

14/75

1 ex

UNIVERSITE D'ALGER
Ecole Nationale Polytechnique
Departement Genie Civil

THESE DE FIN D'ETUDES
CONSTRUCTION D'UN CINEMA DE 1000 PLACES
EN C.M.

Proposé Par
Mr G. Balachov
Dr ES Sciences

Etudié Par
Mr A. KAHLERRAS

PROMOTION 1975

14 PLANS.

1975



UNIVERSITE D'ALGER

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

المكتبة
- المكتبة -
المكتبة

DEPARTEMENT GENIE CIVIL
BIBLIOTHEQUE

THESE DE FIN D'ETUDES

CONCEPTION ET CALCUL

D'UN CINEMA DE MILLE PLACES

(STRUCTURE METALLIQUE)

PROPOSEE ET DIRIGEE PAR:

G. BALACHOV

INGENIEUR

ETUDIEE PAR:

A. KAHLERRAS

PROMOTION 75


~ A la Mémoire de ma chère Mère,

~ A mon père qui a tout sacrifié pour ma formation,

~ A Mahfoud Kahlerros, mon cher ami,

~ A tous mes frères et sœurs, à toute ma famille,

Je dédie tout mon travail.

C. R. Abd' 

Remerciements

Je saisis cette occasion qui m'est offerte pour remercier tous les professeurs et assistants de l'Ecole Nationale Polytechnique qui, de près ou de loin, ont participé à ma formation d'INGÉNIEUR.

Plus particulièrement, Je remercie MM. Balachov, mon promoteur, Martinov professeur de Construction Métallique à l'E.N.P.A. pour les conseils et l'aide qu'ils m'ont fournis pour l'élaboration de ce projet.

Alger le 23/05/75

K. Abdj

Table des matières

CHAPITRE 0

sujet proposé - caractéristiques de la construction

CHAPITRE I

Détermination des charges et surcharges.

- charges permanentes, surcharges d'exploitation
- surcharges climatiques

CHAPITRE II

Etude de la ferme.

- généralités, méthode de calcul.
- détermination des efforts
- calcul de l'effort de précontrainte
- dimensionnement de la ferme.

CHAPITRE III

Etude du contreventement.

- calcul de la poutre auvent.

CHAPITRE IV

Etude du poteau principal.

CHAPITRE V

Etude du plancher - poutre continue

CHAPITRE VI

Etude du portique

CHAPITRE VII

organisation de chantier; montage.

PROJET DE FIN D'ETUDES

I. BUT DU PROJET :

- Le projet consiste à trouver les dimensions nécessaires des éléments d'une salle de CINEMA de 1000 spectateurs afin d'assurer la solidité et la stabilité de la construction métallique.

II. CARACTERISTIQUES GENERALES DE LA CONSTRUCTION.

1. Géométrie intérieure du bâtiment

Le bâtiment coupé au niveau +4,00m par un plan horizontal et projeté nous montre :

1.1 un hall de $3,5 \times 30 = 105 \text{ m}^2$

1.2 une caisse de $6 \times 3 = 18 \text{ m}^2$

1.3 une cabine de direction de $6 \times 3 = 18 \text{ m}^2$

1.3 un couloir permettant l'accès à la

salle de spectacles de $12 \times 2 = 24 \text{ m}^2$

1.4 une salle de spectacles de $26 \times 32 = 832 \text{ m}^2$

1.5 une salle de projections pouvant accueillir 3 caméras (La troisième étant

prévue pour intervenir en cas de panne de

l'une des deux autres). coupé au niveau 1,00, le bâtiment présente :

1.6 deux salles de toilettes (Hommes, dames) de $4 \times 3 = 12 \text{ m}^2$

1.7 une buvette de $18 \times 3 = 54 \text{ m}^2$

2. Géométrie extérieure du bâtiment : Fig. 1

2.1. Longueur totale de la construction

$$a = 51,20 \text{ m}$$

2.2. Largeur totale

$$b = 30,40 \text{ m}$$

2.3. Hauteur totale de la façade principale

$$H_1 = 12,80 \text{ m}$$

Hauteur totale de la face opposée

$$H_2 = 11,80 \text{ m}$$

La toiture présente alors une pente $\approx 2\%$ permettant l'évacuation facile des eaux de pluie.

2.4 Balcon de 1,5 sur 30 m au niveau +4,00 m. (voir schéma)

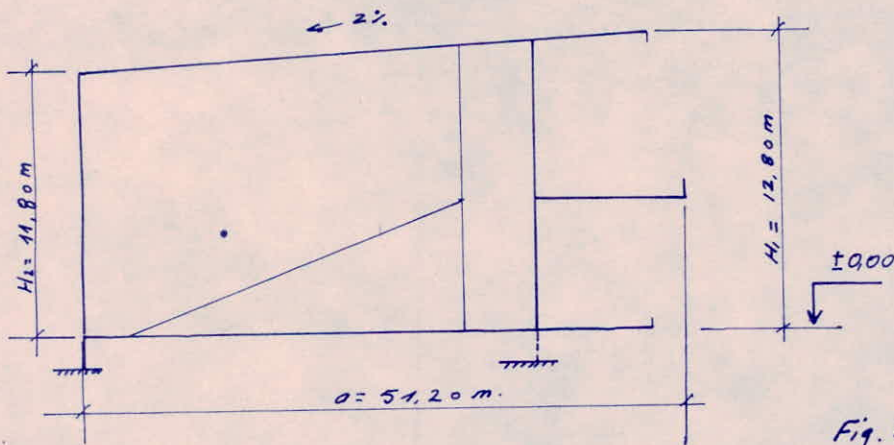
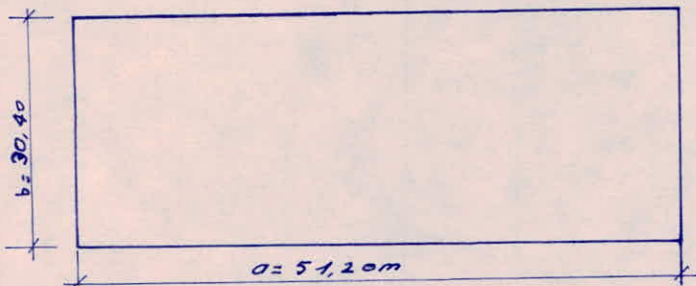


Fig. N° 1

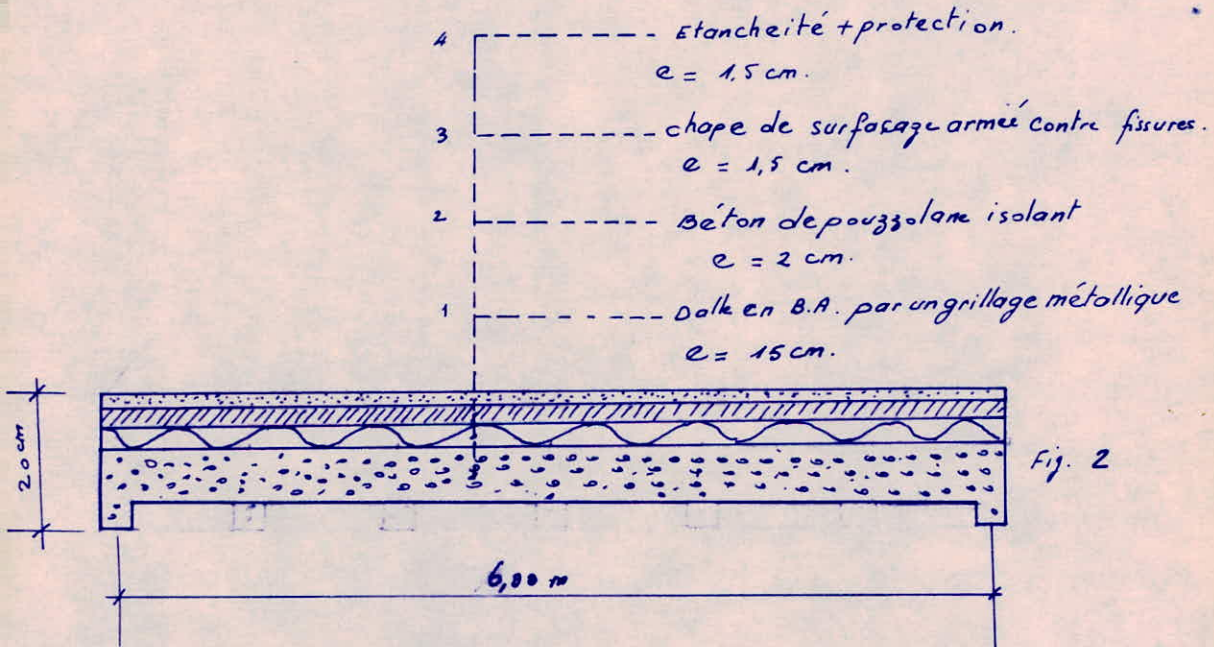


3. ossature :

L'ossature est en construction métallique. elle est constituée par une série de poutres à treillis isostatiques, de hauteur 3,2 m à membrures parallèles, présentant une porte à faux de 7,5 m, ainsi que par des poteaux en métal également. Les murs, en maçonnerie, permettront de jouer le rôle de pans de contreventement.

Répondant aux conditions d'isolations phonique et thermique de la salle, nous avons choisi les types de la toiture et du plafonds

1. TOITURE : Dalle multicouche de 3,00 x 6,00 x 0,2.



1. Dalle armée.

$$\rho = 2500 \text{ Kg/m}^3$$

$$\text{Soit pour } e = 15 \text{ cm} \quad P_1 = 375 \text{ Kg/m}^2$$

2. Béton de pouzzolane.

$$\rho = 1100 \text{ Kg/m}^3$$

$$\text{Soit pour } e = 2 \text{ cm} \quad P_2 = 22 \text{ Kg/m}^2$$

3. Chape de surfacage.

$$\rho = 1900 \text{ Kg/m}^3$$

$$\text{Soit pour } e = 1,5 \text{ cm} \quad P_3 = 29 \text{ Kg/m}^2$$

4. Etanchéité + couche protectrice: On a prévu une étanchéité multicouche d'une épaisseur totale: $e = 1,5 \text{ cm.}$ système adhérent constitué par:

1 couche d'impregnation

1 couche E.A.C.

1 Feutre bitumé surface type 275

1 couche E.A.C.

1 Feutre bitumé type 275

1 couche E.A.C.

1 Feutre bitumé type 275.

1 couche E.A.C.

Le poids moyen est environ : $P_4 = 10,5 \text{ daN/m}^2$

Le poids par mètre carré de surface dû à la toiture est :

$$P_t = \sum_{i=1}^4 P_i = P_1 + P_2 + P_3 + P_4 = 375 + 22 + 29 + 10,5 = 436,5 \text{ kg/m}^2$$

2 PLAFOND SUSPENDU

Toujours, pour les besoins thermoacoustiques de la salle, nous avons choisi le type de plafond suivant.

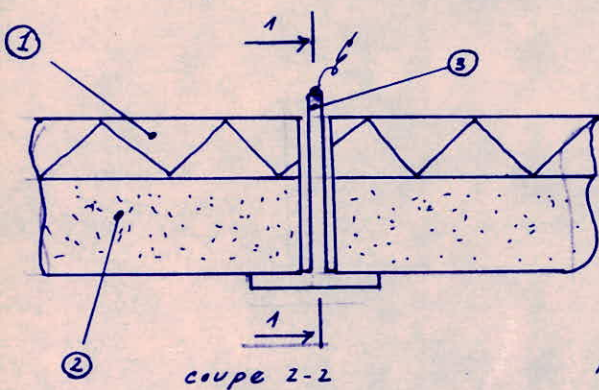
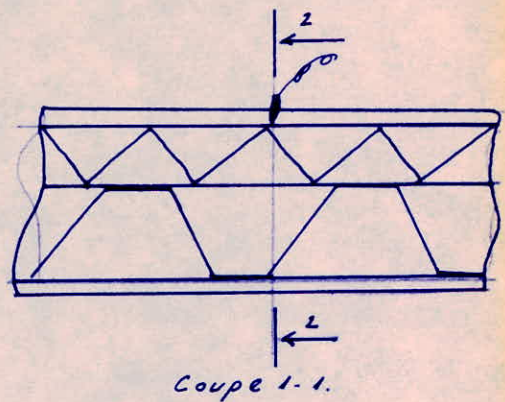


Fig. 3



Estimation du poids par m^2 .

① Matelas de verre 3 d /m^2

Toile d'aluminium 3 kg/m^2

Profile en T 10 kg/m^2 pour des T $80 \times 80 \times 60$.

D'où la charge permanente/m² due au plafond suspendu.

$$P_p = 3 + 3 + 10 = 16 \text{ kg/m}^2$$

Nous voyons que nous pouvons largement négliger P_p par rapport à P_e ; pour le calcul de la poutre treillis, nous ne prendrons en considération que la charge due à P_e en présence, bien sûr, des surcharges climatiques et d'exploitation etc..

3. DÉTERMINATION DES SURCHARGES CLIMATIQUES.

3.1 Généralités: Nous appliquons les règles N.V. 65 ainsi que les règles de surcharges climatiques en Algérie, pour la détermination des effets de la neige et du vent sur la construction que nous proposons d'étudier. Ces règles, ont pour objet de fixer les valeurs des surcharges climatiques et de donner les méthodes d'évaluation des effets correspondants sur l'ensemble d'une construction ou sur ses différentes parties. Les surcharges maximales correspondent à l'état de service de la construction, celles extrêmes correspondent à sa mise hors service.

3.2 Étude de la neige:

Valeur des surcharges: elles sont fonctions de la région et de l'altitude.

Pour notre construction, se trouvant en première région (Alger) et dans une site exposé, les règles appliqués en Algérie donnent:

L'altitude H étant inférieure à 200 m.

$$N_n = 20 \text{ kg/m}^2 \quad \text{neige normale.}$$

$$N_e = N_n \times 1,67 = 20 \times 1,67 = 33,33 = 33,4 \text{ kg/m}^2.$$

La toiture ne présente aucune singularité permettant l'accumulation de la neige.

3.3 Étu de du vent.

3.3.1 Généralités - direction du vent : Pour le calcul des constructions, on suppose que la direction du vent est horizontale : c'est une direction d'ensemble moyenne. Nous considéreront le vent comme soufflant perpendiculairement à la direction générale du plus grand côté de la construction.

D'après le 2^e fig 1 nous sommes en présence d'une construction à base rectangulaire présentant les caractéristiques définies en R.III. 2,91 N.V.65 page 123, à cet effet, nous pouvons donc déterminer les effets du vent sur notre construction en usant de la méthode simplifiée du règlement N.V.65 p.121.

Nous déterminerons successivement :

- Les pressions dynamiques
- Les actions extérieures
- Les actions intérieures
- Les actions résultantes sur les parois et les versants.
- Les actions d'ensemble.

3.2 Les pressions dynamiqués :

Par cette méthode, et étant donné la faible hauteur de la construction, la pression dynamique est considérée comme constante le long de la construction. Elle est donnée par la formule :

$q = (46 + 0,7H) K_r \cdot K_s \text{ Kg/m}^2$ où K_r et K_s représentent les coefficients de région et de site égaux respectivement dans notre cas :

$K_{rn} = 1,40$ Coefficient de région normal

$K_{re} = 2,45$ Coefficient de région extrême

$K_s = 1,30$ Coefficient correspondant à un site exposé N.V. 65 page 125

Nous aurons alors :

$$q_n = (46 + 0,7h) K_{rn} \cdot K_s = (46 + 0,7 \cdot 12,8) \cdot 1,4 \cdot 1,3 = 100 \text{ Kg/m}^2$$

$$q_e = (46 + 0,7h) K_{re} \cdot K_s = (46 + 0,7 \cdot 12,8) \cdot 2,45 \cdot 1,3 = 175 \text{ Kg/m}^2$$

3.3.3 Réduction :

- Les surfaces sont considérées non abritées par d'autres constructions. Ce qui élimine l'effet de masque. Nous aurons par suite $m = 1$ où m désigne le coefficient d'effet de masque. (N.V. page 59)

- Effet des dimensions N.V. Page 61.

Les pressions dynamiques s'exerçant sur les éléments d'une construction doivent être affectés d'un coefficient de réduction fonction de la plus petite dimension (horizontale ou verticale) de la surface offerte au vent, et de la cote H du point le plus haut de cette surface.

Dans notre cas la plus petite dimension offerte au vent est $l = 6m$

La hauteur du bâtiment est inférieure à 30 m, l'abaque R.III.2 de la page 63 donne : $S = S(6) = 0,86$

3.3.4 Majoration:

Pour tenir compte de l'effet des actions parallèles à la direction du vent, les pressions dynamiques normales servant au calcul de l'action d'ensemble sont majorées par un coefficient donné par:

$$\beta = 0,5 + 0,5 \sqrt{T} \quad \text{pour une ossature en acier N.V. p. 127.}$$

avec T = période en secondes du mode fondamental d'oscillation du bâtiment. Les recommandations concernant la sismicité en Algérie donnent; pour un contreventement par ossature métallique.

$$T = 0,10 \frac{H}{\sqrt{Lx}} \Rightarrow T = 0,10 \times 12,80 \times \frac{1}{\sqrt{30}} = 0,233$$

$\beta = 0,5 + 0,5 \sqrt{0,233} = 0,741$. or nous devrions avoir $(\beta \geq 1)$ ceci veut dire que nous n'aurons aucune majoration à faire. ($\beta = 1$)

Tenant compte uniquement de la réduction nous aurons finalement.

$$q_n = 100 \times 0,86 = 86 \text{ Kg/m}^2 \quad \text{vent normal.}$$

$$q_e = 175 \times 0,86 = 150,5 \text{ Kg/m}^2 \quad \text{vent extrême}$$

Ce sont les pressions dynamiques à prendre en compte dans les calculs.

Vérifions les relations suivantes:

$$q_{vn} \cdot S \cdot m > 30 \Rightarrow 0,86 \times 100 \times 1 = 86 > 30$$

$$q_{ve} \cdot S \cdot m > 52,5 \Rightarrow 175 \cdot 0,86 \times 1 = 150,5 > 52,5$$

} vérifiées

3.3.5 calcul du coefficient de pression c .

51. Actions extérieures: La direction du vent étant supposée normale aux

parois verticales de la construction, les coefficients à prendre sont:

a/. Actions moyenne, parois verticales.

Paroi au vent : $C_e = +0,8$

Paroi sous le vent: $C_e = -0,5$

b/. Toiture: Pour le cas de notre toiture qui est constituée par un versant plan unique incliné d'un angle $\alpha =$ par rapport au plan horizontal, le tableau VI des NV.65 page 129 donne

$C_e = -0,5$

52 Actions intérieures.

La construction étant complètement fermée (Toutes les parois ont une perméabilité inférieure à 5%), nous avons:

Paroi sous vent : $C_i = -0,3$

Paroi au vent : $C_i = +0,3$

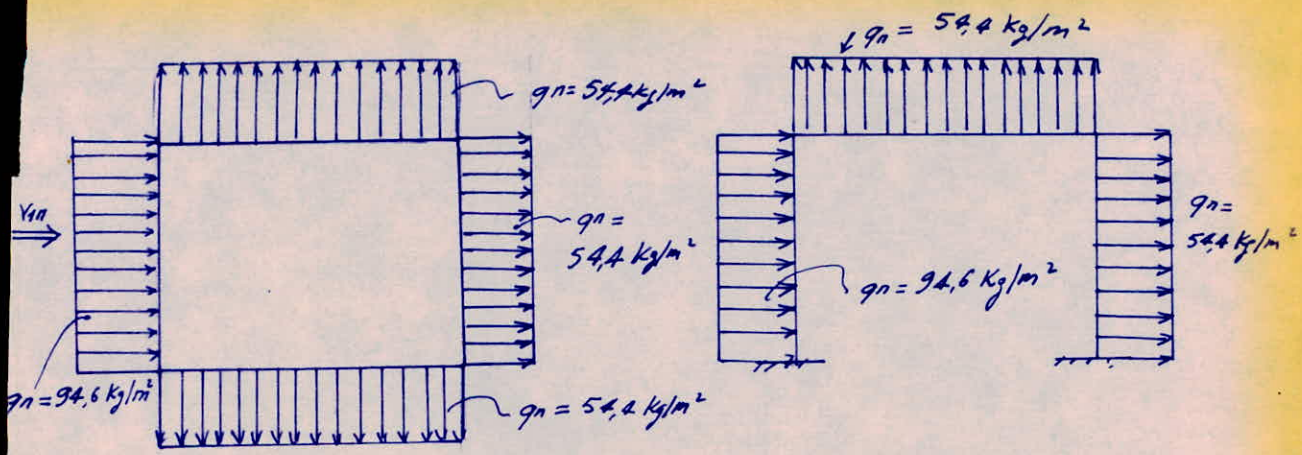
53 Actions Résultantes: Elles sont obtenues en combinant de la façon la plus défavorable, pour chaque élément, les actions extérieures moyennes et les actions et les actions intérieures: elles sont données par C_g avec

$$C = C_e - C_i$$

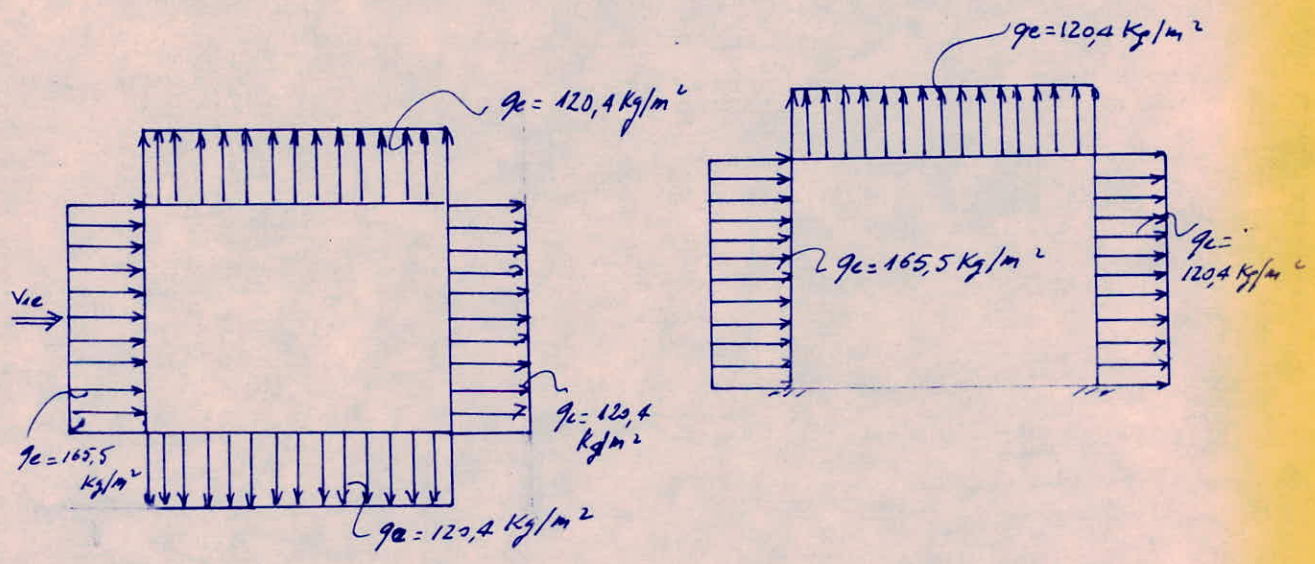
Considérant les caractéristiques géométriques et vu la faible perméabilité du bâtiment étudié, nous étudierons deux cas de vent V_1 et V_2

V_1 : perpendiculaire au côté "a" de la construction

V_2 : perpendiculaire au côté "b" de la construction.

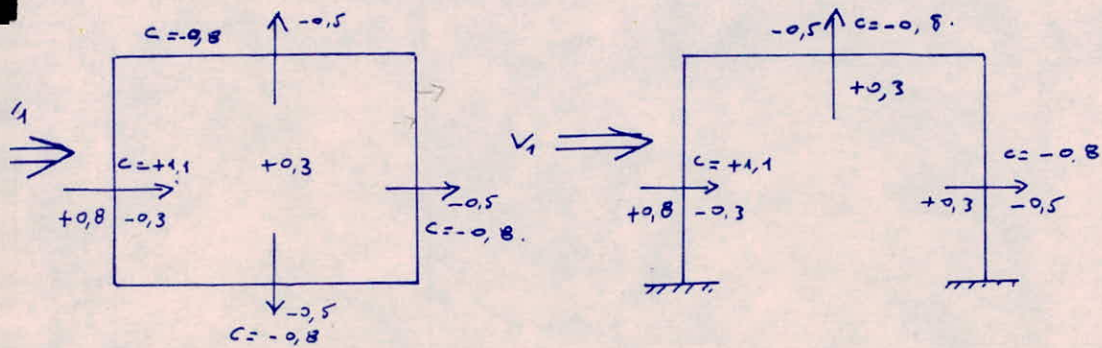


-62 Actions d'ensemble dues à V_2 en vent extrême.

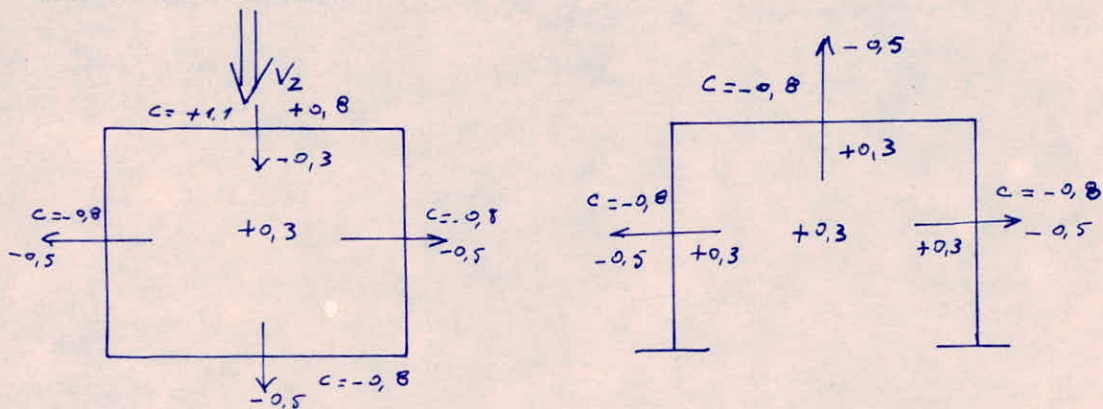


-63 Actions d'ensemble dues à V_2 en vent normal.

Cas de vent V_1



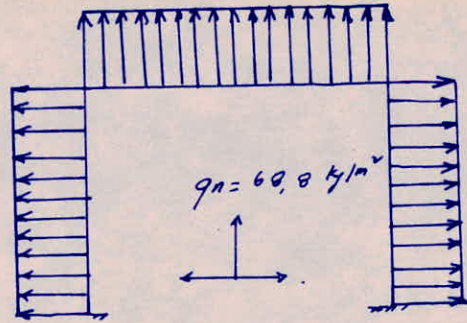
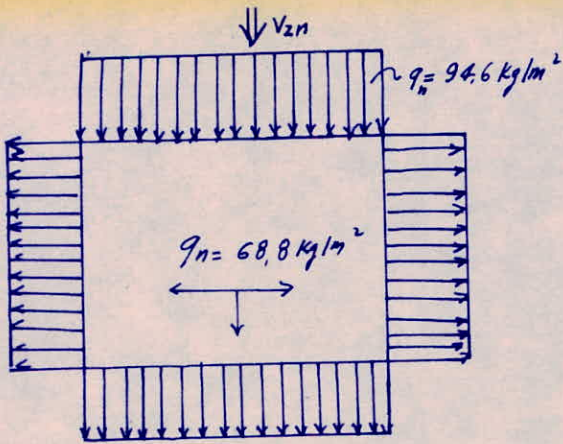
Cas de vent V_2



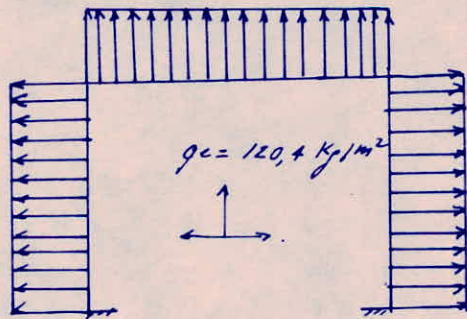
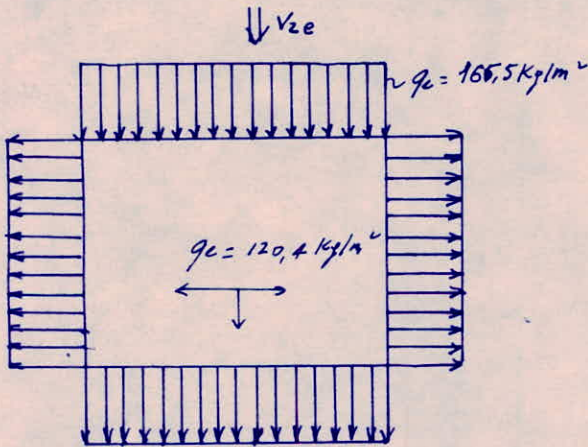
3.3.6. ACTIONS D'ENSEMBLE.

Nous déterminerons les actions d'ensemble pour les deux cas de vent et pour les deux valeurs normale et extrême de ceux-ci.

6.1 Actions d'ensemble dues à V_1 normal.



6.4. Actions d'ensemble dues à V_z extrême.



ACTIONS D'ENSEMBLE

ETUDE DE LA FERME

CALCUL DE LA FERME

Généralités

- La ferme que nous nous proposons de calculer présente les caractéristiques suivantes.
- hauteur $h = 3200$ mm.
 - Longueur totale $L = 49500$ mm.
 - Nombre de barres: $b = 55$ dont
 - 17 diagonales, 17 barres constituant la membrure supérieure
 - 10 montants et 10 barres constituant la membrure inférieure. Les membrures supérieure et inférieure sont horizontales.
 - En outre cette poutre présente un porte à faux de 7500 mm, elle repose sur deux appuis constitués par deux poteaux métalliques également et distants de 42000 mm: ces deux appuis sont supposés simples. Le calcul consiste en premier à déterminer les efforts agissant sur chaque barre du système triangulé et ce sous les différents cas de charges, puis sous la combinaison la plus défavorable de tous les cas de charge. Ces cas de charge sont: charges permanentes, neige, vent, Notre système contient $n = 29$ nœuds. Nous voyons que $2n = b + 3$, notre problème admet donc une solution et une seule: La poutre considérée présente en plus une isostasie intérieure, de ce fait l'influence

de la température sur l'équilibre de l'ensemble est supposée non gênante et n'est pas prise en considération dans les calculs qui suivent.

L'inclinaison de la ferme est de 1% ce qui permet l'écoulement des eaux, dans les calculs, elle sera considérée comme horizontale.

La détermination des efforts de traction et de compression dans les membrures supérieures et inférieures, les montants et les diagonales sera faite par la méthode des nœuds ou méthode graphique de CREMONA.

En fait de la dissymétrie de la ferme, nous ferons un CREMONA pour toute la ferme. Un seul CREMONA nous suffira pour les charges permanentes et pour le vent, pour ce dernier agent extérieur, nous ne sommes en présence que d'un seul cas: En effet quelque soit le cas de vent considéré, celui-ci tendra toujours à soulever la toiture.

Deux autres crémonas seront construits pour les effets des surcharges dues à la neige; soit que la moitié de celle-ci se trouve sur la moitié gauche ou droite de la ferme.

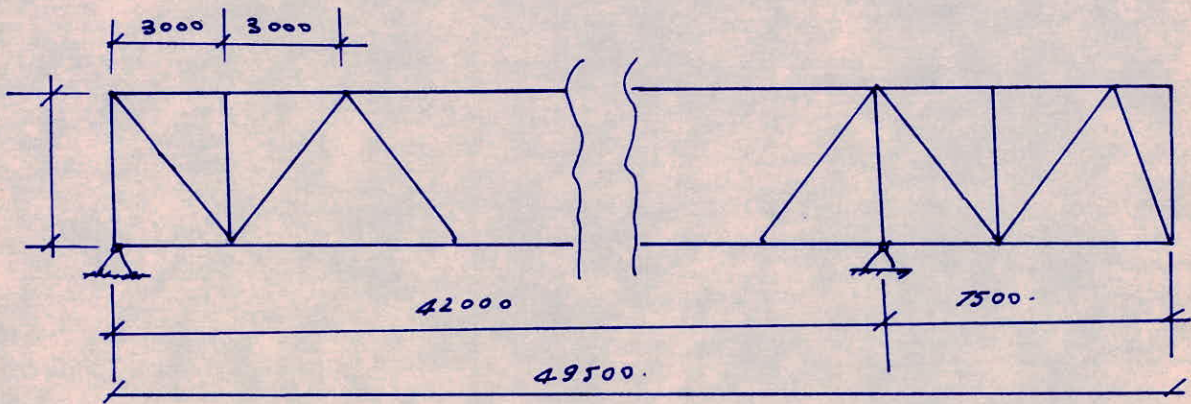


Fig. 5

La ferme précédemment décrite est représentée sur la figure 5. Nous remarquons que les nœuds de la membrure supérieure sont distants de 3 m ce qui nous a permis de choisir pour couverture, des dalles en béton armé de 3×6 m. en effet les fermes sont distantes de 6 m.

