

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT : GENIE civil

PROJET DE FIN D'ETUDES

المدرسة الوطنية للعلوم الهندسية
الكتبة
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
BIBLIOTHÈQUE

SUJET

BATIMENT ADMINISTRATIF
(R+5) a ossature metallique

5 PLANCHES

Proposé par :
BATIMETAL

Etudié par :
B. AINOUCHE
H. MORSLI

Dirigé par :
M. CHENAF

PROMOTION : JUIN 85

Spécialité: Genie - civil
Auteur: M. CHENNAF
Des Ingénieurs: AÏNOUCHE - MORSLI

مصلحة ..
موجه
تلميذ مهندس

- الموضوع عماره اداريه ذات خمسه طوابق مكوونه من هيكل معدني .
- الملخص: يتلخص عملنا في دراسة واستنتاج العناصر المقاومه لعماره اداريه ذات خمس طوابق وهيكل معدني ، العماره ذات مناعه للرياح في الاتجاهين الرئيسيين وذلك عن طريق اعمده استقراريه مهمتها تحمل كافة الجهود الافقيه (زلازل ورياح) . الاعمده قابله للدوران في قاعدتها .

Sujet: Bâtiment (R+5) en charpente métallique.....

Résumé: Le thème de notre projet de fin d'étude consiste dans le calcul et l'étude d'un bâtiment administratif (R+5) situé dans la région d'Alger , le bâtiment a une ossature en acier, il est contreventé par des palées de stabilité (en croix de saint andré) dans les deux sens , les poteaux sont supposés articulés à la base ce qui donne une certaine flexibilité à la structure .

Subject: (R+5) Building in steel frame.....

Abstract: The subject of our project consists to calculate and to study an administratif Building (R+5) situated at Algiers région The Building is constitute with a frame of steel , counter winded in it two directions , all the posts are articulates on it bases.

TABLE DES MATIERES

	pages		pages
1. INTRODUCTION	1	5. calcul de la force sismique.....	33
1. objet	1	6. répartition de la force sismique.....	34
2. présentation et conception de l'ouvrage.....	4	8. DISTRIBUTION DES EFFORTS SISMQUES SUR LES PALEES	36
3. matériaux utilisés.....	4	1. détermination du centre de masse.....	36
2. EVALUATION DES CHARGES	7	2. détermination du centre de torsion.....	36
3. PREDIMENSIONNEMENT	8	3. calcul de l'excentricité.....	37
1. Objet	8	4. distribution des efforts sismiques sur les palées de stabilité.....	38
2. prédimensionnement des solives.....	8	9. CALCUL DES EFFORTS ET VERIFICATION DES ELEMENTS	40
3. prédimensionnement des poutres.....	9	1. Objet	40
4. prédimensionnement des poteaux.....	11	2. aperçu sur le programme STRESS.....	40
5. diagonales des palées de contreventement.....	12	3. Combinaisons et vérifications.....	40
4. ESCALIER	14	4. application.....	41
1. type d'escalier.....	14	10. ASSEMBLAGES	51
2. dimensions.....	14	1. Objet	51
3. dimensionnement des éléments porteurs.....	14	2. assemblage poteaux-poutres.....	51
4. vérification de la résistance.....	15	3. assemblage poutres-solives.....	55
5. Dimensionnement de la console d'appui.....	16	4. assemblages d'escalier.....	55
5. PLANCHER	17	5. assemblage poteaux-poteaux.....	56
1. type de plancher utilisé.....	17	6. assemblage des diagonales base de poteaux : plaques d'assise tiges d'ancrage.....	58
2. Coffrage d'un panneau de dalle.....	17	11. FONDATIONS	64
3. calcul des efforts (M, T).....	17	1. Introduction.....	64
4. calcul de la section d'acier.....	18	2. caractéristiques du sol.....	65
5. choix du ferrailage.....	18	3. calcul des fondations.....	66
6. vérifications.....	19	4. longrines.....	74
7. étude de la section mixte.....	19	5. dallage.....	74
8. connecteurs.....	20	6. calcul de tassement.....	75
9. vérifications.....	22	12. CONCLUSIONS	78
6. ETUDE AU VENT	23		
1. Pression du vent sur le bâtiment.....	23		
2. pression du vent sur l'appentis.....	24		
7. ETUDE AU SEISME	26		
1. objet.....	26		
2. choix du modèle mathématique.....	26		
3. méthode appliquée.....	26		
4. calcul de la période du 2 ^e mode.....	30		

6 PLANS.

1 - INTRODUCTION.

1. OBJET :

Ce projet de fin d'étude consiste à étudier et calculer les éléments résistants d'un bâtiment à étages (R+5) à ossature en acier et à usage administratif, implanté dans la région d'Alger (zone deux II de moyenne sismicité)...

2. PRESENTATION ET CONCEPTION DE L'OUVRAGE :

2.1. Mode de construction :

Le bâtiment a été conçu de manière simple, il appartient à la catégorie : ossature articulée avec appuis continus (classement MITTAG), ce qui veut dire :

- Les poteaux sont articulés à la base,
- Les poutres sont articulées aux poteaux.

On constate dans ce cas que ce système est instable ou déformable sous la moindre action horizontale, donc il est indispensable de prévoir un système de contreventement qui assure la stabilité du bâtiment.

2.2. Système de contreventement :

- Contreventement vertical : assuré par des palées de stabilité triangulées (en croix de saint-andré), suffisamment rigides.
- Contreventement horizontal : assuré par les planchers rigides.

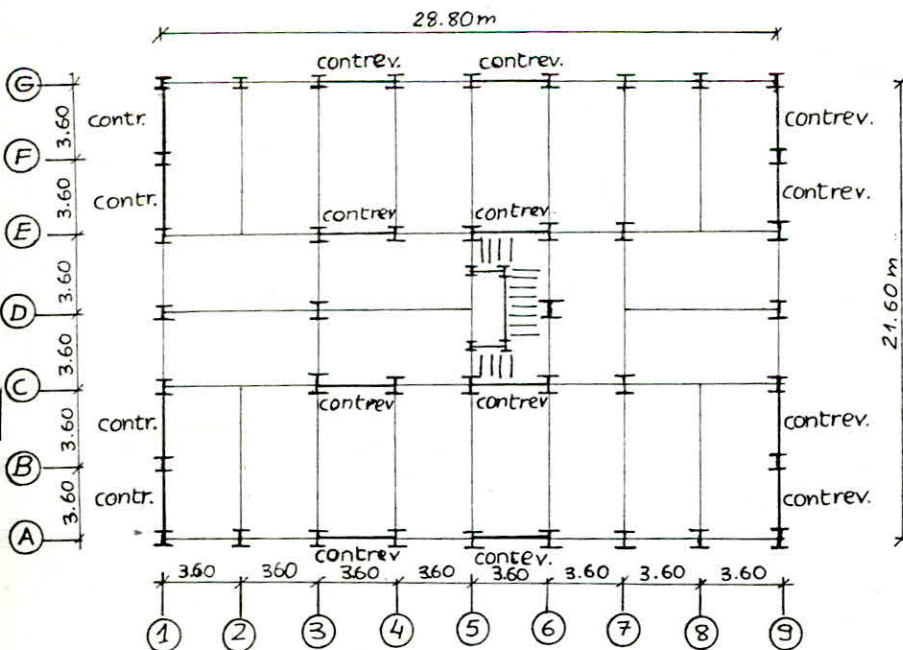
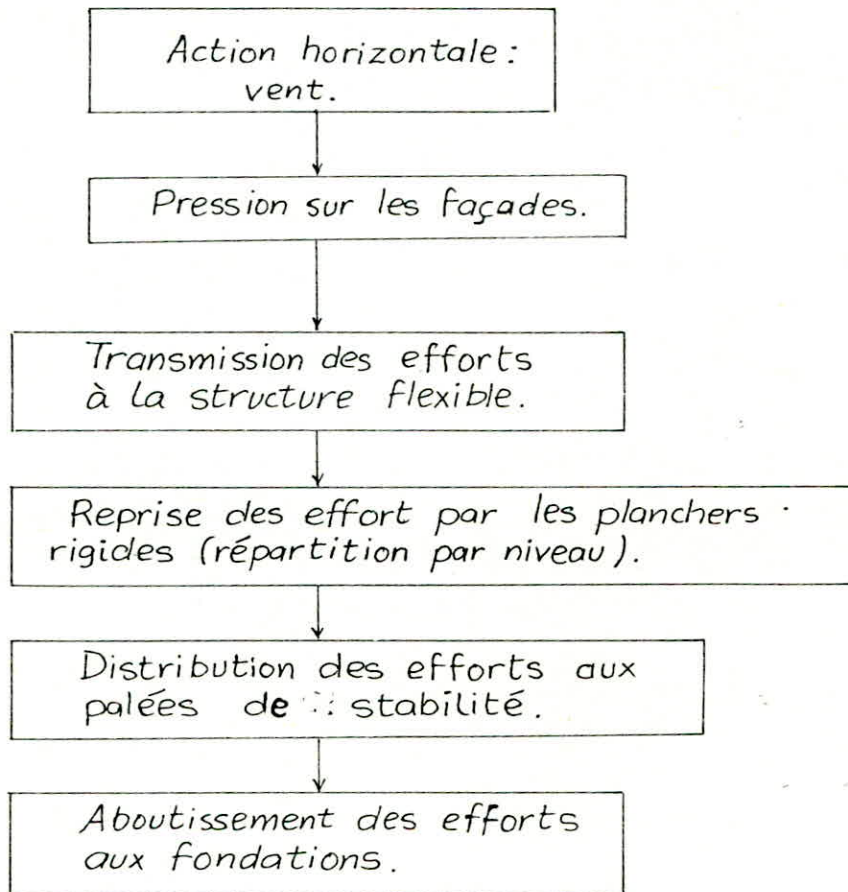


Schéma
d'implantation

(Figure 1)

Les palées de stabilité seront dimensionnées sous l'action sismique réglementaire (qui est, comme on le verra plus tard, plus défavorable que le vent.) . Néanmoins, pour illustrer le rôle primordiale des palées de stabilité, il est intéressant de donner schématiquement ce qu'on appelle le cheminement des efforts (par exemple sous l'action du vent) :



2.3. Choix du plancher :

Le plancher est constitué des éléments suivants :

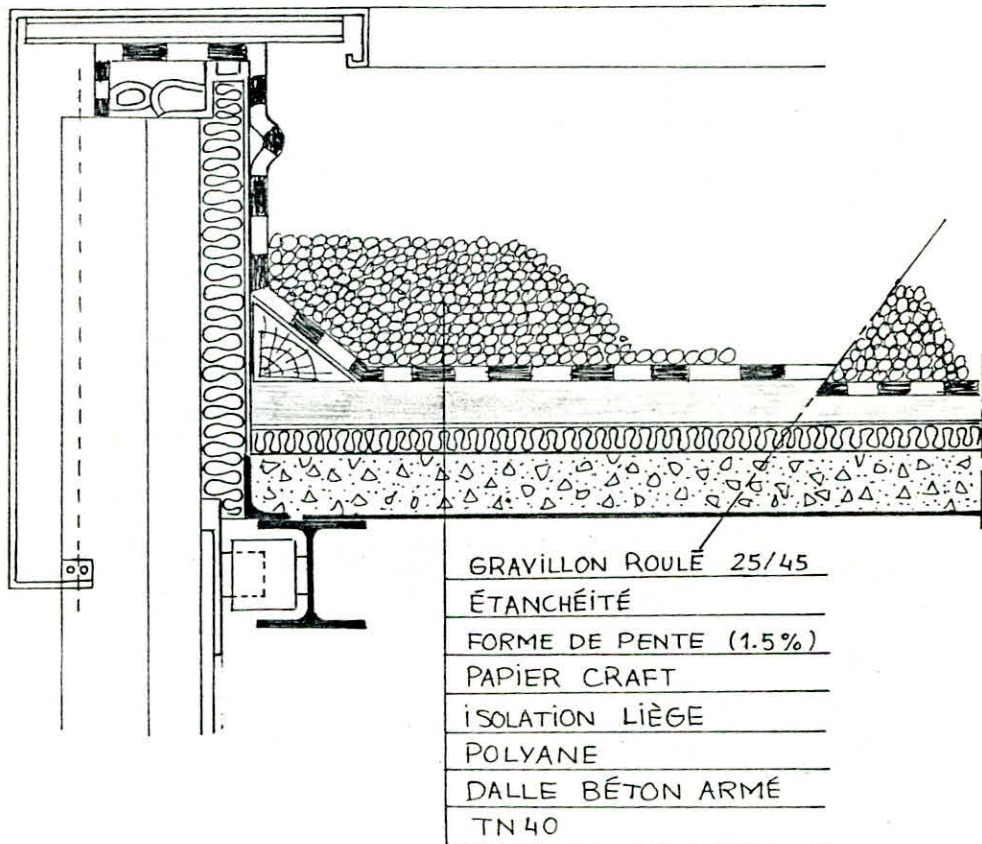
- Solives, d'entre-axe : 1.20 m
- Bac d'acier : formé par une tôle nervurée TN40 (galvanisée).
- Dalle en béton armé d'épaisseur 10cm coffrée et supportée par le bac d'acier (coffrage perdu) .
- Connecteurs : assurant la liaison parfaite de la dalle au bac d'acier et au poutrelles métalliques .

2.4. Façades :

Constituées par des murs rideaux (en forme de panneaux), appuyées sur la structure .

Ce procédé possède plusieurs avantages :

- Légèreté .
- Isolation thermique et acoustique .
- Résistance aux chocs (vent, éventuellement séisme)

2.5. Acrotère :ACROTÈRE2.6. Escalier et Ascenseur :

Une cage d'escalier métallique, dans laquelle est incorporée la cage d'ascenseur, assure la circulation verticale d'un étage à l'autre.

2.7. Infrastructure :

Le bâtiment est fondé sur un sol ferme, et le mode de fondation sera déterminé après examen et exploitation du rapport de sol.

2.8. Sollicitations prises en compte dans les calculs :

- Charges permanentes
- Surcharges d'exploitation.
- Surcharges climatiques.
- Séisme.
- Effet de la température.

3. MATÉRIAUX UTILISÉS :

3.1. Gros-œuvre :

3.1.1. Béton : dosé à 350 kg/m^3 de ciment CPA325, non contrôlé.

contrainte admissibles :

- en compression simple : $\bar{\sigma}'_{b0} = \begin{cases} 68.5 \text{ kg/cm}^2 & (\text{Sous SP1}) \\ 103 & \text{ // } & (\text{Sous SP2}) \end{cases}$

- en flexion simple : $\bar{\sigma}'_b = \begin{cases} 137 \text{ kg/cm}^2 & (\text{SP1}) \\ 206 & \text{ // } & (\text{SP2}) \end{cases}$

- en traction (référence) : $\sigma'_b = \begin{cases} 5.9 \text{ kg/cm}^2 & (\text{SP1}) \\ 8.9 & \text{ // } & (\text{SP2}) \end{cases}$

* Module de déformation :

- instantané : $E_i = 3.8 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$

- longue durée d'application : $E_v = \frac{E_i}{3} = 1.26 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$

3.1.2. Aciers de ferrailage :

- Barres d'aciers à haute adhérence HA de nuance E40, diamètre $\varnothing \leq 20$
- Treillis soudé TS : dimension standard disponible ($\sigma_e = 5300$), $\varnothing \leq 6$

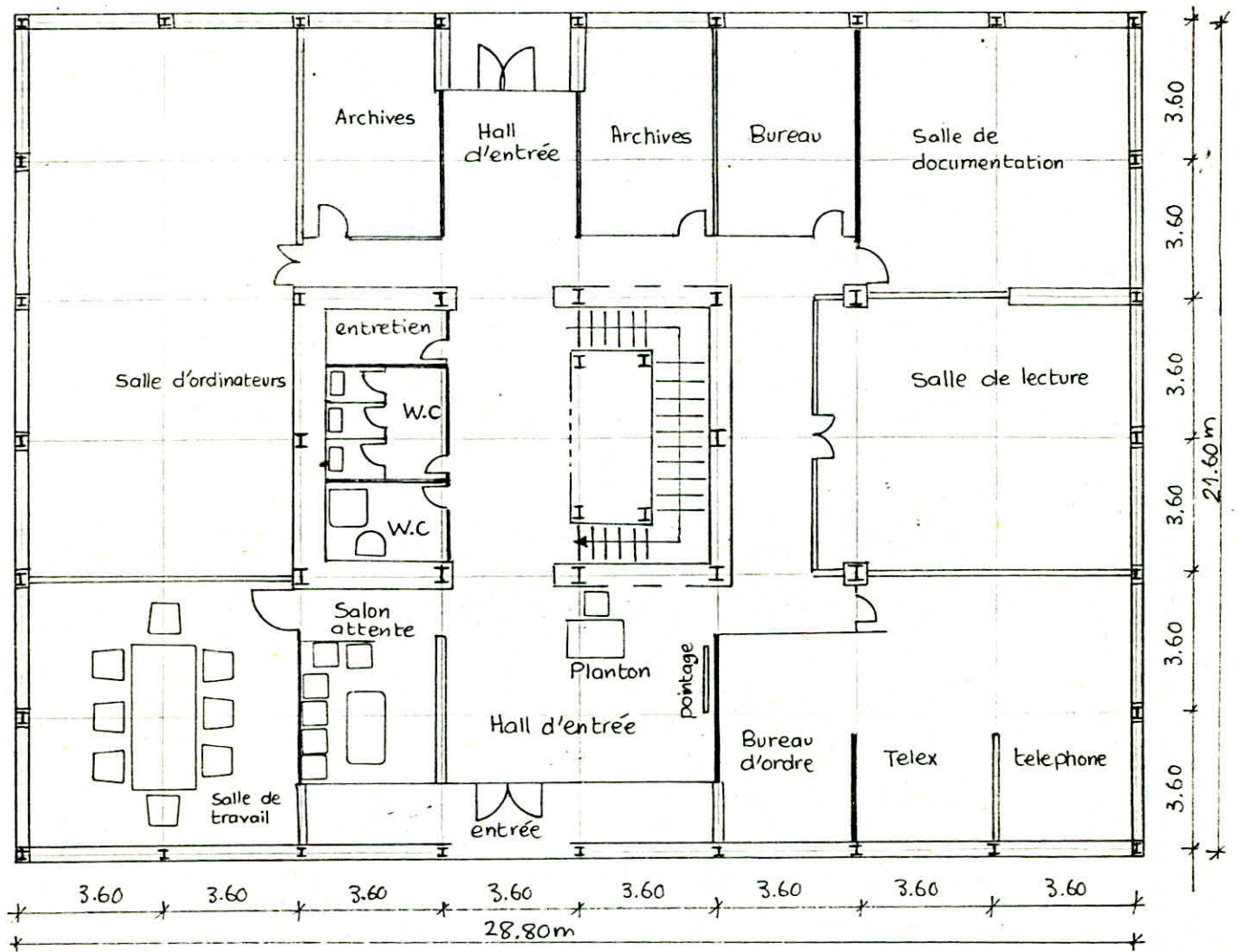
3.2. Charpente métallique :

3.2.1. Ossature : En profilés laminés produits avec l'acier de nuance E24, après calcul on choisit le profilé dans la gamme de profilés dans le catalogue OTUA.

3.2.2. Assemblages : Essentiellement on a utiliser deux procédés d'assemblages :

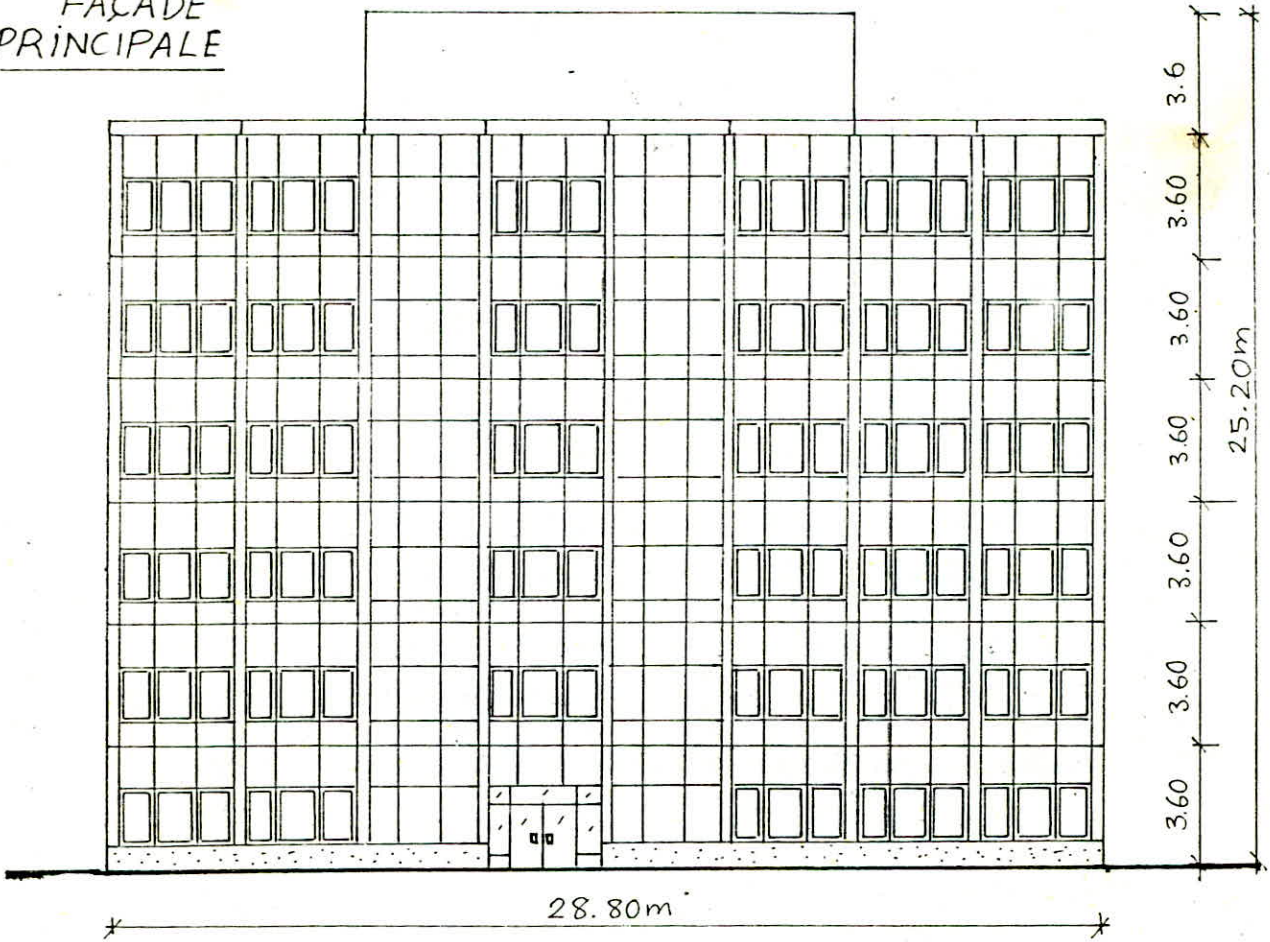
- Boulonnage ordinaire : opération qui sera effectuée en chantier.
- La soudure : Opération qui sera effectuée soigneusement en Atelier pour des raisons de sécurité et de performance.

PLAN DE REZ DE CHAUSSEE

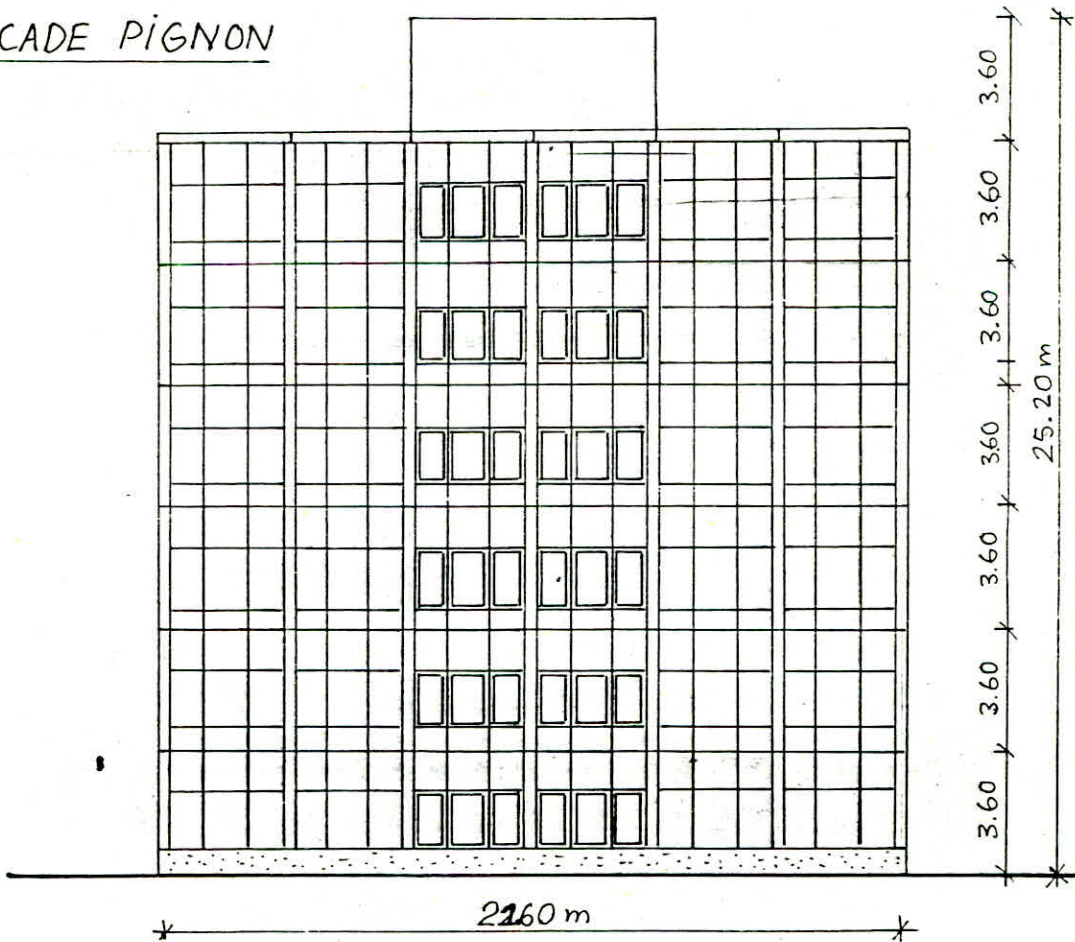


- Les étages supérieurs (courants) sont aménagés en bureaux .

FACADE PRINCIPALE



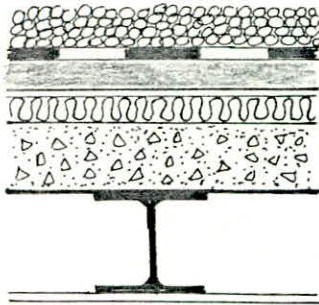
FACADE PIGNON



2 - EVALUATION DES CHARGES

1. CHARGES PERMANENTES :

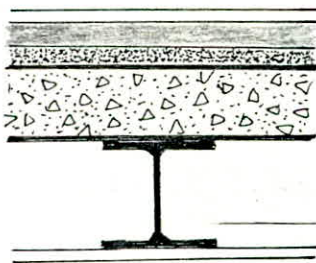
1.1. Plancher terrasse :



- protection gravillon (25/45)	90 daN/m ²
- étanchéité multicouche	10 "
- forme de pente (1.5%)	140 "
- isolation (liège 4cm)	16 "
- pare vapeur (polyane) + papier CRAFT	5 "
- dalle béton armé	250
- Tôle nervurée TN40	10
- faux plafond (placoplâtre)	28

$$\Sigma = 519 \text{ daN/m}^2$$

1.2. Plancher courant :



- Carrellage	40 daN/m ²
- mortier de pose	35 "
- Sable stabilisé	54 "
- Dalle en béton armé	250 "
- TN40	10 "
- faux plafond	28 "
- cloisons	75 "

$$\Sigma = 492 \text{ daN/m}^2$$

2. SURCHARGES D'EXPLOITATION :

- plancher terrasse (inaccessible)	100 daN/m ²
- plancher étage courant (usage bureaux)	250 "
- escaliers (usage bureaux)	400 "
- plancher salle de machines	500 "

3. SURCHARGES CLIMATIQUES :

- poids de la neige (région d'Alger)	20 daN/m ²
- vent : voir partie étude au vent	

3. PREDIMENSIONNEMENT

1. OBJET :

Le prédimensionnement a pour but de déterminer l'ordre de grandeur de chaque élément porteur ou résistant (poutres, poteaux, diagonales de contreventement) afin de pouvoir faire plus tard les vérifications d'ensemble des portiques soumis aux charges verticales et horizontales.

Donc, en quelque sorte, les résultats du prédimensionnement servent comme données initiales pour déterminer les efforts au moyen d'ordinateur (en utilisant le programme STRESS spécialisé dans le calcul de structure) ceci dans les différents portiques contreventés.

remarque : Le prédimensionnement de certains éléments constitue un dimensionnement final (solives, poutres et poteaux appartenant aux portiques non contreventés).

2. Dimensionnement des solives :

Les solives sont articulées à leurs extrémités (attachées aux âmes des poutres par des boulons ordinaires), les solives sont soumises uniquement aux charges verticales uniformément réparties (dûes aux planchers).

On détermine la section de la solive à l'aide du critère de *déformabilité* qui est en général plus défavorable que le critère de résistance.

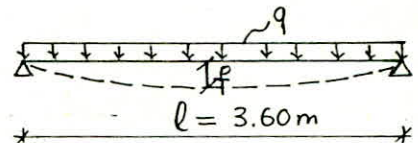
La flèche à mi-travée est donnée par :

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{q l^4}{EI} \leq \frac{l}{300} = \bar{f}$$

avec q = charge totale réelle (non pondérée).

$$\Rightarrow I \geq \frac{1500}{384} \frac{q l^3}{E} \rightarrow \text{profilé IPE}$$

choisit dans l'OTUA.



vérification de la résistance :

$$\sigma = \frac{q^* l^2}{8 W_x} \leq \sigma_{en} \quad \text{avec } q^* = \text{charge totale pondérée.}$$

On donne le résultat du calcul dans le tableau suivant :

planchers niveau	l (m)	l' (m)	q (daN/m)	profilé	I_x (cm ⁴)	W_x (cm ³)	f (cm)	\bar{f} (cm)	M_{pond}^{max} (daN·m)	σ (daN/cm ²)
+25.20 et +21.60 hors Salle de machines	3.60	1.20	809	IPE160	869	109	0.97	1.20	1768	1622
+21.60 Salle de machines	3.60	1.20	1253	IPE180	1317	146	0.99	1.20	2869	1964
Courant	3.60	1.20	920	IPE160	869	109	1.10	1.20	2069	1898

3. PREDIMENSIONNEMENT DE POUTRES :

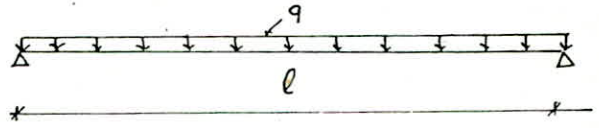
Les poutres sont articulées, et soumises aux charges verticales.

3.1. Procédé de calcul :

a/ poutres chargées uniformément :

$$f = \frac{5}{384} \frac{q l^4}{EI} \leq \frac{l}{300}$$

$$\Rightarrow I \geq \frac{1500}{384} \frac{q l^3}{E} \rightarrow \text{profilé}$$



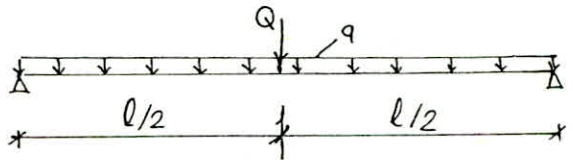
vérification de la résistance : $\sigma = \frac{M^{\max}}{W_x} = \frac{q_{\text{pond}} \cdot l^2}{8 W_x} \leq \sigma_{\text{en}}$

b/ poutres soumises à une charge uniforme et une charge concentrée :

$$f = \frac{5}{384} \frac{q l^4}{EI} + \frac{Q l^3}{48 EI} \leq \bar{f}$$

$$\bar{f} = \begin{cases} \frac{l}{300} & \text{poutres ne recevant pas de poteaux} \\ \frac{l}{500} & \text{poutres recevant un poteau ou un mur en maçonnerie} \end{cases}$$

(CM66, art. 5.252)
.251



$$\Rightarrow I \rightarrow \text{profilé}$$

vérification de la résistance : $\sigma = \frac{M_1^{\max} + M_2^{\max}}{W_x} = \frac{q_{\text{pond}} \frac{l^2}{8} + Q_{\text{pond}} \frac{l}{4}}{W_x} \leq \sigma_{\text{en}}$

3.2. Tableaux des résultats :

● Niveau : +25.20 :

poutres	CE4-CE5-CE6	CD3-CD7 DE3-DE7	C45- E34-	C34- C56- C67 E45- E56- E67
profilés	IPE400	HEA160	HEA140	LPN140

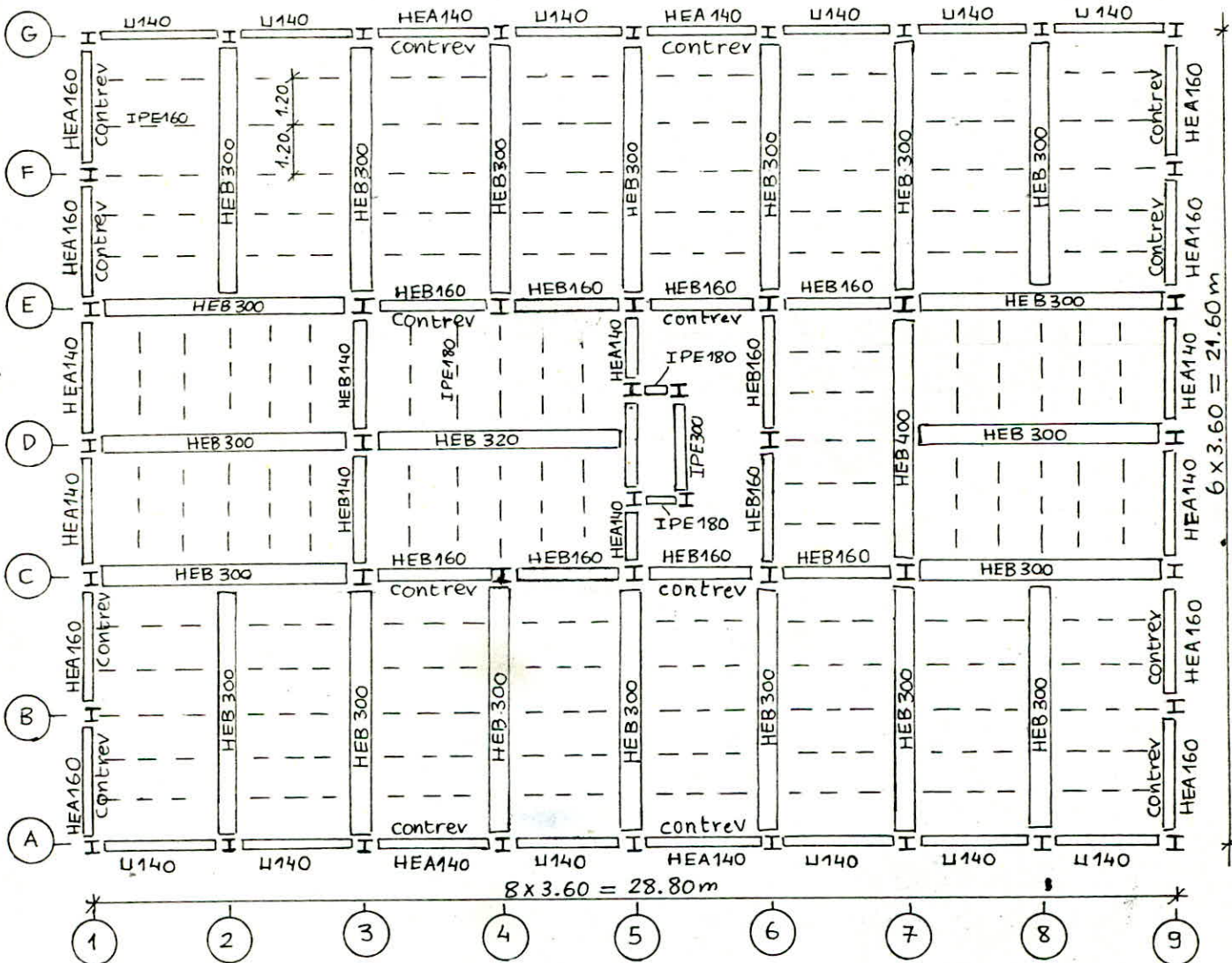
● Niveau + 21.60 :

poutres	AB1-AB9-BC1-BC9 EF1-EF9-FG1-FG9	CD1-CD9-DE1-DE9 A34 -A56-G34-G56	A12-A23- A45-A67-A78-A89 G12- G23- G45-G67-G78-G89	
profilés	HEA160	HEA140	LPN 140	
poutres	AC2-AC3-AC4-AC5-AC6-AC7-AC8 EG2-EG3-EG4-EG5-EG6-EG7-EG8	D13- D79-	D35	C34-C45- C56- C67- E34 E45- E56- E67- CD6- DE6
profilés	HEB 300	HEB300	HEB320	HEB 160
poutres	CD3- DE3	C15- HE5	C13- C79- E13- E79	CE7
profilés	HEB140	HEA140	HEB 300	HEB400

• Niveaux +3.60, +7.20, +10.80, +14.40, +18.00

poutres	AB1 - AB9 - BC1 - BC9 EF1 - EF9 - FG1 - FG9	CD1 - CD9 - DE1 - DE9 A34 - A56 - G34 - G56	A12 - A23 - A45 - A67 - A78 - A89 G12 - G23 - G45 - G67 - G78 - G89		
profilés	HEA 160	HEA 140	L140		
poutres	AC2 - AC3 - AC4 - AC5 - AC6 - AC7 - AC8 EG2 - EG3 - EG4 - EG5 - EG6 - EG7 - EG8	D13 - D79	D35		
profilés	HEB 300	HEB 300	HEB 300		
poutres	C34 - C45 - C56 - C67 - E34 E45 - E56 - E67 - CD6 - DE6	CD3 - DE3	CI5 - HE5	C13 - C79 - E13 - E79	CE7
profilés	HEA 160	HEA 140	HEB140	HEB 300	HEB 300

Niveau +21.60 :



4. PREDIMENSIONNEMENT DES POTEAUX :

Les poteaux sont articulés à la base, et dans leur prédimensionnement on ne tient compte que de la charge verticale.

condition des éléments travaillant à la compression : $k \sigma \leq \sigma_{en}$ (CM66. 3.411)

avec : k = coefficient de flambement.

