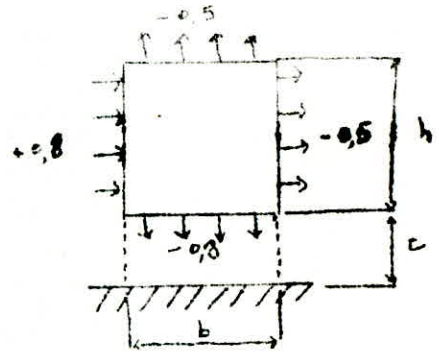
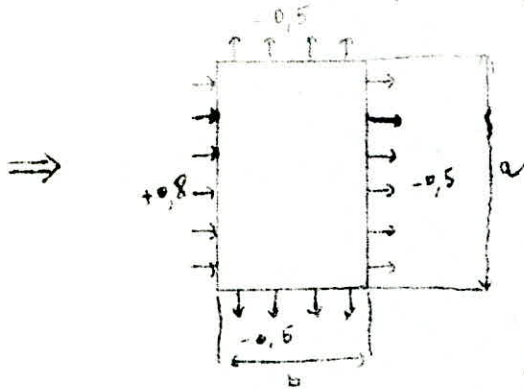
2^{eme} cas



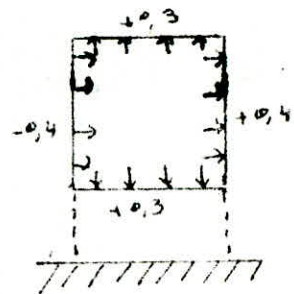
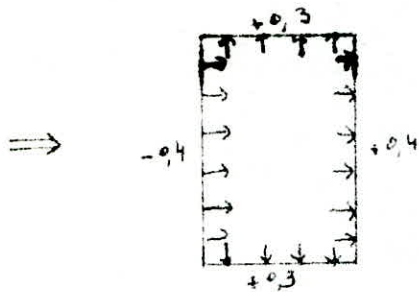
Combinaison des coefficients c_e et c_i

Vent soufflant \perp Sa

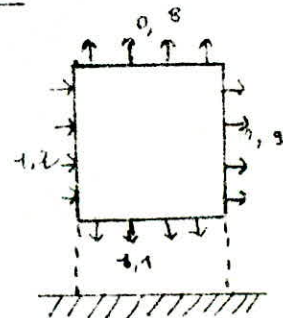
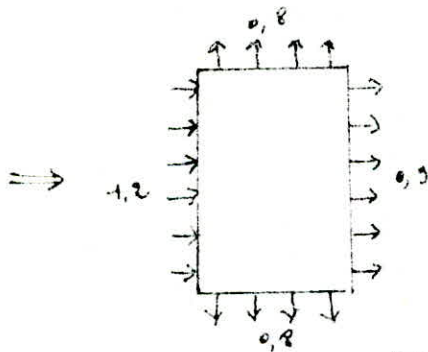
Coefficient c_e



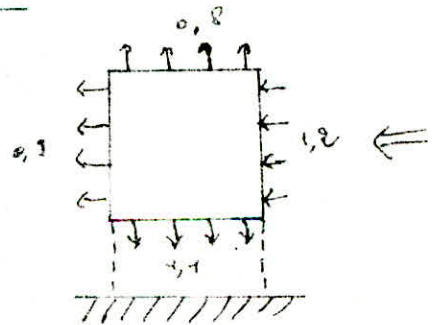
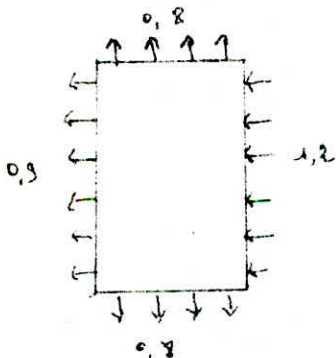
Coefficient c_i



Coefficient (recta) $\cdot (c_e - c_i)$

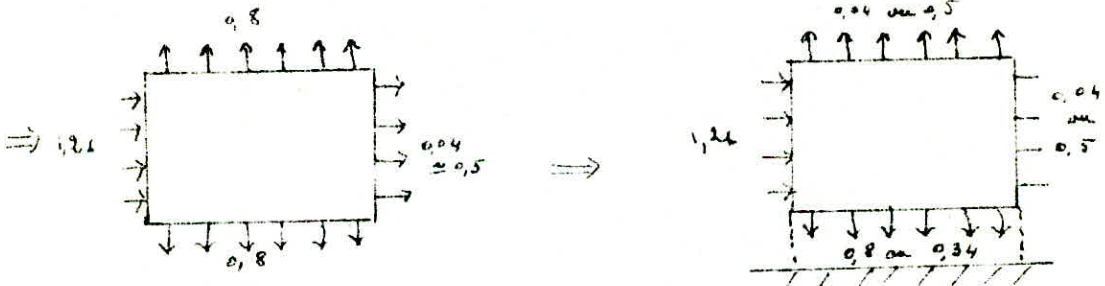
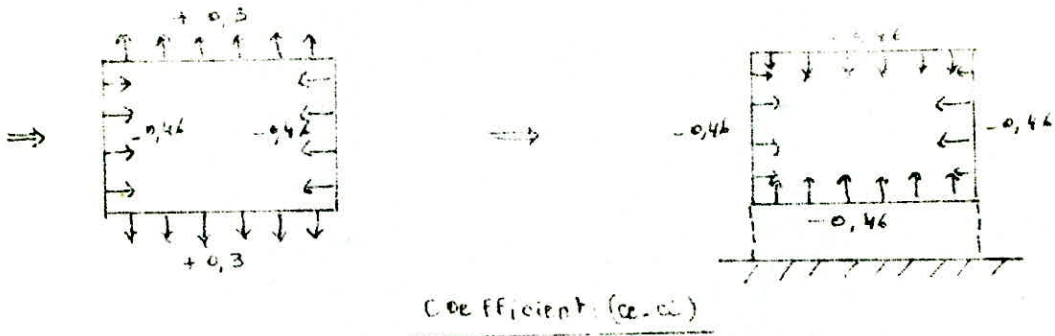


Suivant la direction inderogablement
on aura par symetrie.

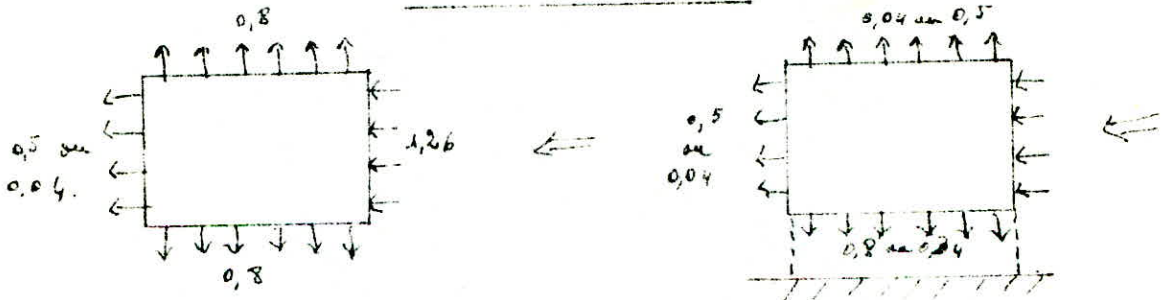


Vent soufflant \perp Sb

Coefficient c_e .

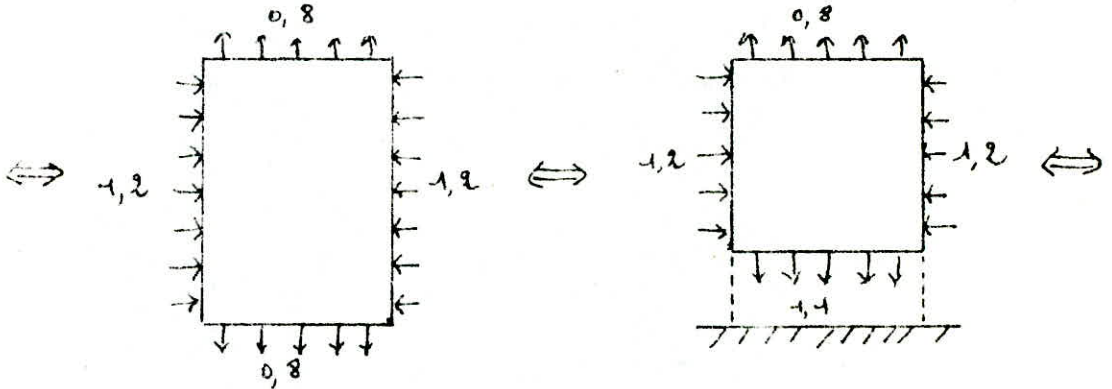


Suivant la direction inverse du vent
on aura par symetrie

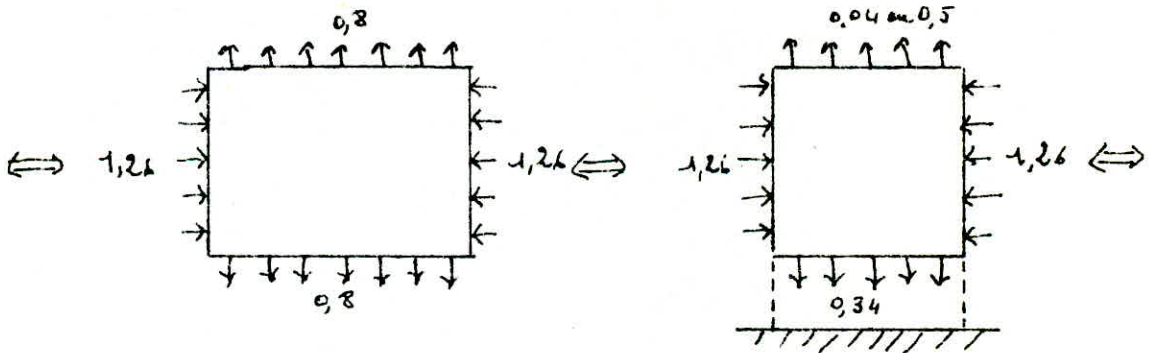


Combinaison défavorable (vent) dans chaque direction.

• Vent soufflant \perp So.



• Vent soufflant \perp Sb



Pression du vent/

1°/ vent soufflant perpendiculairement à sb au niveau de la toiture :

$$q_n = 7,75 \text{ daN/m}^2$$

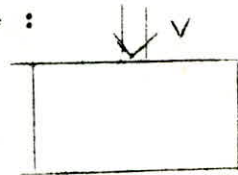
$$q_{ex} = 135 \text{ daN/m}^2$$



2°/ vent soufflant à sa au niveau de la toiture :

$$q_n = 79,5 \text{ daN/m}^2$$

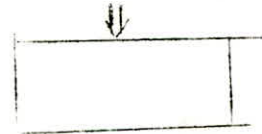
$$q_{ex} = 138,5 \text{ daN/m}^2$$



3°/ vent soufflant perpendiculairement à sa au niveau du 4^e étage :

$$q_n = 75 \text{ daN/m}^2$$

$$q_{ex} = 131 \text{ daN/m}^2$$



4°/ vent soufflant perpendiculairement à sb au niveau du 4^e étage :

$$q_n = 73 \text{ daN/m}^2$$

$$q_{ex} = 127 \text{ daN/m}^2$$

5°/ vent soufflant perpendiculairement à sa au niveau du 3^e étage :

$$q_n = 52 \cdot 1,35 \cdot 0,87 \cdot 1,15 = 70 \text{ daN/m}^2$$

$$q_{ex} = 91 \cdot 1,35 \cdot 0,87 \cdot 1,15 = 124 \text{ daN/m}^2$$

6°/ vent soufflant perpendiculairement à sb au niveau du 3^e étage :

$$q_n = 68 \text{ daN/m}^2$$

$$q_{ex} = 117,5 \text{ daN/m}^2$$

7°/ vent soufflant perpendiculairement à sa au niveau du 2^e étage :

$$q_n = 67 \text{ daN/m}^2$$

$$q_{ex} = 116,5 \text{ daN/m}^2$$

8°/ vent soufflant perpendiculairement à sb au niveau du 2^e étage :

$$q_n = 65 \text{ daN/m}^2$$

$$q_{ex} = 113,5 \text{ daN/m}^2$$

9°/ vent soufflant perpendiculairement à sa au niveau du 1^e étage :

$$q_n = 67 \text{ daN/m}^2$$

$$q_{ex} = 116 \text{ daN/m}^2$$

10°/ vent soufflant perpendiculairement à sb au niveau du 1^e étage :

$$q_n = 65 \text{ daN/m}^2$$

$$q_{ex} = 113 \text{ daN/m}^2$$

Détermination des pressions finales

1°/ vent soufflant perpendiculairement à sa :

• au niveau de la toiture :

- normal :

$$P_{AB} = P_{DC} = 79,5 \cdot 1,2 = 95,5 \text{ daN/m}^2$$

$$P_{AD} = P_{BC} = 79,5 \cdot 0,8 = 63,5 \text{ daN/m}^2$$

- extrême :

$$P_{AB} = P_{DC} = 138,5 \cdot 1,2 = 166 \text{ daN/m}^2$$

$$P_{AD} = P_{BC} = 138,5 \cdot 0,8 = 115 \text{ daN/m}^2$$

• au niveau du 4^e étage :

- normal :

$$P_{AB} = P_{DC} = 1,2 \cdot 75 = 90 \text{ daN/m}^2$$

$$P_{AD} = P_{BC} = 0,8 \cdot 75 = 60 \text{ daN/m}^2$$

- extrême :

$$P_{AB} = P_{DC} = 1,2 \cdot 131 = 157 \text{ daN/m}^2$$

$$P_{AD} = P_{BC} = 0,8 \cdot 131 = 105 \text{ daN/m}^2$$

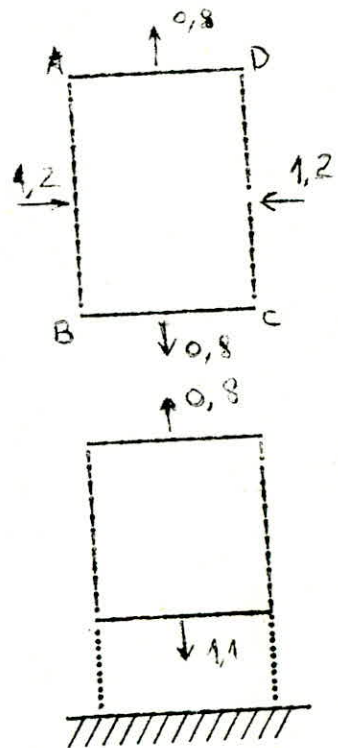
• soulèvement : Ps

- normal :

$$P_s = 0,8 \cdot 79,5 = 63,5 \text{ daN/m}^2$$

- extrême :

$$P_s = 0,8 \cdot 138,5 = 111 \text{ daN/m}^2$$



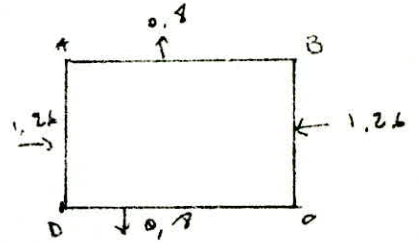
2° Vent soufflant \perp Sb● au niveau de la toiture:- normale:

$$P_{AB} = 0,8 \times 77,5 = 62 \text{ daN/m}^2$$

$$P_{DC} = 0,8 \times 77,5 = 62 \text{ daN/m}^2$$

$$P_{AD} = 1,26 \times 77,5 = 97,6 \text{ daN/m}^2$$

$$P_{BC} = 1,26 \times 77,5 = 97,6 \text{ daN/m}^2$$

- Extrême:

$$P_{AB} = P_{DC} = 0,8 \times 135 = 108 \text{ daN/m}^2$$

$$P_{AD} = P_{BC} = 1,26 \times 135 = 170 \text{ daN/m}^2$$

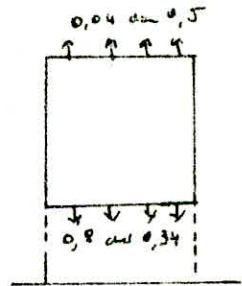
● au niveau du 4^e étage:- normale:

$$P_{AB} = 0,8 \times 73 = 58,5 \text{ daN/m}^2$$

$$P_{DC} = 0,8 \times 73 = 58,5 \text{ daN/m}^2$$

$$P_{AD} = 1,26 \times 73 = 92 \text{ daN/m}^2$$

$$P_{BC} = 1,26 \times 73 = 92 \text{ daN/m}^2$$

- Extrême:

$$P_{AB} = P_{DC} = 0,8 \times 127 = 101,5 \text{ daN/m}^2$$

$$P_{AD} = P_{BC} = 1,26 \times 127 = 160 \text{ daN/m}^2$$

● Soulevement P_s :

$$\begin{aligned} P_s &= 0,5 \times 77,5 = 38,8 \text{ daN/m}^2 \\ \text{- normale: } &\left\{ \begin{array}{l} P_s = 0,04 \times 77,5 = 3,1 \text{ daN/m}^2 \end{array} \right. \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_s &= 0,5 \times 135 = 67,5 \text{ daN/m}^2 \\ \text{- extrême: } &\left\{ \begin{array}{l} P_s = 0,04 \times 135 = 5,4 \text{ daN/m}^2 \end{array} \right. \end{aligned}$$

3°/ Vent soufflant perpendiculairement à sa au niveau du 3^e ét.

- normal :

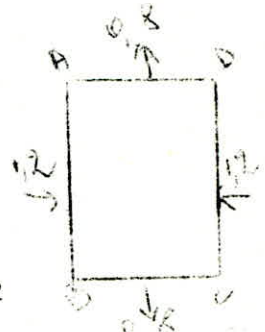
$$PAB = PDC = 1,2 \cdot 70 = 84 \text{ daN/m}^2$$

$$PAD = PBC = 0,8 \cdot 70 = 56 \text{ daN/m}^2$$

- extrême :

$$PAB = PDC = 0,8 \cdot 68 = 54,4 \text{ daN/m}^2$$

$$PAD = PBC = 1,26 \cdot 68 = 85,68 \text{ daN/m}^2$$



4°/ Vent soufflant perpendiculairement à sb au niveau du 3^e ét.

- normal :

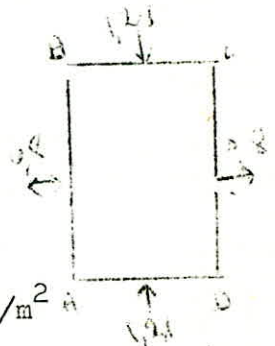
$$PAB = PCD = 0,8 \cdot 68 = 54,4 \text{ daN/m}^2$$

$$PAD = PBC = 1,26 \cdot 68 = 85,68 \text{ daN/m}^2$$

- extrême :

$$PAB = PCD = 0,8 \cdot 117,5 = 94 \text{ daN/m}^2$$

$$PAD = PBC = 1,26 \cdot 117,5 = 147,5 \text{ daN/m}^2$$



5° Vent soufflant perpendiculairement à sa au niveau du 2^e ét.

- normal :

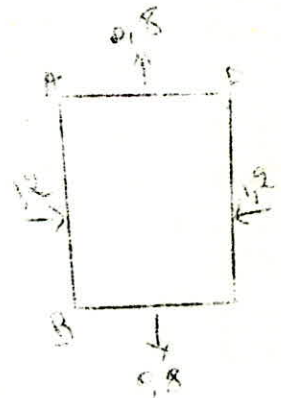
$$PAB = PCD = 1,2 \cdot 67 = 80,4 \text{ daN/m}^2$$

$$PAD = PBC = 0,8 \cdot 67 = 53,6 \text{ daN/m}^2$$

- extrême :

$$PAB = PCD = 1,2 \cdot 116 = 139 \text{ daN/m}^2$$

$$PAD = PBC = 0,8 \cdot 116 = 92,8 \text{ daN/m}^2$$



6°/ Vent soufflant \perp à sb au niveau du 2^e étage:

- normale:

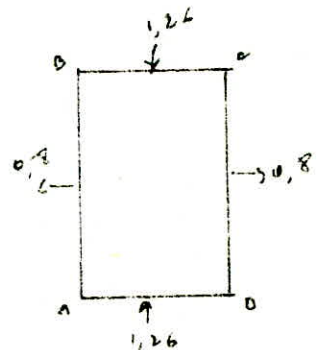
$$P_{AB} = P_{CD} = 0,8 \times 65 = 52 \text{ daN/m}^2$$

$$P_{AD} = P_{BC} = 1,26 \times 65 = 81,90 \text{ daN/m}^2$$

- Extrême:

$$P_{AB} = P_{CD} = 0,8 \times 113,5 = 90,8 \text{ daN/m}^2$$

$$P_{AD} = P_{BC} = 1,26 \times 113,5 = 142 \text{ daN/m}^2$$



7°/ Vent soufflant \perp à sa au niveau du 1^{er} étage:

- normale:

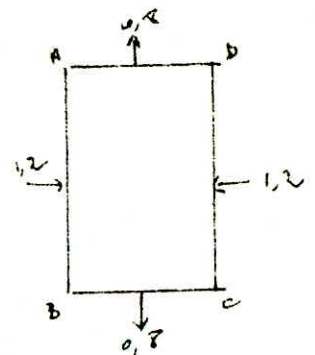
$$P_{AB} = P_{CD} = 1,2 \times 67 = 80,4 \text{ daN/m}^2$$

$$P_{AD} = P_{BC} = 0,8 \times 67 = 54,6 \text{ daN/m}^2$$

- Extrême:

$$P_{AB} = P_{CD} = 1,2 \times 116 = 139,2 \text{ daN/m}^2$$

$$P_{AD} = P_{BC} = 0,8 \times 116 = 92,8 \text{ daN/m}^2$$



8°/ Vent soufflant \perp à sb au niveau du 1^{er} étage:

- normale:

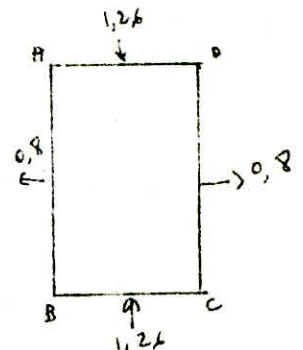
$$P_{AB} = P_{DC} = 0,8 \times 65 = 52 \text{ daN/m}^2$$

$$P_{AD} = P_{BC} = 1,26 \times 65 = 81,90 \text{ daN/m}^2$$

- Extrême:

$$P_{AB} = P_{DC} = 0,8 \times 113,5 = 90,8 \text{ daN/m}^2$$

$$P_{AD} = P_{BC} = 1,26 \times 113,5 = 142 \text{ daN/m}^2$$



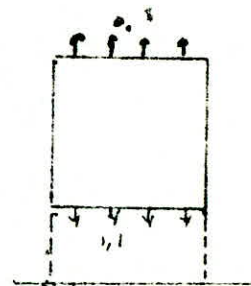
9° Vent soufflant \perp à SB : effet au dessous du plancher 1.

- normale :

$$P = 1,1 \times 67 = 73,7 \text{ daN/m}^2$$

- Extrême :

$$P = 1,1 \times 116 = 127,6 \text{ daN/m}^2$$



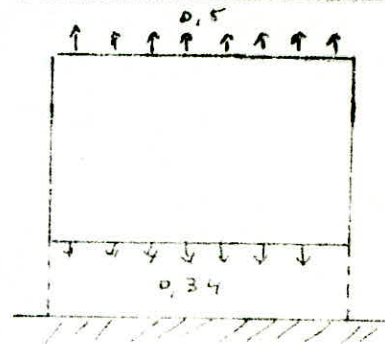
10° Vent soufflant \perp à SB : effet au dessous du plancher 1.

- normale :

$$P = 0,34 \times 65 = 22,1 \text{ daN/m}^2$$

- Extrême :

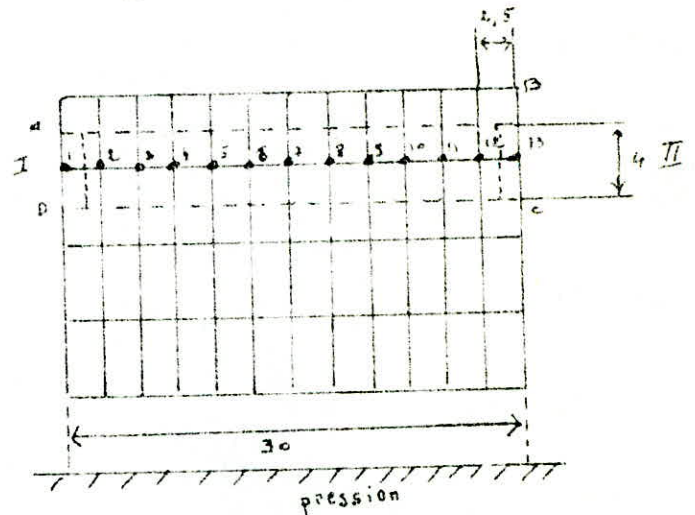
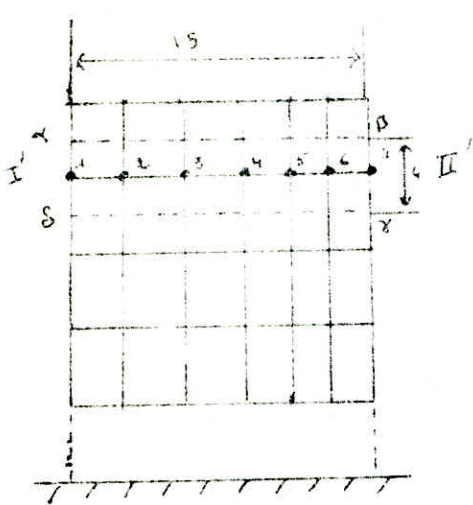
$$P = 0,34 \times 113 = 38,42 \text{ daN/m}^2$$



Détermination des efforts du vent au niveau des poutres de plancher

- 4^e niveau : vent \perp Sa

- pression normale : $q_n = 75 \text{ daN/m}^2$
 - pression extrême : $q_{ek} = 135,5 \text{ daN/m}^2$



- La poutre (I, II) du 4^e étage va reprendre comme d'habitude celle qui s'applique à la surface ABCD : soient les forces ponctuelles sur les points 1, 2, 3, ..., 13.

Les points 1 et 13 vont reprendre :

$$\left. \begin{aligned} F_{13} = F_1 &= \frac{2,5}{2} \times 4 \times 30 = 450 \text{ daN} \\ F'_{13} = F'_1 &= \frac{2,5}{2} \times 4 \times 157 = 785 \text{ daN} \end{aligned} \right\} \begin{array}{l} \text{normale} \\ \text{extrême} \end{array}$$

Les points 2, 3, 4, ..., 12 vont reprendre :

$$\left. \begin{aligned} F_2 = F_3 = \dots = F_{12} &= 2,5 \times 4 \times 30 = 900 \text{ daN} \rightarrow \text{normale} \\ F'_2 = F'_3 = \dots = F'_{12} &= 2,5 \times 4 \times 157 = 1570 \text{ daN} \rightarrow \text{extrême} \end{aligned} \right\}$$

- La poutre (I', II') va reprendre la pression du vent qui s'applique sur la surface (A B C D). Cette pression va se traduire par des sollicitations (forces) sur les points 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7.

Sur les points 1 et 7 :

$$\left. \begin{aligned} b_1 = b_7 &= \frac{2,5}{2} \times 4 \times 60 = 300 \text{ daN} \\ b'_1 = b'_7 &= \frac{2,5}{2} \times 4 \times 105 = 525 \text{ daN} \end{aligned} \right\} \begin{array}{l} \text{normale} \\ \text{extrême} \end{array}$$

Sur les points 2, 3, 4, 5, 6.

$$\begin{aligned} b_2 = b_4 &= 2,5 \times 4 \times 60 = 600 \text{ daN} \\ b'_2 = b'_4 &= 2,5 \times 4 \times 105 = 1050 \text{ daN} \end{aligned} \quad \left. \begin{array}{l} \text{normale} \\ \text{extrême.} \end{array} \right\}$$

Vent \perp à Sb.

• Poutre I, II :

$$F_1 = F_{13} = \frac{2,5}{2} \times 4 \times 58,5 = 291 \text{ daN}$$

$$F'_1 = F'_{13} = \frac{2,5}{2} \times 4 \times 101,5 = 507,5 \text{ daN}$$

$$F_2 = F_3 = \dots F_{12} = 291 \times 2 = 582 \text{ daN}$$

$$F'_2 = F'_3 = \dots F'_{12} = 507,5 \times 2 = 1015 \text{ daN}$$

• Poutre I', II' :

$$b_1 = b_7 = \frac{2,5}{2} \times 4 \times 92 = 460 \text{ daN}$$

$$b'_1 = b'_7 = \frac{2,5}{2} \times 4 \times 160 = 800 \text{ daN}$$

$$b_2 = b_3 = b_6 = 460 \times 2 = 920 \text{ daN}$$

$$b'_2 = b'_3 = \dots b'_6 = 800 \times 2 = 1600 \text{ daN}$$

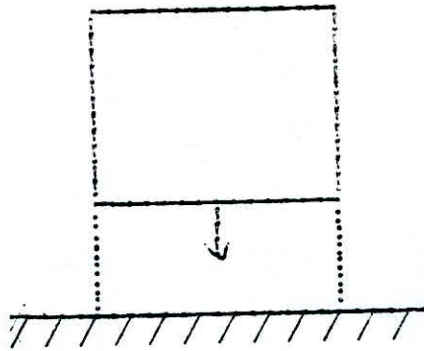
Sur les autres niveaux (3, 2) on prendra les efforts du 4^e niveau ou qu'ils sont les plus défavorables (sauf pour le 1^{er} niveau qui est soumis à des efforts de dépression en dessous du plancher).

- Etude du niveau 1 :

En dessus du niveau 1 , on a des efforts de dépression qui ont le même sens que la gravité (efforts verticaux → qu'on ajoutera aux efforts verticaux de charge et surcharge .