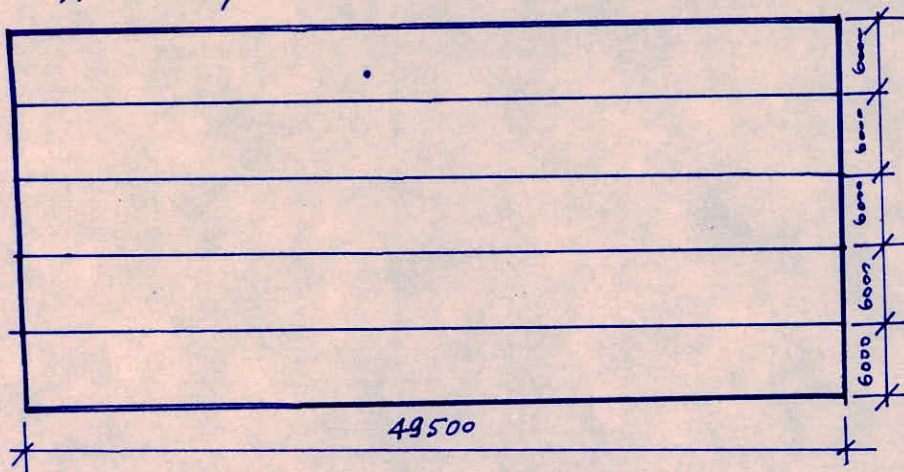


Fig. 6

II. DÉTERMINATION DES EFFORTS

- Nous considérons les efforts dans les barres résultants des chargements suivants.

a) G : charges permanentes

b) N : Neige.

c) V : vent.

d) F_p : Force de précontrainte. (nous verrons plus loin la détermination de cette force artificielle.

a) Evaluons d'abord le moment maximum dû au poids mort cumulé avec la neige normale, avec les coefficients $4/3$; $3/2$

$$- G + N_e = 436,5 + 33,4 = 469,9 \text{ daN/m}^2$$

$$- \frac{4}{3}G + \frac{3}{2}N_n = 582 + 30 = \underline{612 \text{ daN/m}^2}$$

- Dans G nous n'avons pas tenu compte du poids propre de la ferme; celui-ci est donné par:

$G_f = 1,2 \gamma_f \cdot l$ avec γ_f fonction de la longueur de la ferme, il est pris égal à $0,6 \div 0,9$; nous prendrons

$\gamma_f = 0,8$ avec $l = 49,5 \text{ om}$. Nous aurons alors:

$$G_f = 1,2 \times 0,8 \times 49,5 = 47,5 \text{ kg/m}^2.$$

si nous posons C.V = 5 daN/m^2 de poids dû aux barres de contreventement, nous aurons sur une surface de 1 m^2 :

$$q_1 = 612 + 47,5 + 5 = 664,5 \text{ kg/m}^2$$

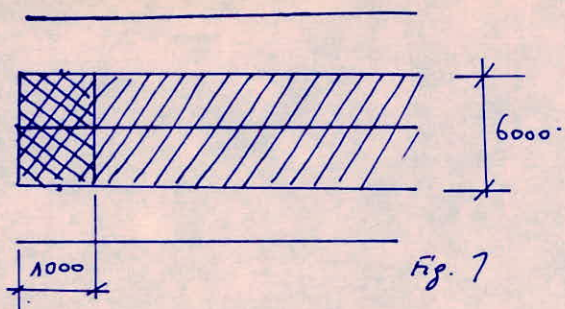


Fig. 7

ona $q_1 = 664,5 \text{ kg/m}^2$
 la part de charge revenant
 à la ferme intermédiaire

que l'on calcule s'étale sur une largeur de 6m, nous
 aurons alors pour un mètre linéaire: Fig. 7

$$q = 664,5 \times 6 = 3,987 \text{ t/ml}$$

Nous prendrons pour les calculs :

$$q = 4 \text{ t/ml.}$$

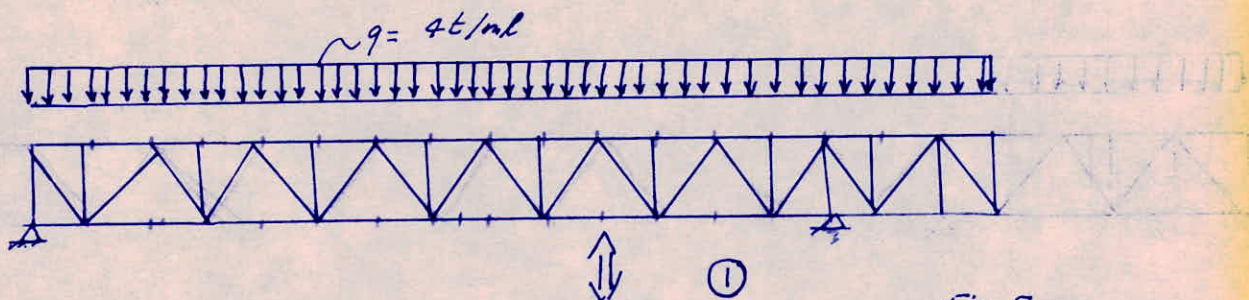
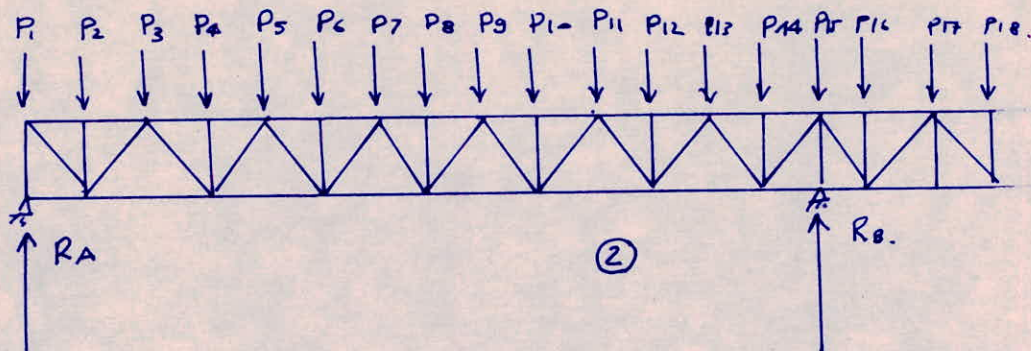


Fig. 8



La charge uniformément répartie du cas ① est considérée

Comme agissant sur notre poutre comme le montre le cas ②
 En effet les forces P_i $i = 1, \dots, 18$ agissent sur les nœuds i
 respectifs. La distance entre nœuds est constamment égale à 3 m
 sauf les deux derniers qui sont séparés par une distance de 1,5 m,
 par conséquent les charges P_i revenant aux nœuds est:

$$P_1 = 4 \times 1,5 = 6 \text{ t}$$

$$P_2 = 3 \times 4 = 12 \text{ t}$$

$$P_3 = P_4 = \dots \dots P_{16} = 12 \text{ t}$$

$$P_{17} = (1,5 + 0,75) \times 4 = 9 \text{ t}$$

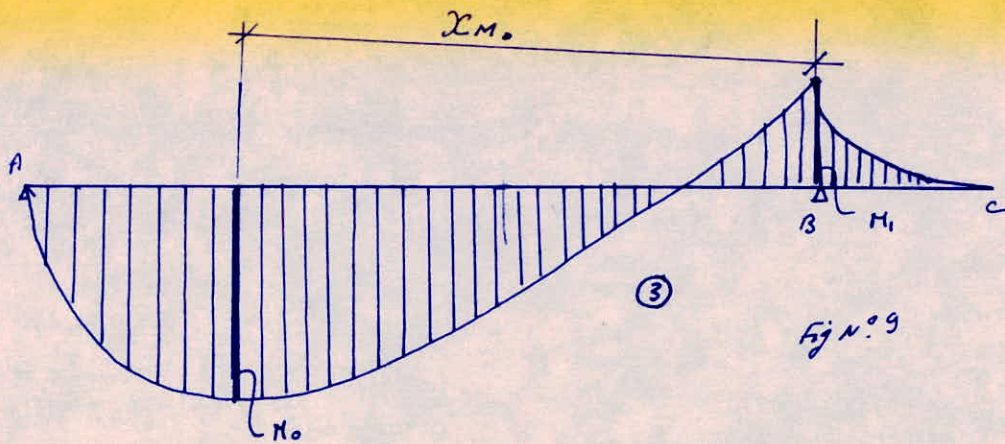
$$P_{18} = 3 \text{ t} = 0,75 \times 4$$

on voit que: $qL = \sum_{i=1}^{18} P_i + 6 + 3 + 9 = 198$ avec

$$i = 2, \dots, 15$$

Evaluation des moments.

La poutre étant articulée sur ses deux appuis, nous aurons
 la courbe du moment. ③ Nous désignons par M_0 et M_1
 respectivement les moments au milieu de la travée, ou
 plutôt le moment maximum en travée, et le moment sur
 l'appui B. (voir fig 9)



$$M_0 = \frac{q l^2}{8} - \frac{q l'^2}{2} \quad \text{avec } l' = BC = 7,5 \text{ m.}$$

$$l = AB = 42,0 \text{ m.}$$

$$\text{D'où } \begin{cases} M^0 = \frac{4 \times 42^2}{8} - \frac{4 \cdot 7,5^2}{2} = 882 - 112,5 = 769,5 \text{ t.m.} \\ M_0 = M_{0q} - M_{1q} \end{cases}$$

En écrivant l'expression du moment fléchissant pour une section d'abscisse x telle que $0 \leq x \leq 42$ et annulant la première dérivée de celui-ci, on trouvera la section, ou du moins, l'abscisse de la section au droit de laquelle, le moment fléchissant est maximum c'est-à-dire $\frac{\partial M}{\partial x} = 0 \Rightarrow x_M = \frac{l^2}{2a}$.

$$\text{D'où } x_{M_0} = \frac{42^2}{2 \cdot 42} = 21,0 \text{ m. Voir fig. 9}$$

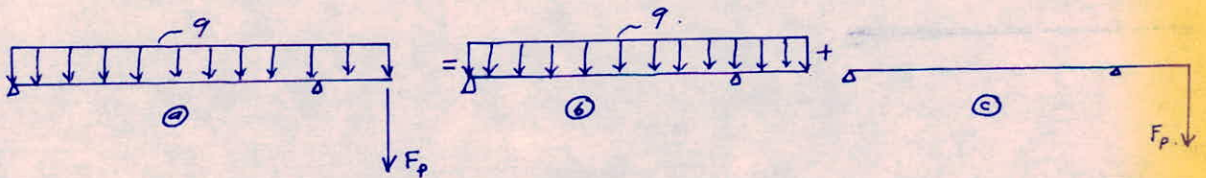
Donc la section dangereuse se trouve à 21,0 m de l'appui B.

Nous remarquons que le moment $M_0 \gg M_1$, il nous faudrait par conséquent essayer de faire rapprocher M_0 de M_1 , en agissant sur le mode de chargement. Tentons par exemple de trouver un moyen de chargement, nous permettant d'avoir la relation suivante: $\frac{M_B}{M_C} = 0,7$ où M_A, M_C représentent

respectivement le moment fléchissant sur l'appui A, et le moment fléchissant en travée à la distance $x = 29,16\text{m}$. Pour avoir cette relation entre M_B et M_C , nous devons trouver une force, qui, appliquée en C tendra à soulager la poutre du fait du chargement précédent. Cette force, de précontrainte donc, est déterminée par les moyens classiques de la R.D.M.

DÉTERMINATION DE F_p

Les actions dues au chargement précédent résultant de la combinaison la plus défavorable des charges et surcharges descendantes sont donc connues. Nous chargeons maintenant notre poutre par une force inconnue, mais répondant à la condition que nous lui avons imposée. nous utiliserons le principe de superposition des états de charges c'est-à-dire:



En traçant le diagramme des moments fléchissants du à l'état (c), nous déterminons l'influence de celle-ci sur la section d'abscisse $x = 29,16\text{m}$, en appelant M_{oF} ce moment et M_{oq} le moment calculé et dû à q nous devons avoir: $\frac{M_{oF}}{M_{oq}} = 0,7$

Usant du théorème de superposition, nous pouvons

écrire (cf. liq.)) : $\frac{M_{oq} + M_{oF}}{M_{oq} - M_{oF}} = 0,7 = \frac{M_{oF}}{M_{oq}}$ (M_o: Moment résult.)

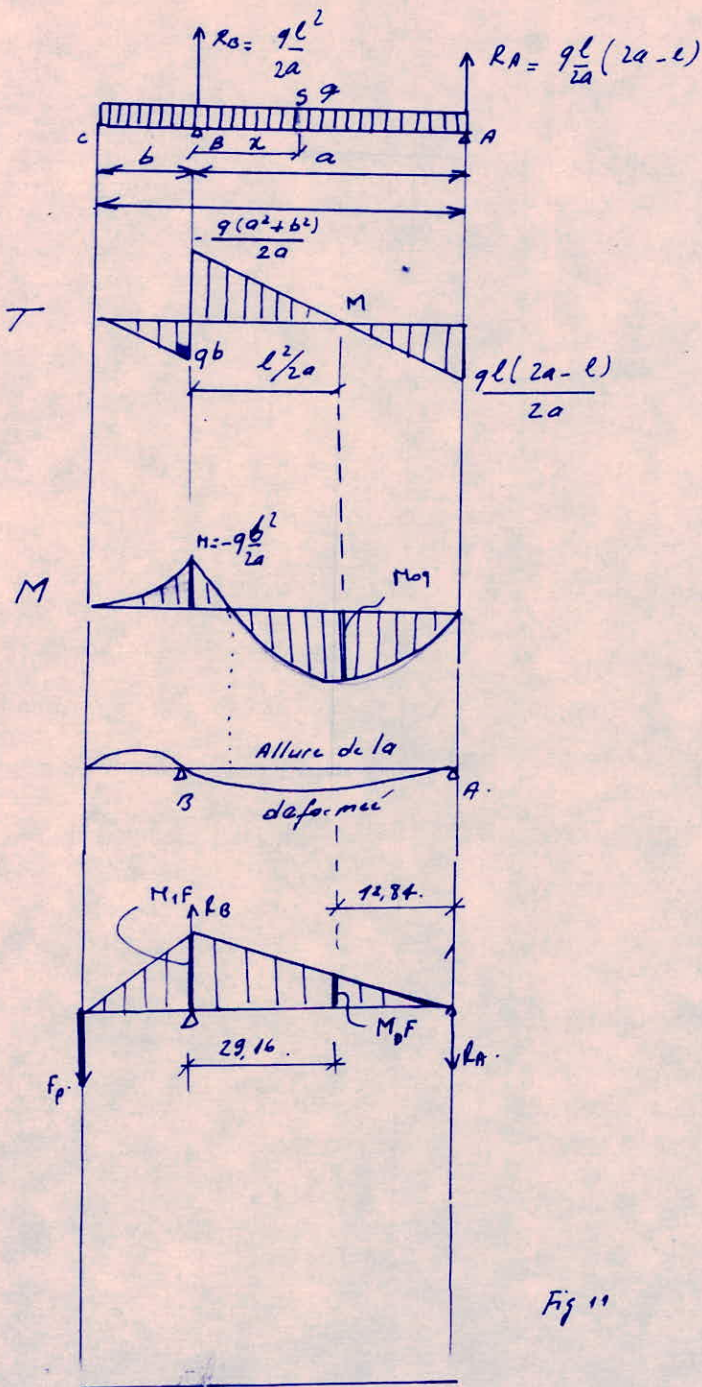


Fig 11

Détermination de RA, RB dues à q

$$M_A = 0 \Rightarrow R_B \cdot a - \frac{q \cdot l \cdot l^2}{2} = 0$$

$$\Rightarrow R_B = \frac{9l^2}{2a}$$

$$R_A + R_B = 9l \Rightarrow R_A = R_B - 9l$$

$$\Rightarrow R_A = \frac{9l(2a-l)}{2a}$$

Moment en S d'abscisse x.

$$M_s = R_B \cdot x - \frac{9x^2}{2} \Rightarrow \frac{\partial M}{\partial x} = R_B - 9x$$

$$\text{d'où } \frac{\partial M}{\partial x} = 0 \Rightarrow x = \frac{R_B}{9}$$

$$x = \frac{l^2}{2a}$$

Détermination de Ra et Ra dues à Fp

$$R_B = F_p \cdot \frac{49,5}{42}$$

$$M_{1,F} = F_p \cdot b = F_p \cdot 7,5$$

$$\frac{M_{0,F}}{M_{1,F}} = \frac{12,84}{42} \Rightarrow$$

$$M_{0,F} = F_p \cdot \frac{1}{42} \cdot 7,5 \cdot 12,84$$

$$M_{0,F} = 2,29 F_p$$

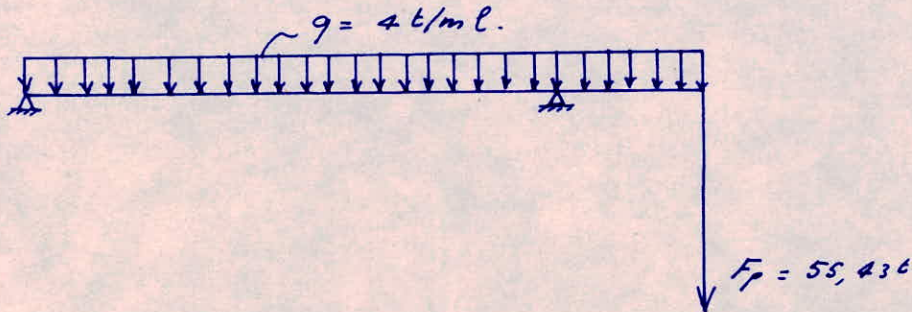
$$\frac{112,5 + F_p \cdot 7,5}{882 - 2,29 F_p} = 0,7 \Rightarrow F_p = \frac{97,882 - 112,5}{7,5 + 0,7 \cdot 2,29} = 55,43 \text{ t}$$

La force de précontrainte qu'il faut donc appliquer en c pour ramener le moment (maximum en travée) tel que $\frac{M_{mo}}{M_s} = 0,7$

est:

$$F_p = 55,43 \text{ t.}$$

on a donc le schéma définitif:



III . DIMENSIONNEMENT DES BARRES.

Tous les résultants provenant des différents crémonas construits sont insérés dans un tableau récapitulatif.

Les efforts de calcul ont résulté des différentes combinaisons réglementaires des efforts.

- COMBINAISONS EN SURCHARGES NORMALES.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{4}{3}(C_p + F_p) \quad (1) \\ (100 \frac{4}{3} C_p) + \frac{3}{2} V_n + (100 \frac{4}{3} F_p) \quad (2) \\ (100 \frac{4}{3} C_p) + \frac{3}{2} N_n + (100 \frac{4}{3}) F_p \quad (3) \\ (100 \frac{4}{3}) C_p + \frac{17}{12} (V_n + \frac{N_n}{2}) + (100 \frac{4}{3}) F_p. \end{array} \right.$$

COMBINAISONS EN SURCHARGES EXTREMES.

$$C_p + F_p + V_e \quad (1)$$

$$C_p + F_p + V_e + \frac{N_e}{2} \quad (2)$$

$$C_p + N_e + F_p \quad (1)$$

Designons par S_i, I_i, M_i, D_i respectivement la barre n° i relative à la membrane supérieure, membrane inférieure, Montant, Diagonale.

Exemple de détermination des efforts sur certaines de ces barres.

58:

$$\text{MINI : } \begin{cases} -282 - 10,3 + 67 = \underline{\underline{-226}} \\ -282 + 34,2 + 67 = -180,8 \\ -282 - \frac{1}{2} [9,68] + 34,2 + 67 = -75,96 \end{cases}$$

$$\begin{cases} -212,0 - 11,47 + 67 = -156,47 \\ -212 + 40 + 67 = -105 \\ -212 - \frac{1}{2} (11,47) + 40 + 67 = -110,73 \end{cases}$$

$$\text{MAXI : } \begin{cases} -212 - 5 + 90 = -127 \\ -212 + 34,2 + 90 = \underline{\underline{-87,8}} \\ -212 - \frac{1}{2} (4,2) + 34,2 + 90 = -89,9 \end{cases}$$

$$\begin{cases} -212 - 5 + 67 = -150 \\ -212 + 40 + 67 = -105 \\ -212 - \frac{1}{2} [5] + 40 + 67 = -107,5 \end{cases}$$

I₄

MINI : $236 + 2,43 + 57,3 = 295,7$

$$236 - 32,55 - 57,3 = \underline{\underline{146,15}}$$

$$+236 + \frac{1}{2}(2,29) - 32,55 - 57,3 = 147,29.$$

$$314,6 + 2,7 - 57,3 = 260.$$

$$314,6 - 44,8 - 57,3 = 212,5$$

$$314,6 + \frac{1}{2}(2,7) - 44,8 - 57,3 = 213,85$$

MAXI $314,6 + 10,68 - 43 = \underline{\underline{282,28}}$.

$$314,6 - 38,40 - 43 = 232,9$$

$$314,6 + \frac{1}{2}(10) - 38,40 - 43 = 238,2$$

$$314,6 + 11,9 - 57,3 = 269,2$$

$$314,6 - 44,8 - 57,3 = 212,5$$

$$314,6 + \frac{1}{2}(11,9) - 44,8 - 57,3 = 218,45$$

M₁₀.

MINI : $-16 + 55,16 - 0,54 = 38,62$

$$-16 + 1,95 + 55,16 =$$

$$-16 + \frac{1}{2}[0,5] + 1,95 + 55,16 =$$

$$-12 - 9,4 + 55,16 = -42,56$$

$$-12 + 2,27 + 55,16 =$$

$$-12 - 1 \frac{1}{2} [9,6] + 2,27 + 55,16 =$$

MAXI : on voit immédiatement que le MAXI est

donné par :

$$-12 + 1,95 + 73,86 = 63,21.$$

etc...

DI4

$$\text{MINI : } \left\{ \begin{array}{l} -137,3 - 3,3 + 14 = \underline{\underline{-126,6}} \\ -137,3 + 16,74 + 14 = -106,65 \\ -137,3 - \frac{1}{2}(3,13) + 16,74 + 14 = -108,125 \\ -103,0 - 3,70 + 14 = -85,3. \\ -103,0 + 19,53 + 14 = -69,47. \\ -103,0 + \frac{1}{2}(-3,70) + 19,53 + 14 = -77,32 \end{array} \right.$$

MAXI

$$\left\{ \begin{array}{l} -103 + 0 + 18,62 = -84,38 \\ -103 + 19,53 + 18,62 = \underline{\underline{-64,85}} \\ -103 + 19,53 + 18,62 = -64,85 \end{array} \right.$$

$\left\{ \begin{array}{l} \text{Idem.} \end{array} \right.$

on voit donc, par exemple, que la combinaison la plus défavorable pour la bar Ia. est:

$$\frac{4}{3}G + \frac{3}{2}N + F_p = 282,28 t.$$

Pour D14:

$$\frac{4}{3}G + \frac{3}{2}N + F_p = -126,6 t$$

etc...

Toutes ces combinaisons ont été reportées sur le tableau récapitulatif

III.1 CALCUL Des S_i

N°	EFFORTS DE CALCUL
S ₁	- 88,33
S ₂	- 88,33
S ₃	- 236,35
S ₄	- 236,35
S ₅	- 282,36
S ₆	- 282,36
S ₇	- 288,9
S ₈	- 288,9
S ₉	- 226

N°.	EFFORT DE CALCUL
S ₁₀	- 150
S ₁₁	- 127,14
S ₁₂	- 127,14
S ₁₃	+ 62,84
S ₁₄	+ 62,84
S ₁₅	101,8
S ₁₆	101,8
S ₁₇	6,06.

La différence entre l'effort maxi et l'effort mini étant importante,

Nous prévoirons des changements de section, afin de donner à notre ferme un aspect économique:

Nous, basant sur les efforts du tableau précédent, nous voyons que l'on peut calculer S_1, S_2 sous $N = -88,33$.

$S_3 \dots S_{10}$ sous $N = -288,9$.

$S_{11} \dots S_{14}$ sous $N = -127,14$.

$S_{15} \dots S_{17}$ sous $N = +101,8$.

Le signe (-) indique la compression, (+) la traction.

Nous aurons alors le schéma suivant.

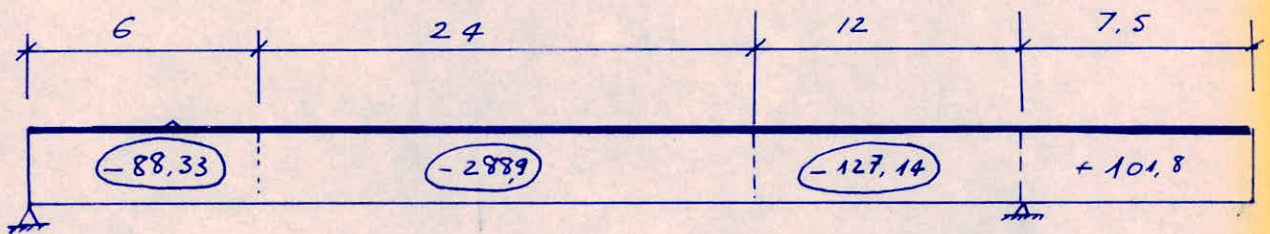


Fig 12

Dimensionnement de la membrure supérieure

$S_1 \div S_2$: nous avons $N = -88,33$ t compression.

Pour prédimensionner cette première tranche de la membrure supérieure, nous prenons d'abord un écartement arbitraire $\lambda = 80 \div 100$

soit $\lambda = 90$ le CM 66 page 211 donne $K = 1,651$ pour $\sigma_c = 24 \text{ daN/cm}^2$.

$$\text{Nous aurons: } A_e = \frac{N \cdot K}{\sigma_c} = \frac{88,33 \cdot 10^3 \times 1,651}{2400} = 60,76 \text{ cm}^2$$

$$A_c = \frac{A_e}{2} = 30,38 \text{ cm}^2$$

Le CM 66 p. 167 impose pour longueur de flambement:

- Dans le plan de la ferme: $l_x = 0,9 l_0$.

- dans le plan perpendiculaire $l_y = l_0$.

Ce qui donne pour notre cas.

$$l_x = 0,9 \times 3 = 270 \text{ cm}$$

$$l_y = 3 \text{ m} = 300 \text{ cm}.$$

L'abaque de MACQUART donne 2 cornières

$$140.140.15 \quad \text{avec} \quad A = 2 \times 31,4 = 62,8 \text{ cm}^2$$

$$d = 4 \text{ cm}$$

$$i_x = 4,25 \text{ cm}.$$

$$J_{ox} = 723 \text{ cm}^4$$

J_{ox} : moment d'inertie propre d'une Cornière:

$$i_y = \sqrt{\frac{2[(723 + 31,4(4 + 0,7)^2)]}{2 \cdot 31,4}} = 6,71$$

$$\lambda_x = \frac{l_x}{i_x} = \frac{270}{4,25} = 63,5$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{300}{6,71} = 44,7$$

$$\Rightarrow \max(\lambda_x, \lambda_y) = 63,5$$

$$L_e \text{ CH66 p. 214 donne } \sigma_k = 5222$$

$$\text{on a } \sigma = \frac{N/A}{A} = \frac{88320}{62,8} = 1406,5$$

$$\mu = \frac{\sigma_k}{\sigma} = \frac{5222}{1406,5} = 3,71$$

$$K_1 = \frac{\mu - 1}{\mu - 1,3} = 1,123$$

$$\text{Verification } K_1 \sigma = 1,123 \times 1406,5 = 1579,5 < 2400.$$

Nous voyons que nous nous éloignons beaucoup de la contrainte admissible. Aussi prendrons nous plutôt les deux cornières suivantes.

120. 120. 11 ce qui nous donne:

$$\text{pour } A = 25,4, \quad d = 3,36, \quad i_x = 3,66, \quad J = 341$$

$$\text{on trouve } i_y = 5,47 \text{ cm}$$

$$\lambda_{\max} = \lambda_x = 74 \Rightarrow \sigma_k = 3785 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma = 1739 \text{ daN/cm}^2$$

$$\Rightarrow \mu = 1,17, \quad ; \quad K_1 = 1,33$$

$$K_1 \sigma = 1,33 \times 1739 = 2314,87 \leq 2400.$$

On voit donc qu'il est beaucoup plus préférable de prendre pour $S_1 S_2$ Γ 120. 120. 11.

Nous procéderons de la même manière pour toutes les barres comprimées de la poutre à treillis, nous ne donnerons que les résultats jugés économiques des cornières trouvées.

CALCUL DES $S_3 \div S_{10}$.

Effort de calcul $N = -288,9$ Compression.

$$\lambda = 90; \quad k = 1,651.$$

$$A_e = \frac{N \cdot k}{\sigma_c} = 99,36 \text{ cm}^2$$

$$200 \times 200 \times 28 \Rightarrow A = 104,5$$

$$i_x = 6,06.$$

$$I = 3330.$$

$$d = 5,84.$$

$$i_y = 9,039.$$

$$\lambda_y = 33,18.$$

$$\lambda_x = 44,16 \rightarrow \sigma_k = 10235$$

$$\tilde{\sigma} = \frac{N}{A} = 1382,29.$$

$$\mu = 7,4 \Rightarrow K = 1,048.$$

$$K, \tilde{\sigma} = 1448,6 \leq 2400.$$

en prenant : $\pi 200 \cdot 200 \cdot 20$ avec $k_1 = 1,111$ $\lambda_2 = 59$ $\lambda_y = 36$.

$$K, \tilde{\sigma} = 2114,9 \times 1,111 = 2349,65 \leq 2400.$$

CALCUL DES $S_{M1} \div S_{I4}$.

Effort de calcul $N = -122,14$. ($e_g = 16 \text{ mm}$)

$$\lambda = 90, \quad k = 1,651 \rightarrow A = 87,46 \text{ cm}^2$$

Prenons : $140 \cdot 140 \cdot 13$ Avec $A = 35$

$$d = 3,92$$

$$I = 638$$

$$i_x = 4,27.$$

$$i_y = 6,36$$

$$\lambda_y = 47 \quad ; \quad \lambda_x = 63 \quad \Rightarrow \quad \sigma_k = 5222.$$

$$\tilde{\sigma} = 1817 \text{ daN/cm}^2$$

$$\mu = 2,87$$

$$K_1 = 1,188.$$

$$K, \tilde{\sigma} = 1,188 \times 1817 = 2158 < 2400.$$

Calcul des S15 : S17

Effort de calcul: $N = +101,8$ Traction.

$$A = \frac{N}{\sigma_c} = \frac{101800}{2400} = 42,41 \text{ cm}^2$$

$$\text{TF } 110.110.10. \quad i_x = 3,36. = i_y.$$

Les efforts donnés par les Crémonas nous aurons eu résumé pour la membrure supérieure.

S1-S2	: extension	TF	120x120x11.
S3-S10	: extension	TF	200.200.20.
S11-S14	extension	TF	140.140.13.
S14-S17	Compression	TF	110.110.10.

III.2) DIMENSIONNEMENT DES DIAGONALES

Les diagonales sont alternativement comprimées et tendues. Comme pour la membrure supérieure, nous grouperons toutes les diagonales tendues et toutes les diagonales comprimées, nous les calculerons par groupes supportant des efforts à peu près équivalents. Dressons les tableaux suivants:

D ₁	124,65 t.
D ₂	-87
D ₃	87,36
D ₄	-56,95
D ₅	37,6.
D ₆	-14,12
D ₇	-12,64.
D ₈	-7,28
D ₉	27,72
D ₁₀	-49,92
D ₁₁	69,44
D ₁₂	-91,5
D ₁₃	112,23
D ₁₄	-112,60.
D ₁₅	49,06.
D ₁₆	70,7
D ₁₇	-59,617.

Grouperment pour le calcul.

Comprimées :

D ₂	N = -112,6 t.	D ₄	-59,617 t.
D ₁₂		D ₁₀	
D ₁₄		D ₁₇	
D ₆	-14,12	D ₁₅	
D ₇			
D ₈			

Tendues :

D ₁	124,65
D ₁₃	
D ₅	37,6.
D ₉	
D ₃	87,33
D ₁₆	
D ₁₁	

CALCUL DES D_i TENDUES

D₁ - D₁₃ N = 124,65

$$A_s = \frac{N}{\sigma} = \frac{124,65 \cdot 10^3}{2400} = 51,93 \text{ cm}^2$$

Pour A_c = 27,5 cm²

$$\sigma = \frac{124650}{2400} = 2266,36 \text{ daN/cm}^2$$

2 cornières 120.120.12

D5 - D9

$$N = 37,8t$$

$$\sigma_c = \frac{M}{A_n} \Rightarrow A_n = 18,75$$

deux Cornières 60.60.7

$$\sigma_c = \frac{37800}{2.7,87} = 2368,4.$$

D3 - D11 - D16.

$$N = 87,33t.$$

on trouve $A_c = 18,19$ ce qui donne:

deux Cornières: 90x90x11.

$$\sigma_c = 2335 \text{ daN/cm}^2.$$

CALCUL DES Di COMPRIMÉES.

D2 - D12 - D14

$$N = -112,6t$$

on a: $l_x = 4,4m$.

$$l_x = 0,8 l_0 = 3,52$$

$$l_y = 4,4$$

$$e_g = 14 \text{ mm, pour } N = 75 \div 115 \text{ tonnes.}$$

Les calculs seront conduits comme pour la membrure supérieure:

Nous trouvons:

$$A_c = 38,76 \text{ cm}^2 \text{ pour } 140.140 \times 15 \text{ on aura:}$$

$$A = 40 \text{ cm}^2$$

$$d = 4 \text{ cm.}$$

$$I = 723 \rightarrow i_y = 6,33 \text{ cm}$$

$$i_x = 4,25$$

$$\lambda_x = 55$$

$$\lambda_y = 82 \rightarrow \sigma_k = 3159$$

$$\sigma = 1407 \rightarrow \mu = \frac{\sigma_k}{\sigma} = 2,244$$

$$\text{donc } K_1 = 1,317.$$

$$\text{et } K_1 \sigma = 1853 \text{ ok.}$$

D4. D10 - D15 - D17

$$N = -59,67$$

$$e_g = 12 \text{ mm}$$

$$A_c = 20,50 \text{ cm}^2$$

$$\text{Pour } 120 \times 120 \times 8 \rightarrow A_c = 25,6$$

$$I = 341$$

$$d = 3,36.$$

$$i_x = 3,66.$$

$$\Rightarrow i_y = 4,17 \quad \lambda_x = 95$$

$$\rightarrow \sigma_k = 2249.$$

$$\lambda_y = 96$$

$$\sigma = \frac{59617}{2 \times 25,6} = 1168. \Rightarrow \mu = 1,92 \quad K_1 = 1,47$$

$$\sigma_0 K_1 = 1716 < 2400.$$

D6 - D7 - D8

$$N = -14,12 \text{ t}$$

on trouve $A_c = 4,85$

prenons $80 \times 80 \cdot 8$ Avec $A = 12,3$
 $i_x = 2,43$
 $d = 2,26$
 $I = 72,2$

$$i_y = 3,67$$

$$\lambda_y = 120; \quad \lambda_x = 144 \rightarrow \sigma_k = 1000$$

$$K_1 = 1,52$$

$$\sigma = 573,98 \Rightarrow K_1 \sigma = 873,08 < 2400$$

Nous aurons en résumé :

COMPRESSION	EXTENSION
$D_2 - D_{12} - D_{14} \left\{ \begin{array}{l} \text{—} \\ \text{—} \\ \text{—} \end{array} \right. \begin{array}{l} 140 \\ 140 \\ 15 \end{array}$	$D_1 - D_{13} \left\{ \begin{array}{l} \text{—} \\ \text{—} \\ \text{—} \end{array} \right. \begin{array}{l} 120 \\ 120 \\ 12 \end{array}$
$D_6 - D_7 - D_8 \left\{ \begin{array}{l} \text{—} \\ \text{—} \\ \text{—} \end{array} \right. \begin{array}{l} 80 \\ 80 \\ 8 \end{array}$	$D_5 - D_9 \left\{ \begin{array}{l} \text{—} \\ \text{—} \\ \text{—} \end{array} \right. \begin{array}{l} 60 \\ 60 \\ 7 \end{array}$
$D_4 - D_{10} - D_{17} \left\{ \begin{array}{l} \text{—} \\ \text{—} \\ \text{—} \end{array} \right. \begin{array}{l} 120 \\ 120 \\ 11 \end{array}$ D_{15}	$D_3 - D_{16} - D_{11} \left\{ \begin{array}{l} \text{—} \\ \text{—} \\ \text{—} \end{array} \right. \begin{array}{l} 90 \\ 90 \\ 11 \end{array}$

II.3 CALCUL DE LA MEMBRURE INFÉRIEURE

I₁ : $N = 9,71$ traction:

Nous avons $A_n = \frac{N}{\sigma_e} = 4,05$

Nous prenons par mesure constructive une double cornière:

$80 \times 60 \times 6.$

I₂ ÷ I₆ : $N = 282,28$ traction.

$A_c = 58,8$: Nous prenons une double cornière:

$200 \times 150 \times 18$ dont $A = 60 > 58,8$ pas besoin de vérifier.

I₇ ÷ I₁₀ $N = - 255,08$ Compression:

$l_0 = 600$ pour les I₇ et I₁₀

$l_0 = 300$ pour I₉ - I₈.

Pour diminuer cette longueur de flambement et étant donné que nous devons suspendre un plafond à la membrure inférieure de la ferme, nous plaçons au niveau de chaque nœud un pourvu de montants, des barres verticales, si une seule cornière et qui échappent au calcul, ces barres jouent donc deux rôles essentiels: diminuer l_0 et permettre la suspension facile du plafond, Tout calcul fait, nous trouverons pour I₇-I₁₀:

deux cornières: $150 \cdot 150 \cdot 18$ avec $A = 61,9 \text{ cm}^2$

$\lambda_x = 44.$

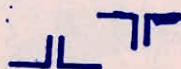
$K_1 = 1,09.$

$\lambda_y = 36,50$

$K_0 = 1,08 \times 1818 = 1972 < 2400.$

Pour M.S Le montage se fera dans le sens:

pour M.I, il se fera comme suit:



En résumé:

NO.	EFFORTS	CALCUL	CORNIERS.
I ₁	9,71	9,71	└┘ 80. 60x6
I ₂	156,65		
I ₃	239,38		
I ₄	282,28	282,28	└┘ 200x100x18
I ₅	258,70		
I ₆	156,38		
I ₇	-41,3		
I ₈	-139,46		
I ₉	-199		└┘ 180x180x18
I ₁₀	-255,08	-255,08	

III.4 CALCUL DES MONTANTS M_i

Tous les montants travaillent à la compression.