$\sigma = \frac{N}{A}$ = contrainte pondérée de compression simple.

N = effort normal à la base du poteau dû à la charge verticale, et d'après CM66.art. 5.112 l'effort normal est majoré de :

- 5% pour les poteaux intérieurs.
- 10% " " de rive.
- 15% " " d'angles.

4.1. Etapes de calcul :

- a/ On effectue d'abord la descente de charges.
- b/ On détermine la combinaison la plus défavorable puis on majore selon l'article 5.112 CM66.
- c/ On choisit un profilé qui convient plus ou moins (OTUA) avec sa section A et son rayon de giration i_{min} .
- d/ On calcule l'élanement $\lambda = \frac{l_f}{i_{min}}$ (l_f : long. de flamb.)
- e/ à partir de λ on tire k (CM66. annexe. 13.411)
- f/ enfin on vérifie la condition : $k \sigma \leq \sigma_{en}$

4.2. Tableau des résultats :

poteaux	A1_ B1_ C1_ D1_ E1_ F1_ G1 A9_ B9_ C9_ D9_ E9_ F9_ G9	A2_ A3_ A4_ A5_ A6_ A7_ A8 G2_ G3_ G4_ G5_ G6_ G7_ G8	
profilés	HEB 240	HEB 240	
poteaux	C3_ C4_ C5_ C6_ C7_ D3_ D7 E3_ E4_ E5_ E6_ E7_	Salle de machine	cage d'ascenseur
profilés	HEB 340	HEA 140	HEA 180

- conclusion : poteaux périphériques : HEB 240
poteaux centraux : HEB 340

5. DIAGONALES DES PALÉES DE CONTREVENTEMENT ;

5.1. Etude au séisme préliminaire ;

Force sismique est donnée par : $V = ADBQW$ (RPA 81)

a/ $A = 0.15$: coefficient d'accélération des zones .

b/ $D =$ facteur d'amplification dynamique moyen :

$$D = 2 \sqrt{\frac{0.3}{T}} \quad (\text{sol ferme})$$

avec $T = 0.08 \frac{H}{\sqrt{L}} \sqrt{\frac{H}{L+H}}$ cas de contreventement par palées triangulées .

sens longitudinal : $T = 0.08 \cdot \frac{21.60}{\sqrt{28.80}} \sqrt{\frac{21.60}{28.80+21.60}} = 0.21 \text{ sec.} \rightarrow D = 2$

sens transversal : $T = 0.08 \frac{21.60}{\sqrt{21.60}} \sqrt{\frac{21.60}{2 \times 21.60}} = 0.26 \text{ sec.} \rightarrow D = 2$

c/ coefficient de comportement de la structure : $B = 0.25$

d/ Facteur de qualité : $Q = 1 + \sum_{q=1}^6 P_q = 1.2$

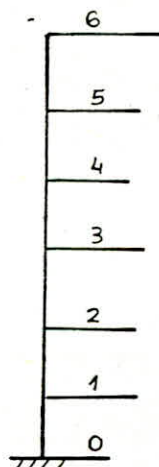
e/ Poids de l'ouvrage : W

- niveau +21.60 : $W_6 = 494524 \text{ daN}$
- planchers courants : $W_5 = \dots = W_1 = 435385 \text{ daN}$
- niveau +0.00 : $W_0 = 14674 \text{ daN}$

Donc : $W = W_0 + 5W_1 + W_6 = 2686123 \text{ daN}$

calcul de V :

$V = V_0 = V_t = 0.15 \times 2 \times 0.25 \times 1.2 \times 2686123 = 241751 \text{ daN}$



5.2. Distribution de la force sismique laterale V :

$F_k = \frac{(V - F_t) W_k h_k}{\sum_{i=1}^n W_i h_i}$ avec $\left. \begin{matrix} T_0 < 0.75 \\ T_t < 0.75 \end{matrix} \right\} \rightarrow F_t = 0$

niveau	W_k (daN)	h_k (m)	$W_k h_k$ (daN·m)	F_k (daN)
6	494524	21.60	10681740	75523
5	435385	18.00	7836930	55409
4	"	14.40	6269544	44328
3	"	10.80	4702158	33246
2	"	7.20	3134772	22164
1	"	3.60	1567386	11082
		Σ	34192530	

5.3. Calcul de la section des diagonales :

5.3.1. sens longitudinal :

$$N_{D1} \cos 45^\circ = \sum F_i = 30219 \text{ daN} = \frac{V}{8}$$

$$\Rightarrow N_{D1} = 42736 \text{ daN}$$

$$A_{nette} \geq \frac{N_{D1}}{\sigma_n} = 17.81 \text{ cm}^2$$

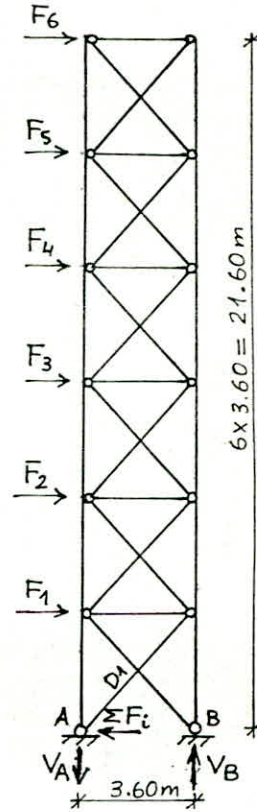
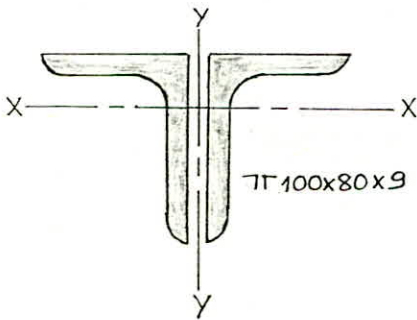
$$\rightarrow \underline{7\Gamma 100 \times 80 \times 9}$$

$$A = 2 \times 15.5 = 31 \text{ cm}^2$$

$$I_x = 2 I_x = 300 \text{ cm}^4$$

vérification de la section nette :

$$A_{nette} = 31 - 2 \times 2 \times 0.9 = 27.4 \text{ cm}^2 > 17.81 \text{ cm}^2$$



5.3.2. sens transversal :

$$N_{D1} \cos \alpha = \sum F_i \quad \alpha = \text{Arctg} \frac{1}{2} = 26,56^\circ$$

$$\Rightarrow N_{D1} = \frac{\sum F_i}{\cos \alpha} = \frac{V}{4 \cos \alpha} = \frac{241751}{4 \times \cos 26,56}$$

$$N_{D1} = 67908 \text{ daN}$$

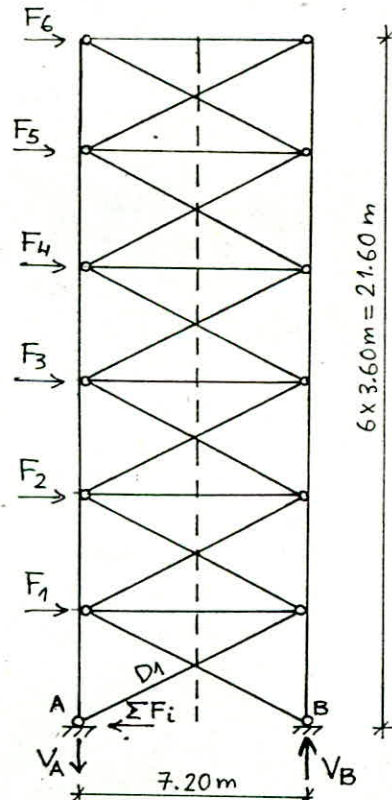
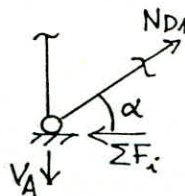
$$A_{nette} \geq \frac{67908}{2400} = 28.3 \text{ cm}^2$$

$$\rightarrow \underline{7\Gamma 120 \times 80 \times 10}$$

$$A = 2 \times 19.1 = 38.2 \text{ cm}^2$$

$$I_x = 2 I_x = 552 \text{ cm}^4$$

$$A_{nette} = 38.2 - 2 \times 2 \times 1 = 34.2 \text{ cm}^2 > 28.3 \text{ cm}^2$$



4. ESCALIER.

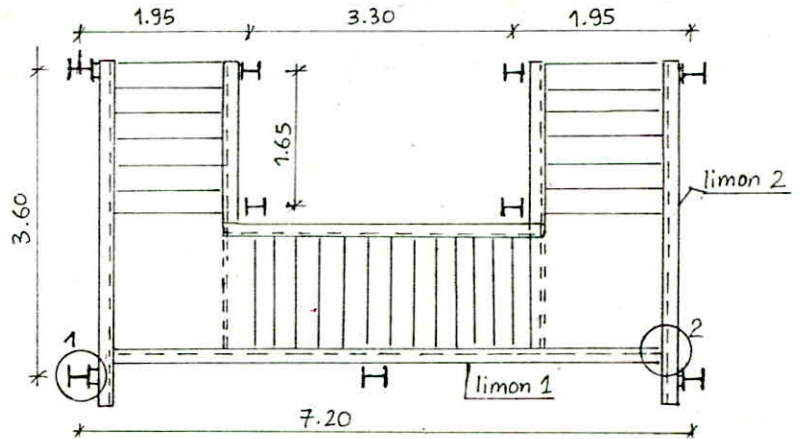
1. TYPE D'ESCALIER :

C'est un escalier droit à trois volées et deux quartiers en palier, tout les éléments sont en acier.

2. DIMENSIONS :

D'après le plan d'architecture et la hauteur d'étages, on déduit les dimensions des marches :

giron : $g = 290 \text{ mm}$.
hauteur : $h = 163.6 \text{ mm}$.



2.1. condition de Blondel :

$$60 \leq g + 2h \leq 64 \text{ (cm)}$$

$$\rightarrow 60 \leq 61.72 \leq 64 \text{ (cm)} \quad \text{vérifiée ...}$$

2.2. inclinaison des limons :

$$\alpha = \text{Arctg}\left(\frac{h}{g}\right) = \text{Arctg}\left(\frac{163.6}{290}\right) = 29^{\circ}25'$$

2.3. Evaluation des charges :

- Tôle striée ép. 5 mm	45 kg/m ²
- Mortier de pose ép. 20 mm	44 "
- revêtement GRANITO ép. 30mm	60 "

$$\bullet \text{ charge permanente} = 149 \text{ "}$$

$$\bullet \text{ surcharge d'exploitation} = 400 \text{ "}$$

3. DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS PORTEURS :

3.1. Cornières de marches : supportants la tôle striée, et dimensionnées par le critère de déformabilité.

$$\text{charge totale uniforme non ponderée : } q = (149 + 400) \times \frac{0.29}{2} = 79.6 \text{ daN/ml}$$

$$\text{la flèche : } f = \frac{5}{384} \cdot \frac{qL^4}{EI} \leq \frac{L}{300}$$

$$\Rightarrow I \geq 3.9 \frac{qL^3}{E} \quad \dots \text{ avec } L = 195 - h(\text{poteau}) - 2 \times b(\text{UPN estimé}).$$

$$L = 150 \text{ cm}$$

$$I \geq 3.9 \times \frac{0.796 \times 150^3}{2.1 \times 10^6} = 5 \text{ cm}^4$$

donc on choisit :

$\Gamma 40 \times 40 \times 5$ $I_x = I_y = 5.43 \text{ cm}^4$ $A = 3.79 \text{ cm}^2$ $W_x = 1.91 \text{ cm}^3$

3.2. Limon 1 :

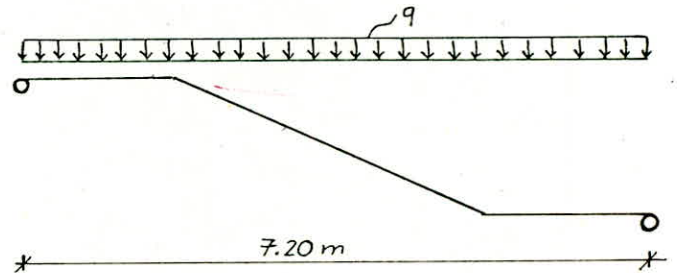
charge non pondérée :

$$q = (149 + 400) \times \frac{1.50}{2} = 411.75 \text{ daN/m}$$

$$I \geq 3.9 \times \frac{4.1175 \times 720^3}{2.1 \times 10^8} = 2859 \text{ cm}^4$$

→

LPN240 $I_x = 3600 \text{ cm}^4$ $W_x = 300 \text{ cm}^3$
--

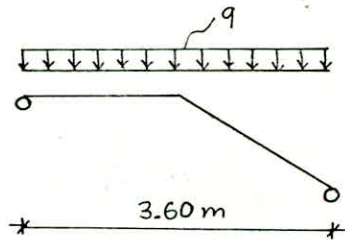


3.3. Limon 2 :

$$I \geq 3.9 \times \frac{4.1175 \times 360^3}{2.1 \times 10^6} = 357 \text{ cm}^4$$

→ par commodité, on prend le même profilé précédent :

LPN240



• Conclusion : Pour des raisons constructives, tous les limons des trois volées seront réalisés par des profilés LPN240.

4. VERIFICATION DE LA RESISTANCE :

4.1. Cornieres des marches :

$$\text{charge totale pondérée : } q^* = \left(\frac{4}{3} \times 149 + \frac{3}{2} \times 400\right) \times \frac{0.29}{2} = 116 \text{ daN/m}$$

donc la contrainte totale pondérée est :

$$\sigma^* = \frac{M_{\max}}{W_x} = \frac{1.158 \times 150^2}{8 \times 1.91} = 1705 \text{ daN/cm}^2 < 2400 \text{ daN/cm}^2$$

4.2. Limon 1 :

$$q^* = \left(\frac{4}{3} \times 149 + \frac{3}{2} \times 400\right) \times \frac{1.50}{2} = 599 \text{ daN/m}$$

$$\sigma^* = \frac{5.99 \times 720^2}{8 \times 300} = 1294 \text{ daN/cm}^2 < 2400 \text{ daN/cm}^2$$

vérification du cisaillement : $1.54 \frac{T_{\max}^*}{A_{\text{âme}}} = 164 \text{ daN/cm}^2 < 2400 \text{ daN/cm}^2$

4.3. Limon 2 :

$$q^* = 599 \text{ daN/m} \rightarrow \sigma^* = 325 \text{ daN/cm}^2 < 2400 \text{ daN/cm}^2$$

$$\rightarrow 1.54 \frac{T_{\max}^*}{A_{\text{âme}}} = 324 \text{ daN/cm}^2 < 2400 \text{ daN/cm}^2$$

5. DIMENSIONNEMENT DE LA CONSOLE D'APPUI : (détail 1)

portée de la console :

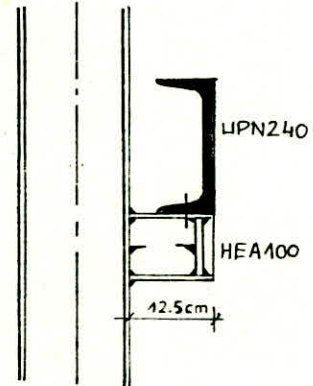
$$l = (195 - 140 - 30) \times 0.5 = 12.5 \text{ cm}$$

$$M = Tl = 3235 \times 12.5 = 40433 \text{ daN}\cdot\text{cm}$$

$$\rightarrow \sigma^* = \frac{M}{W_x} \Rightarrow W_x \geq \frac{M}{\sigma_{\text{en}}} = 16.35 \text{ cm}^3$$

→

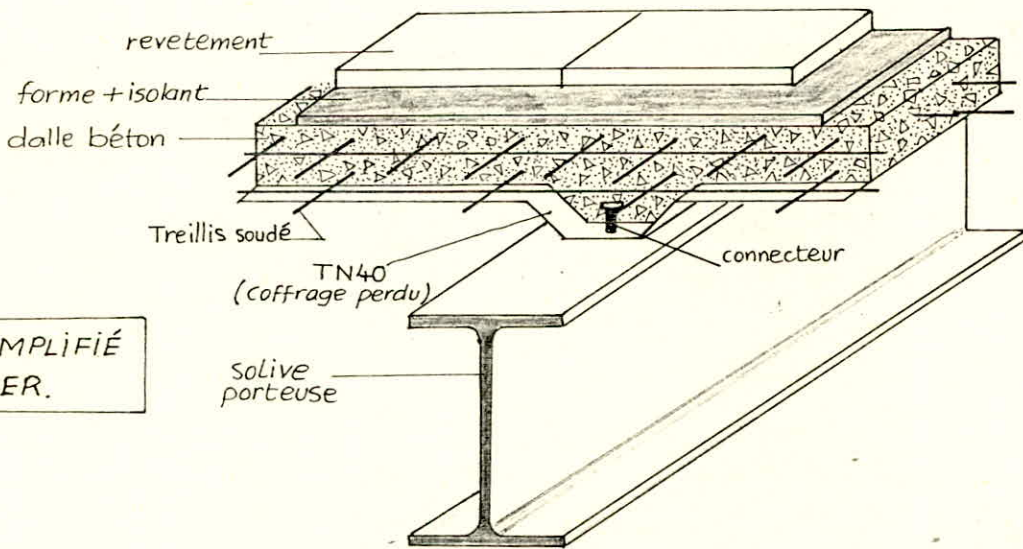
HEA100 $I_x = 349 \text{ cm}^4$ $W_x = 73 \text{ cm}^3$ $A = 21.2 \text{ cm}^2$



5. PLANCHER.

1. TYPE DU PLANCHER UTILISÉ :

Le plancher utilisé est constitué d'une dalle en béton armé, le béton est coulé dans un bac d'acier (tôle ondulée type TN40) qui repose directement sur les solives c'est ce qu'on appelle un *plancher mixte collaborant*, et l'adhérence parfaite de la dalle avec le bac d'acier est assurée par des connecteurs.



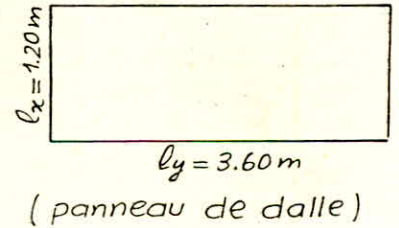
SCHEMA SIMPLIFIE
DU PLANCHER.

2. COFFRAGE D'UN PANNEAU DE DALLE :

épaisseur de la dalle : $h_0 = 10 \text{ cm}$.

rapport de dimensions : $g = l_x / l_y = 0.33 < 0.4$

⇒ La dalle se calcule en poutre continue dans le sens de la petite portée.



3. CALCUL DES EFFORTS (M et T) :

(règlement utilisé : CCBA 68)

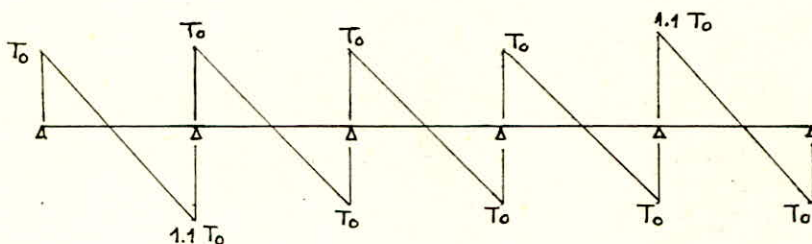
3.1. Effort tranchant :

charge totale pondérée : $q = g + 1.2 p = 519 + 1.2 \times 500 = 1119 \text{ daN/m}^2$.

effort tranchant isostatique : $T_x = q \frac{l_x}{2} = 671.4 \text{ daN/m} = T_0$

$T_y = \frac{T_x}{4} = 167.9 \text{ daN/m}$.

répartition de l'effort tranchant sur la petite portée des panneaux :



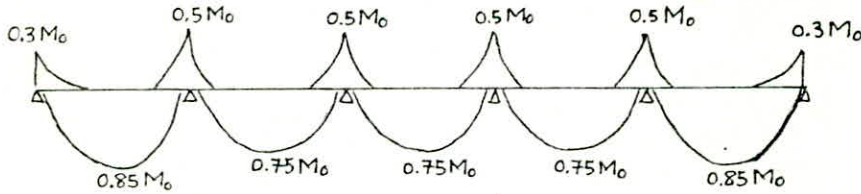
(T)

vérification du cisaillement : $\tau_b = \frac{1.1 T_0}{b_0 z} = \frac{755}{100 \times \frac{7}{8} \times 8.6} = 1 \text{ daN/cm}^2 < 1.15 \bar{\sigma}_b$

3.2. Moment flechissant :

moment isostatique :
$$\begin{cases} M_x = M_0 = q \frac{l_x^2}{8} = 201.4 \text{ daN}\cdot\text{m/m.} \\ M_y = \frac{M_x}{4} = 50.4 \text{ daN}\cdot\text{m/m} \end{cases}$$

répartition du moment :



ceci en vérifiant la relation : $M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \leq 1.25 M_0$

4. CALCUL DE LA SECTION D'ACIER (par bande de 1 m.) :

4.1. Travées de rive :

- Armature inférieure : $A_{tx} = \frac{M_{tx}}{z \bar{\sigma}_a} = \frac{0.85 M_0}{\frac{7}{8} h_x \bar{\sigma}_a} = 0.81 \text{ cm}^2/\text{m.}$

$$A_{ty} = \frac{M_{ty}}{\frac{7}{8} h_y \bar{\sigma}_a} = 0.22 \text{ cm}^2/\text{m.}$$

- Armatures supérieures : $A_{ax} = A_{ay} = \frac{M_a}{z \bar{\sigma}_a} = \frac{0.3 M_0}{z \bar{\sigma}_a} = 0.29 \text{ cm}^2/\text{m}$ sur appui de rive.

sur appuis intermédiaire : $A_{ax} = A_{ay} = \frac{0.5 M_0}{z \bar{\sigma}_a} = 0.48 \text{ cm}^2/\text{m.}$

4.2. Travées centrales :

- Armatures inférieures : $A_{tx} = \frac{0.75 M_0}{z_x \bar{\sigma}_a} = 0.72 \text{ cm}^2/\text{m.}$

$$A_{ty} = \frac{0.75 M_0}{4 z_y \bar{\sigma}_a} = 0.2 \text{ cm}^2/\text{m.}$$

- Armatures supérieures :

$$A_{ax} = A_{ay} = \frac{0.5 M_0}{z \bar{\sigma}_a} = 0.48 \text{ cm}^2/\text{m.}$$

5. CHOIX DU FERRAILLAGE :

5.1. Ecartements admissibles des barres :

a/ Dans la direction la plus sollicitée ; $l_x : \min\{3h_x, 33\text{cm}\} = 26 \text{ cm}$

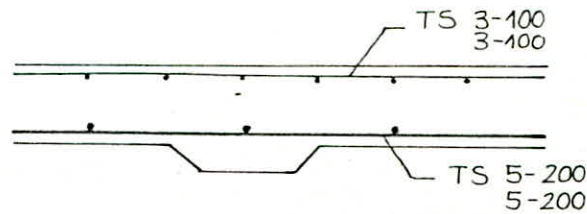
b/ Dans la direction perpendiculaire ; $l_y : \min\{4h_y, 45\text{cm}\} = 31 \text{ cm.}$

5.2. Ferrailage : D'après les résultats de sections d'aciers obtenues, il serait plus judicieux d'employer le treillis soudé, en deux nappes, une supérieure et l'autre inférieure :

- nappe supérieure : TS 5-200 (dimensions standard)
5-200

c.à.d TS de $\emptyset = 5 \text{ mm}$ espacé de 200 mm dans les 2 sens ; de section égale à $0.98 \text{ cm}^2/\text{m} > 0.81 \text{ cm}^2/\text{m.}$

- nappe inférieure : TS 3-100 de section $0.71 \text{ cm}^2/\text{m} > 0.48 \text{ cm}^2/\text{m.}$
3-100



6. VERIFICATIONS :

6.1. Condition de non fragilité : (CCBA68 art. 52.2)

il faut vérifier les 2 conditions suivantes :

a/ $A_x \geq b h_x \frac{\psi_4}{2} (2 - \rho) \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a} \left(\frac{h_0}{h_x}\right)^2$ si ρ est quelconque.

A.N: $A_x(\text{choisit}) = 0.98 \text{ cm}^2/\text{m} > 100 \times 8.5 \times \frac{0.54}{2} \times (2 - 0.33) \times \frac{5.9}{3530} \times \left(\frac{10}{8.5}\right)^2 = 0.89 \text{ cm}^2/\text{m}$

b/ $A_y \geq 0.35 b h_y \psi_4 \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a} \left(\frac{h_0}{h_y}\right)^2$ si $\rho \leq 0.4$ (notre cas)

A.N $A_y(\text{choisit}) = 0.98 \text{ cm}^2/\text{m} > 0.35 \times 100 \times 8 \times 0.54 \times \frac{5.9}{3530} \left(\frac{10}{8}\right)^2 = 0.40 \text{ cm}^2/\text{m}$.

En plus, il faut que le rapport de la section des armatures tendues à la section totale du béton ne soit pas inférieure à 0.8 ‰ (acier TOR):

$w = \frac{A_{min}}{b h_0} = \frac{0.98}{100 \times 10} = 0.98 \text{ ‰} > 0.8 \text{ ‰}$ vérifiée.

6.2. vérification à la fissuration :

$\tilde{\omega}_f = \frac{A}{B_f} = \frac{A}{2bd} = \frac{0.98}{2 \times 100 \times 1.3} = 3.8 \times 10^{-3}$

$\sigma_1 = \frac{k \eta}{\phi} \frac{\tilde{\omega}_f}{1 + 10 \tilde{\omega}_f} = \frac{1.5 \times 10^6 \times 1.6}{5} \times \frac{3.8 \times 10^{-3}}{1 + 3.8 \times 10^{-2}} = 1744 \text{ daN/cm}^2$

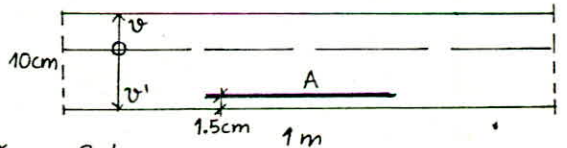
$\sigma_2 = 2.4 \sqrt{\frac{k \eta \bar{\sigma}_b}{\phi}} = 2.4 \sqrt{\frac{1.5 \times 10^6 \times 1.6 \times 5.9}{5}} = 4039 \text{ daN/cm}^2$

$\bar{\sigma}_a = \min \begin{cases} 2/3 \bar{\sigma}_{en} = 3530 \text{ daN/cm}^2 \\ \max(\sigma_1, \sigma_2) = 4039 \text{ daN/cm}^2 \end{cases} \rightarrow \bar{\sigma}_a = 3530 \text{ daN/cm}^2$

6.3. vérification de la flèche : (CCBA68 art. 61)

la flèche maximale est la variation verticale, par définition, de la position de l'axe neutre du plancher qui subit la flexion, elle est donnée par :

$\Delta f_t = f_{g\infty} + (f_{q_0} - f_{g_0}) \leq \frac{l_x}{500} = 2.4 \text{ mm}$



le calcul suivant le formulaire du CCBA68 art.61 donne :

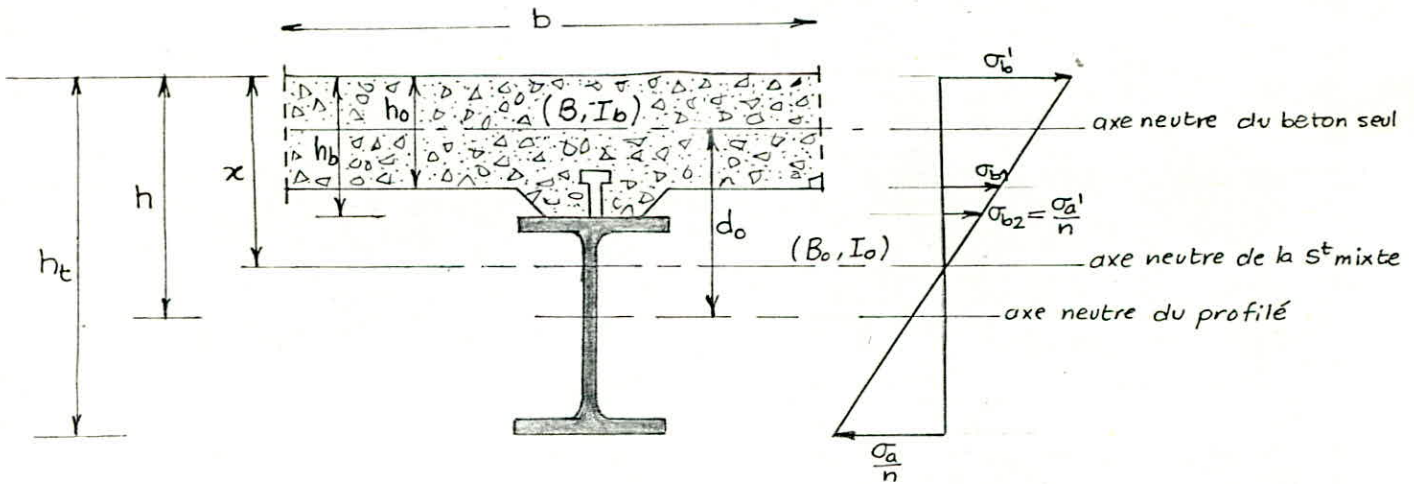
$f_{g\infty} = 0.1 \text{ mm} \quad f_{g_0} = 0.04 \text{ mm} \quad f_{q_0} = 0.07 \text{ mm}$

donc la flèche totale : $\Delta f_t = 0.1 + 0.07 - 0.04 = 0.13 \text{ mm} < 2.4 \text{ mm}$

7. ETUDE DE LA SECTION MIXTE : (documents C.T.I.C.M)

7.1. Hypotheses :

- Il existe un mode de solidarisation efficace de la dalle et des poutrelles métalliques.
- Le béton doit être protégé contre les intempéries.
- Les surcharges d'exploitation peuvent être appliquées pendant une durée relativement longue.



* supposition : on neglige les armatures de la dalle (y compris la tôle d'acier)

7.2 - Axe neutre de la section mixte :

a/ Si $B/nA \leq \frac{2(h-h_0)}{h_0} \Rightarrow$ l'axe neutre passe par dessous la section du beton.

dans ce cas, la position de l'axe neutre est donnée par :

$$x = \frac{h_0}{2} + d_0 \frac{nA}{B_0}$$

b/ Si $B/nA > \frac{2(h-h_0)}{h_0} \Rightarrow$ l'axe neutre passe dans le beton.

et la position de l'axe neutre est : $x = \frac{2h}{1 + \sqrt{1 + \frac{2bh}{nA}}}$

avec : $h = h_0/2 + d_0$

$B_0 = bh_0$: section du beton

$B_0 = B + nA$: section homogeneisée.

7.2.1 - Niveau +21.60 m : \rightarrow solives : profilé IPE 180

$h_0 = 10 \text{ cm}, h_p = 18 \text{ cm}$

hauteur de nervure : $h_v = 4 \text{ cm}$

$d_0 = h_0/2 + h_v + h_p/2 = 18 \text{ cm}$

$h = h_0/2 + d_0 = 23 \text{ cm}$

$h_t = 32 \text{ cm}$

* Largeur de la dalle collaborante :

$$b = \min \begin{cases} l'/2 = 60 \text{ cm} & l' = \text{entraxe des solives} \\ l/10 = 36 \text{ cm} & l = \text{portée de la solive} \\ \frac{3}{4}U = 135 \text{ cm} & U = \text{distance de la section considérée} \\ & \text{à l'appui le plus proche.} \end{cases}$$

donc $b = 36 \text{ cm}$.

$\frac{B}{nA} = \frac{36 \times 10}{15 \times 23.9} = 1.0 < \frac{2(h-h_0)}{h_0} = 2.6 \Rightarrow$ l'axe neutre passe au dessous de la section du beton.

et $x = \frac{h_0}{2} + d_0 \frac{nA}{B_0} = 13.4 \text{ cm}$

8 - CONNECTEURS :

8.1 - Principe et choix :

La transmission des efforts de glissement de la poutrelle vers le béton se fait par des connecteurs, il existe plusieurs type de connect-

eurs, les deux connecteurs suivants sont les plus courants dans le bâtiment à étages :

a/ Les Goujons à tête cylindrique, de capacité $\bar{Q} = 42 d \sqrt{d \sigma_j}$
 (d: diamètre du goujon)

On utilisera ce type de connecteurs.

b/ Cornières soudées aux poutrelles: capacité $\bar{Q} = 40 (2 + \sqrt{d}) \sqrt{bd \sigma_j}$
 avec b = largeur du bout de cornière

d = épaisseur de l'aile.

Les connecteurs ont pour fonction, en premier lieu, d'assurer la solidarisation entre le béton et les poutrelles, et ils doivent également s'opposer au soulèvement de la dalle, et surtout, résister à son glissement; et de fois pour assurer la liaison du béton de renfort et celui de la dalle, on utilise des connecteurs assez hauts.

8.2. Espacement des connecteurs: (C.T.I.C.M art. 3.32): $t_c \leq 10 h_0 = 100 \text{ cm}$.

8.3. Capacité d'un connecteur:

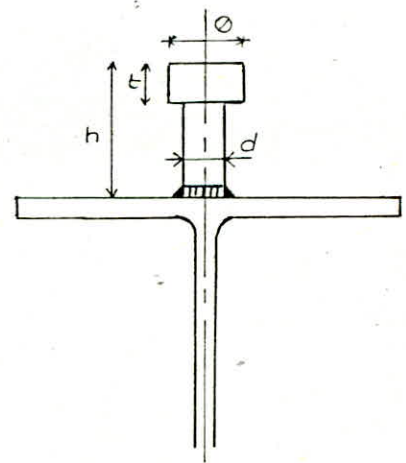
$$\bar{Q} = 42 d \sqrt{d \sigma_j} \quad (\text{C.T.I.C.M art. 3.422})$$

avec d (cm) et \bar{Q} (daN)

cette relation est valable si les dimensions du connecteur vérifient les conditions

suivantes:

- $1 \leq d \leq 3 \text{ (cm)}$
- $0.6 d \leq t \leq d$
- $h \geq 4d$
- $1.2 d \leq \phi \leq 1.4 d$.



On essaie le goujon de dimensions:

$$d = 1.5 \text{ cm}, t = 1 \text{ cm}, h = 7 \text{ cm}, \phi = 2 \text{ cm}$$

⇒ les conditions précédentes sont vérifiées.

$$\text{et } \bar{Q} = 42 \times 1.5 \sqrt{1.5 \times 270} = 1268 \text{ daN}.$$

8.4. Effet de l'effort tranchant: (C.T.I.C.M art. 2.41)

Soit T_1 l'effort de glissement de la dalle sur la solive par unité de longueur, provoqué par l'effort tranchant T:

$$T_1 = T \frac{S^*}{I_0} \quad \text{si } x \geq h_0, \text{ or } x = 13.4 \text{ cm} > h_0 = 10 \text{ cm}.$$

$$S^* = d_0 \frac{n A B}{B_0} = 3435 \text{ cm}^3; \text{ moment statique / à l'axe neutre d'une partie de la section mixte située d'un coté de la ligne de contact acier-béton.}$$

$$I_0 = I_b + n I_a + S^* d_0 = \text{moment d'inertie de la section homogénéisée / à l'axe neutre de la section mixte.}$$

$$I_b = b \frac{(h_0/2)^3}{12} + \omega \frac{e^3}{12} + 48 v_0^2 = \text{moment d'inertie de la section du béton seul y compris le renfort.}$$

$$I_b = 2791 \text{ cm}^4 \rightarrow I_0 = 84376 \text{ cm}^4.$$

8.4.1. calcul de l'effort tranchant: on admet que $T = \frac{q \ell}{2.4}$ (C.T.I.C.M, 2.413)

$$q = (519 + 1.2 \times 500) \times 0.36 = 403 \text{ daN/m}$$

$$T = 403 \times \frac{3.60}{2.4} = 604 \text{ daN}$$

$$\Rightarrow T_1 = \frac{604 \times 3435}{84376} = 25 \text{ daN/cm}$$

On choisit un espacement entre les goujons : $t_c = 40 \text{ cm}$

Effort revenant au goujon : $25 \times 40 = 998 \text{ daN} < \bar{Q} = 1268 \text{ daN}$

- Conclusion : pas de risque de glissement entre la dalle et les solives.

9. VERIFICATIONS :

9.1. vérification au cisaillement (âme de solive) :

charge totale pondérée : $q = (519 + 1.2 \times 500) \times 1.2 = 1343 \text{ daN/m}$

donc $T_{\max} = q \frac{l}{2} = 2417 \text{ daN}$

$A_a^{\text{brute}} = 18 - 2 \times 0.8 = 8.69 \text{ cm}^2$, et on estime que l'âme de la solive est assemblée à la poutre par 2 boulons $\varnothing 10$. $\Rightarrow A_a^{\text{nette}} = 7.63 \text{ cm}^2$.

vérification au cisaillement : $1.54 \frac{T_{\max} S}{I_x e_a} \cdot \frac{A_a^{\text{brute}}}{A_a^{\text{nette}}} = 505 \text{ daN/cm}^2 < 2400 \text{ daN/cm}^2$

9.2. vérification des contraintes dans la section mixte :

9.2.1. Béton : $\sigma_b' = \frac{M x}{I_o} = 34.6 \text{ daN/cm}^2 < \frac{3}{4} \bar{\sigma}_b' = 103 \text{ daN/cm}^2$

9.2.2. Acier :
 - semelle supérieure : $\sigma_a' = \frac{n M (x - h_b)}{I_o} = 55 \text{ daN/cm}^2 < \frac{7}{8} \sigma_{en}$
 - semelle inférieure : $\sigma_a = \frac{n M (h_t - x)}{I_o} = 718 \text{ daN/cm}^2 < \frac{3}{4} \sigma_{en}$

9.2.3. contraintes dues au retrait du béton :

$$\sigma_b' = \rho E_b \left[\frac{S^*}{I_o} \left(h + \frac{I_b + n I_a}{n A_{do}} \right) - 1 \right] = 4.4 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_a' = \rho E_a \left[\frac{S^*}{I_o} \left(h - h_b + \frac{I_b + n I_a}{n A_{do}} \right) \right] = 496 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_a = -\rho E_a \left[\frac{S^*}{I_o} \left(h_t - h - \frac{I_b + n I_a}{n A_{do}} \right) \right] = 188 \text{ daN/cm}^2$$

9.2.4. Contraintes totales dans la section mixte :

$$\sigma_b' = 34.6 + 4.4 = 39 \text{ daN/cm}^2 < \frac{3}{4} \bar{\sigma}_b' = 103 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_a' = 55 + 496 = 551 \text{ daN/cm}^2 < \frac{7}{8} \sigma_{en} = 2100 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_a = 718 + 188 = 906 \text{ daN/cm}^2 < \frac{3}{4} \sigma_{en} = 1800 \text{ daN/cm}^2$$

9.2.5. vérification de la flèche de la poutre mixte due au retrait :

$$f = \frac{\rho S^* l^2}{8 I_o} = 0.26 \text{ cm} < \frac{l}{500} = 0.72 \text{ cm}$$

10. PLANCHER D'ETAGE COURANT : après calcul que précédemment, on trouve :

10.1. position de l'axe neutre : $x = 12.2 \text{ cm}$

10.2. choix des connecteurs : même type et même espacement : 40 cm.