Vent soufflant perpendiculairement à sa donnant les dépressions les plus défavorables .

$$\left. \begin{array}{l} P_n = 73,5 \text{ daN/m}^2 \\ P_{ex} = 127,5 \text{ daN/m}^2 \end{array} \right\} \text{dépression.}$$



48

ETUDE DU SOULEVEMENT DE LA TOITURE

• Pression de soulèvement normale /

$$P_{sn} = 63,5 \text{ daN/m}^2$$

• Pression de soulèvement extrême /

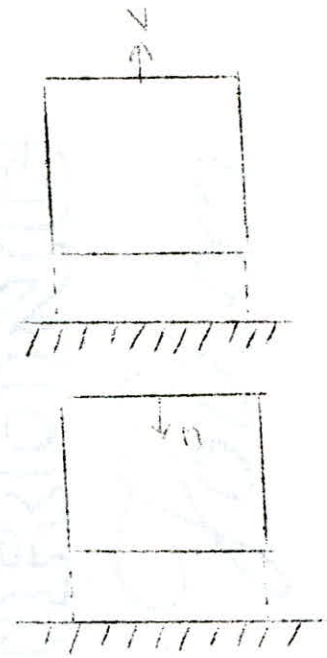
$$P_{sex} = 111 \text{ daN/m}^2$$

• neige normale /

$$P_{n0} = 35 \text{ daN/m}^2$$

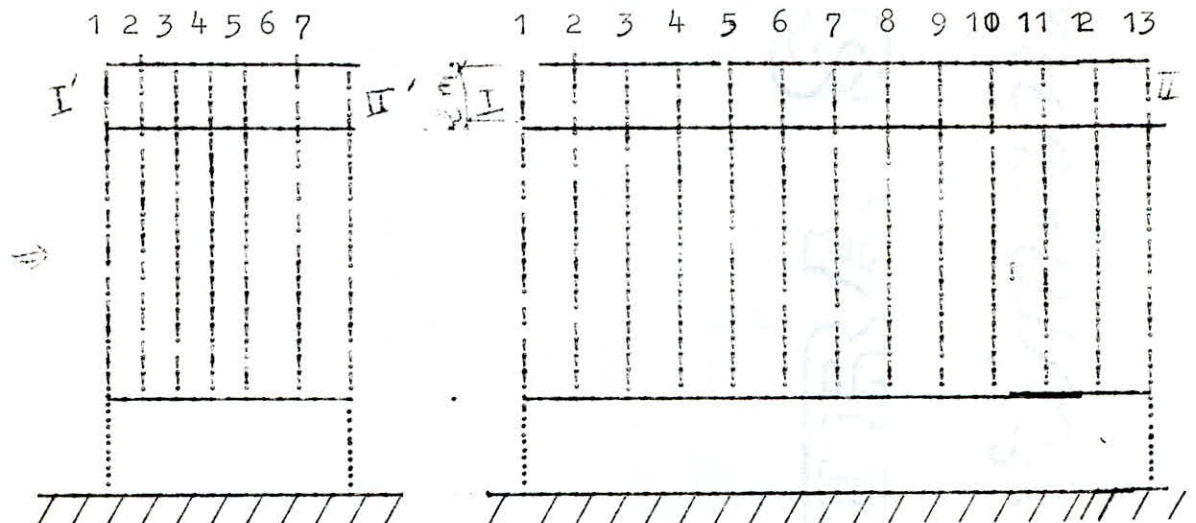
• neige extrême /

$$P'_{n0} = 60 \text{ daN/m}^2$$



Efforts au niveau de la toiture /

a/ Vent perpendiculaire à sa /



Poutre I, II /

Pression normale : $P_n = 15,5 \text{ daN/m}^2$

Pression extrême : $P_{ex} = 166 \text{ daN/m}^2$

$$F_1 = F_{13} = \frac{2,5}{2} \cdot 2 \cdot 95,5 = 240 \text{ daN}$$

$$F_2 = \dots = F_{12} = 240 \cdot 2 = 480 \text{ daN}$$

$$F'_1 = F'_{13} = \frac{2,5}{2} \cdot 2 \cdot 166 = 415 \text{ daN}$$

$$F'_2 = \dots = F'_{12} = 415 \cdot 2 = 830 \text{ daN}$$

b/ vent perpendiculaire à sb :

poutre I', II' .

$$P_n = 97,6 \text{ daN/m}^2$$

$$P_{ex} = 170 \text{ daN/m}^2$$

$$f_1 = f_7 = \frac{2,5}{2} \cdot 2 \cdot 97,6 = 248 \text{ daN}$$

$$f_2 = \dots f_{12} = 2 \cdot 248 = 496 \text{ daN}$$

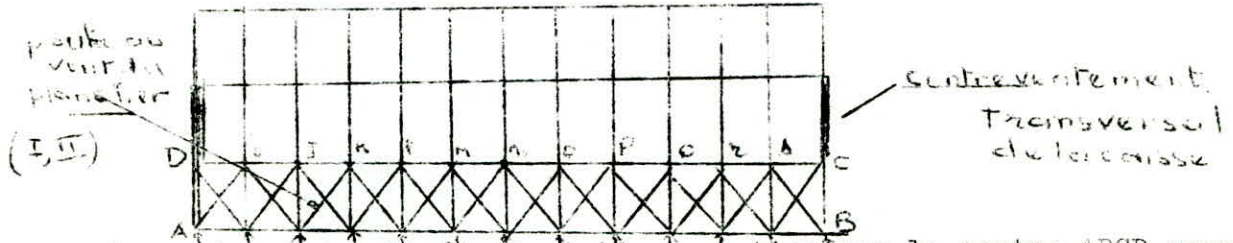
$$f'_1 = f'_7 = \frac{2,5}{2} \cdot 2 \cdot 170 = 425 \text{ daN}$$

$$f'_2 = f'_{12} = 2 \cdot 425 = 850 \text{ daN}$$

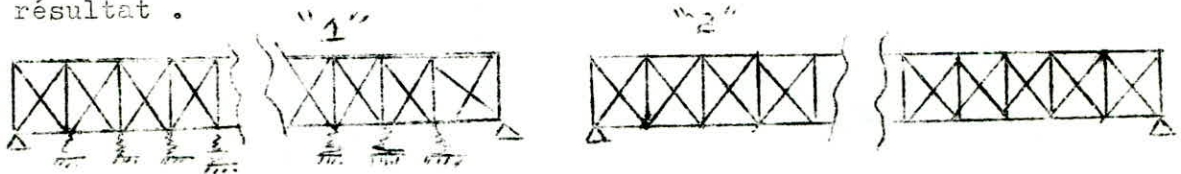
Etude du contreventement au niveau des planchers

Poutre au vent longitudinale

La poutre au vent ABCD raidit le plancher et transmet les efforts du vent au contreventement transversaux de la caisse .



Le contreventement étant rigide on estime que la poutre ABCD comme une poutre appuyée en 2 points (D Et C) ; les autres points de liaison (i, j, k, l, ... s) qui en réalité sont des appuis élastiques seront ininfluents donc au lieu de considérer la poutre comme l'indique le schéma 1, on la considèrera comme l'indique le schéma 2, car le calcul exact avec les appuis est très complexe et donne presque le même résultat .

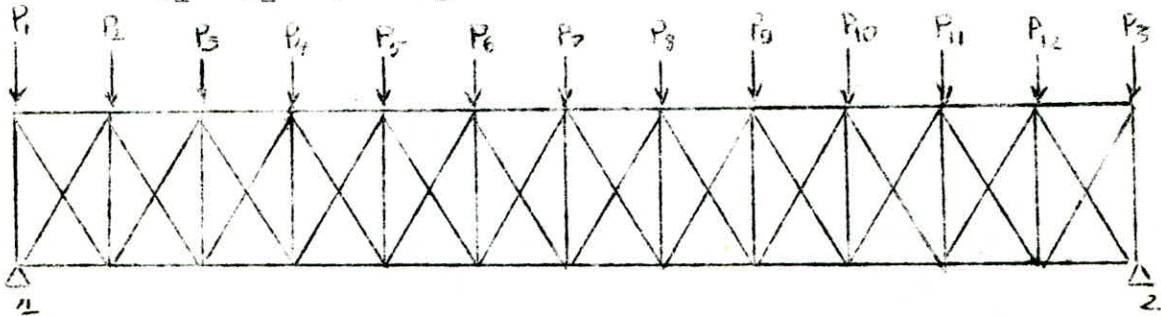


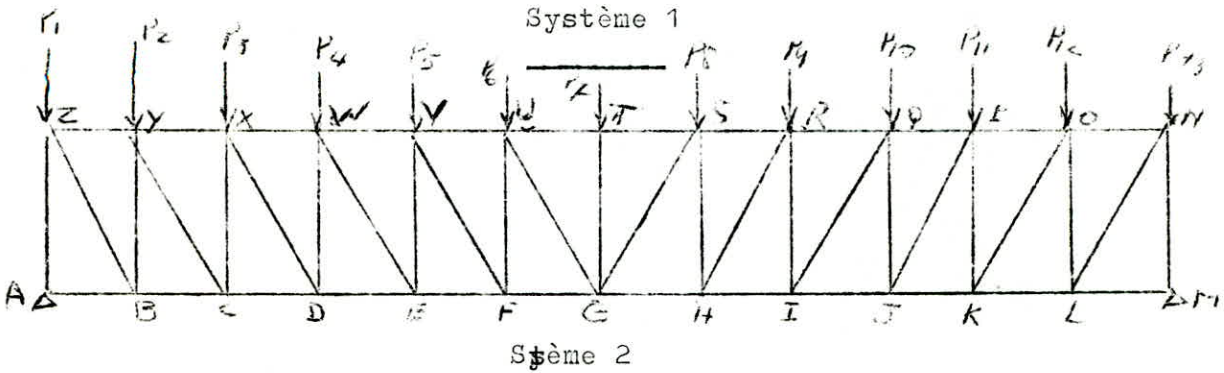
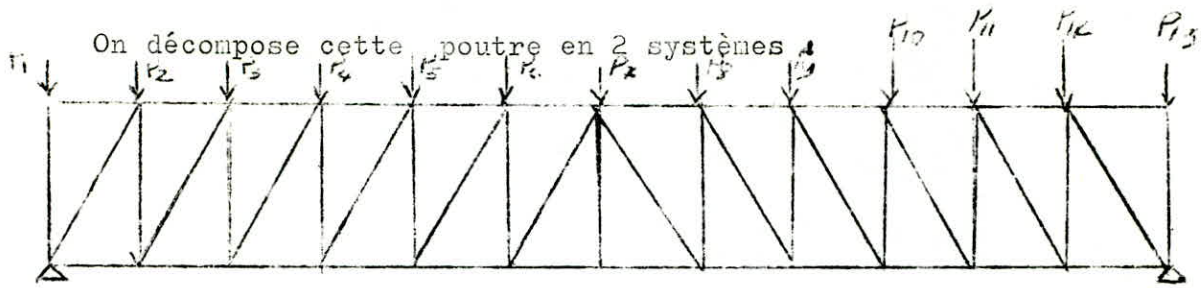
Etude des efforts:

$$P_1 = P_{13} = 600 \text{ kg}$$

$$P_2 = P_3 = \dots P_{12} = 1600 \text{ kg}$$

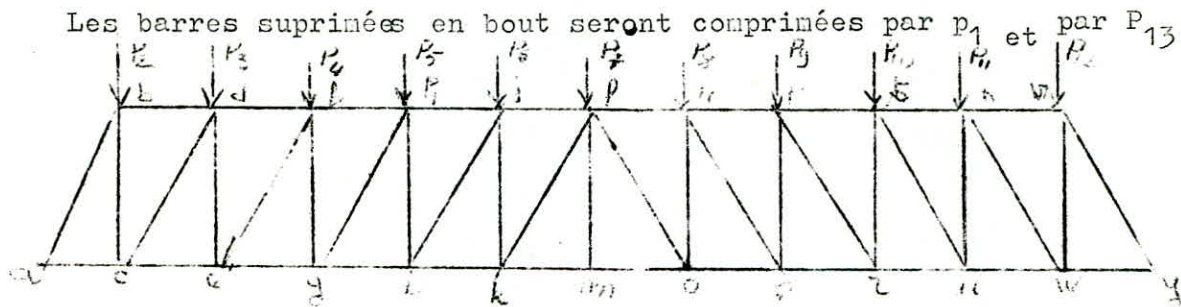
$$R_1 = R_2 = 9600 \text{ kg}$$





La détermination des efforts sera par le crémona

Remarque : pour le système I les efforts f_1 et P_{13} passent directement à l'appui d'où on peut considérer la poutre comme siut :



Effort dans les barre de la poutre (I,II)du plancher

(système²) I

Barre	Traction	Compression	Effort en Kg
Ab		+	9600
bc	+		7200
cd		+	8050
de	+		5550
ef		+	6000
fg	+		4000
gh		+	4500
hi	+		2400
ij		+	2700
jk	+		800
kl		+	900
lm			0
lo		+	900
on	+		800
nq		+	2700
qr	+		2400
pr		+	4500
rt	+		4000
tu		+	6500
us	+		5550
sw		+	8050
wv	+		7200
vy		+	9650

Poutre au vent longitudinale

Efforts donnés par Crémone

Système 1

Barre	Traction		Compression	Efforts en Kg
ac		+		4000
ce		+		7150
eg		+		10450
gi		+		12500
ik		+		13700
km		+		14100
mo		+		14100
oq		+		13700
qr		+		12500
ru		+		10450
uw		+		7150
wy		+		4000
bd			+	4000
df			+	7150
fh			+	10450
hj			+	12500
jl			+	13700
ln			+	13700
np			+	12500
PT			+	10450
ts			+	7150
sv			+	4000

Poutre au vent longitudinale du plancher

(système 2)

Barre	Traction	Compres.	Effort en Kg
ZA		+	9600
ZB	+		9900
BY		+	8800
YC	+		8000
CX		+	7200
XD	+		6250
DW		+	5600
WE	+		4450
EV		+	4000
VF	+		2700
FU		+	2400
UG	+		900
GJ		+	1600
GS	+		500
SH		+	2400
HR	+		2700
RI		+	4000
IQ	+		4450
QJ		+	5600
JP	+		6250
PK		+	7200
KO	+		8000
OL		+	8800
LN	+		9900
NM		+	9600

Poutre au vent longitudinale du plancher

(système II)

Barre	Traction	Compression	Effort en Kg
AB			0
BC	+		4475
CD	+		8025
DE	+		10300
EF	+		12750
FG	+		13925
GH	+		13925
HI	+		12750
IJ	+		10300
JK	+		8025
KL	+		4475
LM	+		0
MN		+	9600
NO		+	4475
OP		+	8025
PQ		+	10300
QR		+	12750
RS		+	13925
ST		+	14400
TU		+	14400
UV		+	13925
VW		+	12750
WX		+	10300
XY		+	8025
YZ		+	4475
ZA		+	9600

Détermination des diagonales de la poutre longitudinale

=====

Système 1



kl et lo (diagonale)

Compression : 900 kg ; lo = 2,82 m
 ly = lx = 0,8 lo = 0,8 x 282 = 200 cm

Pour la détermination du coefficient de flambement on prend le rayon de giration mini .

$i_{xx} \leq i_{yy}$
 pour cornière 40 x 40 x 4 . ix = 121 cm

$$\lambda_x = \frac{l_x}{i_x} = \frac{200}{121} = 1,65$$

$$\lambda_x = 165 \quad k_{\lambda} = 4,40$$

$$\sigma = \frac{N}{A} = \frac{900}{6,16} = 146 \text{ kg/cm}^2$$

A = 6,16

$$k_{\lambda} \sigma = 4,40 \times 146 = 645 \text{ kg/cm}^2$$

Si on prend :

$$55 \times 35 \times 4 \quad A = 5,34 \text{ cm}^2$$

ix = 1,05

$$\lambda_x = \frac{200}{1,05} = 190 \quad k_{\lambda} = 5,70$$

$$\sigma = \frac{900}{5,34} = 169 \text{ kg/cm}^2$$

$$k_{\lambda} \sigma = 169 \times 5,70 = 960 \text{ kg/cm}^2$$

k_λ σ_e donc 2 cornières passent

C'est la même méthode pour le calcul des autres diagonales .

Barre	T	C	Effort en Kg	l_{om}	l_f cm	i_{xx}	K_1	k_1 Kg/cm ²	Cornière
jk * kl lo on +	+ +	+ +	900	2,82 2,82	200	1,05	5,7	960	55 X 55 X 4 2
hi * ij nq qp +	+ +	+ +	2700	2,82 2,82	200	1,50	5,7	2150	2: 55 X 35 X 4
ac * wy * bd * sv * fg + rt *	+ + + +	+ +	4000						
de * pr * us * gh	+ + +	+ +	5600	2,82 2,82	200 200	1,35 1,35	5,67 3,67	2398 2398	2: 45 X 45 X 5
ce * uw * df * ts * bc + cf tu wv * ed	+ + + + +	+ + + + +	7200	2,82 2,82 2,82	200 200	1,51 1,51	3,05	2230	2: 50 X 50 X 5
sw		+ +	8100	2,82 2,82	200 200	1,49 1,49	3,15	1950	50 X 50 X 7
ab vy		+ +	9600	2,82	200	1,66	2,05	1920	55 X 55.6
eg * ru * fh * pt *	+ + +	+ +	10450						
gi * ar * np * hj * ik *	+ + +	+ +	12750						
oq * jl * kn * mo * on	+ + + + +	+ +	14400						

Remarque : Toutes les barres devant lesquelles il y a une étoile représentent les autres longitudinales.

Toutes les barres devant lesquelles il y a un point représentent les poutrelles.

Tableau de calcul des barres de la poutre au vent longitudinale

§ système II)

Toutes les diagonales de ce système sont tendues

Barre	T	C	Effort	l_0	l_f	i_{xx}	k_1	Cornières
GS	+		900					2 : 35.35.4
UG	+							
VF	+		2700					
FU *		+						
SH *		+						
HR								
EV *								
RI *		+	4000					
XK *		+						2 : 35.35.4
XD	+		7200					
JP	+							
PK *		+						
DW *		+	5600					2 : 35.35.4 ↓
WE	+							
IQ	+							
QJ *		+						
BC	+							
KL	+							
NO		+						
YZ		+						
CD	+							
JK	+		8100					2 : 35.35.4
OP		+						
XY		+						
YC	+							
KO	+							

(suite) Tableau de calcul des barres de la poutre longitudinale

(système II)

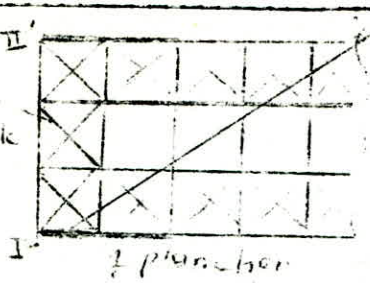
Barre	T	C	Effort	составу ГГ
EF	+			
HI	+		12750	
QR		+		
VW		+		
FG	+			
GH	+		14400	
RS		+		
ST		+		
UV		+		
TU		+		
ZA		+		
BY		+		
OL		+		
NM		+		
ZB	+			
LN	+			
DE	+			2 35 . 35 . 4
IJ	+			
PQ		+		
WX		+		

Remarque : toutes les barres devant lesquelles il y a une étoile :
représentent la poutre longitudinale .

Toutes les barres devant lesquelles il y a un point représentent
les poutrelles .

Poutre au vent transversale

Poutre au vent transversale plancher



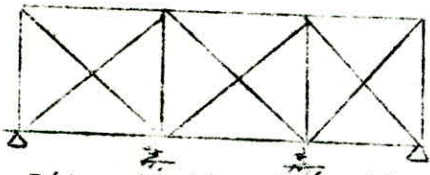
Contreventement longitudinal de la caisse



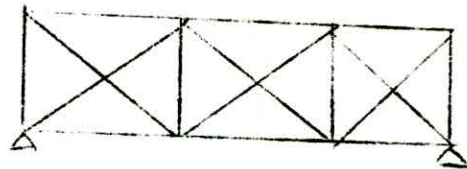
La poutre I', II' raidit le plancher transversalement et transmet les sollicitations du vent au contreventement longitudinal de la caisse. On considérera le vent max. c'est à dire :

Vent 1 à sb

Comme pour les poutres précédentes et pour les même raisons , au lieu d'avoir la poutre comme l'indique le schéma I; on étudiera cette poutre comme l'indique le schéma II .



Détermination des efforts



En négligeant le poids propre de la poutre , le schéma de calcul sera le suivant :

Les efforts f_n sont dus au vent; on prendra le maxi. entre

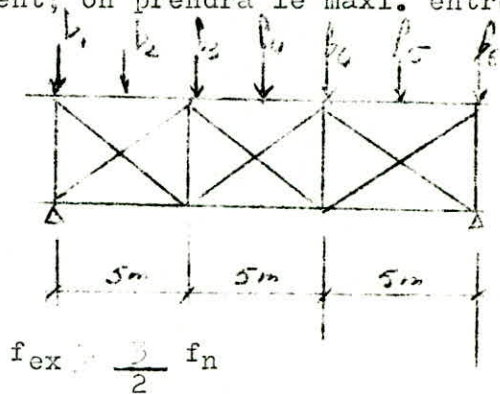
$$\frac{3}{2} v_n \text{ — } \frac{3}{2} f_n$$

$$v_{ex} \text{ — } f_{ax}$$

Pour les points 1 et 7 :

$$\frac{3}{2} f_n = \frac{3}{2} \times 460$$

$$f_{ex} = 800$$



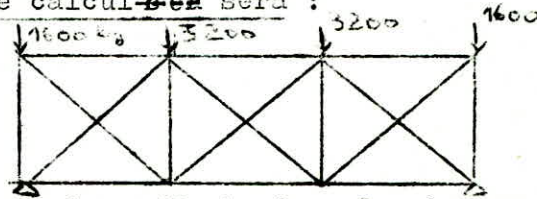
$$f_{ex} = \frac{3}{2} f_n$$

Pour les points 2,3,4,5,6

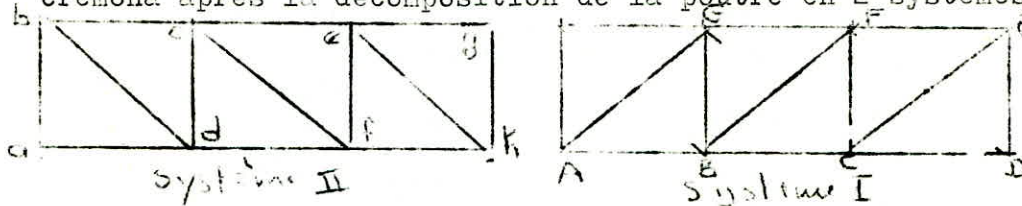
$$f_{ex} > \frac{3}{2} f_n$$

$$f_{ex} = 1600 \text{ daN}$$

Le schéma de calcul sera :

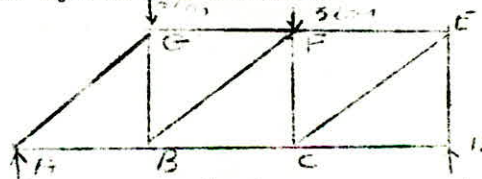


Pour déterminer les efforts dans les barres on utilisera le crémone après la décomposition de la poutre en 2 systèmes :



(voir tableau)

Pour le système I on considère que les efforts en bout passent directement dans les barres d'où le système I devient



quand on aura les efforts dans la barre on ajoutera ceux qui étaient en bout.

Effort de vent dans chaque barre de la poutre I', II'

Donnés par crémona - système I

Barre	Compression	Traction	Effort en Kg
AB		+	6400
BC		+	6400
CD	+		0
DE	+		6400
EF	+		6400
FG	+		6400
GA	+		7150
BG			0
BF			0
FC	+		5200
CE		+	7150

Effort de vent dans barre de la poutre I', II'

donnés par crémona - système II

Barre	compression	Traction	Effort en Kg
ab	+		4800
bc	+		6950
cd	+		5100
ad			0
bd		+	7200
ce	+		5100
ef			0
fd		+	6950
cf			0
eg			0
gh	+		2500
hf		+	5100
eh	+		7200

Tableau de calcul de la poutre au vent transversale
Système I

Barre	Traction	Compression	Effort	l_0	commentaires
FC		+	3200		
AB	+		6400		
BC	+				
EF		+			
FG		+			
CE	+				2X35 X 35 x4
GA		+	7150	2,82	2 X 350X 350X 4
DE+	+		4800		

Système II

Barre	Traction	Compression	Effort	l_0	
gh		+	2500		
cd		+			
ce		+	3200		
hf	+				
ab		+	4800		
bc		+			
bd	+		7200	2,82	2 (35 X 35 X 4)
fd	+				
eh		+		2,82	2 (50 X 50 X 5)

Evaluation des charges pour plancher courant

- poids propre : PP
- surcharges ; climatique N.V.T
- surcharges d'exploitation : 300 Kg/m²

Poids propre du plancher :

Supposons que le plancher est formé d'éléments suivants :



IPE 220

L 60.60.10

IPE 300

	A mm ²	P Kg/m
IPE 220	33,4	26,2
L 60.60.10	11,1	8,69
IPE 300	53,8	42,2

Plancher : Modèle PL9 Système Q.FLOOR Type QF2

Epaisseur tôle 10/10 et 75/100

Béton

Tôle sup. 10/10

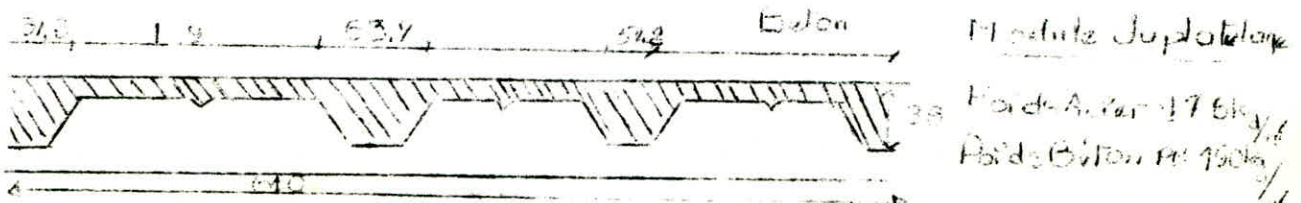


Tôle inférieure épaisseur 75/100

Le platelage composé d'un profil nervuré soudé sur une tôle plane les 2 en acier galvanisé .

Les éléments formant le platelage sont posés sur les solives puis assemblés entre eux par recouvrement latéral . La fixation sur les solives est faite par soudure . Le platelage constitue une plateforme de sécurité et utilisable dès sa mise en place .

On coule ensuite une dalle de béton sans qu'il soit nécessaire d'utiliser des étais . Les éléments cellulaires du platelage permettent le réperage facile des canalisations diverses (cables électriques, etc

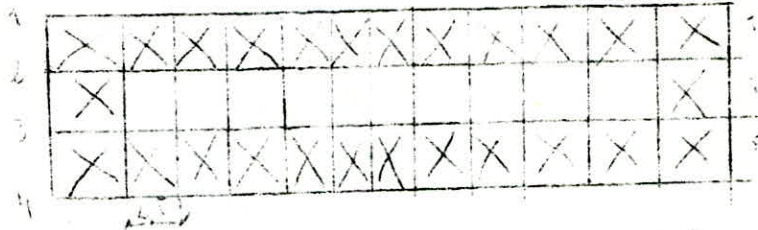


Détermination du plancher courant :

Surcharges : 300 kg/m^2
 Coulage plastique - béton : 150 kg/m^2
 Tôle de platelage : $17,6 \text{ kg/m}^2$
 Plafond : 10 kg/m^2

d'où la charge permanente : $C_1 = 177,6 \text{ kg/m}^2$

1°/ Calcul des poutrelles du plancher courant



a. Détermination des charges verticales sur les poutrelles

- poutrelles enrive par mètre linéaire :

$$C_2 = 177,6 \times \frac{2,5}{2} = 225 \text{ kg/m}$$

avec PP = $26,2 \text{ kg} \Rightarrow q = 251 \text{ kg/m}$

La surcharge par mètre linéaire :

$$S = 300 \text{ kg/m}^2 \Rightarrow S = 375 \text{ kg/m}$$

Combinaison défavorable :

$$\frac{4}{3} q + \frac{3}{2} S = 898 \text{ kg/m}$$

-poutrelles intermédiaires :

la surface qui lui revient est : $2,5 \times 5 = 12,5 \text{ m}^2$

La charge par mètre linéaire : $q = 468,2 \text{ kg/m}$

surcharge : $S = 375 \text{ kg/m}$

avec PP

Combinaison défavorable :

$$\frac{4}{3} q + \frac{3}{2} S = 1202 \text{ kg/m}$$

b. Charge horizontale due au vent sur les poutrelles de rive



$$P_1 = 500 \text{ kg}$$

$$P_2 = 800 \text{ kg}$$

$$P_3 = 800 \text{ kg}$$

2°/ Dimensionnement poutrelles intermédiaires centrales:

Schéma de calcul

$$l = 5 \text{ m} \quad q = 1202 \text{ kg/m}$$

$$M = \frac{ql^2}{8} = 3750 \text{ kg/m}$$

$$\text{IPE 200} \left(\frac{i}{v} \right)_x = 194 \text{ cm}^3 \rightarrow \sigma = \frac{M}{\left(\frac{I}{v} \right)_x} = \frac{3750}{194} = 19,8 \text{ kg/mm}^2$$

Vérification au déversement

On calcule σ_d ; si $\sigma_d \geq \sigma_e$ pas de déversement

Soit en kg/mm^2 $\sigma_d = 40000 \frac{I_x}{I_y} = \frac{I_x}{I_y} (1 - \eta) \sigma_e$ (CH 11.3.1)

$$I_x = 1943 \text{ cm}^3 \quad I_y = 142 \text{ cm}^3 \quad h = 200 \text{ mm} \quad l = 5000 \text{ mm}$$

$$e = 8,5 \text{ m} \quad b = 9,1 \text{ mm}$$

$$d = \sqrt{1 + \left(\frac{le}{bh} \right)^2} \quad (\text{M 66. 3,641}) \quad D = 2,53$$

$c = 1,132$ sans encastrement et charge uniformément répartie

$$B = 1$$

$$\text{d'où } \sigma_d = 21 \text{ kg/mm}^2 - \sigma_d < \sigma_e$$

On détermine k_d et on vérifiera $k_d \sigma_f \leq \sigma_e$.

Détermination de k_d

$$\lambda_c = \frac{l}{b} \sqrt{\frac{4}{50} \frac{E}{I_x} (1 - \frac{\sigma_d}{\sigma_e})} \Rightarrow \lambda_c = 70,5$$

$$\text{façon } \lambda_c = 80 \rightarrow k_c = 1,453$$

$$k_d = \frac{k_c}{1 + \frac{\sigma_d}{\sigma_e} (k_c - 1)} \rightarrow k_d = 1,07$$

en déduisant les trous qui seront faits dans le profil

$$\left(\frac{I}{v} \right)_x = 154 \text{ cm}^3 \rightarrow \sigma_f = 23,6 \text{ kg/mm}^2$$

$$\rightarrow k_d \sigma_f = 25,4 \text{ kg/mm}^2 > 24 \text{ kg/mm}^2$$

en tenant compte des coefficients de plasticité

$$q_x = 1,05 \rightarrow \frac{1,16f}{q_x} = 23,7 \text{ kg/mm}^2$$

$$\boxed{\frac{1,16f}{q_x} < 25} \quad \text{vérifiée}$$

Vérification de la flèche

$$f = \frac{5}{384} \frac{q l^4}{EI} \quad E = 21000 \text{ daN/mm}^2$$

$$I = 1943 \text{ cm}^3$$

$$l = 5 \text{ mm}$$

q non majoré $\rightarrow q = 843,2 \text{ kg}$

$$\text{d'où } f = 17 \text{ mm} > \overline{f} = \frac{l}{300} = 16,6 \text{ mm}$$

on prendra alors un IPE 220

d'où $f = 14,4 \text{ mm} < \overline{f}$ vérifiée

Vérification de l'effort tranchant

$$\tau = \frac{T \cdot S}{I_a \cdot t_a}$$

T : effort tranchant

I : moment d'inertie de la section
considérée par rapport l'axe neutre

S : moment statique par rapport à l'axe
neutre de la partie au dessus du
niveau considéré

on doit vérifier $\tau < \overline{\tau}$, $\overline{\tau} = \frac{24}{1,54} = 15,6 \text{ kg/mm}^2$

$$T = \frac{q l}{2} = 3000 \text{ kg}$$

pour les IPE on peut prendre comme formule approchée

$$\tau = \frac{T}{A_a} \quad A_a : \text{section de l'âme}$$

$$A_a = 920 \text{ mm}^2$$

$$\tau = 3,22 \text{ kg/mm}^2 < \overline{\tau} = 15,6 \text{ kg}$$

Détermination des poutrelles de rive

La poutrelle de rive est chargée par les efforts verticaux

$$q = 898 \text{ kg/m}$$

- par les efforts normaux de compression dus au fait que la poutrelle de rive appartient au contreventement dans le plancher

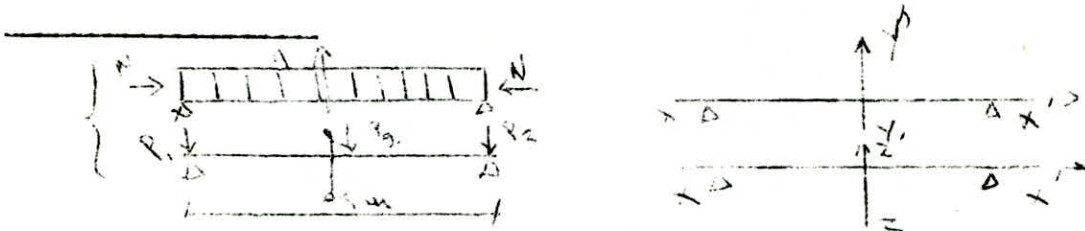
On prendra l'effort le plus défavorable.

$$N = 9600 \text{ kg}$$

- par les efforts du vent horizontaux

$$P_1 = 800 \text{ kg} \quad \cdot \quad P_2 = 1600 \text{ kg} \quad \cdot \quad P_3 = 800 \text{ kg}$$

Schéma d'un calcul



On a flexion suivant les 2 plans principaux avec compression

Prenons un HEA 220

$$\text{Il faut vérifier } k_1 \sigma + k_f \sigma_x + k_f \sigma_y \leq \sigma_e$$

On ne prendra en considération le coefficient de déversement vu que la poutrelle est soudée à la plaque du plancher: pas de risque de déversement.