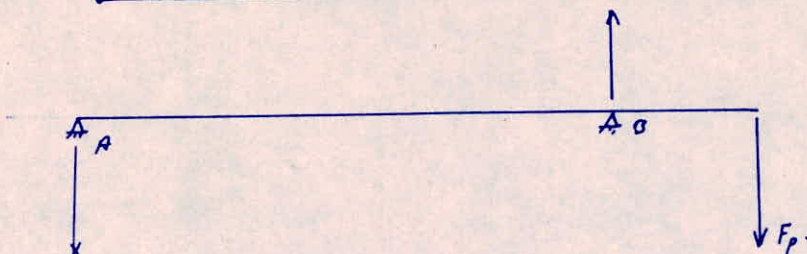
Nous avons les efforts suivants. (voir page suivante)

La longueur de flambement est constante pour tous les montants et

est égale à $l_0 = 3,2 \text{ m}$. $l_x = 0,90 l_0 = 2,86$.

$l_y = l_0 = 3,2 \text{ m}$.

DESIGNATIONS	EFFORTS - tonnes
M ₁	-6,06
M ₂	-16,54
M ₃	-16,54
M ₄	-16,54
M ₅	-16,54
M ₆	-16,54
M ₇	-16,54
M ₈	-18,54
M ₉	-76,6
M ₁₀	-16,3
M ₁₁	-11,73



Les réactions dues à F_p agissant seule sont données par le résultat, de la R07 page. 24 Nous avons:

$$R_A = 56 \cdot \frac{49,5}{42} = 66 \text{ t.} \quad \text{d'où } \vec{R}_A + \vec{R}_B = \vec{F} \Rightarrow R_B = 10 \text{ t.}$$

CALCUL DE M1: $N = -6,06$ Compression.

Pour dimensionner les montants, nous prendrons λ arbitrairement égal à $\lambda = 120$ avec alors $k = 2,501$.

Nous aurons: $A_t = \frac{6060 \cdot 2,501}{2400} = 6,345 \text{ cm}^2$

Nous prendrons par mesure constructive une double cornière, $45 \times 45 \times 5$

avec $A_c = 4,6 \text{ cm}^2$; $i_x = 1,35 \text{ cm}$

$l_{x1} = 0,8 l_0 = 256 \Rightarrow \lambda_{x1} = 189$

$i_y = 1,55 \text{ cm} \rightarrow \lambda_y = 205$

$\Rightarrow \sigma_{x1} = 4,88 \cdot 10^2$

$k_1 = 1,8 \rightarrow k_1 \sigma = 1,8 \times 592 = 1065 < 2400 \text{ daN/cm}^2$

CALCUL DE M2 ÷ M0 et M10 ÷ M11

$N = -16,54 \text{ t}$.

$\lambda = 130 \rightarrow k = 2,76$.

$A = \frac{2,76 \times 16540}{2400} = 19,7 \text{ cm}^2$

$A_c = 9,95 \text{ cm}^2$

en prenant $A_c = 9,7$ ce qui correspond à $65 \times 65 \times 7$

Nous aurons: $A = 9,7$
 $i_x = 1,96$.

d'où $i_y = 3,05 \Rightarrow \lambda_{x1} = 130$

$\lambda_y = 104$.

$$\frac{\sigma_k}{\sigma} = 1226. \quad \frac{\sigma_k}{\sigma} = \frac{1226}{954.4} = 1.33$$

$$K_1 = 1.8$$

$$\Rightarrow K_1 \sigma = 1717 < \sigma_c$$

Mg : N = - 76 t.

$$A = \frac{2.50 \times 76 \cdot 10^3}{2400} = 79.19 \text{ cm}^2$$

$$A_c = 39.59 \text{ cm}^2$$

Prevoir $A_c = 40 \text{ cm}^2$ pour 2 TT 140.140x15

$$A = 40 \text{ cm}^2$$

$$i_x = 4.25$$

$$I = 723.$$

$$\Rightarrow i_y = 6.31.$$

$$\lambda_x = 256/4.25 = 60. \rightarrow \bar{\sigma}_k = 5757 \text{ dan/cm}^2$$

$$\lambda_y = 320/6.31 = 50$$

$$\sigma = 950 \Rightarrow \mu = 6.05$$

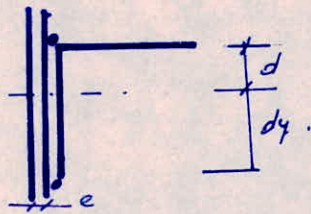
$$K_1 = 1.06 \Rightarrow K_1 \bar{\sigma}_k = 1.06 \times 950 = 1007.716 \text{ dan/cm}^2 \text{ ok!}$$

Nous aurons alors le tableau suivant, récapitulant les différentes corniches trouvées pour les différents montants.

N°	N connus	PROFILES ADOPTES
M ₁	-6,06.	JL 45 x 45 x 5
M ₂	-16,54	JL 65 x 65 x 7
M ₃	-16,54	JL "
M ₄	-16,54	JL "
M ₅	-16,54	JL "
M ₆	-16,54	JL "
M ₇	-16,54	JL "
M ₈	-16,54	JL "
M ₉	-76.	JL 140 x 140 x 15
M ₁₀	-16,54	JL 65 x 65 x 7
M ₁₁	-11,39.	JL "

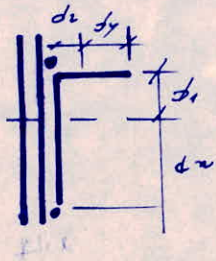
III.5 / CALCUL DES NOEUDS /

Généralités: Nous sommes en présence de deux types de
 - Cornières: Cornières à ailes égales et celles à ailes
 inégales. nous avons les schémas suivants:



$$d + d_y = b$$

①



$$d_x + d = b_r$$

②

Dans le cas ① nous avons $\frac{d}{b} = 0,3 = \beta$.

$$d_y/b = 1 - \beta = 0,7.$$

Dans le cas ② nous avons:

- Cornières soudées par la + large aile:
 - $\beta = 0,35$ $1 - \beta = 0,65$
- Cornière soudées par la + petite aile.
 - $\beta = 0,25$; $1 - \beta = 0,75$.

Calcul des cordons de soudure

on a: l_1 = longueur du cordon dans l'angle extérieure de la cornière:

$$l_1 \geq 50 \text{ mm.}$$

l_2 = longueur du cordon sur le bord de la cornière:

$$l_2 \geq 50 \text{ mm.}$$

a : épaisseur de la soudure: $\geq 4 \text{ mm}$. Nous avons à chaque fois une double cornière: l'effet N est donc repris par

deux cornières \rightarrow il est divisé par 2.

Dans tous les calculs qui suivent, nous considérons :

$$l_1 = \frac{N(1-\beta)}{2 \cdot 0,75 \cdot \alpha \cdot \sigma_c} \geq 50 \text{ mm ou ajoutera } 10 \text{ mm chaque fois.}$$

$$l_2 = \frac{N\beta}{2 \cdot 0,75 \cdot \alpha \cdot \sigma_c} \geq 50 \text{ soit } l_2 + 10 \text{ mm. ; } \sigma_c = 24 \text{ daN/mm}^2$$

Les différents nodes et bords à considérer sont montrés sur le schéma géométrique de la poutre échelle 1/100.

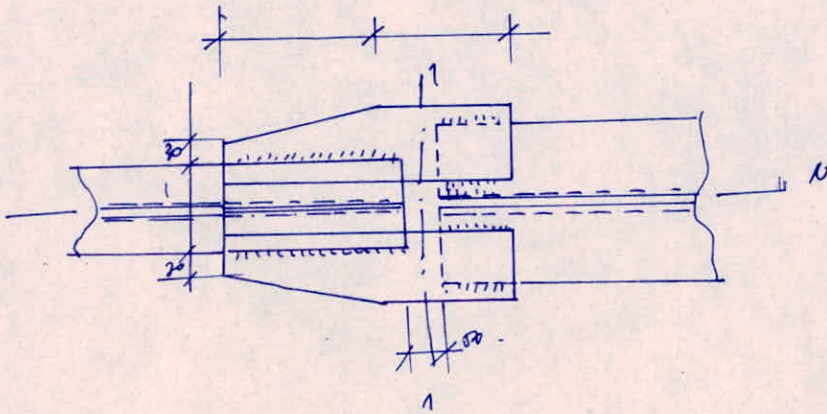
Puisqu'il s'agit de soudure d'angle; nous pourrions mener les calculs de 2 manières différentes: soit déterminer "a" à partir

de la relation $a = \frac{0,7 \times N}{2 \cdot 0,75 \cdot \sigma_c}$ ou prendre $a \leq e$

e = épaisseur de la pièce la plus mince: nous utiliserons le deuxième procédé dans les calculs qui suivent.

CALCUL DU COUVRE JOINT:

Noeud 3.



Effort dans le joint 1-1.

$$N = 187 \text{ t}$$

on sait que $N_j = 1,2 N = 1,2 \cdot 187 = 224,4 \text{ t}.$

L'effort transmis au couvre joint est:

$$N_{cj} = 0,65 N_j = 0,65 \times 224,4 = 145,86 \text{ t}.$$

l'épaisseur du couvre joint est donnée par:

$$e_{cj} = \frac{N_{cj}}{2 b_{cj} \sigma_c} = 10,85 \text{ mm}$$

nous prenons par mesure constructive $e_{cj} = 12 \text{ mm}.$

La longueur du couvre-joint $l_{cj} = \frac{N_{cj}}{4 \cdot a \cdot \sigma_c} = 360 \text{ mm}.$

Noeud n° 11.

$$N = 127,14 \text{ t.}$$

$$N_j = 1,2 N = 1,2 \cdot 127,14 = 152,568 \text{ t.}$$

Effort dans le couvre joint:

$$N_{c_j} = 0,65 N_j = 0,65 \times 152,568 = 99,169 \text{ t.}$$

La différence assez petite entre l'effort N dans le joint du noeud 3 nous permet de prendre le même couvre joint pour le noeud n° 11.

c'est-à-dire:

$$b_{c_j} = 280 \text{ mm}$$

$$l_{c_j} = \text{longueur du couvre joint: } 360 \text{ mm.}$$

$$e_{\text{couvre-joint}} = 12 \text{ mm.}$$

Noeud n° 14

$$N = 62,84 \text{ t.}$$

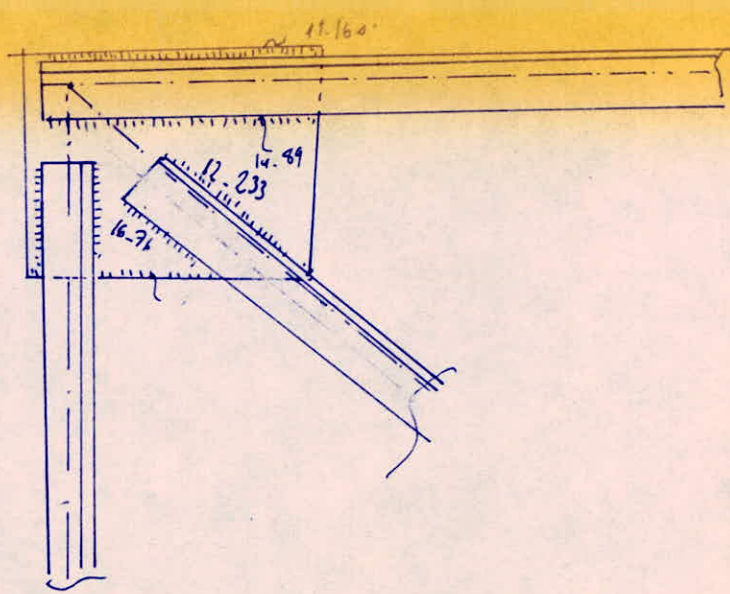
nous aurons: $l_{c_j} = 300 \text{ mm.}$

$$N_j = 1,2 \cdot N = 1,2 \cdot 62,84 = 75,408 \text{ t.}$$

$$e_{c_j} = 10 \text{ mm.}$$

$$b_{c_j} = 200 \text{ mm.}$$

Le calcul de la liaison gouvet poteau sera fait dans le chapitre consacré aux poteaux



NOEUD N° 1

1. $N = 124,65 \text{ t}$ $g = 16 \text{ mm}$.

$a_1 = 12$ Car on a une cornière pour D_1 120.120.12

$1,2e = 14,4 = a_{\max}$ pour cordons situés au talon

$a_{\min} = 6 \text{ mm}$ (tableau 18 du Cours de M. MARTINON)

$\rightarrow \alpha_1 a_1 = 10,4$

$a_2 = 16 \text{ mm} \rightarrow a_{\min} = 6$.

$a_{\max} = 16 - 2 = 14$

$\rightarrow \alpha_2 a_2 = 13,6$.

Nous aurons: $l_1 = \frac{0,7 \cdot 124,65 \cdot 10^3}{2 \cdot 24,975 \times 10,4} = 235$ = longueur théorique: l_1 réelle = $l_{\text{théor.}} + 2a_1 = 57 \text{ mm}$

$l_2 = \frac{0,3 \cdot 124,65 \cdot 10^3}{2 \cdot 24,975 \times 19,6} = 76$ ou $76 + 2 \cdot a_2 = 76 + 32 = 108 \text{ mm}$.

S₁:

$$N = -88,35t \quad \text{—L 120.120.11} \quad e_g = 14 \text{ mm.}$$

$$a_1 = 11 \quad \left\{ \begin{array}{l} a_{\min} = 6 \text{ mm.} \\ a_{\max} = 1,2 \times 11 = 13,2 \text{ mm} \end{array} \right.$$

$$a_1 \alpha_1 = 10,4 \text{ mm}$$

$$a_2 = 14 \quad \left\{ \begin{array}{l} a_{\min} = 6 \text{ mm} \\ a_{\max} = 14 \cdot 2 = 28 \text{ mm} \end{array} \right.$$

$$a_2 \alpha_2 = 13,6.$$

Nous allons pour longuettes de Cordons:

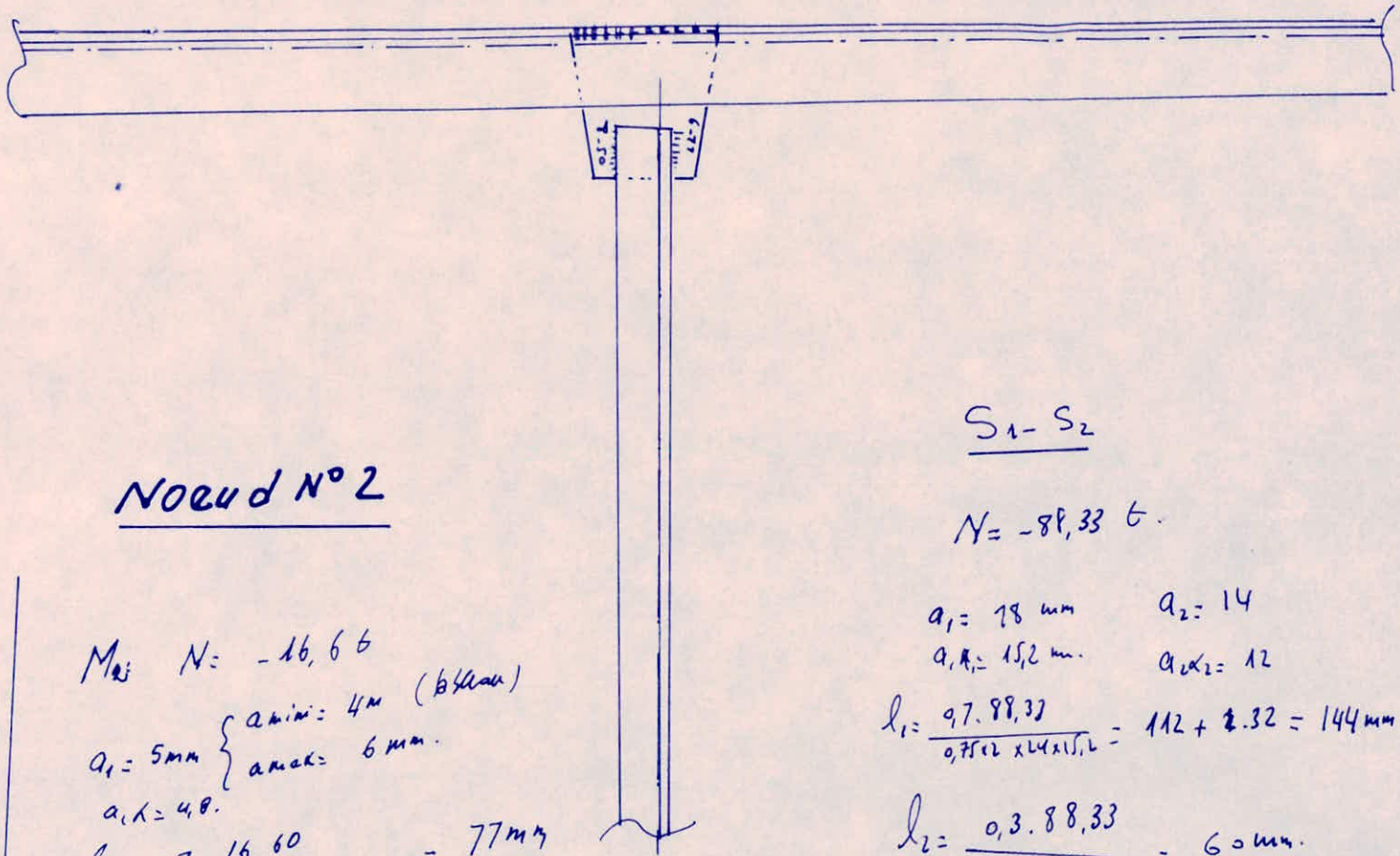
$$l_1 = \frac{0,7 \cdot 88,33 \cdot 10^3}{0,75 \times 20 \times 24 \cdot 10,4} = 138 \rightarrow l_1 = 138 + 22 = 160 \text{ mm.}$$

$$l_2 = \frac{0,3 \cdot 89,33 \cdot 10^3}{0,75 \times 20 \times 24 \times 13,6} = 65 + 24 = 89 \text{ mm.}$$

Nous procédons de la même manière pour tous les nœuds.

Toutes les montants étant identiques sauf celui au nœud 15 donc, un seul calcul se fera pour les nœuds contenant des montants identiques.

-50-



Noeud N° 2

$M_{02} \quad N = -16,66$
 $a_1 = 5 \text{ mm} \quad \left\{ \begin{array}{l} a_{\text{mini}} = 4 \text{ mm} \text{ (billet)} \\ a_{\text{max}} = 6 \text{ mm} \end{array} \right.$
 $a_1 k = 4,8.$
 $l_1 = \frac{0,7 \cdot 16,60}{0,75 \cdot 2 \cdot 24 \cdot 4,2} = 77 \text{ mm}$

$l_2 = \frac{0,3 \cdot 16,60}{0,75 \cdot 2 \cdot 24 \cdot 7,2} = 50 \text{ mm}$
 $a_2 = 8$
 $a_2 k_2 = 7,2$

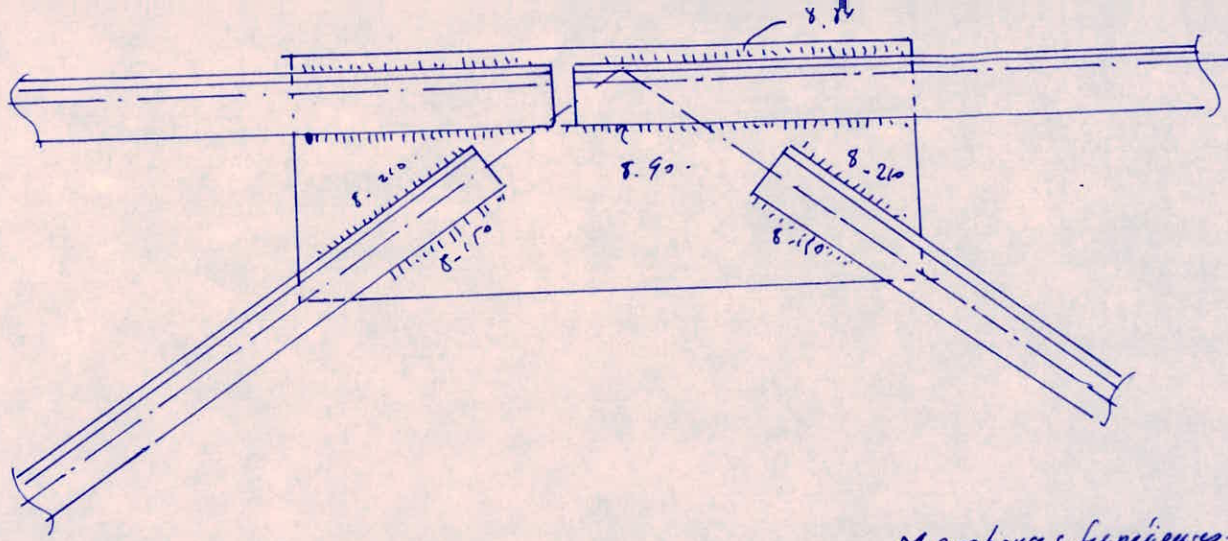
S₁ - S₂

$N = -88,33 \text{ t}$

$a_1 = 18 \text{ mm} \quad a_2 = 14$
 $a_1 k_1 = 15,2 \text{ mm} \quad a_2 k_2 = 12$

$l_1 = \frac{0,7 \cdot 88,33}{0,75 \cdot 2 \cdot 24 \cdot 15,2} = 112 + 2,32 = 144 \text{ mm}$

$l_2 = \frac{0,3 \cdot 88,33}{0,75 \cdot 2 \cdot 24 \cdot 12} = 60 \text{ mm}$



-51-

NOEUD 3

D_0

$N = 97t$

$a_1 = 8 \rightarrow \alpha_1 a_1 = 7,6 \text{ mm}$
 $l_1 = 210 \text{ mm}$

$l_2 = 110 \text{ mm}$ $a_2 = 8 \text{ mm}$

D_3

$N = 97t$

$a_1 = 8 \text{ mm}$ $l_1 = 210 \text{ mm}$

$a_2 = 8 \text{ mm}$ $l_2 = 110 \text{ mm}$

Membres supérieurs

$S_1 - S_2$

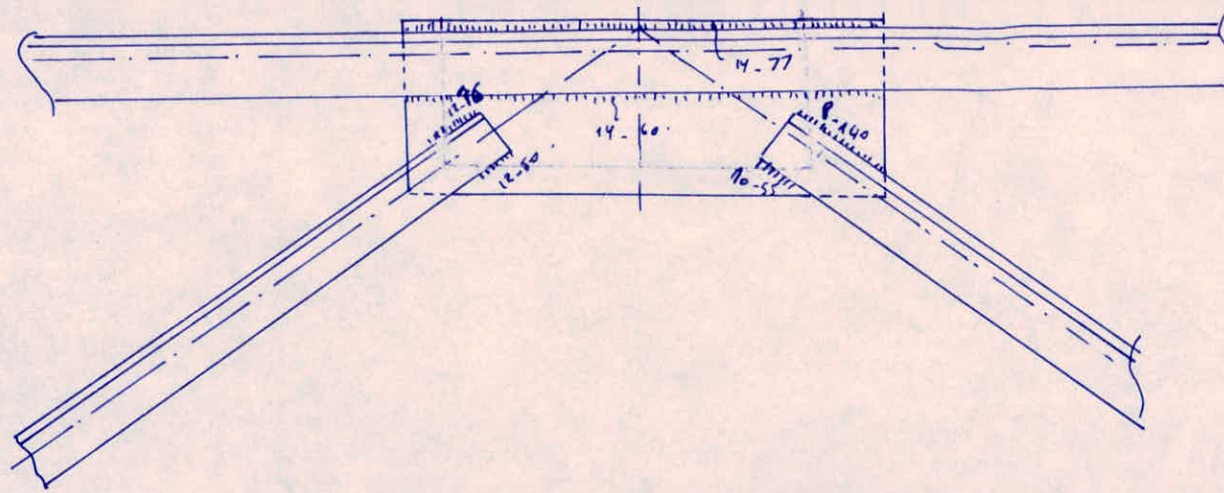
$N = (23,35 - 89,21) t$

$a_1 = 8 \text{ mm}$; $\alpha_1 a_1 = 7,6 \text{ mm}$

$l_1 = 80 \text{ mm}$

$l_2 = 90 \text{ mm}$ avec

$a_2 = 8 \text{ mm} \rightarrow \alpha_2 a_2 = 7,6 \text{ mm}$



Noeud N°5

D4: $1-\beta = 0,7$; $a_1 = 12 \text{ mm}$
 $\beta = 0,3$.

$a_{x_1} = 10,4$

$N = 28 \text{ t}$.

$l_1 = 52 \text{ mm} + 10 = 24 = 76 \text{ mm}$.

$l_2 = 42,48$ nous prendons 50 mm .

$a_2 = 12 \text{ mm}$; $a_2 a_1 = 10,4$

D5: $N = 37,6 \text{ t} \Rightarrow$

$l_1 = 130,0 + 10 = 140 \text{ mm}$.

$a_1 = 80$

$l_2 = 55 \text{ mm}$.

$a_2 = 10,0 \text{ mm}$

Membres supérieures:

S4 - S5

$a_1 = 14 \text{ mm}$

$a_{x_1} = 12 \text{ mm}$

$1-\beta = 0,7$.

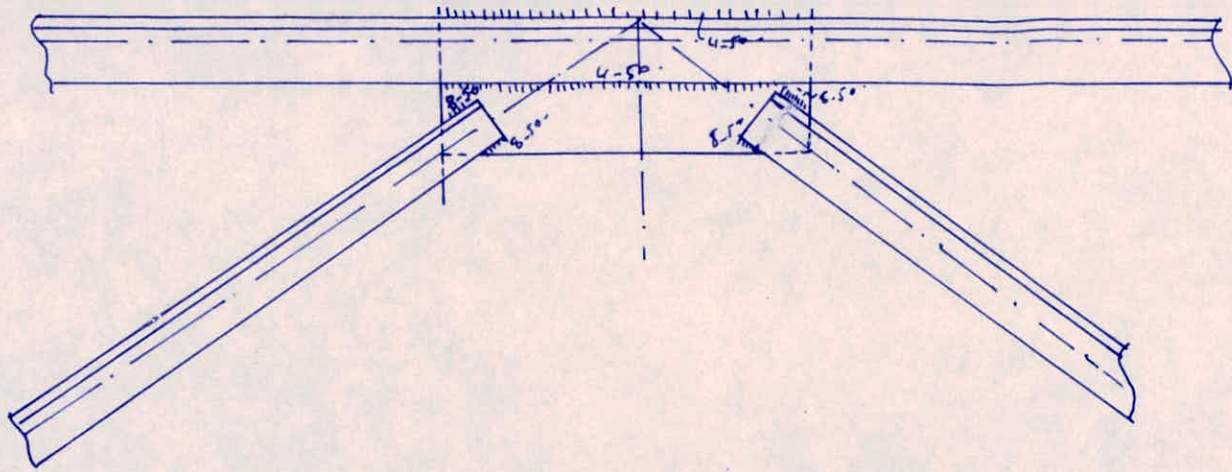
$\beta = 0,3$.

$l_1 = \frac{0,7(282,34 - 236,35)}{2 \cdot 0,75 \times 12 \times 24} = 53 + 24 = 77 \text{ mm}$.

$l_2 = 31 + 2 \cdot 14 = 59 \text{ mm}$.

$a_2 = 14 \text{ etc}$.

$a_2 a_1 = 12$



Noeud N° 7

D6 $a_1 = 8,0 \rightarrow a_1 \alpha_1 = 7,2 \text{ mm}$

$\beta = 0,3 ; 1 - \beta = 0,7$

$N = 14,12 \text{ t}$

$\rightarrow l_1 = 34,9 \sqrt{16} = 50 \text{ mm} \quad a_1 = a_2 = 8$

$l_2 = 21 \rightarrow$ nous prendons

$l_2 = 50 \text{ mm} \quad a_2$

D7 $N = 12,64 \text{ t} \quad a_1 = a_2 = 5 \text{ mm}$

$l_1 = 43,38 \rightarrow l_1 = 50 \text{ mm}$

$l_2 = 50 \text{ mm}$

Membrane Supérieure:

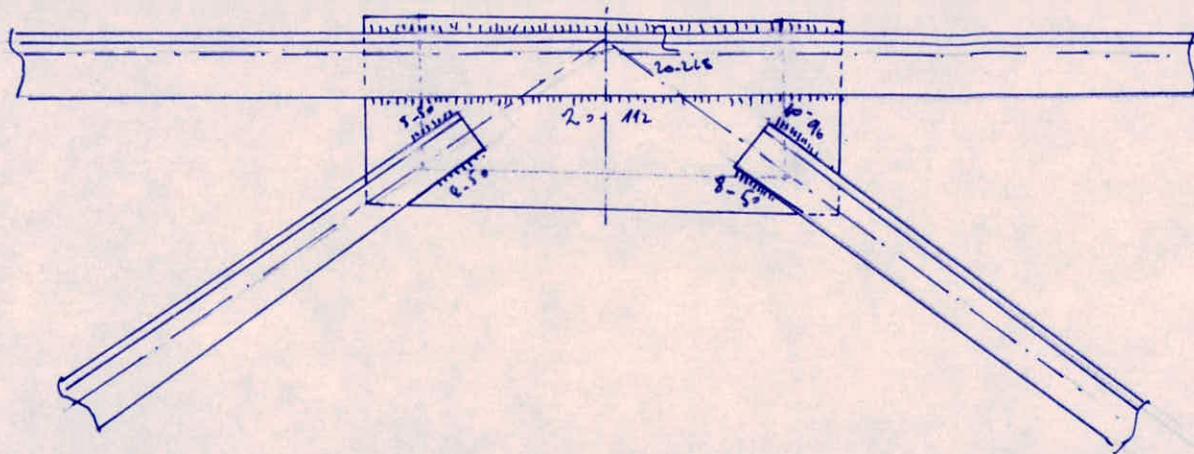
S6 - S7

$a_1 = 4 \text{ m}, \beta = 0,3 \quad 1 - \beta = 0,7$

$l_1 = 50 \text{ mm}$

$l_2 = 50 \text{ mm} \quad a_2 = 4 \text{ mm}$

Pour $N_{S7} - N_{S6}$ très faible.



Noeud N° 9

D8 $N = 7,28 t$ $a_1 = 9 \text{ mm}$
 $\alpha_1 a_1 = 8,8 \text{ mm}$
 $l_1 = 25 \text{ mm}$

$l_2 = 10,83$
 nous prendons

$l_1 = l_2 = 50 \text{ mm}$ $a_2 = 8 \text{ mm}$

pour $a_2 \alpha_2 = 7,2 \text{ mm}$
 $\beta = 0,3$, $1 - \beta = 0,7$

D9 $N = 27,72 t$

$l_1 = 96 \text{ mm}$ $a_1 = 10 \Rightarrow \alpha_1 a_1 = 8,8 \text{ mm}$

$l_2 = 41 \rightarrow 50 \text{ mm}$ $a_2 = 8 \Rightarrow a_2 \alpha_2 = 8 = 7,2 \text{ mm}$

Membrane Supérieure:

S_B - S₉:

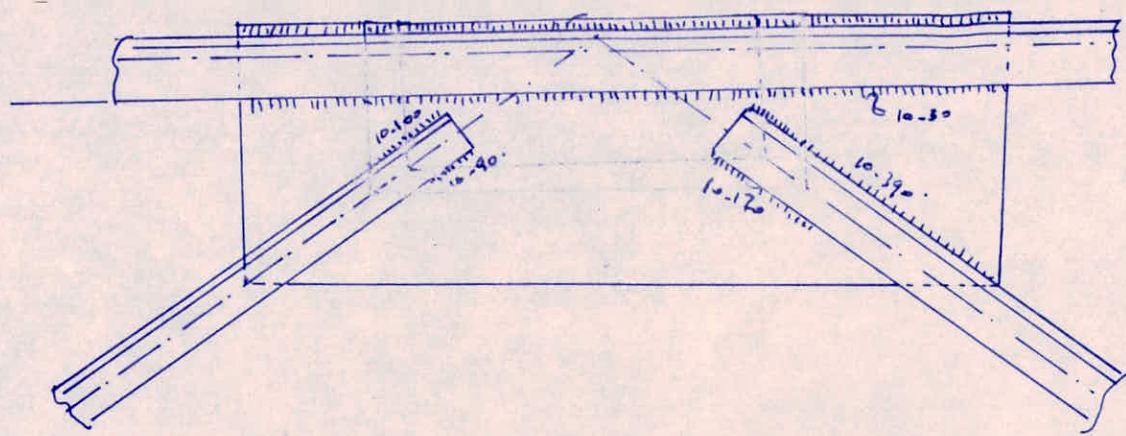
$l_1 = \frac{(288 - 9 - 226) \cdot 0,7}{2 \cdot 0,75 \cdot 24 \cdot 5,6} = 218 \text{ mm}$

$a_1 = 20 \text{ mm} \Rightarrow \alpha_1 a_1 = 14,8 \text{ mm}$
 $l_2 = 72,6 + 20 = 112,0 \text{ mm}$

$a_2 = 20 \Rightarrow a_2 \alpha_2 = 16,8 \text{ mm}$

$1 - \beta = 0,7$

$\beta = 0,3$



Noeud N° 13.