10.3. Vérifications : Toutes les vérifications précédentes ont été satisfaites.

- Conclusion : On adoptera les mêmes connecteurs pour tout les planchers.

6. ETUDE AU VENT.

→ ((D'après le règlement Neige et Vent NV65)).

Le but est de calculer la pression du vent sur le bâtiment, ce qui revient donc à déterminer les efforts dus au vent à chaque niveau, ceci afin de les comparer aux efforts sismiques et retenir la sollicitation la plus défavorable pour dimensionner les palées de stabilité.

1. Pression du vent : $q = q_H k_s k_m \delta c \beta$

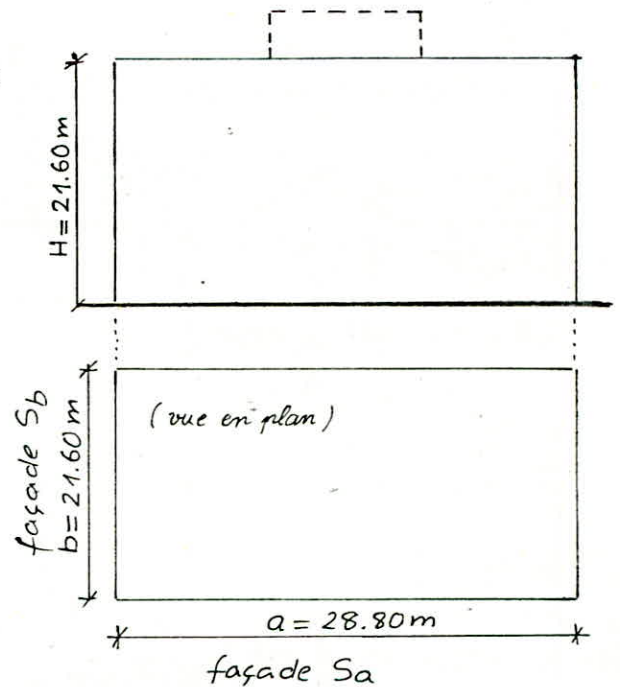
1.1. pression de base : $q_H = 2.5 \times \frac{21.60 + 18}{21.60 + 60}$
 $q_H = 85 \text{ daN/m}^2$

1.2. coefficient de site :
 site normal $\rightarrow k_s = 1$.

1.3. coefficient de masque :
 bâtiment découvert $\rightarrow k_m = 1$.

1.4. coefficient de dimension :

	plus grande dimension offerte au vent.	δ
S_a	28.80 m	0.77
S_b	21.60 m	0.79



1.5. coefficient de majoration dynamique :

La période d'oscillation du bâtiment est donnée par :

$$T = 0.08 \frac{H}{\sqrt{L}} \sqrt{\frac{H}{H+L}} \quad (\text{bât. contreventé par palées.})$$

pour $L = a = 28.80 \text{ m} \rightarrow T_a = 0.21 \text{ seconde} \rightarrow \xi_a = 0.2$ (Coeff. de réponse)
 $L = b = 21.60 \text{ m} \rightarrow T_b = 0.26 \text{ sec.} \rightarrow \xi_b = 0.3$

donc on prend $\xi = 0.3$

$H = 21.60 \text{ m} \rightarrow \tau = 0.34$ et $\theta = 0.7$

coeff. de majoration dynamique : cas normal $\beta = \theta(1 + \xi\tau) = 0.77$
 cas extrême $\beta = (0.5 + \frac{\theta}{2})(1 + \xi\tau) = 0.94$
 mais β doit être $\geq 1 \Rightarrow \beta = 1$

1.6. Coefficient d'action du vent :

1.6.1. Actions extérieures : $\lambda_a = 0.75$ } $\rightarrow \gamma_0 = 1 \rightarrow$ face au vent $C_e = +0.8$
 $a/\text{vent normal à } S_a$ $b/a = 0.75$ } face sous vent $C_e = -0.5$

b/ vent normal à S_b : $\lambda_b = 1$
 $b/a = 0.75$ } $\rightarrow \gamma_0 = 1 \rightarrow$ $\left\{ \begin{array}{l} \text{face au vent } C_e = +0.8 \\ \text{face sous vent } C_e = -0.5 \end{array} \right.$

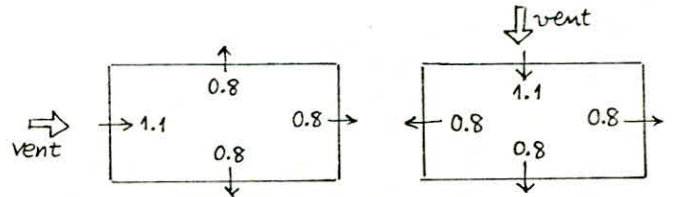
1.6.2. Actions interieures :

pourcentage d'ouvertures : $\mu \approx \begin{cases} 25\% & S_a \\ 10\% & S_b \end{cases}$

ce qui donne le cas complexe de quatre façades partiellement ouvertes, mais on peut simplifier ce cas en l'étudiant en cas fermé ce qui est plus défavorable.

$\left\{ \begin{array}{l} \text{surpression : } C_i = +0.3 \\ \text{dépression : } C_i = -0.3 \end{array} \right.$

1.6.3. Actions globales : $C = C_e - C_i$



donc finalement, la pression du vent est donnée par le produit des coeff. :

$\left\{ \begin{array}{l} q_a = 1.1 \times 1 \times 1 \times 0.77 \times 1 \times 85 = 72 \text{ daN/m}^2 \\ q_b = 1 \times 1 \times 0.79 \times 1 \times 1.1 \times 85 = 74 \text{ daN/m}^2 \end{array} \right.$

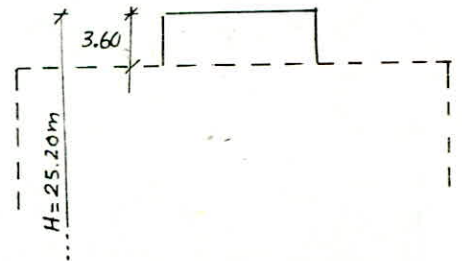
2. Pression du vent sur l'Appentis :

$q_H = 88.7 \text{ daN/m}^2$, $k_s = k_m = 1$, $\beta = 1$

2.1. Actions exterieures :

L'appentis represente un décrochement en elevation, donc le coeff. C_e est calculé de la même façon que la partie principale du bâtiment.

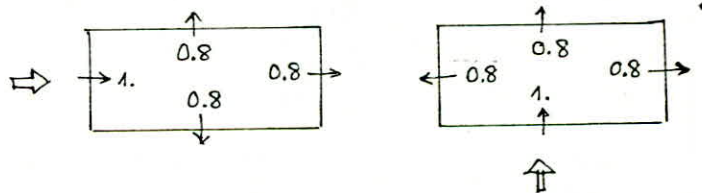
$\rightarrow \left\{ \begin{array}{l} C_e = +0.8 \text{ au vent} \\ C_e = -0.5 \text{ sous vent} \end{array} \right.$



2.2. Actions interieures :

surpression : $C_i = +0.3$
 dépression : $C_i = -0.2$

2.3. Actions globales : $C = C_e - C_i$:



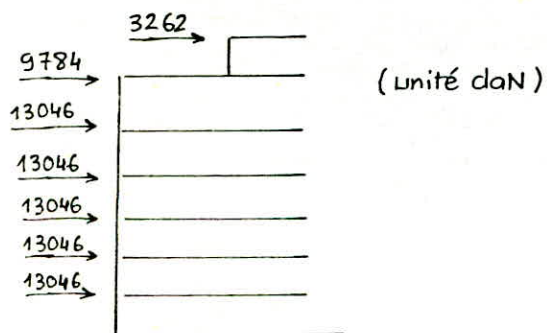
pression du vent :

$\left\{ \begin{array}{l} q_a = 72 \text{ daN/m}^2 \\ q_b = 75 \text{ daN/m}^2 \end{array} \right.$

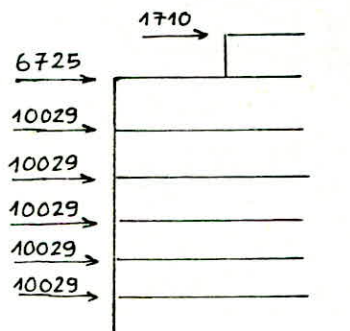
● Conclusion : Connaissant la pression du vent, on peut calculer la répartition sur chaque niveau du vent extrême afin de proceder plus tard (après le calcul au seisme) à la sélection de la sollicitation la plus défavorable.

Résultat de la répartition du vent extrême dans les 2 sens :

(grande façade)



(petite façade)



7. ETUDE AU SEISME

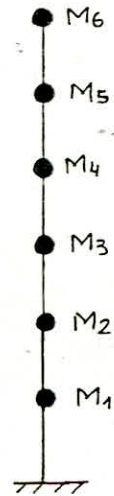
1. OBJET :

La *dynamique des structures* a pour but le calcul et l'étude du comportement des structures soumises à des vibrations, mais en pratique l'*analyse dynamique* se prête mieux à une interprétation réaliste du comportement d'un bâtiment soumis à des charges sismiques, en comparaison avec le calcul statique exposé dans les règlements parasismiques, et surtout pour les structures dont la configuration est complexe, dans ce genre de cas la méthode statique équivalente reste insuffisante ou inacceptable.

2. CHOIX DU MODÈLE MATHÉMATIQUE (modalisation) :

pour avoir la meilleure approximation possible dans les calculs, il faut choisir un modèle mathématique aussi proche que possible du système réel.

Pour un bâtiment à étages, on peut choisir un système de masses concentrées (M_i) qui représentent les masses des planchers, de ce fait on néglige les effets de rotation de ces masses autour des axes verticaux et horizontaux. Les déplacements se réduisent à des translations horizontales dans le plan de la figure (les déplacements verticaux étant faibles). Le système représente alors autant de degrés de liberté que de masses en oscillation.



modèle simple pour l'étude du séisme horiz.

3. MÉTHODE APPLIQUÉE :

On applique la méthode énergétique de *Rayleigh*, cette méthode a été développée à partir de la loi de conservation d'énergie, cette méthode est utilisée pour la détermination de la pulsation fondamentale d'un système oscillant.

Afin d'établir l'expression de la pulsation fondamentale on écrit que l'énergie totale du système reste constante pendant le mouvement (système conservatif) :

$$E = E_c(t) + E_p(t) = c^{ste}$$

avec : $E_c = \frac{1}{2} \frac{\omega^2}{g} \sum_{j=1}^n P_j x_j^2$: énergie cinétique

$$E_p = \frac{1}{2} \sum_{j=1}^n F_j x_j$$
 : énergie potentielle.

Pendant le mouvement oscillatoire, le système passe par deux positions extrêmes; dans la 1^{ère} position $E_c = 0$ et $E_p = E_p(\max)$,

on écrit donc : $E_{\text{tot}} = 0 + E_p^{\text{max}} = E_c^{\text{max}} + 0 = C^{\text{ste}}$

$$\Rightarrow \frac{1}{2} \frac{\omega^2}{g} \sum_{j=1}^n P_j \cdot x_j^2 = \frac{1}{2} \sum_{j=1}^n F_j x_j$$

$$\Rightarrow \boxed{\omega^2 = g \frac{\sum_{j=1}^n F_j x_j}{\sum_{j=1}^n P_j x_j^2}}$$

F_j : Force d'inertie appliquée au niveau(j).

P_j : poids du niveau(j).

x_j : déplacement horizontal du niveau(j).

3.1. Etapes de calcul :

a/ On calcule les déplacements unitaires δ_{ij} qui est le déplacement au niveau(j) résultant d'une force statique unitaire appliquée à la masse (M_i).

$$\delta_{ij} = \frac{h_j^2}{2EI} \cdot (h_i - \frac{h_j}{3}) \quad i > j \quad (\text{d'après la RDM}).$$

h_i : hauteur du niveau i .

les masses concentrées le long de la hauteur ont un espacement $h_e = c^{\text{ste}}$ qui est la hauteur d'étages : $h_i = i h_e$, $h_j = j h_e$

$$\text{donc : } \delta_{ij} = \frac{h_e^2 j^2}{2EI} (i - \frac{j}{3}) h_e \rightarrow \boxed{EI \delta_{ij} = j^2 \frac{h_e^3}{2} (i - \frac{j}{3})}$$

b/ On détermine les déplacements statiques par la relation :

$$\delta_j(\text{stat.}) = \sum_{i=1}^n P_i \delta_{ij}, \quad \text{et on écrit } \delta_j(\text{stat.}) = x_{0j}$$

La précision des résultats obtenus avec la méthode de RAYLEIGH dépend du choix de la ligne élastique, cette précision peut être améliorée en utilisant un procédé itératif qui corrige la forme initiale choisie.

3.1.1. procédé itératif :

a/ calcul du coefficient adimensionnel ρ :

$$\rho_{1j} = \frac{x_{0j}}{x_{0n}} \quad \text{avec } x_{0n} : \text{flèche au sommet de la console.}$$

b/ La 1^{ère} correction oblige à calculer une nouvelle force F :

$$F_{1j} = \rho_{1j} P_j$$

c/ avec les nouvelles forces, on calcule les déplacements x_{1j} :

$$x_{1j} = \sum_{i=1}^n F_{1i} \delta_{ij}$$

d/ on calcule ensuite, le coefficient adimensionnel ρ de la 2^{ème} correction :

$$\rho_{2j} = \frac{x_{1j}}{x_{1n}}$$

e/ La 2^{ème} correction consiste à calculer une nouvelle force F_{2j} telle que :

$$F_{2j} = \rho_{2j} P_j$$

f/ Avec les nouvelles forces, on calcule les déplacements corrigés tels que

$$x_{2j} = \sum_{i=1}^n F_{2i} \delta_{ij}$$

Le processus itératif est rapidement convergent, et le nombre d'itérations dépend de la précision voulue et le processus est arrêté lorsque :

$$\rho_{mj} = \rho_{(m-1)j}$$

3.2. DÉTERMINATION DE LA PÉRIODE :

Pour un système à (n) masses concentrées, les énergies potentielle et cinétique sont :

$$E_p = \frac{1}{2} \sum_{j=1}^n P_j \delta_j (\text{stat.}) \quad \text{et} \quad E_c = \frac{1}{2} \frac{\omega^2}{g} \sum_{j=1}^n \delta_j (\text{stat.})$$

En choisissant une ligne élastique qui ne coïncide pas avec le mode propre de vibration, le système sera sollicité par des forces d'inertie F_{mj} qui représentent une approximation des forces réelles et qui produisent les déplacements x_{mj} , d'où :

$$E_p^{\max} = \frac{1}{2} \sum_{j=1}^n F_{mj} x_{mj} \quad \text{et} \quad E_c^{\max} = \frac{1}{2} \frac{\omega^2}{g} \sum_{j=1}^n P_j x_{mj}^2$$

en écrivant $E_p^{\max} = E_c^{\max} = C^{\text{ste}}$ on obtient :

$$\frac{1}{2} \sum_{j=1}^n F_{mj} x_{mj} = \frac{1}{2} \frac{\omega^2}{g} \sum_{j=1}^n P_j x_{mj}^2 \quad \Rightarrow \quad \omega^2 = g \frac{\sum_{i=1}^n F_{mj} x_{mj}}{\sum_{j=1}^n P_j x_{mj}^2}$$

avec : $F_{mj} = S_{mj} P_j$ et $x_{mj} = S_{mj} x_{mn}$

$$\Rightarrow \quad \omega^2 = g \frac{\sum_{j=1}^n P_j S_{mj}^2 x_{mn}}{\sum_{j=1}^n P_j S_{mj}^2 x_{mn}^2} = \frac{g}{x_{mn}}$$

et puisque $T = \frac{2\pi}{\omega}$

$$\Rightarrow \quad T = 2\pi \sqrt{\frac{x_{mn}}{g}}$$

3.3. APPLICATION NUMÉRIQUE :

3.3.1. Valeurs des déplacements unitaires :

On donne les valeurs de $EI \delta_{ij}$ ($\delta_{ij} = \delta_{ji}$ donc symétrie / la diagonale).

Niveau	j \ i	1	2	3	4	5	6
+ 3.60 m	1	15.552	38.880	62.208	85.536	108.864	132.192
+ 7.20	2		124.416	217.728	311.040	404.352	497.664
+ 10.80	3			419.904	629.856	839.808	1049.760
+ 14.40	4				995.328	1368.576	1741.824
+ 18.00	5					1944.000	2527.200
+ 21.60	6						3359.232

3.3.2. Déplacements statiques corrigés :

Donnés dans le tableau suivant :

j	$F_{0j} = P_j$	$EI x_{0j} (10^8)$	S_{1j}	F_{1j}	$EI x_{1j} (10^8)$	S_{2j}
premiere iteration			deuxieme iteration			
1	435385	2.0079	0.0472	20550	1.3495	0.0432
2	"	7.2347	0.1702	74103	4.9909	0.1598
3	"	14.6370	0.3443	149903	10.3250	0.3306
4	"	23.3750	0.5498	239375	16.7870	0.5375
5	"	32.8110	0.7718	336030	23.8870	0.7649
6	494524	42.5120	1.0000	494524	31.2430	1.0000
	F_{2j}	$EI x_{2j} (10^8)$	S_{3j}	F_{3j}	$EI x_{3j} (10^8)$	S_{4j}
1	18809	1.3360	0.0431	18765	1.3353	0.0431
2	69575	4.9428	0.1595	69444	4.9406	0.1595
3	143938	10.2300	0.3301	143721	10.2250	0.3301
4	234019	16.6400	0.5370	233802	16.6330	0.5370
5	333026	23.6850	0.7644	332808	23.6750	0.7644
6	494524	30.9870	1.0000	494524	30.9740	1.0000
3eme iteration			4eme iteration			

3.3.3. Détermination des déplacements :

dans le sens longitudinal : $\sum I_{el} = 71881384 \text{ cm}^4$

" " transversal : $\sum I_{et} = 1.1004 \times 10^8 \text{ cm}^4$

avec $E = 2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$.

- Déplacements longitudinaux : $x_{jl} = \frac{E I_{el} x_{ij}}{E \sum I_{el}}$

$E \sum I_{el} = 1.5095 \cdot 10^4 \text{ kg/cm}^2$

- Déplacements transversaux : $x_{jt} = \frac{E I_{et} x_{ij}}{E \sum I_{et}}$

$E \sum I_{et} = 2.3108 \times 10^4 \text{ kg/cm}^2$.

j	$x_{jl} \text{ (cm)}$	$x_{jt} \text{ (cm)}$
1	0.885	0.578
2	3.273	2.138
3	6.677	4.425
4	11.019	7.021
5	15.684	10.245
6	20.519	13.404

(déformée du 1^{er} mode)

3.3.4. Calcul des périodes :

$$T_e = 2\pi \sqrt{\frac{x_{6l}}{g}} = 2\pi \sqrt{\frac{20.519}{981}} = 0.19 \text{ seconde}$$

$$T_t = 2\pi \sqrt{\frac{x_{6t}}{g}} = 2\pi \sqrt{\frac{13.404}{981}} = 0.73 \text{ sec.}$$

3.3.5. Coefficient de participation du 1^{er} mode :

$$\eta^I = \frac{(\sum m_k x_k^I)^2}{\sum m_k (\sum m_k (x_k^I)^2)} = \frac{(26490620)^2}{(2671449)(3.9259 \times 10^8)} = 67\% < 80\%$$

• Conclusion : On doit chercher les modes supérieurs .

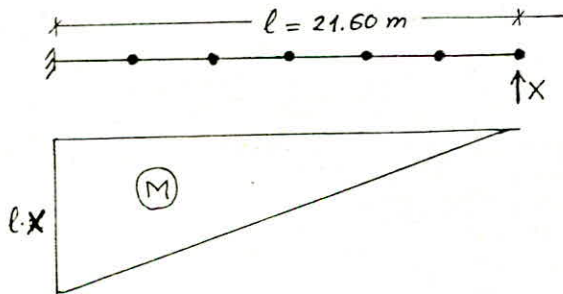
4. CALCUL DE LA PÉRIODE DU 2^{eme} mode de vibration :

La déformée du 1^{er} mode étant connue, on lui ajoute la déformée due à la force X (inconnue qui sera déterminée) on obtient la déformée du 2^{em} mode.



4.1. Calcul des déplacements sous X :

Après l'application de la force X on obtient le diagramme des moment suivant :



puis on applique la méthode de la poutre auxiliaire pour déterminer les déplacements sous X .

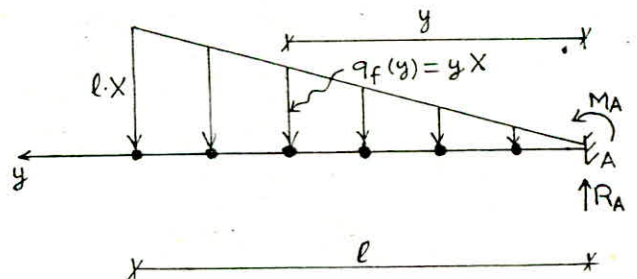
$$q_f(y) = yX \quad , \quad R_A = X \frac{l^2}{2} \quad ,$$

$$M_A = -X \frac{l^3}{3}$$

d'où l'équation du moment :

$$M_z^f(y) = M_A + R_A y - q_f(y) \frac{y^2}{6} = v(y)$$

d'où les déplacements $\delta_{ix} = M_f(y_i)$ avec $y_i = l - h_i$



sens longitudinal	sens transversal
$\delta_{1x} = 0.8757 \cdot 10^{-8} X$	$\delta_{1x} = 0.5720 \cdot 10^{-8} X$
$\delta_{2x} = 3.2969 \cdot 10^{-8} X$	$\delta_{2x} = 2.1536 \cdot 10^{-8} X$
$\delta_{3x} = 6.9544 \cdot 10^{-8} X$	$\delta_{3x} = 4.5428 \cdot 10^{-8} X$
$\delta_{4x} = 11.5391 \cdot 10^{-8} X$	$\delta_{4x} = 7.5378 \cdot 10^{-8} X$
$\delta_{5x} = 16.7420 \cdot 10^{-8} X$	$\delta_{5x} = 10.9365 \cdot 10^{-8} X$
$\delta_{6x} = 22.2539 \cdot 10^{-8} X$	$\delta_{6x} = 14.5372 \cdot 10^{-8} X$

Tableau de $x_i^{\text{II}} = x_i^{\text{I}} - \delta_{ix}$:

sens longitudinal	sens transversal
$x_1^{\text{II}} = 0.00885 - 0.8757 \cdot 10^{-8} X$	$x_1^{\text{II}} = 0.00578 - 0.5720 \cdot 10^{-8} X$
$x_2^{\text{II}} = 0.03273 - 3.2969 \cdot 10^{-8} X$	$x_2^{\text{II}} = 0.02138 - 2.1536 \cdot 10^{-8} X$
$x_3^{\text{II}} = 0.06677 - 6.9544 \cdot 10^{-8} X$	$x_3^{\text{II}} = 0.04425 - 4.5428 \cdot 10^{-8} X$
$x_4^{\text{II}} = 0.11019 - 11.5391 \cdot 10^{-8} X$	$x_4^{\text{II}} = 0.07021 - 7.5378 \cdot 10^{-8} X$
$x_5^{\text{II}} = 0.15684 - 16.7420 \cdot 10^{-8} X$	$x_5^{\text{II}} = 0.10245 - 10.9365 \cdot 10^{-8} X$
$x_6^{\text{II}} = 0.20519 - 22.2539 \cdot 10^{-8} X$	$x_6^{\text{II}} = 0.13404 - 14.5371 \cdot 10^{-8} X$

4.2. Détermination de la force sismique :

$$x_i^{\text{II}} = x_i^{\text{I}} - \delta_{ix} = x_i^{\text{I}} - \Delta_{ix} \cdot X \quad (\delta_{ix} = \Delta_{ix} \cdot X)$$

on multiplie les deux membres de cette égalité par le terme $m_i x_i^{\text{I}}$, et on fait la somme des produits obtenus :

$$\sum_{i=1}^6 m_i x_i^{\text{I}} x_i^{\text{II}} = \sum_{i=1}^6 m_i (x_i^{\text{I}})^2 - X \sum_{i=1}^6 m_i \Delta_{ix} x_i^{\text{I}}$$

D'après le principe d'orthogonalité des modes on a :

$$\sum_{i=1}^6 m_i x_i^{\text{I}} x_i^{\text{II}} = 0$$

$$\Rightarrow \sum_{i=1}^6 m_i (x_i^{\text{I}})^2 = X \sum_{i=1}^6 m_i \Delta_{ix} x_i^{\text{I}} \Rightarrow$$

$$X = \frac{\sum_{i=1}^6 m_i (x_i^{\text{I}})^2}{\sum_{i=1}^6 m_i \Delta_{ix} x_i^{\text{I}}}$$

Application : $X_{\ell} = X_t = 933069.36$

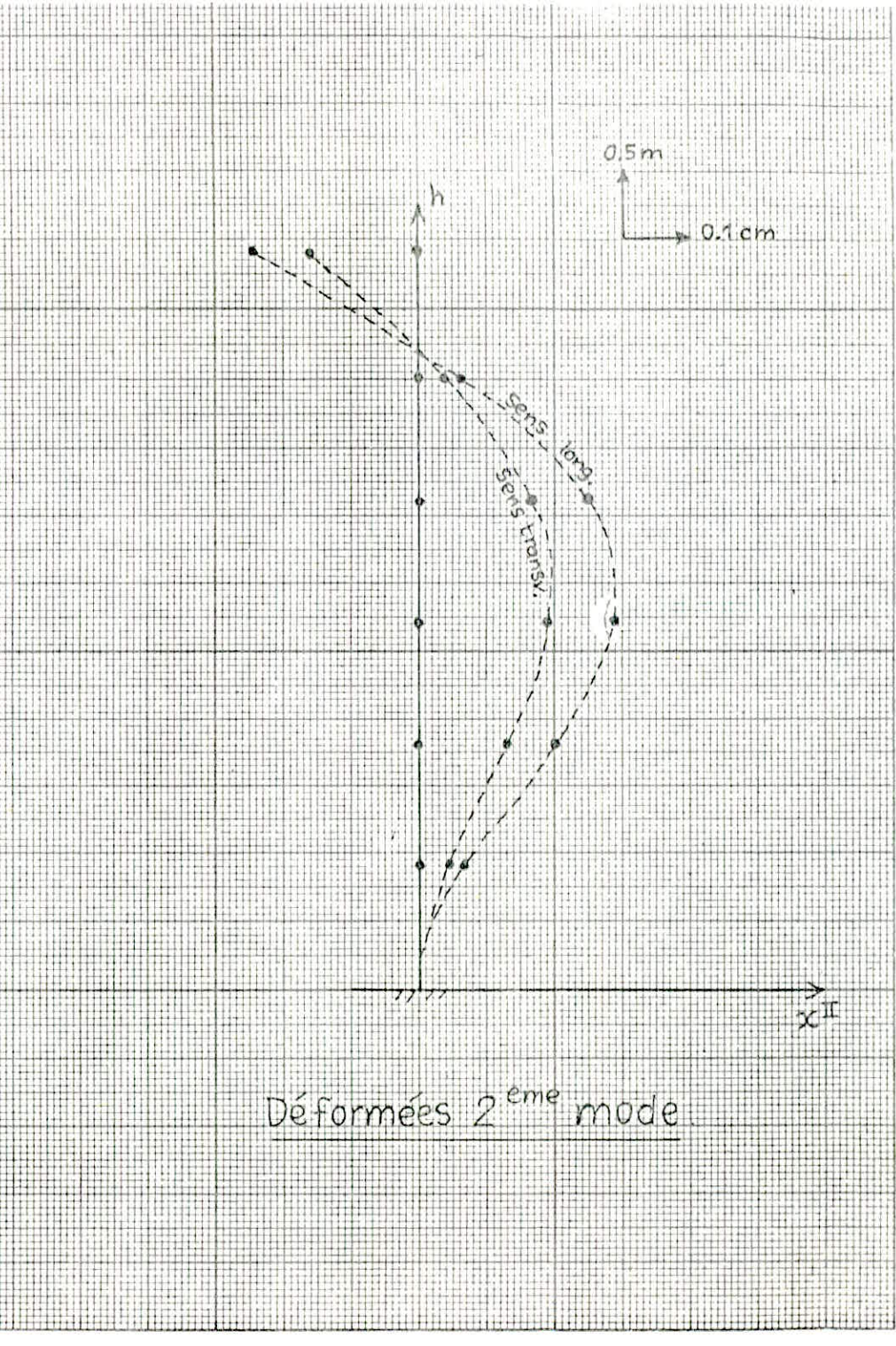
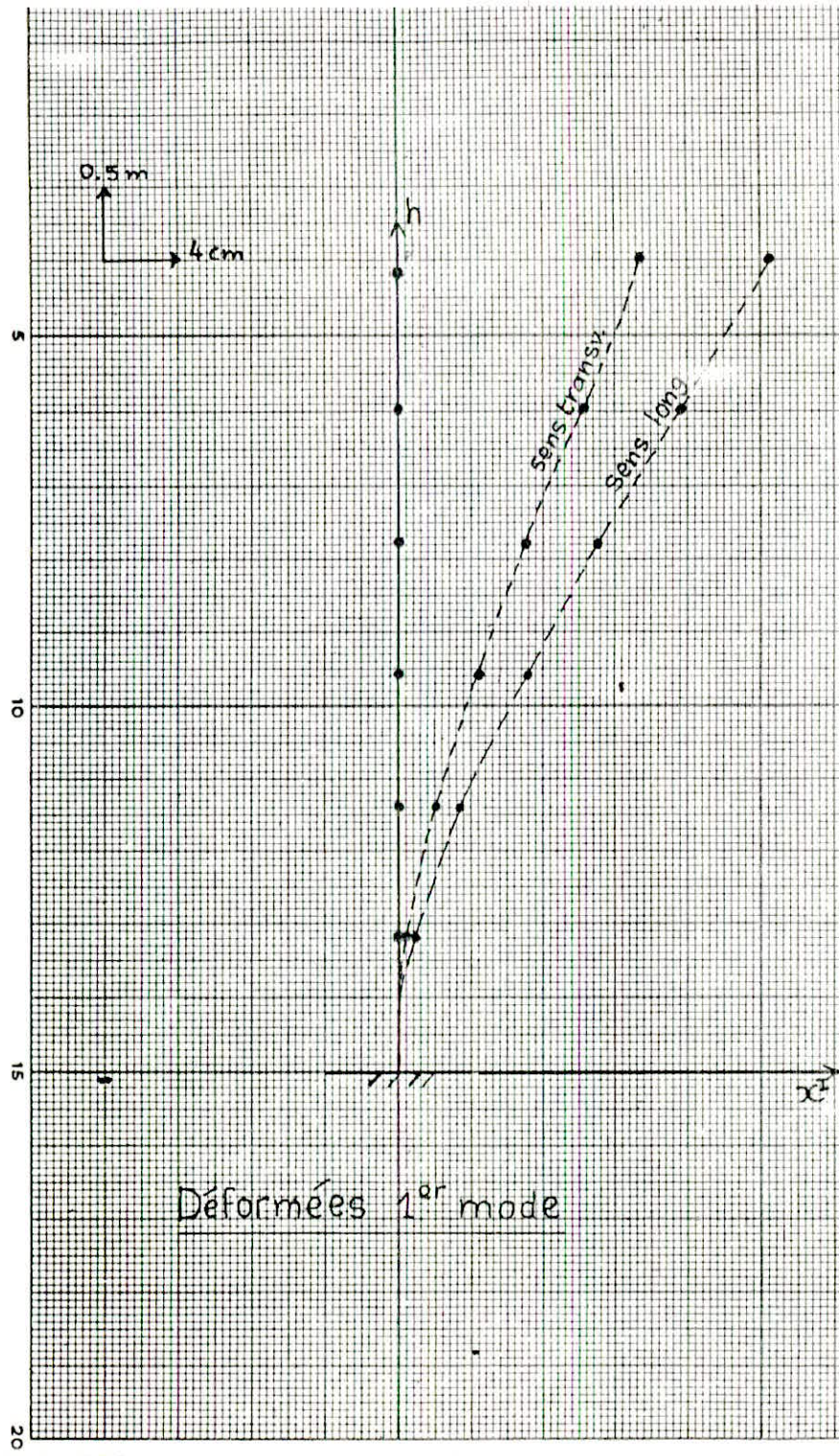
4.3. Déformée du 2^{ème} mode :

j	$x_{j\ell}^{\text{II}}$ (cm)	x_{jt}^{II} (cm)
1	0.0679	0.0443
2	0.1968	0.1285
3	0.2855	0.1863
4	0.2523	0.1649
5	0.0624	0.0405
6	-0.2454	-0.1601

4.4. Période du 2^{ème} mode :

$$\omega_2 = \sqrt{\frac{g \sum P_i x_i^{\text{II}}}{\sum P_i (x_i^{\text{II}})^2}} \quad \text{et} \quad T_2 = \frac{2\pi}{\omega_2}$$

	sens longitudinal	Sens transversal
ω_2 (rad/sec)	46.96	63.06
T_2 (sec.)	0.13	0.10



4.5. Coefficient de participation du 2^{eme} mode :

$$\eta^{\text{II}} = \frac{(\sum m_k x_k^{\text{II}})^2}{(\sum m_k)(\sum m_k (x_k^{\text{II}})^2)} = \frac{(255208.3)^2}{2671449 \times 113548.86} = 21\%$$

4.6. participation des 2 modes :

$$\eta^{\text{I,II}} = 67 + 21 = 88\% > 80\% \quad \text{donc les autres modes de vibration participent à 12\% (faible particip.)}$$

• conclusion : On tiendra compte pour la détermination de la force sismique seulement du premier et deuxième mode.

5. CALCUL DE LA FORCE SISMIQUE :

$$F_{el}^{\text{max}} = m S_a = \frac{W}{g} S_a = C_{el} W$$

S_a = spectre d'accélération

$C_{el} = \frac{S_a}{g}$: coefficient sismique élastique.

D'après le règlement parasismique Algerien (RPA81) :

$$C_{el} = ADBQ \quad \text{et} \quad F_{el}^{\text{max}} = ADBQW$$

5.1. Détermination des coefficients ; A, B, D, Q :

a/ coefficient d'accélération de Zone A :

il dépend du groupe d'usage de l'ouvrage et de la zone sismique :

Notre bâtiment est à usage de bureaux → groupe d'usage 2

lieu d'implantation : ALger → zone II

$$\Rightarrow A = 0.15 \quad (\text{RPA81, tableau 1})$$

b/ Facteur de comportement de la structure B :

il dépend du type de la structure et de la nature de son contrevent.

ossatures contreventées par palées → $B = 0.25$ (RPA81. tableau 3.2)

c/ Facteur de qualité Q : $Q = 1 + \sum_{q=1}^6 P_q$ avec $1 \leq Q \leq 1.6$

P_q : facteur de pénalité qui dépend de l'observation ou non du critère de qualité q :

$P_q = 0$ si le critère est observé

$P_q = 0.1$ si le critère n'est pas observé.

	P_q	sens long.	sens transv.
critère de files porteuses	P_1	0.1	0.1
critère de surabondance en plan	P_2	0	0
critère de symétrie en plan	P_3	0	0
critère de régularité en élévation	P_4	0	0
critère de contrôle de la qualité des matériaux.	P_5	0	0
critère de contrôle de la qualité de construction.	P_6	0.1	0.1
	Σ	0.2	0.2

donc $Q = 1 + 0.2 = 1.2$ dans les 2 sens.

5.2. Détermination du poids W de la construction :

- niveau +21.60 m (+ poids de la salle de machines) : $W_6 = 494524$ daN
 - Etage courant : $W_5 = W_4 = W_3 = W_2 = W_1 = 435385$ daN
 - demi-étage RDC : $W_0 = 14674$ daN
 - Cage d'escalier + ascenseur : $W_c = 10000$ daN
- poids total : $W = \sum_{i=0}^6 W_i + W_c = 2696123$ daN

5.3. Détermination du facteur d'amplification dynamique moyen D :

IL dépend du type du sol et de la période T du bâtiment.

$$D = 2 \sqrt{\frac{0.3}{T}} \text{ pour un sol ferme.}$$

mode de vibration	sens longitudinal				sens transversal			
	T (sec)	D	Cel	F_{el}^{max} (daN)	T (sec)	D	Cel	F_{el}^{max} (daN)
1 ^{er} mode	0.91	1.15	0.052	139524	0.73	1.28	0.058	155297
2 ^{eme} mode	0.13	2.00	0.090	242651	0.10	2.00	0.090	242651

6. REPARTITION VERTICALE DE LA FORCE SISMIQUE F_{el}^{max} :

On doit répartir F_{el}^{max} proportionnellement à $m_i x_i$ pour chaque mode :

$$F_{el,j}^{max} = \eta \frac{m_j x_j}{\sum m_k x_k} \cdot F_{el}^{max}$$

- 1^{er} mode : $F_{el,j}^{max,I} = \eta^I \frac{m_j x_j^I}{\sum m_k x_k^I} F_{el}^{max(I)} = \eta^I \frac{W_j x_j^I}{\sum W_k x_k^I} F_{el}^{max,I}$

- 2^{eme} mode : $F_{el,j}^{max,II} = \eta^{II} \frac{W_j x_j^{II}}{\sum m_k x_k^{II}} \cdot F_{el}^{max,II}$

Pour combiner le 1^{er} et le 2^{eme} mode, on applique la superposition quadratique au niveau des efforts :

$$F_j = \sqrt{(F_j^I)^2 + (F_j^{II})^2} \dots$$

(sens longitudinal)

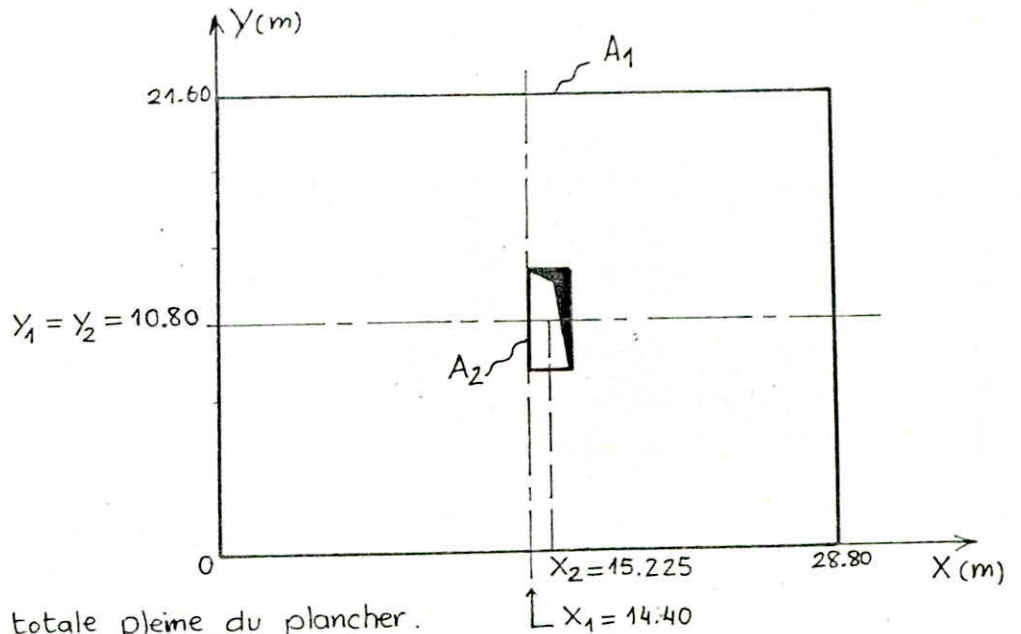
niveau	W_k (daN)	x_k^I (cm)	$W_k x_k^I$ (daN·m)	x_k^{II} (cm)	$W_k x_k^{II}$ (daN·m)	F_j^I (daN)	F_j^{II} (daN)	F_j (daN)
1	494524	0.885	3853	-0.2454	296	13597	5910	6065
2	435385	3.273	14250	0.0624	857	50284	17112	17836
3	"	6.667	29071	0.2523	1243	10259	24819	26856
4	"	11.019	47975	0.2855	1098	16930	21924	27700
5	"	15.684	68286	0.1968	272	24097	5431	24702
6	494524	20.519	101471	0.0679	-1214	35807	24240	43241
Σ			264906		2552			

(sens transversal)

niveau	W_k (daN)	x_k^I (cm)	$W_k x_k^I$ (daN·m)	$-x_k^{II}$ (cm)	$W_k x_k^{II}$ (daN·m)	F_j^I (daN)	F_j^{II} (daN)	F_j (daN)
1	435385	0.578	2517	0.0443	193	1518	5903	6095
2	//	2.138	9309	0.1285	560	5613	17128	18025
3	//	4.425	19266	0.1863	811	11618	24805	27391
4	//	7.021	30568	0.1649	718	18432	21961	28671
5	//	10.245	44605	0.0405	176	26897	5384	27431
6	494524	13.404	66286	-0.1601	-792	39971	24226	46739
		Σ	472551		1666			

8. DISTRIBUTION DES EFFORTS SISMQUES SUR LES PALÉES DE STABILITÉ

1. Détermination du centre de masses :



$A_1 = 622.08 \text{ m}^2$: surface totale pleine du plancher.