1°/ Détermination de $k_1 \sigma$

$$\sigma = \frac{N}{S} = \frac{9600}{6430} = 1,495 \text{ kg/mm}^2$$

détermination de k_1

$$l_0 = 5 \text{ m} \quad l_f = l_0 = 500 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = \frac{l_{fy}}{i_y} = \frac{500}{9,17} = \dots \quad ; \quad \lambda_y > \lambda_x \rightarrow \lambda_y$$

$$\lambda_x = \frac{l_{fx}}{i_x} = \frac{500}{5,51} = 89$$

$$\lambda = 89 \quad \sigma = 1,495 \Rightarrow \sigma = 10 \rightarrow k_{1,y} = 1,03$$

$$\text{d'où } k_{1,y} \sigma = 1,03 \times 1,495 = 1,54 \text{ kg/mm}^2$$

2°/ Détermination de k_{fx}

$$M_x = \frac{q l^2}{8} = 2700 \text{ kgm d'où}$$

$$\sigma_{fx} = \frac{M_x}{W_x} = \frac{2700}{515} = 5,25 \text{ kg/mm}^2$$

$$l_x = 500 \text{ cm}$$

k_{fx} dépend du mode de chargement et est fonction de ν

$$\delta = 1,195$$

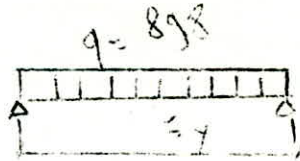
$$\lambda_x = \frac{500}{1,195} = 511,5$$

charge uniformément

$$\Rightarrow \nu = 50$$

$$k_{fx} = \frac{50 + 0,03}{50 - 1,3} = 1,03$$

d'où $k_{fx} \delta_{50} = 5,4 \text{ kg/mm}^2$

3°/ Détermination de k_{fy}

$$P_1 = 800 \text{ kg}$$

$$P_2 = 1600 \text{ kg}$$

$$P_3 = 800 \text{ kg}$$

$$M_y = \frac{P_1 l}{4} = 2000 \text{ kgm}$$



$$\sigma_{fy} = \frac{M_y}{W_y} = \frac{2000}{178} = 11,25 \text{ kg/mm}^2$$

k_{fy}

$$\lambda_y = 89 \quad \Rightarrow \nu = 12$$

$$\delta = 1,195$$

$$k_{fy} = \frac{\delta - 0,18}{\nu - 1,3} = \frac{12 - 0,18}{12 - 1,3} = 1,15$$

$$k_{fy} \delta_{12} = 11,85 \text{ kg/mm}^2$$

$$\rightarrow k_{fy} \delta + k_{fx} \delta_{50} + k_{fy} \delta_{12} = 18,80 \text{ kg/mm}^2 < \delta \text{ vérifié}$$

Vérification de la flèche

Calcul de f_x : $q = 898 \text{ kg/m}$ non majorée.

$$l = 5 \text{ m}$$

$$E = 21 \cdot 10^9 \text{ kg/cm}^2$$

$$I_x = 5410 \cdot 10^{-8} \text{ kg/m}^2$$

Calcul de f_y :

$$k_{fy} = \frac{P_1 l^3}{48 E I_y}$$

$$k_{fy} = 1,15$$

$$I_y = 1955 \text{ cm}^4$$

Flèche résultante :

$$f = f_x^2 + f_y^2 = 21 \text{ mm} < f = 11,6$$



70

Vérification de l'effort tranchant

Effort Tx

$$T_x = 2245 \text{ kg}$$

$$\sigma_x = \frac{T_x}{A_w}$$

$$\sigma_x = 1,712 \text{ kg/mm}^2$$

Effort Ty

$$A_w = 1212 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_x < \bar{\sigma} = 15,6 \text{ kg/mm}^2$$

ou à prouver que seul l'âme rectangulaire supporte T

$$\sigma_y = \frac{3}{2} \frac{T}{A} = 1,78 \text{ kg/mm}^2 < \bar{\sigma}$$

Détermination de la poutrelle intermédiaire appartenant à la poutre de contreventement (sollicitée en plus par N: effort de compression)

Schéma de calcul

$$q = 1202 \text{ kgm}$$

$$N = 9600 \text{ kg}$$



Cette poutrelle étant soudée à la tôle du plancher ne risque pas de déverser ; donc il faut uniquement vérifier

$$k_{\sigma} \cdot \sigma \leq \bar{\sigma}$$

1°/ détermination de k_{σ}

Prenons un IPE 220

$$A = 33,4 \text{ cm}^2$$

$$\sigma = \frac{N}{A} = \frac{9600}{33,4} = 286 \text{ kg/cm}^2 \text{ soit } \sigma = 2,86 \text{ kg/mm}^2$$

$$\lambda_x = \frac{l}{i_x} = \frac{5000}{175} = 28,6 \rightarrow \lambda_x = 54,7 \rightarrow K = 1,154$$

$$|k_{\sigma} = 4,2 \text{ kg/mm}^2|$$

2°/ détermination de $k_f \sigma_x$

$$M_x = \frac{q l^2}{8} = 3750 \text{ kgm} \rightarrow \sigma_{fx} = 13,8 \text{ kg/mm}^2$$

$$W_{fx} = 252 \text{ cm}^3$$

$$\lambda_c = 54,7 \rightarrow \mu = 35 \text{ charge uniforme} \rightarrow k_f = 1,04$$

$$\sigma = 2,86$$

$$|k_f \sigma = 14,4 \text{ kg/mm}^2|$$

Vérification de la flèche

$$f_{max} = 843,2 \text{ kg} \quad f = \frac{5 q l^4}{384 E I} \rightarrow f = 14,4 \text{ mm}$$

$$I_x = 2742 \text{ cm}^4$$

$$f < \bar{f} = \frac{l}{300} = 16,6 \text{ mm}$$

Vérification de l'effort tranchant

$$\sigma = \frac{T}{A_w} = \frac{1204,5}{2} = 3000 \text{ kg} \quad \text{Avec section de l'âme}$$

$$A_w = 920 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow \sigma = 3,26 \text{ kg/mm}^2 < \bar{\sigma} = 15,6 \text{ kg/mm}^2$$

Détermination des poutres principales

Il y a 2 genres de poutre : de rive et intermédiaire

1°/ Poutre intermédiaire

Poutre continue $L = 30$ m 5 appuis, sollicitée par des efforts verticaux transmis par poutrelles. Les efforts horizontaux de compression sont plus défavorables que les efforts de traction (poutre

Schéma de calcul



$$P_1 = P_{13} = 2846.2 = 5692 \text{ kg (erreur } P_1 = P_{13} = 2245.2 = 4490)$$

$$P_2 = P_3 = P_4 = \dots = P_{12} = 3000.2 = 6000 \text{ kg}$$

$$N = 14400 \text{ kg}$$

Pour faire l'étude RDM, on utilise la méthode forfaitaire

(CM 66 15,301)

Domaine de validité

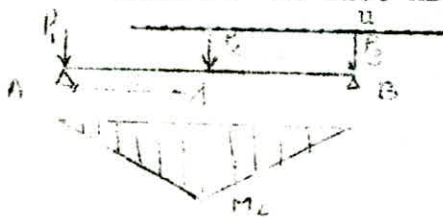
- poutre à âme pleine
- pas de charge coulante
- dans une travée quelconque les points d'intersection du diagramme de moment de la travée de comparaison (isostatique) et d'une parallèle à l'axe des abscisses d'ordonnée $\frac{M_1}{2}$

ne doivent pas se trouver à moins de $\frac{L}{10}$ des appuis.

Toutes ces conditions sont vérifiées.

On prendra séparément les travées isostatiques qui nous donnent des moments isostatiques M_1 et on déterminera $\frac{MF}{M_1}$ d'où l'on tire MF

.Travée de rive AB



$$M_1 = 3750 \text{ kgm}$$

$$\frac{L}{10} = 3.0 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \frac{MF}{M_1} = 0.825 \text{ CM 66 10,321}$$

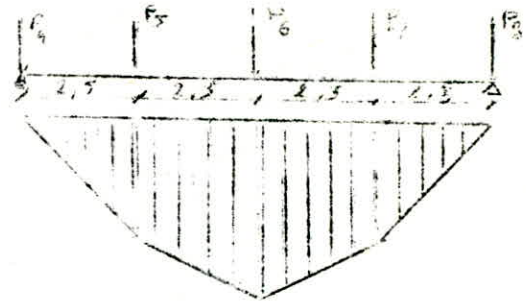
$$M_{1,1} = 3090 \text{ kg}$$

Travée centrale BC

$$M_L = 30000 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

$$\frac{M_F}{M_L} = 0,66$$

$$\rightarrow M_F = 19800 \text{ kg}\cdot\text{m}$$



$$M_L = 30.000 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

Détermination des moments sur appuis

D'après la méthode du CM66 ; 15,46 annexe

On considère la travée de poutre entre 2 appuis comme poutre parfaitement encastrée . On calcul les moments aux nœuds et on fait la répartition de ces moments en considérant la raideur d'un nœud à l'égard de la barre égale à la rigidité de la barre située au-delà de l'appui et le moment au nœud est le même dans les 2 travées (moment sur appuis) dans le cas où toutes les travées ont la même inertie .

Pour les charges situées sur la $n^{\text{ème}}$ travée on a gauche de celle-ci :

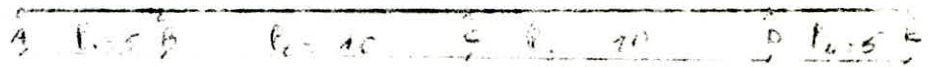
$$M_{n-1} = \frac{l_n}{l_n + l_{n+1}} M_{(n-1)_n} + \frac{0,55 \cdot l_{n+1}}{1,11 \cdot l_{n+1} + l_n} M_n \cdot (N-1)$$

$$M_{n-2} = \frac{-0,6 \cdot l_{n-1} \cdot M_{n-1}}{1,2 \cdot l_{n-1} + l_{n-2}} ; M_{n-3} = - \frac{0,6 \cdot l_{n-2} \cdot M_{n-2}}{1,2 \cdot l_{n-2} + l_{n-3}}$$

On calculera séparément les moments sur appui pour chaque travée et on superpose . (voir diagramme)

Détermination de $\bar{M}_{i,j}$

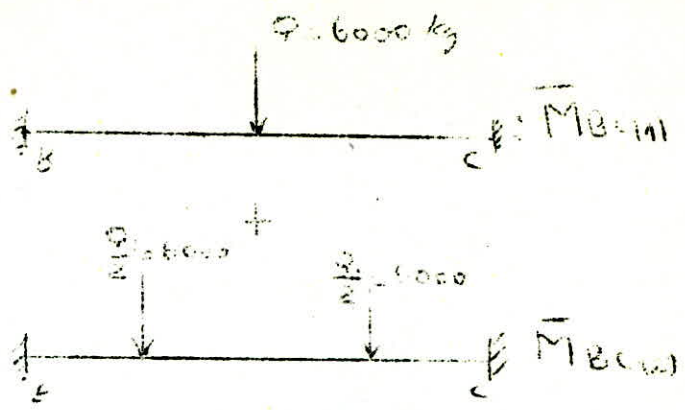
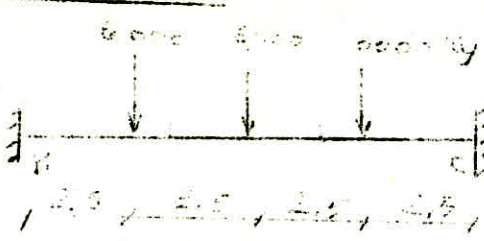
Travée AB :



$$\bar{M}_{AB} = P \cdot \frac{l}{2} \left(1 - \frac{e}{l} \right)^2$$

$$\bar{M}_A = \bar{M}_B = -3730 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

Problema 13c



$$\bar{M}_{BC(1)} = -\frac{Ql}{8} = -7500$$

$$\bar{M}_{BC(2)} = -\frac{Q \cdot l}{2} \cdot \frac{C}{1} \left(1 - \frac{C}{1}\right) = -11250 \text{ Kgm}$$

$$\bar{M}_{BC} = \bar{M}_{BC(1)} + \bar{M}_{BC(2)} = -18750 \text{ Kgm}$$

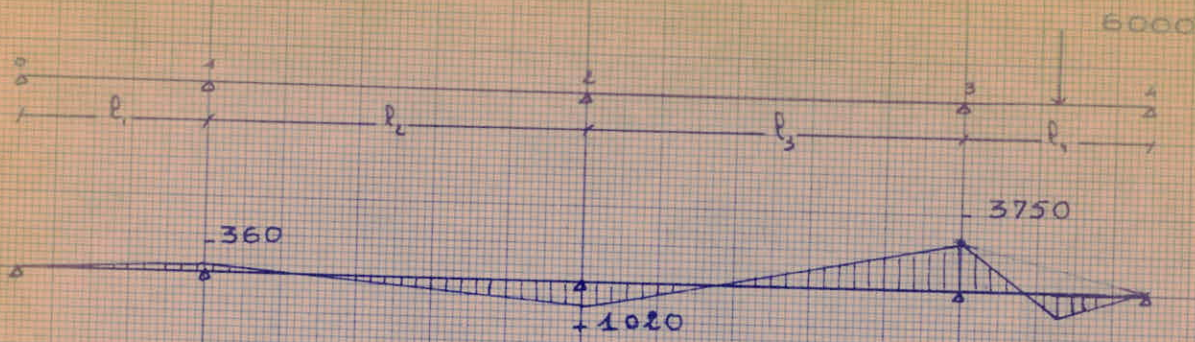


$$\bar{M}_{1-2} = \bar{M}_{2-1} = \bar{M}_{3-2} = \bar{M}_{2-3} = -18750 \text{ Kgm}$$

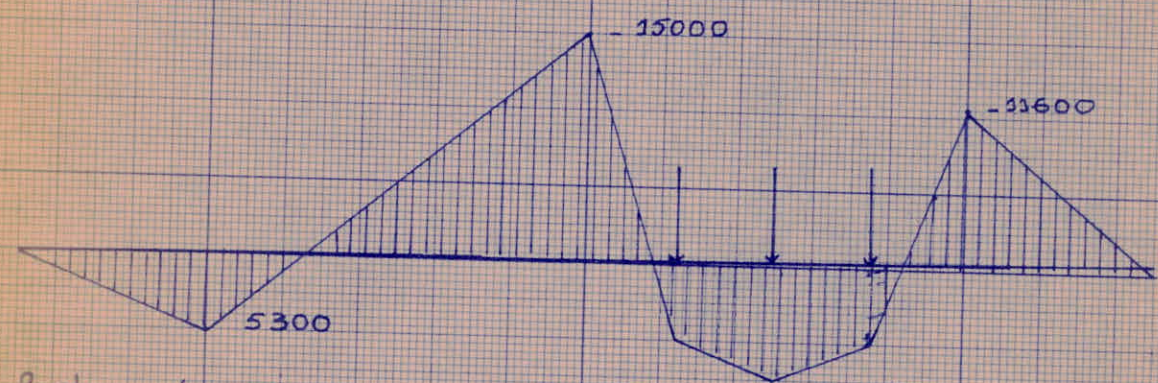
$$\bar{M}_{0,1} = \bar{M}_{1,0} = \bar{M}_{3,4} = \bar{M}_{4,3} = -3750 \text{ Kgm}$$

Travée 4 chargée

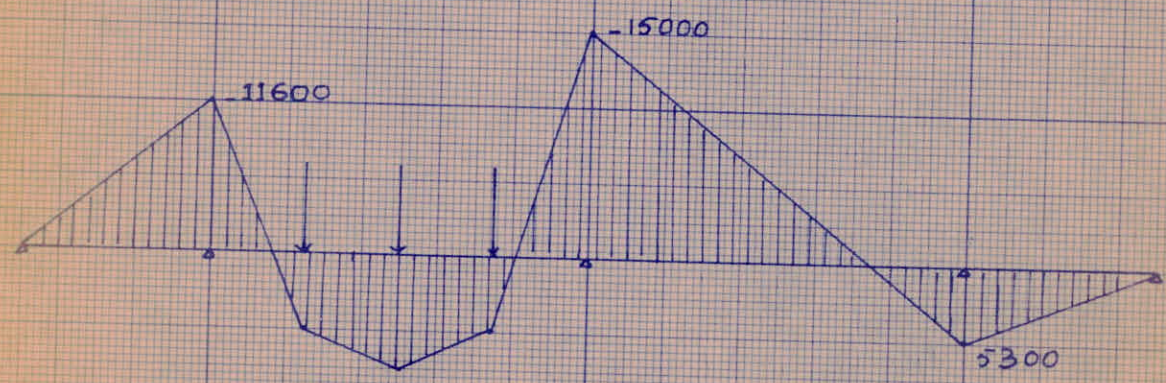
Moments sur appuis



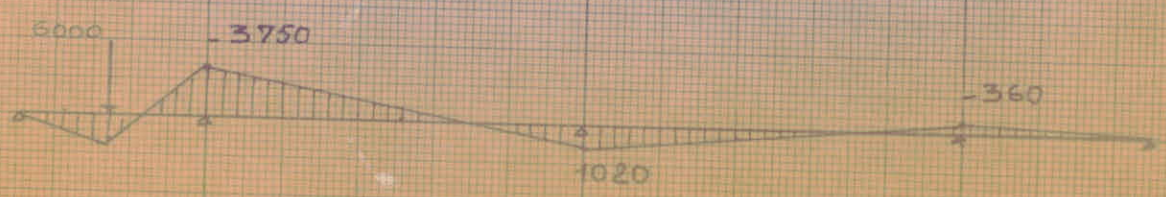
Travée 3 chargée



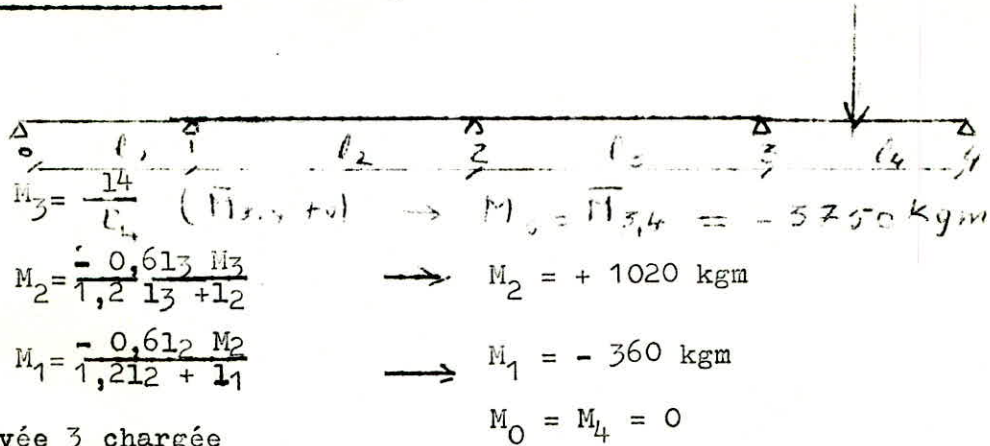
Travée 2 chargée



Travée 1 chargée



Travée 4 chargée (voir diagramme)



Travée 3 chargée

$$M_2 = \frac{13}{l_3 + l_4} \left(\overline{M_{2-3}} + \frac{0.55 l_4}{1.1 l_4 + l_3} \overline{M_{3-2}} \right) \quad M_2 = -15000 \text{ kgm}$$

$$M_1 = \frac{-0.612 M_2}{1.2 l_2 + l_1} \quad M_1 = +5300 \text{ kgm}$$

Par symétrie :

$$M_3 \text{ (de la travée 3 chargée)} = M_1 \text{ (de la travée 2 chargée)}$$

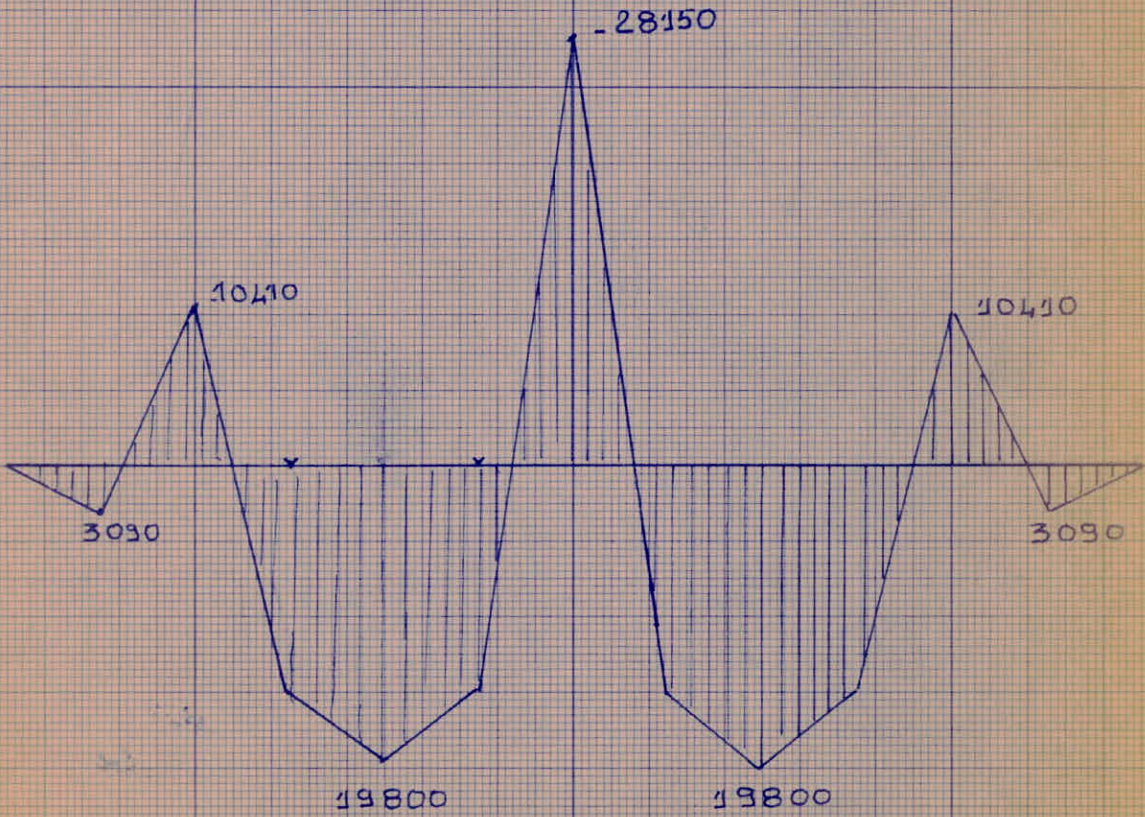
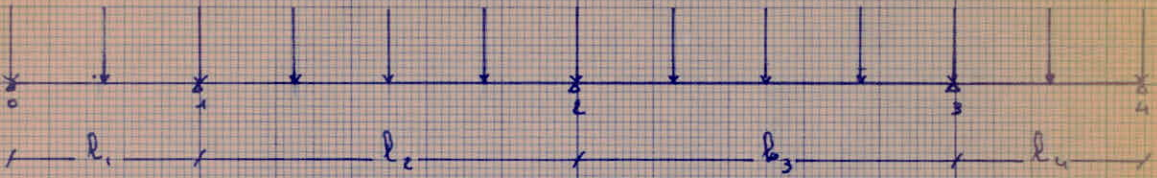
$$M_2 \text{ (" " ")} = M_2 \text{ (" " ")}$$

(voir diagramme)

En superposant, on obtient les moments **sur** appuis finaux

$$\begin{aligned}
 M_0 &= 0 \\
 M_1 &= -10420 \text{ kgm} \\
 M_2 &= -28180 \text{ kgm} \\
 M_3 &= -10410 \text{ kgm} \\
 M_4 &= 0
 \end{aligned}$$

Moment total



ff

Dimensionnement de la poutre

$$M_f = 19800 \text{ kgm}$$

$$M_{ap} = -28180 \text{ kgm} \quad (\text{moment sur appui})$$

$$N = 14400 \text{ kg}$$

$$\text{Prenons un IPE450} \quad w_x = 1500 \text{ cm}^3$$

$$k_f = \frac{M}{\left(\frac{I}{V}\right)_x} = 18,8 \text{ kg/mm}^2$$

Vérification de la stabilité

Il faut vérifier

$$k_{f, \alpha} \sigma_f + 1,5 \leq \sigma_c$$

- $k_{f, \alpha}$:

$$\sigma = \frac{N}{A}$$

$$A = 9880 \text{ mm}^2$$

$$\Rightarrow \sigma = 1,45 \text{ kg/mm}^2$$

$$\lambda_x = \frac{l_1}{i_x}$$

$$; \quad l_1 = 0,5 l \quad (\text{encastrement momenté})$$

$$i_x = 18,5$$

$$\lambda_x = 27$$

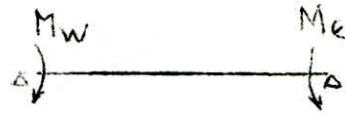
$$\sigma = 1,45 \quad \Rightarrow \mu > 200 \Rightarrow k_{f, \alpha} = 1$$

$$k_{f, \alpha} \sigma_f = 18,8 \text{ kg/mm}^2$$

$$D = \sqrt{1 + \frac{1e}{1,06 bh}} \Rightarrow D = 1,75 \quad \text{CM. 3,641}$$

Calcul du coefficient C

On détermine C en fonction de M_w et M_e



$$M_w = -10410 \text{ kgm}$$

$$M_e = -28180 \text{ kgm}$$

$$\left. \begin{array}{l} M_w = -10410 \text{ kgm} \\ M_e = -28180 \text{ kgm} \end{array} \right\} \rightarrow \frac{M_w}{M_e} = 0,368 \rightarrow C = 1,47$$

On prend $B = 1$; on suppose l'effort sur l'axe neutre

$$\text{d'où } \sigma_d = 4,15 \text{ kg/mm}^2$$

$\sigma_d < \sigma_e$ on calculera alors k_d d'après CM.3,61 et ≈ 61

$$k_d = \frac{k_{d_0}}{C} + \frac{C-1}{k_{d_0}}$$

$$k_{d_0} \text{ d'après 3,61 : } k_{d_0} = \frac{K_0}{1 + \frac{k_d}{\sigma_e} (K_0 - 1)}$$

$$\sigma_d \text{ déterminé avec } C = 1 \Rightarrow \sigma_d = 2,82 \text{ kg/mm}^2$$

$$\lambda_0 = \frac{1}{h_0} \sqrt{\frac{4}{B.C} \frac{I_x}{I_y} \left(1 - \frac{\sigma_d}{\sigma_e}\right)} \Rightarrow \lambda_0 = 31 \rightarrow K_0 = 1,035$$

$$l = l_f = 0,5 l_0 = 5000 \text{ mm}$$

d'où $k_{d_0} = 0,985$ d'où k_d qu'on calculera avec $C = 1,47$

$$k_d = 0,776 < 1 \text{ on prendra alors } k_d = 1$$

Vérification stabilité et déversement

$$k \sigma + k_d \cdot k_{f_x} \sigma_{f_x} = 20,4 \text{ kg/mm}^2 < \sigma_k \quad \text{vérifiée}$$

Vérification de la flèche

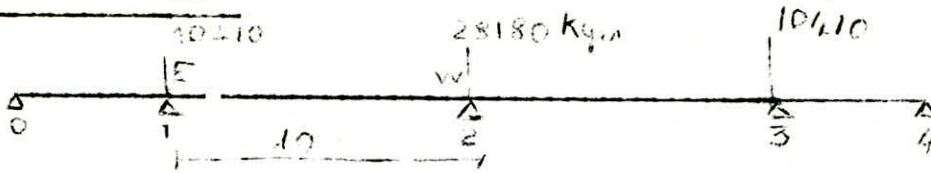
En appelant σ_{fw} et σ_{fe} les contraintes de flexion au droit des appuis

et : contrainte de flexion et flèche de la poutre sur appui

libre supportant les même charges on a

$$\frac{f}{l} = \frac{f_k}{l} - \left(\frac{1,2}{100000} \cdot \frac{\sigma_{fw} + \sigma_{fe}}{2} \cdot \frac{1}{h} \right)$$

Moment sur appui

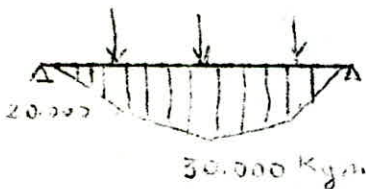


pour la travée de 10 m

$$\sigma_{fe} = \frac{M}{W} = \frac{10410}{1500} = 6,92 \text{ kg/mm}^2$$

$$\sigma_{fw} = \frac{Mw}{Wx} = \frac{28180}{1500} = 18,8 \text{ kg/mm}^2$$

Calcul de la flèche pour travée indépendante



$$\frac{f_1}{l} = \left(1,6 - 0,4 \frac{M_{\text{med}} \cdot l}{A_m} \right) \frac{\sigma_f}{100000} \cdot \frac{l}{h}$$

d'après (CM.66.13, 92)

Am : aire du diagramme des M_f

M med : moment au milieu

$$A_m = 17400$$

$$\sigma_f = 20 \text{ kg/cm}^2$$

$$l = 10 \text{ m}$$

$$h = 0,45 \text{ m}$$

$$\rightarrow f_1 = 40 \text{ mm}$$

d'où la flèche f d'après la formule (a)

$$f = 6 \text{ mm}$$

$$I = \frac{1}{500} = \frac{10000}{500} = 20 \text{ M}$$

 \rightarrow vérifiée

Vérification de l'effort tranchant (d'après CM.66. 15,33)

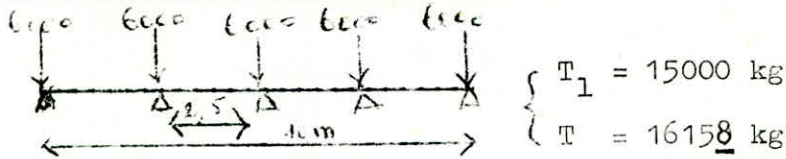
Travée courante : l'effort tranchant T = valeur absolue de l'effort

tranchant de la travée de comparaison augmente de :

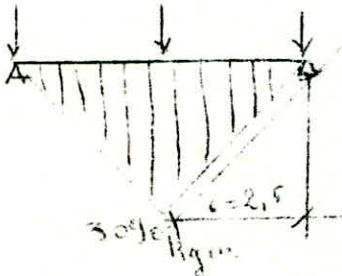
$$\frac{2,1M_F - M_1}{l}$$

 M_F = moment forfaitaire M_1 = moment fléchissant de la travée de comparaison

Pour la travée de 10 m intermédiaire



Travée de rive : (5 m)



côté appui extrême :

T = valeur absolue de l'effort tranchant de la travée de comparaison diminuée de :

$$\frac{M_1 - M_f}{c} \quad c = 2,5$$

d'où $T_1 = 5840 \text{ kg}$; $T = 5580 \text{ kg}$

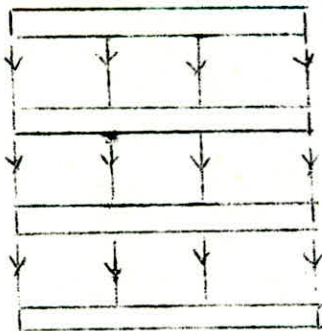
côté appui :

T = valeur absolue de l'effort tranchant dans la travée de comparaison

augmente de $\frac{1,1 M_f}{1}$ $T = T_1 + \frac{1,1 M_f}{1}$

$$T_1 = 9000 \text{ kg} \quad T = 16108 \text{ kg}$$

Pour vérifier l'effort tranchant il faut compter les efforts dus aux 3 planchers qui sont en dessous du niveau 4.



On prendra l'effort tranchant total le plus défavorable .