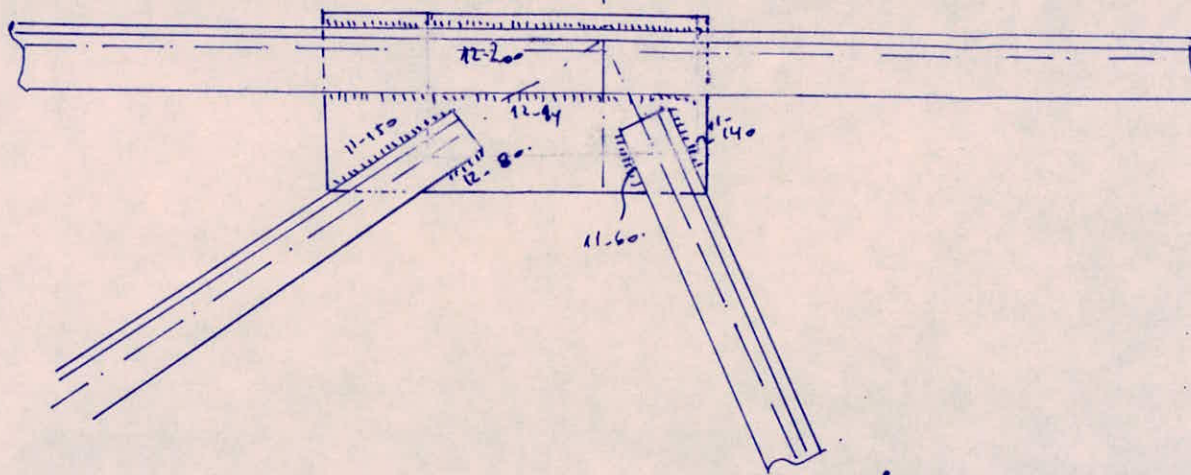
$$\begin{array}{l}
 \boxed{D12} : N = 91,516 \cdot \\
 \left. \begin{array}{l} a_1 = 10 \quad a_1 \alpha = 8,8 \text{ mm} \\ \beta = 0,3 ; 1 - \beta = 0,7 \end{array} \right\} \begin{array}{l} l_1 = 100 \text{ mm} \\ l_2 = 90 \text{ mm} \\ a_2 = 10 \text{ mm} \end{array}
 \end{array}$$

$$\begin{array}{l}
 \boxed{D13} : N = 116,23 \text{ k} \\
 l_1 = 390 \text{ mm} \quad a_1 = a_2 = 10 \text{ mm} \\
 l_2 = 170 \text{ mm}
 \end{array}$$

Membrures Supérieures.

$$\boxed{S_{12} - S_{13}}$$

$$\begin{array}{l}
 N = (127,16 - 62,84) \text{ t} \\
 \Rightarrow l_1 = 120 \text{ mm} \quad a_1 = 12 \text{ mm} \\
 l_2 = 50,9 \text{ mm} \quad a_2 = 10 \text{ mm}
 \end{array}$$



Noeud 17

M. supérieures.

D16 { $N = 79,7 \text{ t}$
 $l_1 = 150 \text{ mm}$ $a_1 = 11 \text{ mm}$
 $l_2 = 80 \text{ mm}$ $a_2 = 12 \text{ mm}$

D17 { $59,6 \text{ t}$
 $l_1 = 140 \text{ mm}$ $a_1 = 11 \text{ mm}$
 $l_2 = 60 \text{ mm}$ $a_2 = 11 \text{ mm}$

pour $a_1 = a_2 = 8,8$

$\begin{cases} 1 - \beta = 0,7 \\ \beta = 0,3 \end{cases}$

$S17 - S16$

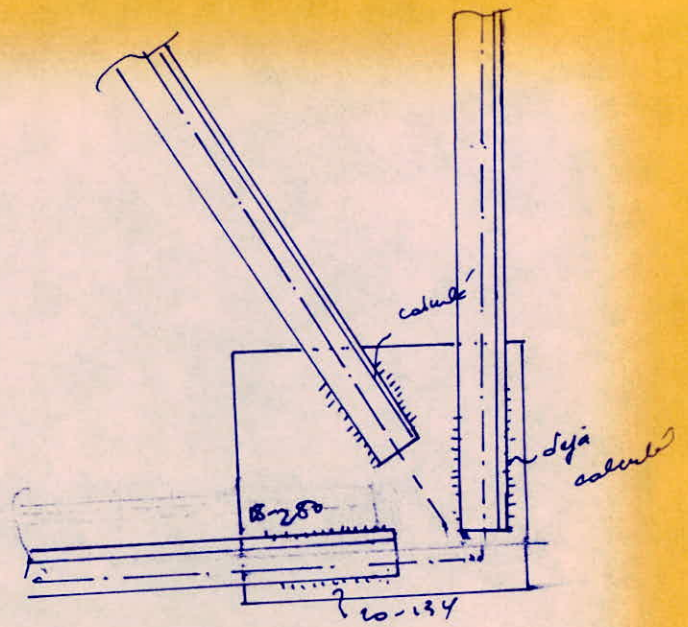
$N = (101,8 - 6,06) = \text{t}$

$a_1 = 12 \text{ mm}$
 $1 - \beta = 0,7$; $\beta = 0,3$

$l_1 = 200 \text{ mm}$

$l_2 = 940 \text{ mm}$

$a_2 = 12 \text{ mm}$



Nœud 19 Déjà calculé au nœud 17

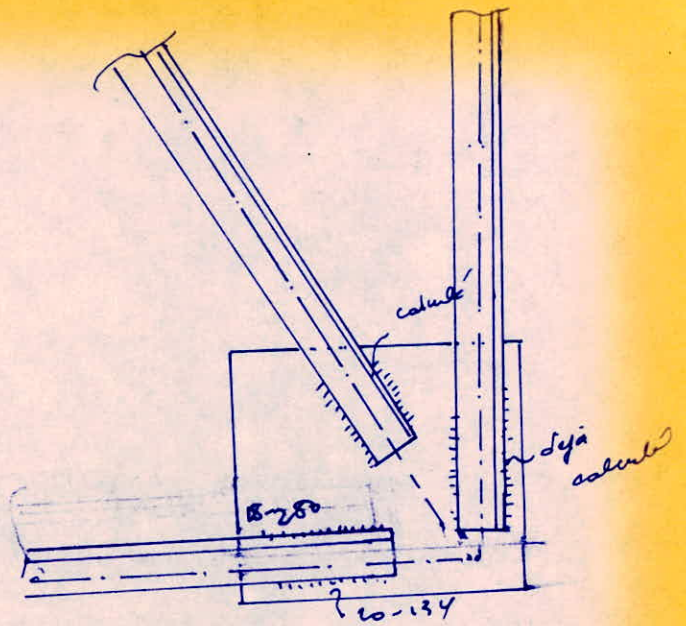
$$I_{10} \quad N = -190 \text{ t}$$

$$a_1 = 18 \quad a_{k1} = 15,2$$

$$l_1 = \frac{0,7 \cdot 190 \cdot 10^3}{2 \cdot 24 \cdot 0,75 \cdot 15,2} = 258 + 2 \cdot 18 = 294 \text{ ms}$$

$$l_2 = \frac{93 \text{ N}}{2 \cdot 24 \cdot 0,75 \cdot 16,8} = 94 + 40 = 134 \text{ ms}$$

$$\text{avec } a_L = 20 \text{ ms}$$



Nœud 19 Déjà calculé au nœud 17

$$I_{10}. \quad N = -190 \text{ t.}$$

$$a_1 = 18 \quad a_1 \alpha_1 = 15,2$$

$$l_1 = \frac{0,7 \cdot 190 \cdot 10^3}{2 \cdot 24 \cdot 0,75 \cdot 15,2} = 298 + 2 \cdot 18 = 280 \text{ mm.}$$

$$l_2 = \frac{93 \text{ N}}{2 \cdot 24 \cdot 0,75 \cdot 16,8} = 94 + 40 = 134 \text{ mm.}$$

$$\text{avec } a_L = 20 \text{ mm.}$$

\boxed{DAS} : $N = 70,76$; $l_1 = 136 \text{ mm}$, $l_2 = 80 \text{ mm}$; $a_1 = 11 \text{ mm}$
 $a_2 = 12 \text{ mm}$

$\boxed{D18}$: $N = 49,06$; $l_1 = 170 \text{ mm}$, $l_2 = 80 \text{ mm}$; $a_1 = 11 \text{ mm}$
 $a_2 = 12 \text{ mm}$

$\boxed{M10}$: idem que M_2

Pour $a_1 = 11 \text{ mm}$

$a_1 \alpha = a_2 \alpha = 8,8$

$\beta = 0,3$

$1 - \beta = 0,7$

$a_2 = 12 \text{ mm}$

$a_2 \alpha = 10,4 \text{ mm}$

$\boxed{I_{10} - I_9}$

$N = (256,08 - 199,5 \alpha)^t \Rightarrow a_1 = 18 \text{ mm}$

$l_1 = 104 \text{ mm}$

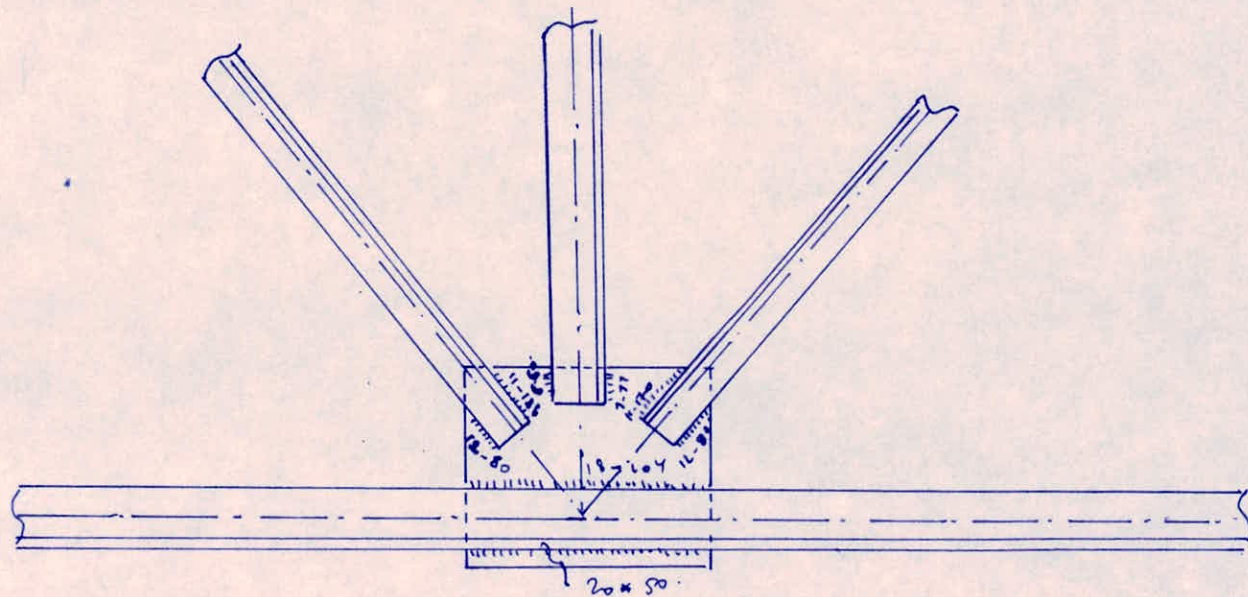
$a_2 = 20 \text{ mm}$

$l_2 = 50 \text{ mm}$

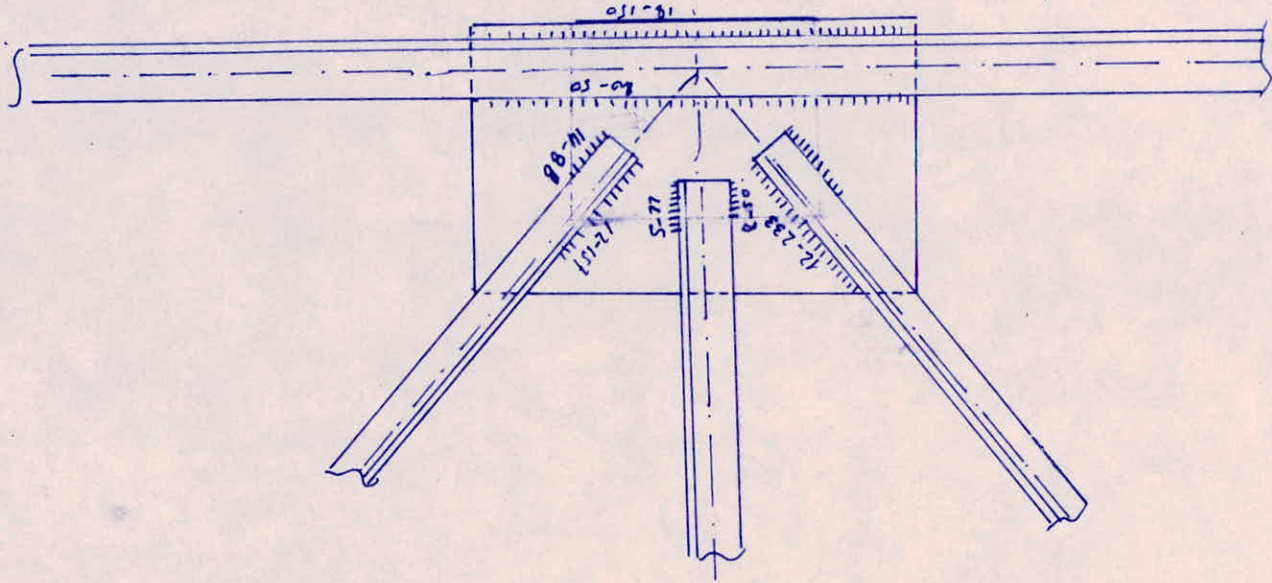
$\alpha_1 a_1 = 18,2 = \text{cte} = \alpha_2 a_2 = 16,8$

$1 - \beta = 0,7$

$\beta = 0,3$



-58-



$a_1 = 18 \text{ mm}$
 $a_2 = 20 \text{ mm}$
 $\alpha = 56 \quad \alpha = 0,5$
 $L_1 = 746,40 \text{ m}$
 $L_2 = 50 \text{ m}$

IB-17

M. Imperi...

$N = 126,6$
 $L_1 = 151 \text{ mm}, a_1 = 12$
 $L_2 = 88 \text{ mm}, a_2 = 12$
 $N = 117,235 \Rightarrow L_1 = 233 \text{ mm}$
 $L_2 = 100 \text{ mm}$
 $a_2 = 15 \text{ mm}$
 $a_1 = 12 \text{ mm}$
 $\alpha = 0,3$

D14

D13

MS = idem für 2

Wood 22

1000 d 23

Membruras inferiores.

D11: $N = 69,44t$. $l_1 = 1600 \text{ mm}$
 $a_1 = 12$; $\rho d = 19,4 \text{ mm} \Rightarrow$
 $1 - \beta = 0,7$; $\beta = 0,3$ $l_2 = 90 \text{ mm}$; $a_2 = 10$

D12: $N = 91,57t$. $\begin{cases} l_1 = 350 \text{ mm} & a_1 = 10 \\ l_2 = 160 \text{ mm} & a_2 = 10 \end{cases}$

M7 ítem pte H2

I7 - I6

$N = 156,35 - 41,3 \Rightarrow l_1 = 180 \text{ mm}$

$l_2 = 104 \text{ mm}$

$a_1 = 18 \text{ mm} \Rightarrow d_1 a_1 = 15,2 \text{ mm}$

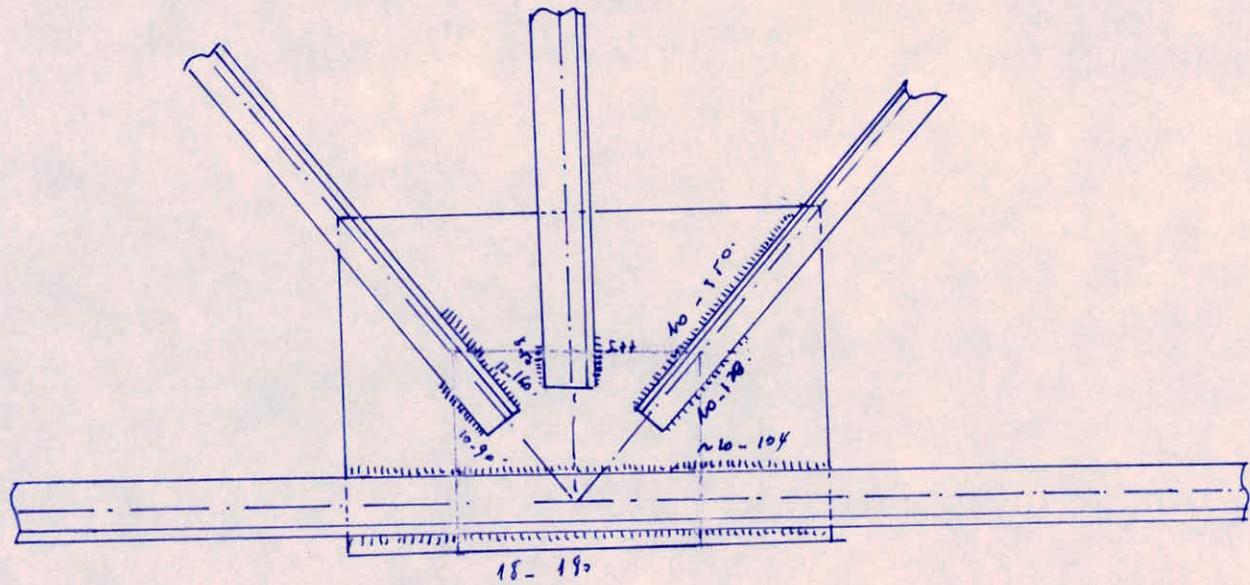
$1 - \beta = 0,7$

$\beta = 0,3$

$a_2 = 20 \text{ mm}$

$\Rightarrow a_2 d_2 = 16,7 \text{ mm}$

MEMBRAS



-09-

Nóculo N 24

D9 $N = 7,28 t$ $l_1 = l_2 = 50 \text{ mm}$.

$a_1 = 7 \text{ mm}$, $a_1 \alpha_1 = 6,4 \text{ mm} = a_2$

D10 $N = 27,7 t$ $\left\{ \begin{array}{l} l_1 = 120 \text{ mm} \text{ avec } a_2 = 10 \text{ mm} \\ l_2 = 50 \text{ mm} \end{array} \right.$ $\alpha_2 a_2 = 8,9 \text{ mm}$

M6 idem pu Π_2 .

$\left\{ \begin{array}{l} 1 - \beta = 0,7 \text{ a} \\ \alpha = 0,3. \end{array} \right.$

Membrures inférieures.

I6 - I6

$N = 258,7 - 156,38 \frac{t}{2} >$ $a_1 = 18 \text{ mm}$

$\alpha_1 \alpha_1 = 15,2 \text{ mm}$.

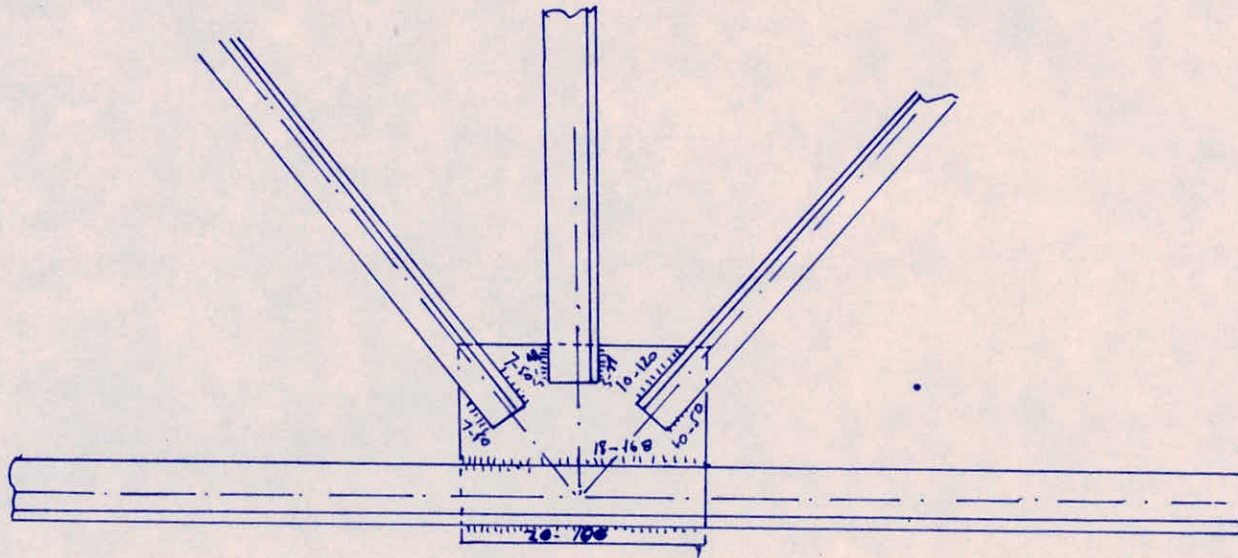
$l_1 = 130 + 2 \cdot 18 = 168 \text{ mm}$

$l_2 = 400 \text{ mm}$.

pour $a_2 = 20 = a_1 \alpha_2 = 16,8$
 $\beta = 0,3$

$1 - \beta = 0,7$

-61-



$$\boxed{D7} \quad N = 16,64 \text{ t} \quad \begin{cases} l_1 = 50 \text{ mm} \\ l_2 = 50 \text{ mm} \end{cases}$$

$$a_1 = a_2 = 8 \Rightarrow \alpha_1 a_1 = \alpha_2 a_2 = 7,2 \text{ mm}$$

$$\boxed{D8} \quad N = 7,28 \text{ t} \quad \begin{cases} l_1 = 50 \text{ mm} \\ l_2 = 50 \text{ mm} \end{cases}$$

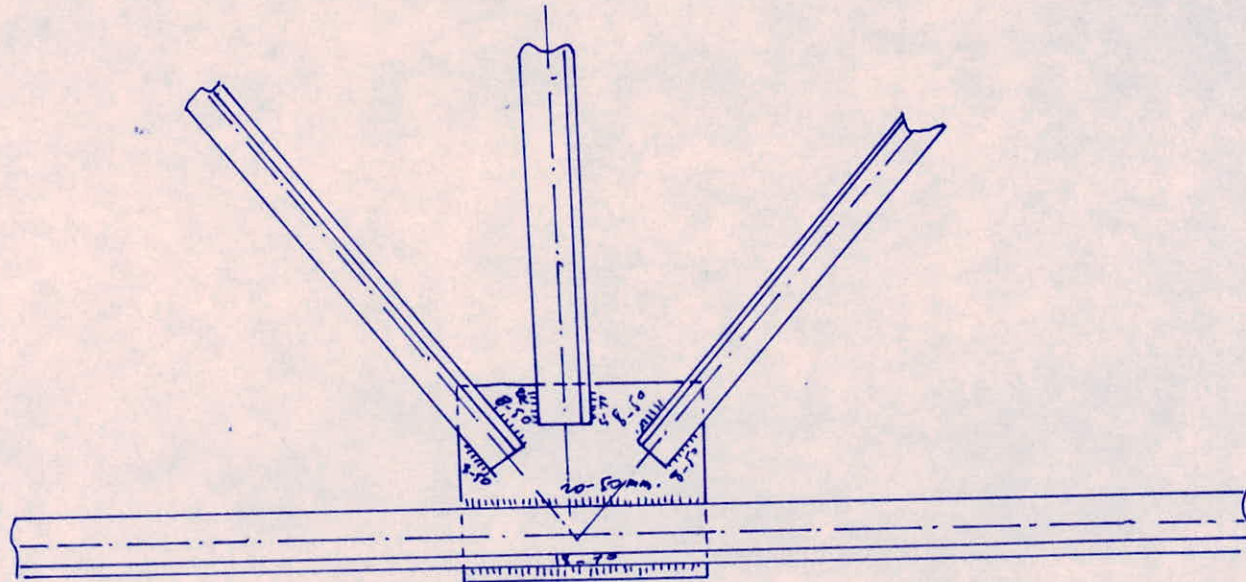
MS i dua fase

$$\boxed{I5 - I4}$$

$$N = 282,28 - 258,10 \text{ t}$$

$$l_1 = 790 \text{ mm}$$

$$l_2 = 50 \text{ mm} \quad \begin{aligned} a_1 = 18 \Rightarrow \alpha_1 a_1 &= 15,2 \text{ mm} \\ a_2 = 20 \text{ mm} \Rightarrow \alpha_2 a_2 &= 16,8 \text{ mm} \end{aligned}$$



19 membrures inférieures.

D5 $N = 37,6t \rightarrow l_1 = 117 \text{ mm}$
 $a_1 \alpha_1 = 16,4; a_2 = 7$ $\alpha_1 = 0,7; l_2 = 50 \text{ mm}$
 $\beta = 9,3$

D6 $N = 14,126$ $l_1 = 60 \text{ mm}$
 $l_2 = 50 \text{ mm}$
 $a_2 = 10 \rightarrow \alpha_2 \alpha_1 = 8,9$
 M_4 idem que 2.

I3 - I4.

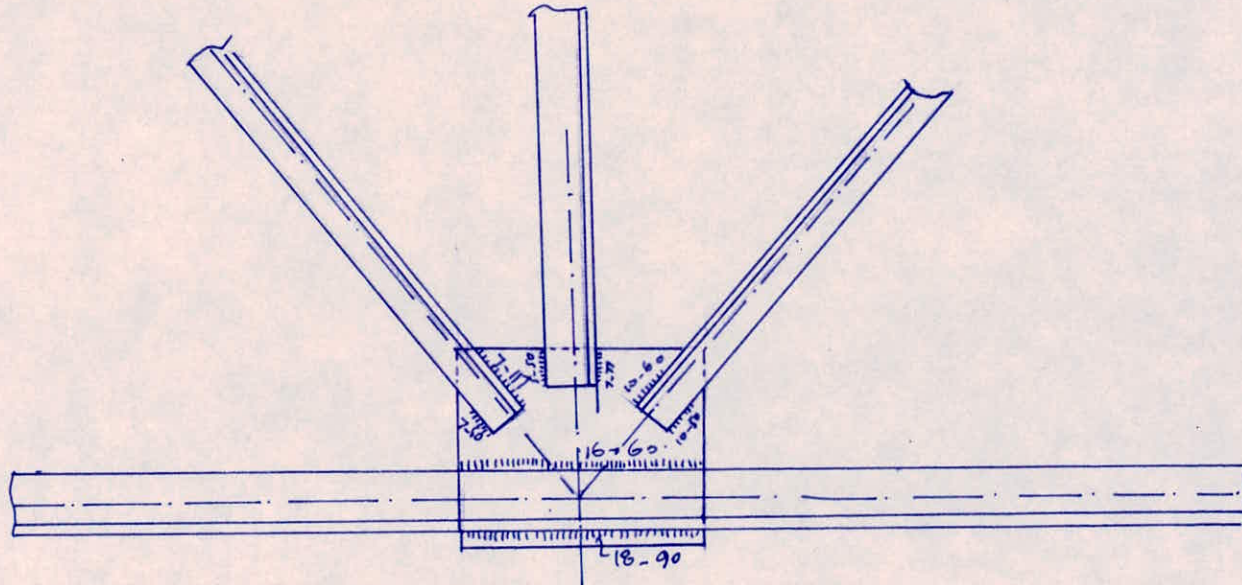
$N = 282,28 - 239,38 = 42,9t$

$l_1 = 52 \text{ mm} \rightarrow 90 = 58 + 2 \cdot 18 \text{ mm}$

$l_2 = 60 \text{ mm}$

$a_1 = 18; a_2 = 16 \text{ mm}$

$\alpha_1 a_1 = 15,2; \alpha_2 a_2 = 13,6 \text{ mm}$



$N = 876$

$D_3 \left\{ \begin{array}{l} 1 - \beta = 0,7 \rightarrow l_1 = 58 + 2 \cdot 18 = 90 \text{ mm} \\ \beta = 0,3 \\ a_1 = 18 \text{ mm} \end{array} \right. \rightarrow l_2 = 50 \text{ mm} \text{ avec } a_2 = 20 \text{ mm}$

$D_4 \left\{ \begin{array}{l} N = 59,95 \text{ t} \rightarrow 2 \cdot 11 + 120 = 142 \text{ mm} = l_1, a_1 = 11 \text{ mm} \\ l_2 = 84 \text{ mm} \\ a_2 = 14 \text{ mm} \end{array} \right.$

$M_3 \left\{ \begin{array}{l} \text{identique à } M_2 \end{array} \right.$

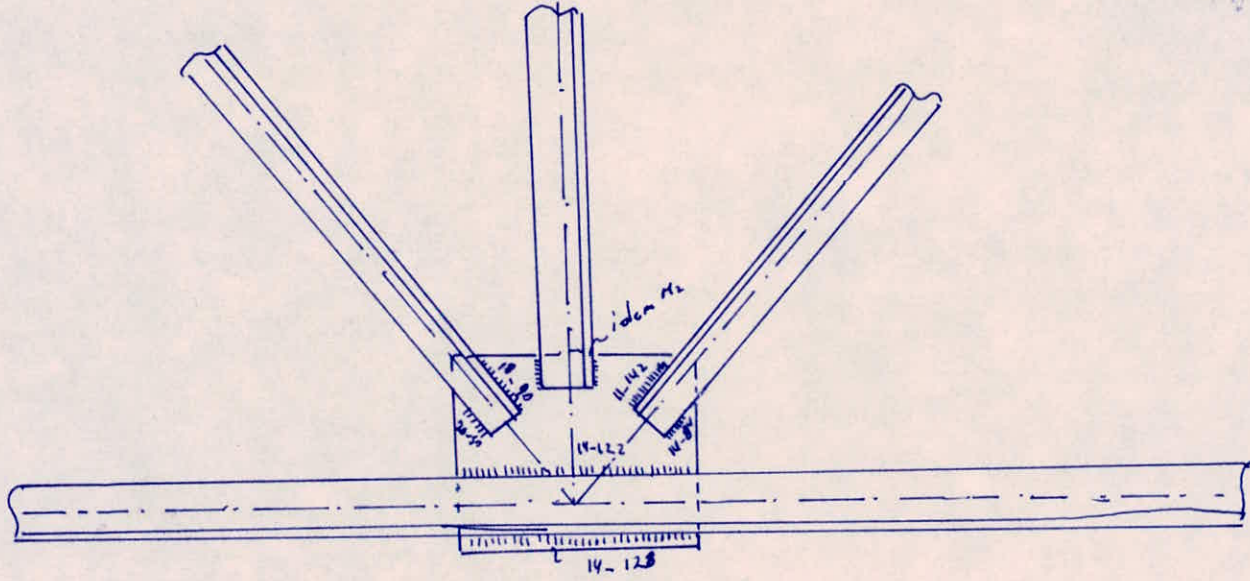
$I_2 - I_3$

$N = 239,38 - 156,65 \quad a_1 = 14 \text{ mm}$

$\rightarrow 100 + 2 \cdot 14 = 128 \text{ mm} = l_1$

$l_2 = 126 \text{ mm}$
 $a_1 = a_2 = 14 \text{ mm}$

-64-



$5,2 N \cdot 1000 = 10$

Noeud N°28.

$$\begin{cases}
 D_1 \left\{ \begin{array}{l}
 N = 124,65 \rightarrow l_1 = 233 \text{ mm} + 2 \cdot 12 \rightarrow 257 = l_1 \text{ mm.} \\
 a_1 = 12 \text{ mm} \quad l_2 = 76 \text{ mm} + 12 = 108 \text{ mm.} \\
 \rho = 0,65 \quad a_1 = 12 \text{ mm} \\
 1-\beta = 0,75 \quad a_2 = 16 \rightarrow a_2 \alpha_2 = 18,4 \text{ mm.}
 \end{array} \right.
 \end{cases}$$

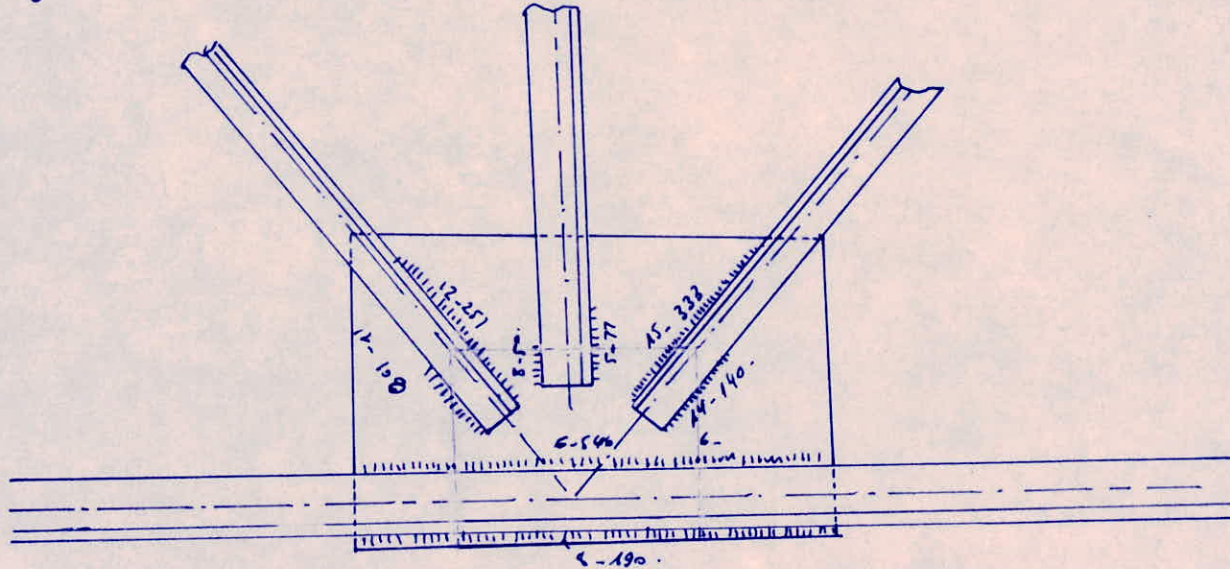
$$\begin{cases}
 D_2 \left\{ \begin{array}{l}
 N = 87 \quad l_1 = 333 \text{ mm.} \\
 a_1 = 15 \rightarrow a_1 \alpha_1 = 13,2 \\
 1-\beta = 0,75 \quad l_2 = 139 \text{ mm.} \\
 \beta = 0,45 \quad a_2 = 14 \text{ mm.}
 \end{array} \right.
 \end{cases}$$

$$\begin{cases}
 M_2 \left\{ \begin{array}{l}
 N = 16,54 \quad l_1 = 70 \text{ mm} \quad a_1 = 5 \text{ mm} \rightarrow a_1 \alpha_1 = 4,8 \text{ mm} \\
 l_2 = 50 \text{ mm} \quad a_2 = 8 \text{ mm} \rightarrow a_2 \alpha_2 = 7,2 \text{ mm.}
 \end{array} \right.
 \end{cases}$$

Membrures inférieures.

$$\begin{cases}
 I_1 - I_2 / N = (156,65 - 9,71) \Rightarrow 546 = l_1 \text{ mm} \\
 l_2 = 190 \text{ mm} \quad a_1 = 6 \text{ mm}; \quad a_1 \alpha_1 = 5,6 \text{ mm.} \\
 \text{avec } l_2 \text{ en } \beta, \text{ a etc.} \quad a_2 = 8 \text{ mm}; \quad a_2 \alpha_2 = 7,2 \text{ mm.}
 \end{cases}$$

Les conditions pour $D_1, I, \text{ et } a'$
ou les inégaux.



ETUDE DU CONTREVENTEMENT

CONTREVENTEMENT.

GÉNÉRALITÉS

Les contreventements sont des pièces qui assurent la stabilité de l'ensemble d'une construction sous l'action de la poussée du vent. En général, les brancs de contreventement échappent au calcul, le dimensionnement des barres est toujours dicté par les pratiques de la construction.

La poussée due au vent est d'abord reprise par une poutre auvent qui la transmet au massif de fondation soit par l'intermédiaire de poteaux ou de murs en maçonnerie.

Dans notre cas, ce sont les murs en maçonnerie qui transmettent les effets du vent supportés par la poutre auvent.

Calculons, à titre d'exemple le contreventement horizontal.

Le contreventement horizontal est assuré par deux poutres (ou peut être par une troisième poutre intermédiaire). Nous considérerons dans ce calcul que les diagonales présentent des inclinaisons telles que :

$\alpha = 30 \div 55^\circ$. En plus seuls les diagonales en traction sont calculées, celles soumises à la compression sont supprimées.

Calcul des réactions R_A et R_B .

$$M_A = 0 \Rightarrow R_B = \frac{1}{L} \sum_{i=2}^3 M_i p_i.$$

$$\text{on trouve } \begin{cases} R_A = 32,8 \text{ t} \\ R_B = 35,78 \text{ t} \end{cases}$$

d'où le CRÉMONA suivant nous donne les efforts de traction sur les diagonales, nous considérons ensuite, celle la plus sollicitée pour le dimensionnement.

En se reportant sur Crémone, nous voyons que l'effort de traction maximum est $F = 45$ tonnes.

Dimensionnement:

Nous aurons des barres ayant pour section:

$$A = F/\sigma_c = \frac{45 \cdot 10^3}{2400} = 18,75 \text{ cm}^2$$

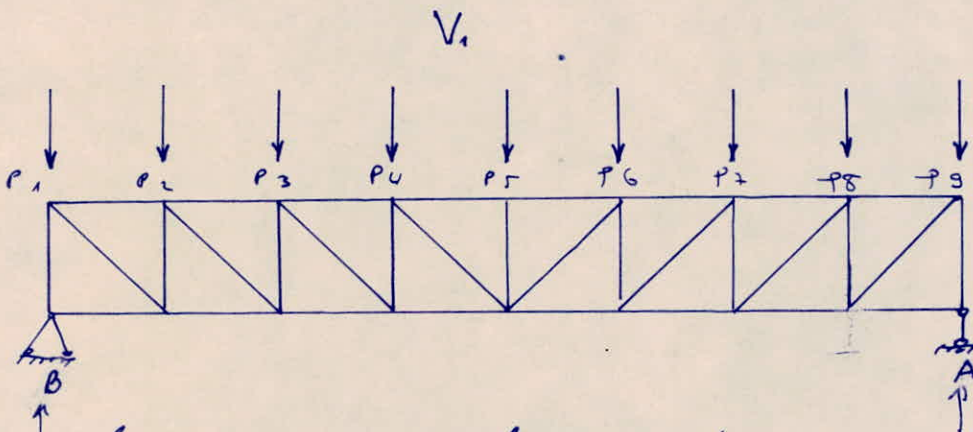
Nous prendrons des cornières simples dont $A = 26,2 \text{ cm}^2$ pour tenir compte de l'excentricité de la ligne neutre sous les cornières simples.

Nous aurons alors: des $100 \times 100 \times 14$.

La poutre est calculée sous la poussée du vent extrême.

$$V_1: q_e = 165,5 \text{ daN/m}^2$$

Nous aurons le schéma de calcul suivant.