$A_2 = 5.445 \text{ m}^2$: surface vide de la cage d'ascenseur.

Les coordonnées du centre de masses sont :

$$X_G = \frac{A_1 X_1 - A_2 X_2}{A_1 - A_2} = 14.39 \text{ m}$$

$$Y_G = \frac{A_1 Y_1 - A_2 Y_2}{A_1 - A_2} = 10.80 \text{ m}$$

2. Détermination du centre de torsion :

$$X_c = \frac{\sum_i I_{x_i} X_i}{\sum_i I_{x_i}}$$

I_{x_i} : inertie équivalente de la palée i suivant X .

$$Y_c = \frac{\sum_i I_{y_i} Y_i}{\sum_i I_{y_i}}$$

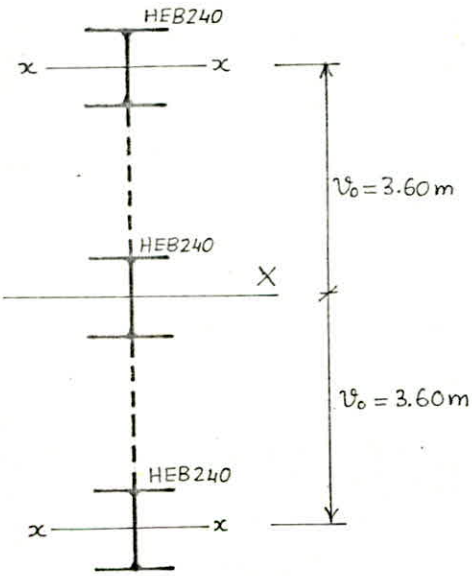
I_{y_i} : inertie équivalente de la palée i suivant Y .

remarque : dans le sens Y , les palées sont identiques et symétriques donc $\Rightarrow Y_c = Y_G = 10.80 \text{ m}$

2.1. Calcul des inerties des palées :

L'inertie d'une palée de stabilité se calcule comme un poteau à treillis, c.à.d on néglige les diagonales et on ne tient compte que de l'inertie des poteaux.

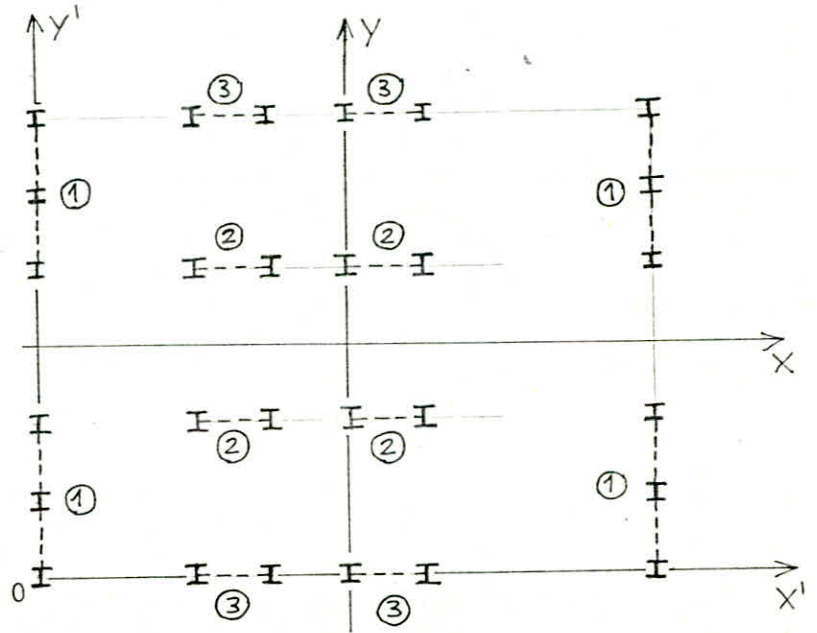
1.1. Inertie de la palée ①:



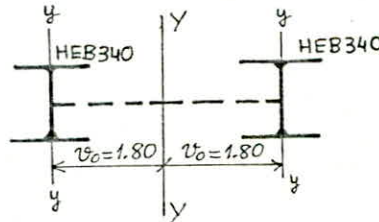
$$I_x = 2 A v_0^2 + 3 I_x$$

$$= 2 \times 106 \times 360^2 + 3 \times 11260$$

$$= 27508980 \text{ cm}^4$$



2.1.2. Inertie de la palée ②:

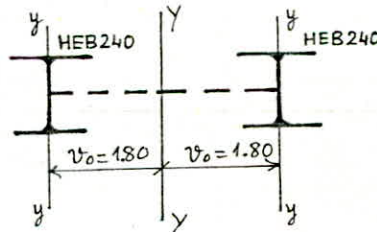


$$I_y = 2 (A v_0^2 + I_y)$$

$$= 2 \times (170.9 \times 180^2 + 9690)$$

$$= 11093700 \text{ cm}^4$$

2.1.3. Inertie de la palée ③:



$$I_y = 2 \times (106 \times 180^2 + 3923)$$

$$= 6876646 \text{ cm}^4$$

2.2. Calcul de X_c :

$$X_c = \frac{\sum I_x X'}{\sum I_x} = \frac{2 \times 27508980 \times 28.80}{4 \times 27508980} = 14.40 \text{ m}$$

donc le centre de torsion est : C (14.40m, 18.80m)

3. Calcul de l'excentricité :

$$e_x = |X_c - X_G| = 0.01 \text{ m}$$

$$e_y = |Y_c - Y_G| = 0.00 \text{ m}$$

● Conclusion: Le centre de torsion coïncide avec le centre de masse, ce qui montre que la position des palées de stabilité est idéale puisque la cage d'escalier est décalée un peu à gauche par rapport à l'axe de symétrie transversal du plancher,

On peut donc conclure que théoriquement, la structure ne risque aucun effort de torsion appréciable, mais le **RPA81** exige dans ce cas de tenir compte d'une excentricité accidentelle estimée à 5% de la plus grande dimension en plan:

$$\rightarrow e = e_x = e_y = \frac{5 \times 28.80}{100} = 1.44 \text{ m}$$

DISTRIBUITION DES EFFORTS SISMIQUES SUR LES PALÉES DE STABILITÉ :

Pour pouvoir distribuer les efforts horizontales sur le système de contreventement doit tenir compte des inerties des palées.

On doit, dans cette opération, admettre les hypothèses suivantes :

— L'inertie du système de contreventement vertical est constante sur toute la hauteur, dans le cas contraire il faut que le changement d'inertie pour un niveau quelconque soit la même pour tout les palées.

— Les planchers soient infiniment rigides horizontalement, ce qui est généralement le cas.

Mode de distribution :

La force horizontale F^k appliquée au niveau k doit être distribuée sur les palées de stabilité dans la direction considérée à l'aide des formules suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} R_{X_i}^k = F_x^k I_{Y_i} \left(\frac{1}{\sum_{j=1}^p I_{Y_j}} + \frac{e y_i}{\sum_{j=1}^p I_{Y_j} y_j^2} \right) \\ R_{Y_i}^k = F_y^k I_{X_i} \left(\frac{1}{\sum_{j=1}^q I_{X_j}} + \frac{e x_i}{\sum_{j=1}^q I_{X_j} x_j^2} \right) \end{array} \right.$$

avec : $p=4, q=2$, x_i, y_i = coordonnées de la palée i dans le repère global (X, Y) .

I_{X_i}, I_{Y_i} = moments d'inertie des palées dans leur repère local.

e = excentricité accidentelle = 1.44 m
 $R_{X_i}^k, R_{Y_i}^k$ = Forces revenant à la palée i au niveau k respectivement dans la direction X, Y

palée	$ X $ (m)	$ Y $ (m)	X^2 (m ²)	Y^2 (m ²)	I_x (m ⁴)	I_y (m ⁴)	$I_x X^2$ (m ⁵)	$I_y Y^2$ (m ⁵)
①	14.40	—	207.36	—	0.27508980	—	57.04262	—
②	—	3.60	—	12.96	—	0.110937	—	1.43774
③	—	10.80	—	116.64	—	0.06876646	—	8.02092

Application :

— sens transversal : $R_{Y_1}^k = 0.275 F_y^k$ — sens longitudinal : $R_{X_2}^k = 0.1695 F_x^k$ $R_{X_3}^k = 0.1239 F_x^k$
--

Répartition des efforts sismiques par niveau sur les palées :

Sens longitudinal

niveau (k)	F_x^k (daN)	R_{x2}^k (daN)	R_{x3}^k (daN)
6	43241	7329	5358
5	24702	4187	3061
4	27700	4695	3432
3	26856	4552	3327
2	17836	3032	2210
1	6065	1028	752

Sens transversal

niveau (k)	F_y^k (daN)	R_{y1}^k (daN)
6	46739	12853
5	27431	7544
4	28671	7885
3	27391	7681
2	18025	4957
1	6095	1676

9. CALCUL DES EFFORTS ET VERIFICATION DES ELEMENTS

1. OBJET :

Dans cette partie on a utilisé le programme STRESS pour déterminer les efforts internes M, N, T dans chaque élément des portiques contreventés.

Ayant obtenu les efforts, on effectue toutes les vérifications nécessaires et si un élément ne passe pas, on redimensionne avec les efforts obtenus.

2. Aperçu sur le programme STRESS :

STRESS = Structural Engineering Système Solver.

C'est un programme qui se base sur la méthode des petits déplacements, il est destiné à résoudre les problèmes de calcul des structures au moyen d'ordinateur.

STRESS peut faire l'analyse linéaire de structures élastiques, chargées statiquement et composées d'éléments prismatiques.

STRESS possède un langage orienté et adapté au génie civil, qui peut être exploité par un utilisateur non spécialisé en traitement informatique.

3. Combinaisons et vérifications :

3.1. Vérification des éléments :

Les éléments structuraux doivent être dimensionnés sur la base des règles CM66, et la vérification est faite à l'aide des combinaisons de la force sismique et des charges verticales :

$$G + P + E \quad (1)$$

$$0.8G \pm E \quad (2) \quad (\text{RPA 81, art. 3.3.2})$$

Les barres des palées de stabilité doivent être calculés pour résister à 1.25 fois la force sismique (RPA 81, art. 3.3.8.3).

Sollicitations à retenir :

a/ pour les poutres et poteaux : $G + P + E$, $0.8G \pm E$, $\frac{4}{3}(G+T) + \frac{3}{2}P$

b/ pour les barres de contreventement : $G + P + 1.25E$, $0.8G \pm E$
 et poteaux des palées $\frac{4}{3}(G+T) + \frac{3}{2}P$

3.2. Vérification des déplacements relatifs : (RPA 81 art. 3.3.7.1)

Le déplacement calculé à partir des forces latérales doit être multiplié par $(1/\sqrt{2B})$ pour obtenir le déplacement relatif, le rapport ne doit pas être plus petit que 1.

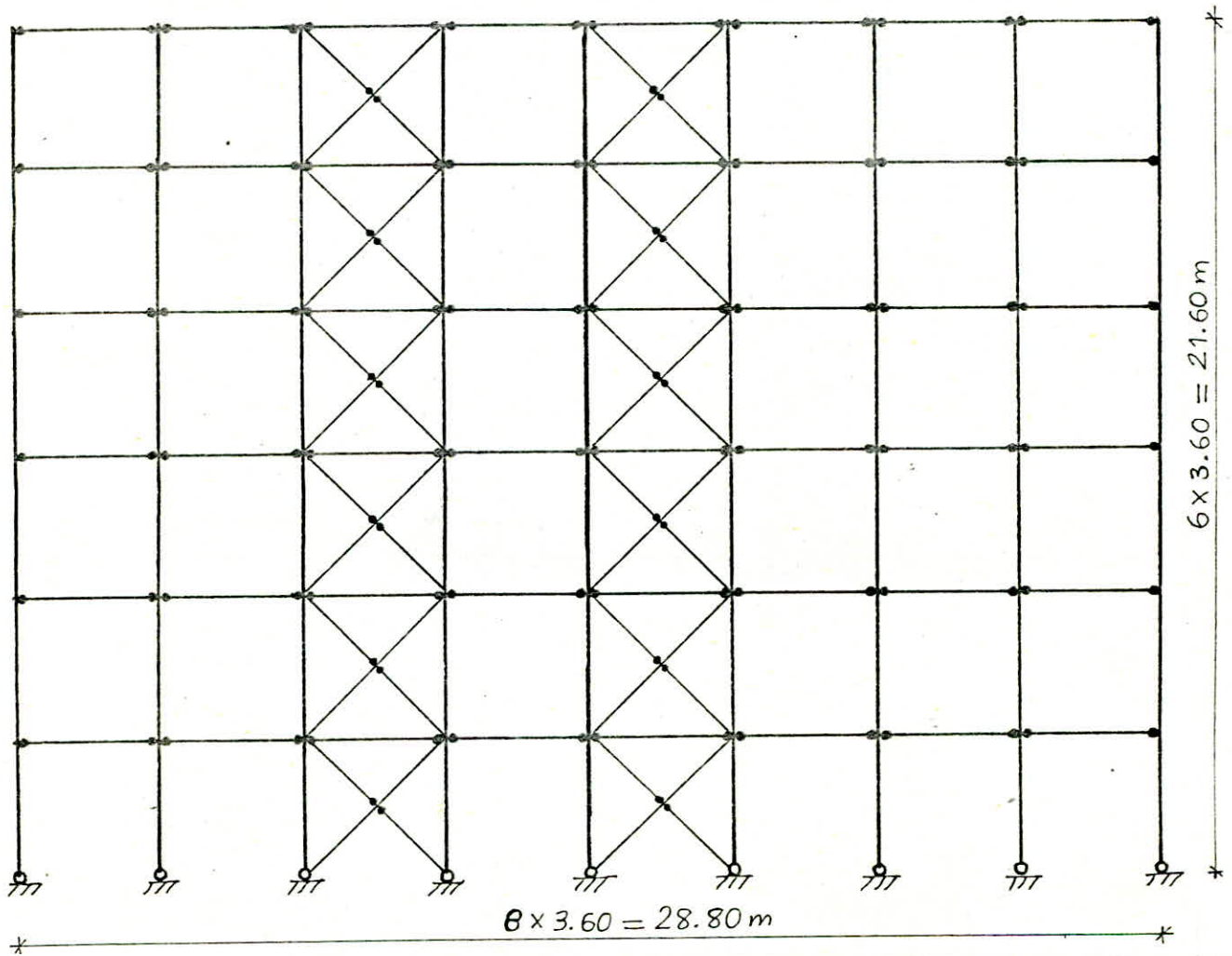
Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 0.0075 fois la hauteur de l'étage donc on doit vérifier :

$$\frac{\delta_j}{2B} \leq 0.0075 h_j \quad \rightarrow \quad 2 \delta_j \leq 2.7 \text{ cm}$$

4. APPLICATION :

4.1. Portique A :

(portique A)

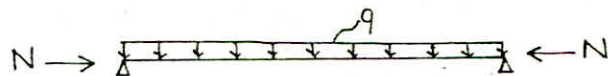


4.1.1. Vérification des poutres :

4.1.1.1. poutre A45 niveau +3.60 : (UPN140)

- Efforts sous la combinaison $\frac{4}{3}(G+T) + \frac{3}{2}P$ (comb. la plus défavorable) :

$$\begin{cases} M^{\max} = 1063.4 \text{ daN}\cdot\text{m} \\ N = 8966 \text{ daN} \\ T^{\max} = 1543 \text{ daN} \end{cases}$$



- vérification de la résistance :

$$\sigma_{\text{tot}} = \frac{N}{A} + \frac{M^{\max}}{W_x} = \frac{8966}{20.4} + \frac{1063.4 \times 10^2}{86.4} = 1672 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_{\text{en}} = 2400 \text{ kg/cm}^2$$

- vérification au cisaillement :

$$1.54 \frac{T^{\max}}{A_a} = 1.54 \times \frac{1543}{(14 - 2 \times 1) \times 0.7} = 283 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_{\text{en}}$$

4.1.1.2. poutre A34 niveau +3.60 : (HEA140)

$$\begin{cases} M^{\max} = 1064.3 \text{ daN}\cdot\text{m} \\ N = 1327 \text{ daN} \\ T = 1543 \text{ daN} \end{cases}$$

- vérification de la résistance : $\sigma = \frac{1327}{31.4} + \frac{1063.4 \times 10^2}{155} = 728 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_{en}$

- vérification au cisaillement : $- 1.54 \times \frac{1543}{(14 - 2 \times 0.85) \times 0.55} = 351 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_{en}$

Remarque : l'instabilité des poutres (flambement, déversement, ...) est empêché par leur solidarisation avec le plancher au moyen des connecteurs, en plus les poutres sont entretoisées par des solives.

4.1.2. Vérification des poteaux :

Le poteau A6 (HEB 240) est le plus sollicité :

$$\begin{cases} M^{inf} = 0 \\ M^{sup} = 50894 \text{ daNcm} \\ N^{max} = 153177 \text{ daN} \\ T^{max} = 12420 \text{ daN} \end{cases} \quad (\text{comb. } G+P+1.25 E)$$

4.1.2.1. Calcul de la longueur de flambement :

(CM66 art. 5.133)

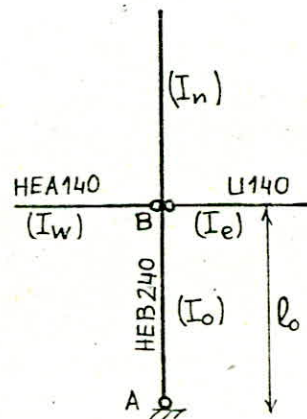
Lorsque la stabilité dans la direction du flambement est assurée par des contreventement, le rapport $\frac{l_f}{l_0}$ est donné

par la formule suivante :

$$\frac{l_f}{l_0} = \frac{3 - 1.6(k_A + k_B) + 0.84 k_A k_B}{3 - (k_A + k_B) + 0.28 k_A k_B}$$

où : k_A, k_B sont des coefficients d'encastrement aux extrémités du tronçon AB du poteau considéré.

$k_A = 0$ (l'extrémité A est articulée) $\Rightarrow \frac{l_f}{l_0} = \frac{3 - 1.6 k_B}{3 - k_B}$



- calcul du coefficient d'encastrement au nœud B : (CM66 art. 5,132)

$$k_B = \frac{\frac{I_w}{l_w} + \frac{I_e}{l_e}}{\frac{I_n}{l_n} + \frac{I_e}{l_e} + \frac{I_o}{l_0} + \frac{I_w}{l_w}} \quad \text{avec } I_n = I_o, I_w > I_e$$

$$l_w = l_e = l_n = l_0$$

pour les poutres on tient compte que de celles qui possèdent la rigidité la plus faible (cas d'assemblage par boulons ordinaires).

$$\Rightarrow k_B = \frac{I_e}{2 I_o + I_e} = \frac{605}{2 \times 3923 + 605} = 0.07$$

$$\Rightarrow \frac{l_f}{l_0} = 0.96 \Rightarrow l_f = 0.96 \times 3.60 = 3.456 \text{ m} = 345.6 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = \frac{l_{fy}}{i_y} \quad \text{et} \quad \lambda_x = \frac{l_{fx}}{i_x} \quad \text{avec } l_{fx} = l_{fy}$$

$$i_y < i_x \Rightarrow \lambda^{max} = \lambda_y = \frac{345.6}{6.08} = 56.84 \quad (\text{flambement } / x-x)$$

$$\lambda^{max} = 56.84 \rightarrow k = 1.165$$

- Contrainte de non deversement :

cas des pièces soumises à deux moments différents au droit des appuis (CM66 art 3,62)

$$B = C = 1$$

$$\sigma_d = 4 \times 10^6 \cdot \frac{I_y}{I_x} \cdot \frac{h^2}{l^2} \cdot (D-1) BC$$

$$D = \sqrt{1 + 0.156 \frac{J l^2}{I_y h^2}} = 1.37 \Rightarrow \sigma_d = 2500 \text{ daN/cm}^2 > \sigma_{en} = 2400$$

⇒ La vérification de la stabilité au deversement n'est pas nécessaire.

Pour la vérification de la stabilité, on utilise la formule enveloppe (cas des pièces soumises à la compression avec flexion dans le plan de flambement) :

$$\frac{9}{8} (k\sigma + \sigma_f) \leq \sigma_{en}$$

$$\rightarrow \frac{9}{8} \left(k \frac{N}{A} + \frac{M}{W} \right) = \frac{9}{8} \left(1.165 \times \frac{153177}{106} + \frac{50894}{327} \right) = 2069 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_{en}$$

$$\text{- Vérification au cisaillement : } 1.54 \times \frac{12420}{(24 - 2 \times 1.7) \times 1} = 929 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_{en}$$

4.1.3. Vérification des barres de contreventement : (77 100x80x9)

Effort max de Compression : $N = 18019 \text{ daN}$ (comb. G + P + 1.25 E)

$N = 9192 \text{ daN}$ (effet de la température)

$$\Sigma : N = 27211 \text{ daN}$$

$$i_x = i_z = 3.11 \text{ cm}, \quad i_y = 3.51 \text{ cm}$$

$$\lambda^{\max} = \lambda_z = \frac{l_{fx}}{i_x} = \frac{0.9 l_0}{i_x} = \frac{0.9 \times 360 \sqrt{2}}{3.11} = 147 < \lambda_{lim} = 200$$

$$\lambda^{\max} = 147 \rightarrow k = 3.55$$

$$A_{nette} = 31 - 2 \times 2 \times 0.9 = 27.4 \text{ cm}^2 \quad (\text{estimation : 2 boulons } \varnothing 20 / \text{section})$$

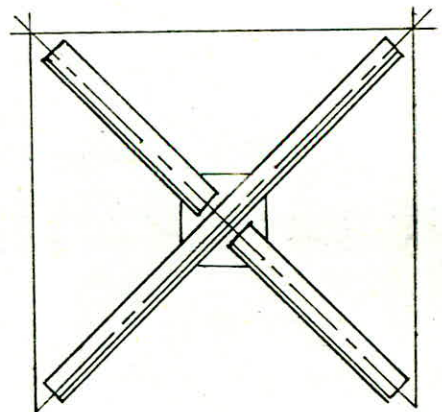
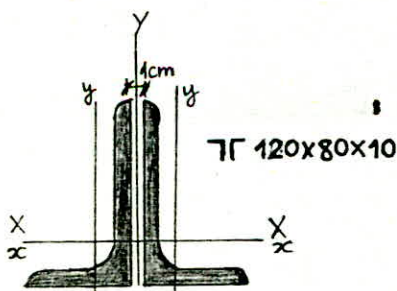
$$\sigma = k \frac{N}{A_{nette}} = 3.55 \times \frac{27211}{27.4} = 3526 \text{ daN/cm}^2 > \sigma_{en}$$

→ on doit augmenter la section → 77 120x80x10

$$i_x = i_z = 3.8 \text{ cm}, \quad i_y = 3.24 \text{ cm} \rightarrow \lambda^{\max} = 108.5 \rightarrow k = 2.132$$

$$A_{nette} = 2 \times 19.1 - 2 \times 2 \times 1 = 34.2 \text{ cm}^2$$

$$\sigma = k \frac{N}{A_{nette}} = 1696 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_{en}$$



On précise qu'à partir du niveau +10.80 m (3^{ème} étage) on fait un changement de section :

Effort max. de compression $N = 11532 \text{ daN}$

→ $7I90 \times 70 \times 8$

$i_x = i_y = 2.82$, $i_y = 3.01$ → $\lambda^{\max} = 162.48 < \lambda_{\text{lim}} = 200$

$\lambda^{\max} = 162.48$ → $k = 4.25$

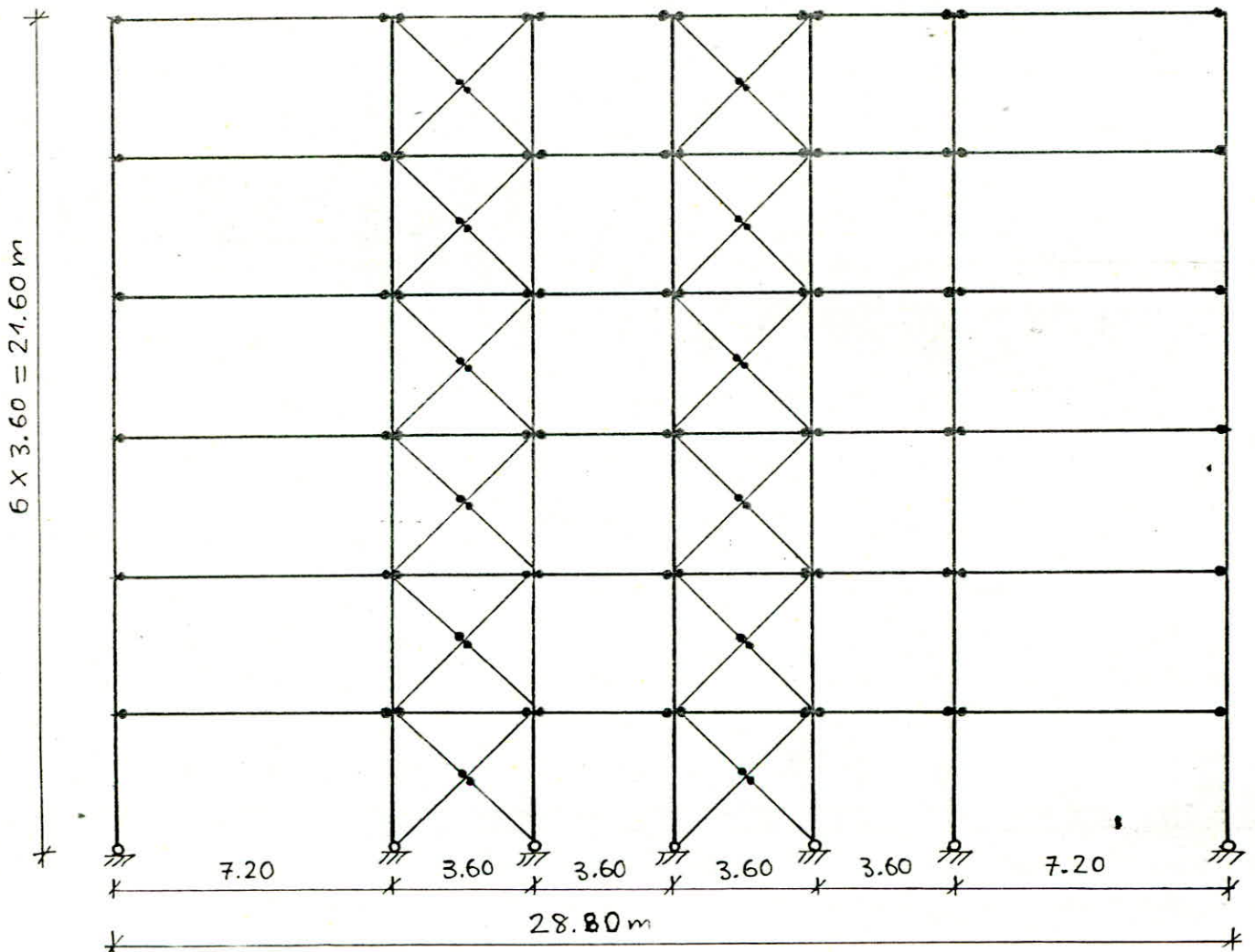
$A_{\text{nette}} = 21.26 \text{ cm}^2$ → $\sigma = k \frac{N}{A_{\text{nette}}} = 2305 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_{\text{en}}$

4.1.4. Vérification des déplacements relatifs :

Il faut vérifier : $2 \delta_j^r \leq 2.7 \text{ cm}$ (RPA81 art. 3,3.7.1)

niveau	δ_j^s (cm)	δ_j^r (cm)	$2 \delta_j^r$ (cm)
1	0.2719	0.2719	0.5438
2	0.7040	0.4321	0.8642
3	1.2555	0.5515	1.1030
4	1.8646	0.6091	1.2182
5	2.4937	0.6291	1.2582
6	3.1249	0.6312	1.2624

4.2. Portique C :



4.2.1. Vérification des poutres : poutre C45 niveau +3.60 (HEA160)

Efforts max sous la combinaison $\frac{4}{3}(G+T) + \frac{3}{2}P$:

$$\begin{cases} N = 9000 \text{ daN} \\ M = 3137.8 \text{ daN}\cdot\text{m} \\ T = 4447 \text{ daN} \end{cases}$$

Vérification de la résistance : $\sigma_{\text{tot}} = \frac{9000}{38.8} + \frac{3137.8 \times 10^2}{220} = 1658 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_{\text{en}}$

Vérification au cisaillement : $1.54 \times \frac{4447}{(15.2 - 2 \times 0.9) \times 0.6} = 852 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_{\text{en}}$

4.2.2. Vérification des poteaux :

Le poteau le plus sollicité : C6 (HEB340)

Efforts sous la combinaison $G+P+1.25E$:

$$\begin{cases} M^{\text{inf}} = 0 \\ M^{\text{sup}} = 89190 \text{ daN}\cdot\text{cm} \\ N = 253836 \text{ daN} \\ T = 21011 \text{ daN} \end{cases}$$

a/ Vérification de la stabilité :

- longueur de flambement : $l_f = 354 \text{ cm}$

$\lambda^{\text{max}} = \lambda_y = \frac{l_f}{i_y} = 47 \rightarrow k = 1.100$

- contrainte de non deversement : $\sigma_d = 2048 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_{\text{en}}$

\Rightarrow la vérification au deversement est nécessaire.

- calcul de l'élanement λ_0 : $\lambda_0 = \frac{l}{h} \sqrt{\frac{4I_x}{BCI_y} \left(1 - \frac{\sigma_d}{\sigma_{\text{en}}}\right)} = 15.51 \rightarrow k_0 = 1.009$

d'où $k_{d0} = \frac{k_0}{1 + \frac{\sigma_d}{\sigma_{\text{en}}}(k_0 - 1)} = 1.001$

$$k_d = \sup \left\{ 1, \frac{k_{d0}}{c'} + \frac{c' - 1}{5 k_{d0}} \right\}$$

$$c' = \sqrt{\frac{3}{1 + \frac{M_i}{M_s} + \left(\frac{M_i}{M_s}\right)^2 - 0.152 \left(1 - \frac{M_i}{M_s}\right)^2}} = 1.88$$

$$k_d = \sup \left\{ 1, 0.71 \right\} \rightarrow k_d = 1$$

- formule enveloppe de vérification : $\frac{9}{8} \left(k \frac{N}{A} + \frac{M}{W_y} \right) = 1993 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_{\text{en}}$

b/ Vérification au cisaillement :

$$1.54 \frac{T^{\text{max}}}{A_a} = 96 \text{ daN/cm}^2 \ll \sigma_{\text{en}}$$

pour les poteaux centraux on fait un changement de section à partir du niveau +10.80m.

$$N^{\text{max}} = 132054 \text{ daN} \text{ sous la Comb. } \frac{4}{3}(G+T) + \frac{3}{2}P$$

Soit un HEB240.

$$\text{vérification : } \lambda^{\max} = \frac{l_f}{i_{\min}} = 59.21 \rightarrow k = 1.185$$

$$\sigma = k \frac{N}{A} = 1.185 \times \frac{132054}{106} = 1476 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_{en}$$

4.2.3. Barres de contreventement : $7\Gamma 120 \times 80 \times 10$

Effort max. de compression sous la comb. $G+P+1.25E$: $N = 31082 \text{ daN}$

effet de la température $N = 879 \text{ daN}$ (traction) négligeable.

$$i_x = i_x = 3.80 \text{ cm}, \quad i_y = 3.24 \text{ cm} \rightarrow \lambda^{\max} = 108.46 \rightarrow k = 2.132$$

$$\sigma = k \frac{N}{A_{\text{nette}}} = 2.132 \times \frac{31082}{34.2} = 1938 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_{en}$$

→ Changement de section à partir du niveau +10.80 :

$N = 17777 \text{ daN}$ sous la comb. $G+P+1.25 E$

→ soit $7\Gamma 100 \times 80 \times 9$

$$\text{vérification : } \sigma = k \frac{N}{A_{\text{nette}}} = 3.55 \times \frac{17777}{27.4} = 2303 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_{en}$$

4.2.4. Vérification des déplacements relatifs :

Il faut vérifier : $2 \delta_j^r \leq 2.7 \text{ cm}$

niveau	δ_j^c (cm)	δ_j^r (cm)	$2 \delta_j^r$ (cm)
1	0.3945	0.3945	0.7890
2	0.9051	0.5106	1.0212
3	1.4992	0.5941	1.1882
4	2.1137	0.6145	1.2290
5	2.7147	0.6010	1.2020
6	3.2809	0.5662	1.1324

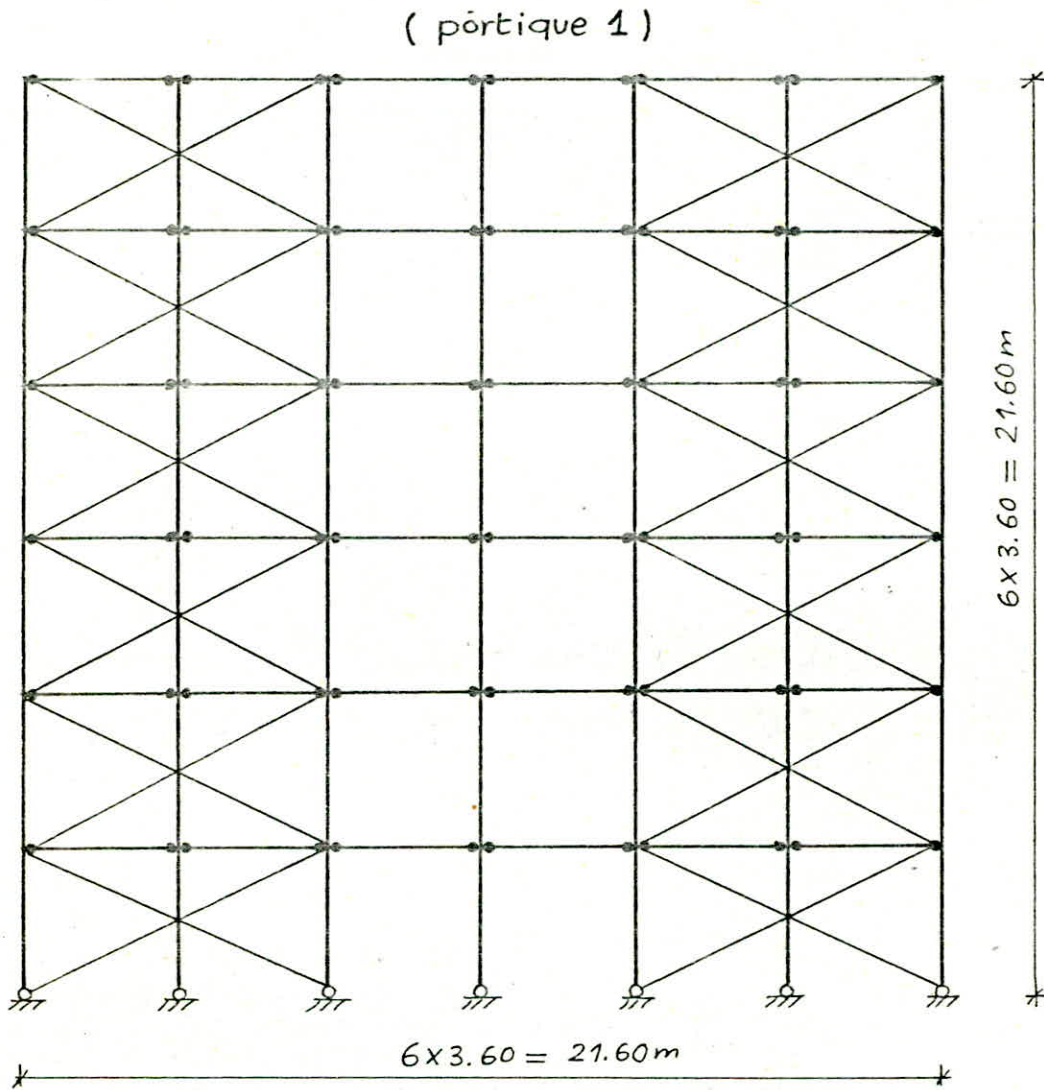
4.3. Portique 1 :

4.3.1. Vérification des poutres : poutre CD1 niveau +3.60 (HEA140).

$$\text{Efforts max sous la comb. } \frac{1}{3}(G+T) + \frac{3}{2}P : \left\{ \begin{array}{l} N = 16108 \text{ daN} \\ M = 1064.3 \text{ daN}\cdot\text{m} \\ T = 1557 \text{ daN} \end{array} \right.$$

$$\text{vérification de la résistance : } \sigma_{\text{tot}} = \frac{16108}{24.7} + \frac{1064.3 \times 10^2}{155} = 1339 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_{en}$$

$$\text{vérification au cisaillement : } 1.54 \frac{T^{\max}}{A_a} = 354 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_{en}$$



4.3.2. Vérification des poteaux :

Le poteau le plus sollicité : C1 (HEB240)

Efforts sous la combinaison $G+P+1.25 E$:

$$\left. \begin{array}{l} M^{\text{inf}} = 0 \\ M^{\text{sup}} = 99175 \text{ daN}\cdot\text{cm} \\ N = 179776 \text{ daN} \\ T = 28011 \text{ daN} \end{array} \right\}$$

a/ Vérification de la stabilité :

- longueur de flambement : $l_f = 356.4 \text{ cm}$

$$\lambda^{\text{max}} = \lambda_y = \frac{356.4}{6.08} = 58.6 \rightarrow k = 1.180$$

- contrainte de non déversement : $\sigma_D = 2465 \text{ daN/cm}^2 > \sigma_{en}$

→ vérification au déversement n'est pas nécessaire.