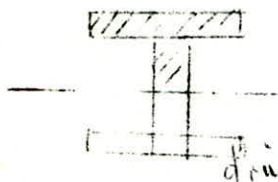
pour un seul plancher $T = 16108 \text{ kg}$

pour les 4 planchers $T_t = 16108 \cdot 4 = 64455 \text{ kg}$

$$\sigma = \frac{T \cdot I}{e \cdot I} \quad I = I_x = 33740 \cdot 10^4 \text{ mm}^2$$

$$Ea = 14,6 \text{ mm}$$

$$f = \frac{f_n}{2} = 1,25,5 \cdot 10^3$$



$$\sigma = 5,26 \text{ kg/mm}^2 < \bar{\sigma} = 15,6 \text{ kg/mm}^2$$

- vérifié -

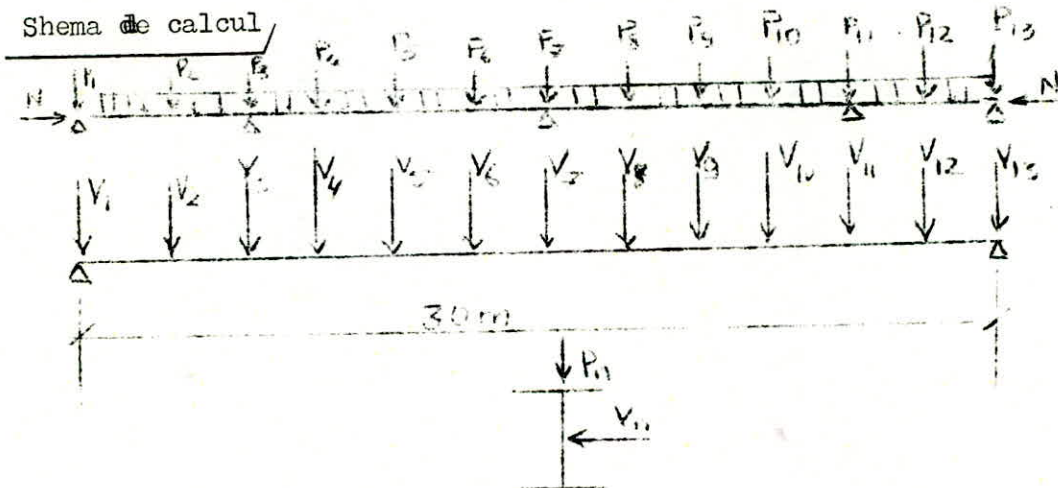
Poutres principales de rive

Remarque : / Pour le calcul de la poutre principale de rive on a pris comme efforts verticaux les effort qui sollicitent la poutre intermediaire $P = 6000 \text{ Kg}$ au lieu de $P = 3000 \text{ Kg}$.

Il est a remarquer que l influence de ces effort est minime sur la determination de cette poutre par rapport aux effort horizontaux du vent.

Identique que les p.p. intermediaires sauf que les p.p. de rive sont sollicitees en plus par le vent : Forces horizontales dans le plan perpendiculaire au plan de la poutre.

Elle reprend aussi le mur . $Q = 160 \text{ Kg/m}$

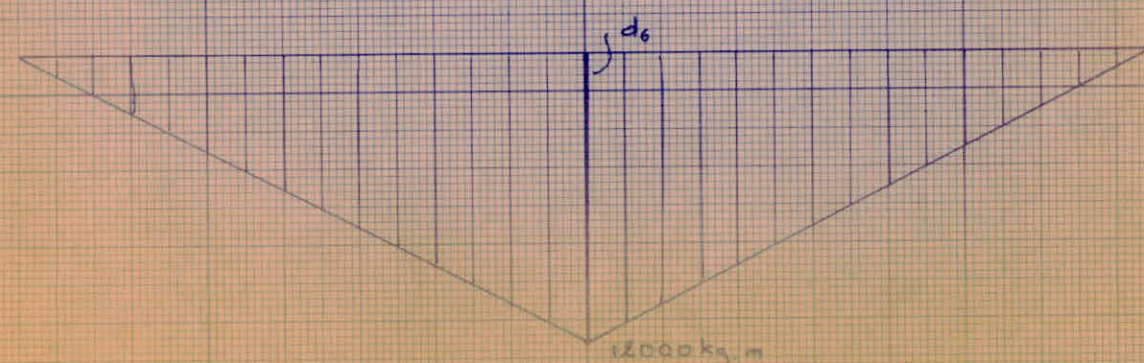
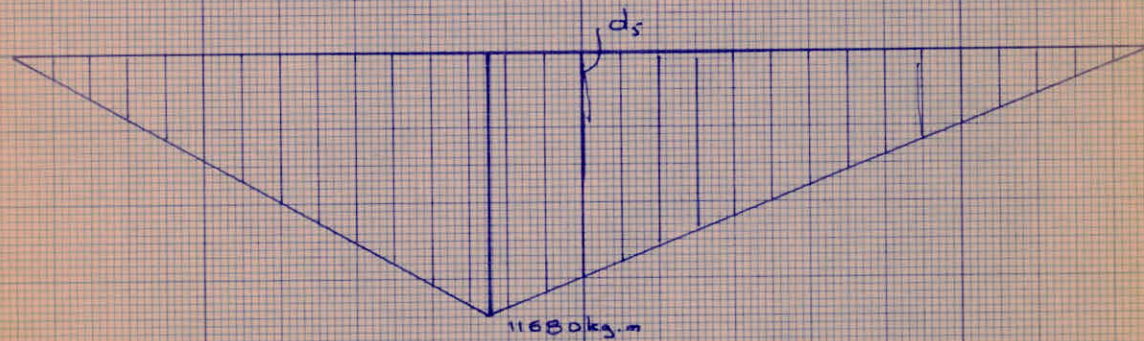
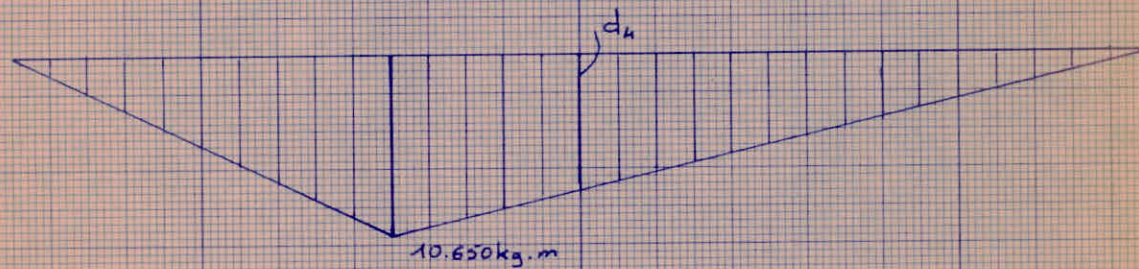
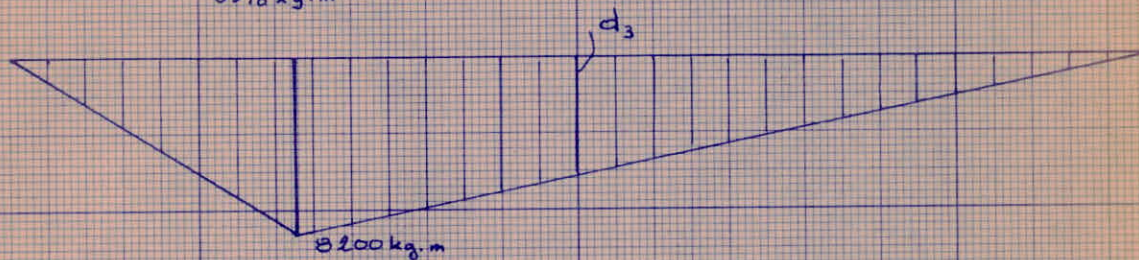
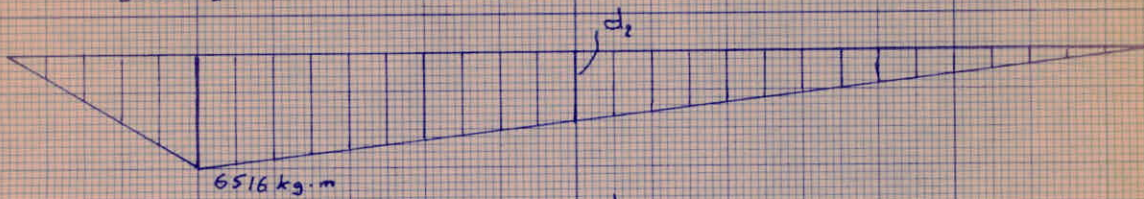
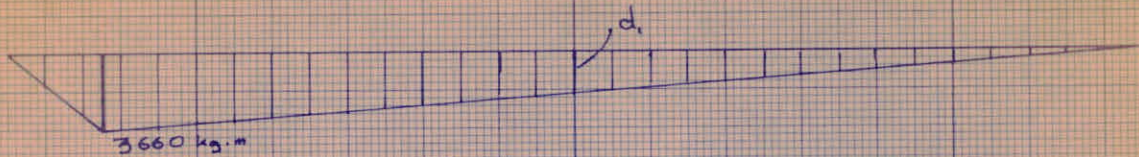
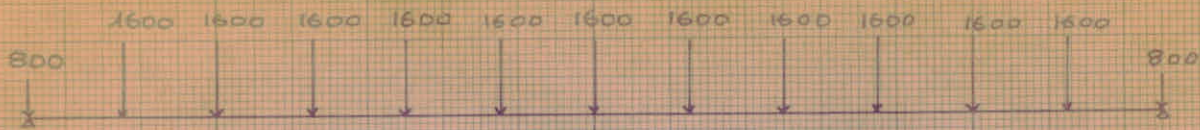


On considere que les efforts de vent passent par la ligne de G.D.G.

$$\begin{aligned}
 V_1 &= V_{13} = 800 \text{ Kg} \\
 V_2 &= V_3 = \dots = V_{12} = 1600 \text{ Kg} \\
 P_1 &= 5692 \text{ Kg} \quad \text{"} \quad \text{"} \\
 P_2 &= P_3 = \dots = P_{12} = 6000 \text{ Kg} \\
 N &= 9600 \text{ Kg} \quad \text{"} \quad \text{"}
 \end{aligned}$$

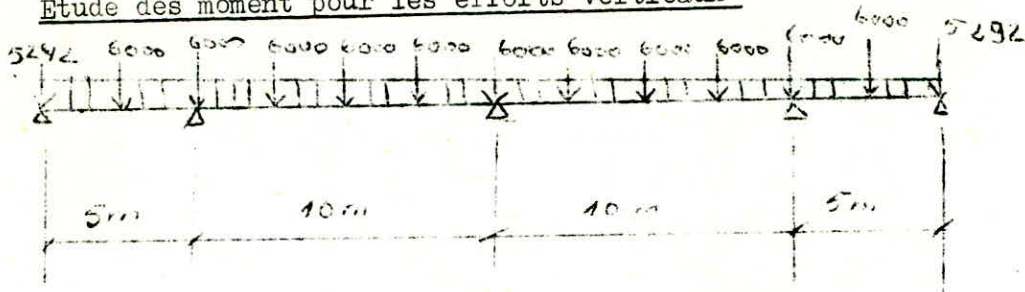
$$Q_1 = 160 \text{ Kg}$$

Moment flechissant : voir diagrammes



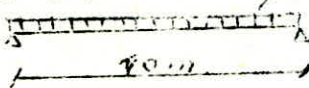
Le cas de charge étant symétrique on étudie uniquement la moitié des charges
 et le moment maximal se trouve au milieu de la travée

Etude des moment pour les efforts verticaux



$$Q = Q_1 + p$$

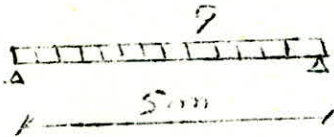
p. poids propres



$$Q = 160 + 261 = 521 \text{ Kg/m}$$

$$M_{11} = 6512 \text{ Kgm}$$

$$\Rightarrow \frac{M_{f1}}{M_{11}} = 0,5 \Rightarrow M_{f1} = 3256 \text{ Kgm}$$



$$M_{12} = 1628,12 \text{ Kgm}$$

$$\Rightarrow \frac{M_{f2}}{M_{12}} = 0,69 \Rightarrow M_{f2} = 1123 \text{ Kgm}$$

d'apres cm 66.15,321 ANNEXE

le moment le plus defavorable etant dans la travée de 10m

$$M_f = M_{fp} + M_{fq}$$

M_{fp} : moment flechissant du aux charges P_n

M_{fq} : moment flechissant du à la charge Q

$$M_q = 3256 \text{ Kgm}$$

$M_{fpn} = 19800 \text{ Kgm}$ (Determinée pour la poutre intermediaire)

$$M_f = 23.056 \text{ Kgm}$$

determination de K_{λ} : $N = 9600 \text{ Kg}$

$$= \frac{N}{A} = 0,208 \text{ Kg}$$

$$\lambda_x = 23$$

$$\lambda_y = 19,23$$

$$\Rightarrow \text{pour } \lambda_x = 23 \rightarrow K_{ix} = 1,03$$

$$K_{ix} \sigma = 0,212 \text{ Kg/mm}^2$$

Moment du au vent /
Moment / x

$$M_y = 72.900 \text{ Kgcm} \quad \left(\frac{I}{V}\right)_y \geq \frac{72.000}{24} = 3037 \text{ cm}^3$$

$$M_{fx} = 23.056 \text{ Kgcm}$$

On prend un H.S.H. 600/272



$$W_x = 10868 \text{ cm}^3$$

$$W_y = 3721 \text{ cm}^3$$

$$I_y = 111.631 \text{ cm}^4$$

$$I_x = 32.605 \text{ cm}^4$$

$$I_x = 26,2 \text{ cm}$$

$$I_y = 15,3 \text{ cm}$$

$$P = 272 \text{ Kg/m}$$

$$A = 474 \text{ cm}^2$$

$$e = 31 \text{ mm}$$

$$h = 600 \text{ mm}$$

$$b = 600 \text{ mm}$$

$$\sigma_x = \frac{M_x}{W_x} = 2,12 \text{ Kg/mm}^2$$

$$\sigma_y = \frac{M_y}{W_y} = 19,59 \text{ Kg/mm}^2$$

Determination de $K_{fy} \sigma_{fy}$

K_f est fonction de σ et μ et du mode de chargement

$$\sigma = 0,208 \text{ Kg/mm}^2$$

$$\mu = 6(2,5)$$

$$l_{fx} = \frac{L_0}{2} = \frac{10}{2} = 5 \text{ m} \quad \lambda_x = \frac{l_{fx}}{I_x} = 23$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma = 0,208 \text{ Kg/mm}^2 \\ \lambda_x = 23 \end{array} \right\} \rightarrow \mu > 200 \rightarrow K_{fx} = 1$$

$$K_{fx} \sigma_{fx} = 2,12 \text{ Kg/mm}^2$$

Determination de $K_{fy} \sigma_{fy}$

$$\sigma_{fy} = 19,59 \text{ Kg/mm}^2$$

$$l_{fy} = l_0 = 2,5 \text{ m (distance entre poteaux)}$$

$$\lambda_{fy} = \frac{l_{fy}}{I_y} = \frac{250}{13,2} = 19,3$$

$$\sigma = 0,208 \text{ Kg/mm}^2$$

d'ou

$$K_{fy} \sigma_{fy} = 19,59 \text{ Kg/mm}^2$$

$$K_{fx} \sigma_{fx} + K_{fy} \sigma_{fy} = 21,9 \text{ Kg} < \sigma_a$$

✓ On fixe

Vérification des déversement

Vérifier : $\sigma_d > \sigma_c$ ou $K\sigma + K_d k_{fx} \sigma_{fx} + K_{fy} \sigma_{fy} \leq \sigma_c$
 Calcul de σ_d

$$= 40.000 \frac{I_y}{I_x} \frac{h^2}{\lambda^2} \quad (D - 1) \text{ B.C.}$$

D CM 663,641 $D = \sqrt{1 + \frac{1.e}{1,06 bh}} \Rightarrow D = 1,29$

Calcul de coefficient C :

En fonction de M_w et M_2 (Voir poutre P. intermédiaire même cas)

$$M_w = - 10410 \text{ Kg.m} \Rightarrow C = 1,47 \quad (\text{CM, } 3 - 642,2)$$

$$M_E = - 28.180 \text{ Kg.m}$$

On prend $B=1$

D'où

$$\sigma_d = 22 \text{ Kg/mm}^2$$

On calcul alors K_d

$$K_d = \frac{K_{do}}{C} + \frac{C-1}{5 K_{do}} \quad (\text{C.M. } 66 - 3,62)$$

$$K_{do} = \frac{k_o}{1 + \frac{\sigma_d}{\sigma_c} (K_o - 1)} \quad (\text{C.M. } 66,361)$$

Avec $C = 1$ $\sigma_c = 15 \text{ Kg/mm}^2$

$$\lambda_o = \frac{l}{h_o} \sqrt{\frac{4}{BC} \cdot \frac{I_x}{I_y} \left(1 - \frac{\sigma_d}{\sigma_c}\right)} \rightarrow \lambda_o = 5,65$$

$$l = l_f = 5000 \text{ mm}$$

d'où $K_{do} = 1,001$ $K_d = 0,779 < 1$ on prendra alors $K_d = 2$

d'où $K_d \cdot k_{fx} \sigma_{fx} + k_{fy} \sigma_{fy} < \sigma_c$ Vérifier.

Remarque: On a sur appui $M_{fx} = 28180 \text{ Kg.m}$ $\sigma_{fx} = 3,92 \text{ Kg/mm}^2$

en vérifiant avec $\sigma_{fx} = 3,92 \text{ Kg/mm}^2$ On trouve

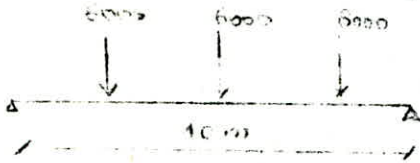
$$K\sigma + K_d k_{fx} \sigma_{fx} + K_{fy} \sigma_{fy} = 23,17 \text{ Kg/mm}^2 < \sigma_c \text{ vérif.}$$

Vérification de la flèche

Il y a 2 flèches à vérifier : l'une par rapport à XX' : f_x et l'autre par rapport à YY' : f_y

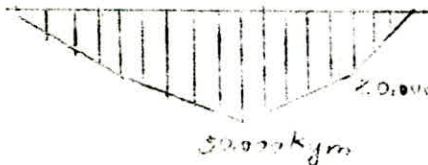
Flèche f_x

vérifions la flèche pour une travée défavorable (de 10 m) isosta.



$$M = 30000 \text{ kg}$$

$$\frac{F_1}{l} = \left(1,6 - 0,4 \frac{M_{\text{med.}} \cdot l}{A_m} \right) \cdot \frac{6 \cdot f \cdot l}{100000}$$



$$A_m = 174000 \text{ aire du diagramme : } M_f$$

$$f = \frac{30000}{10868} = 2,76 \text{ kg/mm}^2$$

$$l = 10\text{m}$$

$$h = 0,6\text{m}$$

$$\text{d'où } f_1 = 4,5 \text{ mm}$$

$$f = 20 \text{ mm}$$

$$\bar{v} = \frac{l}{200}$$

Flèche f_y

Vu que toutes les 2,5 m on a une poutrelle qui vient se plaquer sur la poutre Et limite aussi la flèche .

On considère que la flèche selon Y comme négligeable par rapport à la flèche limite $f = 60 \text{ mm}$

Vérification de l'effort tranchantEffort tranchant T_x

$T = 162108 \text{ kg}$ déterminé pour la poutre intermédiaire

T_x = effort tranchant pour un plancher seul; or la poutre du niveau

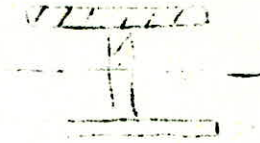
4 reprend l'effort tranchant des 3 autres niveaux :

$$T_{\frac{4}{3}} = 64455 \text{ kg}$$

$$\tau = \frac{T \cdot S}{e_a \cdot I}$$

$$I = I_x = 326051 \cdot 10^4 \text{ mm}^4$$

$$e_a = 19 \text{ mm}$$



$$S = \int x \cdot dA = 7219400 \text{ mm}^3 : \text{moment statique de la partie.}$$

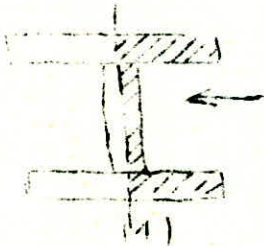
hachurée

d'ou $\tau = 7,25 \text{ Kg/mm}^2$
 $\tau = 15,6 \text{ Kg/m}$ $\rightarrow \tau < \bar{\tau}$ Verifier

Effort tranchant T_y



$$T_y = 9100 \text{ kg}$$



Moment statique de la section

hachurée

ou

On suposera que la poutre reprend

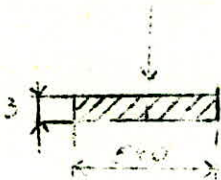
l'effort T - comme indiqué le schéma

(2)

$$\tau = \frac{3}{2} \frac{T_y}{A} = 2,66 \text{ Kg/mm}^2$$

$$A = 5130 \text{ mm}^2$$

$\tau < \bar{\tau}$ verifier



(2)

Etude du plancher 1

Le plancher 1 aura les meme charges et surcharges que le plancher courant.

plus l effet du a la sussion du vent avec un $(C_e - C_i) = 1,1$

$$Q_n = 67 \text{ Kg/m}^2 = 1,1 \times 67 = 73,5 \text{ kg/m}^2$$

$$Q_{ex} = 116 \text{ Kg/m}^2 = 1,1 \times 116 = 127,5 \text{ Kg/m}^2$$

Combinaison defavorable

Charges permanentes	$C_1 = 177,6 \text{ Kg/m}^2$
Surcharge	$S = 300 \text{ Kg/m}^2$
vent	Ext: $127,5 \text{ Kg/m}^2$
	Norm: $73,5 \text{ Kg/m}^2$

$$C + \frac{17}{12} (S + V) = 177,6 + \frac{17}{12} (300 + 73,5) = 526 \text{ Kg/m}^2$$

$$C + \frac{3}{2} S = 177,6 + \frac{3}{2} \cdot 300 = 477,6 \text{ Kg/m}^2$$

$$C + \frac{3}{2} V = 177,6 + \frac{3}{2} \cdot 73,5 = 287,6 \text{ Kg/m}^2$$

$$\frac{4}{3} C + \frac{3}{2} S = \frac{4}{3} \cdot 177,6 + \frac{3}{2} \cdot 300 = 686,5 \text{ Kg/m}^2$$

$$\frac{4}{3} C + \frac{3}{2} V = \frac{4}{3} \cdot 177,6 + \frac{3}{2} \cdot 73,5 = 345,5 \text{ Kg/m}^2$$

$$\frac{4}{3} C + \frac{17}{12} (S + V) = \frac{4}{3} \cdot 177,6 + \frac{17}{12} (300 + 73,5) = 765,5 \text{ Kg/m}^2$$

$$C + S + V = 177,6 + 300 + 127,5 = 195,1 \text{ Kg/m}^2$$

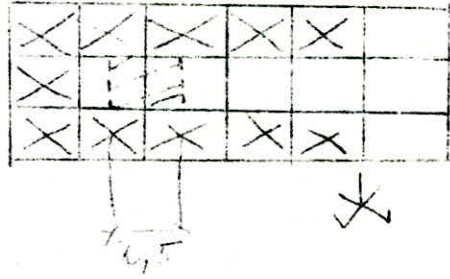
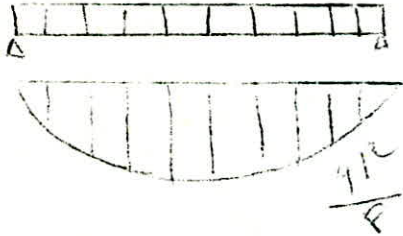
La plus defavorable est

$$\frac{4}{3} C + \frac{17}{12} (S + V) = 765,5 \text{ Kg/m}^2$$

On prendra les elements du plancher courant et on verifie si ces derniers passent pour le niveau 1 toute fois en ce qui concerne le raidissement du plancher on garde les memes elements plancher courant car les sollicitation du vent au niveau 1 sont largement inferieure a celles du plancher courant

Vérification de la poutrelle intermédiaire centrale

$q = 8,5 \times 765,7 = 1912 \text{ kg/m}$



$M = 5975 \text{ kgm}$

IPE 220 $w_x = 252 \text{ cm}^3$ ne passe pas .

IPE 240 $w_x = 324 \text{ cm}^3 \rightarrow \sigma_x = 20 \text{ kg/mm}^2 < \sigma_e$

La poutrelle étant soudée à la tôle du plancher donc pas de risque d de déversement .

Vérification de la flèche:

q_n majoré = 551 kg/m^2 par mètre linéaire $q = 1375 \text{ kg/m}$

$f = \frac{5}{384} \frac{q l^4}{EI}$
 $E = 21 \cdot 10^4 \text{ kg/cm}^2$
 $I_x = 3892 \cdot 10^{-8} \text{ m}^4$

$f_x = 13,65 \text{ mm} < \frac{l}{300} = 16,7 \text{ mm}$

Vérifié.

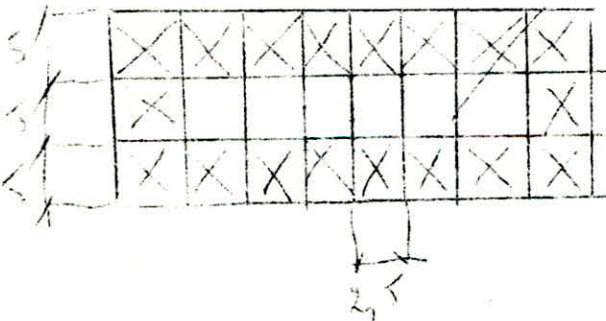
Vérification de l'effort tranchant :

$T = \frac{q l}{2} = 4775 \text{ kg}$
 $\tau = \frac{T}{A_a}$ $A_a = 1200 \text{ mm}^2$

$\tau = 3,9 \text{ kg/mm}^2 < \tau = 18,6 \text{ kg/mm}^2$

Vérification de la poutrelle de rive :

IPE 240.



Les poutrelles de rive sont chargées verticalement et horizontalement

Efforts verticaux $q = \frac{765 \cdot 2,5}{2} = 856,25 \text{ kg/m}$ + PP de la poutrelle

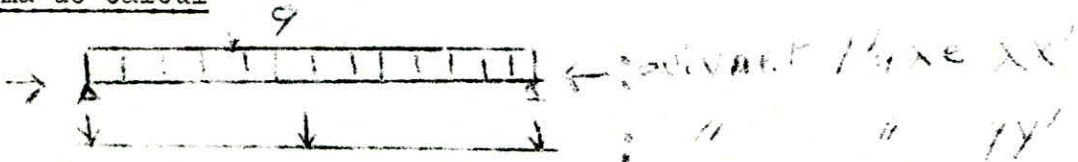
HEA 220 $p = 42,3 \text{ kg}$ $w_x = 515 \text{ cm}^3$; $w_y = 178 \text{ cm}^3$

$I_x = 5410 \text{ cm}^4$; $I_y = 1955 \text{ cm}^4$

$i_x = 9,17 \text{ cm}$; $i_y = 5,59 \text{ cm}$

d'où $q = 856,25 + 42,3 = 898,56 \text{ kg/m}$ (et par des efforts normaux)N

Schéma de calcul



Pour N on prend l'effort au plancher courant (défavorable)

$N = 9600 \text{ kg}$

Il faut vérifier

$$K_{fy} \sigma_{fy} + K_{fx} \sigma_{fx} + K_{by} \sigma_{by} + K_{bx} \sigma_{bx}$$

On ne prend pas compte du déversement car la tôle du platelage soudée à la poutrelle .

$K_{fy} \sigma_{fy}$: analogue à celui du plancher courant ; $K_{fy} \sigma_{fy} = 1,54 \text{ kg/mm}^2$

$K_{fx} \sigma_{fx}$

$H_{ex} = \frac{110}{100} = 2805 \text{ kg/mm}^2$

$\sigma_{fx} = \frac{H_{ex} \cdot p}{w_x} = \frac{2805}{515} = 5,46 \text{ kg/mm}^2$

$K_{fx} = 103$ le même que pour le plancher courant

d'où $K_{fx} \sigma_{fx} = 5,65 \text{ kg/mm}^2$

_____ : dans le sens y le vent au niveau supérieur est plus prépondérant que pour le niveau 1 ; on prend le même $K_{by} \sigma_{by}$ que pour le plancher courant correspondant à la même poutrelle .

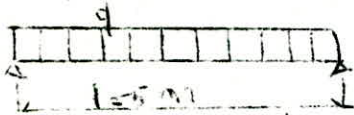
$$K_{fy} \cdot \sigma_{fy} = 11,85 \text{ kg/mm}^2 \text{ d'où}$$

$$\boxed{K_{1y} \sigma + K_{fx} \sigma_{fx} + K_{fy} \sigma_{fy} = 19,08 \text{ kg/mm}^2 < \sigma_e} \quad \text{vérifiée}$$

Vérification de la flèche

q non pondéré = $551 \text{ kg/mm}^2 \Rightarrow 707 \text{ kg/m}$ en tenant compte du poids propre : $42,3 \text{ kg/m}$:

$$q = 749,3 \text{ kg/m}$$



$$1^\circ / f_x : \frac{5}{304} \cdot \frac{q \cdot l^4}{EI_x} \Rightarrow \boxed{f_x = 5,85 \text{ mm}}$$

2° / f_y : vu que l'on a pris les mêmes efforts que pour le plancher courant \Rightarrow même flèche $f_y = 10,01 \text{ mm}$

Flèche résultante

$$f = \sqrt{f_x^2 + f_y^2} = 11,8 \text{ mm} < \bar{f} = \frac{1}{300} = \frac{5000}{300} = 16,65 \text{ mm}$$

vérifiée

Vérification de l'effort tranchant

$$T_x = \frac{q l}{2} = 2250,5 \text{ kg}$$

$$\tau_x = \frac{T}{A_a} \Rightarrow \tau_x = 1,71 \text{ kg/mm}^2$$

$$A_a = 1312 \text{ mm}^2$$

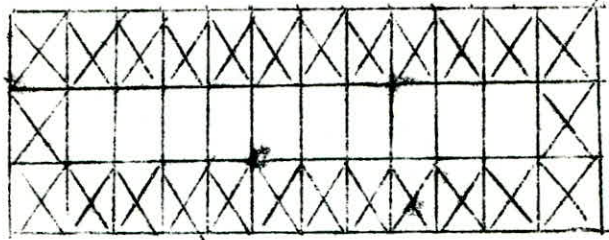
$$\boxed{\tau_x < \bar{\tau} \text{ vérifiée}}$$

Effort tranchant T_y

Vérifiée pour plancher courant .

Détermination de la poutrelle intermédiaire appartenant à la poutre de contreventement du plancher : on avait déterminé pour le plancher courant

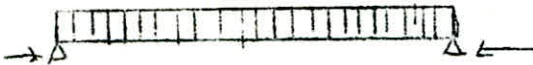
schéma de calcul



$N = 9600 \text{ kg}$ le même que pour le plancher courant

$q = 1912,5 \text{ kg/m}$ le même que pour la poutrelle intermédiaire centrale

$$M = \frac{ql^2}{8} = \frac{1912,5 \cdot 25}{8} = 5975 \text{ kgm}$$



Poutrelle soudée à la tôle de platelage ; pas de risque de déversement

On vérifiera : $k_f \sigma_{fx} + k \cdot \sigma \leq \sigma_e$

IPE 240 $\rightarrow w_x = 324$

$$\sigma_{fx} = \frac{5975}{324} = 20 \text{ kg/mm}^2$$

Détermination de $k \cdot \sigma$

$$\sigma = \frac{\delta N}{A} = \frac{9600}{39,1} = 246 \text{ kg/cm}^2 \text{ soit } 2,46 \text{ kg/mm}^2$$

$$A = 39,1 \text{ cm}^2$$

k est le même que celui déterminé dans le calcul de la poutrelle correspondante pour le plancher courant $k = 1,154$

$$\rightarrow k \sigma = 1,154 \cdot 2,46 = 2,88 \text{ kg/mm}^2$$

Détermination de $k_f \cdot \sigma_{fx}$

$$\sigma = 2,46$$

$$\lambda = \frac{500}{447} = 1,115 \Rightarrow \mu \approx 35 \text{ à peu près le même que celui défini dans le calcul du plancher courant.}$$

$$\Rightarrow K_f = 1,04 \text{ le même que celui du plancher courant.}$$

$$q = 304,20 = 20,8 \text{ kg/m}^2$$

Vérification de la flèche : la même que pour la poutrelle intermédiaire centrale du plancher 1 . Elle est vérifiée

Vérification de l'effort tranchant : le même que pour la poutrelle centrale (intermédiaire) vérifié pour cette dernière qui est un IPE 220 ; vérifié pour un IPE 240 .

Détermination des poutres principales

2 genres : poutres principales intermédiaires,
poutres principales de rive

-- Poutre principale intermédiaire :

Poutre continue $L = 30 \text{ m}$; 5 appuis sollicitée par les efforts ponctuels verticaux (transmis par les poutrelles) et par des efforts de compression dus au vent (poutre au vent) .