Charge revenant sur chaque nœud.

$$N_1 \Rightarrow P_1 = 4,4 \text{ t}$$

$$N_2 \Rightarrow P_2 = 8,61 \text{ t}$$

$$N_3 \Rightarrow P_3 = 8,44 \text{ t}$$

$$N_4 \Rightarrow P_4 = 8,44 \text{ t}$$

$$N_5 \Rightarrow P_5 = 8,44 \text{ t}$$

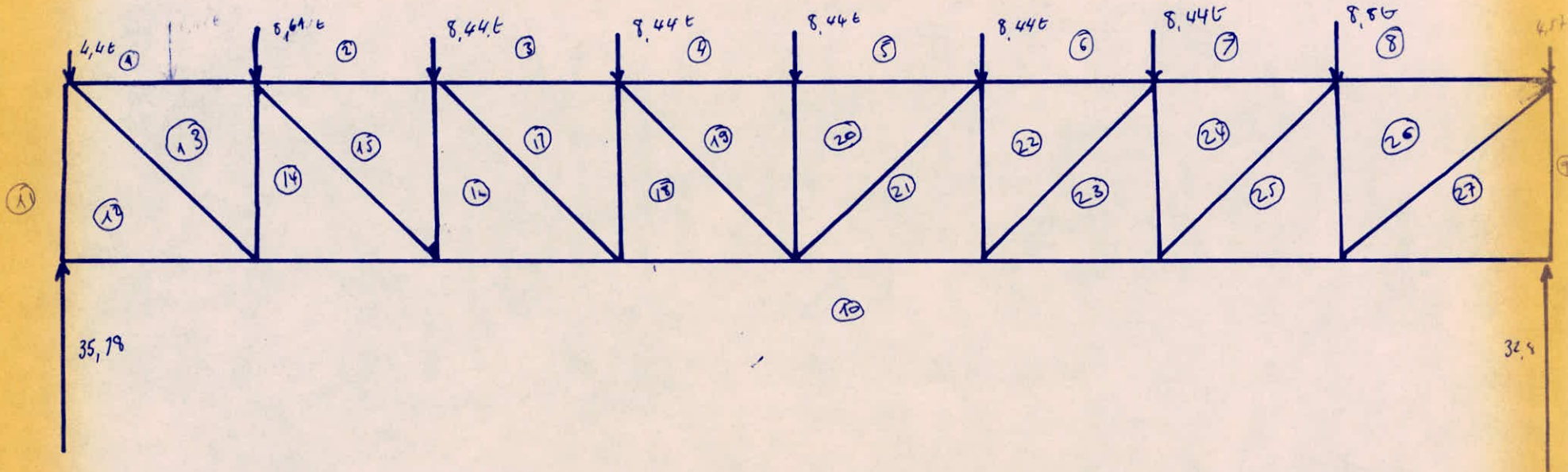
$$N_6 \Rightarrow P_6 = 8,44 \text{ t}$$

$$N_7 \Rightarrow P_7 = 8,44 \text{ t}$$

$$N_8 \Rightarrow P_8 = 8,8 \text{ t}$$

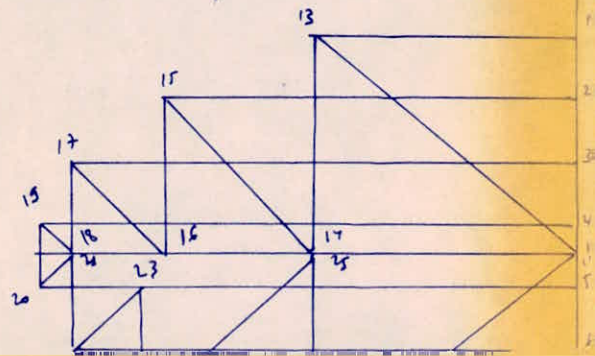
$$N_9 \Rightarrow P_9 = 4,57 \text{ t}$$

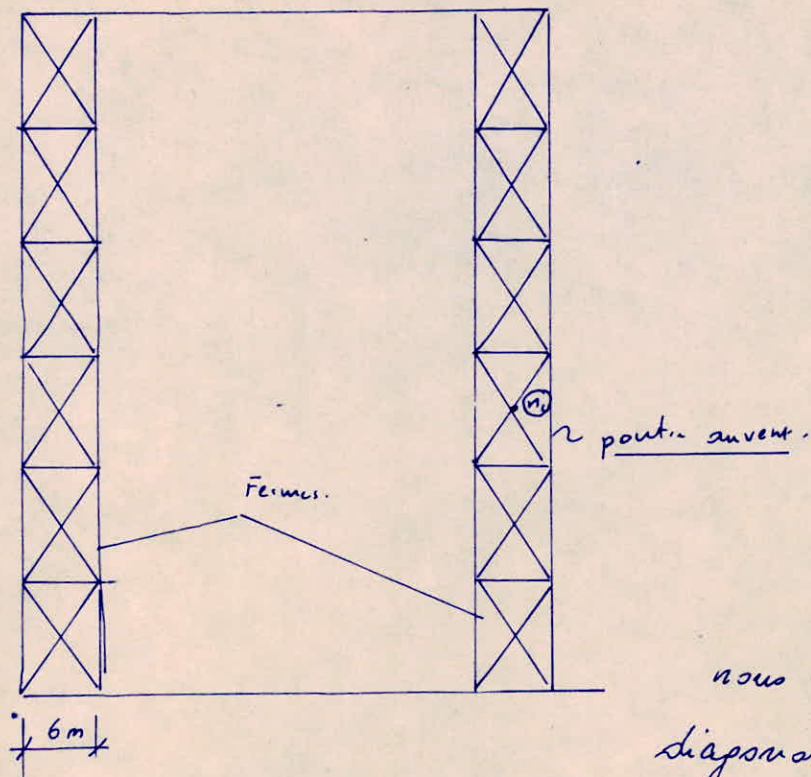
$$\sum_{i=1}^9 P_i = P_1 + P_2 + \dots + P_9 = 68,58 \text{ tonnes.}$$



Poutre Auvent: CREMONA

Echelle des longueurs 1cm = .2m



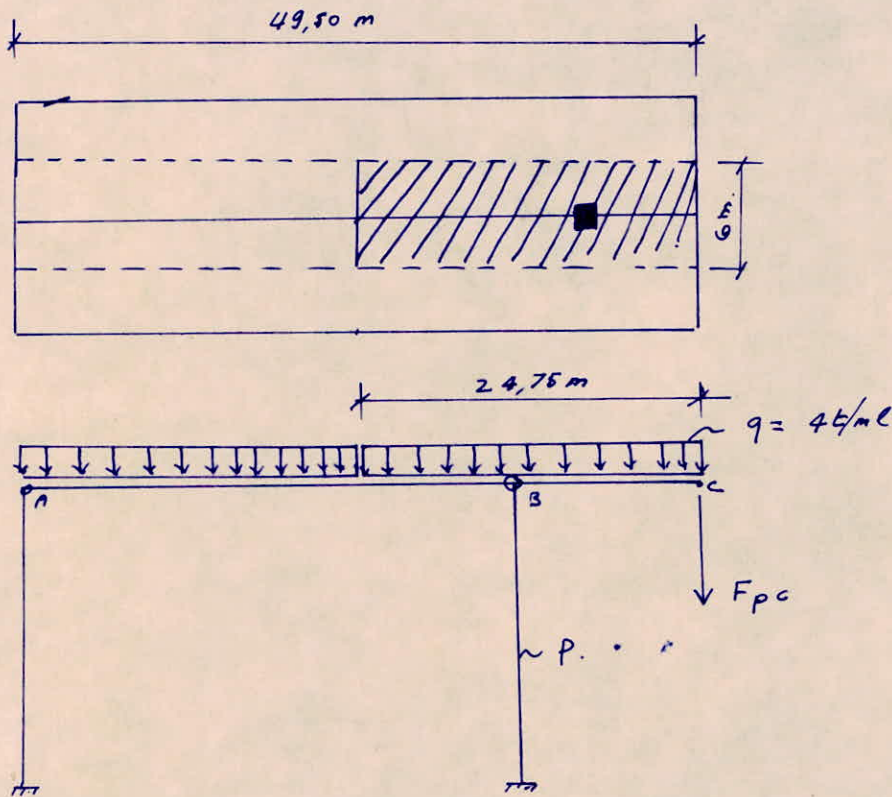


nous remarquons que les diagonales assez longues, nécessitent des coupures en (u) et un assemblage rigidifié par des goussets. - Les fermes doivent être stabilisées entre elles par un contreventement vertical.

ETUDE DU POTEAU PRINCIPAL

DIMENSIONNEMENT DU POTEAU PRINCIPAL

10. Efforts agissant sur le poteau.



Les Ham. de fondation doivent être déterminés pour que dans tous les cas de charge, les réactions du sol puissent équilibrer les sollicitations qui lui sont transmises.

Dans notre cas, le vent est transmis aux fondations par l'intermédiaire de contreventures, qui même les transmettent aux murs en maçonnerie; donc la stabilité de notre construction

metallique ne nécessite pas un moment d'encastrement appréciable
 à la base du poteau, l'axe du poteau doit passer sensiblement
 par le centre de gravité de la surface d'appui de la fondation
 sur le sol.

du fait de l'articulation en B.

notre poteau ne sera en fait compte tenu qu'aux effets
 de G_p et de F_{pc} : (G_p et F_{pc} ont à raporter)

$$N = G_p + F_{pc}.$$

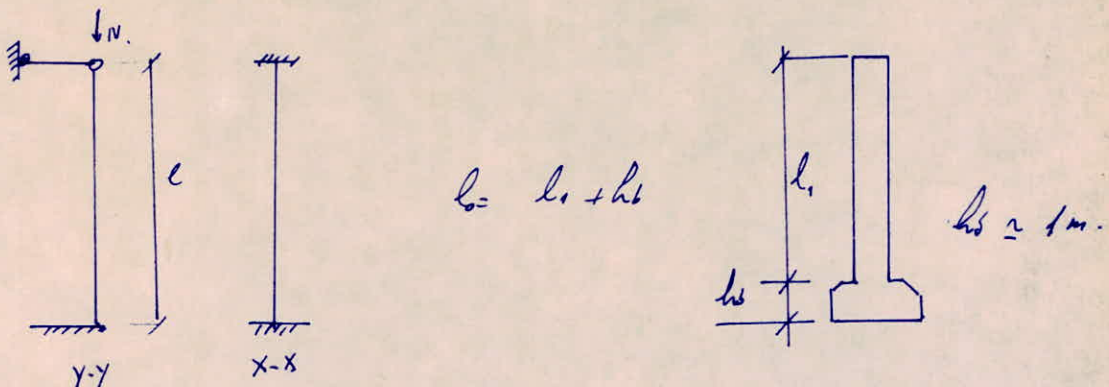
Nous aurons $N = \frac{4}{3}G + \frac{4}{3}F_{pc}$ combinaison unique et
 défavorable.

$$N = \frac{4}{3}(56) + \frac{4}{3}(4 \times 24,75)$$

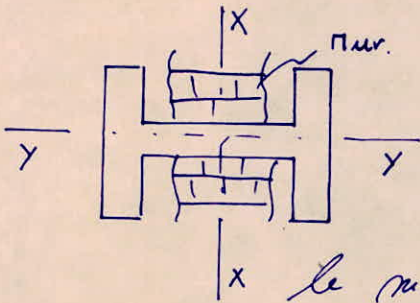
$$74,67 + 132 = 206,67 \text{ tons.}$$

$$\underline{N = 206,67 \text{ t.}}$$

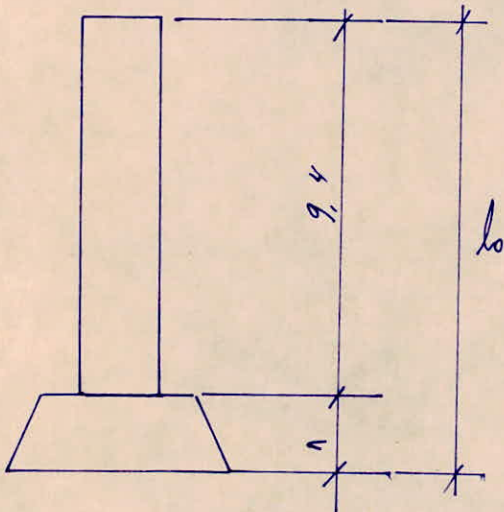
Pour le calcul, nous aurons le schéma de calcul suivant.



Nous voyons que dans le plan y-y. on a un encastrement à la base, à la tête, on
 a une articulation, tandis que dans le plan x-x on a encastrement partout.



Le flambement / yy est empêché par le mur en maçonnerie.



$$l_0 = 9,4 + 1 = 10,4 \text{ m.}$$

Pour $\lambda = 90$ le CH 66 donne:

$$K_1 = 1,453.$$

Section déduite au poteau:

$$A = \frac{N \cdot K}{\sigma_c} = \frac{206,67 \cdot 1,453}{2400}$$

$$A = 125,10 \text{ cm}^2$$

l'Adape. donne: 1 HEA; 142,9 = A (cm²)
 \Rightarrow HEA 360.

L'Apartement donné pour 1 HEA 360.

$$h = 360 \text{ mm} = 36 \text{ cm}.$$

$$J_x = 33090 \text{ cm}^4$$

$$S = 1040 \text{ cm}^2$$

Partie droite de l'âme; $h_1 = 261$.

$$J_y = 7888 \text{ cm}^4$$

$$r_x = 15,2 \text{ cm}.$$

$$r_y = 7,43.$$

$$e_a = 1 \text{ cm} ; h_a = 35,65 \text{ cm}.$$

$$e_b = 1,75 \text{ cm} ; A = 142,8 \text{ cm}^2$$

$$b_s = 300 \text{ mm} = 30 \text{ cm} ; \rho = 112 \text{ kg/m}^3.$$

$$\lambda_x = \frac{728}{15,2} = 47,89.$$

$$\lambda_y = 97,98$$

$\lambda_x < \lambda_y$. nous vérifierons

donc par rapport $J-J$.

$$\sigma = \frac{N}{A} = 1447,47 \text{ daN/cm}^2$$

$$\lambda_y = 97,98 \quad \left. \begin{array}{l} \lambda_y = 97,98 \\ \sigma = 1447,47 \end{array} \right\} \Rightarrow K_1 = 1,05$$

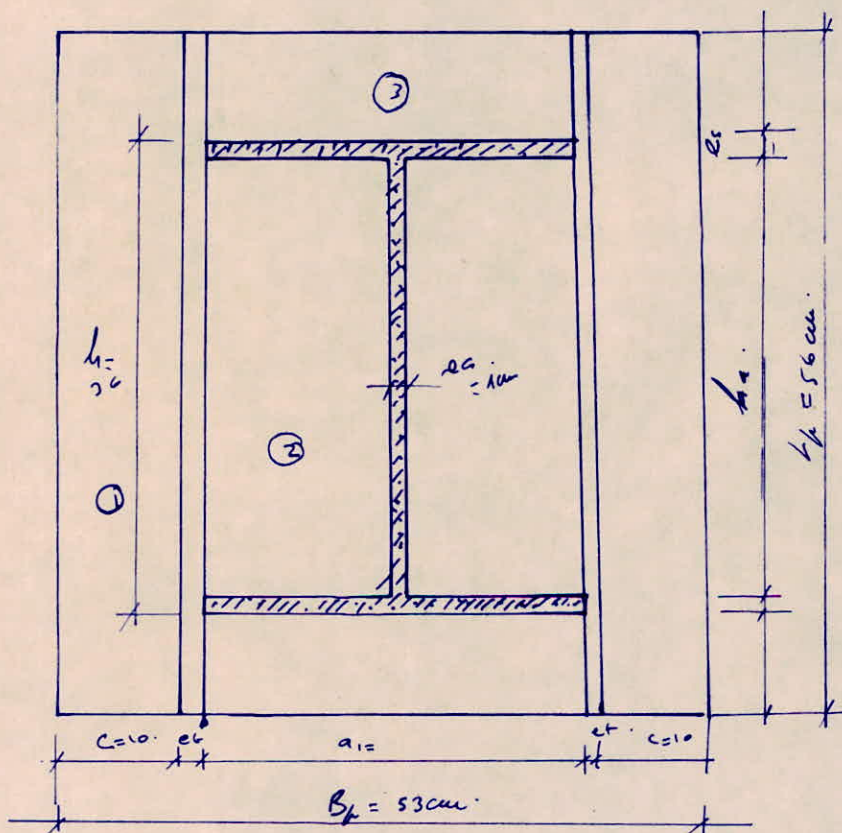
CM 66 page 217.

$$\sigma = 1447,47$$

$$K_1 \sigma = 1,05 \times 1447,47 = 1519,84 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_{cr}$$

l'âme du poteau sera raidie par un raidisseur
 puisque nous avons $\lambda > 70$ (Règlement soviétique)
 La distance entre raidisseurs est de $(2,5 \div 3) h$.

BASE DU POTEAU



10) Plaque d'Assise:

La base du poteau s'appuie sur du béton dosé à 350 kg/m^3 contrôlé.

$$\sigma_m = 67,5 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \alpha = 1,2.$$

$$\sigma'_m = \alpha \sigma_m = 1,2 \times 67,5 = 81 \text{ kg/cm}^2.$$

Calcul de la section de la plaque:

$$A_p = \frac{N}{\sigma_a} = \frac{206,67 \cdot 10^3}{81} = 2551,481 \text{ cm}^2$$

$$B_p = a + 2e + 2c$$

$$= 30 + 2 \times 1,5 + 2 \cdot 10 = 53 \text{ cm.}$$

$$L_p \geq \frac{A_p}{B_p} = 48,14 \text{ cm}$$

On prendra : $L_p = 56 \text{ cm.}$

C'est-à-dire : $L_p = H + 2c = 36 + 2 \cdot 10 = 56 \text{ cm.}$

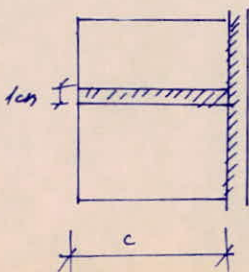
Calcul de G_m :

$$G_m = \frac{N}{A_p} = \frac{206,67 \cdot 10^3}{56 \times 53} = 69,63 \text{ daN/cm}^2.$$

Calcul de M_1

La plaque d'arrivée est partagée en plaques élémentaires.
Le moment fléchissant dans les plaques est fonction du mode de fixation de celles-ci, nous considérons les plaques du type ①, ②, ③.

Plaque n°1



fixée sur un seul bord, elle est calculée comme une console:

$$M_1 = \frac{q c^2}{2} \text{ avec } q = \frac{N}{L_p \cdot B_p}$$

$$M_1 = \frac{N}{L_p \cdot B_p} \cdot \frac{c^2}{2} =$$

$$M_1 = \frac{206,67 \cdot 10^3 \times 10^2}{2 \cdot 56,52} = 3481,63 \text{ daN.cm.}$$

Calcul de M_2 (plaque appuyée sur 4 côtés.) ②

$$M_2 = \alpha G a^2$$

$$a = (30 - 1)/2 = 14,5 \text{ cm.}$$

$$b = 35,65 \text{ cm.}$$

$$\frac{b}{a} = \frac{35,65}{14,5} = 2,45 \rightarrow \alpha = 0,125 \text{ (donné par tableau)}$$

$$M_2 = 0,125 \times 14,5^2 \times 69,63 = 1830 \text{ daN.cm.}$$

Calcul de M_3

③ plaque appuyée sur 3 côtés:

$$M_3 = \beta g a^2 \quad \beta = f\left(\frac{b_1}{a}\right)$$

a : côté libre

$$a_1 = 30 \text{ cm}$$

$$\frac{a_1}{b_1} = 3 \text{ d'où } \frac{b_1}{a_1} = 0,34 < 0,5$$

$$b_1 = 10 \text{ cm}$$

$$\text{d'où: } M_3 = 69,63 \times \frac{10^2}{2} = 3481,63 \text{ daN.cm.} = M_1.$$

Calcul de l'épaisseur de la plaque:

$$e_x \geq \sqrt{\frac{6M}{\sigma_e}} \quad \text{ou } M = \text{Max} \begin{cases} M_1 \\ M_2 \\ M_3 \end{cases}$$

$$\text{Dans notre cas } M_{\text{max}} = M_1 = M_3 = 3481,63 \text{ daN.cm.}$$

$$e_p = \sqrt{\frac{6 \times 3481,83}{2400}} = 2,95 \text{ cm soit } 3 \text{ cm.}$$

2) Calcul du Gousset:

Le gousset est destiné à répartir les charges transmises par le fût à la plaque d'assise; à assurer l'ancrage du poteau, à raidir la base.

$$l_t = (10 \div 14) \text{ m.}$$

La longueur l_t correspond à celle de la plaque d'assise:

$$l_t = 56 \text{ cm.}$$

La hauteur du gousset se donne par:

$$h_t = \frac{N}{0,77} \cdot d_g \cdot \sqrt{e_p} \quad \text{avec } n = \text{nombre de cordons verticaux.}$$

$$\text{M.A.: } n = 8; \text{ ferraillage } a_{\text{min}} = 6 \text{ mm} \rightarrow \alpha_n = 5,60 \text{ mm} = 0,56 \text{ cm.}$$

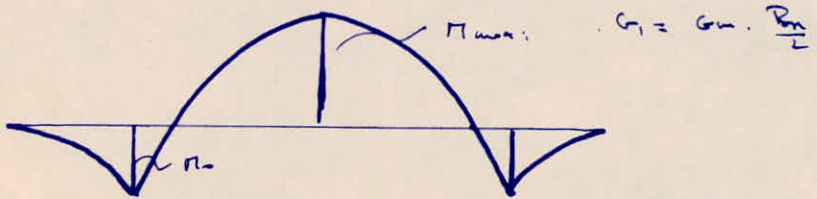
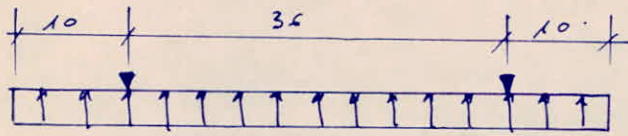
$$\alpha_t = 1,4 \text{ cm} \rightarrow$$

$$h_t = \frac{200 \cdot 67 \cdot 10^3}{0,77 \times 8 \times 0,56 \times 2400} = 25,62 \text{ cm}$$

Par mesure constructive nous prendrons

$$h_t \approx h_{\text{poteau}} \text{ soit } h_t = 36 \text{ cm.}$$

Vérification du gousset à la flexion:



$$G_1 = \frac{69,63 \times 53}{2} = 1845,20 \text{ dan/cm.}$$

$$M_0 = G_1 \frac{L^2}{2} = 1845,20 \times \frac{10^2}{2} = 92259,75 \text{ dan.cm.}$$

$$M_{max} = G_1 \frac{L^2}{24} = \frac{1845,20 \times 36^2}{24} = 241106,17 \text{ dan.cm.}$$

$$\sigma = \frac{M_{max}}{W_t} = \frac{M_{max} \cdot 6}{e_t \cdot h^2} = \frac{241106,13 \times 6}{1,4 \times 36^2} = 797,20 < \sigma_e.$$

flexion: vérification du Castor de soudure fixant le joint sur la plaque: Nous prendrons $a_{min} = 0,8 \text{ cm}$

$$\rightarrow a a = 0,72 \text{ cm.}$$

$\Sigma L_c = 4 L_n$ nous devons vérifier:

$$N / 0,75 L_c \sigma_a \leq \sigma_e:$$

$$\frac{20667 \cdot 10^3}{0,75 \cdot 4 \cdot 36 \cdot 0,72} = 1709,58 \text{ dan/cm}^2 < \sigma_e \text{ vérifié.}$$

Le boulon d'ancrage peut donner par mauvaise construction, car nous avons un système de charge centré.

TETE DU POTEAU

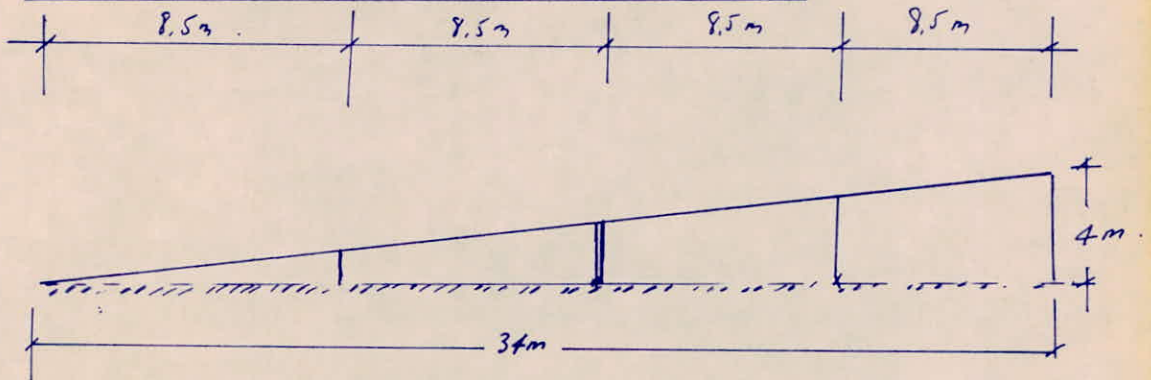
Etant donné que nous avons une charge centrée (articulation à la tête),
les boulons ou les rivets fixant les raidisseurs s'appuient à la tête du
poteau sont placés par mesure constructive. La tête et section à
faciliter la transmission des charges agissant au sommet du poteau.

CHAP. V

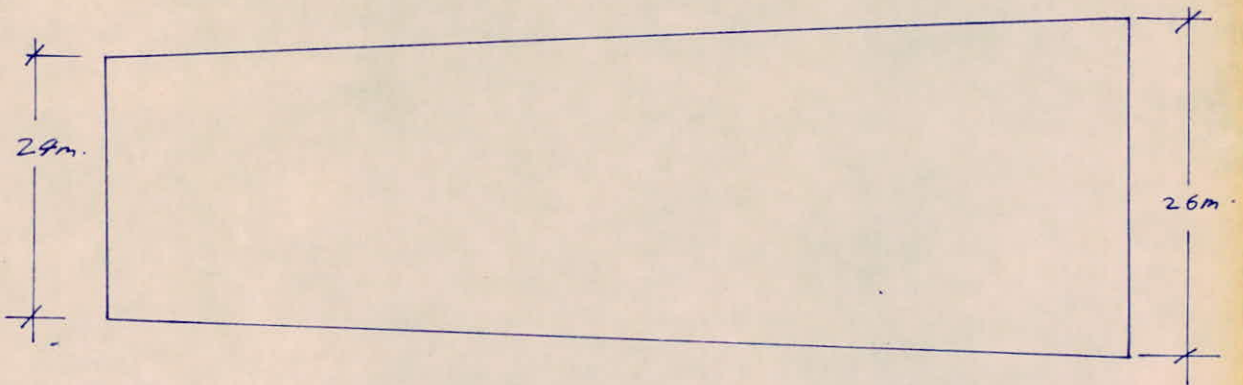
ETUDE DU PLANCHER

POUTRES CONTINUES

ETUDE DU PLANCHER - POUTRES CONTINUES



Vue la faible pente du plancher que nous proposons d'étudier, nous le considérerons comme horizontal. Le plancher sera fait en construction métallique. en plan nous avons le schéma suivant :

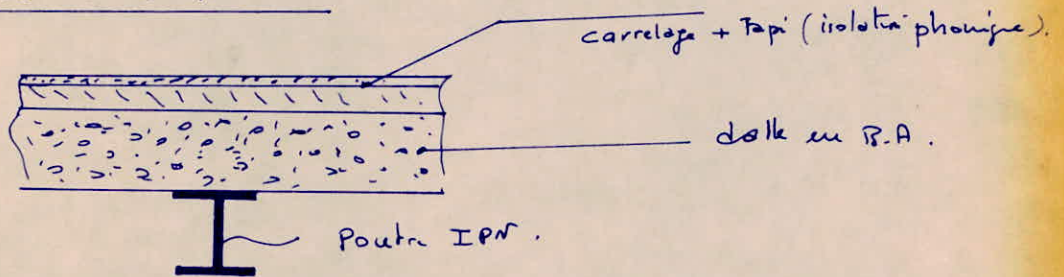


CHOIX DU plancher

Nous prendrons une dalle en Béton armé pour éviter tout risque de déversement.

À l'importance de la salle de spectacle, nous insiste à prévoir un joint de dilatation au niveau du plancher en CRT. Les poutres filets sont alors appuyés sur 3 appuis simples, le théorème des 3 moments, nous permettra de le définir. Nous calculerons une poutre filet intermédiaire, toutes les autres sont identiques à celle-ci.

CONSTITUTION DU PLANCHER.



EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES.

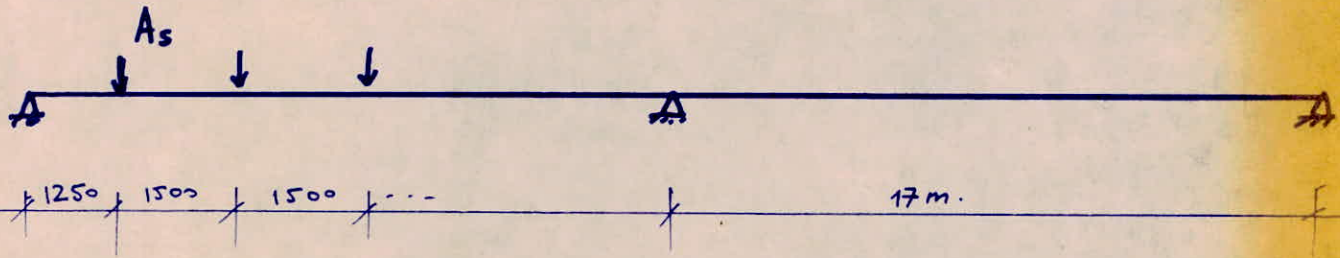
CHARGES MORTES : (nm majorés). daN/m²

Carrelage - dalle - poutrelles etc...
(sans poids propre de l'IPN) 300 = g'

SURCHARGES : pour salle de spectacle: 500 = p'

Charge majorée : $q = (\gamma_g g' + \gamma_p p')e$ avec $\begin{cases} \gamma_g = \frac{4}{3} \\ \gamma_p = \frac{3}{2} \end{cases}$

Définition de "e" (écartement des solives.)

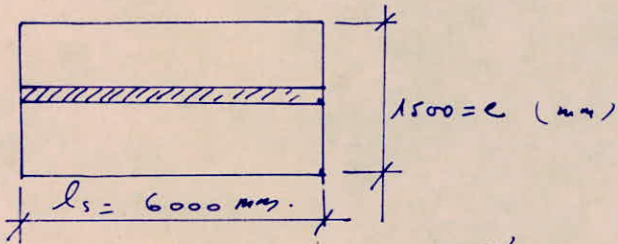


$$e = 1,5m$$

Charge majorée:

$$g = 1,5 \left(\frac{4}{3} 300 + \frac{3}{2} 500 \right) = 1725 \text{ daN/m}$$

DIMENSIONNEMENT DE LA POUTRELLE



$$M = \frac{g l^2}{8} = \frac{1725 \times 6^2}{8} = 7762,5 \text{ daN.m}$$

$$\varphi = 1,07 \text{ (pas de déversement)}$$

$$W_x \geq \frac{M}{\varphi \sigma_e} = \frac{7762,5}{1,07 \cdot 2400} = 302,2 \text{ cm}^3$$

Nous aurons un IPN 24

}	$I_x = 4250 \text{ cm}^4$	$C_a = 0,87 \text{ cm}$
	$W_x = 348 \text{ cm}^3$	$C_s = 1,32 \text{ cm}$
	$S = 206 \text{ cm}^3$	$H = 36,2 \text{ Kg/mL}$

Vérification de la résistance

Tenant compte maintenant du poids propre de la poutrelle,
nous aurons : $q = 1725 + \frac{4}{3} \cdot 36,2 = 1773,26 \text{ dan/m}$

$$M = \frac{1773,26 \times 6^2}{8} = 7979,67 \text{ dan.m.}$$

$$\sigma = \frac{7979,67 \cdot 10^2}{1,07 \cdot 354} = 2106,67 \text{ dan/cm}^2 < \sigma_c \text{ (vérifié)}$$

$$\text{Perte de métal: } 100 \cdot \frac{2400 - 2106,67}{2400} = 12,22\%$$

EFFORT TRANCHANT:

$$T = q \frac{l}{2} = 1773,26 \times \frac{6}{2} = 5319,78 \text{ dan.}$$

$$\tau = \frac{T \cdot S}{J \cdot ca} = \frac{5319,78 \times 206}{4250 \times 0,87} = 296,382 \text{ dan/cm}^2$$

$$1,54 \tau = 1,54 \cdot 296,382 = 456,429 \text{ dan/cm}^2 \leq \tau_c \text{ (vérifié)}$$

Vérification de la flèche:

calcul de la charge nm majorée:

$$q' = 36,2 + (300 + 500) \cdot 1,5 = 1236,2 \text{ dan/m.}$$

Moment nm majoré:

$$M' = q' \frac{l^2}{8} = \frac{1236,2 \cdot 6^2}{8} = 5563 \text{ dan.m.}$$

$$\sigma_f' = \frac{5563 \cdot 10^2}{1,07 \cdot 354} = 1468 \text{ dan/cm}^2$$

$$\frac{f}{l_0} = \frac{\sigma'_f \cdot l_s}{10^7 \cdot h} = \frac{1,468 \cdot 10^3 \times 6}{10^7 \cdot 0,24} = \frac{1}{272,479} > \frac{1}{300} = \left[\frac{f}{l_0} \right]$$

La flèche ne passe pas, nous prendrons alors.

Un IPN 300

$$\text{avec } \begin{cases} J_x = 9800 \text{ cm}^4 & ; S = 381 \text{ cm}^3 \\ W_x = 653 \text{ cm}^3 & ; e_a = 10,8 \text{ mm} \\ M = 54,2 \text{ kg/ml} & . e_s = 16,2 \text{ mm} \end{cases}$$

Revérifications:

$$q = 1725 + \frac{4}{3} \cdot 54,2 = 1797,26 \text{ dan/m}$$

$$M = 1797,26 \times \frac{6^2}{8} = 8087,70 \text{ dan.m}$$

$$\sigma = \frac{8087,70 \cdot 10^2}{1,07 \cdot 653} = 1157,51 \text{ dan/cm}^2 \text{ vérifié}$$

Effort T:

$$T = q \frac{l}{2} = 1797,26 \times \frac{6}{2} = 5391,78 \text{ dan}$$

$$\tau = \frac{T \cdot S}{0,54} = 194,09 \text{ dan/cm}^2$$

$$1,54 \tau = 298,90 \text{ dan/cm}^2 < \sigma_c \text{ (vérifié)}$$

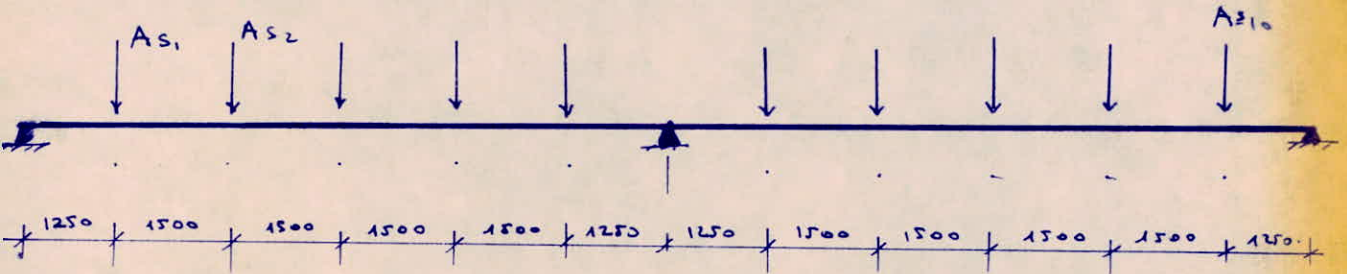
$$q' = 54,2 + (300 + 500) \cdot 1,5 = 1254,2 \text{ dan/m}$$

$$\sigma'_f = \frac{M'}{1,07 \cdot W_x} = \frac{1254,2 \times \frac{6^2}{8} \cdot 10^2}{1,07 \cdot 653} = 807,76 \text{ dan/cm}^2$$

$$\left[\frac{1}{h} \right] = \frac{6 \times 807,78}{10^7 \cdot h} = \frac{6 \times 807,78}{10^7 \cdot 0,3} = 0,00161 = \frac{1}{619} < \frac{1}{300} \text{ (ok!)}$$

Nous prendrons donc du IPN 30.