- formule enveloppe de vérification :

$$\frac{9}{8} \left(k \frac{N}{A} + \frac{M}{W_x} \right) = 2370 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_{en}$$

b/ Vérification au cisaillement :

$$1.54 \frac{T^{\max}}{A_a} = 2094 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_{en}$$

4.3.3. Barres de contreventement (diagonales) : $7\Gamma 120 \times 80 \times 10$ Effort max. sous la comb. $G+P+T+1.25E$: $N = 58320 \text{ daN}$ (compression)

$$i_x = i_y = 3.80 \text{ cm}, \quad i_y = 3.34 \text{ cm} \rightarrow \lambda^{\max} = 108.46 \rightarrow k = 2.132$$

$$\sigma = k \frac{N}{A_{nette}} = 2.132 \times \frac{58320}{34.2} = 3636 \text{ daN/cm}^2 > \sigma_{en}$$

→ On augmente la section des cornières : soit $7\Gamma 150 \times 90 \times 12$

$$i_x = 4.77 \text{ cm}, \quad i_y = 3.62 \text{ cm} \rightarrow \lambda^{\max} = 100 \rightarrow k = 1.894$$

$$\sigma = 1.894 \times \frac{58320}{50.2} = 2200 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_{en}$$

On fait un changement de section à partir du niveau +10.80 m

→ $7\Gamma 120 \times 80 \times 10$; $N = 23186 \text{ daN}$ (compression)

$$\sigma = k \frac{N}{A_{nette}} = 1445 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_{en}$$

4.3.4. Vérification des déplacements relatifs :

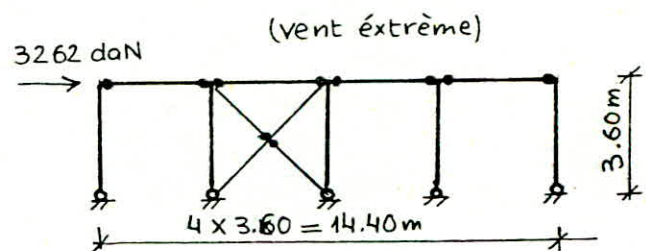
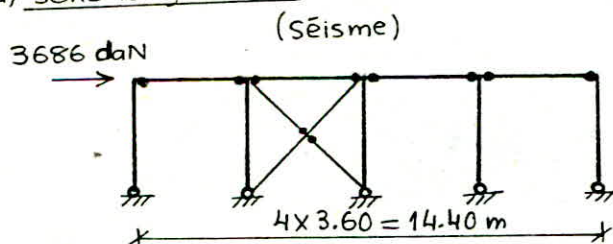
IL faut vérifier : $2 \delta_j^r \leq 2.7 \text{ cm}$

niveau	δ_j^c (cm)	δ_j^r (cm)	$2 \delta_j^r$ (cm)
1	0.3591	0.3591	0.7182
2	0.7949	0.4358	0.8716
3	1.2816	0.4867	0.9734
4	1.7682	0.4866	0.9732
5	2.2344	0.4662	0.9324
6	2.6794	0.4450	0.8900

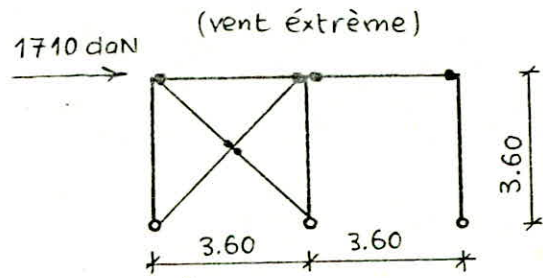
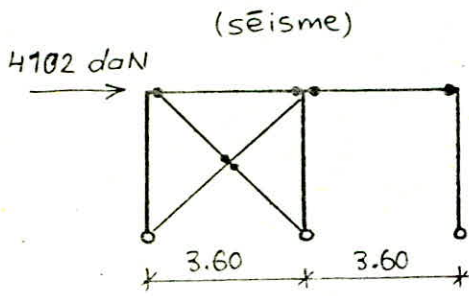
4.4. Vérification des éléments de la salle de machines :

4.4.1. Comparaison séisme-vent extrême :

a/ sens longitudinal :



b/ Sens transversal :



On constate que la force sismique est plus défavorable par rapport à celle du vent Extrême.

4.4.2. Répartition de la force sismique sur les palées :

Le Centre de masse G coïncide avec le centre de torsion C

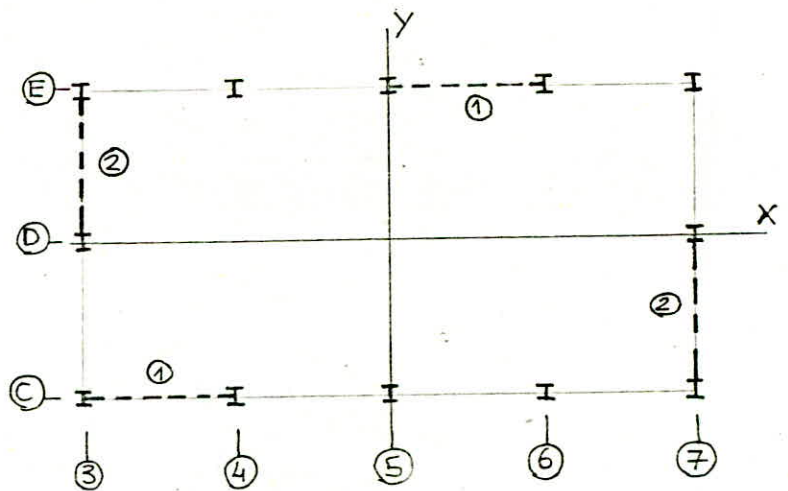
→ $e_x = e_y = 0$
mais on prend :

$e_x = e_y = e = 5\% L_{max}$
 $= 0.72 \text{ m}$

$R_x = F_x \left(\frac{1}{n} + \frac{e_y}{\sum_{i=1}^n Y_i^2} \right)$

$R_y = F_y \left(\frac{1}{n} + \frac{e_x}{\sum_{i=1}^n X_i^2} \right)$

avec $n=2$ (nombre de palées dans une direction)



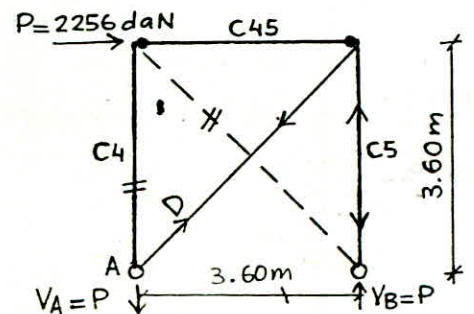
palée	X (m)	Y (m)	X ² (m ²)	Y ² (m ²)
1	—	3.60	—	12.96
2	7.20	—	51.84	—

$R_x = 3683 \times \left(\frac{1}{2} + \frac{0.72 \times 3.60}{2 \times 12.96} \right) = 2212 \text{ daN}$
 $R_y = 4102 \times \left(\frac{1}{2} + \frac{0.72 \times 7.20}{2 \times 51.84} \right) = 2256 \text{ daN}$

4.4.3. Calcul des efforts normaux dans les diagonales :

$N_D = 3191 \text{ daN}$, $N_{C4} = 0$, $N_{C5} = -2256 \text{ daN}$

$N_{C45} = -2256 \text{ daN}$



4.4.4. Dimensionnement des diagonales :

$$A_{\text{nette}} \geq \frac{N_D}{\sigma_{\text{en}}} = 1.33 \text{ cm}^2 \rightarrow 740 \times 25 \times 4$$

$$\text{assemblage : } 1012 \rightarrow A_{\text{nette}} = 1.98 \text{ cm}^2 > 1.33 \text{ cm}^2$$

4.4.5. Vérification des poutres :

poutre C45 (HEA140) :

$$\text{- vérification à la résistance : } \sigma = \frac{N}{A} + \frac{M}{W_x} = \frac{2256}{31.4} + \frac{882.9 \times 10^2}{155} = 641 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_{\text{en}}$$

$$\text{- vérification au cisaillement : } 1.54 \frac{T}{A_a} = 166 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_{\text{en}}$$

4.4.6. Vérification des poteaux :

poteau le plus sollicité : C5 (HEA140)

vérification à la stabilité :

$$\sigma = k \frac{(N_{G+P} + N_E)}{A} = 1.955 \frac{(15320 + 2256)}{31.4} = 1094 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_{\text{en}}$$

10. ASSEMBLAGES.

1. OBJET :

Les assemblages jouent un rôle primordial dans la résistance et stabilité de la structure en acier, ils ont pour fonction la transmission des efforts totalement ou partiellement (l'articulation ne transmet pas le moment flechissant), et ceci afin de réaliser la continuité mécanique entre les éléments résistants pour assurer la rigidité voulue de la construction.

2. Assemblages POTEAUX-POUTRES :

Les poutres sont considérées articulées aux poteaux, car dans notre cas, il n'est pas nécessaire d'avoir recours aux encastresments des poutres aux poteaux à moins que l'on cherche par ce procédé la diminution de la retombée des poutres et l'épaisseur des planchers.

2.1. Calcul et dimensionnement :

2.1.1. poutres : AB1 - AB9 - BC1 - BC9 - EF1 - EF9 - FG1 - FG9.

Les efforts aux extrémités des poutres étant très variés, on prend le cas le plus défavorable :

$$\begin{cases} N = 5579 \text{ daN} \\ T = 3809 \text{ daN} \end{cases}$$

On choisit comme attache: une platine avec quatre boulons.

Donc les boulons sont sollicités en cisaillement + arrachement, et les efforts unitaires par boulon:

$$\begin{cases} N^* = N/4 = 1395 \text{ daN} \\ T^* = T/4 = 952 \text{ daN} \end{cases}$$

→ donc d'après : CM66 (art. 4.12) :

$$\begin{cases} 1.25 \frac{N^*}{A_r} \leq \sigma_{en} \\ \frac{(\overline{N^{*2}} + 2.36 \overline{T^{*2}})^{1/2}}{A_r} \leq \sigma_{en} \end{cases}$$

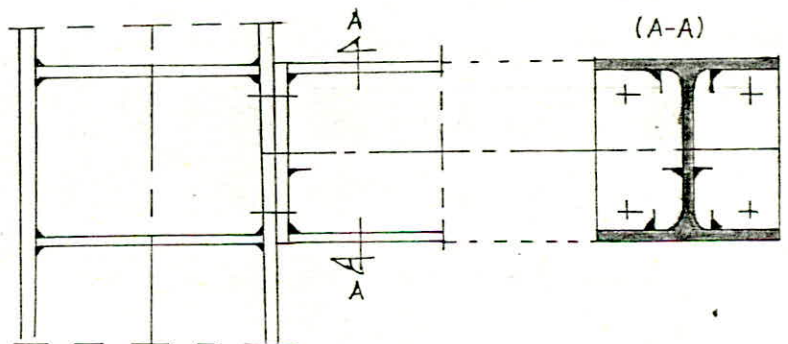
$$\Rightarrow A_r \geq \max \begin{cases} 1.25 \frac{N^*}{\sigma_{en}} = 0.73 \text{ cm}^2 \\ \frac{(\overline{N^{*2}} + 2.36 \overline{T^{*2}})^{1/2}}{\sigma_{en}} = 0.84 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

→ on choisit des boulons $\varnothing 16$ ($A_r = 1.15 \text{ cm}^2$).

- épaisseur de la platine : condition d'épaisseur (CM66 - 4.102) :

$$e \leq d - 2 \text{ mm} = 15 \text{ mm} \rightarrow \underline{e = 8 \text{ mm}}$$

- pression diamétrale : $\frac{d}{e_{min}} = \frac{17}{6} = 2.8 < 3 \rightarrow$ inutile de vérifier la pression diamétrale (CM66 - 4.102.35)



Entraxe des boulons et pincés : entraxe : $3d < \delta < 10d$ aciers protégés contre l'oxydation.
(CM66. 4.101)

$d = 16 + 1 = 17 \text{ mm} \rightarrow 51 < \delta < 170$, le choix est donné dans le tableau.
pincés longitudinaux et transversales :

$$1.5d < \delta_l = \delta_t < 2.5d \rightarrow \delta_l = \delta_t = 30 \text{ mm.}$$

$$\begin{array}{ccc} \parallel & & \parallel \\ 25.5 & & 42.5 \end{array}$$

remarque : On précise que la condition de pince long. $\delta_l \geq \frac{0.8 T}{e \sigma_{en}}$ mentionnée dans l'article 4.101.2 (CM66) n'est nécessaire que pour les boulons assemblant au double cisaillement les éléments d'épaisseur $< 8 \text{ mm}$ (Annexe 14.101.1).

En plus tout les diamètres choisis sont normaux (CM66. annexe 14.101).

Le reste des calculs et dimensionnements des autres poutres sera regroupé dans le tableau suivant :

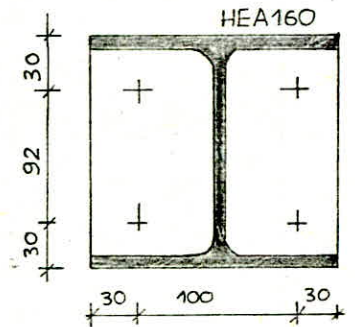
Echelle : 1:5

poutres : | AB1 - BC1 - EF1 - FG1.
| AB9 - BC9 - EF9 - FG9.

Efforts par boulon : | $N^* = 1395 \text{ daN}$
| $T^* = 952 \text{ daN}$

4 Boulons de diamètre $\varnothing = 16 \text{ mm}$

Attache par platine d'épaisseur : $e = 8 \text{ mm}$



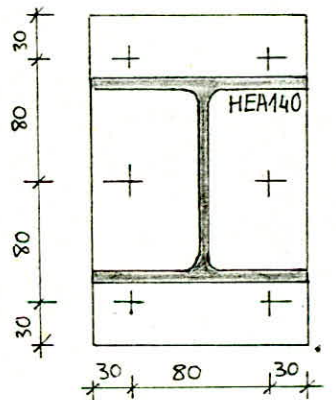
poutres : | CD1 - DE1
| CD9 - DE9

Efforts par boulon : | $N^* = 2685 \text{ daN}$
| $T^* = 260 \text{ daN}$

6 Boulons $\varnothing 16$

Attache par platine $e = 8$

Observation : ici la platine est débordante pour vérifier la condition de pince.

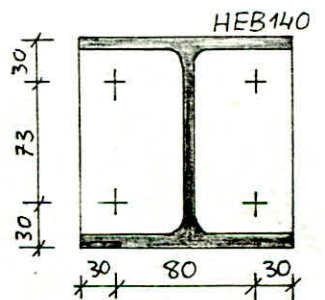


poutres : A34 - A56 - G34 - G56 - CI5 - HE5 - IH5.

Efforts par boulon : | $N^* = 640 \text{ daN}$
| $T^* = 227 \text{ daN}$

4 Boulons $\varnothing 16$

Attache par platine $e = 8$.

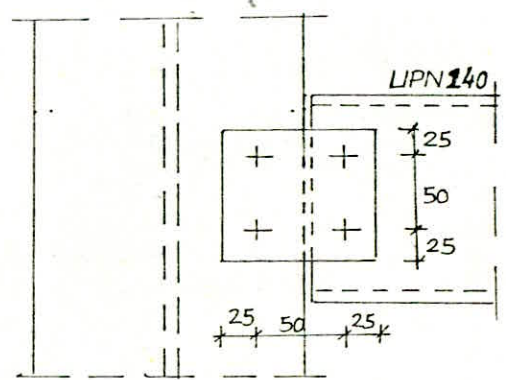


poutres : | A12 - A23 - A45 - A67 - A78 - A89
 | G12 - G23 - G45 - G67 - G78 - G89

Efforts par boulon : | $N^* = 2249 \text{ daN}$
 | $T^* = 386 \text{ daN}$

4 Boulons $\varnothing 16$.

Attache par double plât $e = 8$



poutres : | AC2 - AC3 - AC4 - AC5 - AC6 - AC7 - AC8
 | EG2 - EG3 - EG4 - EG5 - EG6 - EG7 - EG8

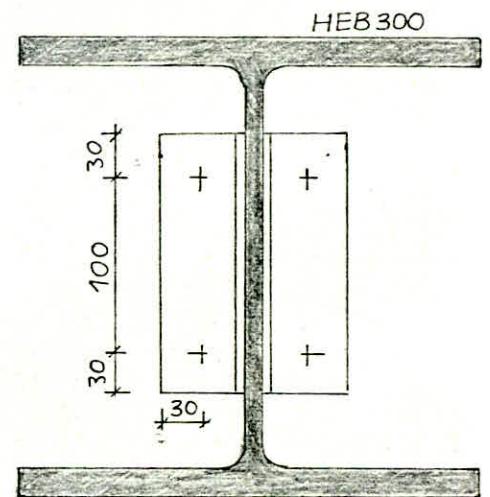
Efforts par boulon : | $N^* = 0$
 | $T^* = 2218 \text{ daN}$

4 Boulons $\varnothing 16$.

Attache par $\Gamma 80 \times 80 \times 8$

Observations : - l'utilisation de platine soudée à la poutre (âme et semelles) ne vérifie pas la condition de pinces.

- les poutres : AC2 - AC8 - EG2 - EG8. seront grugées aux semelles (car c'est un assemblage poutre-poutre).

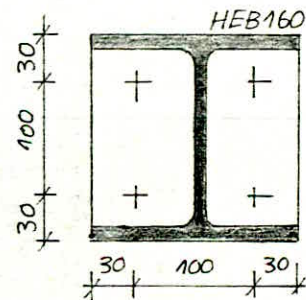


poutres : | C34 - C45 - C56 - C67 - CD3 - DE3.
 | E34 - E45 - E56 - E67.

Efforts par boulon : | $N^* = 2250 \text{ daN}$
 | $T^* = 629 \text{ daN}$

4 Boulons $\varnothing 16$

Attache par platine $e = 8$



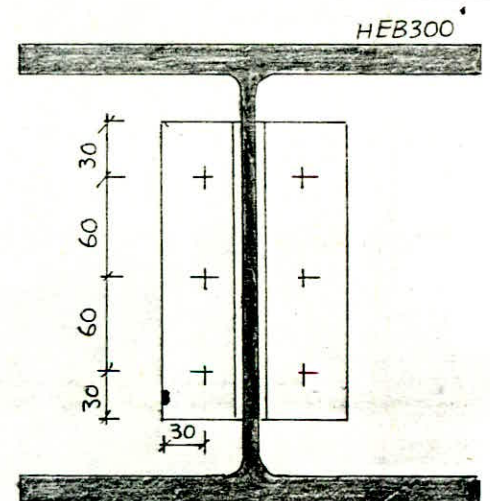
poutres : | C13 - C79 - E13 - E79.
 | D13 - D79 - D35.

Efforts par boulon : | $N^* = 0$
 | $T^* = 2283 \text{ daN}$

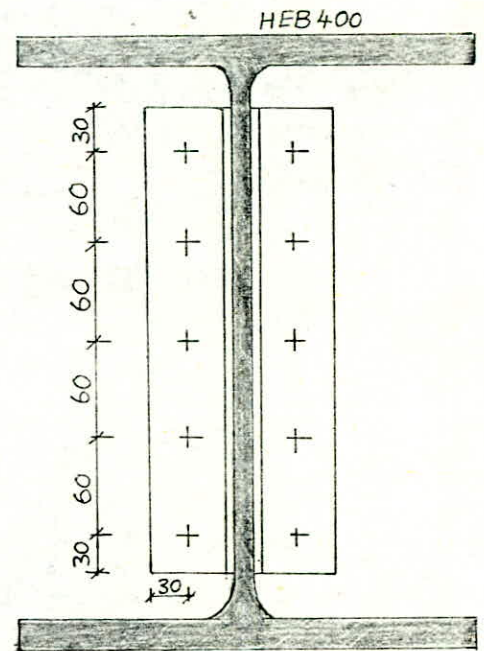
6 Boulons $\varnothing 16$

Attache par $\Gamma 80 \times 80 \times 8$.

Observation : pour le poteau C3, on constate que la poutre C13 est attachée par 6 boulons et du côté opposé, la poutre C34 est attachée par 4 boulons (qui sont donc doublement cisailés) ceci oblige, lors de l'exécution, de coïncider :
 - les entraxes des 4 premiers boulons.
 - le niveau supérieur des 2 poutres.



poutre : CE7

Efforts par boulon $\left\{ \begin{array}{l} N^* = 0 \\ T^* = 2093 \text{ daN} \end{array} \right.$ 10 Boulons $\varnothing 16$ Attache par $7T 80 \times 80 \times 8$.

2.2. Vérification des soudures de platines :

- Hypothèses de calcul :
 - N sollicite tous les cordons.
 - T sollicite les cordons d'âme.

$$\sigma_N = \tau_{\perp N} = \frac{N}{a \alpha \sum_i l_i}$$

$$\tau_{//T} = \frac{T}{a \alpha l_3}$$

Vérification: formule de base : (CM66-4.312)

$$\sigma^2 + 1.8(\tau_{\perp}^2 + \tau_{//}^2) \leq \sigma_{en}^2$$

avec : $\sigma = \sigma_N$, $\tau_{\perp} = \tau_{\perp N}$, $\tau_{//} = \tau_{//T}$.

en remplaçant dans la formule de base on obtient :

$$\left[1.4 \left(\frac{N}{a \alpha \sum_i l_i} \right)^2 + 1.8 \left(\frac{T}{2 a \alpha l_3} \right)^2 \right]^{1/2} \leq \sigma_{en}$$

Donc il suffit de vérifier les platines les plus sollicitées :
cordons de soudures (FeE24) d'épaisseur $a = 4 \text{ mm} \rightarrow a \alpha = 4 \text{ mm}$.

poutres C34-.....

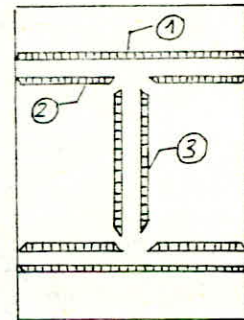
$$\left\{ \begin{array}{l} N = 9000 \text{ daN} \\ T = 2514 \text{ daN} \end{array} \right.$$

 $l_1 = 0$, $l_2 = 6.9 \text{ cm}$, $l_3 = 12.6 \text{ cm}$ ce qui donne une contrainte de :

$$1365 \text{ daN/cm}^2 < 2400 \text{ daN/cm}^2$$

poutres CD1-.....

$$\left\{ \begin{array}{l} N = 16108 \text{ daN} \\ T = 1557 \text{ daN} \end{array} \right.$$

 $l_1 = 13.2 \text{ cm}$, $l_2 = 5.8 \text{ cm}$, $l_3 = 10.8 \text{ cm} \rightarrow \sigma = 1616 \text{ daN/cm}^2 < 2400 \text{ daN/cm}^2$
donc tout les cordons vérifiés.


3. ASSEMBLAGE POUTRES-SOLIVES :

3.1. Calcul et dimensionnement :

charge totale pondérée : $q = 1253 \text{ daN/m}$

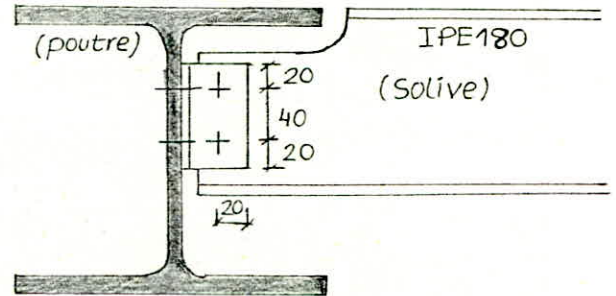
donc l'effort tranchant est : $T = 1253 \times \frac{3.60}{2} = 2255 \text{ daN}$

$$T^* = T/4 = 564 \text{ daN}$$

$$A_r \geq 1.54 \times \frac{564}{2400} = 0.36 \text{ cm}^2$$

→ Boulons $\varnothing 10$ ($A_r = 0.58 \text{ cm}^2$)

remarque : L'assemblage choisit est fixé rigidement sur la poutre donc il ne sera pas nécessaire de vérifier l'effet de l'excentrement dû à T . (CM66 - 4.422).



- Conclusion : Toutes les solives seront assemblées de la façon figurée.

4. ASSEMBLAGES D'ESCALIER :

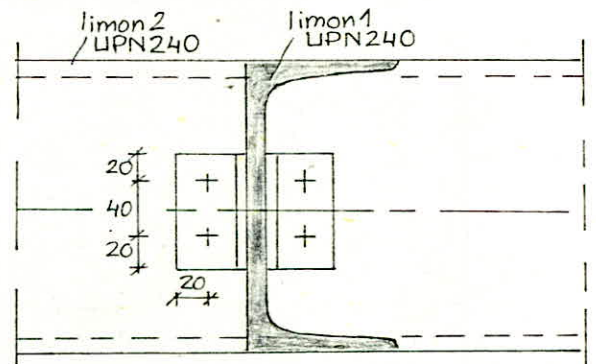
4.1. Attache limon 1 - limon 2 :

charge totale pondérée : $q = 599 \text{ daN/m}$

⇒ $T = 2156 \text{ daN}$ ⇒ $T^* = 539 \text{ daN}$

$$A_r \geq 1.54 \times \frac{539}{2400} = 0.35 \text{ cm}^2$$

→ Boulons $\varnothing 10$ ($A_r = 0.58$)



[voir partie escalier (détail 2)]

4.2. Attache poteau - console :

réalisée par soudure frontale,
cordons de soudure FeE24, $a\alpha = 4 \text{ mm}$

- Hypothèses de calcul :

- T repris par les cordons d'âme.
- M " " " de semelles.

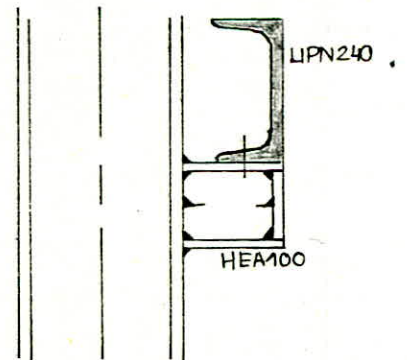
$$T = 3235 \text{ daN}$$

$$M = 3235 \times 0.12 = 404 \text{ daN}\cdot\text{m}$$

vérification des cordons d'âme :

$$\sqrt{1.8} \frac{T}{20\alpha l_3} = 754 \text{ daN/cm}^2 < 2400 \text{ daN/cm}^2$$

- remarque : - Les cordons de semelles sont largement suffisantes pour équilibrer le faible M .
- Les boulons d'attache limon-consôle sont faiblement sollicités (compression).



[voir partie escalier (détail 1)]

5. ASSEMBLAGE POTEAUX - POTEAUX ;

En raison des difficultés de transport, la longueur des profilés livrés est limitée (12 à 14 m), d'où la nécessité d'effectuer des *couvre-joints* sur chantier pour réaliser des poteaux de grande hauteur.

Le couvre-joint doit être soigneusement réalisé pour assurer la transmission des efforts correctement.

* position des couvre-joints : de préférence directement au dessus d'un étage pour éviter tout chevauchement avec l'assemblage poteaux-poutres.

Donc les couvre-joints seront réalisés au niveau +11.40 m.

5.1. Poteaux d'axes A et G :

$$\begin{cases} N = 58120 \text{ daN} \\ T = 16 \text{ daN} \\ M = 7035 \text{ daN}\cdot\text{cm} \end{cases}$$

5.1.1. Dimensionnement des éclisses :

5.1.1.1. Eclisses de semelles :

épaisseur : $e_{es} = 20 \text{ mm} > e_s = 17 \text{ mm}$

Largeur : celle du poteau.

5.1.1.2. Eclisses d'âme :

épaisseur : $20 \text{ mm} = e_{ea}$

Séction : $A_{ea} = 12 \times 2 = 24 \text{ cm}^2 > A_a = 20.6 \text{ cm}^2$

5.1.2. Calcul des couvre-joints :

5.1.2.1. couvre-joint de semelles :

$$N_s^i = \frac{M}{h} + N_s = \frac{M}{h} + \frac{A_s}{A} N = 22664 \text{ daN}$$

donc l'effort/boulon si on choisit 8 :

$$N_s^* = \frac{22664}{8} = 2833 \text{ daN}$$

$$1.54 \frac{N_s^*}{A_r} \leq \sigma_{en} \Rightarrow A_r \geq 1.54 \frac{N_s^*}{\sigma_{en}} = 1.81 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{boulons } \varnothing 20 (A_r = 2.45 \text{ cm}^2).$$

5.1.2.2. couvre-joint d'âme :

$$N_a^i = N - 2 N_s = N - 2 \frac{A_s}{A} N = 13379 \text{ daN}$$

on choisit 8 boulons ; effort/boulon : $N_a^* = \frac{13379}{8} = 1672 \text{ daN}$

$$A_r \geq \frac{1.54 \times 1672}{2 \times 2400} = 0.53 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{boulons } \varnothing 10 (A_r = 0.58 \text{ cm}^2)$$

(ici les boulons sont doublement cisailés)

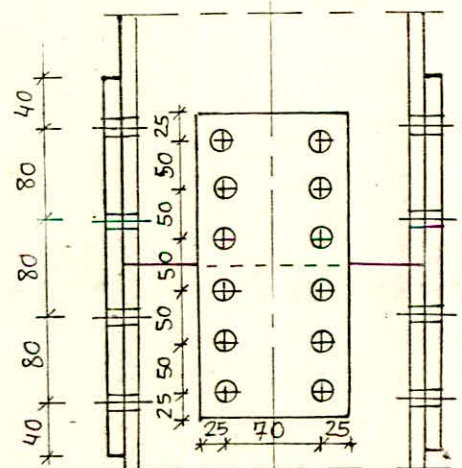
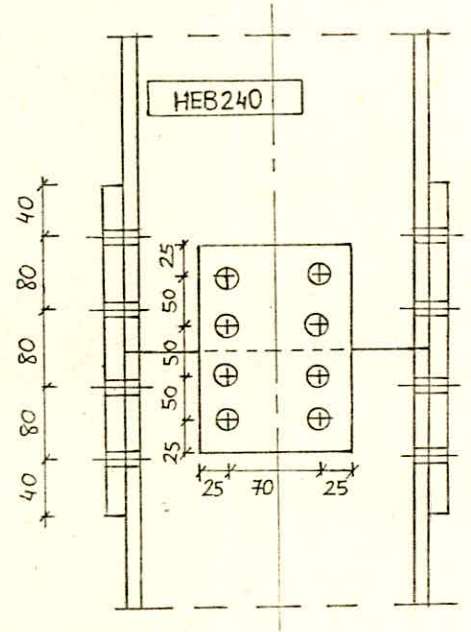
5.2. Poteaux d'axes 1 et 9 :

$$\begin{cases} N = 67789 \text{ daN} \\ T = 16 \text{ daN} \\ M = 4738 \text{ daN}\cdot\text{cm} \end{cases}$$

de la même façon on trouve :

* éclisses de semelles : $e_{es} = 20 \text{ mm}$
8 boulons $\varnothing 20$, dim. 320×240

* éclisses d'âme : $e_{ea} = 20 \text{ mm}$
dim. 120×300 , 12 boulons $\varnothing 10$.



5.3. Poteaux centraux :

pour ces poteaux, on a effectué un changement de section : HEB340 → HEB240, car il y a une nette différence au niveau des efforts entre les niveaux +0.00 et +10.80 m.

5.3.1. Dimensions des platines :

chaque platine est soudé à son poteau et enveloppe les dimensions de celui-ci.

5.3.2. Epaisseur des platines :

Effort de compression : $N = 132054 \text{ daN}$

$$\rightarrow \sigma' = \frac{132054}{34 \times 34} = 114 \text{ daN/cm}^2$$

On dispose de raidisseur pour diminuer l'épaisseur de la grande platine :

$$\rightarrow M_{\max} = \alpha b^2 \sigma' = 0.125 \times 12^2 \times 114 = 2052 \text{ daN}\cdot\text{cm/cm}$$

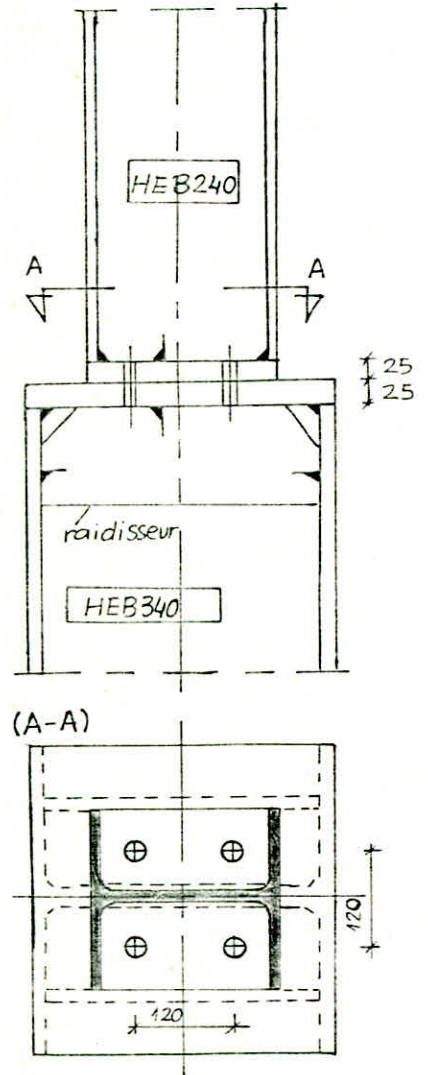
$$e \geq \sqrt{\frac{6 M_{\max}}{\sigma_{en}}} = 2.30 \text{ cm} \rightarrow e = 25 \text{ mm.}$$

5.3.2. Assemblage poteaux-platines :

par soudure, cordons d'épaisseur $a = 4 \text{ mm}$.