$P_1 = P_{13}$: transmis par les de rive

$P_2 = P_3 = P_4 = \dots = P_{12}$ transmis par les poutrelles intermédiaires

P_1	P_2	P_3	P_4	P_5	P_6	P_7	P_8	P_9	P_{10}	P_{11}	P_{12}	P_{13}

$$P_2 = P_3 = \dots = P_n = 4775 \text{ kg} \cdot 2 = 9550 \text{ kg}$$

$$P_1 = P_{13} = 2250,5 \text{ kg} \cdot 2 = 4510 \text{ kg}$$

$$N = 14400 \text{ kg} .$$

Calcul des moments en travée

Methode forfaitaire CM 66. 15. 301. annexe le moment le plus defavorable

pour la travée de 10 m

$M_L = 47.550 \text{ Kgm}$ $\frac{M_F}{M_L} = 0,66$

$M_F = 31.380 \text{ Kgm}$

$M_F = 31380 \text{ Kgm}$



Determination des moments sur appui

Methode CM .66 . 15. 46. Annexe (Meme que pour plancher courant)

$M_{n-1} = \frac{l_n}{l_n + l_{n+1}} \left[\bar{M}_{(n-1)}, n + 0,55 \frac{l_n + 1}{1,1 l_n + 1} \bar{M}_{n,(n-1)} \right]$

$M_{n-2} = - \frac{0,6 l_{n-1} \cdot M_{n-1}}{1,2 l_{n-1} + l_{n-2}}$;

$M_{n-3} = -$

$M_{n-2} = - \frac{0,6 l_{n-1} \cdot M_{n-1}}{1,2 l_{n-1} + l_{n-2}}$

Determination des moments $\bar{M}_{i,j}$

Travée 0-1

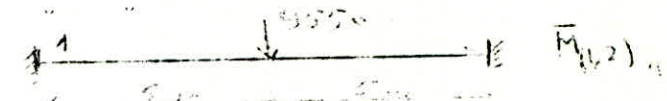
$Q = 9550 \text{ Kg}$



$\bar{M}_{0,1} = - \frac{Q \cdot L}{8} = - 5955 \text{ Kgm}$

$\bar{M}_{0,1} = \bar{M}_{1,0} = \bar{M}_{3,4} = \bar{M}_{4,3} = -5955 \text{ Kgm}$

Travée . 1-2 /



$(1,2)_1 = - \frac{Ql}{8} = - 11910 \text{ Kgm}$

$(1,2)_2 = - \frac{Ql}{2} \cdot \frac{c}{l} \left(1 - \frac{c}{l} \right) = - 17300 \text{ Kgm}$

$M_{1,2} = M_{(1,2)1} + M_{(1,2)2} = - 29810 \text{ Kgm}$

$\bar{M}_{1,2} = - 29810 \text{ Kgm}$

$$\bar{M}_{1,2} = \bar{M}_{2,1} = \bar{M}_{2,3} = \bar{M}_{3,2} = - 29810 \text{ Kgm}$$

Moment sur appui / On calcul separement les moments sur appui pour chaque travée chargée et on superpose (Voir diagramme)

Travée 4 chargée

$$M_3 = \frac{1}{4} (\bar{M}_{3,4} + 0) \Rightarrow M_3 = \bar{M}_{3,4} = - 5955 \text{ Kgm}$$

$$M_2 = - \frac{0,6 l_3 M_3}{1,2 l_3 + l_1} \Rightarrow M_2 = + 1630 \text{ Kgm}$$

$$M_1 = - \frac{0,6 l_2 M_2}{1,2 l_2 + l_1} \Rightarrow M_1 = - 575 \text{ Kgm}$$

Travée 3 chargée

$$M_2 = \frac{1}{l_3 + l_4} \left(\bar{M}_{2-3} + \frac{0,55 l_4}{1,1 l_4 + l_3} \bar{M}_{3,2} \right) \Rightarrow M_2 = - 22990 \text{ Kgm}$$

$$M_1 = - \frac{0,6 l_2 M_2}{1,2 l_2 + l_1} \quad M_1 = + 8100 \text{ Kgm}$$

Travée 2 chargée

$$M_1 = \frac{1}{l_2 + l_3} \left[\bar{M}_{1-2} + \frac{0,55 l_3}{1,1 l_3 + l_2} \bar{M}_{2,1} \right] \quad M_1 = - 18540 \text{ Kgm}$$

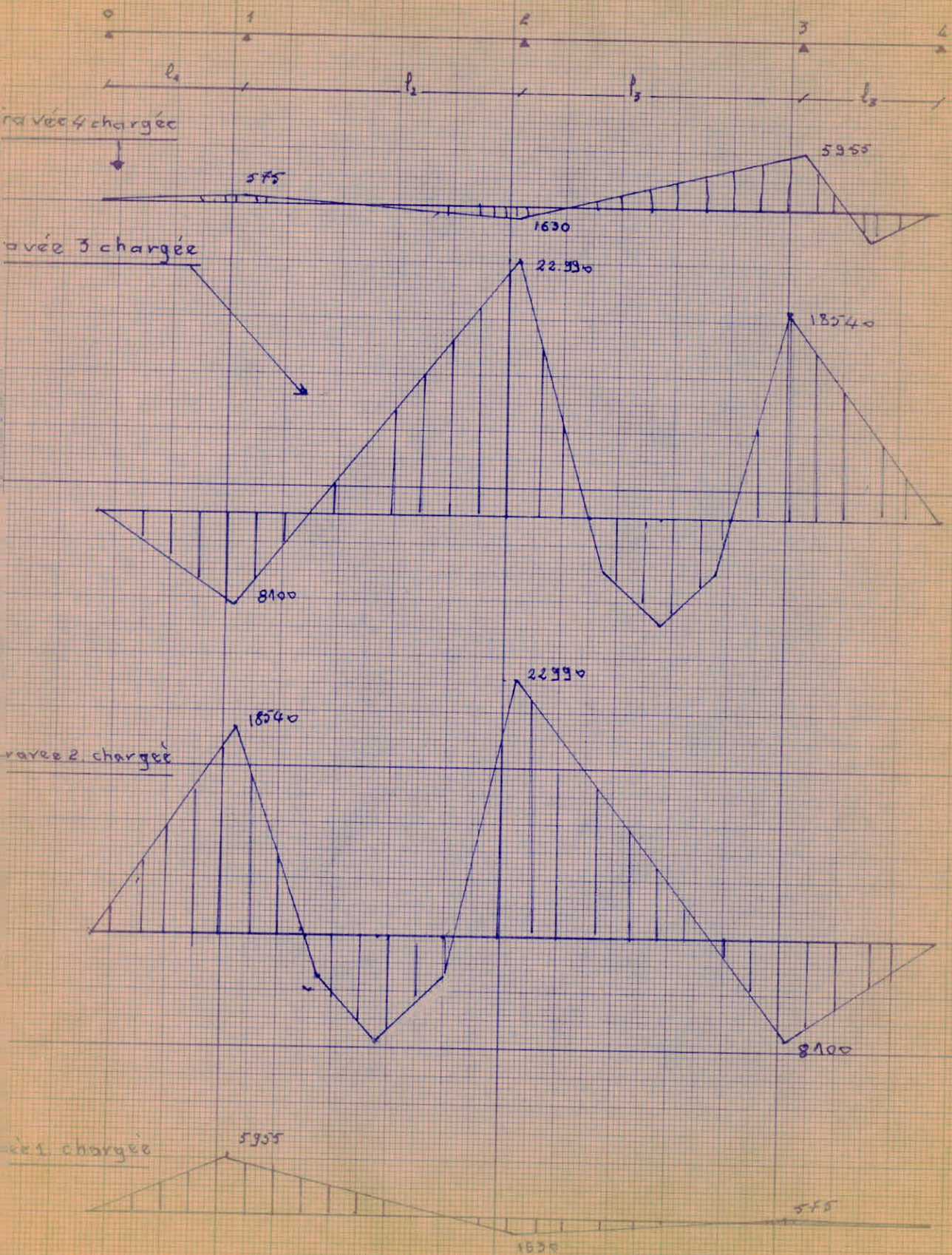
Par raison de symetrie

Le moment sur appui: 1 de la travée 2 chargée = moment sur appui 3 de la travée 3 chargée

$$M_2 \text{ (travée 3 chargée)} = M_2 \text{ travée 2 chargée}$$

(voir tiagramme)

Moment sur appui de la poutre intermédiaire du plancher 1



La travée 1 chargée étant l'inverse de la travée 4 chargée d'où on a le moment sur appui quand 1 est chargée (Voir diagramme)
Et les moments finaux sur appui seront la somme des moments sur appui pour chaque cas de charge.

$$M_0 = 0$$

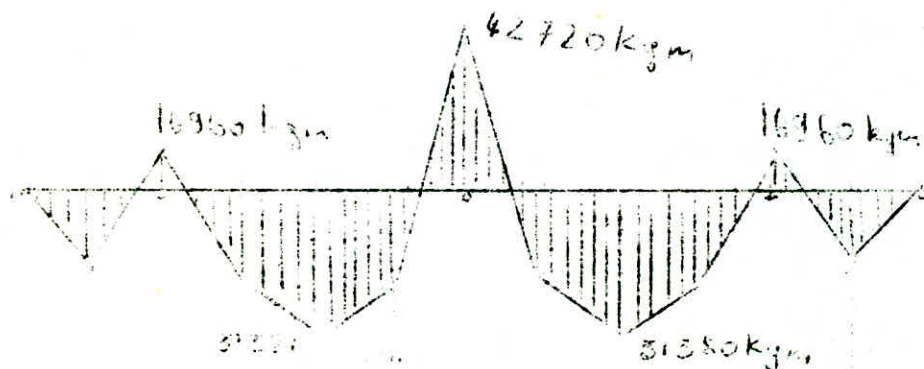
$$M_1 = - 16960 \text{ Kgm}$$

$$M_2 = - 42720 \text{ Kgm}$$

$$M_3 = - 16960 \text{ Kgm}$$

$$M_4 = 0$$

D'où le diagramme final / (moments sur appui)



Verification de la stabilite

On prend 1 IPE 500

Il faut verifier : $K_d \cdot K_f \cdot \sigma_f + K_{1y} \sigma \leq \sigma_e$

$K_d = 1$ (vu que pour la poutre correspondante dans le plancher courant on trouve $K_d = 1$ pour IPE 450)

Donc on verifie alors : $K_f \sigma_f + K_{1y} \sigma \leq \sigma_e$

$\frac{K \sigma_f}{f}$

$\lambda_x = 27$

$\lambda_y = 60,5 \rightarrow K_{1y} = 1,195$

$\sigma = \frac{N}{A}$

$A = 11600 \text{ mm}^2 \quad \sigma = 1,24 \text{ Kg/mm}^2$

$N = 14400 \text{ Kg}$

$K_{1y} \sigma = 1,5 \text{ Kg/mm}^2$

$K_f \sigma_f$

A 1' appui 2: $M_F = 42720 \text{ Kgcm}$
 $W_x = 1930 \text{ cm}^3 \Rightarrow \sigma_{fx} = 22,1 \text{ kg/mm}^2$

$\lambda_x = 27$

$\sigma = 1,24 \text{ Kg/mm}^2 \rightarrow 200 \rightarrow K_f = 1$

$K_d \cdot K_f \cdot \sigma_f + K_{1y} \sigma = 23,6 \text{ Kg/mm}^2 < \sigma_e$ Verifier

verification de la fleche

σ_e et σ_f
 σ_e et σ_f

: contrainte de flexions aux droits des appuis
 : contrainte de flexion et fleche de la poutre de
 comparaison on a:

$\frac{f}{l} = \frac{f_1}{l} - \left(\frac{1,2}{100.000} \frac{\sigma_{fw} + \sigma_{fe}}{2} \frac{l}{h} \right)$

Pour la travée de 10 m

$\sigma_{fe} = \frac{M_1}{W_x} = \frac{16960}{1930} = 8,9 \text{ Kg/mm}^2$

$\sigma_{fw} = \frac{M_2}{W_x} = \frac{42.720}{1930} = 22,1 \text{ Kg/mm}^2$

Calcul de f_1

$$\frac{f_1}{l} = \left(1,6 - 0,4 \frac{M_{med} \cdot l}{A_m} \right) \frac{f}{100.000} \frac{l}{h} \quad \text{CM 66 Annexe 13,93}$$

$$A_m = 29700 \quad \text{Aire du diagramme } M_f$$

$$f = 24,6 \text{ Kg/mm}^2 \quad l = 10 \text{ m} \quad h = 0,5 \text{ m}$$

$$f_1 = 47 \text{ mm}$$

d'où la fleche f .

$$f = 11 \text{ mm} \quad \bar{f} = \frac{10.000}{500} = 20 \text{ m}$$

$f < \bar{f}$: Verifier

verification de l'effort tranchant

Methode CM 66. 15. 33. Annexe

La verification à la stabilite est effectuée aux extremitée de chaque travée en admettant que l'effort tranchant peut atteindre les valeurs suivantes:

Travée de 10m : Travée courante

$$T = T_1 + \frac{2,1 M_F - M_L}{l}$$

$$T_1 = 23850 \text{ Kg}$$

$$M_F = 31380 \text{ Kg}$$

$$M_L = 47.550 \text{ Kg} \quad \text{d'ou}$$

$$T = 29.345 \text{ Kg}$$

$$\frac{T}{A_a}$$

$$= 6,6 \text{ Kg} < \bar{T} = 15,6 \text{ Kg} \quad \text{Verifien}$$

$$A_a = 4260 \text{ mm}^2$$

Poutre principale de rive

sollicite par :

- Des efforts de vent horizontaux inférieure; nettement aux efforts qui agissent sur le plancher 4 on prendra ces derniers.
- Les efforts verticaux $P_n = \frac{9550 \text{ Kg}}{2} = 4525 \text{ Kg}$
- Par les memes efforts normaux que ceux de la poutre des plancher 4 correspondante

$$N = 9600 \text{ Kg}$$

Ce sont les efforts horizontaux de vent qui impose la poutre.

La poutre du plancher 4 de rive a ete dimensionnée avec/

$$P = 6000 \text{ Kg}$$

$$N = 9600 \text{ Kg}$$

$$V_1 = V_{13} = 800 \text{ Kg}$$

$$V_2 = V_3 \dots = V_{13} = 1600 \text{ Kg}$$

Meme etat de charge que pour poutre de rive du plancher 1 sauf que pour poutre du plancher 1 est sollicite par $P_n = 4525 \text{ Kg}$ et pour plancher courant on avait : $P_n = 6000 \text{ Kg}$.

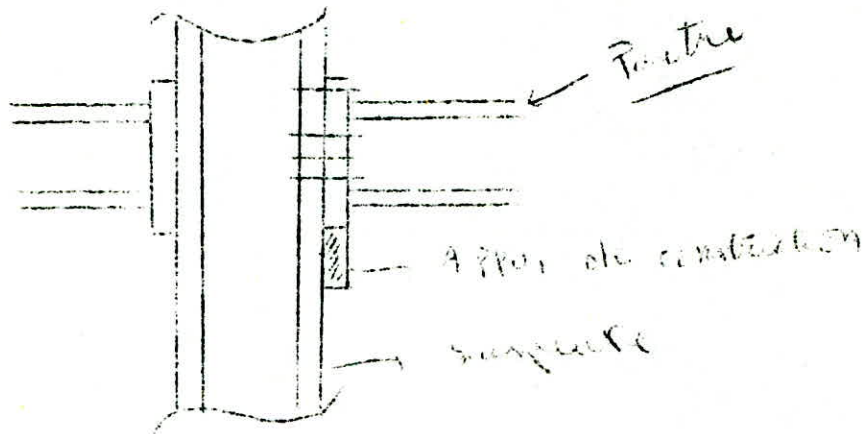
Donc la poutre determinée pour plancher courant passe

on prendra donc HSH 600/272

Toiture /

La structure portante de la toiture sera analogue a celle des plancher sauf que les poutre principale longitudinale ne seront pas continues par mesure constructive néanmoins on realisera une bonne liaison entre ces dernieres et les suspentes afin d'assurer une rigidite et la continuité : donc longitudinalement on aura 2 poutres de rive portée : 5m et 2 poutre inte mediaire portée : 10m qui remplaceront la poutre de 30 m

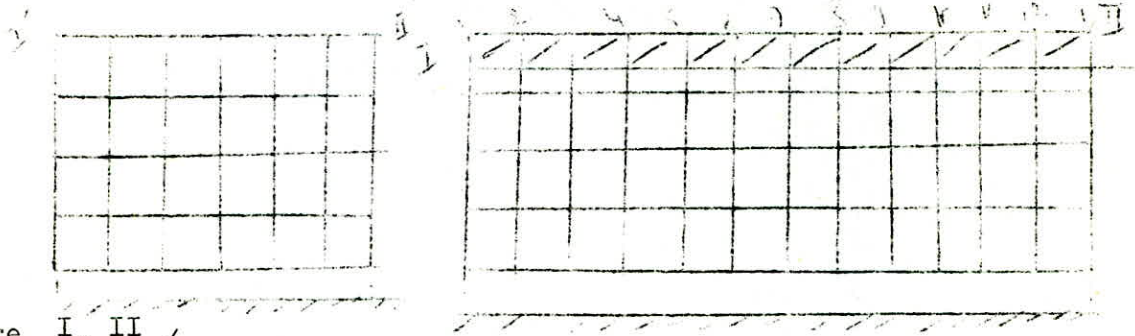
Liaison suspente poutre /



- On avait comme charge permanente : $C = 56 \text{ Kg/m}^2$

Prenons comme surcharge : $S = 200 \text{ Kg/m}^2$

Surcharges climatiques au niveau de la toiture /



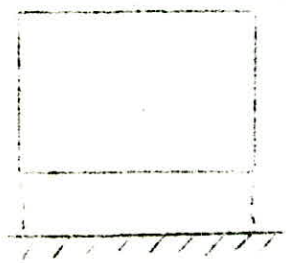
Poutre I, II /

Vent normal	$\left\{ \begin{array}{l} F_1 = F_{13} = 240 \text{ Kg} \\ F_2 = F_3 \dots F_{12} = 480 \text{ Kg} \end{array} \right.$	Extrême	$\left\{ \begin{array}{l} F'_1 = F'_{13} = 415 \text{ Kg} \\ F'_2 = \dots F'_{12} = 830 \text{ Kg} \end{array} \right.$

Poutre I, II, /

Normale	$\left\{ \begin{array}{l} f_1 = f_7 = 248 \text{ Kg} \\ f_2 = f_3 = \dots f_6 = 496 \text{ Kg} \end{array} \right.$	Extrême	$\left\{ \begin{array}{l} f'_1 = f'_7 = 425 \text{ Kg} \\ f'_2 = \dots f'_6 = 850 \text{ Kg} \end{array} \right.$

Soulèvement /



$P_s = \text{normale} = 63,5 \text{ DAN/m}^2$
 $P_s = \text{extrême} = 111 \text{ DAN/m}^2$

Neige /

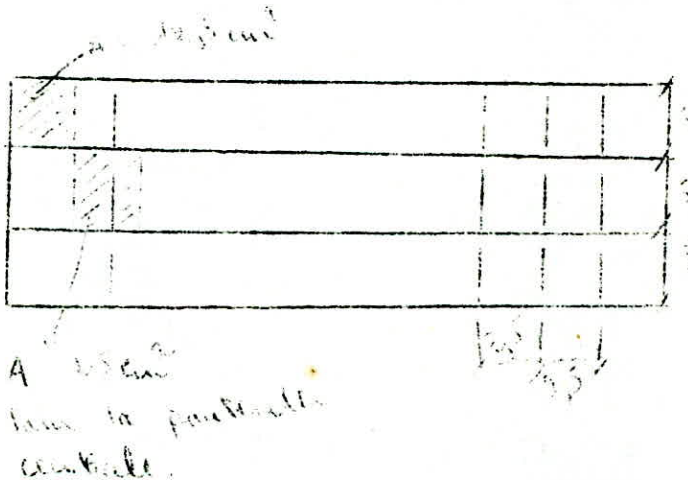
normale	$\left\{ \begin{array}{l} P_{n0} = 35 \text{ DAN/m}^2 \\ P_{n0} = 60 \text{ DAN/m}^2 \end{array} \right.$

- On prendra le cas le plus défavorable entre N, V & C quand aux efforts de compressions on prendra ceux déterminés pour le plancher courant qui sont défavorables.

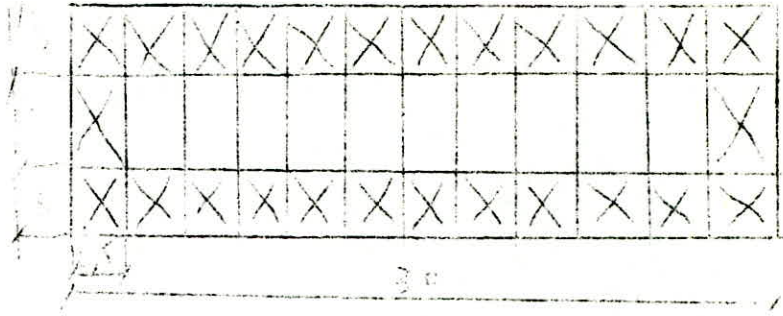
1°) Etude des efforts verticaux /

- Neige
- Le poids propre
- Le vent

$A = 12,5 \text{ cm}^2$ part de surface revenant a la poutrelle intermediaire



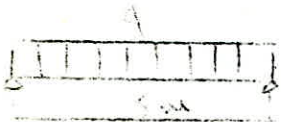
Combinaison defavorable entre C, N, V /

I. Determination des poutrelles

1°) Poutrelle intermediaire centrale : ne faisant pas partie de la poutre au vent

schema de calcul

$$q = 1090 \text{ Kg/m}$$



$$M = \frac{q \cdot l^2}{8}$$

$$\Rightarrow M = 3400 \text{ Kgm}$$

Prenons IPE 180 $W_x = 166 \text{ cm}^3$ $f = \frac{M}{W_x}$

$$f = 23,15 \text{ Kg/mm}^2 < 0,8 \sigma_c$$

On ne verifie pas le deversement car la plaque de la toiture etant soudée aux poutrelle empeche la poutrelle de deverser.

Verification de la fleche

$$q \text{ non penderé} = 730 \text{ Kg/m}$$

$$f = \frac{5}{384} \frac{ql^4}{EI}$$

$$E = 21 \cdot 10^9 \text{ Kg/M}^2$$

$$f = 21,8 \text{ mm}$$

$$\bar{f} = \frac{l}{300} = 16,5 \text{ mm}$$

$$I_x = 1317 \cdot 10^8 \text{ m}^4$$

$$l = 5 \text{ m}$$

Prenons un IPE 200 $\Rightarrow f = 14,8 \text{ mm} < \bar{f}$

Vérification de l'effort tranchant :

$$T = \frac{q l}{2} = 2715 \text{ kg/m}$$

$$\sigma = \frac{A \cdot I}{A_a}$$

$$\text{IPE200 } A_a = 880 \text{ mm}^2$$

$$\Rightarrow \sigma = 3,32 \text{ kg/mm}^2$$

Détermination de la poutrelle de rive :

Elle est chargée par les efforts verticaux : $q = 545 \text{ kgm}$

par les efforts de vent horizontaux tels



vnet normal $F_1 = F_3 = 240 \text{ kg}$
 $F_2 = 480 \text{ kg}$

vent extrême $F_1 = F_3 = 415 \text{ kg}$
 $F_2 = 830 \text{ kg}$

On a $F_{\text{ex}} > \frac{3}{2} F_N$, on prendra les efforts dus aux vents extrême et par les efforts normaux de la poutre de contreventement .

$$N = 9600 \text{ kg (défavorable)}$$

Schéma de calcul :

$$q = 545 \text{ kgm}$$

$$F_1 = F_3 = 415 \text{ kg. } F_2 = 830 \text{ kg}$$

$$N = 9600 \text{ kg}$$



Vérification de la stabilité :

Il faut vérifier

$$k_x \sigma_x + k_y \sigma_y \leq \sigma_c$$

$$M_x = \frac{q l^2}{8} \quad M_x = 1700 \text{ kgm}$$

$$M_y = \frac{p l}{4} = 1038 \text{ kgm}$$

L'HEA 160 ne passe pas.

106

$$W_x = 294 \text{ cm}^3$$

$$\sigma_{fx} = 5,8 \text{ Kg/mm}^2$$

$$W_y = 103 \text{ cm}^3$$

$$\sigma_{fy} = 10,01 \text{ Kg/mm}^2$$

Détermination de K_{iy}

$l_0 = l_f = 500 \text{ cm}$ articulation aux 2 bouts

$$\lambda_x = \frac{l_{fx}}{i_x} = \frac{500}{7,45} = 67$$

$\Rightarrow \lambda_x > \lambda_y \rightarrow K_{iy}$

$$\lambda_y = \frac{l_{fy}}{i_y} = \frac{500}{4,52} = 110$$

K_{iy} depend de λ et μ

$$\sigma = \frac{N}{A} = \frac{9600}{4530} = 2,12 \text{ Kg/mm}^2$$

$$\Rightarrow \mu = 8 \rightarrow K_{iy} = 1,04$$

$$\lambda_y = 110$$

$$K_{iy} = 1,04 \cdot 2,12 = 2,21 \text{ Kg/mm}^2$$

Détermination de K_{fx}

$$\sigma_{fx} = 5,8 \text{ Kg/mm}^2$$

$$\lambda_x = 67 \Rightarrow \mu = 26$$

$$\sigma = 2,12$$

charge uniforme $K_{fx} = \frac{\mu + 0,03}{\mu - 1,3} \quad K_{fx} = 1,05$

$$K_{fx} \cdot \sigma_{fx} = 6,05 \text{ Kg/mm}^2$$

Détermination de K_{fy}

$$\sigma_{fy} = 10,01 \text{ Kg/mm}^2$$

$\mu = 8$ charge au milieu

$$K_{fy} = \frac{\mu - 0,18}{\mu - 1,3} = 1,38$$

$$K_{fy} \sigma_{fx} = 13,4 \text{ Kg/mm}^2$$

D'ou

$$K_{iy} \sigma + K_{fx} \sigma_{fx} = 21,6 \text{ Kg/mm}^2 < \sigma_e$$

Verifier

Vérification de la flèche :

107



$$q_{\text{non pondéré}} = 399,5 \text{ kg/m}$$

$$f_x = \frac{5}{384} \frac{ql^4}{EI_x}$$

$$l = 5 \text{ m}$$

$$E = 21109 \text{ kg/m}^2$$

$$I_x = 2510 \cdot 10^{-8} \text{ m}^4$$

$$\Rightarrow f_x = 5,9 \text{ mm}$$



$$f_y = \frac{pl^3}{48EI_y}$$

$$p = 830 \text{ kg}$$

$$l = 5 \text{ m}$$

$$E = 21109 \text{ kg/m}^2$$

$$I_y = 925 \cdot 10^{-8} \text{ m}^4$$

$$\Rightarrow f_y = 1,13 \text{ mm}$$

Flèche résultante :

$$f = \sqrt{f_x^2 + f_y^2} \quad f = 6,12 \text{ m} < \bar{f} = \frac{l}{300} = 65,5 \text{ m}$$

$f < \bar{f}$ vérifiée

Vérification des efforts tranchants :

$$T_x = \frac{ql}{2} = 1452 \text{ kg}$$

$$\tau_x = \frac{T_x}{A_a} \quad \Rightarrow \tau_x = 1,95 \text{ kg/mm}^2 < \bar{\tau}$$

$$A_a = 732 \text{ mm}^2$$

$$T_y = 830 \text{ kg}$$

On supposera que seule l'âme reprend l'effort tranchant

(âme rectangle seule)

$$\tau_y = \frac{3}{2} \frac{T_y}{A_a} = 1,9 \text{ kg/mm}^2 < \bar{\tau}$$

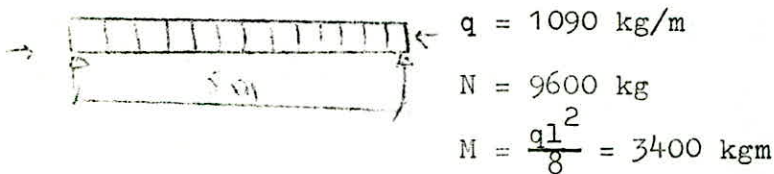
108
Détermination des poutrelles intermédiaires



Elles sont chargées par :

- des efforts verticaux . $q = 1090 \text{ kg/m}$
- des efforts normaux de compression . $N = 9600 \text{ kg}$

Schéma de calcul :



Prenons un IPE 200 :

- vérification de la stabilité : pas de déversement :
 poutrelle soudée au platelage .

Il faut vérifier : $k_1 + k_f f$

- détermination de k_1

$$l_f = 1,500 \text{ cm} ; i_x = 8,26 \text{ cm} ; A = 2850 \text{ mm}^2$$

$$\lambda_x = \frac{l_f}{i_x} = 60,5$$

$$\lambda_x = 60,5$$

$$\chi = \frac{9600}{2850} = 3,1 \text{ kg/mm}^2 \quad \Rightarrow \quad N = 20 \rightarrow k_1 = 1,09$$

$$\rightarrow k_1 \leq 3,18 \text{ kg/mm}^2$$

- détermination de $k_f f$

$$\sigma_{fx} = \frac{M}{W_x} = \frac{3400}{194} = 17,5 \text{ kg/mm}^2$$

$$N = 20 \text{ charge uniforme} \Rightarrow k_f = \frac{\lambda + 0,03}{\lambda - 1,3} = 1,07$$

$$k_{f,1} \leq k_f = 18,75 \text{ kg/mm}^2$$

$$\text{d'où } k_1 + k_f \leq 21,93 \text{ kg/mm}^2$$

- vérification de la flèche : vérifiée pour la poutrelle intermédiaire centrale .

D étermination des poutres principales

1°/ Poutre principale centrale : poutre continue de 30 m sur appui analogue au plancher sauf qu'ici l'effort $P_n = 5430$ kg au lieu de 6000 kg .