ETUDE DES POUTRES FILETS (~~Les poutres sont parallèles~~).



La poutre filet est soumise aux réactions apportées par les solives:

Action apportée par la seule solive:

$$A_{s1} = q \frac{l_s}{2} = \frac{1797,26 \times 6}{2} = 5391,78 \text{ daN.}$$

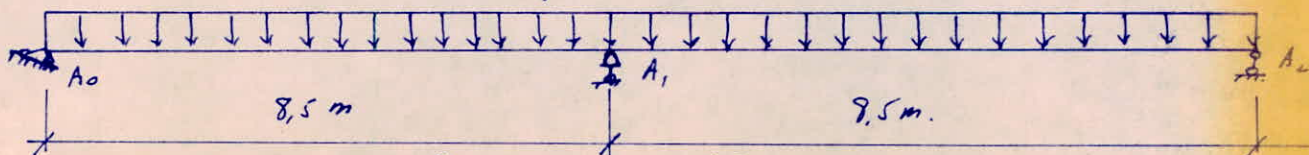
Or la poutre filet intermédiaire que nous calculer en reçoit:

$$A_s = 2 A_{s1} = 2 \cdot 5391,78 = 10783,56 \text{ daN.}$$

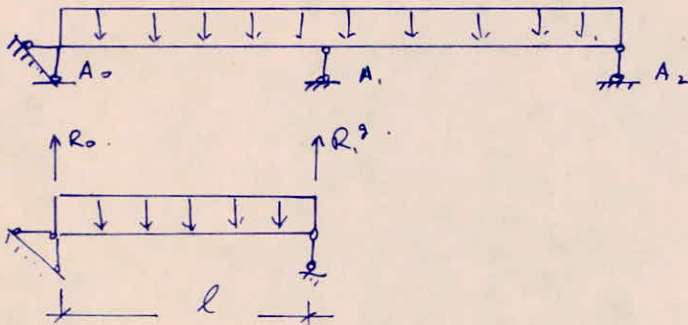
$$q_{ef} = \frac{A_s}{l} = \frac{10783,56}{1,5} = 7189,04 \text{ daN/m.}$$

Déterminons le moment sur l'appui A₁. Les moments sur A₀ et A₂ sont nuls. Nous assimilerons donc la poutre à celle montrée sur le schéma suivant.

$$q = 7,18904 \text{ t/m}$$



$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Th. des 3 Moments: } M_0 l + 2M_1 (l+l) + M_2 l = -6ES(\omega_1^r + \omega_1^d); \quad M_0 = M_2 = 0 \\ \Rightarrow \omega_1^d = \omega_1^r = \frac{q l^3}{24ES} \Rightarrow M_1 = -\frac{q l^2}{8} \end{array} \right.$$

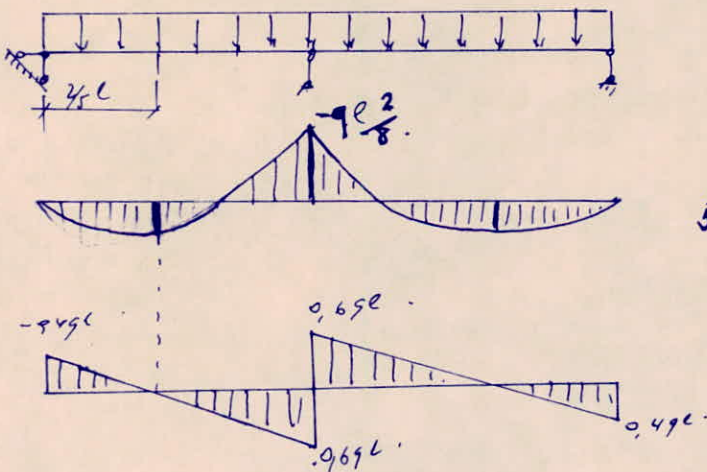


$$-R_0 l + q \frac{l^2}{2} + M_1 = 0 \Rightarrow R_0 = 0,49l$$

par raisons de symétrie $R_2 = 0,49l$.

et $R_{1g} = R_{1d} = 0,69l$.

d'où les diagrammes de (M) et (T)



$$\frac{2}{5}ql \cdot \frac{2}{5}l - \frac{q \left(\frac{2}{5}l\right)^2}{2} = \frac{2}{25}ql^2 < M_{max}$$

\Rightarrow le moment maxi se trouve sur l'appui A_1 .

$$|M_1| = \frac{9ql^2}{8} = 64926,017 \text{ dan.m.}$$

$$R_0 = 24442,736 \text{ dan.}$$

$$R_{1g} = R_{1d} = 36664,104 \text{ dan.}$$

DIMENSIONNEMENT DE LA POUTRE FILET.

Cette poutre est soumise au moment M_1 maximum appui A_1 .

$$1 \text{ M.t. } \left| -9 \frac{L^2}{8} \right| = 9 \frac{L^2}{8} = 7189,04 \cdot \frac{8,5^2}{8} = M_1 \Rightarrow$$

$$\Rightarrow M_1 = \frac{7189,04 \times 8,5^2}{8} = 64926,017 \text{ daN.m.}$$

Prenons $\psi = 1,07$ (le débouement se rendra impossible par la présence de la dalle de B.A.).

$$W_x \Rightarrow \frac{M}{\psi \sigma_e} = \frac{64926,017 \cdot 10^2}{1,07 \cdot 2400} = 2528,27 \text{ cm}^3$$

Nous prendrons les HEA 45.

L'abaque donne pour un HEA 45.

$$W_x = 2900 \text{ cm}^3$$

$$J_x = 63720 \text{ cm}^4$$

$$S = 1610 \text{ cm}^2$$

$$e_a = 11,5 \text{ cm}$$

$$e_s = 2,1 \text{ cm.}$$

$$M = 140 \text{ kg/ml.}$$

Vérifions la résistance:

En tenant compte du poids propre de la poutre,

$$q = 7189,04 + \frac{4}{3} 140 = 7375,70 \text{ daN/m.}$$

$$M = 7375,8 \cdot \frac{8,5^2}{8} = 66611,8 \text{ dan.m.}$$

$$\sigma = \frac{M}{I \cdot W_n} = \frac{66611,8}{1,07 \cdot 2900} = 2146,68 \text{ barr/cm}^2$$

$\sigma < \sigma_e$ (vérifié)

Effort tranchant:

$$T = 0,6 \times L \times 8,5 \times 7375,8 = 75232,14 \text{ dan.}$$

$$\tau = \frac{T \cdot S}{e \cdot J} = \frac{75232,14 \times 1610}{1,15 \times 6376} = 1652,93 \text{ dan/cm}^2$$

$$1,54 \tau = 2545,519 \text{ dan/cm}^2 > \sigma_e \text{ donc le profil}$$

choisi ne pourrait résister à l'effet tranchant.

Nous essayons un IPN 50 avec

$$J_z = 68740 \text{ cm}^4 \quad b_s = 18,5$$

$$W_n = 2750 \text{ cm}^3 \quad \gamma = 141 \text{ kg/ml.}$$

$$e_a = 1,8 \text{ cm.} \quad S = 1620 \text{ cm}^3$$

$$e_s = 2,7 \text{ cm} \quad 18,5 \text{ cm} \times$$

Vérifions la résistance:

$$q = 7189,04 + \frac{4}{3} \cdot 141 = 7377,04 \text{ dan/m.}$$

$$1) \quad M = 7377,04 \times \frac{8,5^2}{8} = 66623,892 \text{ dan.m.}$$

$$\sigma = \frac{M}{W_n \cdot \gamma} = \frac{66623,892}{1,07 \cdot 2750} = 2264,49 \text{ dan/cm}^2 < \sigma_e \text{ ok.}$$

$$2) \quad T = 1,2 \times 7377,04 \times 8,5 = 75245,808$$

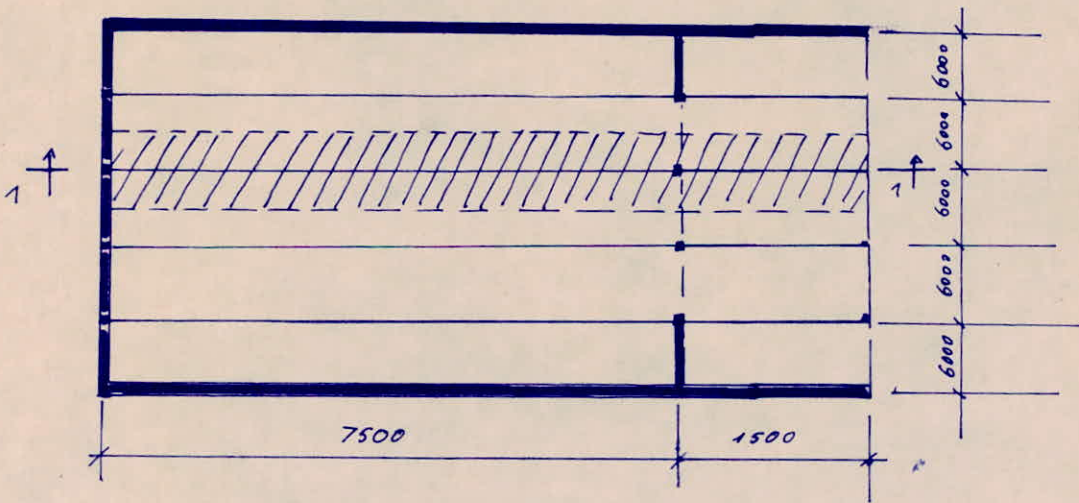
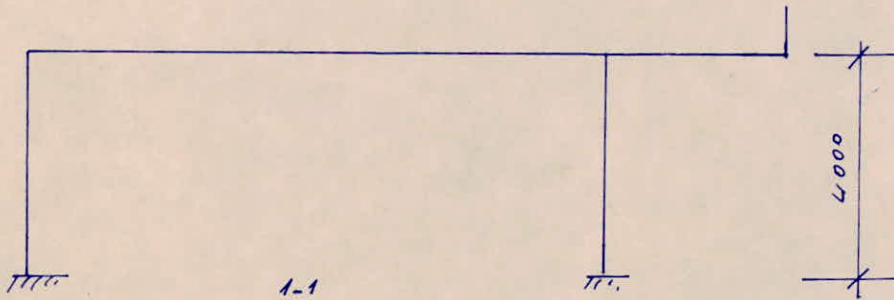
$$\tau = \frac{T \cdot S}{e \cdot J} = \frac{75245,808 \times 1620}{1,8 \times 68740} = 985,179 \text{ dan/cm}^2$$

$$1,54 \tau = 1,54 \times 985,179 = 1517,176 \text{ dan/cm}^2 \text{ (vérifié); gardons IPN 50.}$$

CHAP. VI

ETUDE DU PORTIQUE

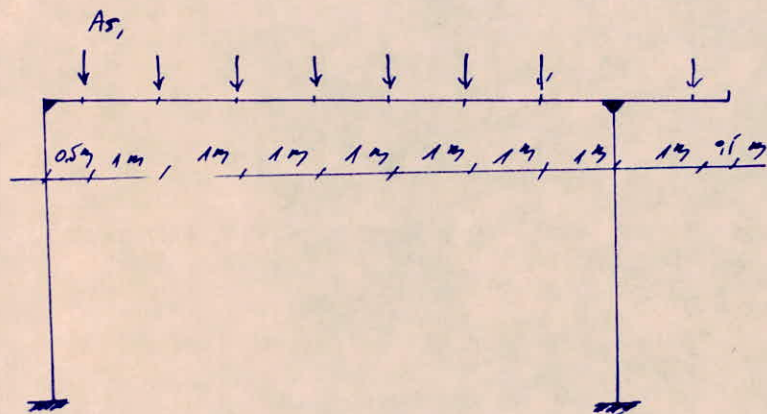
calcul du portique.



Les planches supportées par notre portique sont exactement
le même que celui de la salle de spectacle, la hauteur
du portique étant assez faible, nous considérons que le vent a
une influence négligeable sur celui-ci, les forces agissant sur

sur le portique sont donc constitués uniquement par les charges et surcharges. Celle-ci sont déjà déterminées par le calcul du plancher précédemment.

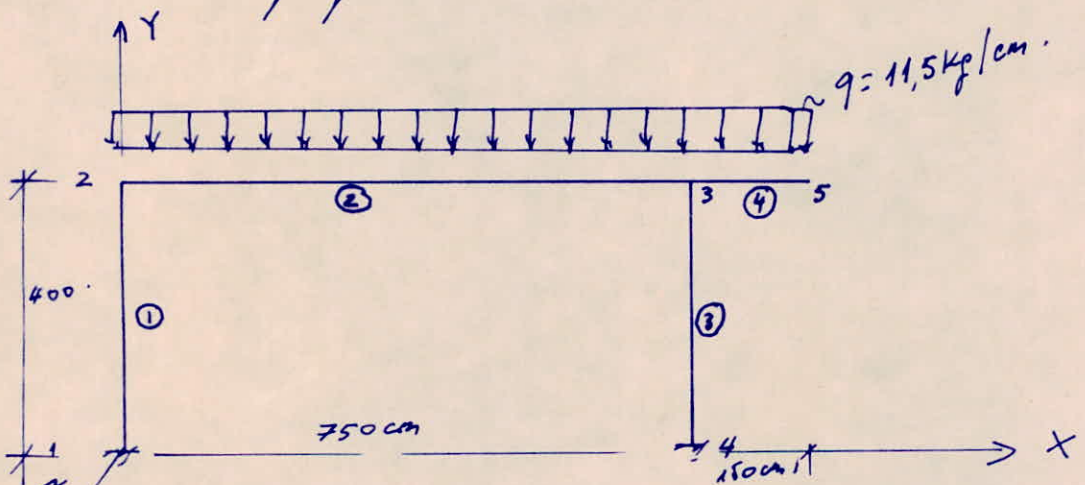
Les mêmes solives serviront pour le plancher reposant sur le portique, avec pour écartement $e = 1\text{ m}$, nous considérerons que les solives transmettent leurs actions à la travée du portique d'une manière uniforme.



La charge uniforme supportée par le portique est :

$$q = \left(\frac{4}{200} 300 + \frac{3}{2} 500 \right) \times 1 = 1150 \text{ daN/m. (Nous avons négligé le poids du vitrage tendu).}$$

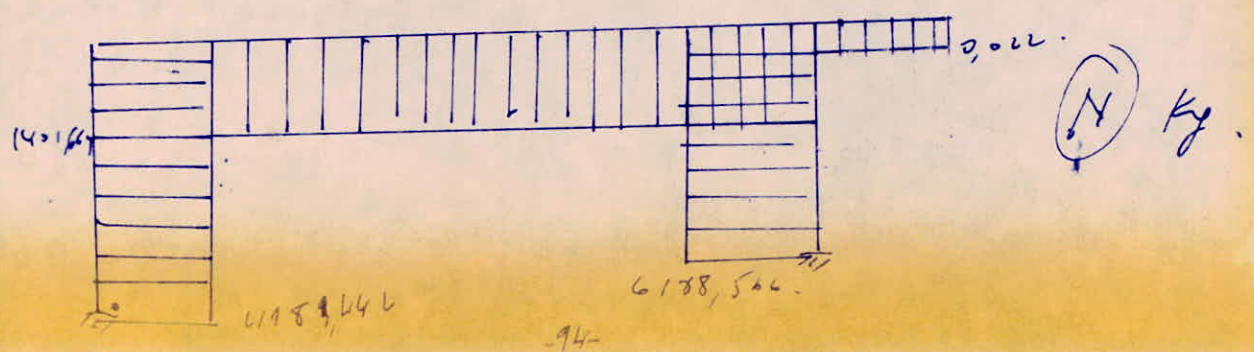
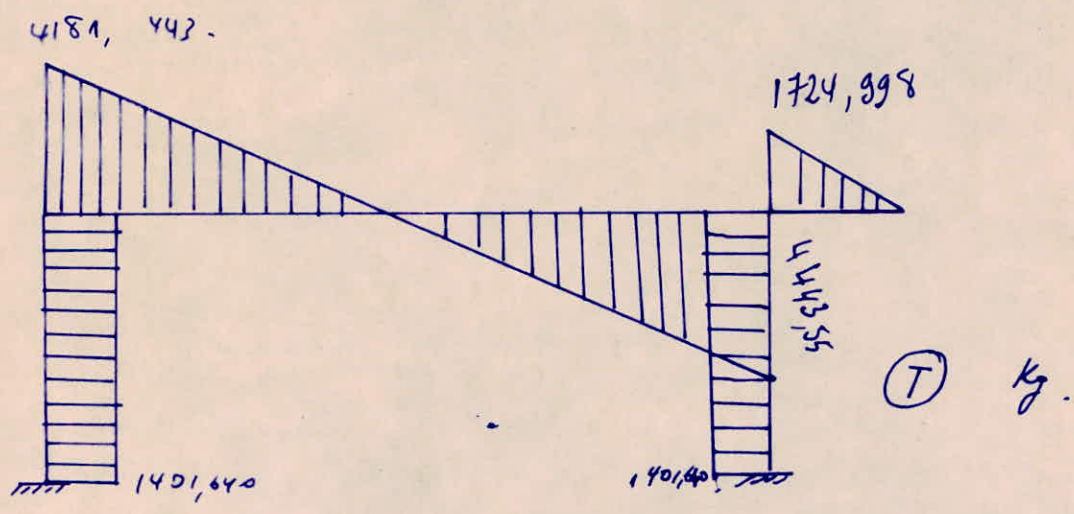
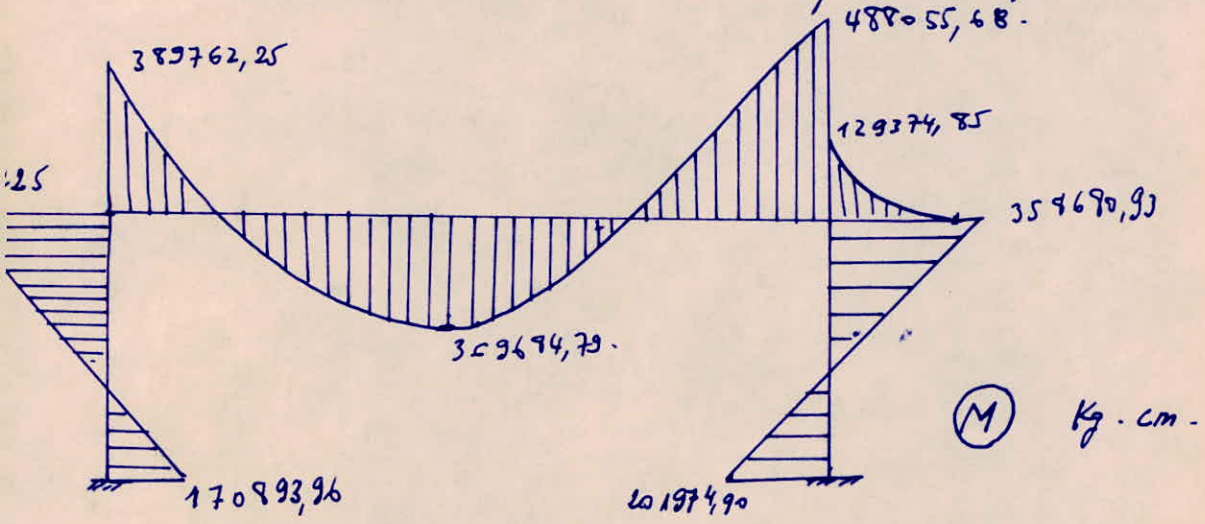
Pour calculer ce portique, nous pouvons procéder de plusieurs manières, méthodes exactes (telles que la méthode des déplacements, des rotations etc...) soit la méthode HARDY CROSS, méthode de base sur celle des déplacements et est une méthode approchée qui donne de bons résultats. Le portique en question est calculé en utilisant le programme STRESS.



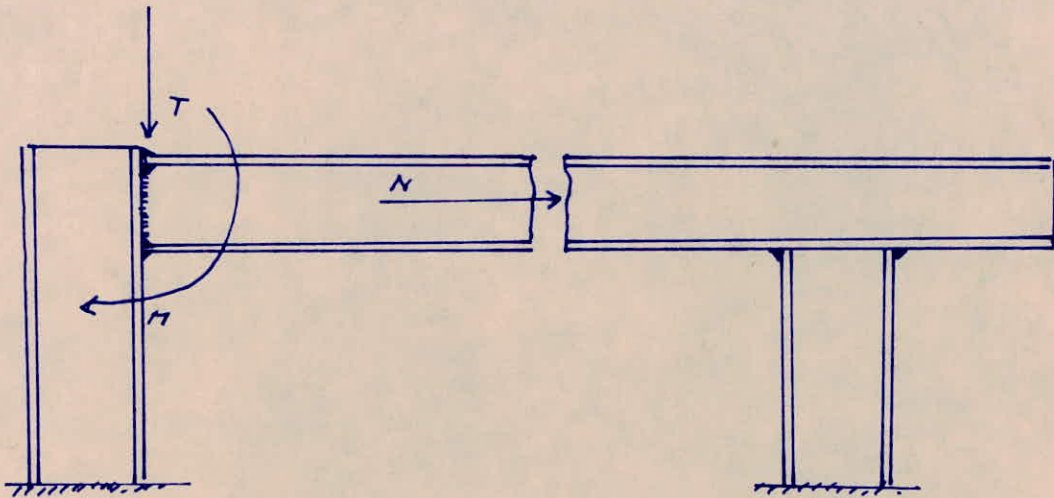
Résultats donnés par le programme:

Barres	Nœuds.	M $kg \times cm$	N (kg)	T (kg)	Équilibre des Nœuds.
1	1	-770993,96	4181,442	-1401,640	$x = 0,024$ $z = 0,06$ $y = 0,000$ $x = -0,047$ $z = 0,03$ $y = -0,010$
1	2	-389762,25	-4181,442	+1401,640	
2	2	389762,31	1401,664	4181,483	
2	3	-488055,68	-1401,164	4149,557	
3 Déplacements des Nœuds	suivant X	suivant Y	Rotation	
2	0,1650	-0,0148	-0,0256		
3	0,1557	-0,02180	+0,0040		
5	0,1557	0,0206	0,0032		

Tous ces résultats sont traduits par les diagrammes suivants.



Calcul de l'attache du nœud n°2 (exemple de Colca)

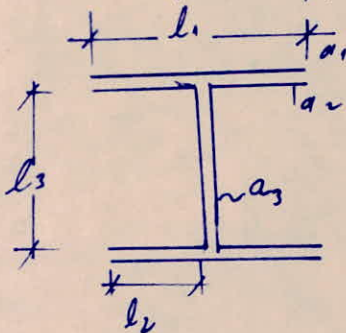


on a, d'après le tableau précédent:

$$N = 1401,864 \text{ Kg.}$$

$$M = 38976,226 \text{ Kg. cm.}$$

$$T = 4181,443 \text{ Kg.}$$



Le moment maximum étant très faible, nous prendrons, pour faciliter l'exécution des IPE 300.

Nous avons d'après l'assemblage:

$$e = 1,07 \text{ cm}$$

$$h = 30 \text{ cm}$$

Pour l'épaisseur de la soudure nous prendrons:

$$a_{\min} = 6 \text{ mm (donné par tableau)}$$

$$a_{\max} = 1,2 \times 0,71 = 0,852$$

$$\text{donc } a_{\min} < a < a_{\max} \rightarrow a = 8 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow \alpha a = 7,2 \text{ mm (Tableau)}$$

Calcul des longueurs de cordons:

$$l_1 = 15 - 2a = 15 - 2 \times 0,8 = 13,4 \text{ cm}$$

$$l_2 = \frac{15 - 0,71 - 4a}{2} = 5,55 \text{ cm}$$

$$l_3 = 30 - 2e = 30 - 2 \times 1,07 = 27,86 \text{ cm}$$

on nous donne par:

$$J_c = 2 \left[\alpha_1 a_1 l_1 \left(\frac{h}{2} \right)^2 + 2 \alpha_2 a_2 l_2 \left(\frac{h-2e}{2} \right)^2 + \frac{(h-2e)^3}{12} \right]$$

$$= 2 \times 0,72 \left(13,4 \cdot 15^2 + 2 \cdot 5,55 \cdot 13,91^2 + \frac{27,86^3}{12} \right)$$

$$J_c = 10037,184 \text{ nous prendrons}$$

$$J_c = 10200 \text{ cm}^4$$

$$W_c = \frac{J_c}{v} = \frac{10200}{15} = 680 \text{ cm}^3$$

$$A_c = 2(\alpha_1 a_1 l_1 + 2\alpha_2 a_2 l_2 + \alpha_3 a_3 l_3)$$

$$= 2 \cdot 0,72 (13,4 + 11,1 + 27,86) = 76,5 \text{ cm}^2$$

Vérifications:

Formule enveloppe:

$$1,35 \sqrt{\left(\frac{M}{W_c} + \frac{N}{A_c}\right)^2 + \left(\frac{T}{A_c}\right)^2} \leq \sqrt{\sigma_c}$$

$$\frac{M}{W_c} = 572 \text{ daN/cm}^2; \frac{N}{A_c} = 18,32 \text{ daN/cm}^2; \frac{T}{A_c} = 54,65 \text{ daN/cm}^2$$

$$\rightarrow 1,35 \sqrt{[(572) + (18,32)]^2 + (54,65)^2} = 800,34 \leq \sqrt{\sigma_c}$$

Vérification d'après les formules (59) et (60) du cours.

$$59) \rightarrow 1,18 \left[\frac{N}{\Sigma l a \alpha} \pm \frac{\eta \cdot l}{l^2 l_1 a_1 \alpha_1 + 2(l-2e)^2 l_2 a_2 \alpha_2} \right] \leq \sigma_c$$

$$1,18 \left[\frac{1401,064}{76,5} + \frac{38976,22 \cdot 30}{30^2 \cdot 13,4 \cdot 0,72 + 2(30 - 2 \cdot 1,07)^2 \cdot 5,9 \cdot 0,72} \right] \leq \sigma_c$$

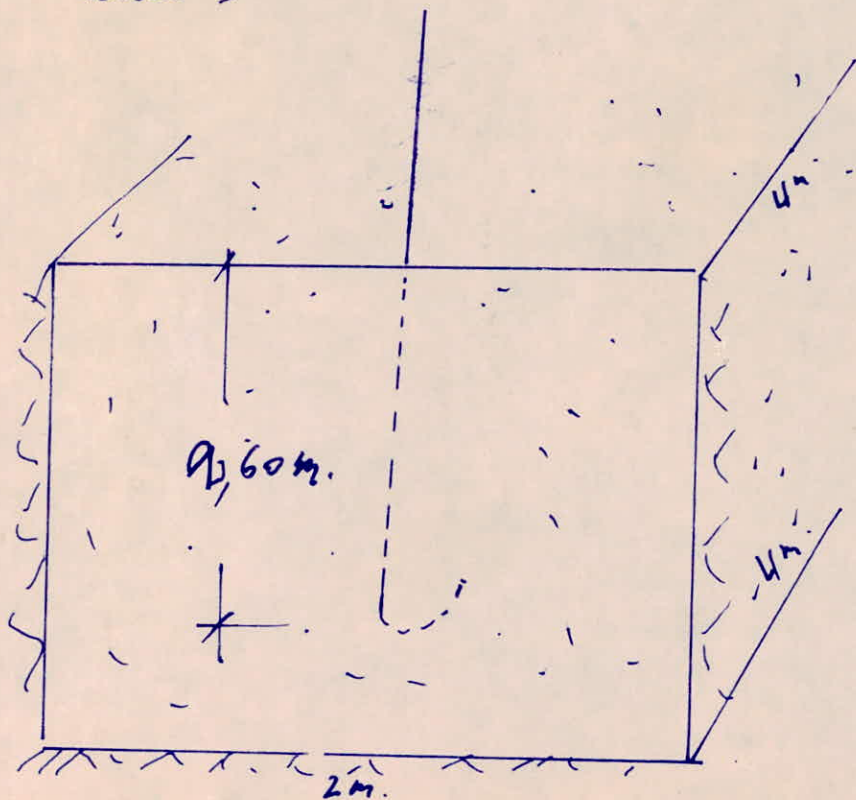
$$1,18 (18,32 + 763,27) = 922,28 \leq \sigma_c$$

$$(60) \rightarrow \sqrt{1,4 \left(\frac{N}{\Sigma l a \alpha}\right)^2 + 1,8 \left(\frac{T}{2l_3 a_3 \alpha_3}\right)^2} \leq \sqrt{\sigma_c} = \sqrt{14,370^2 + 1,8 \left(\frac{4192}{2 \cdot 27,86 \cdot 0,72}\right)^2} = 484,5 < \sigma_c$$

CHAP. VII

ORGANISATION DU CHANTIER

Le montage s'effectuera comme il est indiqué sur le plan technologique. Il doit être prévu des dispositifs de contrôle des contraintes dans les éléments de la ferme. La précontrainte est provoquée par la pose de maillages en fer armé sur deux plateaux suspendus à la ferme et entre lesquels passe le câble de tension, qui sera ancré dans le massif de fondation. Ce lui-ci est calculé de façon à éviter tout soulèvement de l'ensemble ferme - triture sous tous les cas de charge même accidentels (vent secoue etc...). Le câble est enroulé à un tige d'acier à haute adhérence.



Calcul de l'ancrage du câble de Tension.

Le Cable est encre' en pleine masse de béton.
nous avons $P_B \gg F$ en effet le poids du béton
est donné par:

$P_B = 2,5 \times 2 \times 4 \times 4 = 90 \text{ tonnes}$ car nous avons
pris pour massif de B.A. un bloc de $2 \times 4 \times 4 \text{ m}$.

La Contrainte d'adhérence $\bar{\tau}_{da}$ admissible de l'acier
est donnée par: $\bar{\tau}_{da} = 1,25 \psi_d^2 \bar{\tau}_s$ (ancrage normal).

Nous avons pris du béton dosé à 250 kg de ciment,
le câble est enroulé à une pare à Haute adhérence.
le B.A. 68 donne alors:

$$\psi_d = 1,5$$

$$\text{et } \bar{\tau}_{da} = 12,50 \text{ kg/cm}^2.$$

La longueur d'ancrage est donnée par:

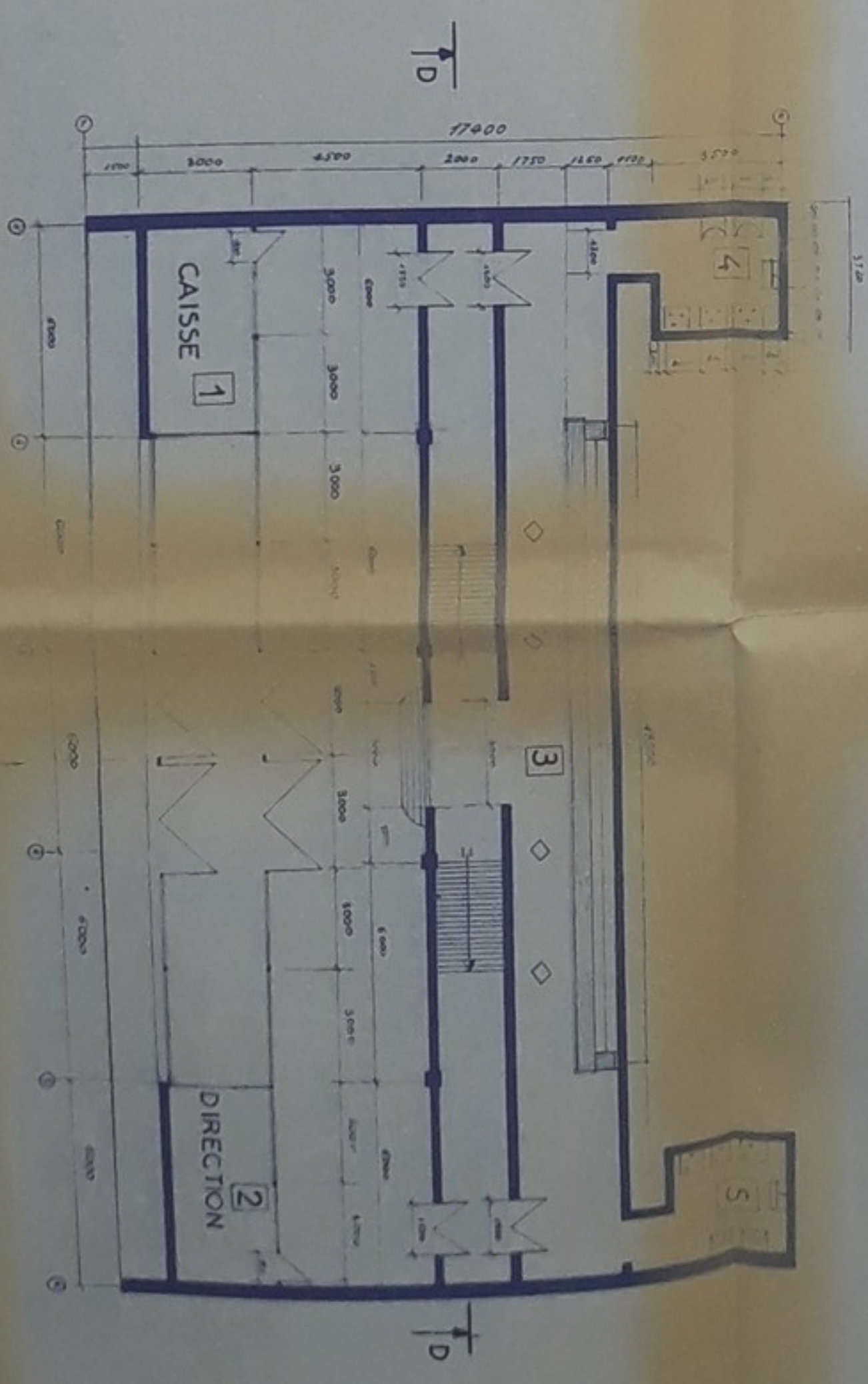
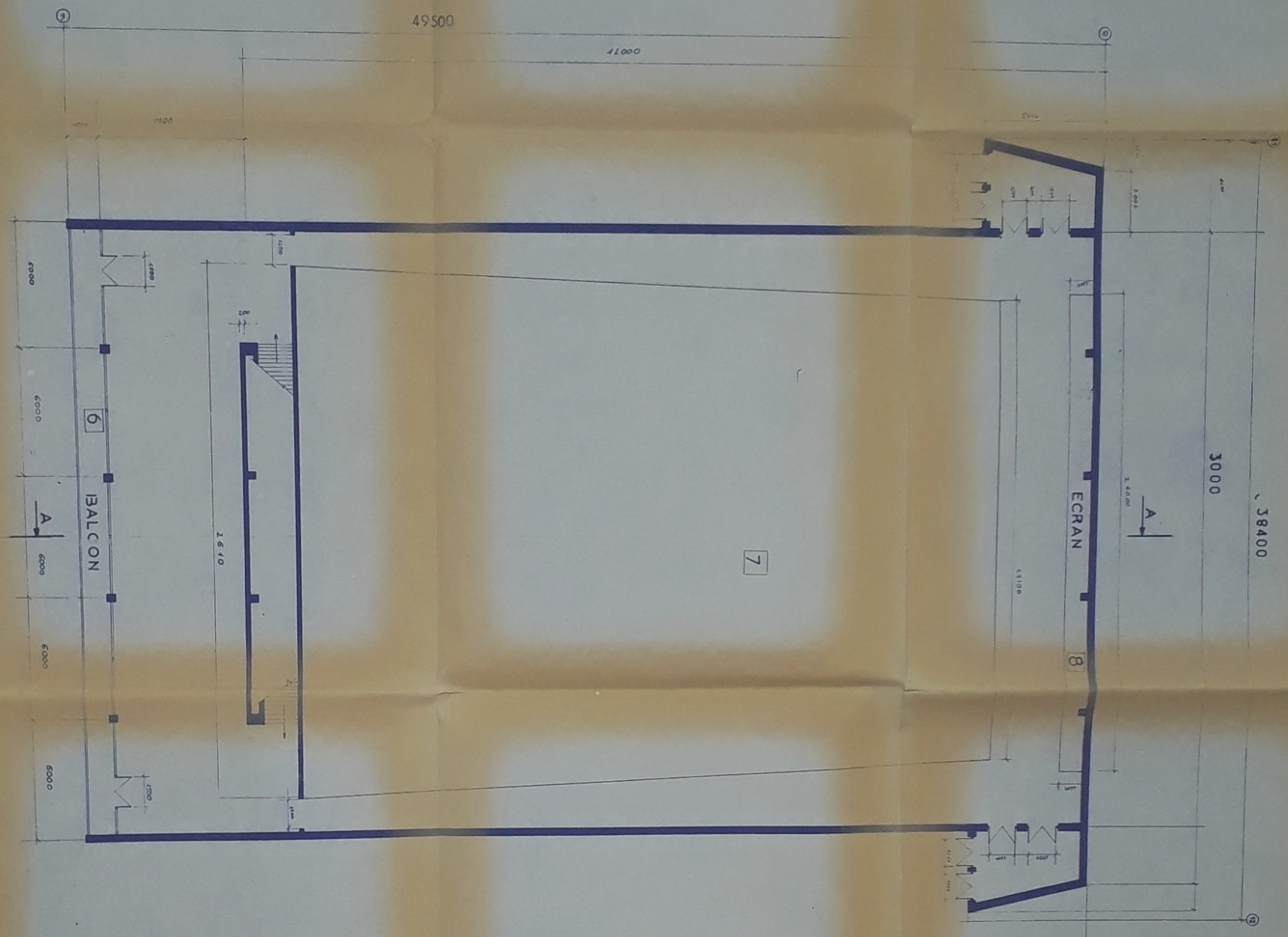
$$l \geq \frac{F}{\pi \phi \bar{\tau}_{da}} \quad \text{avec } F = 56 \text{ tonnes} \cdot A = \frac{N}{\sigma} = 29,24 \text{ cm}^2$$

nous prenons du $\phi \geq 20$ par $\phi = 80 \text{ mm}$ par exemple.
 $A = 50,24 \text{ cm}^2$

ou encore le tableau du B.A. 68 donne directement
pour $l_0 = 53 \phi = 53 \times 80 = 4240 = 4,24 \text{ m}$. Par 2,60 m =
4240 = 4,24 m } $l_c = 2,60 \text{ m}$

Bibliographie

- COURS DE CM professé à L'ENPA par M^r. MARTINOV.
- COURS DE RDM professé à L'ENPA par MM. Balachov-Chachkine
- Règlements NV 65 modifiés 67
- Règlements de CM 1966.
- Guide pratique de Charpente métallique.