5.3.3. Assemblage platine-platine :

→ 4 boulons HR.10.9



5.4. Poteaux Salle de machines :

Dimensions de la platine : $133 \times 140 \text{ mm}^2$

Épaisseur de la platine : $e = 10 \text{ mm}$

$$\sigma' = \frac{13927}{13.3 \times 14} = 75 \text{ daN/cm}^2$$

$$M_{\max} = \beta l^2 \sigma' = 0.092 \times 7^2 \times 75 = 338 \text{ daN}\cdot\text{cm/cm}$$

$$e \geq \sqrt{\frac{6 \times 338}{2400}} = 0.92 \text{ cm} \rightarrow e = 10 \text{ mm}$$

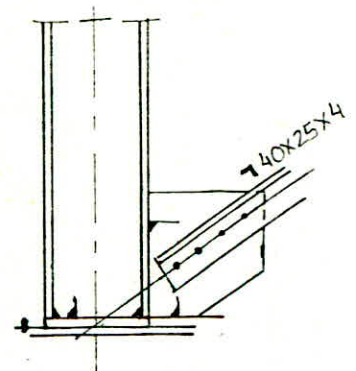
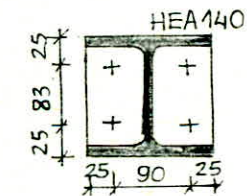
5.4.1. Diagonales de contreventement :

Effort de traction max $N = 3191 \text{ daN}$

Effort par boulon : $\frac{3191}{4} = 798 \text{ daN} = N^*$

$$A_r \geq 1.54 \times \frac{798}{2400} = 0.51 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{boulons } \varnothing 10.$$

les soudures gousset-poteau et poteau-platine sont effectués en atelier avec des cordons d'épaisseur $a = 4 \text{ mm}$



6. ASSEMBLAGE DES DIAGONALES - BASE DE POTEAUX : PLAQUES D'ASSISE - TIGES D'ANCRAGE :

6.1. Poteaux d'axes A et G : (HEB240)

6.1.1. Assemblage des diagonales de contreventement :

Effort de compression max. $N_c = 27211 \text{ daN}$

Effort de traction max. $N_T = 16827 \text{ daN}$

6.1.1.1. Assemblage diagonales-goussets :

On choisit 3 boulons (doublement cisailés) :

Effort par boulon : $N^* = \frac{27211}{3} = 9070 \text{ daN}$

$$A_r \geq 1.54 \times \frac{9070}{2 \times 2400} = 2.9 \text{ cm}^2$$

→ boulons $\varnothing 22$ ($A_r = 3.03 \text{ cm}^2$)

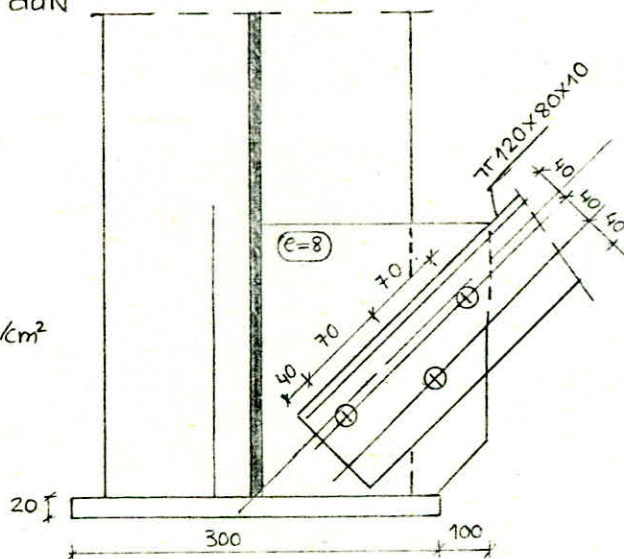
6.1.1.2. Soudures goussets-plaques d'assise :

2 cordons de soudures d'épaisseur $a = 4 \text{ mm}$

$$l = 15 - 2 \times 0.4 = 14.2 \text{ cm} \quad \alpha = 4 \text{ mm}$$

$$\sigma = \frac{N_T \cos \beta}{2la\alpha} = \frac{16827 \times \sqrt{2}/2}{2 \times 14.2 \times 0.4} = 1047 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma < 0.75 \sigma_{en} = 1800 \text{ daN/cm}^2$$



6.1.2. Plaques d'assise :

Combinaison $G+T+1.2P$ (B.A) : $N_{pond}^{max} = 83891 \text{ daN}$

Combinaison $\frac{4}{3}(G+T) + \frac{3}{2}P$ (CM) : $N_{pond}^{max} = 109788 \text{ daN}$

6.1.2.1. Dimensions en plan de la platine :

$$\sigma'_b = \frac{N}{AB} \quad \text{contrainte de compression dans le massif de béton.}$$

on se propose : $A = 70 \text{ cm}$ et $B = 30 \text{ cm}$

$$\rightarrow \sigma'_b = \frac{83891}{70 \times 30} = 40 \text{ daN/cm}^2 < \bar{\sigma}'_{b0} = 68.5 \text{ daN/cm}^2 \rightarrow \text{pas d'écrasement.}$$

6.1.2.2. Epaisseur de la platine :

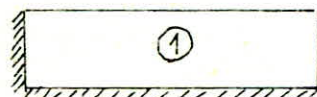
on place des raidisseurs pour diminuer l'épaisseur :

$$a/ \text{panneau } \textcircled{1} : \sigma' = \frac{N}{AB} = \frac{109788}{70 \times 30} = 52 \text{ daN/cm}^2.$$

$$\rightarrow M_1 = \frac{\sigma' ab / \sqrt{2}}{2.5 + 3\sqrt{2} \frac{b}{a} + \frac{a}{b} \sqrt{2}} = 397 \text{ daN-cm/cm}$$

$$M_2 = \frac{\sigma' ab / \sqrt{2}}{2.5 + 3\frac{a}{b} \sqrt{2} + \frac{b}{a} \sqrt{2}} = 1469 \text{ daN-cm/cm}$$

$$\text{donc } M_1^{max} = 1469 \text{ daN-cm/cm.}$$



appuyé sur
2 cotés.

b/ panneau ② :

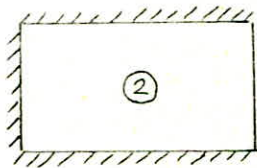
$$M_2^{\max} = \beta l_1^2 \sigma^1 \quad \beta \text{ donné par les tables : } \frac{l_2}{l_1} = 0.65 \rightarrow \beta = 0.081$$

$$M_2^{\max} = 0.081 \times 23^2 \times 52 = 2228 \text{ daN}\cdot\text{cm/cm}$$

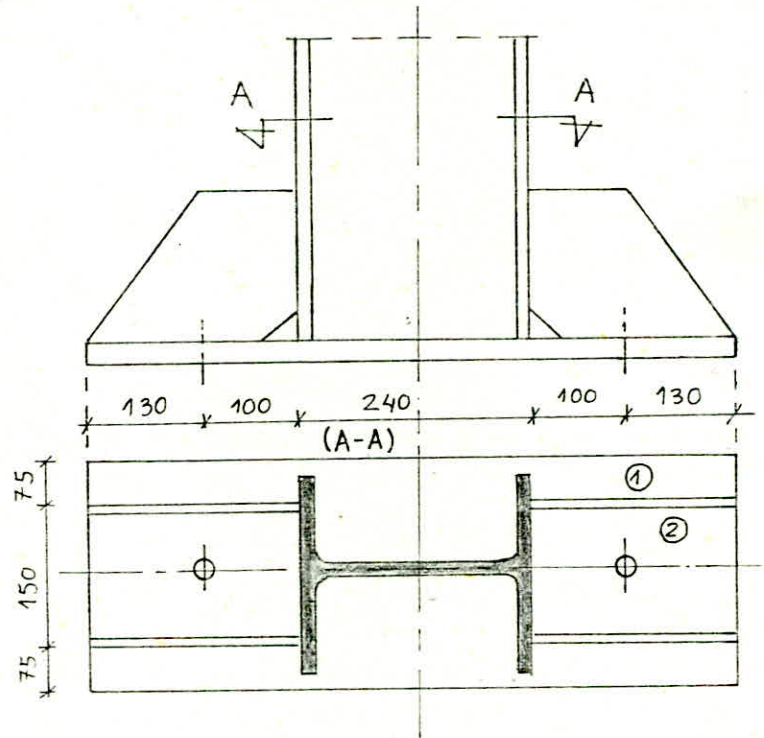
$$\text{donc } M^{\max} = \max(M_1^{\max}, M_2^{\max}) = 2228 \text{ daN}\cdot\text{cm/cm}$$

$$\Rightarrow e \geq \sqrt{\frac{6 M^{\max}}{\sigma_{en}}} = \sqrt{\frac{6 \times 2228}{2400}} = 2.36 \text{ cm}$$

$$\rightarrow \underline{e = 25 \text{ mm}}$$



panneau appuyé sur 3 cotés.



6.1.3. Tiges d'ancrage (FeE36) :

Effort de traction max à la base des poteaux : $N = 37253 \text{ daN}$

donc effort par tige : $N^* = \frac{37253}{2} = 18627 \text{ daN}$

A_r ? ici les boulons sont sollicités à l'arrachement :

$$\Rightarrow 1.25 \frac{N^*}{A_r} \leq \sigma_{en} \rightarrow A_r \geq 1.25 \times \frac{18627}{3600} = 7.96 \text{ cm}^2$$

\rightarrow Tiges $\varnothing 40$ ($A_r = 10. \text{ cm}^2$)

6.1.3.1. Adhérence de la tige au béton :

On peut déterminer l'effort de traction admissible à l'aide de la formule suivante, qui nous place du coté de la sécurité par rapport aux pr scriptions des règles B.A :

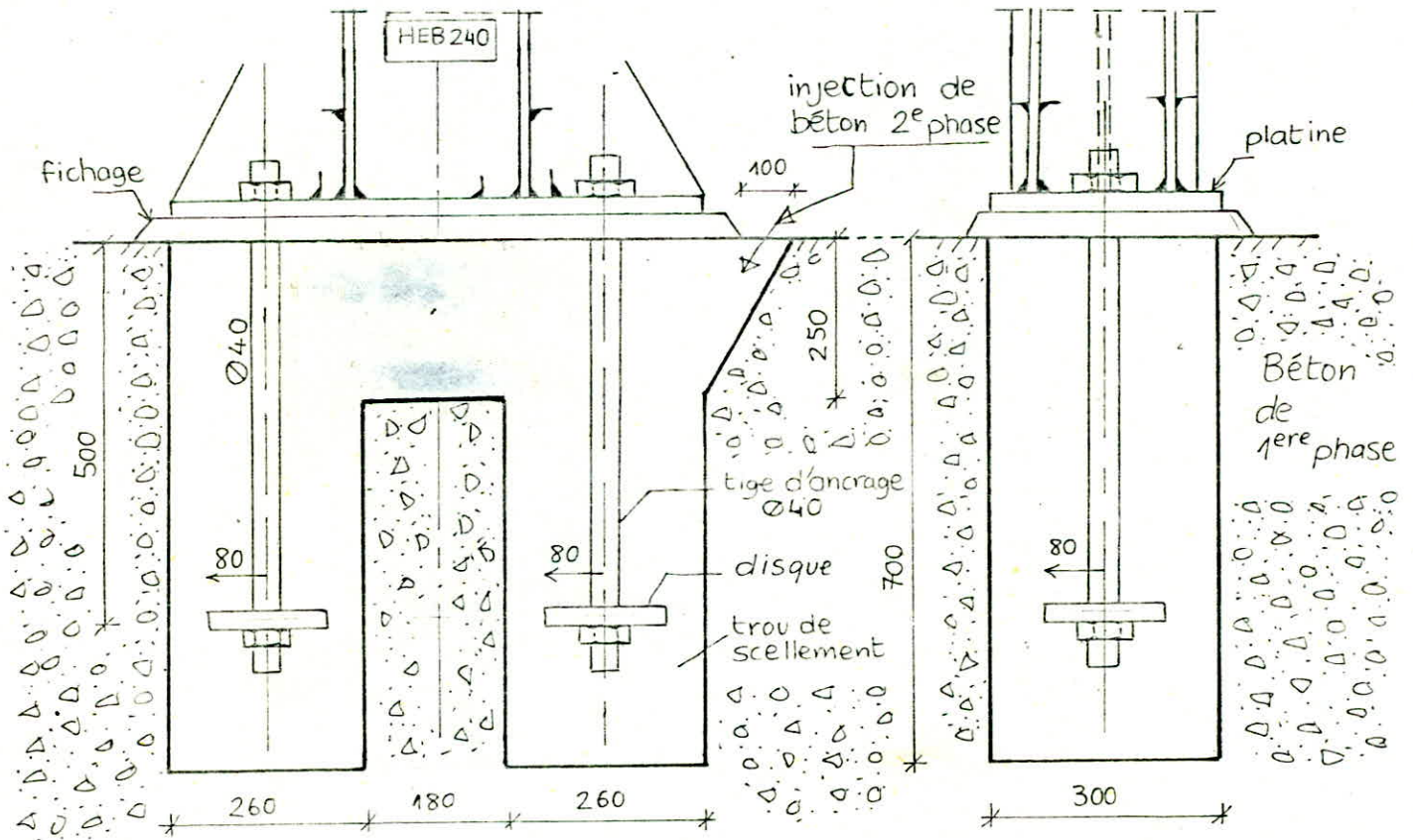
$$\bar{N} = 0.1 \left(1 + \frac{7g_c}{1000} \right) \frac{\varnothing l}{\left(1 + \frac{\varnothing}{d_1} \right)^2} + \frac{2g_c}{100} r^2 \left(1 - \frac{r}{d_1} \right) \quad (\text{CM66. art. 5, 123-2})$$

avec $d_1 < l$.

c'est le cas d'une tige lisse droite de diamètre \varnothing et de longueur l terminée par une plaque (disque) d'ancrage circulaire de rayon r .

on se propose les dimensions suivantes : $d_1 = 130 \text{ mm}$, $l = 500$, $g_c = 350 \text{ kg/m}^3$
 $r = 80$, $\varnothing = 40$,

$$\Rightarrow \bar{N} = 21266 \text{ daN} > N^* = 18627 \text{ daN} \rightarrow \text{vérifié}$$



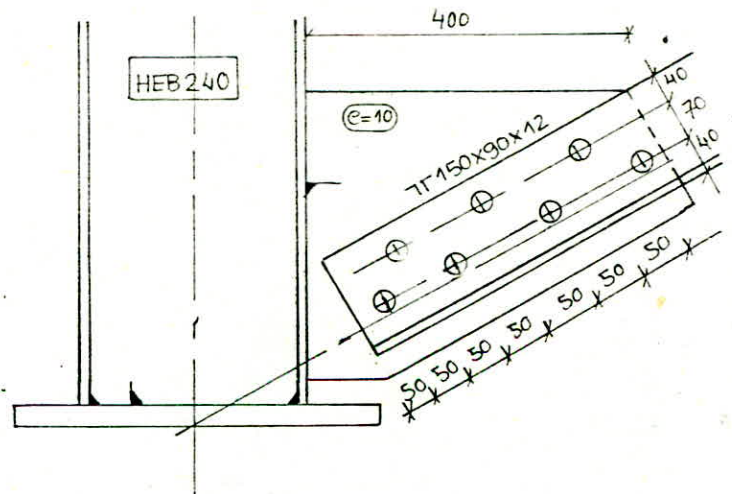
6.2 - Poteaux de rive Axes: 1 et 9 :

mêmes calculs que précédemment, donc on donne directement les résultats obtenus .

6.2.1. Assemblage des diagonales :

- diagonales-goussets : 7 boulons Ø24
- goussets-poteaux : 2 cordons de soudures $a = 5\text{ mm}$, $\ell = 240.4\text{ mm}$
- poteaux-platines : 2 cordons de soudures : $a = 8\text{ mm}$

$$\begin{aligned} N_c^{\max} &= 58320\text{ daN} \\ N_T^{\max} &= 37415\text{ daN} \end{aligned}$$



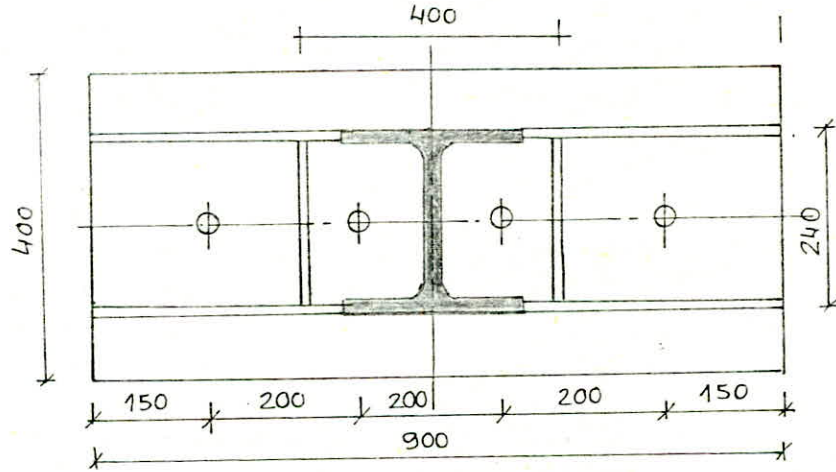
6.2.2 plaques d'assise :

$$\text{Comb. } G+T+1.2P : N_{\text{pond}}^{\text{max}} = 81434 \text{ daN}$$

$$\text{comb. } \frac{4}{3}(G+T) + \frac{3}{2}P : N_{\text{pond}}^{\text{max}} = 106193 \text{ daN}$$

Dimensions de la platine : $90 \times 40 \text{ cm}^2$

- épaisseur : $e = 25 \text{ mm}$



6.2.3 - Tiges d'ancrage :

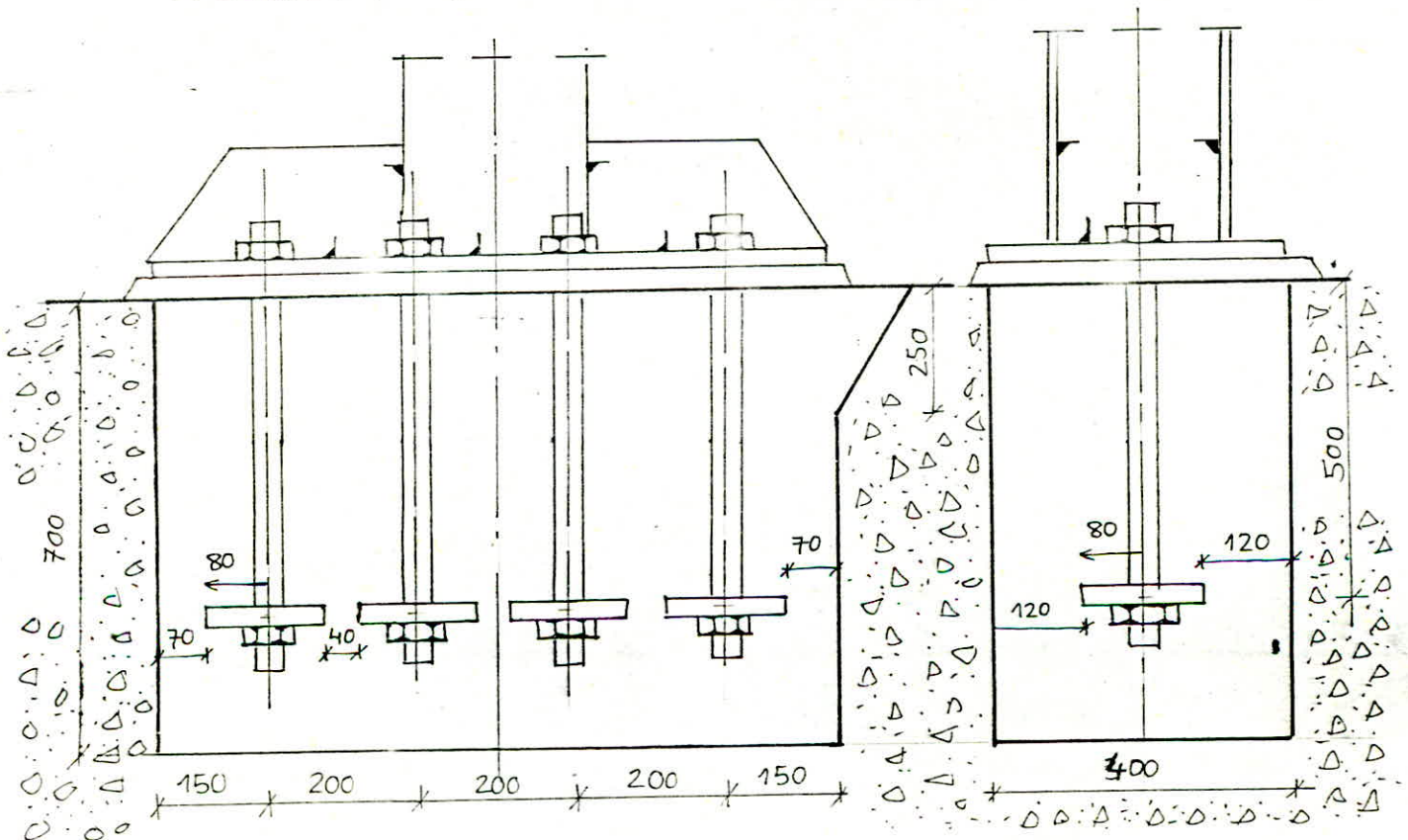
- Traction max. $N = 92667 \text{ daN}$

- effort par tige : $N^* = \frac{92667}{4} = 23167 \text{ daN}$

- 4 tiges $\varnothing 40$ (FeE36).

- adhérence tiges-béton :

$$\bar{N} = 25207 \text{ daN} > N^* = 23167 \text{ daN}$$



6.3. Poteaux centraux : (HEB340)

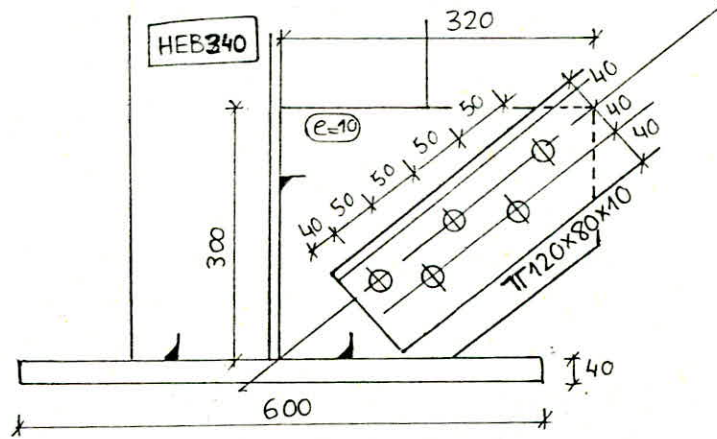
6.3.1. Diagonales de contreventement :

Effort de compression max. $N_c = 31082 \text{ daN}$

" de traction max. $N_T = 27404 \text{ daN}$

- diagonales-goussets : 5 boulons $\varnothing 20$.

- goussets-poteaux = plaques d'assise : $a = 4 \text{ mm}$



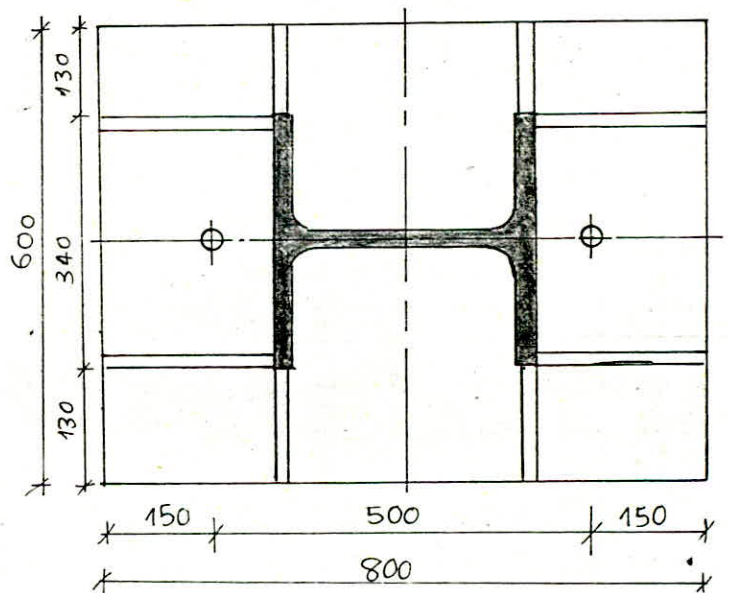
6.3.2. Plaques d'assise :

Comb. $G+T+1.2P$: $N_{\text{pond}}^{\text{max}} = 205340 \text{ daN}$

Comb. $\frac{4}{3}(G+T) + \frac{3}{2}P$: $N_{\text{pond}}^{\text{max}} = 267912 \text{ daN}$

Dimensions de la platine : $60 \times 80 \text{ cm}^2$

épaisseur : $e = 40 \text{ mm}$



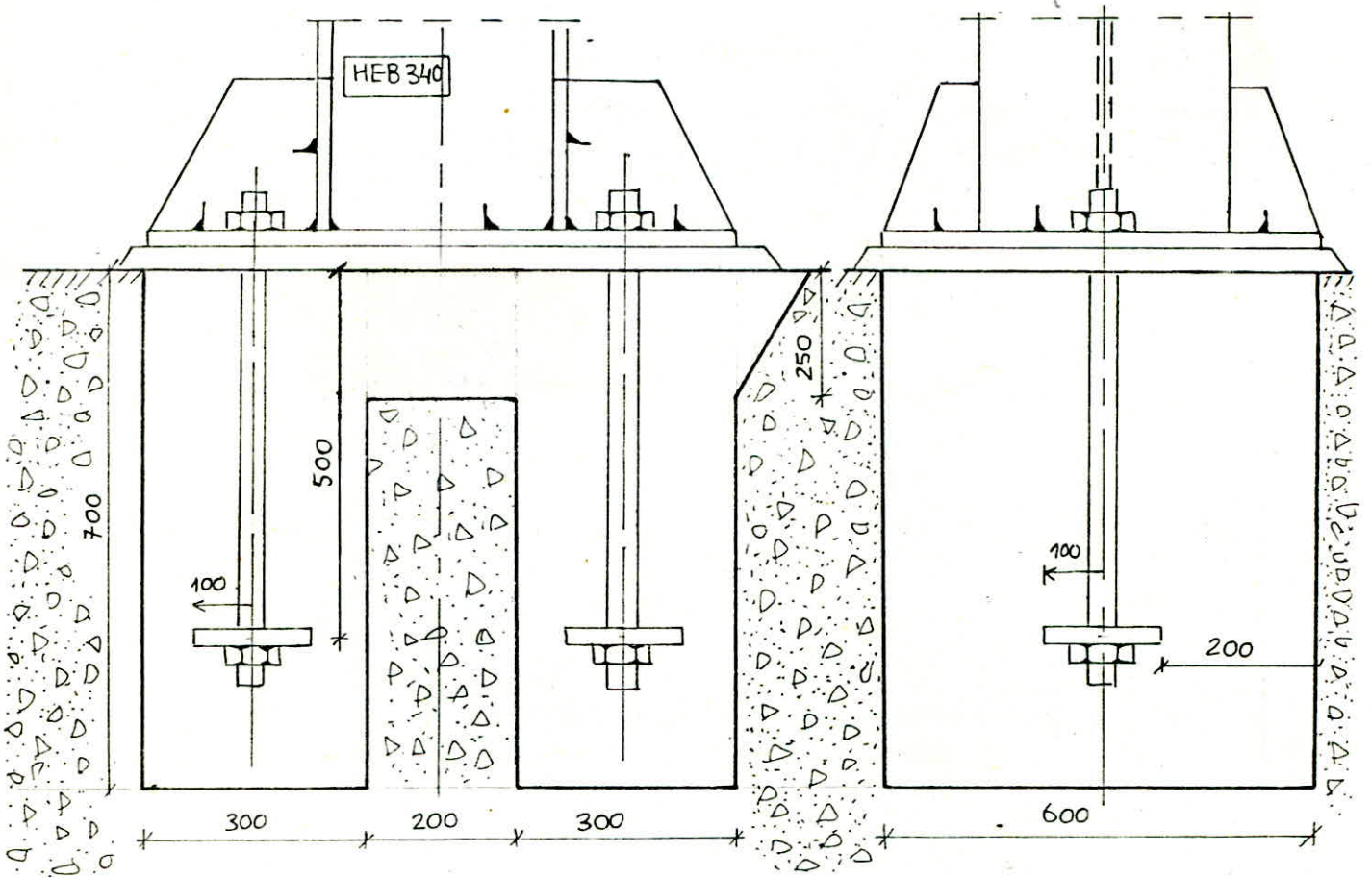
6.3.3. Tiges d'ancrage :

- effort de traction max. : $N = 53170 \text{ daN}$

- 2 tiges $\varnothing 40$ (E36) $\rightarrow N^* = \frac{53170}{2} = 26585 \text{ daN}$

- adhérence tige-béton :

$\bar{N} = 27634 \text{ daN} > N^* = 26585 \text{ daN}$. vérifiée.



11. FONDATIONS

1. Introduction :

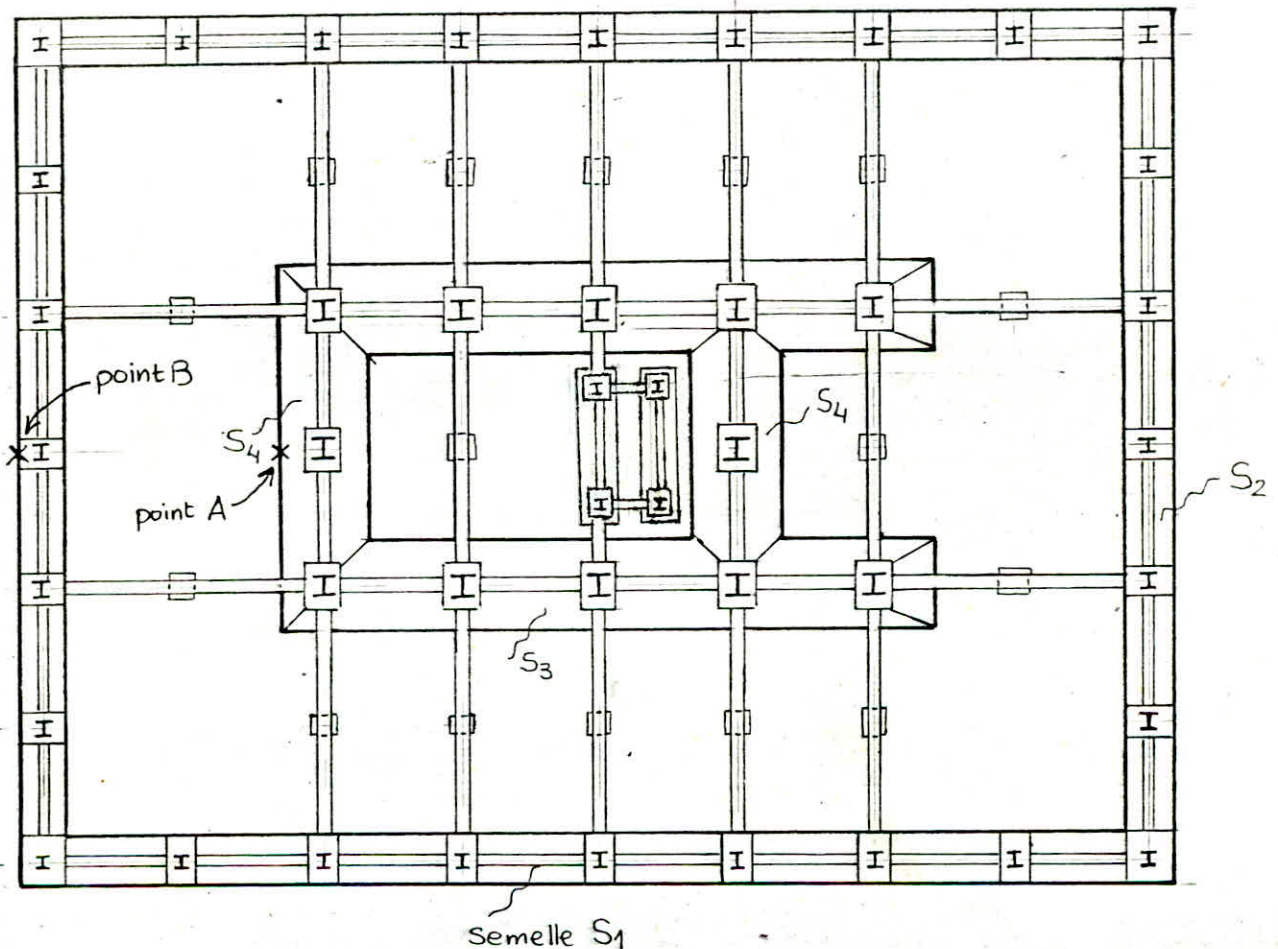
On dispose des semelles filantes sous poteaux pour l'ensemble du bâtiment (car les poteaux et par conséquent les semelles isolées sont proches).

Les semelles sont ancrées dans le sol à une profondeur $D = 1.50 \text{ m}$, référence faite après décapage de la terre végétale, et elles sont posées sur un béton de propreté de faible dosage en ciment (150 kg/m^3) et d'épaisseur 5 cm .

On prévoit des longrines entre les semelles dans les deux sens du bâtiment.

On calcule les semelles avec la sollicitation du 1^{er} genre ($G+T+1.2P$), et on vérifie avec la sollicitation du second genre ($G+T+P+E$), cette vérification devient inutile si les efforts sous (SP_2) sont inférieurs en valeur aux efforts sous (SP_1) multipliés par 1.5.

vue en plan de la fondation:



2 - CARACTERISTIQUES DU SOL :

2.1. coupe de sondage et tableau récapitulatif des caractéristiques :

coupe de sondage :

tableau des caractéristiques

profondeur (m)	coupe	déscription
0.00		Terre végétale noire caillouteuse.
1.20		argile jaunâtre récupérée en carotte avec Cailloutis.
2.50		argile carbonate grise verte bleu compacte.
8.00		argile sableuse beige rouille.
11.00		Sable argileux Caillouteux pulverulent beige jaunâtre.
13.00		

profondeur	1.75 - 2.00	2.00 - 2.40	3.00 - 3.30	4.00 - 4.50	5.30 - 6.30	
nature apparente des sols échantonnés	argile jaunâtre avec cailloutis et rognons calcaire	//	argile carbonate grise verte bleu compacte	//	//	
densité sèche γ_d (t/m^3)	1.76	1.71	1.70	1.65	1.55	
teneur en eau w (%)	17.31	18.89	21.41	21.69	22.46	
degré de saturation S_r (%)	87.38	87.98	98.12	91.90	95.16	
densité humide γ_h (t/m^3)	2.09	2.04	2.09	2.04	2.03	
Limites d'Atterberg	W_L (%)	46.0	56.5	50.0	43.5	58.5
	I_p (%)	27.7	34.6	29.8	23.7	33.5
Caractéristiques eedométriques	σ_c (bars)	3.00	2.30	1.65	2.00	
	C_c (%)	11.1	15.6	15.2	13.7	
	C_g (%)	2.6	3.9	5.2	3.4	
cisaillement réctiligne	C (bars)	0.40	0.30	0.90	0.39	0.30
	φ (degr)	9.5	19	12.5	18	30

2.2. Hydraulique :

La nappe est profonde et l'altitude absolue du niveau piézométrique est 21m.

2.3. Calcul de la capacité portante : (à partir des éssais de laboratoire).

$$\sigma_a = \gamma_h D + \frac{9 \gamma_h N_\gamma + (N_q - 1) \gamma_h D + c' N_c}{F}$$

$$F = 3 \quad \text{coefficient de sécurité.}$$

$$9 = \frac{B}{2} \quad \text{semelle filante}$$

$$\varphi = 18^\circ \rightarrow \begin{cases} N_\gamma = 3.69 \\ N_q = 5.25 \\ N_c = 13.1 \end{cases}$$

$$\text{donc pour } B = 1.20 \text{ m} \rightarrow \sigma_a = 2.6 \text{ bars}$$

$$\text{pour } B = 2.40 \text{ m} \rightarrow \sigma_a = 2.7 \text{ bars.}$$

3. CALCUL DES FONDATIONS :

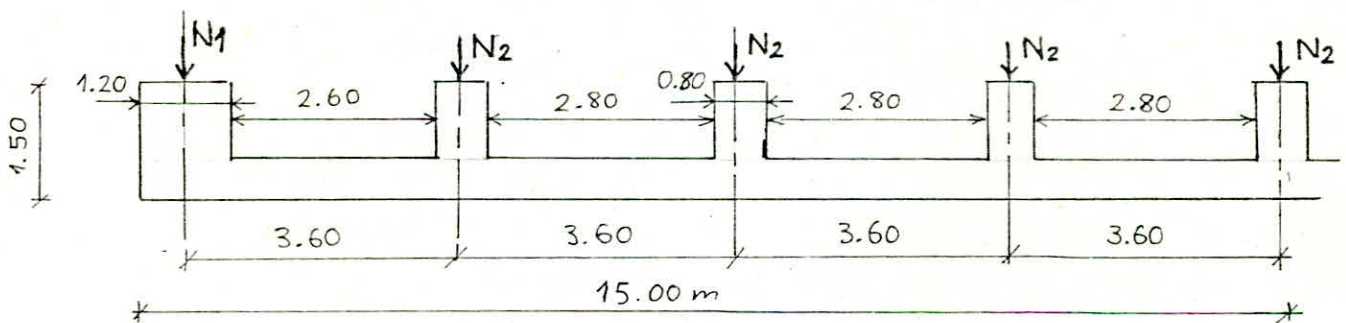
3.1. Semelle S1 :

3.1.1. Tableau des efforts :

(+) compression
(-) traction

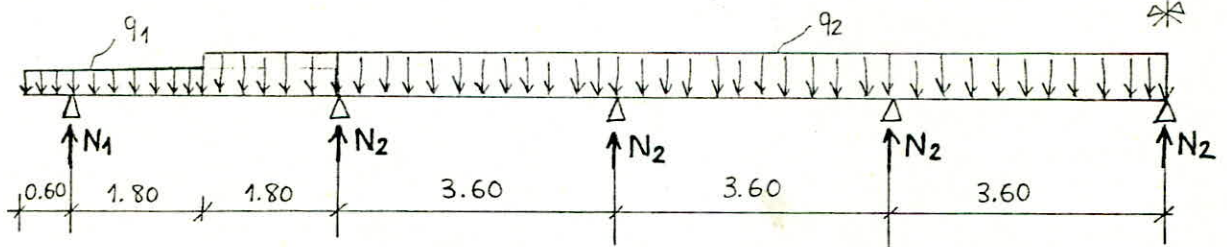
poteaux	N_G (daN)	N_p (daN)	N_T (daN)	N_E (daN)	$N_G+N_p+N_T$ (daN)	$N_G+1.2N_p+N_T$ (daN)	$N_G+N_p+N_T+N_E$ (daN)
A1	17378	5832	1	0	23211	24377	23211
A2	50859	20412	1	0	71272	75354	71272
A3	50807	20393	7429	-76461	78629	82708	2168
A4	50908	20431	-7428	76459	63911	67997	140370
A5	50909	20431	-7432	-76168	63908	67994	-12262
A6	51662	20663	7433	76168	79758	83891	155926
A7	52567	20952	1	0	73520	77710	73520
A8	51713	20682	1	0	72396	76532	72396
A9	17378	5832	1	0	23211	24377	23211

3.1.2. Coffrage :



a/ Détermination de la largeur de la semelle B :

On adopte une répartition de contraintes uniforme sur le sol, cette répartition a été validée par l'expérience à condition que la semelle soit assez rigide.



remarques: - Les charges considérées pour le dimensionnement de la semelle sont prises à partir de la combinaison $G+T+P$

- Les charges concentrées N_2, N_3, \dots, N_8 sont proches en valeur donc on prend $N_2 = \max_{i=2, \dots, 8} N_i$.

en tenant compte du poids des fûts on a :

$$N_2 = 79758 + 1.20 \times 0.80 \times 1.00 \times 2500 = 82158 \text{ daN}$$

$$N_1 = 23211 + 1.20 \times 1.20 \times 1.00 \times 2500 = 26811 \text{ daN}$$

donc les charges réparties : $q_1 = \frac{N_1}{1.80 + 0.60} = 11.171 \text{ t/m}$

$$q_2 = \frac{N_2}{3.60} = 22.822 \text{ t/m}$$

contrainte sur le sol : $\sigma = \frac{q_2}{B}$ on fixe $B = 1.20 \text{ m}$

$$\rightarrow \sigma = \frac{22.822}{1.20} = 19.02 \text{ t/m}^2 = 1.9 \text{ bars} < \sigma_a = 2.6 \text{ b}$$

b/ hauteur de la semelle :

Pour que la semelle soit assez rigide, on choisit la hauteur total h_t de la semelle entre $\frac{l}{6}$ et $\frac{l}{9}$, où l = distance entre axes des poteaux.

$$\frac{l}{9} \leq h_t \leq \frac{l}{6} \rightarrow 40 \text{ cm} \leq h_t \leq 60 \text{ cm} \rightarrow \text{Soit } \underline{h_t = 50 \text{ cm}}$$

c/ Vérification de la rigidité de la semelle :

- calcul de la longueur élastique :

$$l_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{kB}}$$

avec :

I = inertie de la semelle

E = module d'élasticité du béton

B = largeur de la semelle

k = coefficient de raideur du sol

$$0.5 \leq k \leq 12 \text{ [kg/cm}^3\text{]} , \text{ on prend } k = 8 \text{ (argile compacte)}$$

$$\rightarrow l_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times 2 \times 10^5 \times 12,5 \times 10^5}{8 \times 120}} = 179.65 \text{ cm} \rightarrow \frac{\pi}{2} l_e = 282.20 \text{ cm}$$

$$l = 280 \text{ cm (distance entre-nus de deux fûts)}$$

$l < \frac{\pi}{2} l_e \Rightarrow$ on supposera une répartition linéaire des contraintes sur le sol, et la semelle sera calculée comme une poutre infiniment rigide.

d/ Vérification de la contrainte du sol : en tenant compte du poids propre de la semelle ainsi que celui des terres :

- poids de la semelle : $P_{sem} = 45000 \text{ daN} \rightarrow q_{sem} = 1500 \text{ daN/m}$

- poids des terres : $P_t = 54835 \text{ daN} \rightarrow q_t = 1828 \text{ daN/m}$

donc les charges réparties totales :

$$q'_1 = q_1 + q_{sem} + q_t = 14497 \text{ daN/m}$$

$$q'_2 = q_2 + q_{sem} + q_t = 26150 \text{ daN/m}$$

$$\sigma = \frac{q'_2}{B} = 2.2 \text{ bars} < \sigma_a = 2.6 \text{ bars}$$

3.1.3 - Vérification de la stabilité de la semelle :

L'excentricité de la résultante des charges verticales doit être inférieure ou égale au quart de la dimension de la semelle dans la direction considérée.