On prendra un IPE 450 vu que le profilé pour un effort $P_n = 6000$ kg
 $N = 14400$ kg

2°/ Poutre de rive principale : poutre continue de 30 m sur 5 appuis travée : 5

- sollicitée par des efforts verticaux apportés par des poutrelles

$$P_n = 2715 \text{ kg}$$

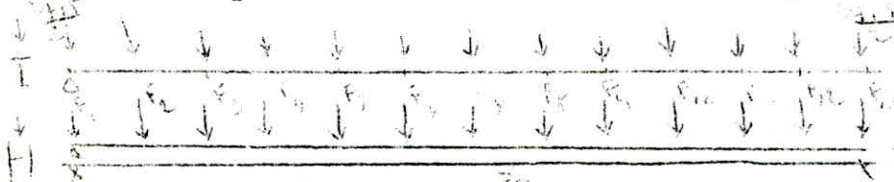
- par des efforts de compression dus du fait qu'elle appartient à la poutre au vent longitudinale du plancher ($N = 9600$ kg)

- reprend le vent en façade .

$$F_1 = F_{13} = 415 \text{ kg}$$

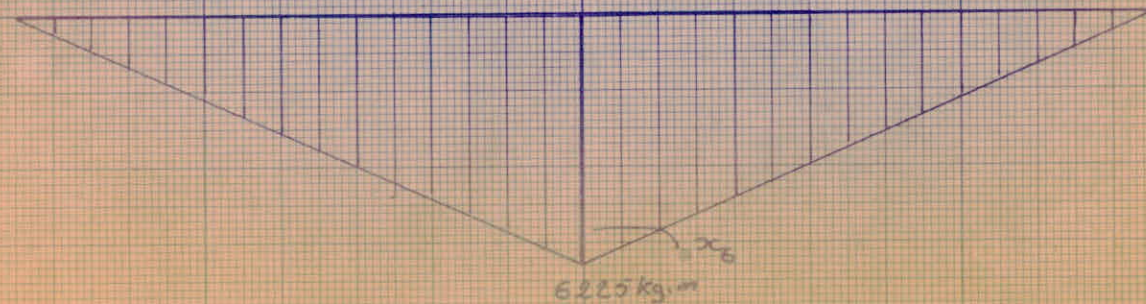
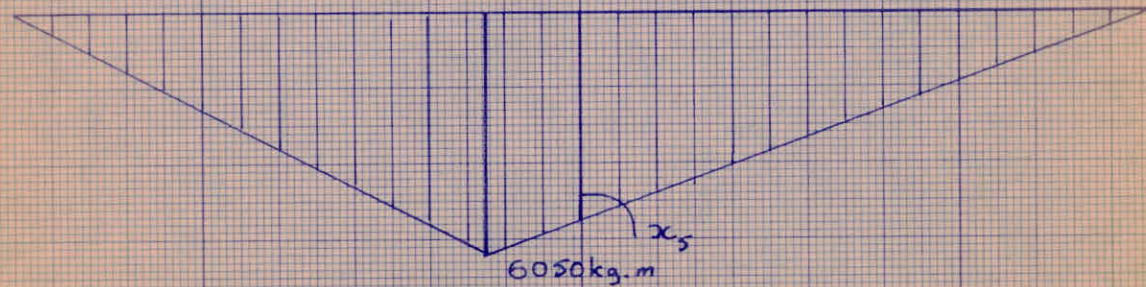
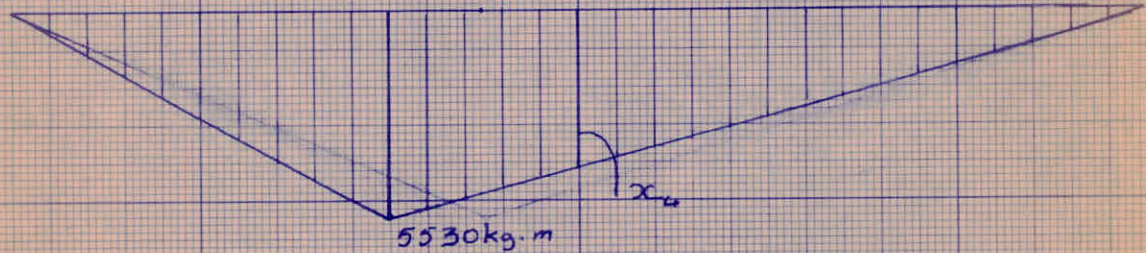
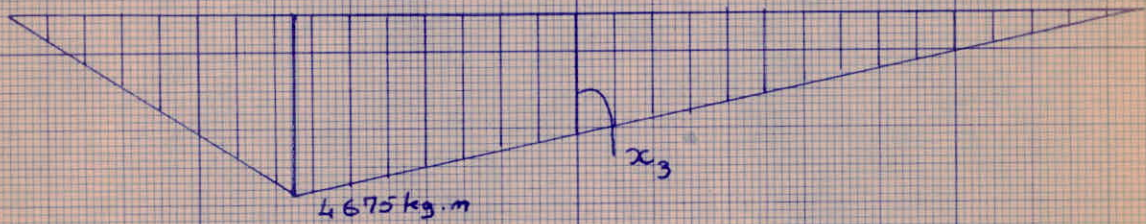
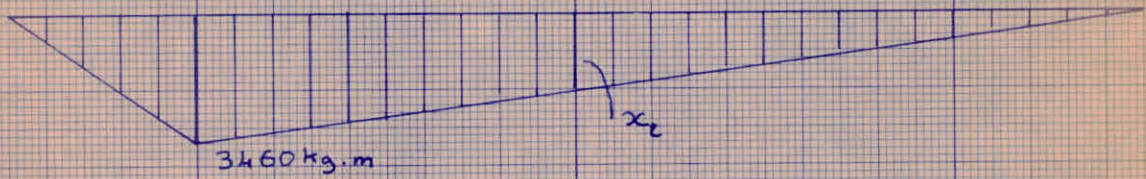
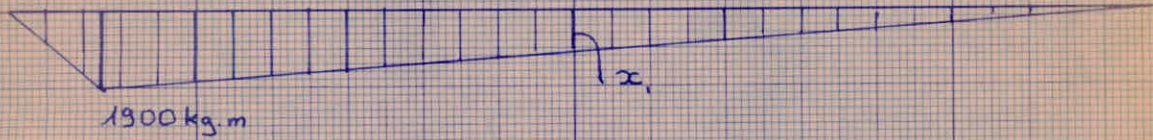
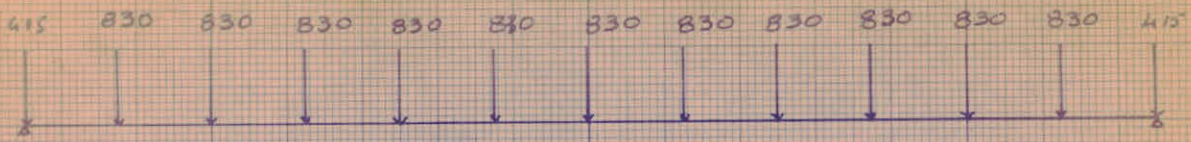
$$F_2 = F_3 = \dots F_{12} = 830 \text{ kg}$$

donc cette poutre est sollicitée suivant 2 plans perpendiculaires



On remarque^{que} les appuis intermédiaires dans le plan horizontale ont été supprimés . En réalité ce sont des appuis élastiques mais en comparaison avec les appuis en rive qui sont rigides on les néglige d'autant plus que le calcul avec cet appui est extrêmement complexe et donne à peu près le même résultat

Titre: Diagramme des moments dûs aux forces du vent (Poutre principale)



111

Mouvement au milieu de la travée

$$M_y = 6225 + 2 (1035 + 2040 + 3150 + 4150 + 4900)$$

$$M_y = 27775 \text{ kgm}$$

dans l'autre plan :

On prendra le moment calculé pour le plancher courant qui est à peu près le même tout en restant défavorable .

$$M_{fx} = 23000 \text{ kgm}$$

M_{fy} est du même ordre que M_{fx} , on prendra alors un profilé tel que $I_x = I_y$ (~~HSN 228~~) **MSH 400/228**

Vérification de la stabilité :

$$\text{Il faut vérifier : } k_x^6 + k_d k_{fx}^6 f_x + k_{fy}^6 f_y \leq 0$$

Détermination de k_x^6

$$\begin{aligned} N &= 9600 \text{ kg} \\ A &= 290 \text{ cm}^2 \end{aligned} \Rightarrow \sigma = \frac{9600}{29000} = 0,33 \text{ kg/mm}^2$$

Entre appuis on suppose que des appuis sont des encastremets pour le calcul de $l_f \Rightarrow l_{fx} = 0,5 l_0$

$$l_0 : \text{ plus grande portée } = l_0 = 10 \text{ m}$$

Pour l_{fy} on prendra $l_f = 250$; distance entre poutrelles

$$\lambda_x = \frac{500}{17,4} = 28,4$$

$$\lambda_y = \frac{250}{10,7} = 23,4$$

$$\sigma = 0,33 \text{ kg/mm}^2$$

$$\lambda = 28,4$$

Détermination de k_x^6 • $\sigma = 0,33 \text{ kg/mm}^2$

$23000 \rightarrow k_{fx}^6 = 1$
~~HSN 228~~ $\rightarrow W_x = 6632 \text{ cm}^3 \rightarrow \sigma_{fx} = 5,2 \text{ kg/mm}^2$
 donc $k_{fx}^6 \sigma_{fx} = 5,2 \text{ kg/mm}^2$

Détermination de σ *kg/mm²*

$$\sigma = 0,33 \text{ kg/mm}^2 \quad \Rightarrow \quad \lambda > 200 \rightarrow k_{fy} = 1$$

$$\lambda_y = 23,4$$

$$\sigma_{fy} = \frac{M_y}{W_y} \quad \Rightarrow \quad \sigma_{fy} = 16,5 \text{ kg/mm}^2$$

$$W_y = 1614 \text{ cm}^3$$

$$k_{1x} \sigma + k_{fx} \sigma_{fx} + k_{fy} \sigma_{fy} = 0,33 + 5,2 + 16,5 = 22,03 \text{ kg/mm}^2$$

Vérification du déversement :

en kg/mm^2 : $\sigma_d = 40000 \frac{I_y}{I_x} (D-1) B.C. \frac{h^2}{l^2}$

$$I_x = 81640 \text{ cm}^4 \quad h = 400 \text{ mm}$$

$$I_y = 33072 \text{ cm}^4 \quad l_{fx} = 500 \text{ mm}$$

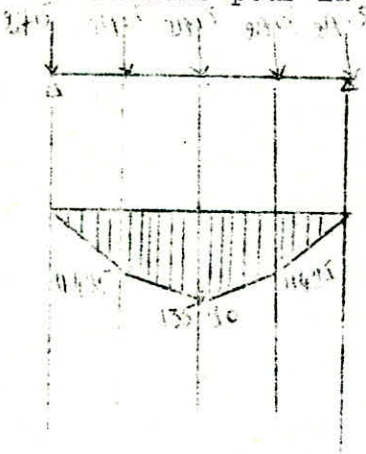
$$D = \sqrt{1 + \left(\frac{le}{bh}\right)^2} \Rightarrow D = 1,32$$

pour $c = 1$ $B = 1$

$$\sigma_d = 32 \text{ kg/mm}^2 > \sigma_e \quad \text{pas de déversement}$$

Vérification de la flèche :

Vérifions pour la travée de 10 m isostatique



$$\frac{f_1}{l} = \left(1,6 - 0,4 \frac{M_{med} \cdot l}{A_m} \right) \frac{\sigma_f}{100000h}$$

$$A_m = 94500 : \text{aire du diagramme M}$$

$$\sigma_f = \frac{M_x}{W_x} \Rightarrow \sigma_f = 3,14 \text{ kg/mm}^2$$

$$l = 10 \text{ m}$$

$$h = 400 \text{ mm} \quad \Rightarrow \quad f_e = 8,5 \text{ mm}$$

$$M_{med} = 13590 \text{ kgm}$$

$$f = \frac{13590 \cdot 10}{81640} = 16,5 \text{ mm}$$

la flèche passe pour la partie de comparaison isostatique
à priori elle passe pour la partie hyperstatique.

Flèche horizontale :

la flèche horizontale est négligeable vu que tous les 2,5 m il existe une poutrelle qui empêchera la poutre de fléchir

Effort tranchant Tx :

On prendra l'effort tranchant c'uz plancher courant seul?.

$T = 16158 \text{ kg}$ (largement défavorable) .

$$\tau_x = \frac{T}{Aa}$$

$$Aa = 4050 \text{ mm}^2 \quad \Rightarrow \quad \tau = 3,54 \text{ kg/mm}^2 \quad , \quad \tau < \bar{\tau}$$

Effort tranchant Ty :

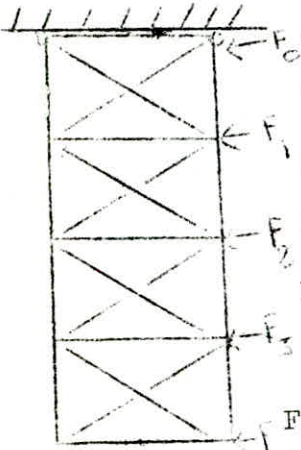
$$R_{yk} = R_2 = 4980 \text{ kg}$$

$$T = 4980 \text{ kg}$$

$$\tau = \frac{3}{2} \frac{T}{Aa} \Rightarrow \tau = 1,66 \text{ kg/mm}^2 < \bar{\tau}$$

Ce contreventement reprendra les efforts du vent en façade qui sont transmis par les planchers .

Il sera calculé comme une poutre treillis liée



à la traverse du cadre et soumis aux efforts transmis par les poutres aux vent longitudinaux des planchers et de la toiture .

Détermination des efforts F_0, F_1, F_2, F_3 et F_4

$F_0 = 4980$ kg : effort transmis par la poutre aux vent de la toiture.

$F_1 = 9600$ kg : effort transmis par le plancher 4

$F_2 = 8940$ kg : effort transmis par le plancher 3

$F_3 = 8160$ kg : effort transmis par le plancher 2

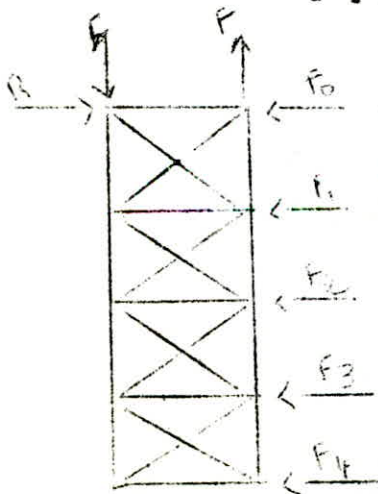
$F_4 = 4080$ kg : effort transmis par le plancher 1

L'effort F_0 de la toiture s'applique à environ 27,5 cm de la traverse on supposera que F_0 s'applique directement sur la traverse car le moment dû à F_0 sur la traverse est négligeable par rapport au moment dû aux autres efforts.

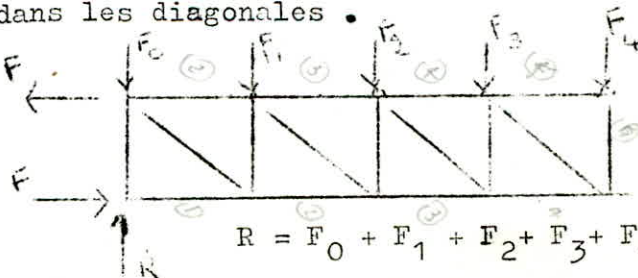
le moment M au niveau de la traverse est: $M = 274120$ kgm

Ce moment sera équilibré par un couple tel que :

$$F \cdot d = M \quad F = \frac{M}{d} \quad F = 54750 \text{ kg}$$



on ne prendra que les diagonales tendues ; on utilisera le crémona pour avoir les efforts dans les diagonales .



$$R = F_0 + F_1 + F_2 + F_3 + F_4 = 35760 \text{ kg}$$

CV T₂

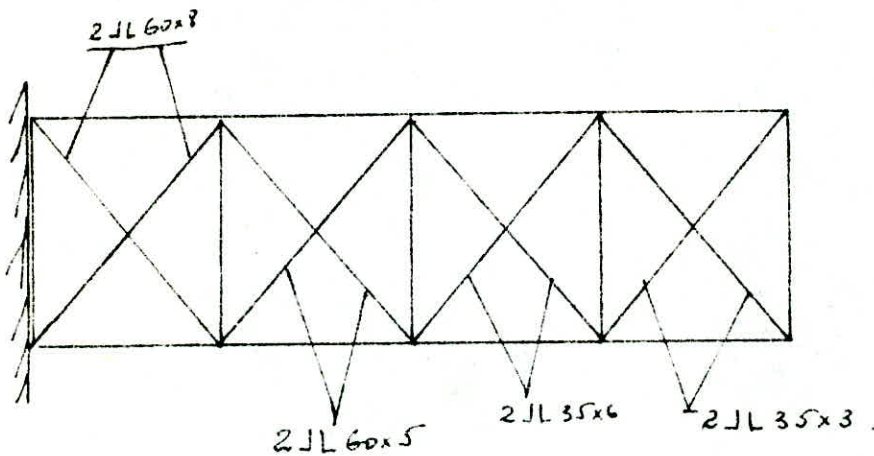
Se crochons donne pour la poutre de contreventement transversale du bâtiment.

Barre	Comp.	TRAC	Efforts en Kg.
AB	X		57760 (2)
BC	X		30150 (1)
CD	X		23250 (7)
DE	X		3750 (4)
EF	X		4080 (5)
FG			0
GH		X	3450 (4)
HI		X	13250 (3)
IJ		X	30150 (2)
JA	X		35760 (1)
IB	X		30200
HC	X		21180
DG	X		12240
JB		X	29500
IC		X	27050
HD		X	15680
GE		X	5300.

CVT3.

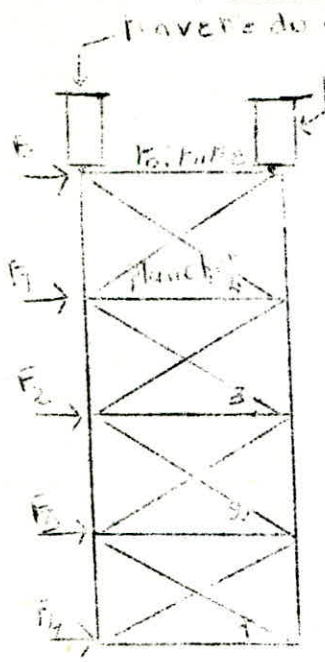
Détermination des diagonales.
 (+) Comp
 (-) Trait.

diag.	EFF. en Kg	Courbe JL	Section en cm^2	σ Kg/ mm^2
JB	- 39500	2 JL 60x8	18,96	20,95
IC	- 27.050	2 JL 60x5	11,64	23,1
HD	- 15680	2 JL 35x6	7,74	20,5
GE	- 5300	2 JL 35x3	5	10,6.



L'étude des membrures supérieures et inférieures se fera avec la détermination des suspentes.

112
ETUDE DU CONTREVENTEMENT LONGITUDINAL



Traverse du Portique interne
Il sera étudié comme la poutre treillis liée au cadre et à la traverse du portique .

F_0, F_1, F_2, F_3, F_4 efforts du vent transmis à cette poutre de contreventement longitudinal

1°/ Détermination de F_0

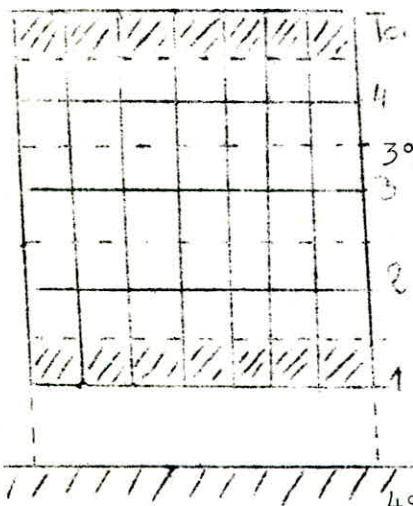
vent extrême $> \frac{3}{2}$ vent normal d'où

$$F_0 = \frac{f_1 + f_2 + f_3 + f_4 + f_5 + f_6 + f_7}{2}$$
, f_n étant les efforts du vent au niveau de la poutre au vent du plancher en pignon

$f_1 = f_7 = 425 \text{ kg} ; f_2 = f_3 = \dots f_6 = 850 \text{ kg}$
 $F_0 = 2450 \text{ kg}$

2°/ Détermination de F_1

niveau 4 $F_1 = 4800 \text{ kg}$ (voir étude du plancher 4) .



3°/ Détermination de F_2

niveau 3 . Pression du vent :
 $P_{ex} = 147,5 \text{ kg/m}^2 > \frac{3}{2} P_n$
 La surface offerte au vent 15.4
 $F_2 = 4425 \text{ kg}$

4°/ Détermination de F_3

niveau 2 . $P_{ex} > \frac{3}{2} P_n ; P_{ex} = 142,5 \text{ kg/m}^2$
 $F_3 = 4225 \text{ kg}$

5°/ Détermination de F_4

niveau 1 $P_{ex} > \frac{3}{2} P_n ; P_{ex} = 142,5 \text{ kg/m}^2$
 Surface offerte au vent 15.2 = 30 m²
 $F_4 = 2137,5 \text{ kg}$

CVL2

Comme pour le contreventement Transversal

Le moment d'encastrement sera remplacé par 2 efforts F et $-F$.

Le moment ~~de~~ M dû aux forces F_0, F_1, F_2, F_3, F_4 .

$$M = 140.535 \text{ Kg.m. au niveau haut.}$$

d'où la force F .

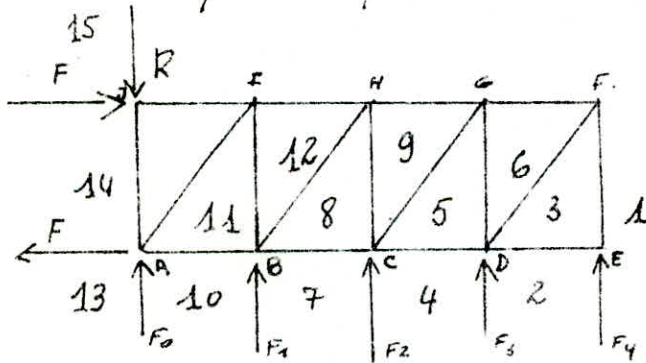
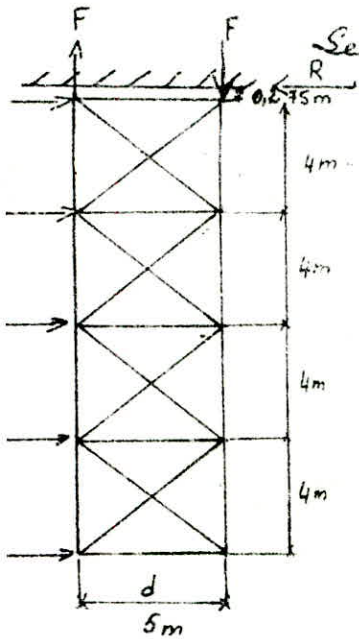
$$Fd = M \rightarrow F = \frac{M}{d} = \frac{140835}{5} = 28.050 \text{ Kg.}$$

$$F = 28.050 \text{ Kg.}$$

La réaction R est:

$$R = F_0 + F_1 + F_2 + F_3 + F_4 = 18087,5 \text{ Kg.}$$

On calculera uniquement les barres tendues qui reprendront les efforts de traction.



Se creuser donne :

CVL3. Efforts dans les barres données par Cremona.

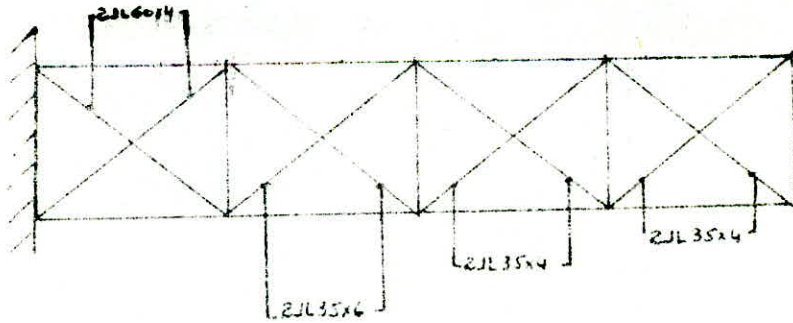
Barre	N°	Comp	Tract	efforts en Kg.
AB	10.11		+	15.500
BC	7.8		+	6.900
CD	4.5		+	1750
DE	2.3			0
EF	1.2	+		2137.5
FG	1.6	+		1750
GH	1-9	+		6.900
HI	1-12	+		15.500
IJ	1-35	+		28.050
JA	15-14	+		18087.5.
AI	11.15		+	20.100
BH	12.8		+	13.400
CG	9.5		+	8.450
DF	6.3		+	2.500

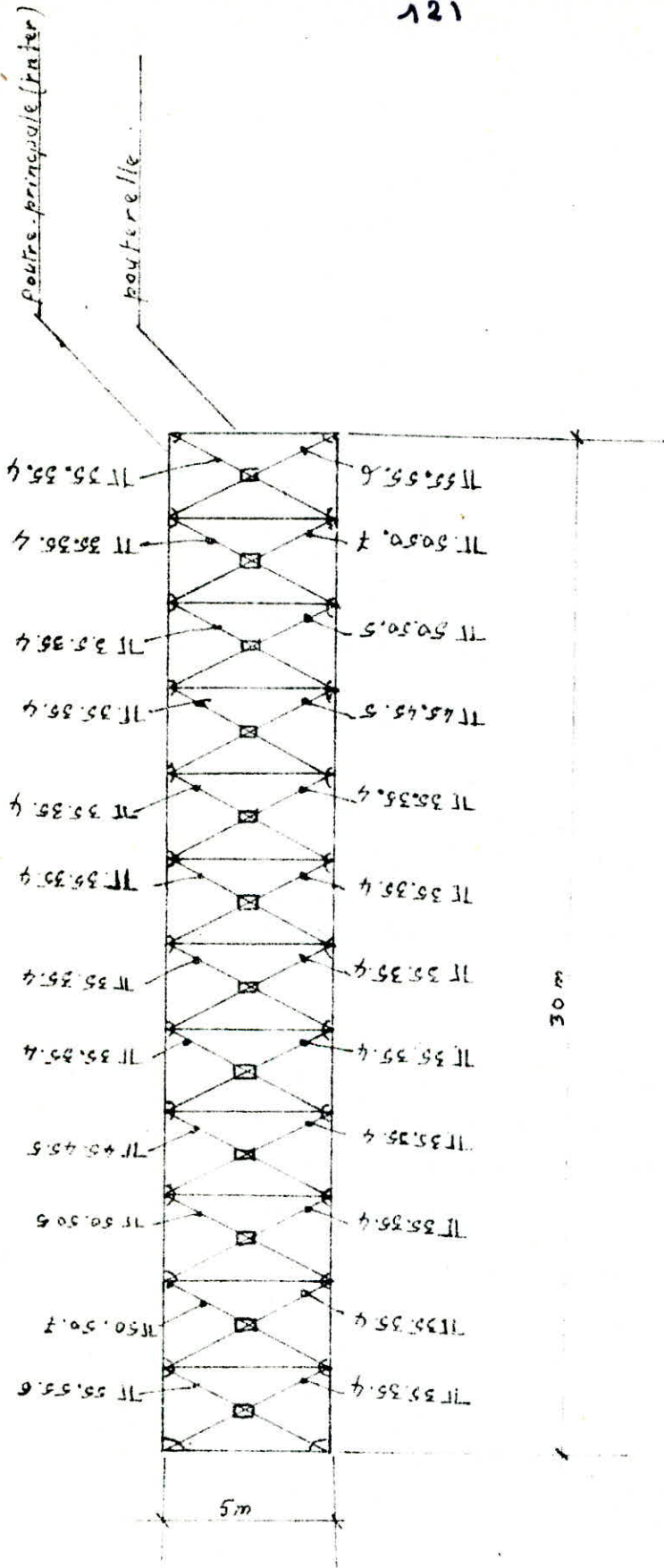
CVL4.

Détermination des diagonales + Comp.
- tract.

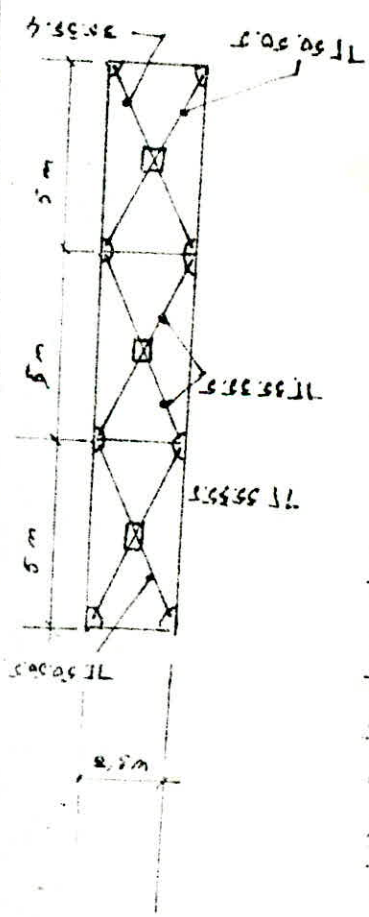
A I	-20100	60x4. 2 JL	9,42	21,40
B H	-13.400	35x6. 2 JL	7,74	17,6
C G	- 8450	35x4. 2 JL	4,70	18
D F	-2500	3x4 2 JL	4,70	5,3.

L'étude des membrures supérieures et inférieures se fera avec l'étude des suspentes.



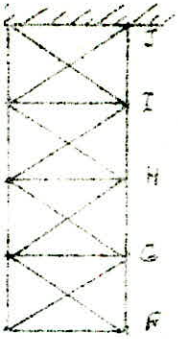


poutre aux vent transverse au niveau du plancher - determination des diagonales.



pour rendre constructive et de précision on prendra comme diagonale au milieu 2 fois 2 courbes 35.35.4

Etude des suspentes.



Suspentes particulières appartenant à la poutre de contreventement de pignon du bâtiment.

So. suspente est discontinue, elle reprend:

- les efforts de tractions dût aux planches.
- les efforts de traction ou compression (suivant le sens du vent) en fait qu'elle appartient à la poutre de contreventement du bâtiment en pignon.

1° Vent:

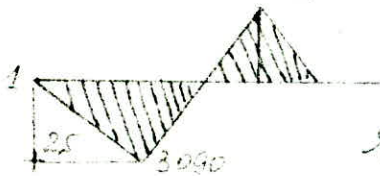
Suspente	Effort en Kg.	
	ou susceptible sous du vent	
AB	+5476	-30450
BC	+30450	-13250
CD	+13250	-3450
DE	+3450	0

Ces efforts sont donnés par Cremona (précédemment)

2° Efforts des planches transmis aux suspentes
planches courant: La suspente est liée à la poutre intermédiaire



$P = 4490 \text{ Kg}$ (on avait pris ds le calcul du plancher $P = 5692$ par erreur)
La suspente ici étant l'appui 1, d'où elle reprendra la réaction en 1.

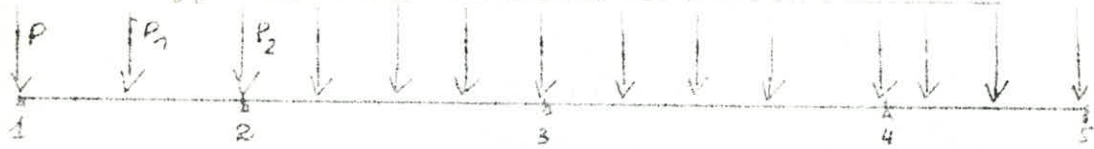


Effort tranchant en: 1 plancher courant seul.

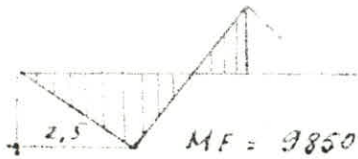
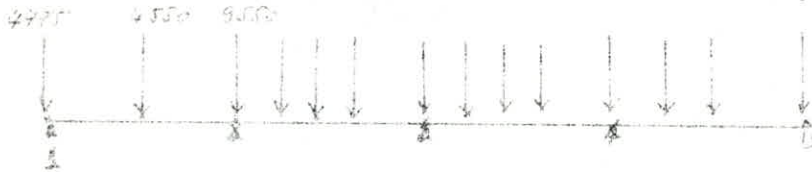
$$T = T_1 - \frac{M_2 - M_3}{c} = 7490 - \frac{3750 - 3090}{2,5}$$

$$T = 7236 \text{ Kg}$$

Effort tranchant en 1 - Plancher I



pour le plancher 1, $R = 4775 \text{ Kg}$ (on avait pris $P = 4510 \text{ Kg}$)
 (dans le calcul du plancher 1 on avait pris $q = 866,5 \text{ Kg/m}$ au lieu de $q = 955 \text{ Kg/m}$ sur les poutrelles)



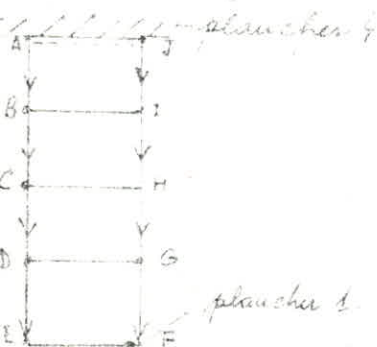
$$MF = 9850 \text{ Kg.m}$$

effort tranchant en 1:

$$T_1 = T_e - \frac{M_e - M_F}{L} = 9565 - \frac{41950 - 9850}{2,5} = 8325 \text{ Kg}$$

$$T_1 = 8325 \text{ Kg}$$

Effort tranchant en 1 pour la toiture seule
 Tous ces efforts tranchants vont être repris par les suspentes et ils agissent comme efforts de traction.

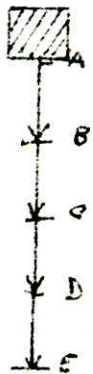


Suspentes	Efforts
AB	- 35.765 Kg
BC	- 22.997 Kg
CD	- 15.66 Kg
DE	- 8325 Kg

La suspenso sera calculée avec la combinaison la plus défavorable entre les efforts de charges et surcharges exploitation et les efforts dû au vent.