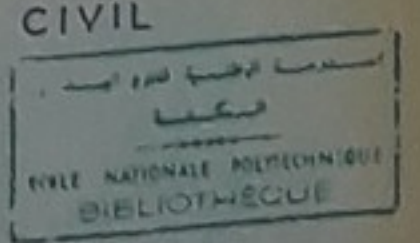
N°	Designation
1	CAISSE
2	DIRECTION
3	BALCON
4	PROJECTION
5	PROJECTION
6	BALCON
7	SALLE DE PROJECTION
8	ECRAN

ABO 1475
-4-

88 0475
-4-

- UNIVERSITE D'ALGER -
- ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE -

DEPARTEMENT GENIE CIVIL



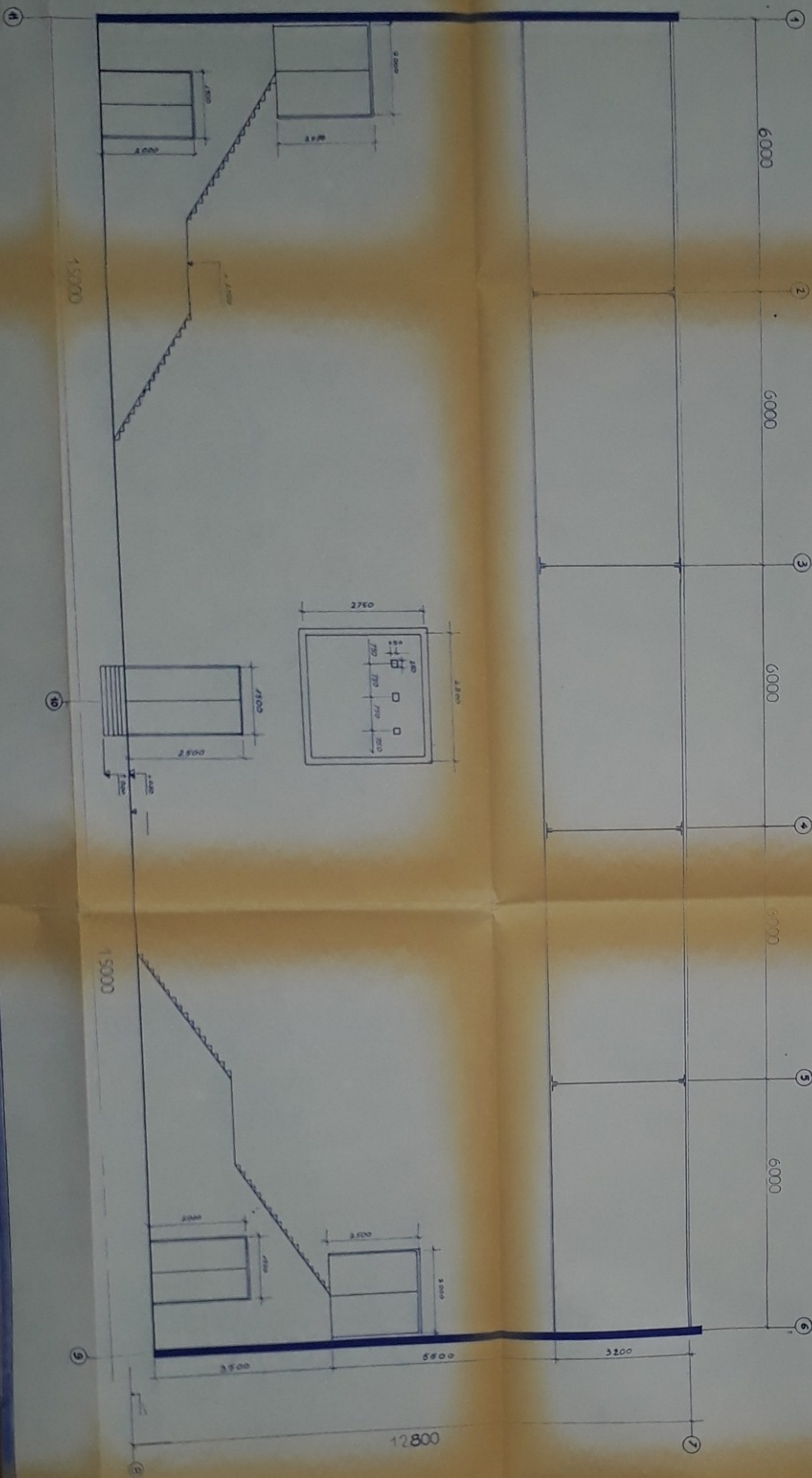
PROJET DE FIN D'ETUDES

CINEMA DE 1000 PLACES
CM.

PLAN D'ARCHITECTURE
COUPES CCET BB

PROPOSE PAR.
M. G. BALACHOV

ETUDIE PAR
M. A. KAHLERRAS

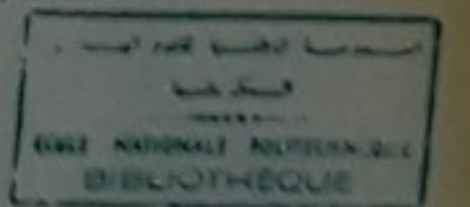


PB01475
- 2 -

- 2 -
PB 01475

- UNIVERSITE D'ALGER -
- ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE -

DEPARTEMENT GENIE CIVIL



PROJET DE FIN D'ETUDES

CINEMA DE 1000 PLACES

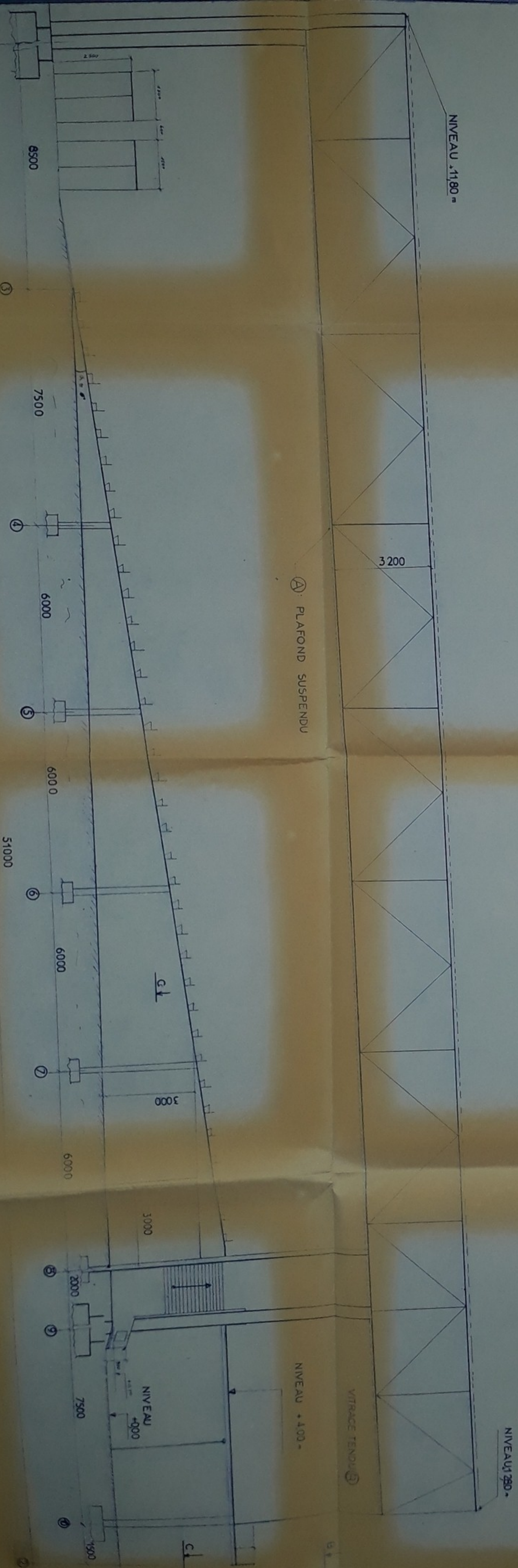
C.M.

PLAN D'ARCHITECTURE

COUPE DD

PROPOSE PAR
M^l IBALACHOV

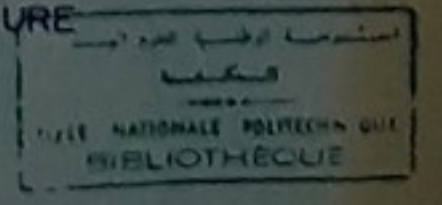
ETUDE PAR
KAHLERRAS A



PB01475
-3-

PH 01475
-3-

-UNIVERSITE D'ALGER-
 ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
 DEPARTEMENT GENIE CIVIL
 PROJET DE FIN D'ETUDES
 CINEMA DE MILLE PLACES
 C. M.
 PLAN D'ARCHITECTURE
 COUPE AA
 PROPOSE PAR M' C BALACHOV
 ETUDIE PAR M' A KHLERRAS
 PROMOTION 75



PB01675
- 4 -

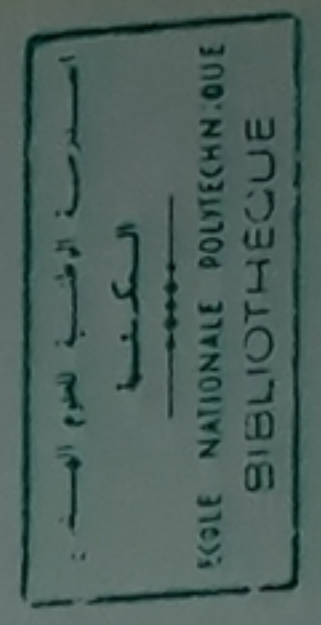
-UNIVERSITE D'ALGER-

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT GENIE CIVIL

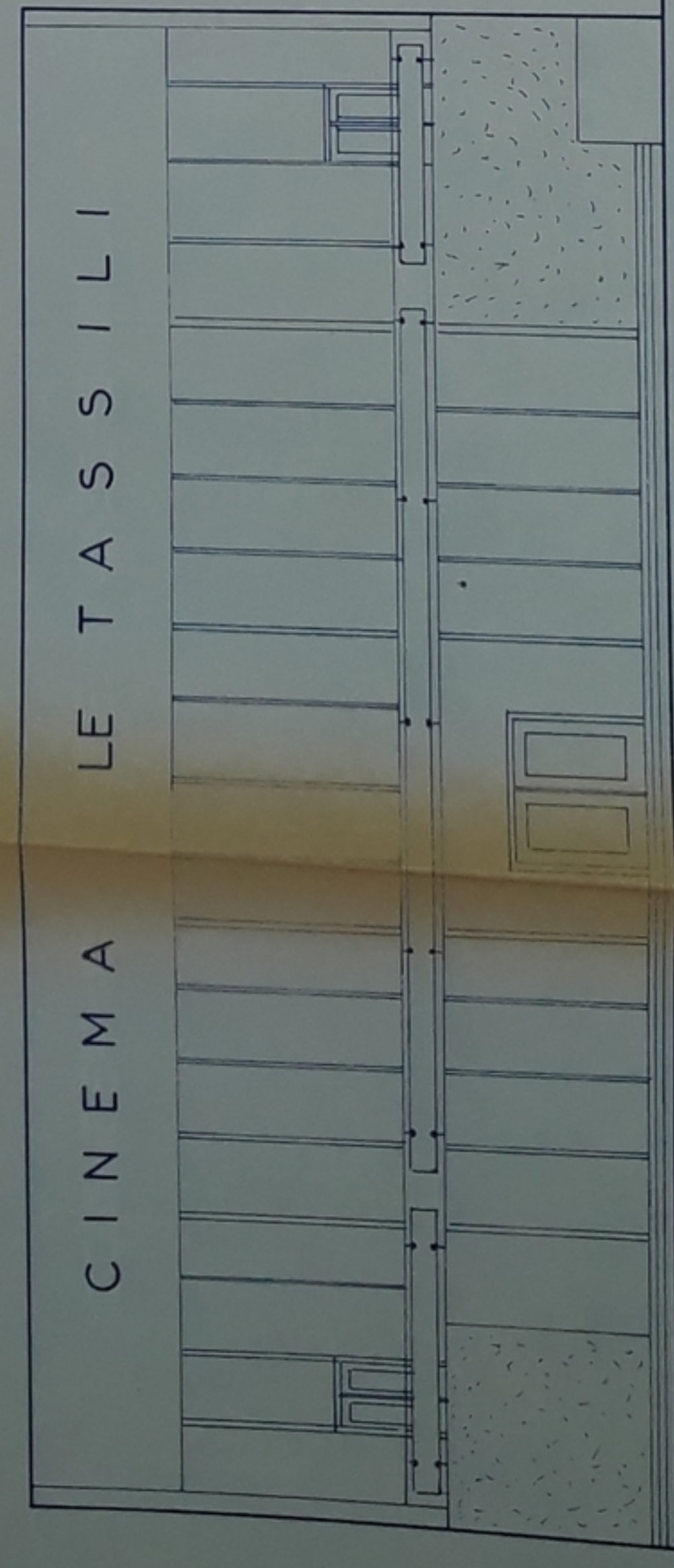
PROJET DE FIN D'ETUDES

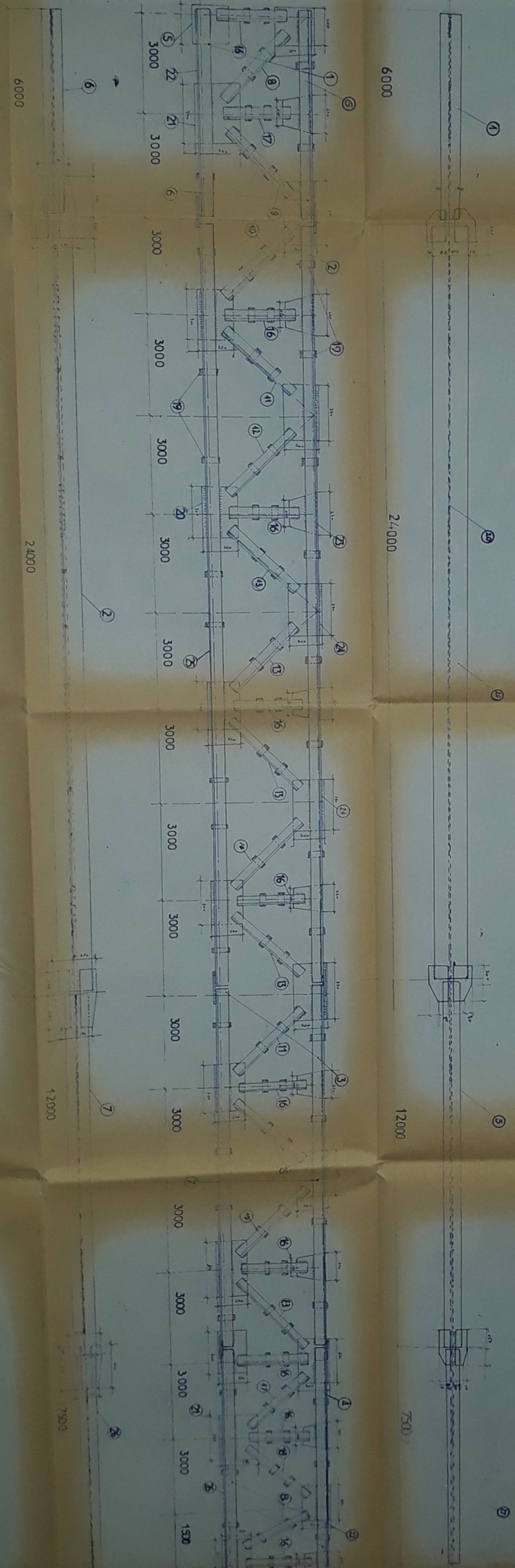
FAÇADE PRINCIPALE



PROPOSE PAR ETUDIE PAR

M^r.G. BALACHOV M^r.A. KAHLERRA S





N°	Éléments	Section	Longueur	Nombre	Surface	Volume
1	L. 100 x 100	2000	1	2000	2000	2000
2	L. 100 x 100	2000	2	4000	4000	4000
3	L. 100 x 100	2000	2	4000	4000	4000
4	L. 100 x 100	2000	4	8000	8000	8000
5	L. 100 x 100	2000	4	8000	8000	8000
6	L. 100 x 100	2000	4	8000	8000	8000
7	L. 100 x 100	2000	4	8000	8000	8000
8	L. 100 x 100	2000	4	8000	8000	8000
9	L. 100 x 100	2000	4	8000	8000	8000
10	L. 100 x 100	2000	4	8000	8000	8000
11	L. 100 x 100	2000	4	8000	8000	8000
12	L. 100 x 100	2000	4	8000	8000	8000
13	L. 100 x 100	2000	4	8000	8000	8000
14	L. 100 x 100	2000	4	8000	8000	8000
15	L. 100 x 100	2000	4	8000	8000	8000
16	L. 100 x 100	2000	4	8000	8000	8000
17	L. 100 x 100	2000	4	8000	8000	8000
18	L. 100 x 100	2000	4	8000	8000	8000
19	L. 100 x 100	2000	4	8000	8000	8000
20	L. 100 x 100	2000	4	8000	8000	8000
21	L. 100 x 100	2000	4	8000	8000	8000
22	L. 100 x 100	2000	4	8000	8000	8000
23	L. 100 x 100	2000	4	8000	8000	8000
24	L. 100 x 100	2000	4	8000	8000	8000
25	L. 100 x 100	2000	4	8000	8000	8000
26	L. 100 x 100	2000	4	8000	8000	8000
27	L. 100 x 100	2000	4	8000	8000	8000
28	L. 100 x 100	2000	4	8000	8000	8000
29	L. 100 x 100	2000	4	8000	8000	8000
30	L. 100 x 100	2000	4	8000	8000	8000
31	L. 100 x 100	2000	4	8000	8000	8000
32	L. 100 x 100	2000	4	8000	8000	8000
33	L. 100 x 100	2000	4	8000	8000	8000
34	L. 100 x 100	2000	4	8000	8000	8000
35	L. 100 x 100	2000	4	8000	8000	8000
36	L. 100 x 100	2000	4	8000	8000	8000
37	L. 100 x 100	2000	4	8000	8000	8000
38	L. 100 x 100	2000	4	8000	8000	8000
39	L. 100 x 100	2000	4	8000	8000	8000
40	L. 100 x 100	2000	4	8000	8000	8000
41	L. 100 x 100	2000	4	8000	8000	8000
42	L. 100 x 100	2000	4	8000	8000	8000
43	L. 100 x 100	2000	4	8000	8000	8000
44	L. 100 x 100	2000	4	8000	8000	8000
45	L. 100 x 100	2000	4	8000	8000	8000
46	L. 100 x 100	2000	4	8000	8000	8000
47	L. 100 x 100	2000	4	8000	8000	8000
48	L. 100 x 100	2000	4	8000	8000	8000
49	L. 100 x 100	2000	4	8000	8000	8000
50	L. 100 x 100	2000	4	8000	8000	8000
51	L. 100 x 100	2000	4	8000	8000	8000
52	L. 100 x 100	2000	4	8000	8000	8000
53	L. 100 x 100	2000	4	8000	8000	8000
54	L. 100 x 100	2000	4	8000	8000	8000
55	L. 100 x 100	2000	4	8000	8000	8000
56	L. 100 x 100	2000	4	8000	8000	8000
57	L. 100 x 100	2000	4	8000	8000	8000
58	L. 100 x 100	2000	4	8000	8000	8000
59	L. 100 x 100	2000	4	8000	8000	8000
60	L. 100 x 100	2000	4	8000	8000	8000
61	L. 100 x 100	2000	4	8000	8000	8000
62	L. 100 x 100	2000	4	8000	8000	8000
63	L. 100 x 100	2000	4	8000	8000	8000
64	L. 100 x 100	2000	4	8000	8000	8000
65	L. 100 x 100	2000	4	8000	8000	8000
66	L. 100 x 100	2000	4	8000	8000	8000
67	L. 100 x 100	2000	4	8000	8000	8000
68	L. 100 x 100	2000	4	8000	8000	8000
69	L. 100 x 100	2000	4	8000	8000	8000
70	L. 100 x 100	2000	4	8000	8000	8000
71	L. 100 x 100	2000	4	8000	8000	8000
72	L. 100 x 100	2000	4	8000	8000	8000
73	L. 100 x 100	2000	4	8000	8000	8000
74	L. 100 x 100	2000	4	8000	8000	8000
75	L. 100 x 100	2000	4	8000	8000	8000
76	L. 100 x 100	2000	4	8000	8000	8000
77	L. 100 x 100	2000	4	8000	8000	8000
78	L. 100 x 100	2000	4	8000	8000	8000
79	L. 100 x 100	2000	4	8000	8000	8000
80	L. 100 x 100	2000	4	8000	8000	8000
81	L. 100 x 100	2000	4	8000	8000	8000
82	L. 100 x 100	2000	4	8000	8000	8000
83	L. 100 x 100	2000	4	8000	8000	8000
84	L. 100 x 100	2000	4	8000	8000	8000
85	L. 100 x 100	2000	4	8000	8000	8000
86	L. 100 x 100	2000	4	8000	8000	8000
87	L. 100 x 100	2000	4	8000	8000	8000
88	L. 100 x 100	2000	4	8000	8000	8000
89	L. 100 x 100	2000	4	8000	8000	8000
90	L. 100 x 100	2000	4	8000	8000	8000
91	L. 100 x 100	2000	4	8000	8000	8000
92	L. 100 x 100	2000	4	8000	8000	8000
93	L. 100 x 100	2000	4	8000	8000	8000
94	L. 100 x 100	2000	4	8000	8000	8000
95	L. 100 x 100	2000	4	8000	8000	8000
96	L. 100 x 100	2000	4	8000	8000	8000
97	L. 100 x 100	2000	4	8000	8000	8000
98	L. 100 x 100	2000	4	8000	8000	8000
99	L. 100 x 100	2000	4	8000	8000	8000
100	L. 100 x 100	2000	4	8000	8000	8000

Echelles: } Longueurs 1/50
 } Eléments 1/10

UNIVERSITE D'ALGER
 ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
 DEPARTEMENT GENIE CIVIL

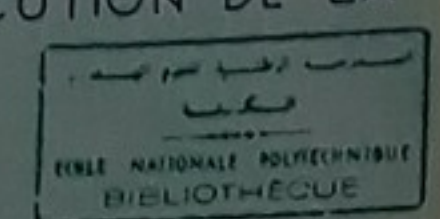
PROJET DE FIN D'ETUDES
 CINEMA DE MILLE PLACES
 C.M.

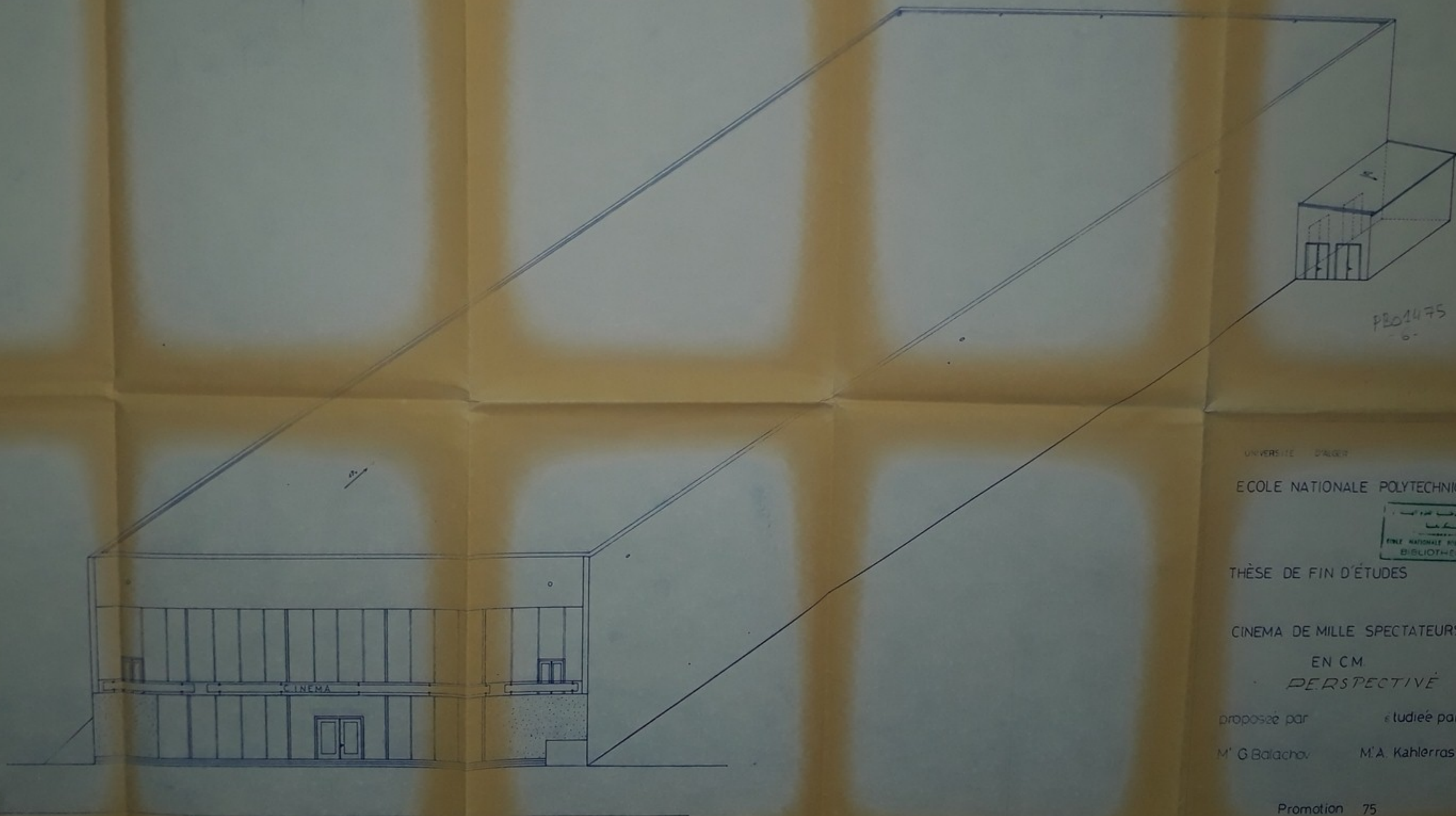
DESSIN D'EXECUTION DE LA
 FERME

PROPOSE PAR M.C. BALACHOV
 ETUDIE PAR M.A. KALLERRAS

PROMOTION 75

PB01475
 -5-

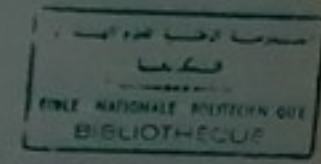




P201475
-6-

UNIVERSITE D'ALGER

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE



THÈSE DE FIN D'ÉTUDES

CINEMA DE MILLE SPECTATEURS

EN CM

PERSPECTIVE

proposé par

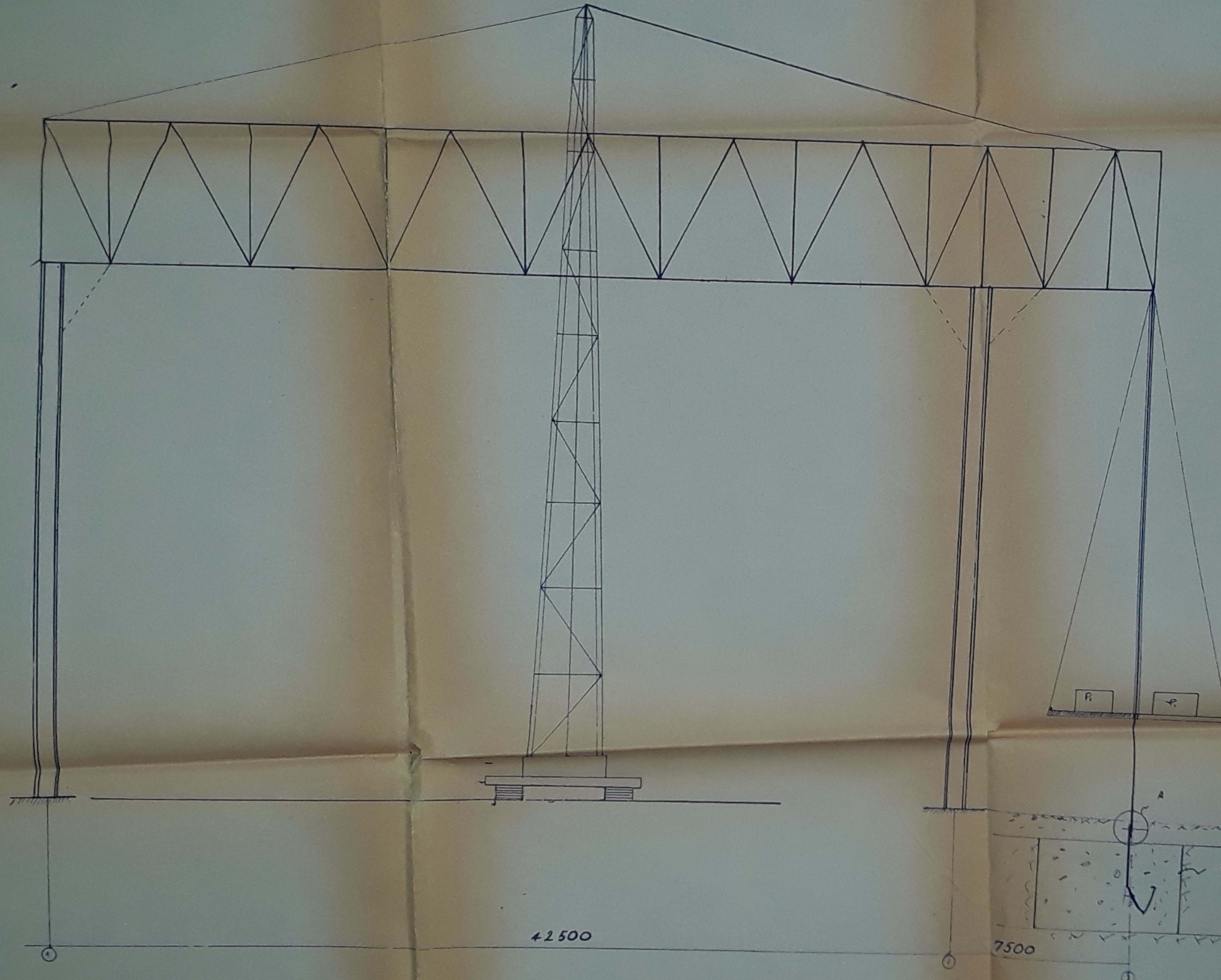
étudiée par

M' G Balachov

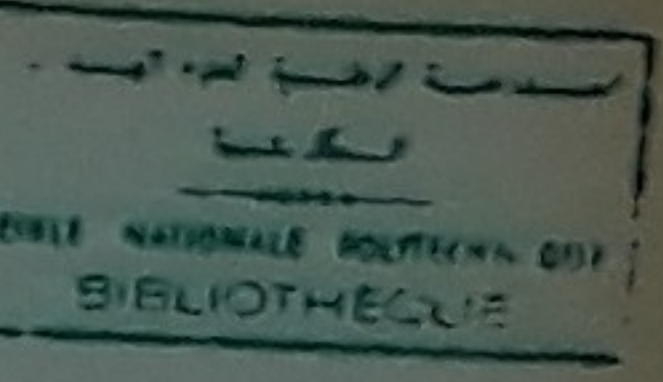
M'A. Kahlerras

Promotion 75

PROCÉDÉ DE MONTAGE



DB 01475
-1-



Procédé de MONTAGE

- Après avoir exécuté le terrassement à l'aide d'une pelle mécanique, nous passons à la phase du montage.
- On commencera par effectuer le montage des poteaux à âme pleine.
- On passera ensuite au montage de la ferme.
- Préparation de la ferme de précontrainte par le système ci-dessous. La pose des dalles en B.F. sera de couverture pour la toiture se fera simultanément que la ferme de précontrainte.
- Après avoir monté la ferme et la ferme et après avoir placé la poutre de contreventement, la suite du montage se fera en nous appuyant sur un échafaudage rapide en prévision du born de montage de côté à l'articulation.