Combinaison SP2	N_G (daN)	M_G (daN)	e (m)
0.8G + E	384305	569178	1.48
0.8G - E	384311	268582	0.70

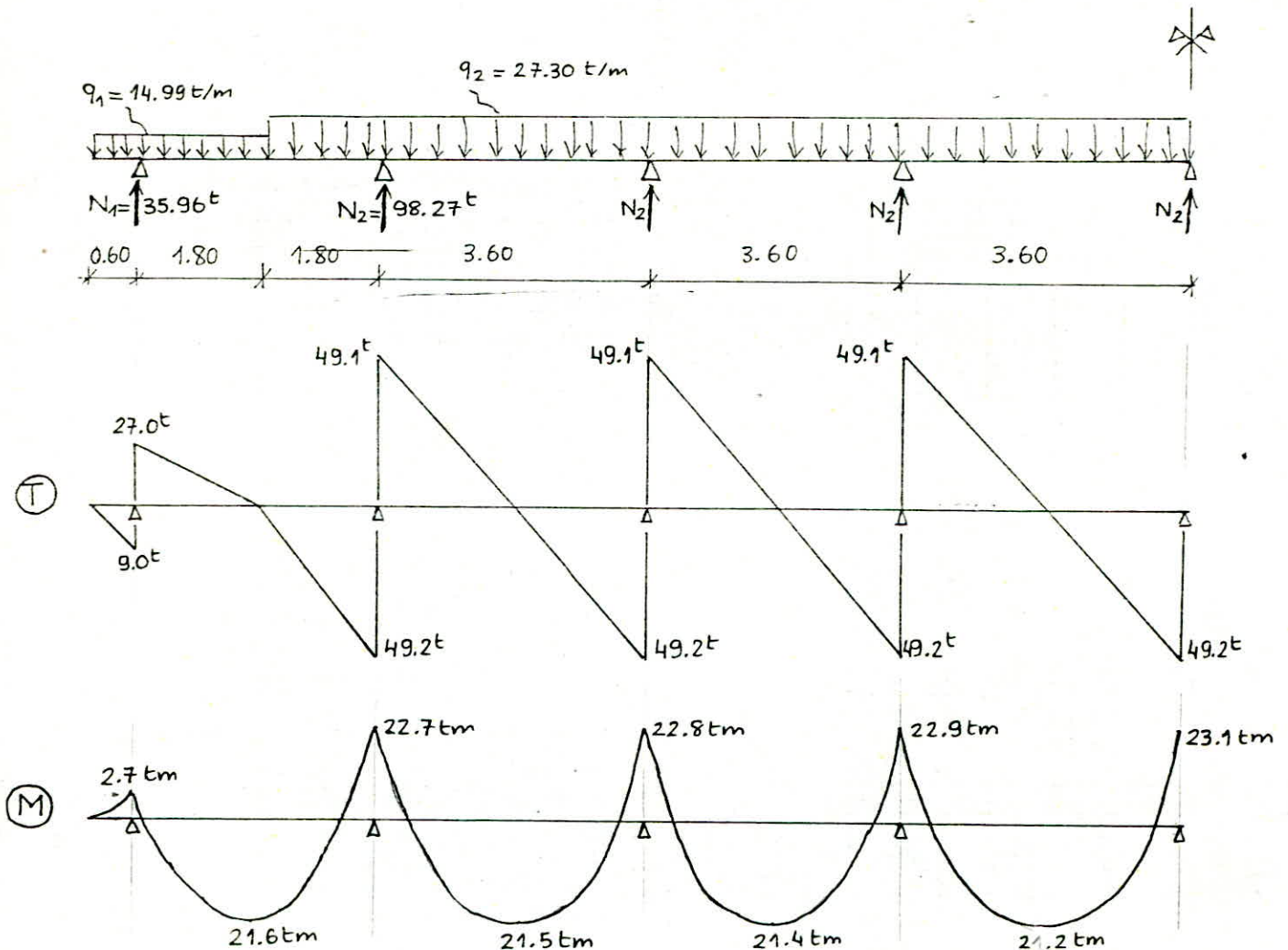
donc l'excentricité : $e < \frac{L}{4} = 7.5 \text{ m}$

3.1.4 - Calcul des efforts internes :

$$N_{\text{tot}}(\text{SP1}) = 512946 \text{ daN}$$

$$1.5 N_{\text{tot}}(\text{SP1}) = 769419 \text{ daN} > N_{\text{tot}}(\text{SP2}) = 549812 \text{ daN}$$

donc on doit déterminer les efforts en utilisant la comb. SP1 (G+T+1.2P) et la vérification sous SP2 est inutile.



3.1.5. Vérification au cisaillement et au poinçonnement :

a/ vérification au cisaillement :

$$\tau_b = \frac{T_{\max}}{b_0 z} = \frac{49.2 \times 10^3}{120 \times 0.86 \times 45} = 10.59 \text{ daN/cm}^2 < 2.5 \bar{\sigma}_b = 14.75 \text{ daN/cm}^2$$

b/ vérification au poinçonnement :

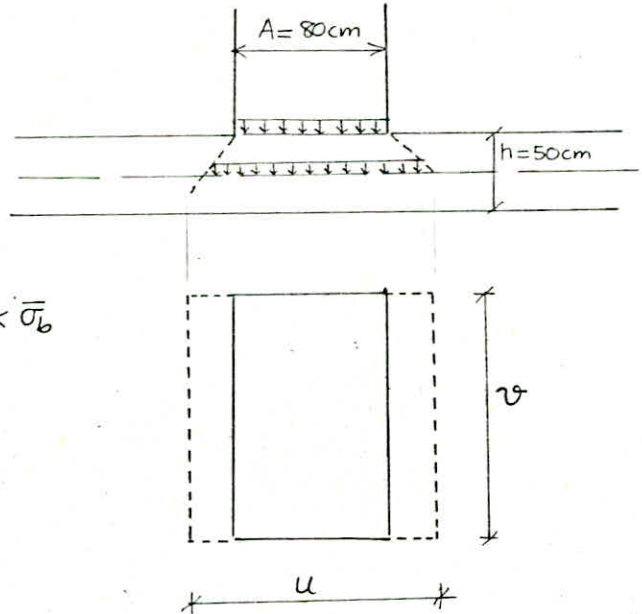
$$\begin{cases} u = A + h_t \\ v = B \end{cases}$$

$$\text{Il faut vérifier : } \tau_b = 1.25 \frac{\bar{P}}{P_c h_t} \leq \bar{\sigma}_b$$

$$\bar{P} = 86291 \text{ daN}$$

$$P_c = 2(u + v) = 2 \times (80 + 50 + 120) = 500 \text{ cm}$$

$$\rightarrow \tau_b = 1.25 \times \frac{86291}{500 \times 50} = 4.31 \text{ daN/cm}^2 < \bar{\sigma}_b$$



3.1.6. Ferrailage :

La semelle agit comme une poutre renversée avec les poteaux comme appuis, d'où des armatures supérieures (moment positif entravée) et des armatures inférieures (moment négatif sur appuis).

a/ Armatures longitudinales :

- sur appui intermédiaire :

$$M_{rb} = \bar{k} b h^2 = 24.74 \times 120 \times (50 - 5)^2 = 6011820 \text{ daN}\cdot\text{cm} = 60.12 \text{ tm}$$

$$M = 23.1 \text{ tm} < M_{rb} \rightarrow A' = 0$$

$$A = \frac{M}{\bar{\gamma} h \bar{\sigma}_a} = \frac{23.1 \times 10^5}{0.86 \times 45 \times 2800} = 21.32 \text{ cm}^2$$

$$\rightarrow 5T20 + 5T16$$

- en travée :

$$M = 21.6 \text{ tm} < M_{rb} \rightarrow A' = 0$$

$$A = \frac{21.6 \times 10^5}{0.86 \times 45 \times 2800} = 19.93 \text{ cm}^2$$

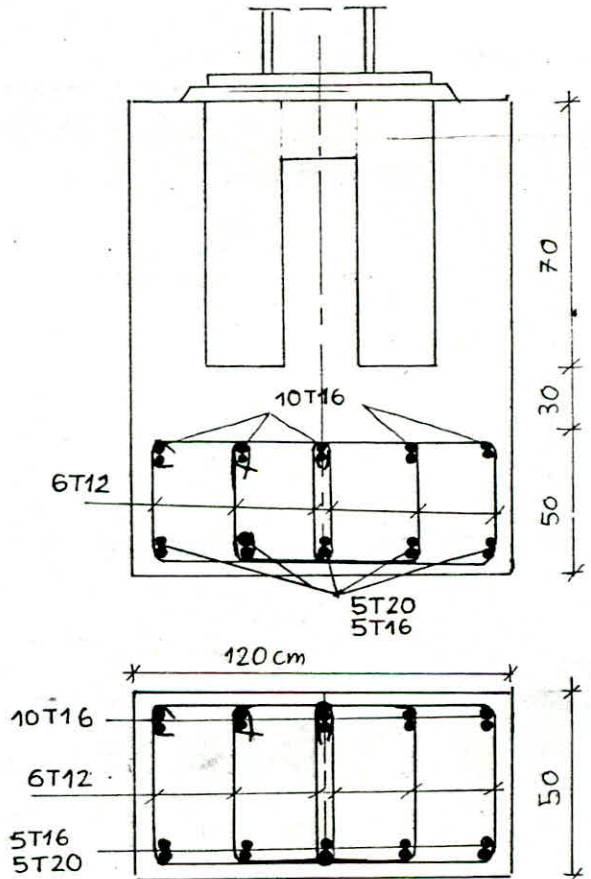
$$\rightarrow 10T16$$

b/ Armatures transversales :

$$\text{Espacement } t \leq \frac{A_t z \bar{\sigma}_{at}}{T_{\max}}$$

$$\bar{\sigma}_{at} = \rho_{at} \sigma_{en} = \frac{2}{3} \times 4200 = 2800 \text{ daN/cm}^2$$

$$A_t = 6.78 \text{ cm}^2 \text{ (6T12)}$$



- appui intermediaire : $t \leq 15.2 \text{ cm} \rightarrow t = 15 \text{ cm}$
- appui de rive : $t \leq 27.2 \text{ cm} \rightarrow t = 25 \text{ cm}$

c/ Ferrailage du fût :

comb. SP1 $\rightarrow N^{\max} = 8629 \text{ daN}$ (compression)
 comb. SP2 $\rightarrow N^{\max} = 158336 \text{ daN}$ "
 $M = T \times 1 = 12420 \text{ daN}\cdot\text{m}$

donc on ferraille le fût en flexion composée sous SP2

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{12.42 \times 10^2}{158.33}$$

$$e_0 = 7.8 \text{ cm} < \frac{h_t}{6} = 8.3 \text{ cm}$$

\rightarrow section entièrement comprimée

$$\bar{\sigma}_b' = \alpha \beta \gamma \delta \epsilon \sigma_{28}$$

$$\delta = \min \left\{ \begin{array}{l} 0.6 \\ 0.3 \left(1 + \frac{e_0}{3e_1} \right) = 0.39 \end{array} \right.$$

$$\rightarrow \delta = 0.39 \rightarrow \bar{\sigma}_b' = 87.75 \text{ daN/cm}^2$$

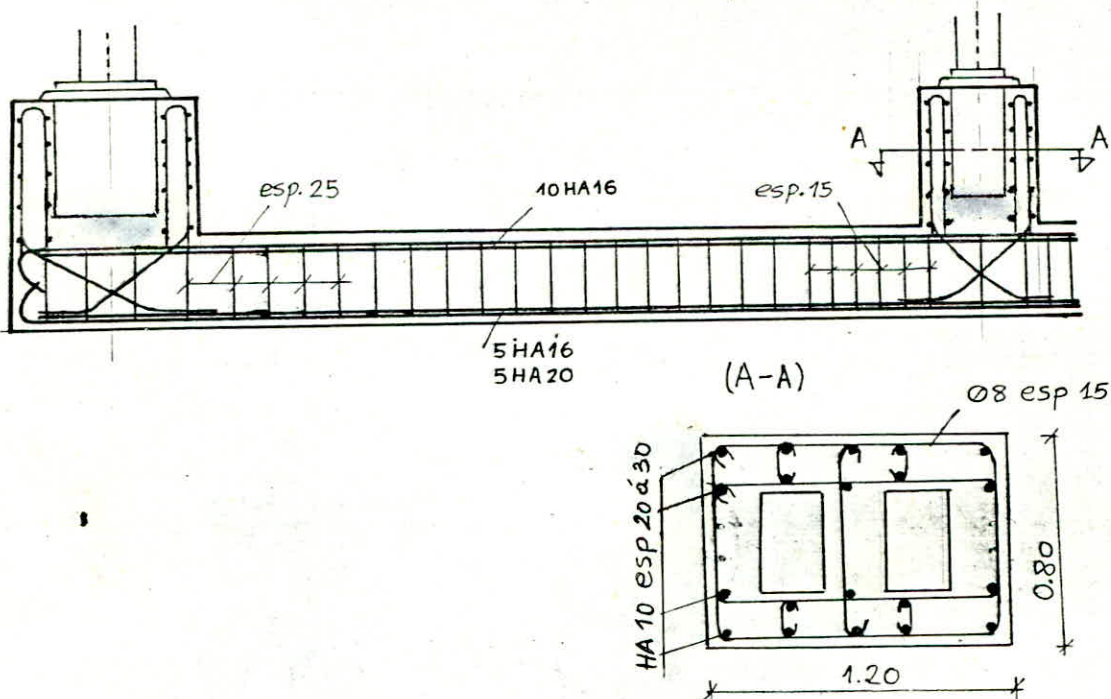
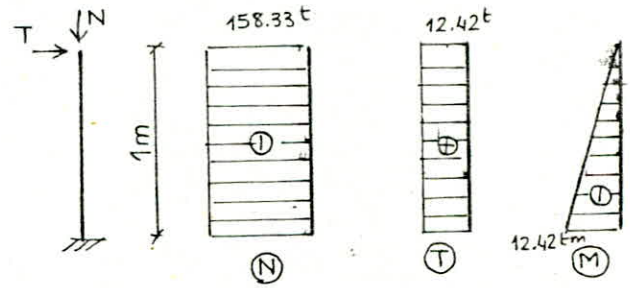
$$\bar{\sigma}_{b1,2}' = \frac{N}{A} \pm \frac{M e_0}{I} = \frac{158.33 \times 10^3}{120 \times 80} \pm \frac{12.42 \times 10^5 \times 40}{51.2 \times 10^5} = 16.49 \pm 9.70$$

$$\sigma_{b1}' = 26.2 \text{ daN/cm}^2 < \bar{\sigma}_b' = 87.75 \text{ daN/cm}^2 \rightarrow \text{ferrailage minimal}$$

$$\sigma_{b2}' = 6.8 \text{ daN/cm}^2 > 0$$

section d'armature : $A_{\min} = \frac{1.25}{1000} \theta_1 \theta_2 \theta_3 \frac{N'}{\bar{\sigma}_{b1}'} = 10.02 \text{ cm}^2$

armature transversale : $\varnothing 8$ espacés de 15 cm



3.2 - Semelles : S₂, S₃, S₄ :

3.2.1. Coffrage :

Semelle	B (m)	h _t (m)
S ₂	1.20	0.50
S ₃	2.40	0.50
S ₄	2.40	0.50

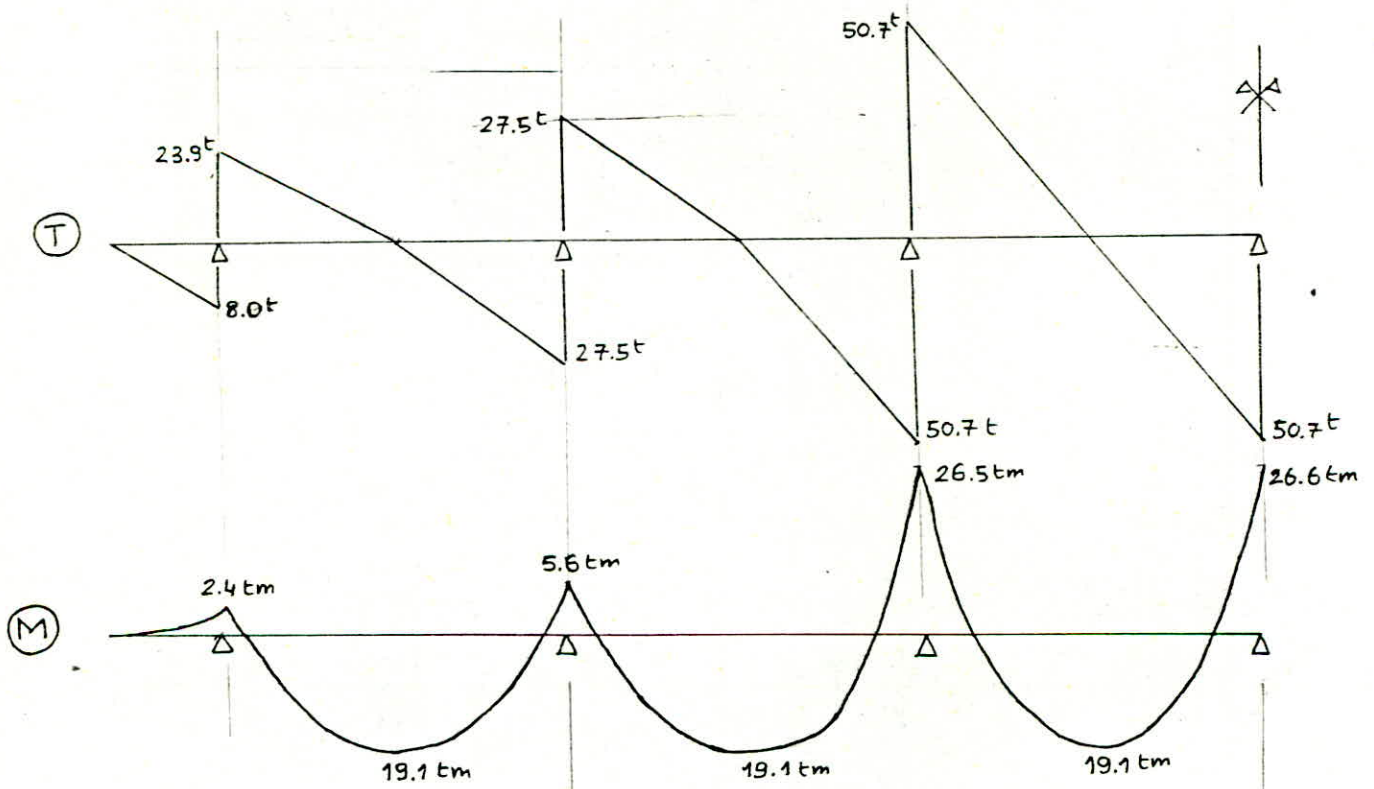
3.2.2. Vérification de la stabilité :

Semelle	comb. 0.8G + E				comb. 0.8G - E			
	N _G (daN)	M _G (daN·m)	e (m)	$\frac{L}{4}$ (m)	N _G (daN)	M _G (daN·m)	e (m)	$\frac{L}{4}$ (m)
S ₂	257106	1303232	5.10	5.70	257106	1303232	5.10	5.70
S ₃	384056	936511	2.40	4.30	384043	567270	1.50	4.30
S ₄	—	—	—	—	—	—	—	—

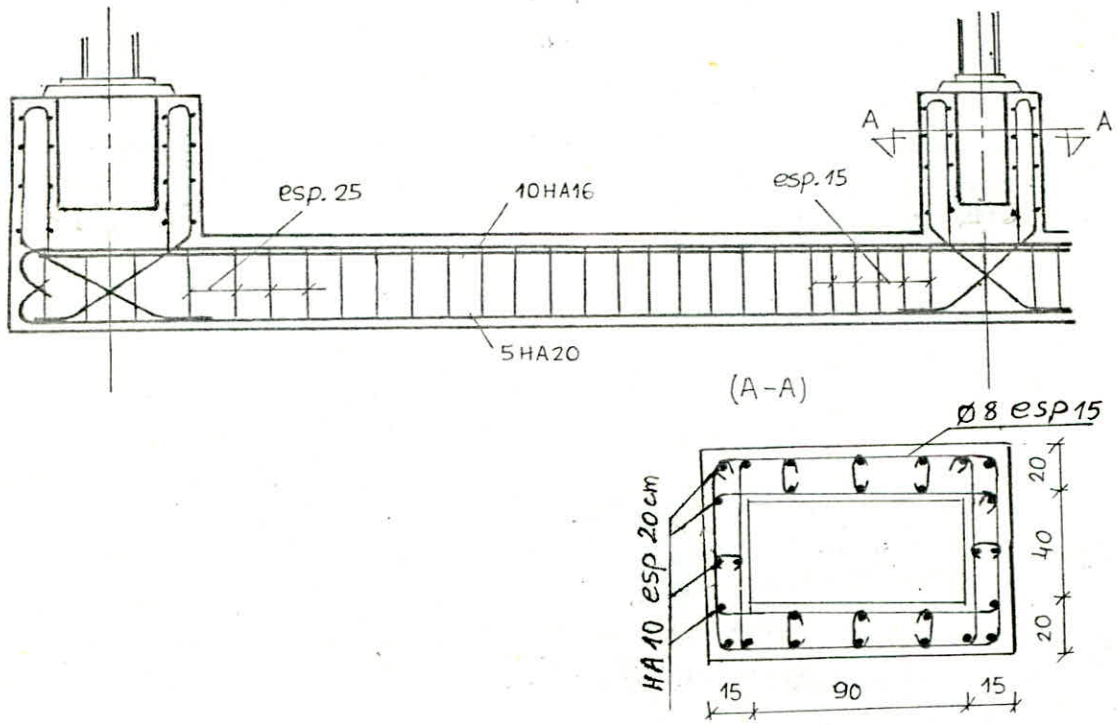
3.2.3. Calcul des efforts et ferraillage :

a/ Semelle S₂ :

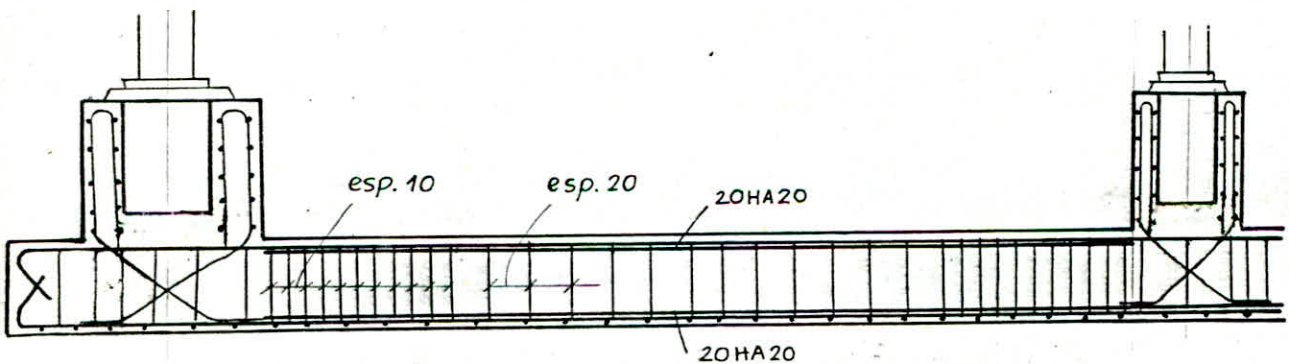
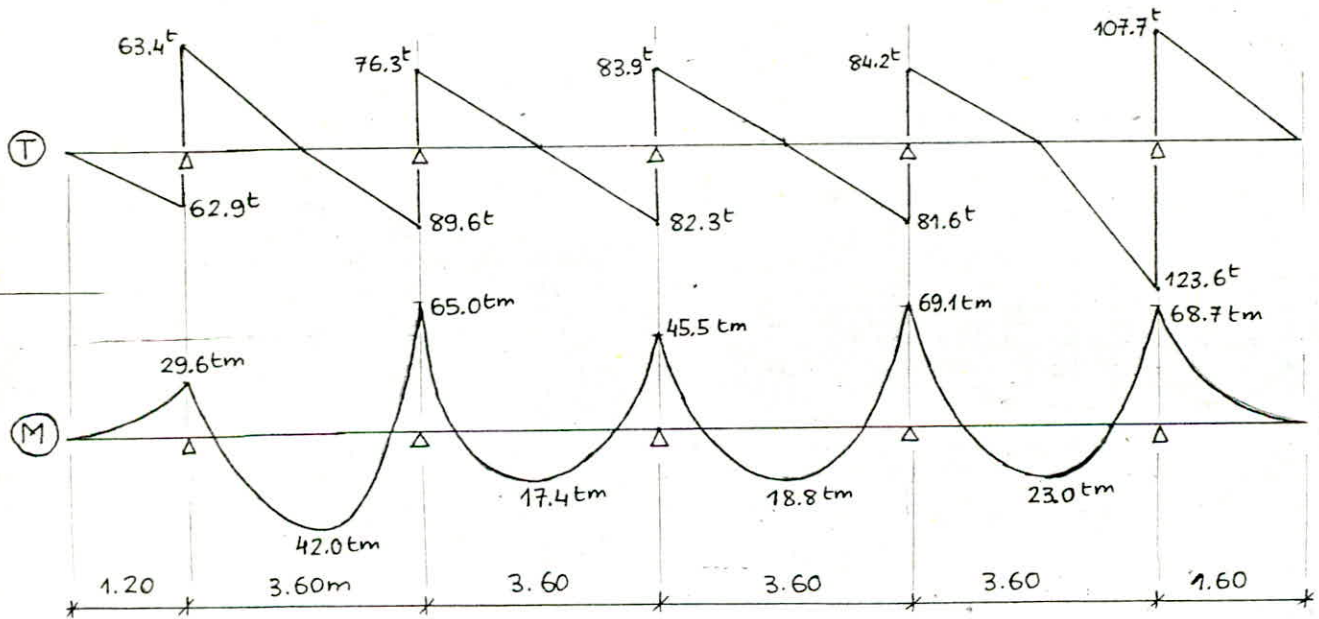
- Diagrammes des efforts :



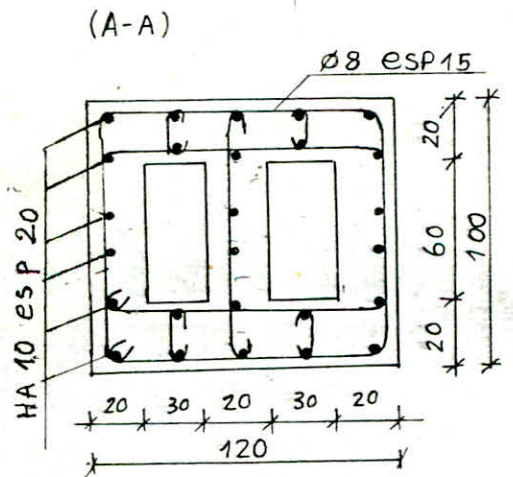
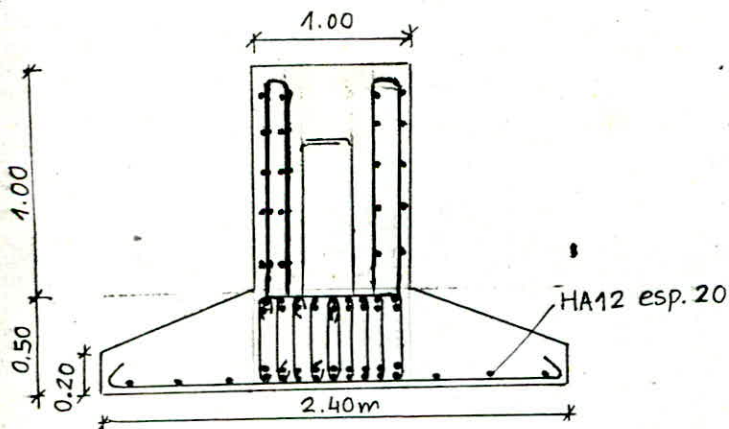
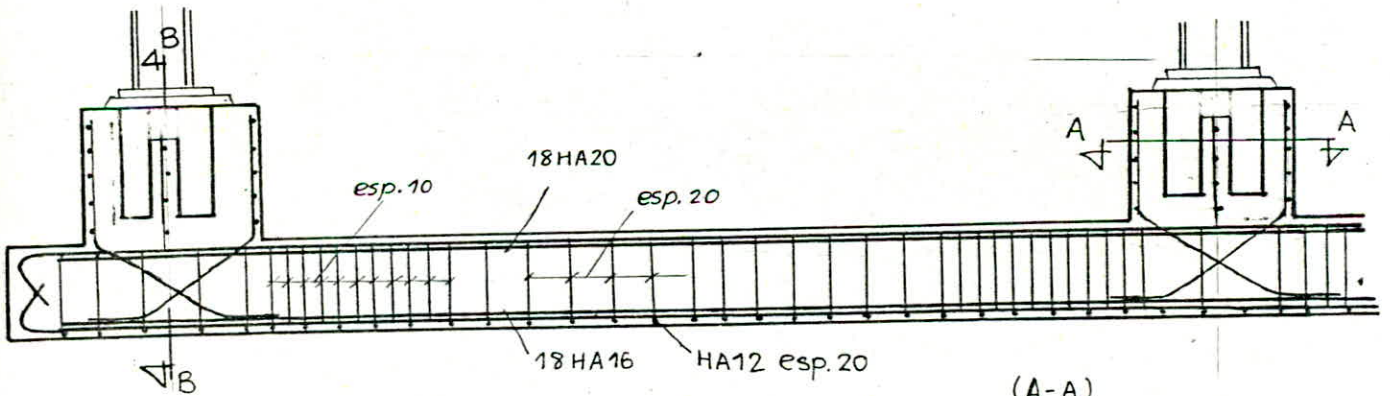
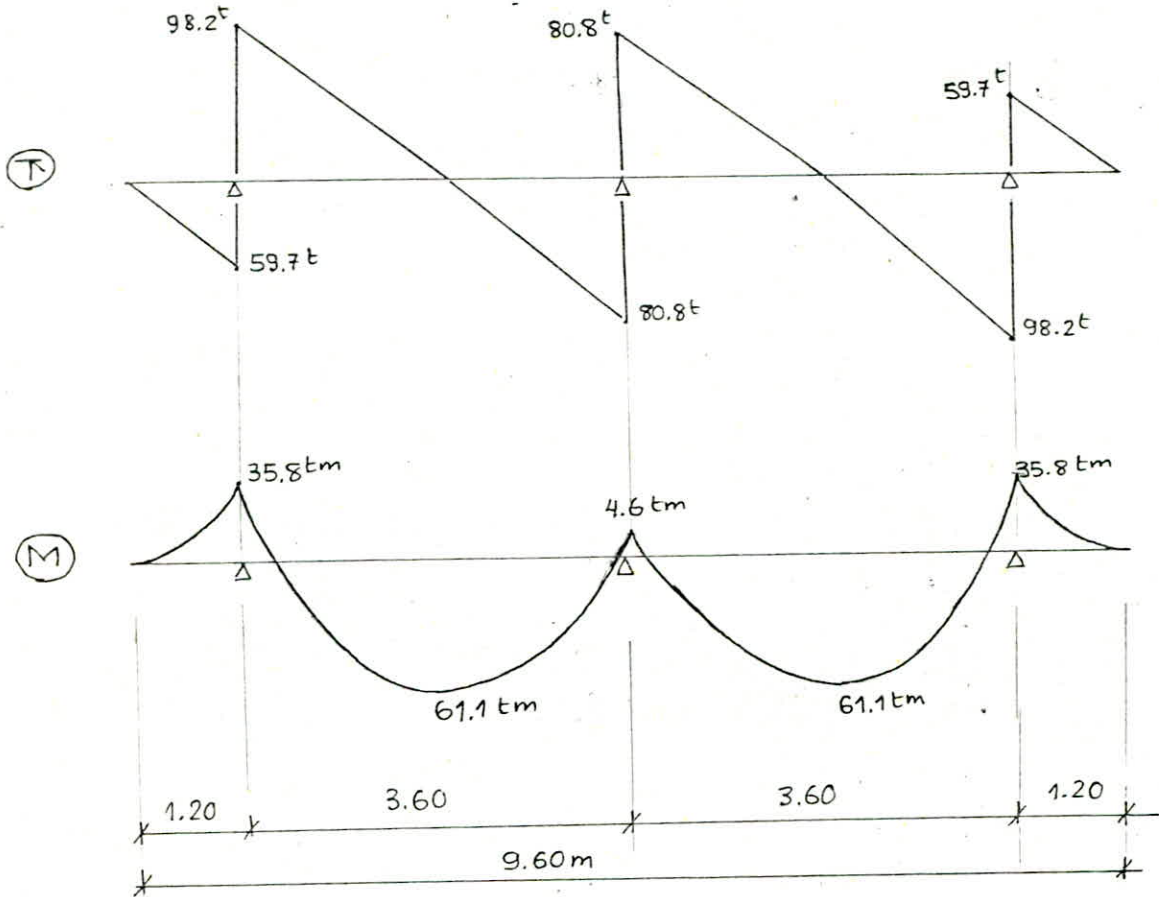
Ferrailage :



b/ Semelle S₃ :



c/ Semelle S4 :



4. LONGRINES :

On prévoit des longrines entre les semelles dans les deux sens du bâtiment (voir vue en plan de la fondation), les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à $\frac{N}{15}$ (pour les terrains de consistance moyenne) où N est l'effort axial du poteau en question. (RPA81 art. 4.2.3.3).

4.1. Dimensionnement et Ferrailage :

$$N = \frac{257251}{15} = 17150 \text{ daN}$$

- section d'acier :

$$A = \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = \frac{17150}{2800} = 6.13 \text{ cm}^2$$

$$\rightarrow 8 \text{ HA12 } (9.05 \text{ cm}^2)$$

- condition de non fragilité :

$$B_f \leq \frac{A \bar{\sigma}_{en}}{\bar{\sigma}_{28}} = \frac{9.05 \times 4200}{23.2} = 1638 \text{ cm}^2 \rightarrow \sqrt{B_f} = 4.05 \text{ cm}$$

donc on choisit des longrines de dimensions $35 \times 35 \text{ (cm)}$

- Vérification à la fissuration :

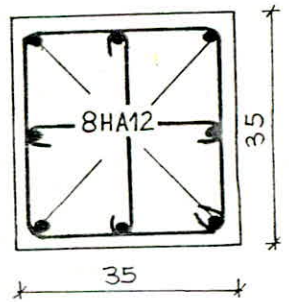
$$w_f = \frac{A}{B_f} = \frac{9.05}{35 \times 35} = 0.007, \quad k = 1.10^6 \text{ (cas couran)} \quad \emptyset = 12 \text{ mm et } \eta = 1.6$$

$$\sigma_1 = \frac{k \eta w_f}{\emptyset (1 + 10 w_f)} = 872 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2.4 \sqrt{\frac{k \eta \bar{\sigma}_b}{\emptyset}} = 2129 \text{ daN/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_a = \frac{N}{A} = 1895 \text{ daN/cm}^2 < \max(\sigma_1, \sigma_2) = 2129 \text{ daN/cm}^2$$

- Armatures transversales : $\rightarrow \emptyset 8$ espacés de 20 cm



4.2. Plôts :

Vu la grande portée des longrines (7.20 m) On prévoit des plôts (qui sont des blocs de gros béton) à mi-portée de chaque longrine.

Les dimensions de ces plôts sont $50 \times 50 \text{ (cm)}$

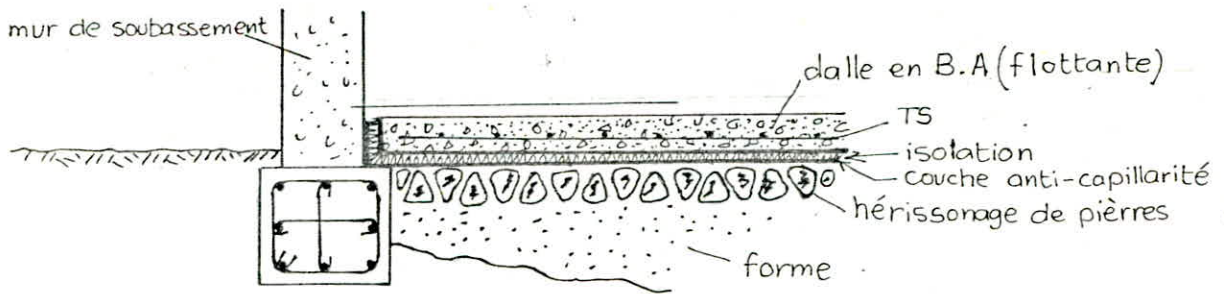
Ces plôts constitus des appuis de soulagement pour les longrines.

5. DALLAGE :

On réalise habituellement sous forme de dallage les surfaces utilisables des immeubles.

Un dallage est constitué par une dalle pleine en béton armé d'épaisseur 10 cm dans notre cas, cette dalle est séparée du sol par un hérissage en pierres servant de répartition aux charges localisées éventuelles, l'interposition est complétée par un écran pare-vapeur s'opposant aux remontées capillaires.

(Dallage)



La forme = transition mécanique entre le sol (décapé-de toute terre végétal, nivelé éventuellement compacté et en tout cas assaini) et le dallage, à travers quelques couches de protection.

Le dallage n'a alors à supporter que les surcharges dues aux aménagement intérieurs et aux circulations de personnes.

6. CALCUL DE TASSEMENT :

Nous nous limitons au calcul de tassement sous les deux points A et B (voir vue en plan de fondation), ceci nous permet d'évaluer le tassement des deux semelles : centrale et périphérique, ainsi que le tassement différentiel.

Dans le cas des bâtiments, le tassement admissible varie de 4 à 6 cm. Pour le tassement différentiel on constate en général pour les argiles que le tassement différentiel maximal observé sans désordre est de l'ordre de 40% ou 20% du tassement principal, selon que les structures sont flexibles ou rigides.