Susp.	Efforts dus à tous dû au plancher et toit	Efforts dus au vent (trilles de toit vent)	Combinaison de f. en kg	G kg/m ²	HEA
A B	-35 763 kg	+54 460	-30 150	21	140
BC	-22 997 kg	+30 150	-13 250	17,1	100
CD	-15 661 kg	+13 250	-3 450	9,1	100
DE	- 8 325 kg	+ 3 450	0	4	100

Suspenso courante.



Elle est rattachée aux portiques intermédiaires elle reprend une part dans le plancher et de la toiture elle est discontinue au niveau de chaque plancher.

efforts sur chaque tronçon



Le plancher 1 tend la suspente avec une force : $F_1 = 29345 \text{ kg}$
 Le plancher 2 seul : $F_2 = 16158 \text{ kg}$
 Le plancher 3 seul : $F_3 = 16158 \text{ kg}$
 Le plancher 4 seul : $F_4 = 16158 \text{ kg}$
 La toiture seule (cas défavorable) ; ; ; : $F_5 = 16158 \text{ kg}$

D'où chaque trançon sera tel que :

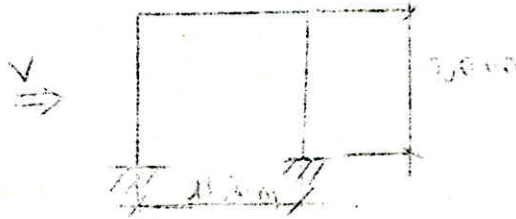
	efforts en kg	δ kg/m ²	profilé
AB	93987	21,8	HEB 140
BC	61661	23,6	HEB 100
CD	45503	21,5	HEB 100
DE	29345	13,8	HEB 100

ETUDE DE LA SUPERSTRUCTURE
PORTIQUES - CADRE

Etude du vent sur les portiques :

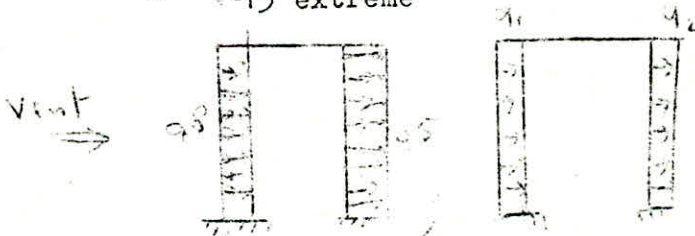
Les portiques étant indépendants de la caisse sont sollicités par le vent séparément de la caisse .

1°/ Vent soufflant parallèlement aux traverses :



On: prendra comme q_h moyen : $q_h = q_{15}$

$$q_{15} \begin{cases} q_{15} \text{ normale} = 55 \text{ daN/m}^2 \\ q_{15} \text{ extrême} = 96 \text{ daN/m}^2 \end{cases}$$



face au vent $c_e = 0,8$

face sous le vent $c_e = - (1,3 - 0,8) = - 0,5$

$$s_0 = 1$$

$$P = c \cdot 1,1 \cdot s_0 \cdot K_s \quad \text{NV } 12,44-2$$

$$c = c_e$$

$$q = q_{15}$$

$$s_0 = 0,79$$

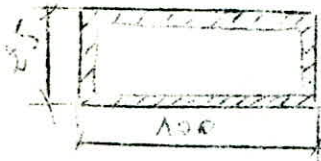
$$K_s = 1,35$$

$$P_1 \begin{cases} \text{normale} = 51,5 \text{ daN/m}^2 \\ \text{extrême} = 90,5 \text{ daN/m}^2 \end{cases}$$

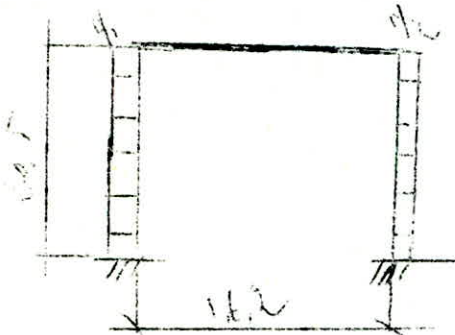
$$P_2 \begin{cases} \text{normale} = 32,5 \text{ daN/m}^2 \\ \text{extrême} = 56,5 \text{ daN/m}^2 \end{cases}$$

Efforts :

On supposera que le montant aura les dimensions suivantes :



d'où les efforts par mètre linéaire sur les montants de portiques .



$$q_{1n} = 13,9 \text{ kg/m}$$

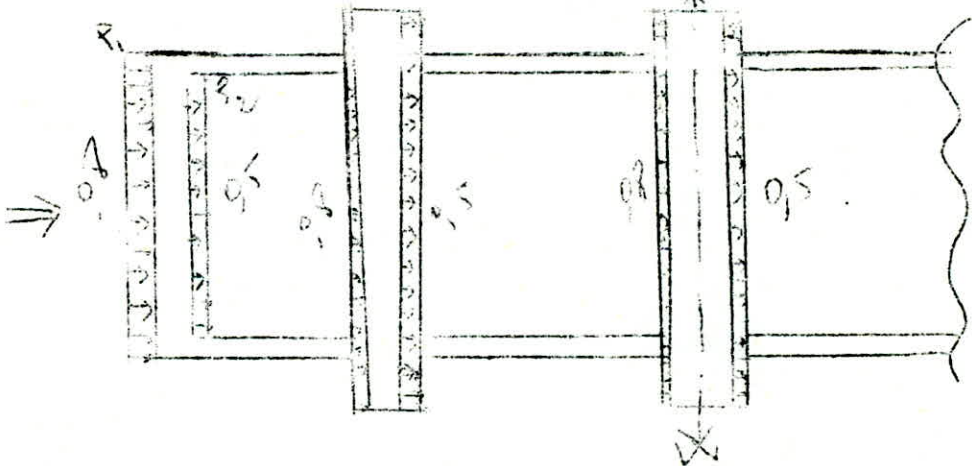
$$q_{1ex} = 22,6 \text{ kg/m}$$

$$q_{2n} = 8,6 \text{ kg/m}$$

$$q_{2ex} = 14,1 \text{ kg/m}$$

2°/ Vent soufflant perpendiculairement aux traverses :

Il sera repris par le cadre de contreventement .



Les traverses sont à une hauteur de 20 m à partir du sol .

$$q_{20n} = 60 \text{ daN/m}^2$$

$$q_{20ex} = 105 \text{ daN/m}^2$$

$$K_s = 1,35$$

$$\Sigma = 0,78$$

$$P_n = C \cdot q \cdot K_s \cdot 1,1$$

$$P_{1n} = 51,5 \text{ daN/m}^2 \quad ; \quad P_{1ex} = 99 \text{ daN/m}^2$$

$$P_{2n} = 35 \text{ daN/m}^2 \quad ; \quad P_{2ex} = 62 \text{ daN/m}^2$$

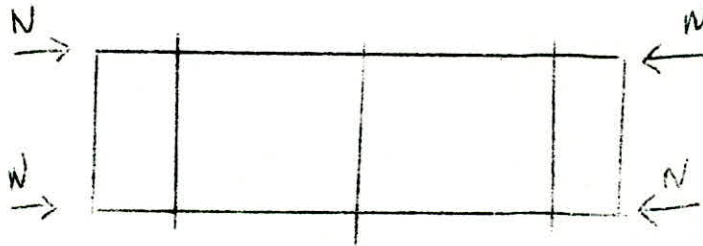
par mètre linéaire :

$$\begin{array}{l} n \left\{ \begin{array}{l} q_1 = 51,5 \text{ daN/m} \quad ; \quad q_1 = 99,5 \text{ daN/m} \\ q_2 = 36 \text{ daN/m} \quad ; \quad q_2 = 62 \text{ daN/m} \end{array} \right. \quad \text{Ex} \end{array}$$

Ces efforts sont repris par le cadre et plus particulière-
-ment par les poutres longitudinales du cadre sous forme
d'efforts de compression N tel que :

$$N = \frac{q_1 \cdot l}{2} \cdot 2 + \frac{q_2 \cdot l}{2} \cdot 2 \quad \Rightarrow \quad \boxed{N = 2780 \text{ kg}}$$

$l = 16,2 \text{ m} : \text{portée traversée}$



Il faut aussi ajouter $N_1 = 18087,5 \text{ kg}$ dû au con treven-
tement longitudinal de la caisse .

D'où l'effort total N est :

$$1827,5 + 2780 = 20807,5 \text{ kg}$$

Etude du cadreHypothèse de calculs :

Tenant compte de l'épaisseur de portique qui est négligeable par rapport à la longueur de la poutre AB, on peut admettre que les points 1, 2, 3 comme appuis simples .

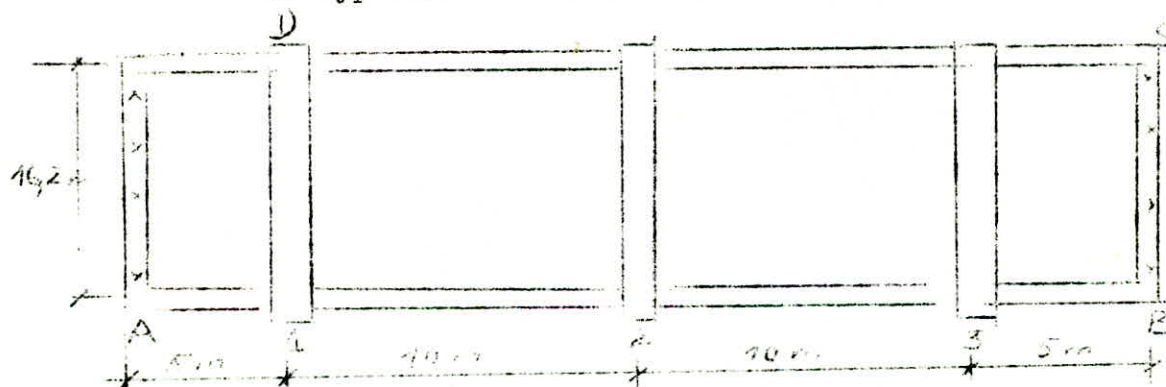
On étudiera alors AB et CD comme poutres simplement appuyées et on étudiera aussi AD comme simplement appuyée en A et D .

On vérifiera :

A-1 comme porte à faux

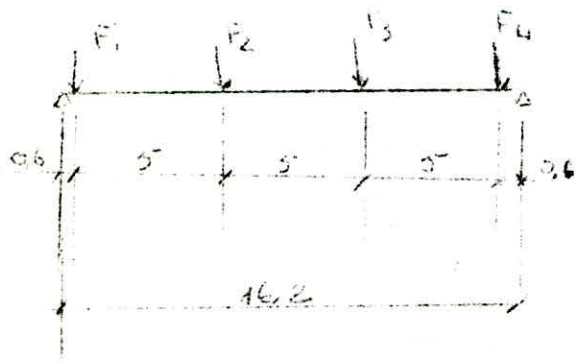


Ces hypothèses sont sécuritaires par rapport au calcul exact



- Etude de AD : les efforts F sont transmis par les suspentes

$$F_2 = F_3 = 65913 \text{ kg}$$



Détermination de F_1 et F_4 : $F_1 = F_4$

C'est l'effort transmis par les planchers aux suspentes 1 et 4



$P = 4525 \text{ kg}$: Plancher 1

$P = 2715 \text{ kg}$: pour la toiture

$P = 3000 \text{ kg}$: pour plancher courant

La travée concernée est la travée 1 - 2

M_L : moment pour travée de comparaison (déterminée avant)

M_F : moment forfaitaire

Effort tranchant en 1 pour plancher 1 :

$$T = T_1 - \frac{M_L - M_F}{c} = 4550 - \frac{2260 - 1851}{5} = 4464 \text{ kg}$$

Effort tranchant en 1 pour la toiture :

$$T = T_1 - \frac{M_L - M_F}{c} = 2758 - 1705 - \frac{1050}{5} = 2627 \text{ kg}$$

Effort tranchant en 1 pour le plancher courant :

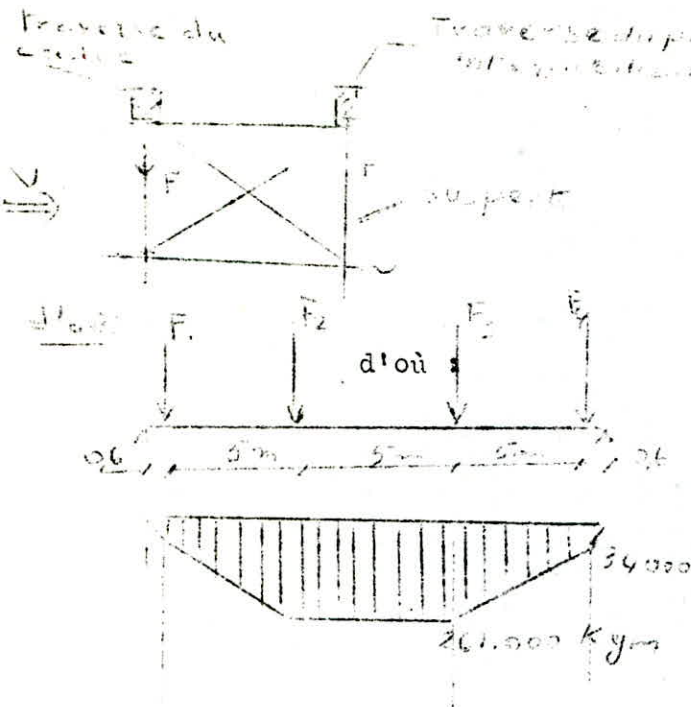
$$T = T_1 - \frac{M_L - M_F}{c} = 4500 - \frac{1500 - 1240}{5} = 4450 \text{ kg}$$

d'où l'effort global transmis à la traverse du cadre par les planchers à travers la suspente 1 est $F^1 = 4464 + 2627 + 3 \cdot 4450$

$$= 20441 \text{ KG}$$

Effet du vent : vu que les suspente 1 et 4 appartiennent au systè.

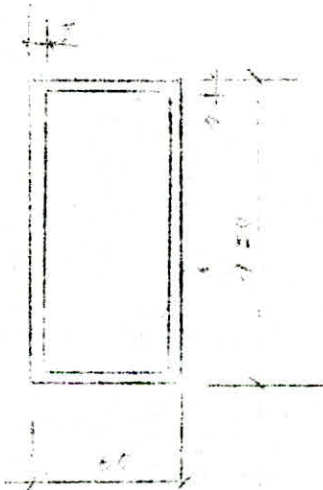
de contreventement longitudinale de la caisse on a des efforts de vent qui seront repris par les traverses .



on prendra comme caisson :

$$I_x = 2813623,8 \text{ cm}^4$$

$$W_x = 46125,9 \text{ cm}^3$$



Remarque :

Ces dimensions sont imposées par la flèche qui doit être très petite vu que le déplacement de la poutre AB entraîne un déplacement d'appui des poutres hyperstatiques du plancher .

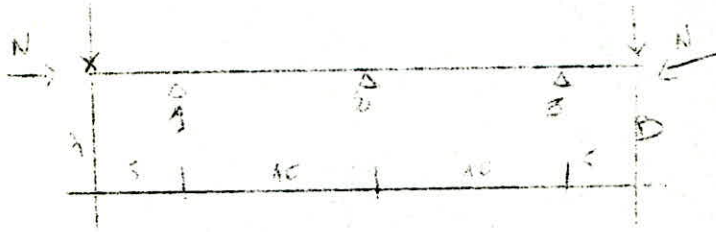
$$\sigma_f = \frac{M}{W} \longrightarrow \sigma_f = 5,6 \text{ kg/mm}^2$$

Vérification de la flèche :

Etant donné que le déplacement de cette poutre engendre un déplacement d'appui . la flèche doit être négligeable

Etude de la poutre du cadre AB supposée simplement appuyée :

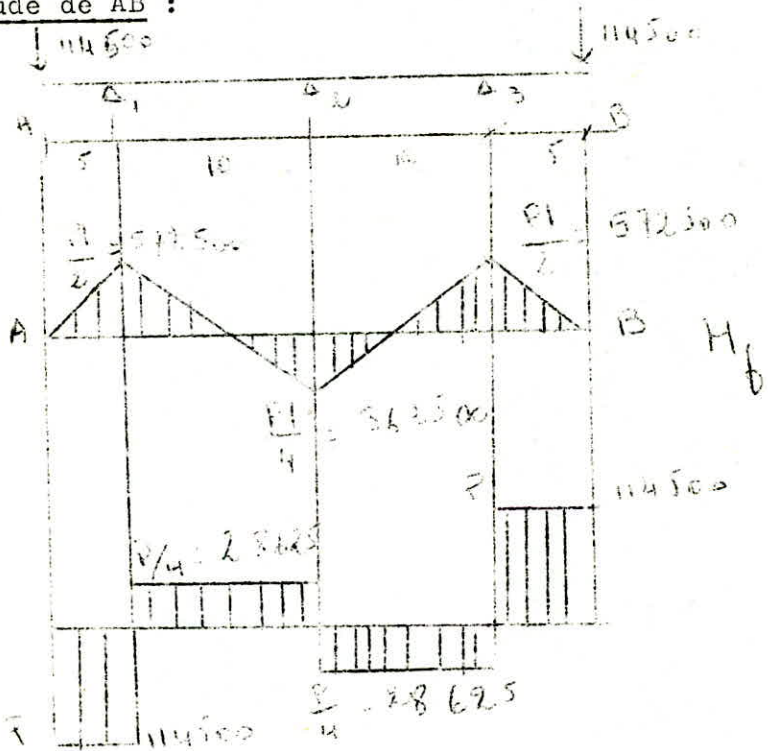
Elle reprend les réactions de la poutre AD et les efforts normaux dus au vent : $N = 2780 \text{ kg} \approx 2800 \text{ kg}$



$P = R_A + R_B = 114500$
 $N = 2800 \text{ kg}$

il faut vérifier aussi A_1 tel que :

Etude de AB :



$$R_1 = P + \frac{P}{4} = \frac{5P}{4} = 143125 \text{ kg}$$

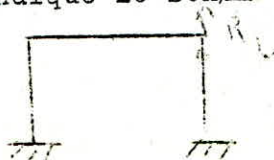
$$R_2 = - \frac{P}{2} = - 57250 \text{ kg}$$

$$R_3 = P + \frac{P}{4} = \frac{5P}{4} = 143125 \text{ kg}$$


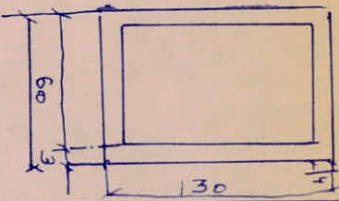
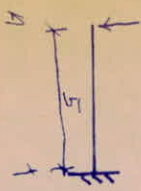
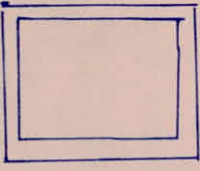

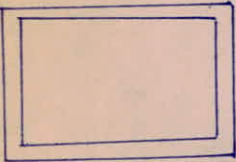
L'appui 2 étant le poteau de portique intermédiaire .

D'où la réaction R_2 est reprise par le poteau de ce portique

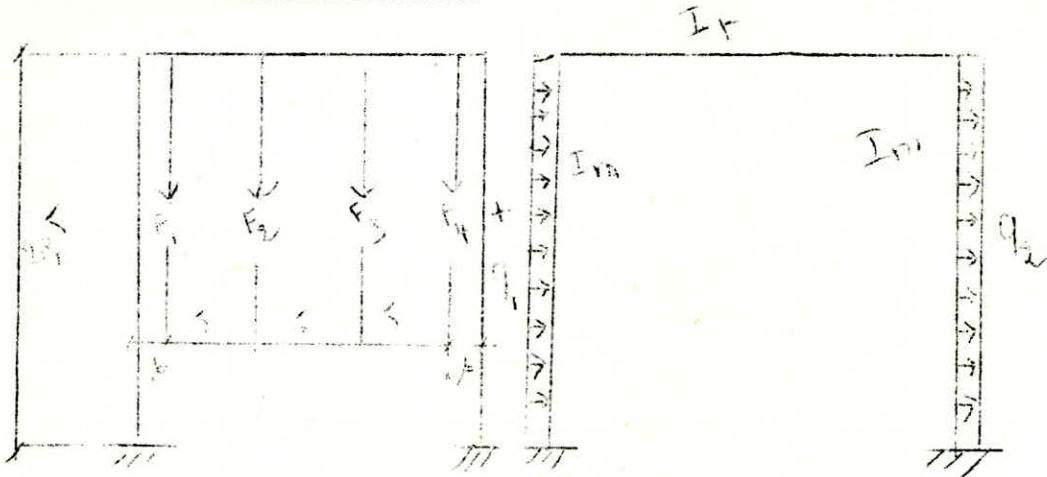
comme l'indique le schéma :



- Résumé du calcul du cadre -

Parties du cadre	H_1 en kgm	Formes	I_{∞} cm ⁴	$(\frac{I}{N})_{\infty}$	σ en kg/mm ²	σ_p	K	η_p	$K_{15} + K_p \sigma_p$	δ en mm	N
	261000		28136238	46125,9	0,17	5,6	1	1	5,63	5,8	2800
			5725000	349500	négligeable	9,82	négligé		9,82	6,2	2800
			572500	28136838	0,047	144	1	1	145		2800

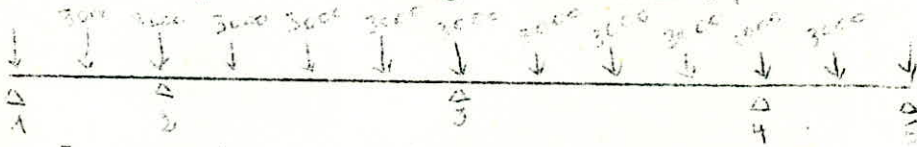
321

Etude du portique intermédiaire :Etat de charge du portique :Détermination des efforts F_1 , F_2 , F_3 , F_4 :

$F_2 = F_3 = 93987 \text{ kg}$ (effort transmis par la suspente courante)
(voir étude des suspente)

Détermination de F_1 et F_4 : (dus aux suspentes de rive)1°/ Part revenant à 1 plancher courant :

La poutre du plancher courant qui transmet cette part d'effort à la suspente est chargée comme suit : (en réalité)



La suspente en question est l'appui 3 d'où :

$$T = T_1 + \frac{2,1 M_F - M_L}{L} \quad (\text{CM 66.1533 } \S)$$

$$T_{c3} = 7500 + \frac{2,1 \cdot 10300 - 15600}{10} = 8020 \text{ kg}$$

$$T = 8020 \text{ kg}$$

2°/ Part de la toiture

$$T_{t3} = 6800 \text{ kg} \quad (\text{ voir toiture })$$

3°/ Part du plancher 1

$$T_{1,3} = 1600 \text{ kg} \quad (\text{ voir plancher 1 })$$

$$D'o\grave{u} F_1 = F_4 = T_{t3} + 3T_{c3} + T_{1,3}$$

$$F_1 = F_4 = 46820 \text{ kg}$$

Pour les efforts q_1 et q_2 on \u00e9tudiera le portique sous le vent

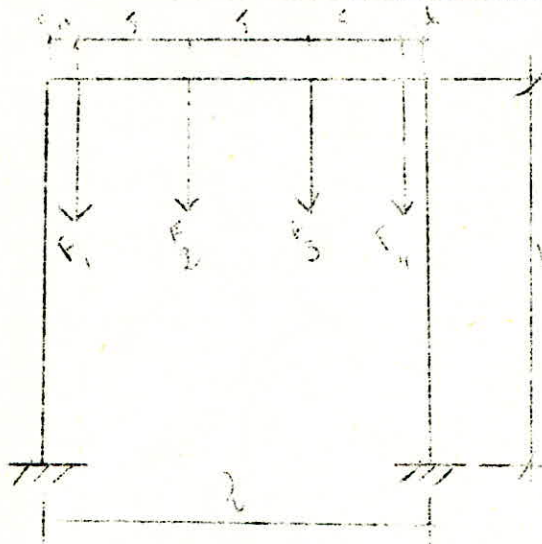
$$\text{extr\^eme vu, que } V_{ex} = \frac{3}{2} V_n$$

donc on prendra :

$$q_1 = 22,6 \text{ kg/m}$$

$$q_2 = 14,1 \text{ kg/m}$$

Etude R.D.M du portique sous les efforts F_n :



$$l = 16,2 \text{ m}$$

$$h = 20,5 \text{ m}$$

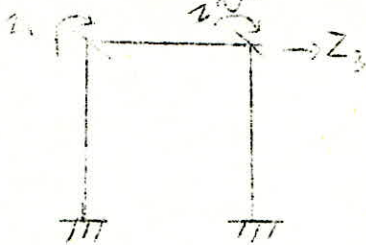
$$F_1 = F_4 = 93987 \text{ kg}$$

$$F_2 = F_3 = 48820 \text{ kg}$$

on prendra :

$$I_t = I_m$$

On l'\u00e9tudiera par la m\u00e9thode de d\u00e9placement



$$Z_3 = 0$$

$$Z_1 = -Z_2 = Z$$

d'o\grave{u} les \u00e9quations canoniques :

$$r_{11}Z + r_{12}Z + R_{1p} = 0$$

$$r_{21}Z + r_{22}Z + R_{2p} = 0$$

Détermination des coefficients r_{ij} :Equilibre des noeuds :

Equilibre noeud 1 diagramme 1



$$r_{11} = \frac{4EI}{h} \Rightarrow r_{11} = 4EI \left(\frac{1}{l} + \frac{1}{h} \right) = 0,442035 EI$$

Equilibre noeud 1 diagramme 2



$$r_{12} = \frac{2EI}{l} \Rightarrow r_{12} = \frac{2EI}{l} = 0,1234567EI$$

$$r_{21} = r_{12}$$

$$r_{22} = r_{11}$$

Equilibre noeud 1 diagramme M_p



$$R_{1p} = -263189,72$$

Equilibre noeud 2 diagramme M_p



$$R_{2p} = 263189,72$$

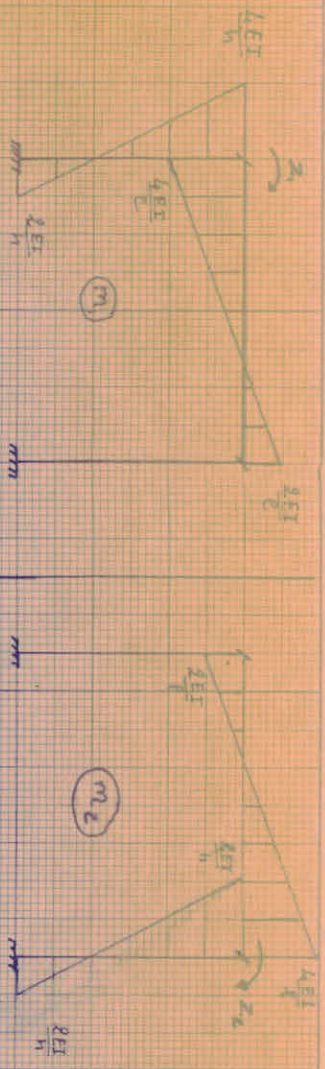
d'où le système :

$$0,4420354 EI Z + 0,1234567 EI Z - 263189,72 = 0$$

$$0,1234567 EI Z + 0,4420354 EI Z + 263189,72 = 0$$

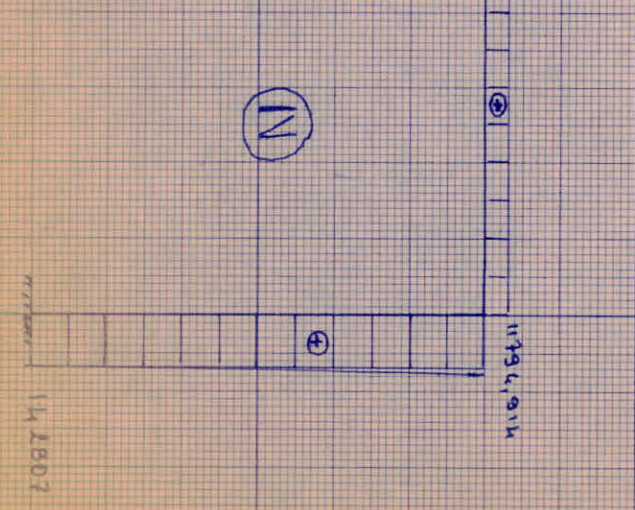
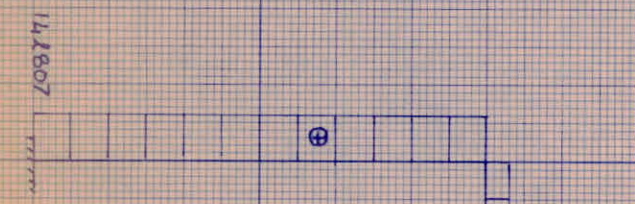
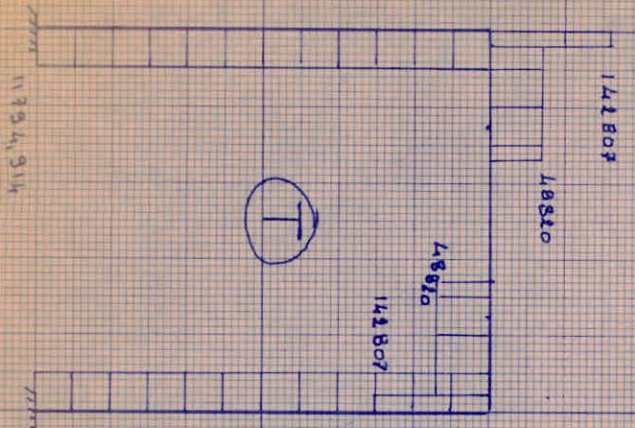
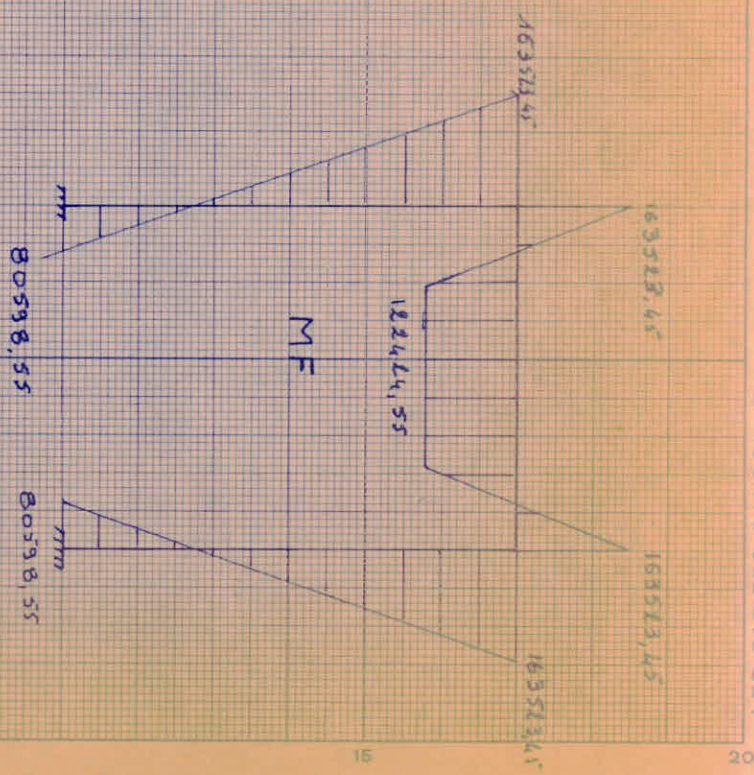
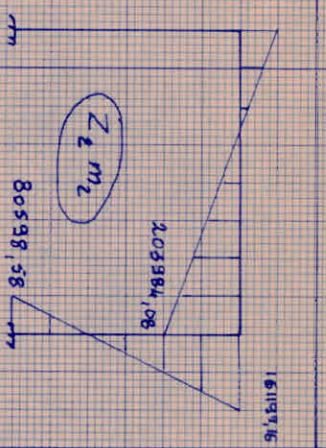
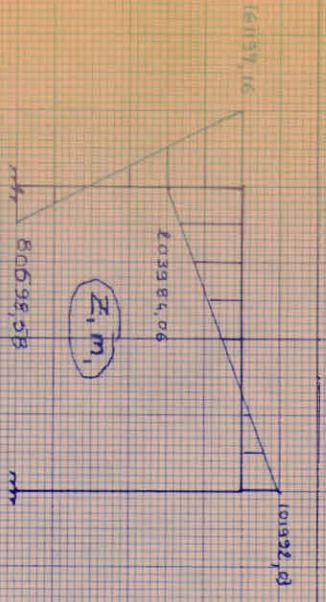
$$EI Z = 826135,48 \quad EI Z_1 = 826135,48$$