UNIVERSITE D'ALGER
ÉCOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
Département Génie Civil

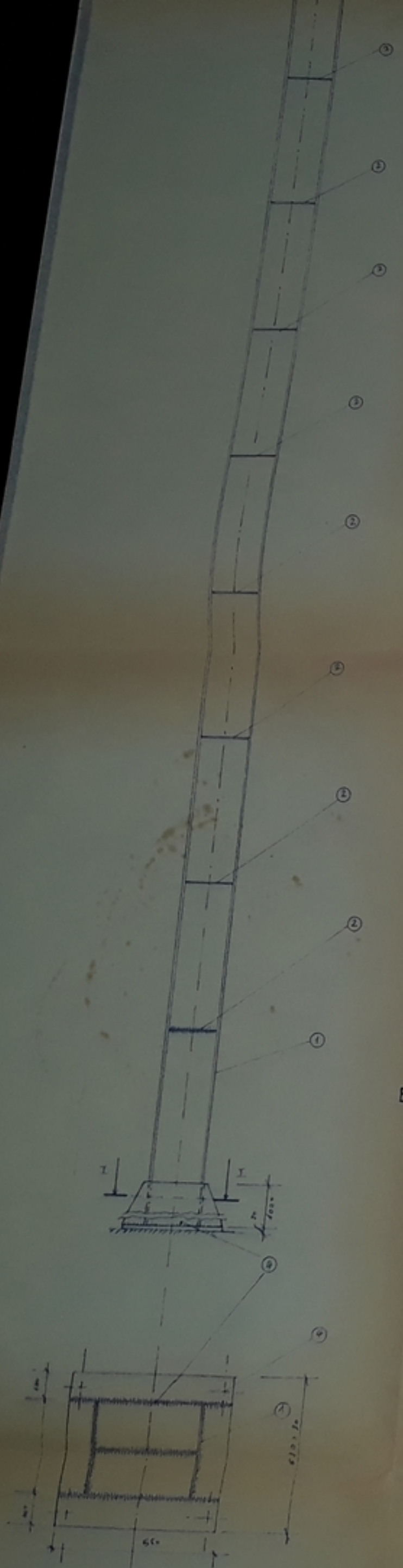
PROJET DE FIN D'ÉTUDES
CINÉMA DE 1000 PLACES
EN C.M.
TECHNIQUE
DE MONTAGE

Proposé par M.
G. Dabech

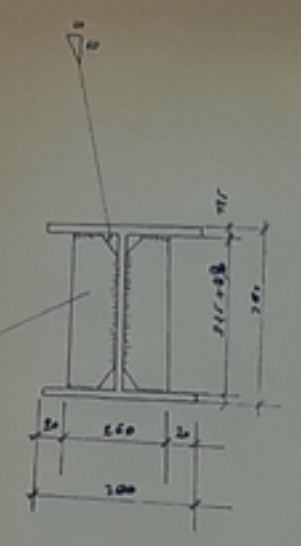
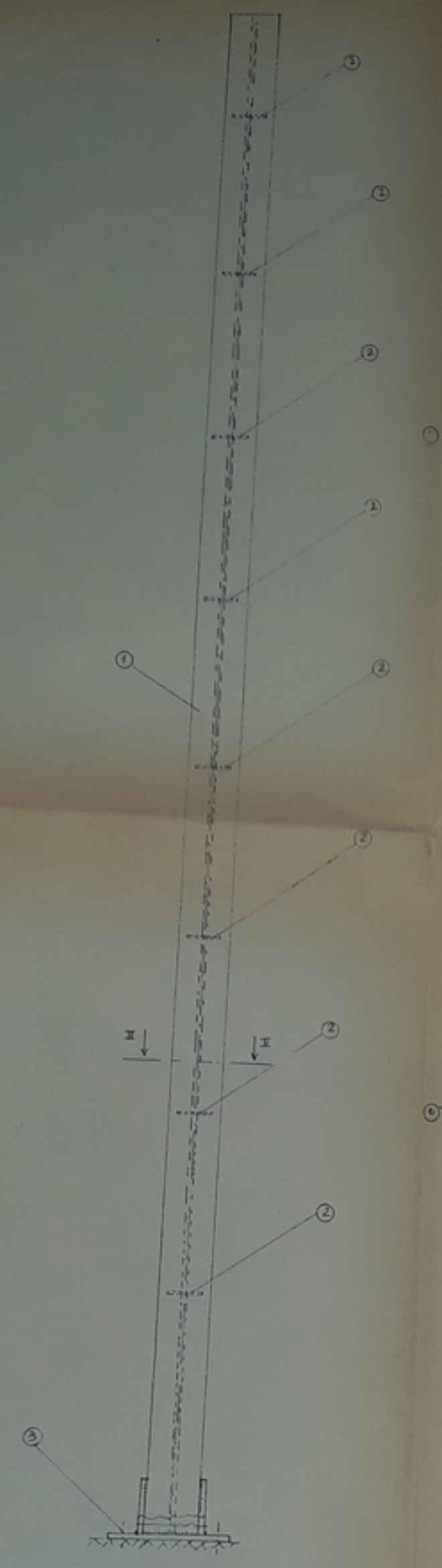
Étudié par
M. KAWLERES A.

Promotion 75

PB01475
-8-
SE TIVO 80



ECHELLE 1/20



COUPE I-I

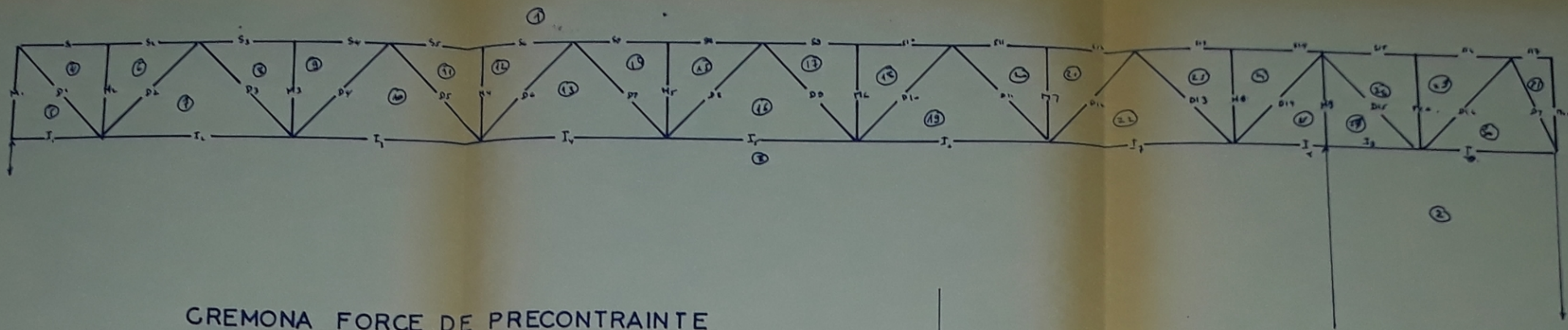
ECHELLE 1/10

- 1) Epaisseur des cordons de soudure: $a = 6\text{mm}$
- 2) Diamètre des trous $d = 18\text{mm}$
- 3) Les raidisseurs (2) sont placés à 145cm ($3l = 3 \times 145$)
- 4) Acier du poteau E24

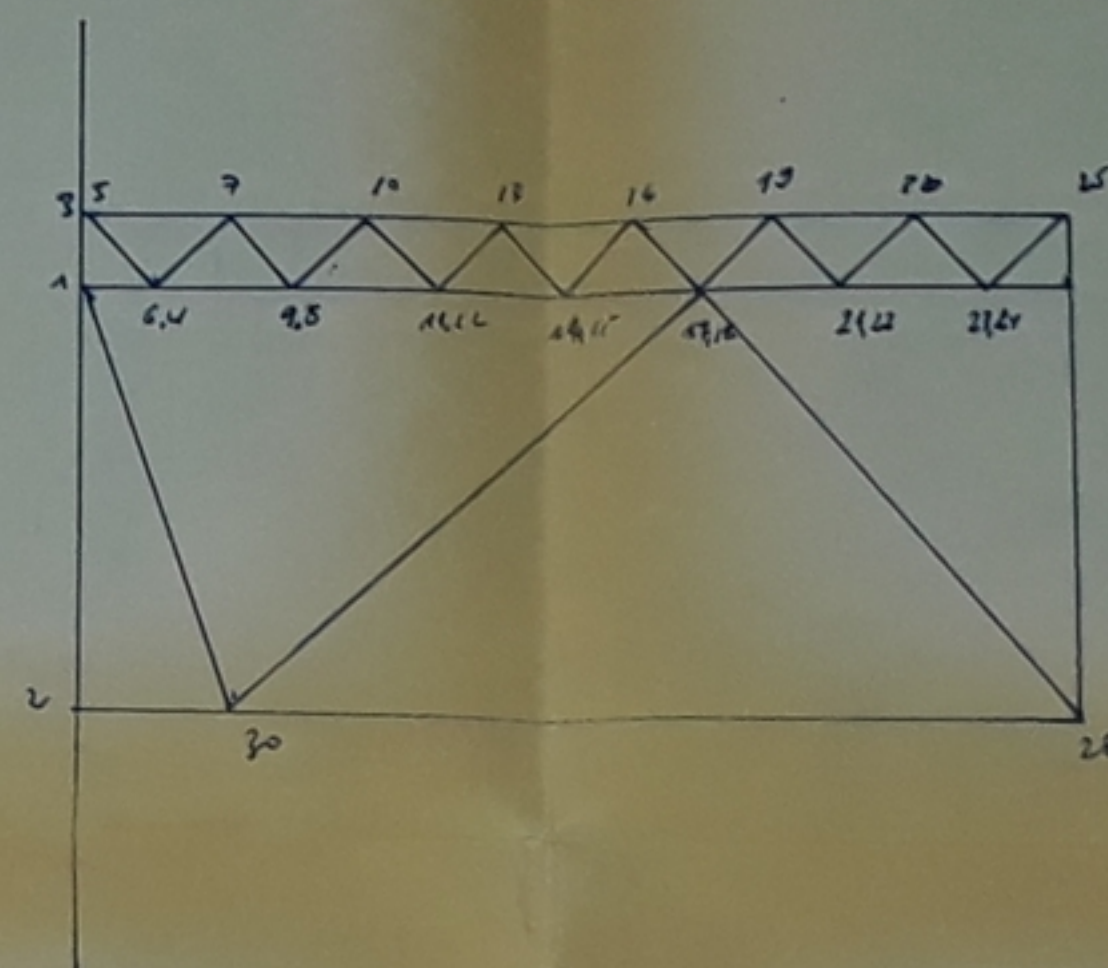
NOMENCLATURE

①	poteau	1 HEA 360	Poids	1652,7	kg
②	2 Raidisseurs		Poids	42	kg
③	1 plaque d'asie		Poids	68	kg
④	1 journal		Poids	≈ 100	kg
			Poids total du poteau	1863	kg

COUPE I-I ECHELLE 1/10



GREMONA FORCE DE PRECONTRAINTE

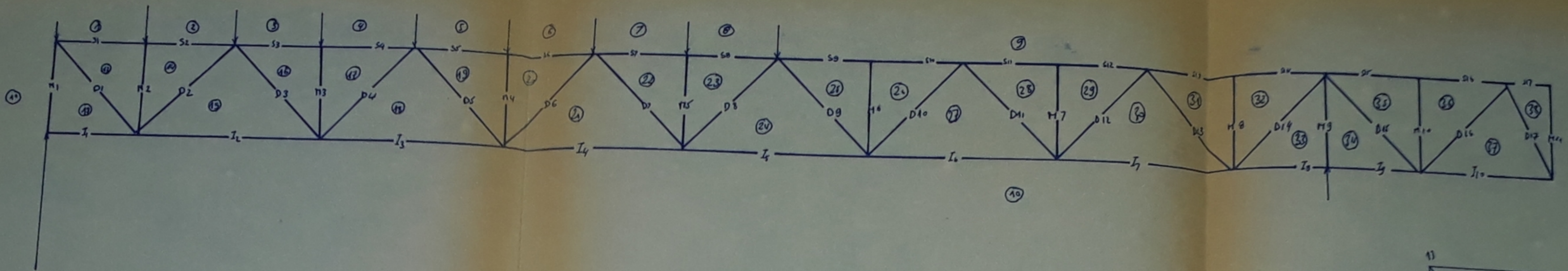


Barre	F_e	Barre	F_e	Barre	F_c	Barre	F_c
S1	5	D1	-12	M1	-10	I1	-9
S2	5	D2	+12	M2	-	I2	-12
S3	2	D3	-12	M3	-	I3	-28
S4	2	D4	+12	M4	-	I4	-43
S5	35	D5	-12	M5	-	I5	-59
S6	35	D6	+12	M6	-	I6	-75
S7	51	D7	-12	M7	-	I7	-89
S8	51	D8	+12	M8	-	I8	-110
S9	67	D9	-12	M9	-	I9	-110
S10	67	D10	+12	M10	60	I10	-150
S11	82	D11	-12	M11	-		
S12	82	D12	+12		-		
S13	95	D13	-12				
S14	95	D14	+12				
S15	67	D15	-62				
S16	67	D16	+70				
S17	0	D17	-50				

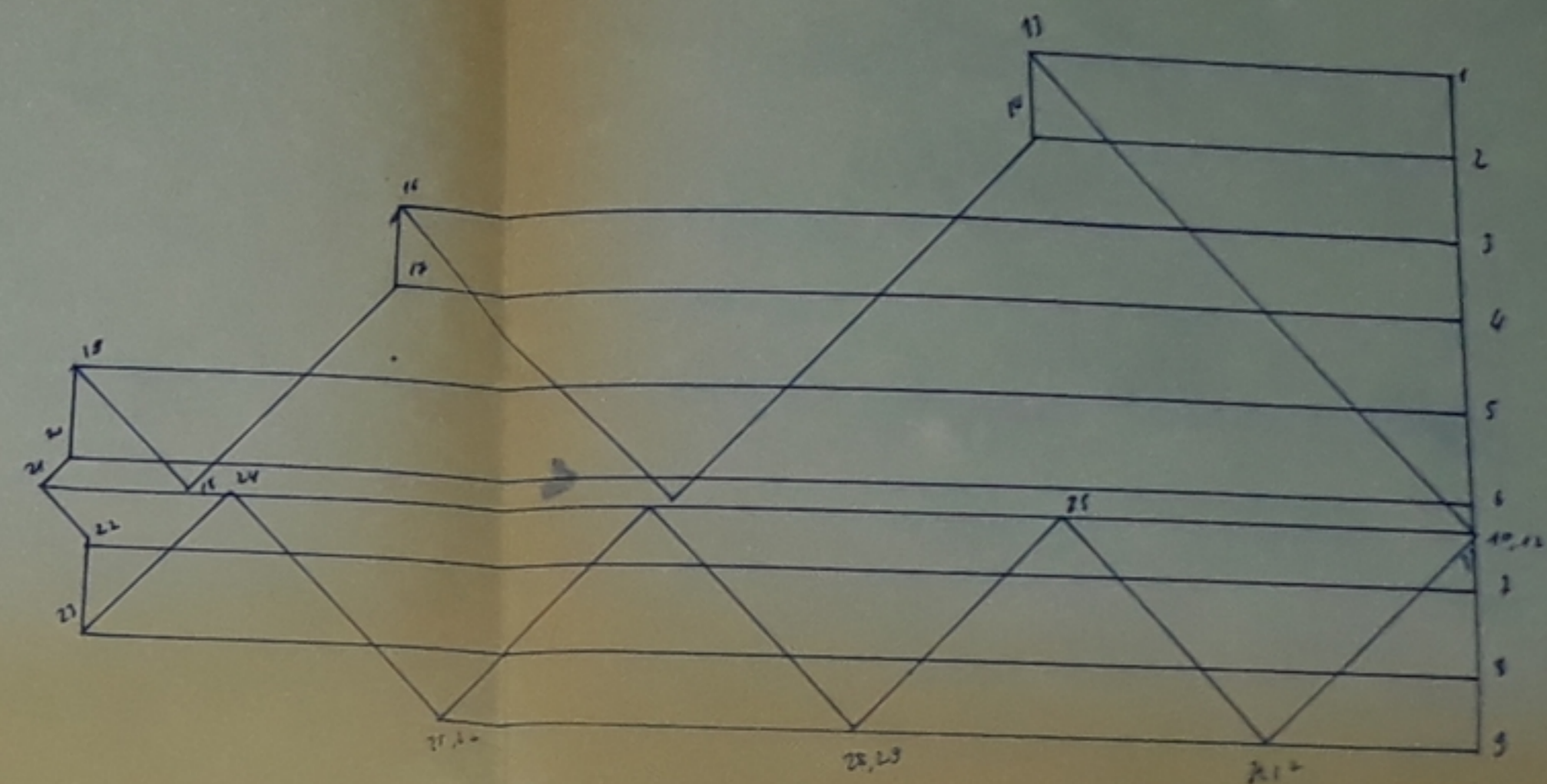
ECHELLE

Longueurs : 1cm pour 1m
 Forces : 1mm pour 10000N.

PB01475
 - 10 -



CREMONA 1/2 NEIGE GAUCHE



Force	F (t)	Barre	F (t)	Barre	F (t)	Barre	F (t)
S1	-4.68	D1	2.68	M1	-9.36	I1	0
S2	-4.68	D2	-2.45	M2	-9.36	I2	1.26
S3	-4.2	D3	4.18	M3	-9.36	I3	8.25
S4	-4.2	D4	-4.08	M4	-9.36	I4	1.175
S5	-5.4	D5	+0.46	M5	-9.36	I5	7.825
S6	-5.4	D6	-9.153	M6	-	I6	5.775
S7	-5.28	D7	+0.346	M7	-	I7	9.575
S8	-5.28	D8	-9.825	M8	-	I8	7.575
S9	-3.77	D9	1.118	M9	-	I9	-
S10	-3.77	D10	-1.2	M10	-	I10	-
S11	-4.25	D11	1.2	M11	-		
S12	-2.46	D12	-1.2				
S13	-9.6	D13	4.6				
S14	-0.6	D14	0				
S15	-9.6	D15	0				
S16	0	D16	3				
S17	0	D17	0				

ECHELLES

Longueurs

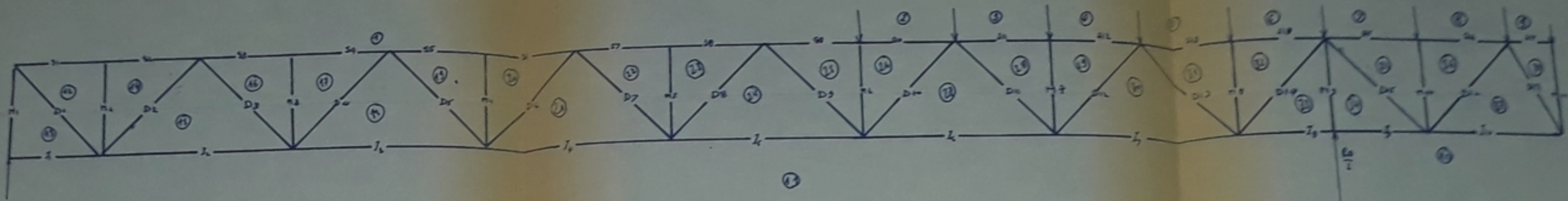
1cm pour 1m

Forces

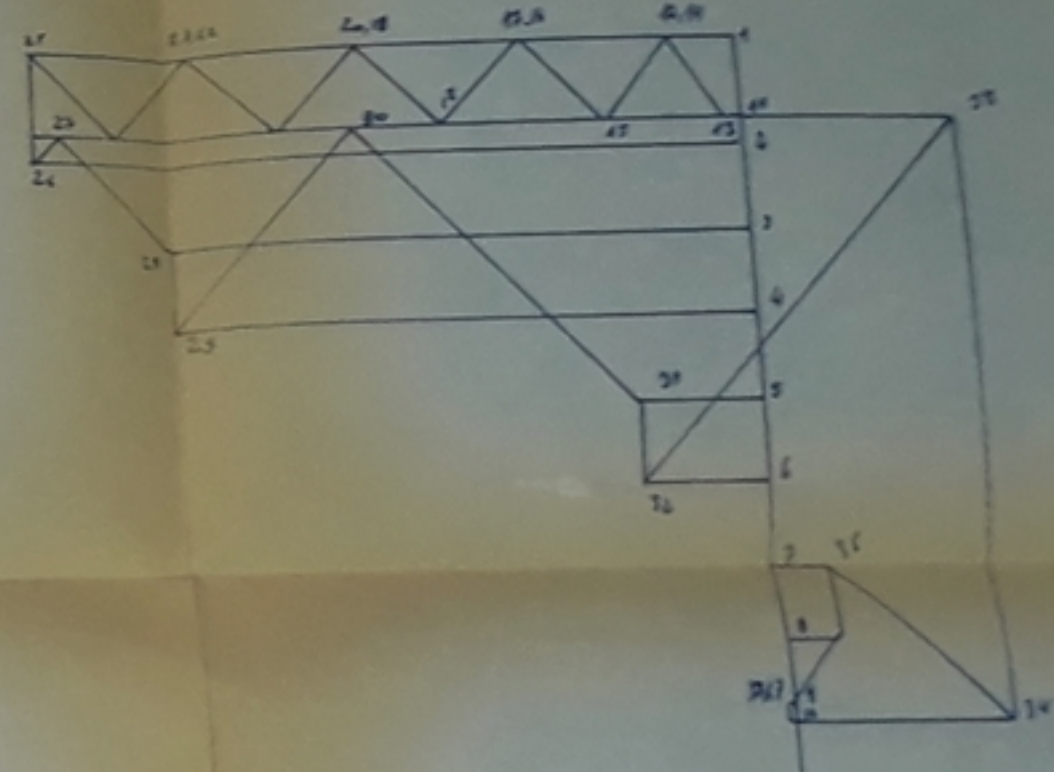
1mm pour 50 daN

PB 01475

- 11 -



CREMONA 1/2 NEIGE DROITE



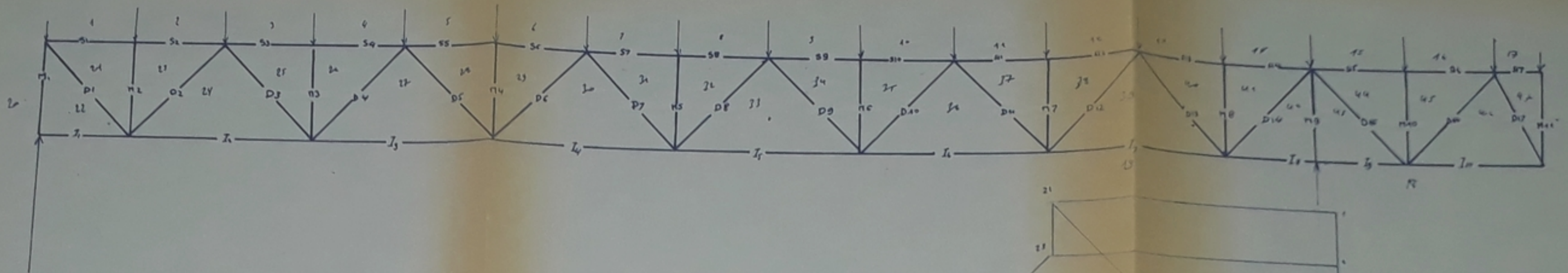
BARRES	F barre	Barres	F (L)	Barres	F (L)	Barres	F (L)
S ₁	-0,24	D ₁	0,42	M ₁	0,34	I ₁	4,06
S ₂	-0,24	D ₂	-0,46	M ₂	0	I ₂	0,57
S ₃	-0,3	D ₃	0,42	M ₃	0	I ₃	1,26
S ₄	-0,3	D ₄	-0,42	M ₄	0	I ₄	1,26
S ₅	-1,53	D ₅	+0,42	M ₅	0	I ₅	2,64
S ₆	-1,53	D ₆	-0,42	M ₆	-0,45	I ₆	2,91
S ₇	-1,93	D ₇	+0,42	M ₇	-0,86	I ₇	1,13
S ₈	-1,93	D ₈	-0,42	M ₈	-0,36	I ₈	0,3
S ₉	-3	D ₉	+0,42	M ₉	-2,61	I ₉	-0,3
S ₁₀	-3	D ₁₀	-0,42	M ₁₀	-0,86	I ₁₀	-0,15
S ₁₁	-2,4	D ₁₁	+0,66	M ₁₁	-0,09		
S ₁₂	-2,4	D ₁₂	-1,14				
S ₁₃	-0,11	D ₁₃	1,62				
S ₁₄	-0,11	D ₁₄	-2,22				
S ₁₅	0,21	D ₁₅	1,96				
S ₁₆	0,21	D ₁₆	-0,39				
S ₁₇	0,06	D ₁₇	1,03				

ECHELLES

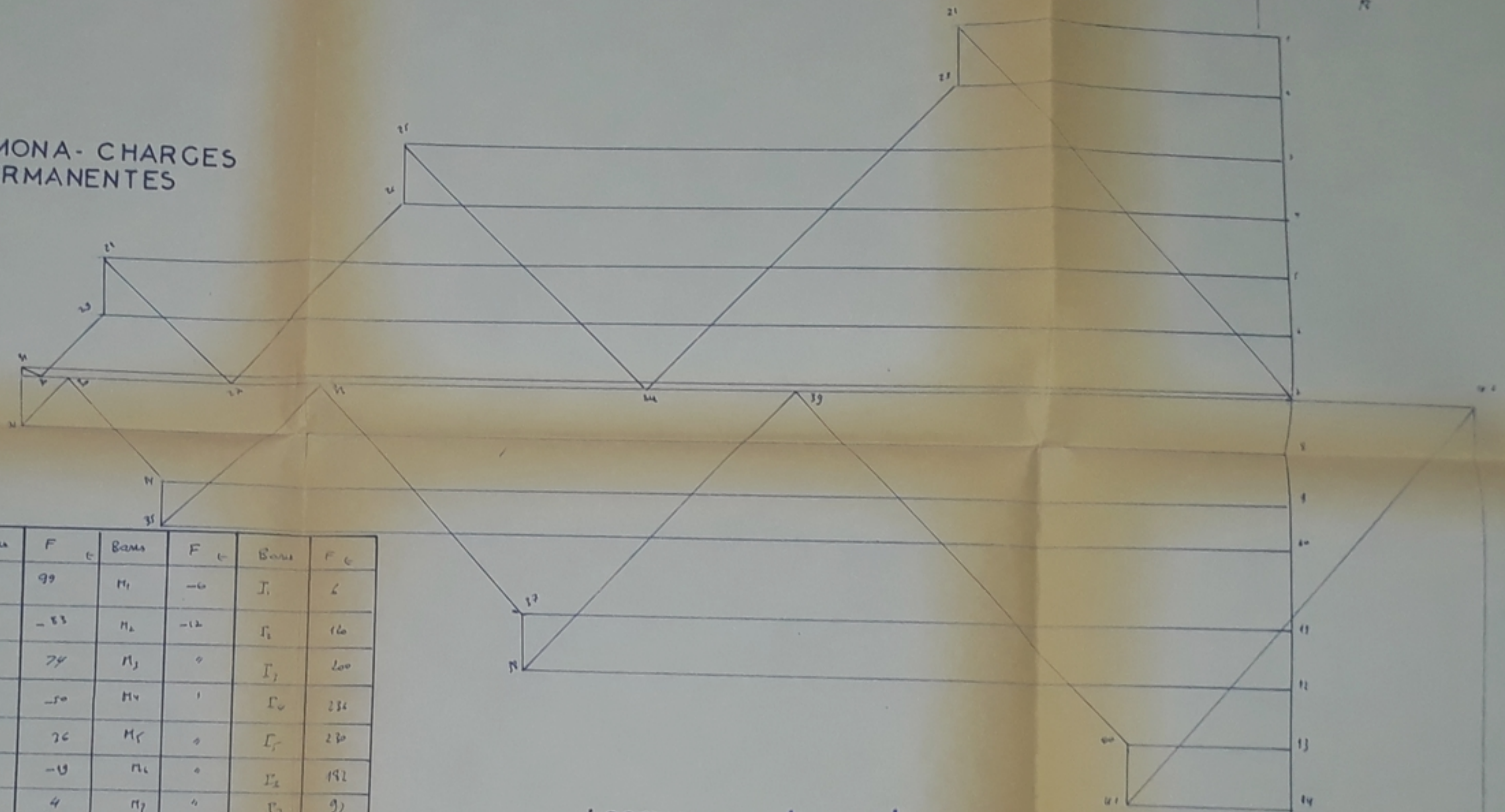
Longueurs : 1cm pour 1m

Forces : 1mm pour 50 daN.

PB02475
12



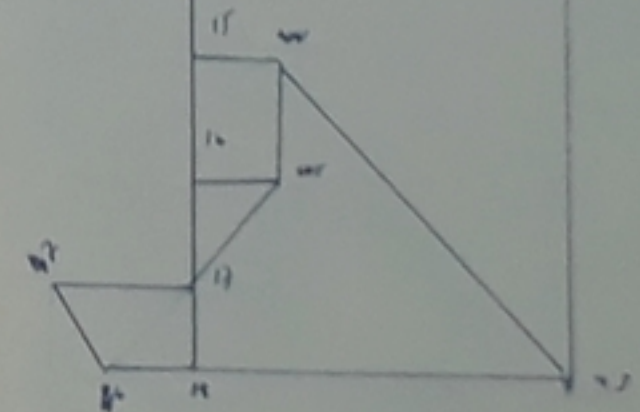
CREMONA - CHARGES
PERMANENTES

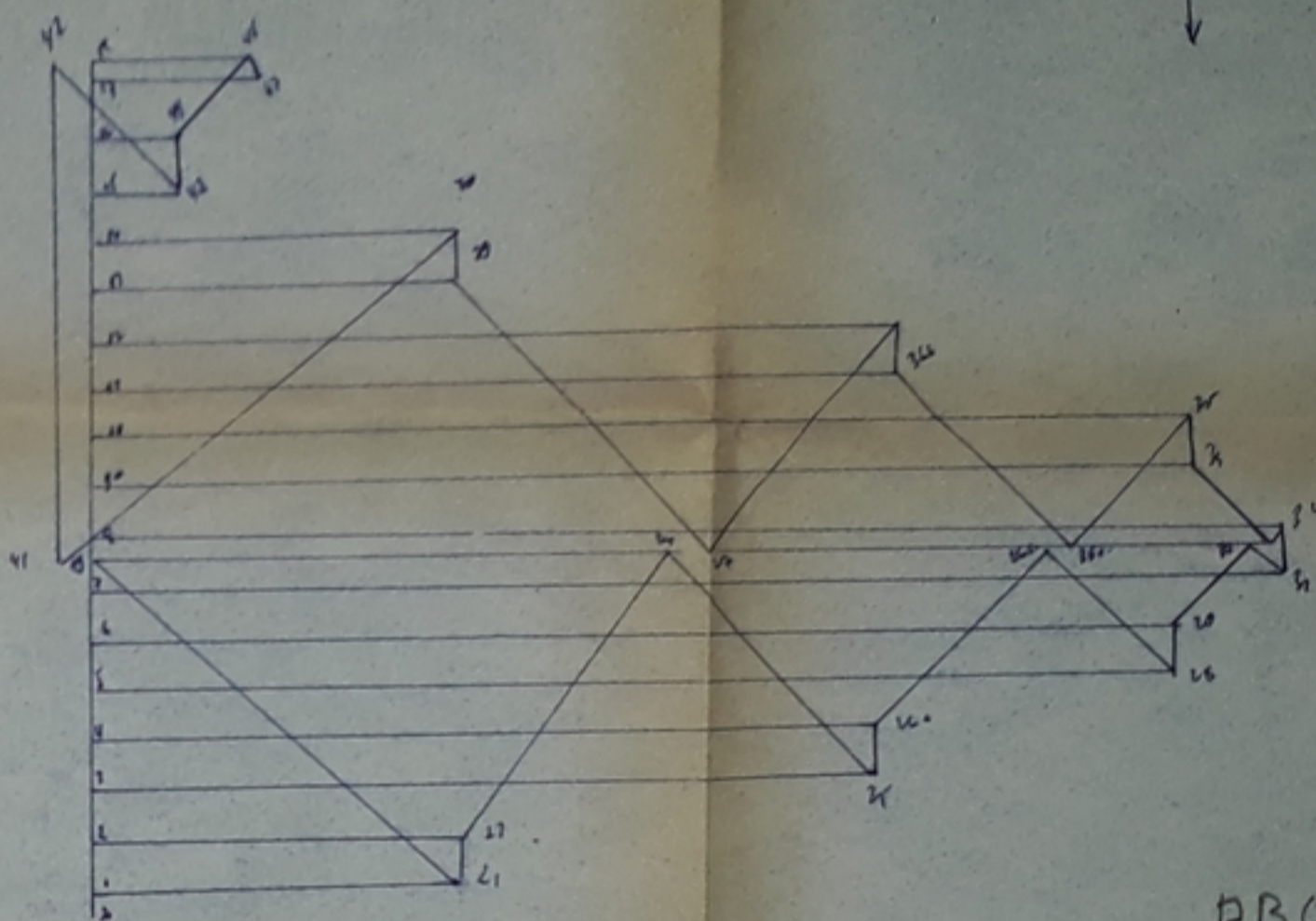
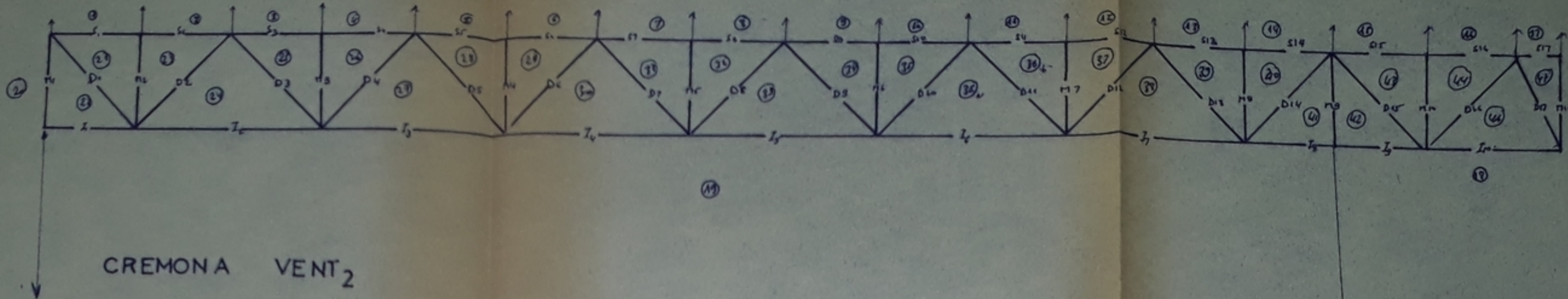


Barre	F _c	Barre	F _c	Barre	F _c	Barre	F _c
S ₁	-68	D ₁	99	M ₁	-6	I ₁	6
S ₂	-68	D ₂	-83	M ₂	-12	I ₂	16
S ₃	-187	D ₃	74	M ₃	0	I ₃	200
S ₄	-187	D ₄	-50	M ₄	1	I ₄	236
S ₅	-232	D ₅	26	M ₅	0	I ₅	230
S ₆	-232	D ₆	-19	M ₆	0	I ₆	192
S ₇	-244	D ₇	4	M ₇	0	I ₇	92
S ₈	-244	D ₈	-13	M ₈	0	I ₈	30
S ₉	-216	D ₉	28	M ₉	0	I ₉	-35
S ₁₀	-212	D ₁₀	-45	M ₁₀	0	I ₁₀	-10
S ₁₁	-152	D ₁₁	59	M ₁₁	-8		
S ₁₂	-152	D ₁₂	-75				
S ₁₃	-40	D ₁₃	30				
S ₁₄	+160	D ₁₄	-103				
S ₁₅	+8	D ₁₅	40				
S ₁₆	+8	D ₁₆	-23				
S ₁₇	+8	D ₁₇	9				

Longueurs 1 cm = 1 m
Forces 1 mm = 705 daN.

2301495
13





PB01475
- 14 -

Ordre	F _e	Barre	F _e	Ordre	F _e	Barre	F _(e)
S ₁	3,68	D ₁	-10,72	M ₁	0,17	I ₁	-0,49
S ₂	3,68	D ₂	+9,97	M ₂	1,2	I ₂	-1,1
S ₃	20,26	D ₃	-9	M ₃	"	I ₃	-2,17
S ₄	25,23	D ₄	+5,4	M ₄	"	I ₄	-25,4
S ₅	25,23	D ₅	-3,3	M ₅	"	I ₅	-24,9
S ₆	24,49	D ₆	+2,05	M ₆	"	I ₆	-19,74
S ₇	24,49	D ₇	-0,47	M ₇	"	I ₇	-10
S ₈	22,9	D ₈	+1,4	M ₈	"	I ₈	-3,44
S ₉	18,04	D ₉	-3,10	M ₉	"	I ₉	-3,76
S ₁₀	12,1	D ₁₀	+4,87	M ₁₀	"	I ₁₀	-1,05
S ₁₁	12,1	D ₁₁	-6,36	M ₁₁	0,12		
S ₁₂	4,75	D ₁₂	+9,10				
S ₁₃	4,75	D ₁₃	-9,76				
S ₁₄	0,27	D ₁₄	11,16				
S ₁₅	0,16	D ₁₅	-4,4				
S ₁₆	0,67	D ₁₆	+3,6				
S ₁₇	0,16	D ₁₇	-1,3				

ECHELLES

FORCES

1 mm pour 200 dar.

LONGUEURS

1 cm pour 1 m.