$$EI Z_2 = -826135,48$$



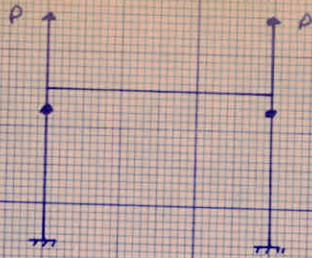
$EIZ_1 = 826135,40$

$EIZ_2 = 826135,48$

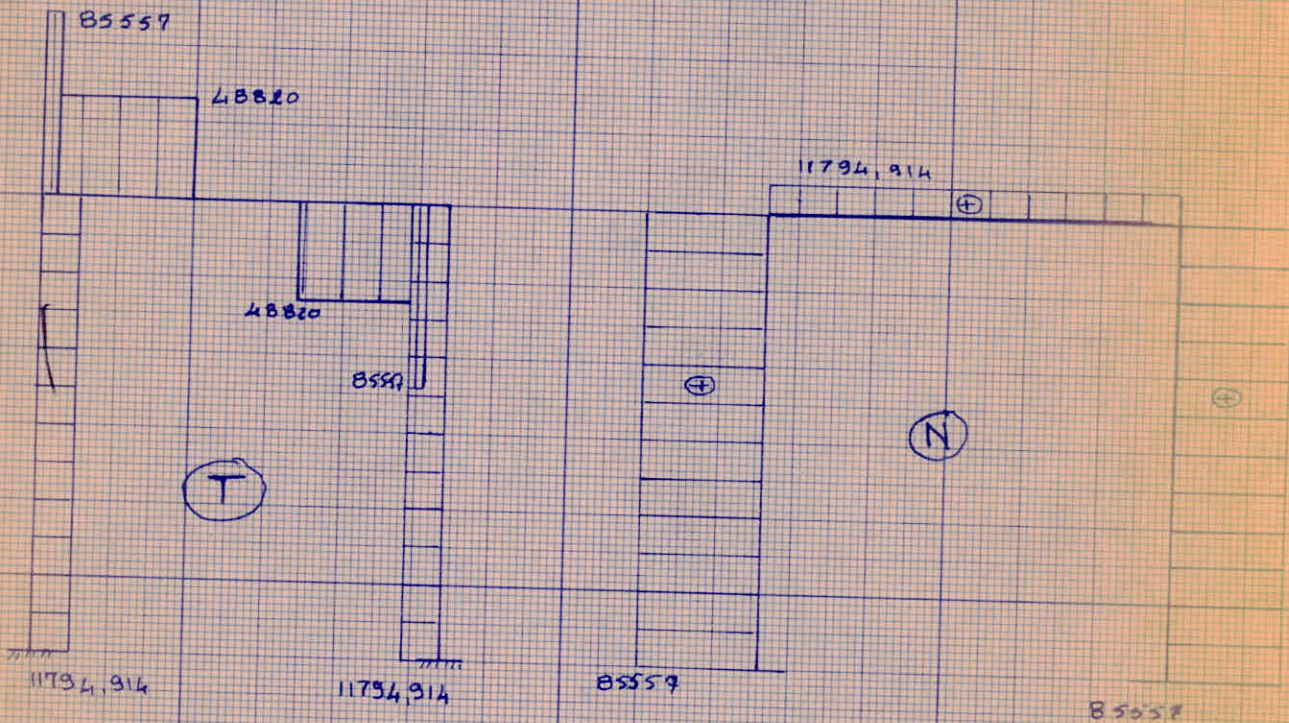


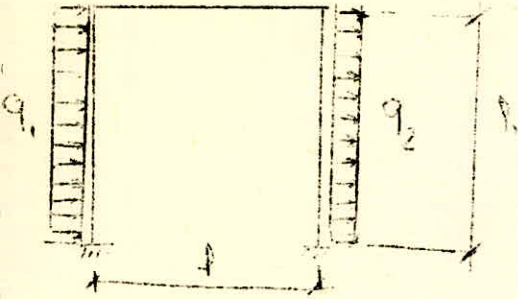
③ Compression

En considérant l'effort P (reaction de la poutre du cadre sur le montant du portique intermédiaire)



les diagrammes T et N deviennent



Etude R.D.M du portique sous les charges q

$$q_1 = 22,6 \text{ kg/m}$$

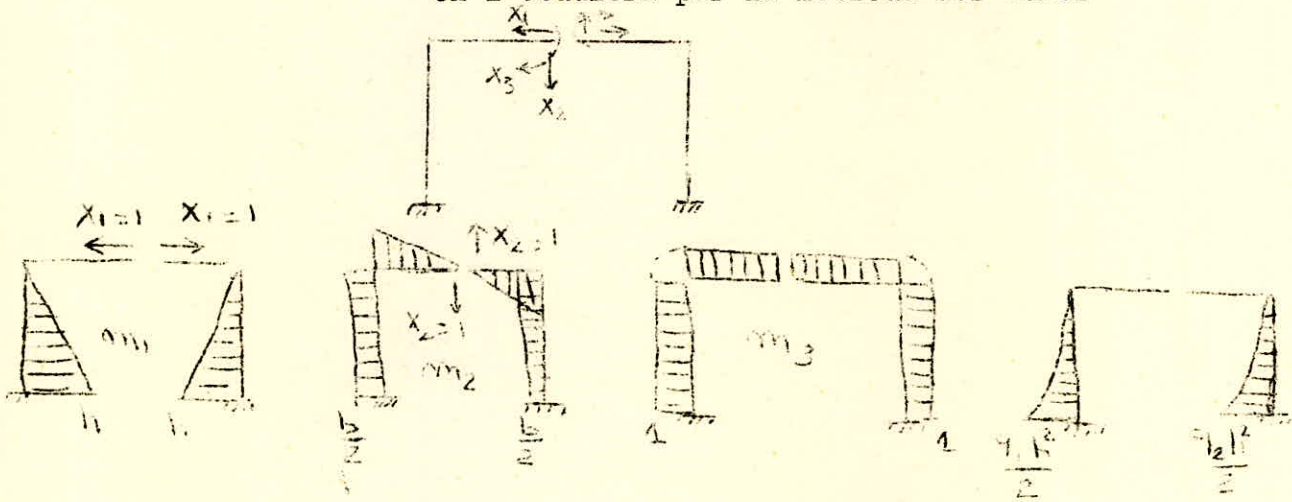
$$q_2 = 14,1 \text{ kg/m}$$

$$I_t = I_m$$

$$h = 20,5 \text{ m}$$

$$l = 16,2 \text{ m}$$

on l'étudiera par la méthode des faces



d'où

$$S_{11} = 5743,4166$$

$$S_{12} = -420,25$$

$$\Delta_{1q} = -187648,18$$

$$S_{22} = 57,2$$

$$S_{23} = 12204,759$$

$$S_{33} = 3044,304$$

$$S_{23} = S_{32} = 0 \text{ et } S_{12} = S_{21} = 0$$

Système canonique :

$$S_{11}X_1 + S_{13}X_3 + \Delta_{1q} = 0$$

$$S_{22}X_2 + \Delta_{2q} = 0$$

$$S_{13}X_1 + S_{33}X_3 + \Delta_{3q} = 0$$

$$\Rightarrow \begin{cases} 5743,416X_1 - 420,25X_3 - 187648,18 = 0 \\ 3044,304X_2 + 420250,35 = 0 \\ -420,25X_1 + 57,2X_3 + 12204,759 = 0 \end{cases}$$

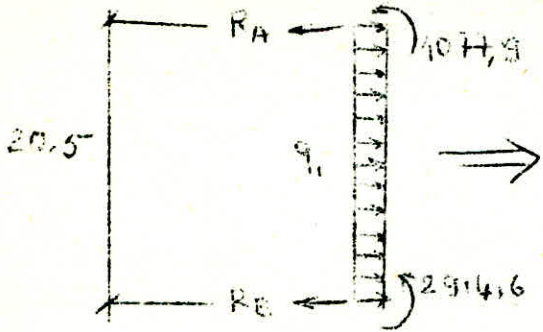
d'où

$$X_1 = +36,84$$

$$X_2 = -140,2$$

$$X_3 = 58,67$$

Calcul des réactions :

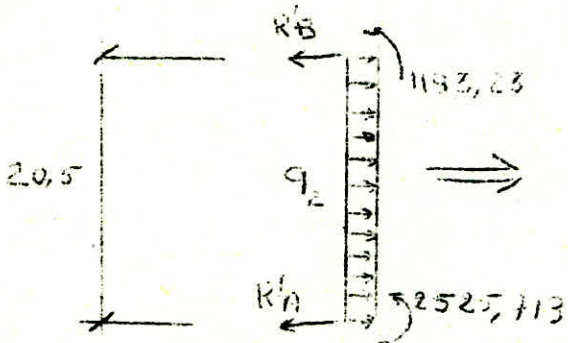


$$q_1 = 22,6 \text{ kg/m}$$

$$R_B \cdot 20,5 + 1077,9 + 2914,6 - 22,6 \cdot \frac{20,5^2}{2} = 0$$

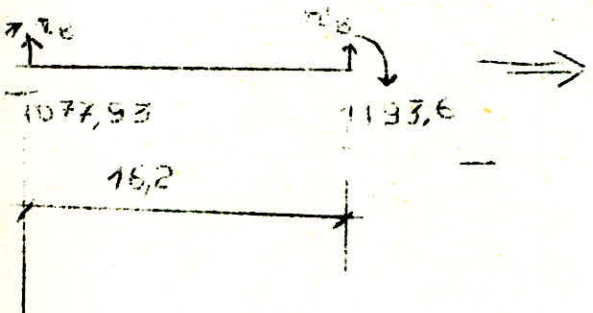
$$R_B = 36,89 \text{ kg}$$

$$R_A = 426,4 \text{ kg}$$



$$R'_B = -36,88 \text{ kg}$$

$$R'_A = 325,93 \text{ kg}$$

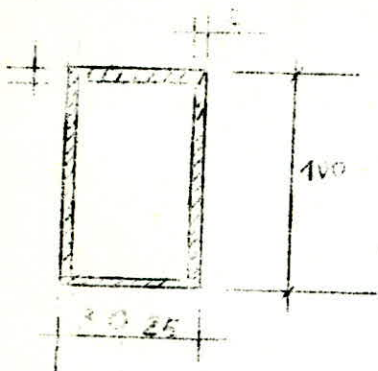


$$r_B = -140 \text{ kg}$$

$$r'_B = 140 \text{ kg}$$

:

Nœud 1 1-1		Nœud 2 2-2					Nœud 3 3-3					Nœud		
N kg	R ₀ -1	I	monrant		Traverse		M	monrant		Traverse		N	N	T
			N	T	N	T		N	T	N	T			
140	+426,4	1077,9	-140	+3688	3688	140	119327	140	-26,88	-3688	-140	852,73	-140	-320,93
8 - 85557	11794,914	163523,45	85557	11794,914	11794,914	- 85557	163523,45	85557	-11794,914	-11794,914	85557	80598,58	- 85557	- 11794,914
8 - 85557	11794,914	163523,45	85557	11831,714	11831,714	- 85557	164714,82	85557	-11831,714	-11831,714	85557	83119,08	- 85697	- 12110,814

Dimensionnement du montant

$$I_x = 629511,32 \text{ cm}^4$$

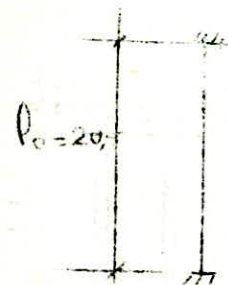
$$I_y = 47320,332 \text{ cm}^4$$

$$W_x = 12985,8 \text{ cm}^3$$

$$A = 263 \text{ cm}^2$$

$$i_x = 48,935$$

$$i_y = 13,45$$



$$l_f = l_0 = 20,5 \text{ m}$$

$$\lambda_x = \frac{l_f}{i_x} = 41,9$$

$$\lambda_y = \frac{l_f}{i_y} = 152,41$$

σ

$$\sigma = \frac{N}{A} = \frac{85697}{26300} = 3,26 \text{ kg/m}^2$$

K_{1y}

$$\left. \begin{array}{l} \lambda_y = 152,41 \\ \sigma = 3,26 \end{array} \right\} \Rightarrow \mu = 2,8 \rightarrow K_{1y} = 1,2$$

$$K_{1y} \sigma = 3,912 \text{ kg/mm}^2$$

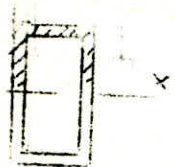
$K_{1x} \sigma_x$

$$\mu = 2,8 \rightarrow K_f = \frac{\mu + 0,25}{\mu - 1,3} \rightarrow K_f = 1,06$$

$$\sigma_f = \frac{M}{W} \Rightarrow \sigma_f = 12,68 \text{ kg/mm}^2$$

donc $K_{1x} \sigma_f + K_{1y} \sigma = 3,912 + 13,44 = 17,36 \text{ kg/mm}^2 < \bar{\sigma}$

Verification de l'effort tranchant



$$\tau = \frac{T}{e I_x}$$

$$T = 4831,716 \text{ kg}$$

e = épaisseur de la nervure de G&E calculée

$$S_x = 5920 \text{ cm}^3$$

$$I = I_x = 629511,32 \text{ cm}^4$$

$$e = 2 \times 2 = 4 \text{ mm}$$

donc $\tau = 2,9 \text{ kg/mm}^2 \Rightarrow \tau < \bar{\tau} = 15,6 \text{ kg/mm}^2$ vérifié

Dimensionnement de la traverse

$$M = 164716,82 \text{ kg/m}$$

$$N = 11831,714 \text{ kg}$$

$$T = 85,557 \text{ kg}$$

On prend le même caisson que le montant ; ce qui, justifie l'hypothèse faite dans le calcul R.D.M : $I_t = I_m$.

$$\sigma_f = 12,68 \text{ kg/mm}^2$$

$$\sigma = \frac{N}{A} = \frac{11831,714}{26300} = 0,45 \text{ kg/mm}^2$$

$$\lambda_y = 152,41 \quad K = 3,8$$

$$\sigma = 0,45 \quad \lambda > 200 \rightarrow K_{fx} = 1$$

$$\lambda_x = 41,9$$

$$K_{fx} \cdot \sigma_f + K \sigma = 14,4 \text{ kg/mm}^2 < \sigma_e$$

Vérification de l'effort tranchant :

T: effort tranchant ; I: moment d'inertie de la section totale par rapport à l'axe neutre . \int_x : moment statique de la section par rapport à l'axe neutre

$$\tau = \frac{T \int_x}{e A}$$

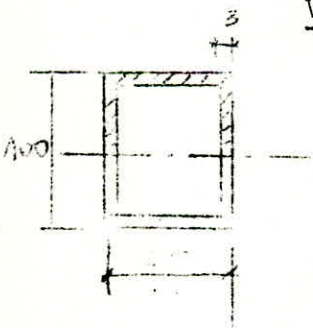
$$e = 4 \text{ mm}$$

$$I_o = I_{xx} = 629511,32 \text{ cm}^4$$

$$T = 85557 \text{ kg}$$

$$\int_x = 3 \cdot 25 \cdot 48,5 + (3 \cdot 48,5 \cdot 24) = 5920 \text{ cm}^3$$

$$\tau = 19,8 \text{ kg/mm}^2 > \bar{\tau} = 15,6 \text{ kg/mm}^2$$



Traverse / (sûreté) - vu que G ne passe on prendra un autre

$$M = 164716,82 \text{ kg/M}$$

Caisson

$$N = 11831,714 \text{ kg}$$

$$T = 85557 \text{ kg}$$

On prendra alors un autre caisson

$$\text{L'inertie } I_x \text{ devient } I_x = 890294,66 \text{ cm}^4$$

$$S_x = 5435 \text{ cm}^3 \text{ (de la partie } \\ \text{hochure)}$$

$$e_a = 2,2 = 4 \text{ mm}$$

$$T = 85557 \text{ kg}$$

$$\sigma = \frac{T S}{e_a I} \rightarrow \sigma = 11,7 \text{ kg/mm}^2$$

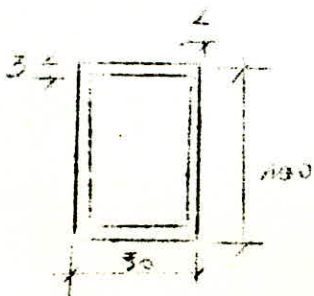
$$\sigma < \bar{\sigma}$$

$$\frac{I_t}{I_m} = 139$$

- pas même constructive pour le moment on prendra
un caisson 30 mm ou bien de 25 mm, et ce qui nous
rapportera le caisson plus de hypothèse pour dans
le calcul le D.S. ($I_t < I_m$) d'un caisson.

$$\frac{I_t}{I_m} = 1,2 \text{ ce qui n'est pas les } \text{données de hypothèse}$$

on aura donc comme section de momentant

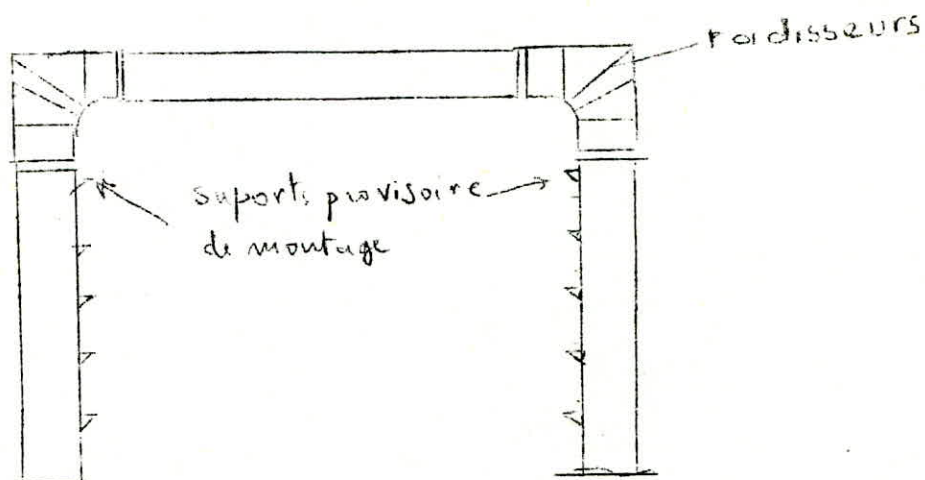


LE MONTAGE

On montera tout d'abord la superstructure .

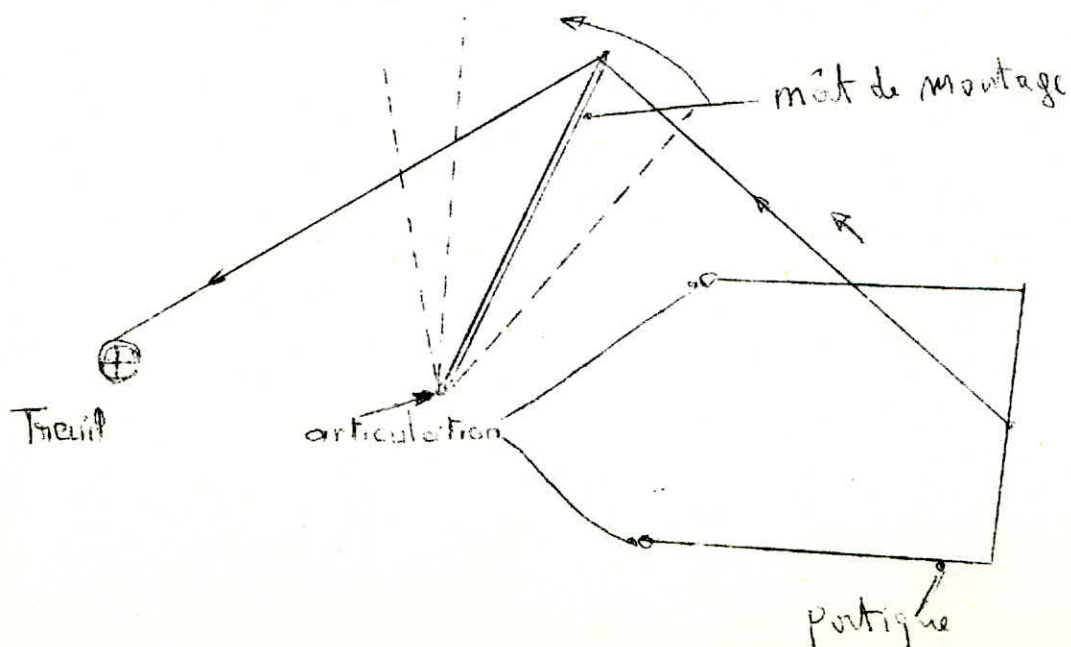
1°/ Les portiques :

Les portiques seront exécutés au sol. On réalisera d'abord les montants ensuite on viendra souder les coudes auxquels viendront se souder les traverses.

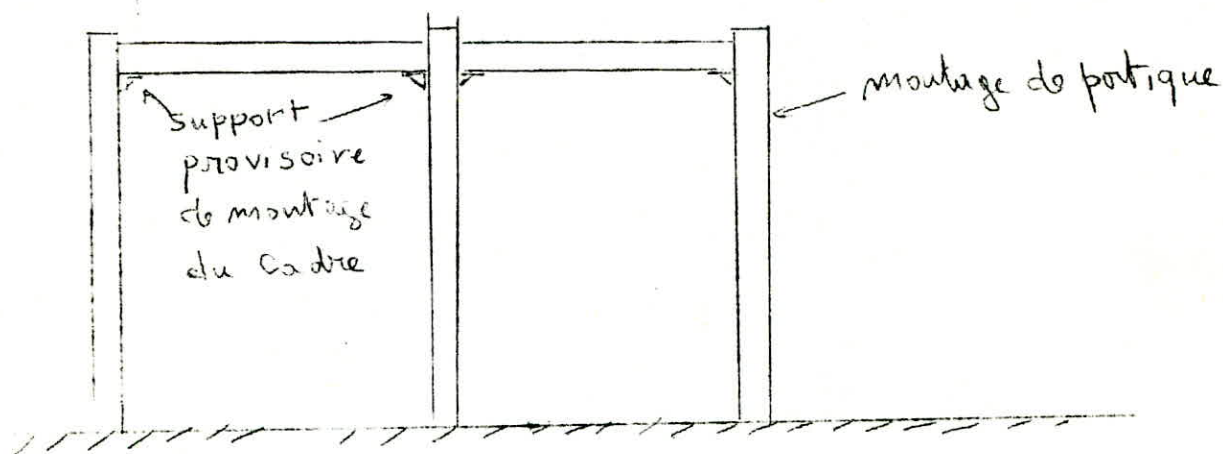


Sur les montants des portiques on prévoira des supports provisoires 3 m à partir du sol ensuite tous les 4 m (voir schéma) afin de pouvoir monter des passerelles de montage entre les montants de chaque portique.

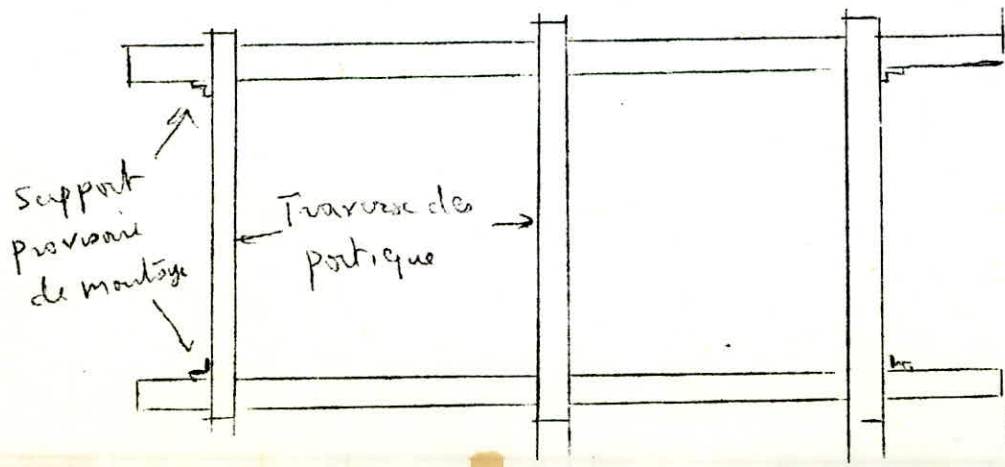
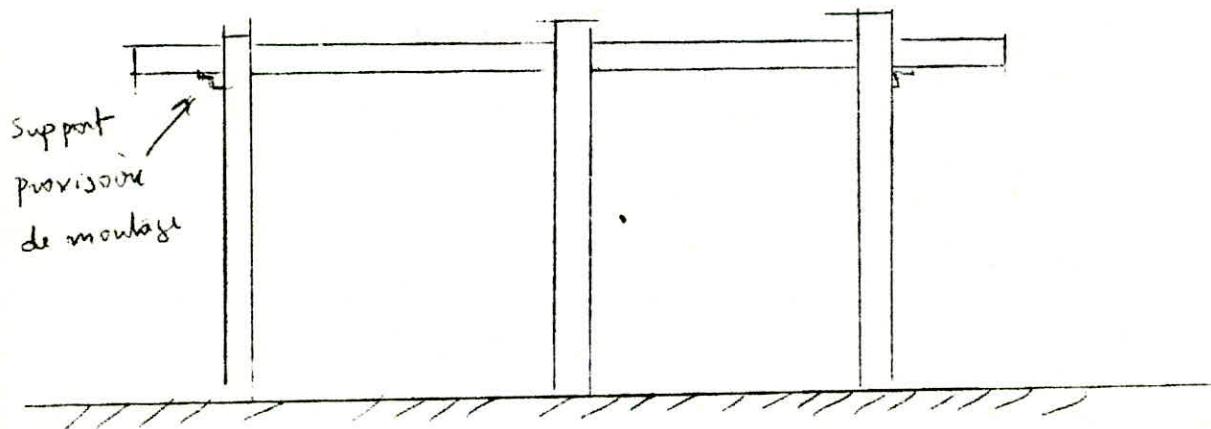
Les portiques seront soulevés par un treuil et un mât de montage



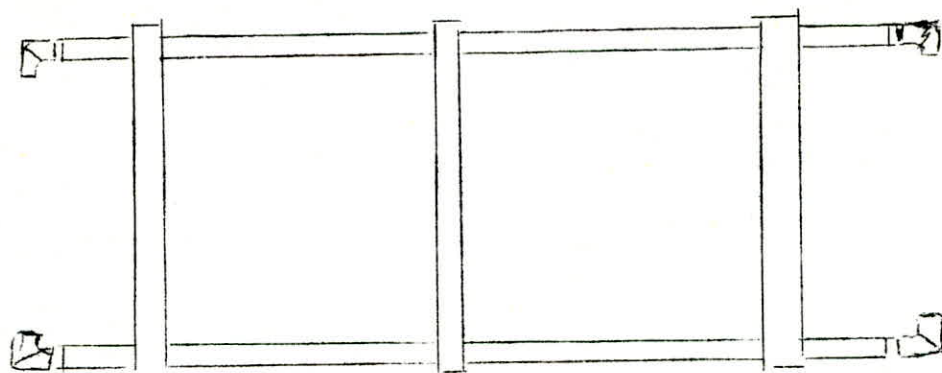
2°/ Après les portiques on montera les cadres par tronçons, à l'aide de palans ou de grue de 10 tonnes.



On doit prévoir aussi des supports de montage du cadre au niveau des montants sur lesquelles viennent s'appuyer les tronçons du cadre pour le soudage (schéma)

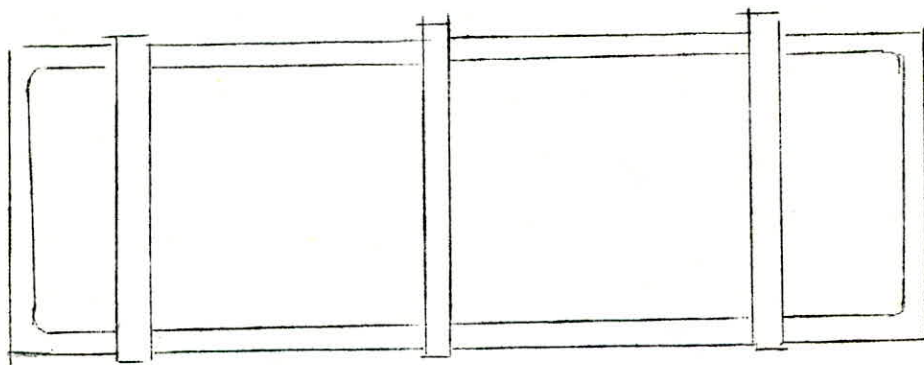


Après le montage des tronçons entre portiques, on montera toujours par soudage la partie en porte à faux comme l'indique le schéma :



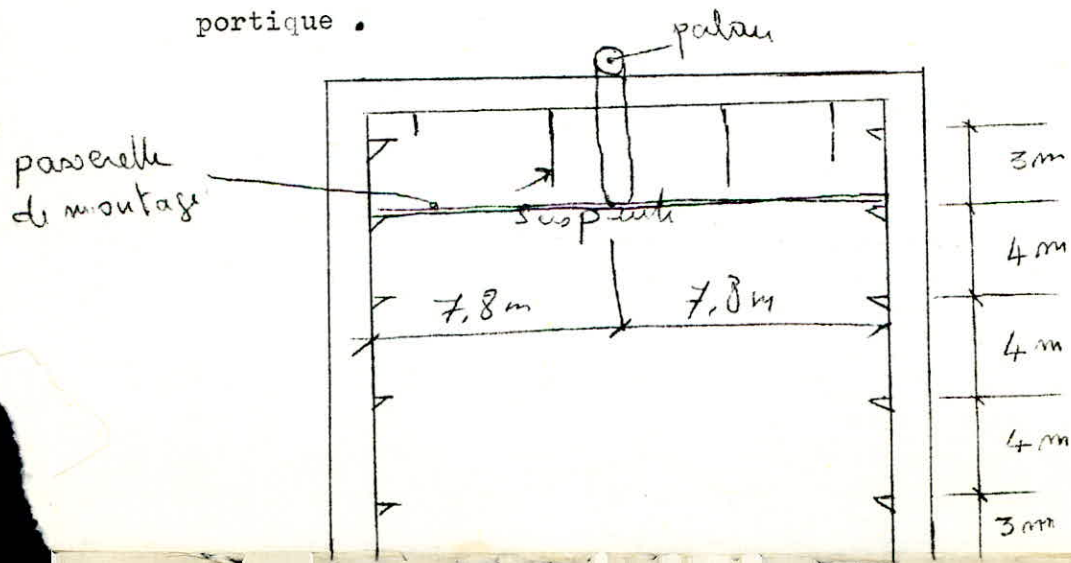
Montage des derniers tronçons du cadre :

Prévoir des supports pour ces derniers tronçons au niveau des coudes .



Montage des suspentes accrochées à la superstructure :

Pour les monter on utilisera des passerelles de montage entre les montants de portique appuyés sur les supports prévus e conséquence et supportées au milieu par un palan monté sur la traverse du portique .



Montage de la structure de la toiture

a/ On montera d'abord les poutres principales de la toiture à l'aide de 3 palans (pour chaque poutre) placés sur les portiques

b/ montage des contreventements horizontaux au niveau de la toiture . On passera ensuite au montage des suspentes.

Le montage du plancher 4 est réalisé de la même façon que la toiture sauf que cette fois-ci les palans sont sur la toiture et ainsi on montera les autres planchers jusqu'au niveau I .
Après cela on montera les escaliers de secours .

Remarque: en ce qui concerne les murs il faut qu'il y ait des lisses tous les 2,5 m ; ces lisses reprendront les plaques de tôle qui forment les murs extérieurs afin de justifier l'hypothèse de calcul prises pour la distribution des efforts du vent.

BIBLIOGRAPHIE
-o-o-o-o-o-

- Règlement de construction métallique 1966
 - Cours de Monsieur MARTINOV
 - Cours de Monsieur LEREBOURG
 - Catalogues techniques : l'acier dans le bâtiment
(office technique pour l'utilisation de l'acier O-T-U-A)
 - Atlas de la construction industrielle W. HEN (DUNOD)
- Remarque : Les profilés utilisés sont des profilés Italiens .