6.1. Calcul de la contrainte initiale :

$$\begin{aligned}\sigma'_0 &= \sum_i \gamma_i h_i = \gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_2 \\ &= 2.04 \times 1 + 2.04 \times 4.25 = 10.71 \text{ t/m}^2\end{aligned}$$

6.2 - l'accroissement de la contrainte $\Delta\sigma$:

Dans le cas d'un rectangle de dimensions finies (largeur B et longueur L), la contrainte exercée en un point situé à la verticale d'un sommet du rectangle est : $\sigma = q I\left(\frac{L}{B}, \frac{Z}{B}\right)$

$$\text{ou } \frac{\sigma}{q} = I\left(\frac{L}{B}, \frac{Z}{B}\right)$$

Cette fonction a été tabulée et ainsi le calcul sera plus aisé.

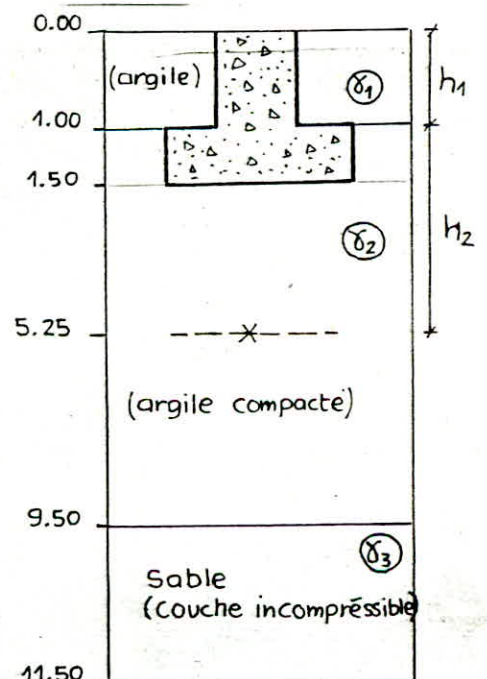
Pour calculer la pression verticale produite en un point quelconque par une surface rectangulaire uniformément chargée, il suffit de superposer les efforts de plusieurs rectangles auxiliaires.

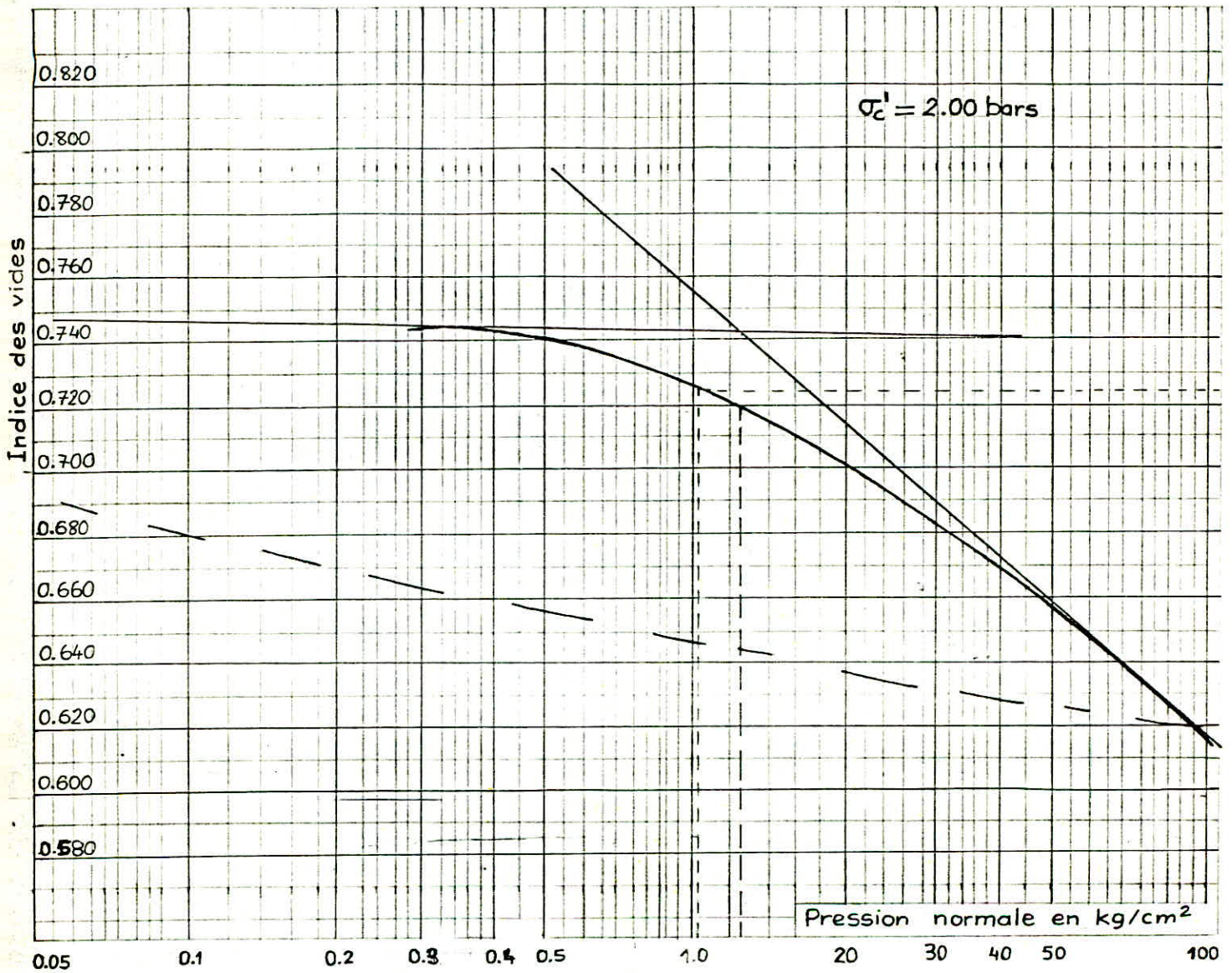
Résultat obtenu :

- à la verticale du point A : $\Delta\sigma = 9.48 \text{ t/m}^2$

- à la verticale du point B : $\Delta\sigma = 3.96 \text{ t/m}^2$

remarque : les pressions sont calculées à mi-hauteur de la couche n° 2.



6.3 - Calcul du tassement :6.3.1 - Courbe œdométrique :COURBE OEDOMETRIQUE6.3.2 - Etat de consolidation :

$$\sigma_c' = 20 \text{ t/m}^2 > \sigma_o' = 10.71 \text{ t/m}^2 \rightarrow \text{Argile surconsolidée .}$$

6.3.3. tassement du point A :

$$\sigma_o' + \Delta\sigma = 20.19 \text{ t/m}^2 \approx 2.02 \text{ bars} \approx \sigma_c' = 2 \text{ bars}$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_o' = 1.07 \text{ bars} \rightarrow e_o = 0.723 \\ \sigma_f' = 2.02 \text{ bars} \rightarrow e_f = 0.720 \end{array} \right\} \rightarrow \Delta e = e_o - e_f = 0.003$$

$$\frac{\Delta e}{1 + e_o} = \frac{\Delta H}{H} \Rightarrow \Delta H_A = H \frac{\Delta e}{1 + e_o} = 850 \times \frac{0.003}{1 + 0.723} = \underline{1.5 \text{ cm}} < 6 \text{ cm}$$

6.3.4. Tassement du point B :

$$\sigma'_0 + \Delta\sigma = 14.67 \text{ t/m}^2 < \sigma'_c = 20 \text{ t/m}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma'_0 = 1.07 \text{ bars} \rightarrow e_0 = 0.723 \\ \sigma'_f = 1.47 \text{ bars} \rightarrow e_f = 0.721 \end{array} \right\} \rightarrow \Delta e = 0.002$$

$$\text{et le tassement sera : } \Delta H_B = H \frac{\Delta e}{1 + e_0} = 850 \times \frac{0.002}{1 + 0.723} = \underline{1.0 \text{ cm}} < 6 \text{ cm}$$

On constate donc que les tassements absolus sont faibles, et cela est dû évidemment à la surconsolidation de l'argile.

6.3.5. Tassement différentiel :

$$\Delta S = \Delta H_A - \Delta H_B = 1.5 - 1.0 = 0.5 \text{ cm}$$

Si on prend le tassement différentiel admissible égale à 40% du tassement absolu admissible (structure flexible) :

$$\overline{\Delta S} = 0.4 \times 6 = 2.4 \text{ cm} > \Delta S = 0.5 \text{ cm}$$

Donc aucun risque de tassement différentiel nuisible.

12. CONCLUSION

Le bâtiment à ossature en acier qu'on a étudié présente à la fois des avantages et des inconvénients :

1/ Avantages et inconvénients d'ordre structural :

- Les avantages du bâtiment à structure contreventée articulée sont :
 - Les nœuds sont de conception simple et de coût peu élevé, et surtout de réalisation aisée.
 - Les poteaux sont sollicités uniquement par des efforts normaux (moments nuls à la base), ceci est favorable pour le dimensionnement de ces poteaux ainsi que leurs bases.
- Les inconvénients sont :
 - La nécessité de contreventer le bâtiment dans les deux sens verticalement, et ceci peut se heurter défois à des contraintes architecturales (notamment l'utilisation des locaux).
 - La hauteur des poutres peut être relativement importante, car elles ne bénéficient pas de l'effet favorable de la continuité (encastrement des poutres aux poteaux) et ceci peut devenir gênant si la hauteur des planchers est limitée.

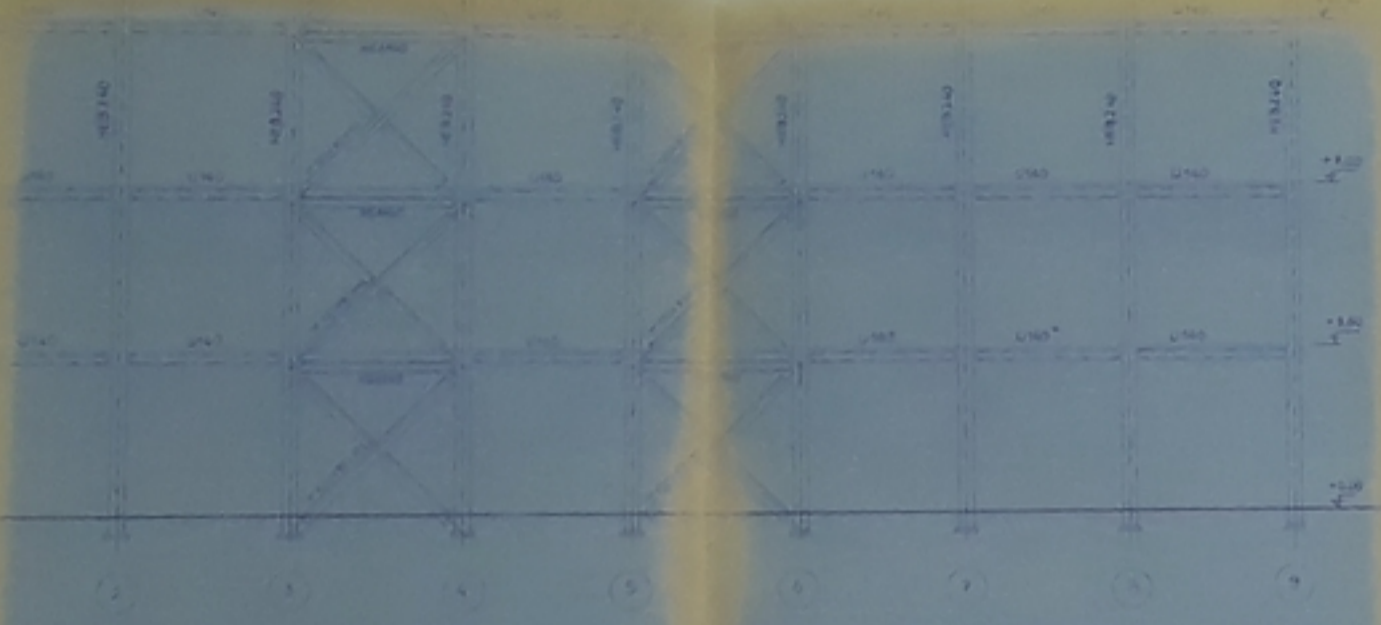
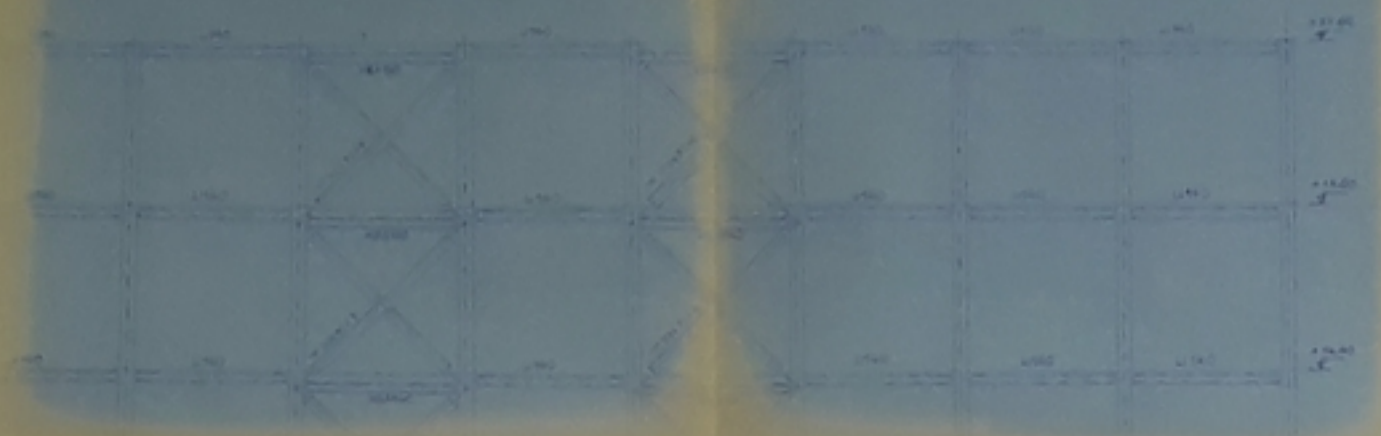
2/ Avantages et inconvénients d'ordre général :

- Avantages :
 - L'utilisation dans le calcul des méthodes rigoureuses pour les structures en acier, ceci grâce à l'homogénéité de l'acier, ce qui constitue une satisfaction des hypothèses de la résistance des matériaux.
 - La légèreté qui se traduit par le faible volume de matériau mis en œuvre en effet, l'acier de construction se distingue par son faible encombrement. La légèreté est aussi accentuée par l'utilisation des façades industrialisées très légères (murs rideaux : poids 50 kg/m²).
 - Démontabilité des composants en acier, et la facilité de transformation.
 - La bonne qualité : obtenue aussi par l'homogénéité de l'acier (à condition d'assurer une exécution rigoureuse des assemblages) et la facilité de contrôle.
 - Le délai : relativement court, surtout au niveau d'un ensemble de constructions (par exemple un programme de logements d'envergure), ceci est dû essentiellement à la préfabrication des composants en atelier et leur montage rapide sur chantier.
- Inconvénients :
 - coût relativement élevé, à cause de l'importation d'une bonne partie des éléments (panneaux de mur rideaux, bac acier, etc...)
 - nécessité de prendre des mesures de protection contre le feu et la corrosion.

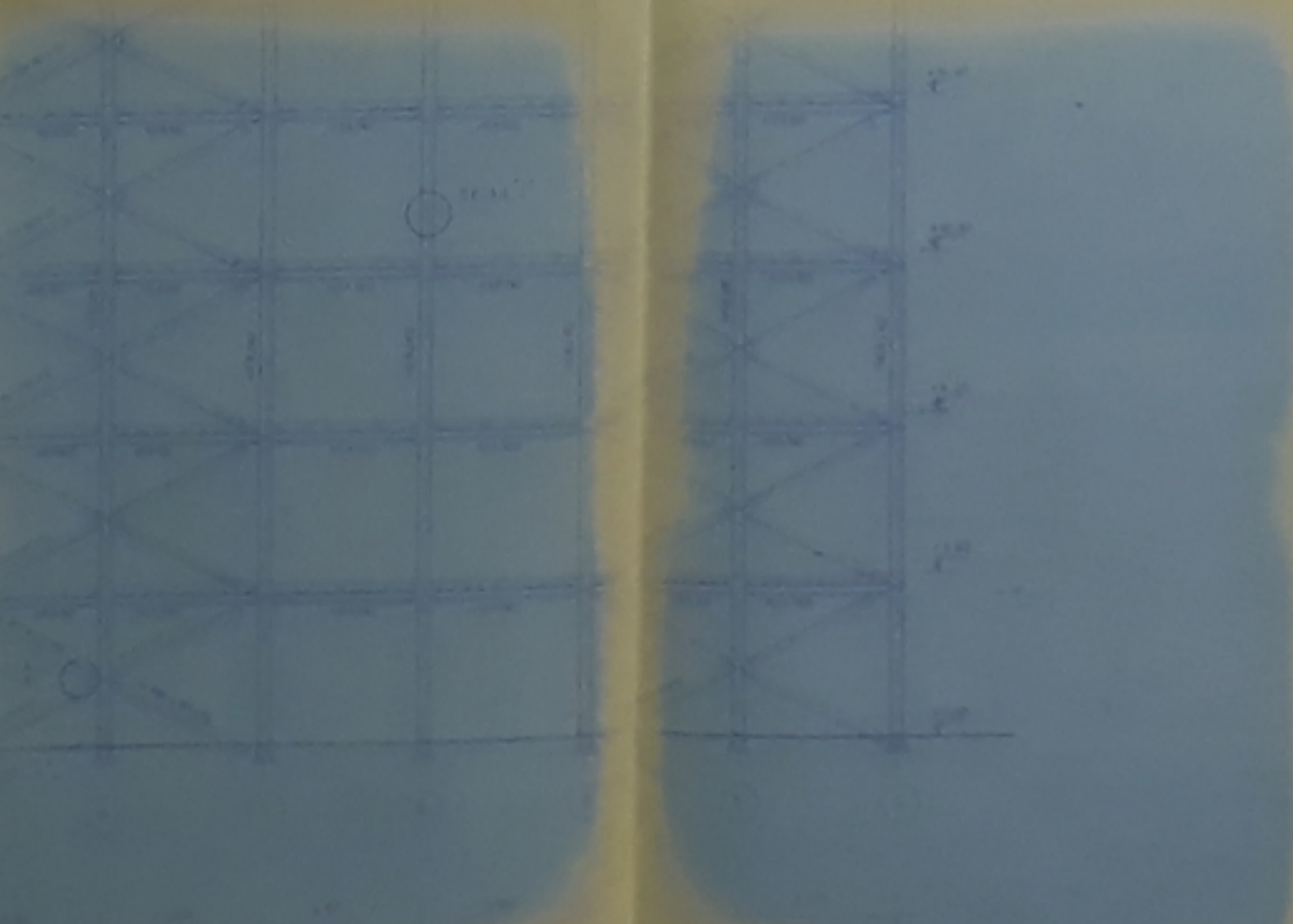
BIBLIOGRAPHIE

1. REGLES CM66.
2. REGLES NV65.
3. REGLES PARASISMIQUES ALGERIENNES RPA81 (version 83).
4. DAUDI-RILI-SALHI : CONCEPTION et calcul des constructions
soumises aux séismes.
5. DOBRESCU : Dynamique des structures et simologie de l'ingénieur (T1).
6. CAPRA-DAVIDOVICI : Calcul dynamique des structures en zone sismique.
7. REGLES CCBA68.
8. BELAZOUGUI : Cours de béton armé (T2) calcul des ouvrages.
9. COURS DE CM : FEN 136-125 (M. CHENAF).
10. COURS DE GENIE SISMIQUE (M. CRAÏNIC).
11. DOCUMENTS ET REVUES CTICM.
12. DAUSSY : Guide pratique de C.M
13. FRUITET : Cours de C.M
14. GUIDE VERITAS DU BATIMENT : Résolution de problèmes courants
de construction
15. MITTAG : Pratique de
la construction des bâtiments
16. COSTET-SANGLERAT : Cours pratiques de mécanique des sds (T1)

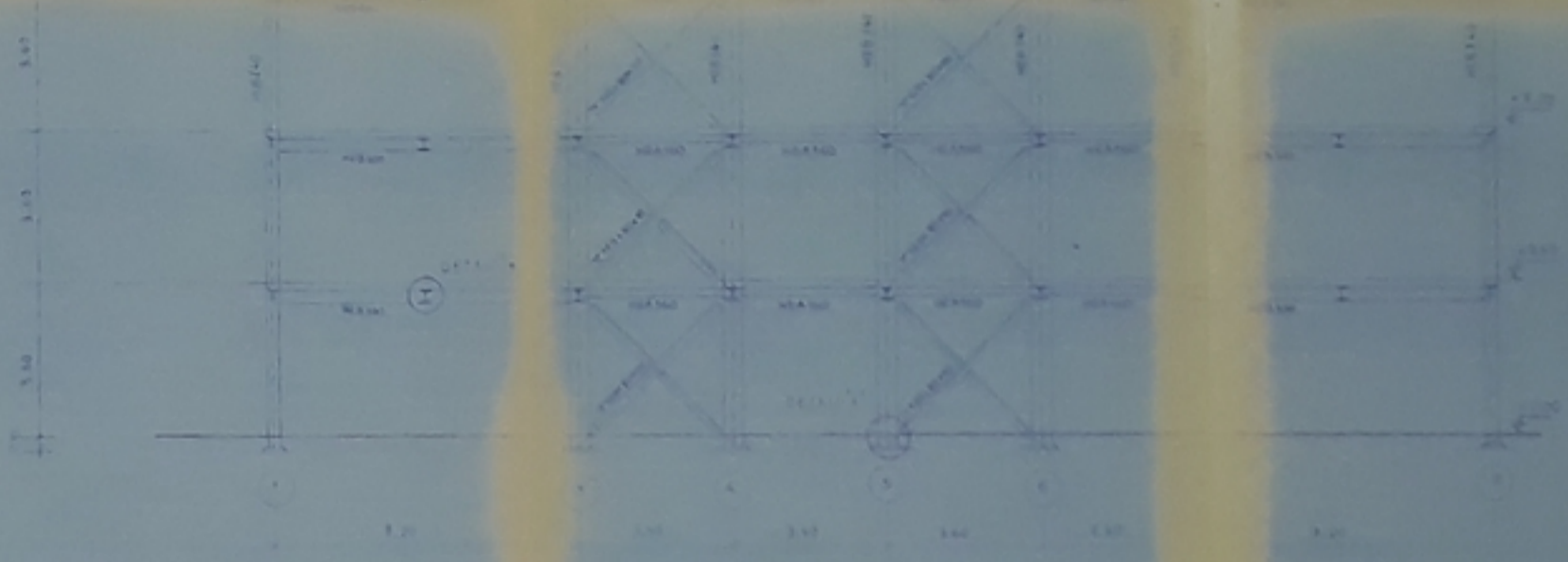
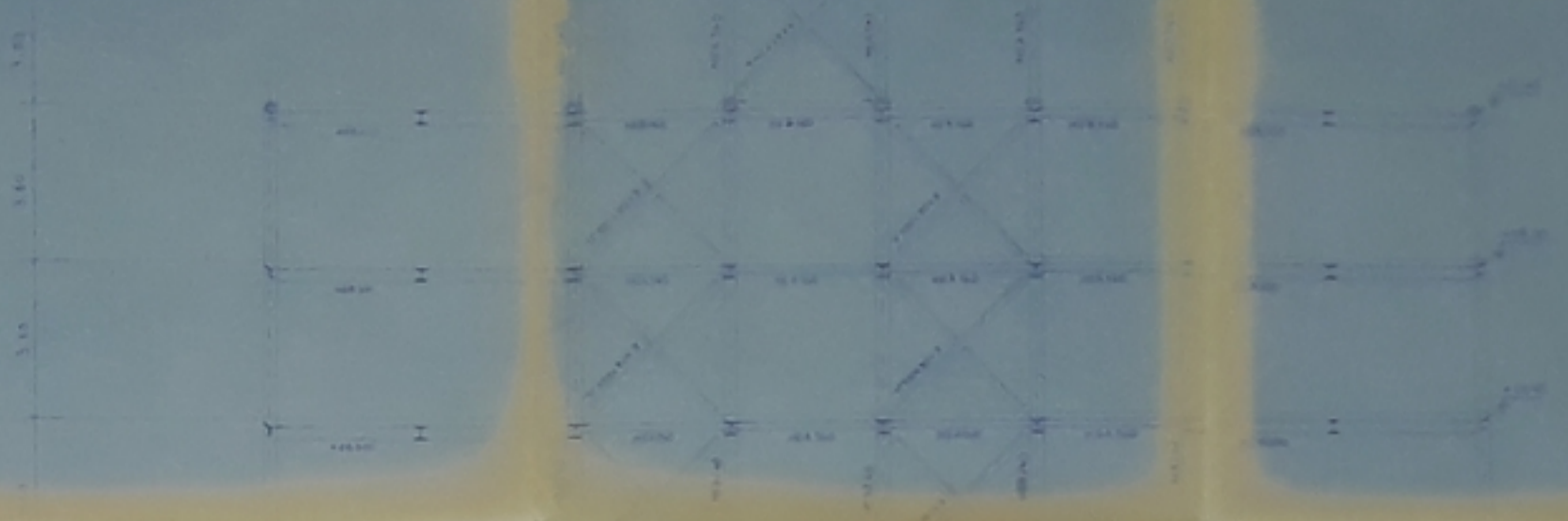
PORTIQUE A



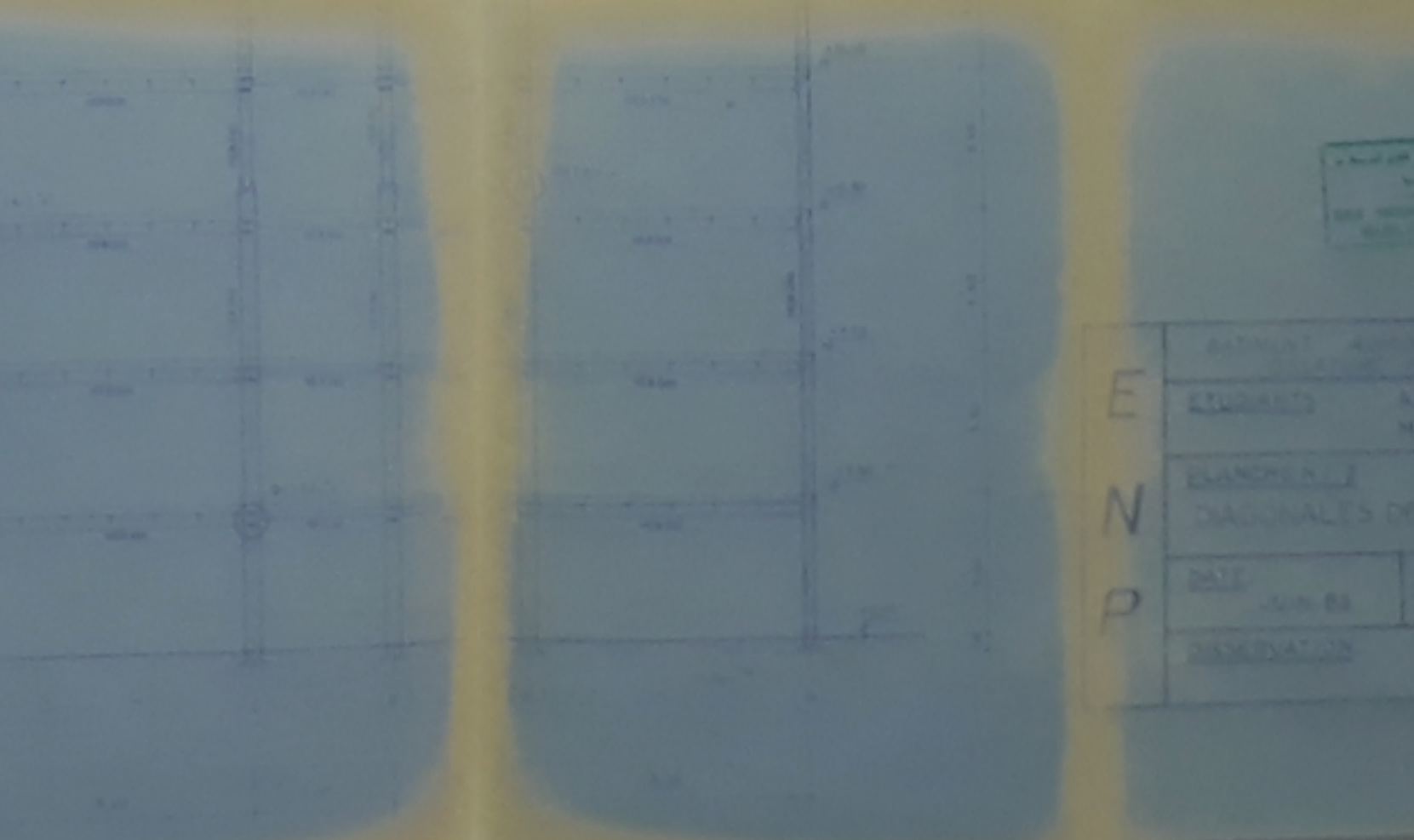
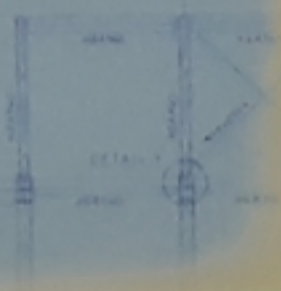
PORTIQUE 1



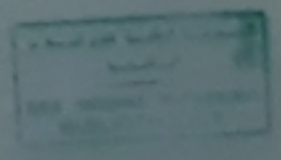
PORTIQUE C



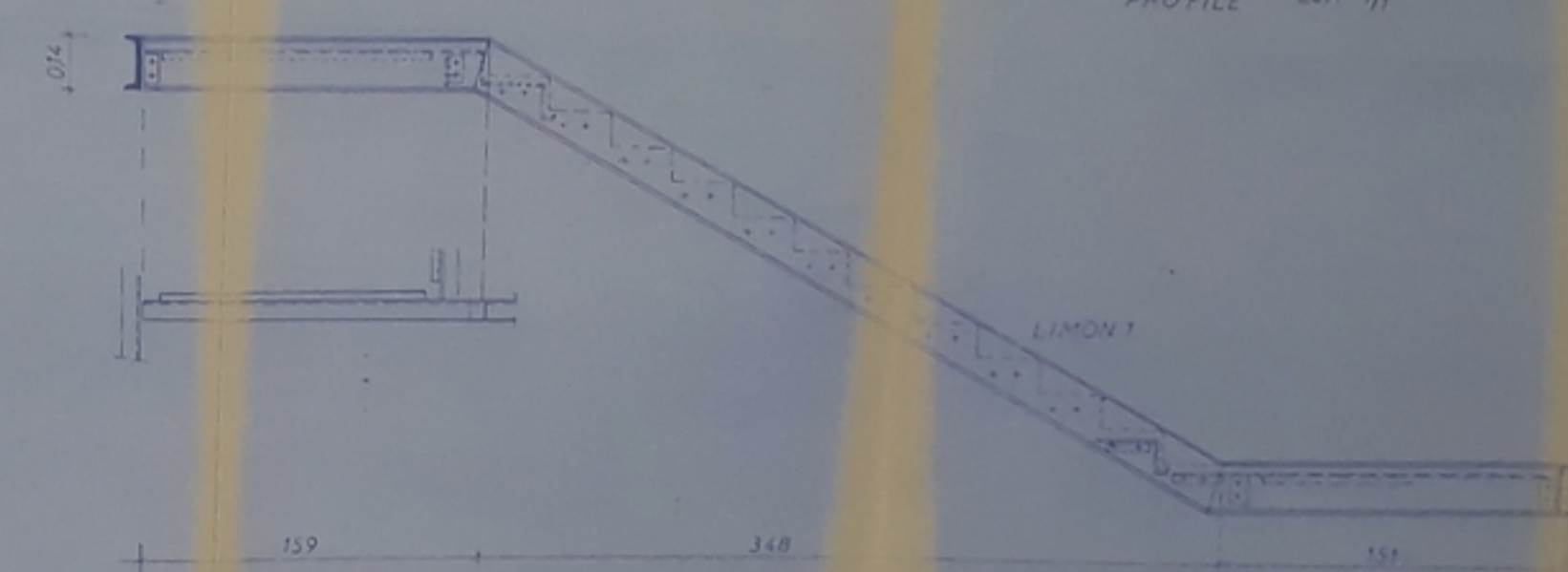
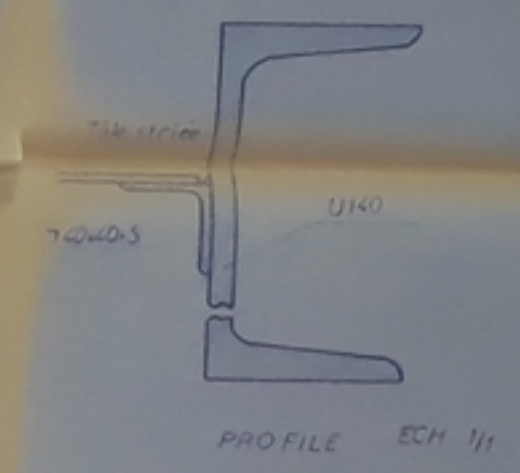
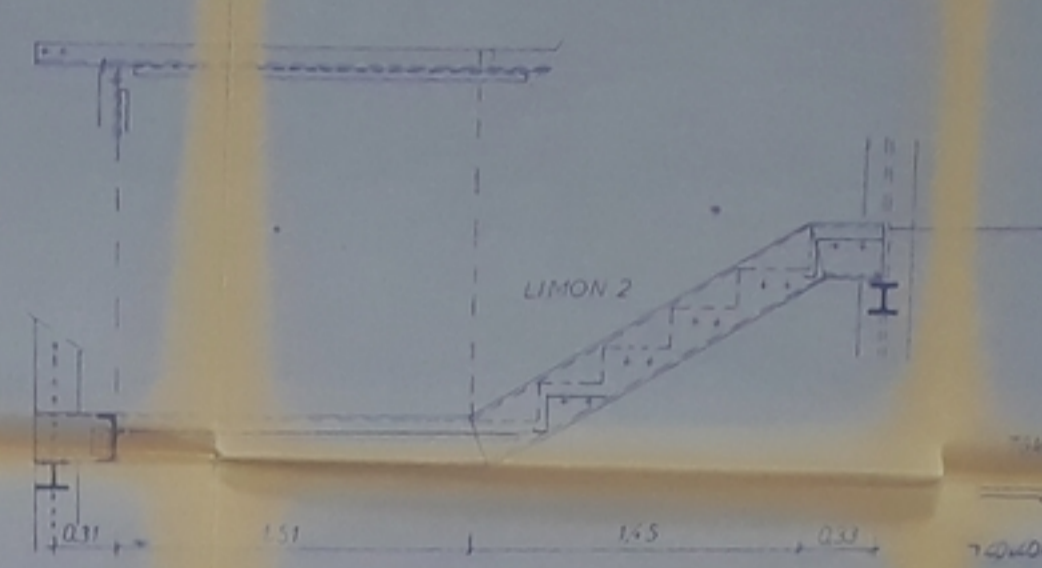
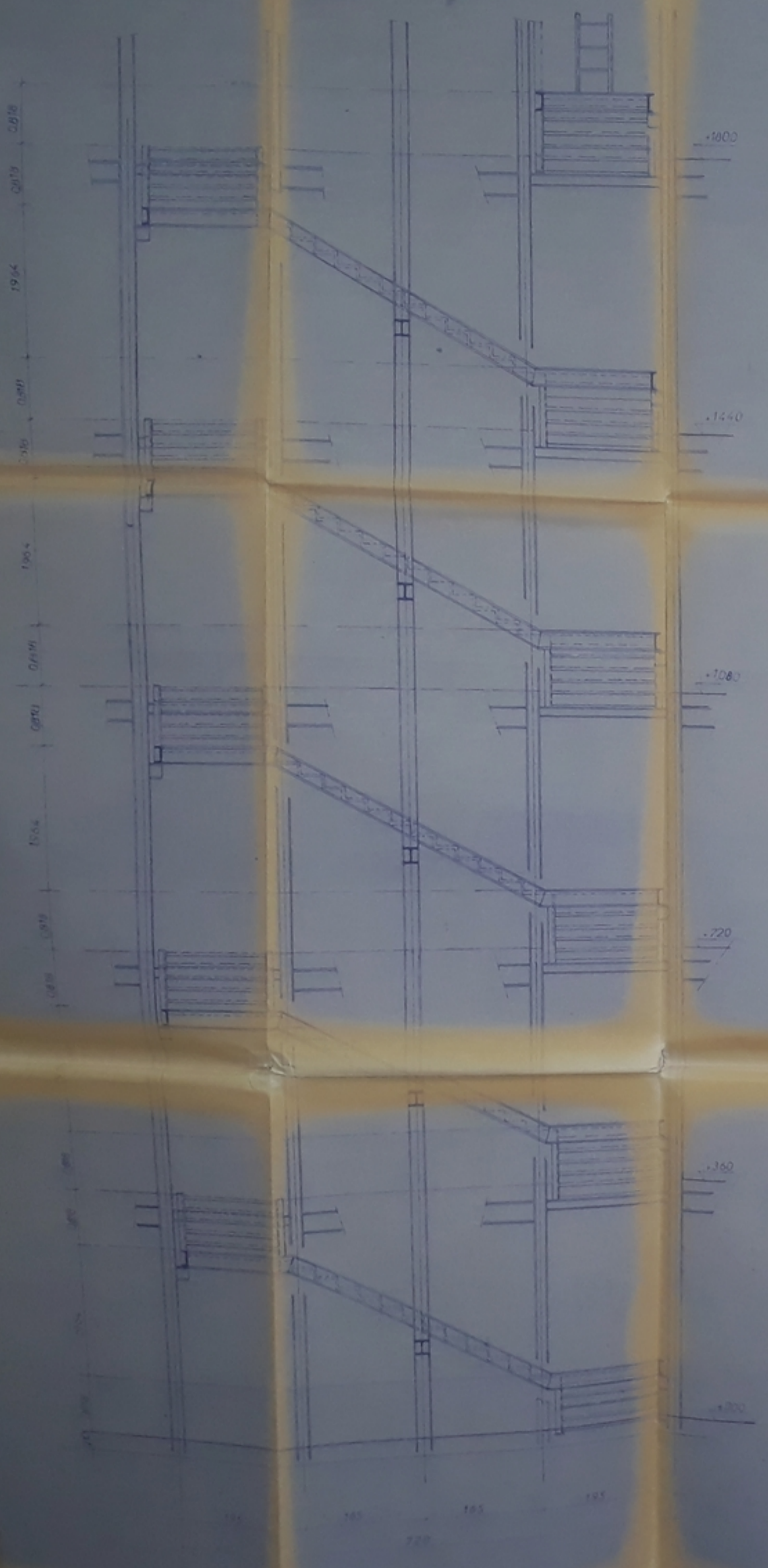
PORTIQUE 3



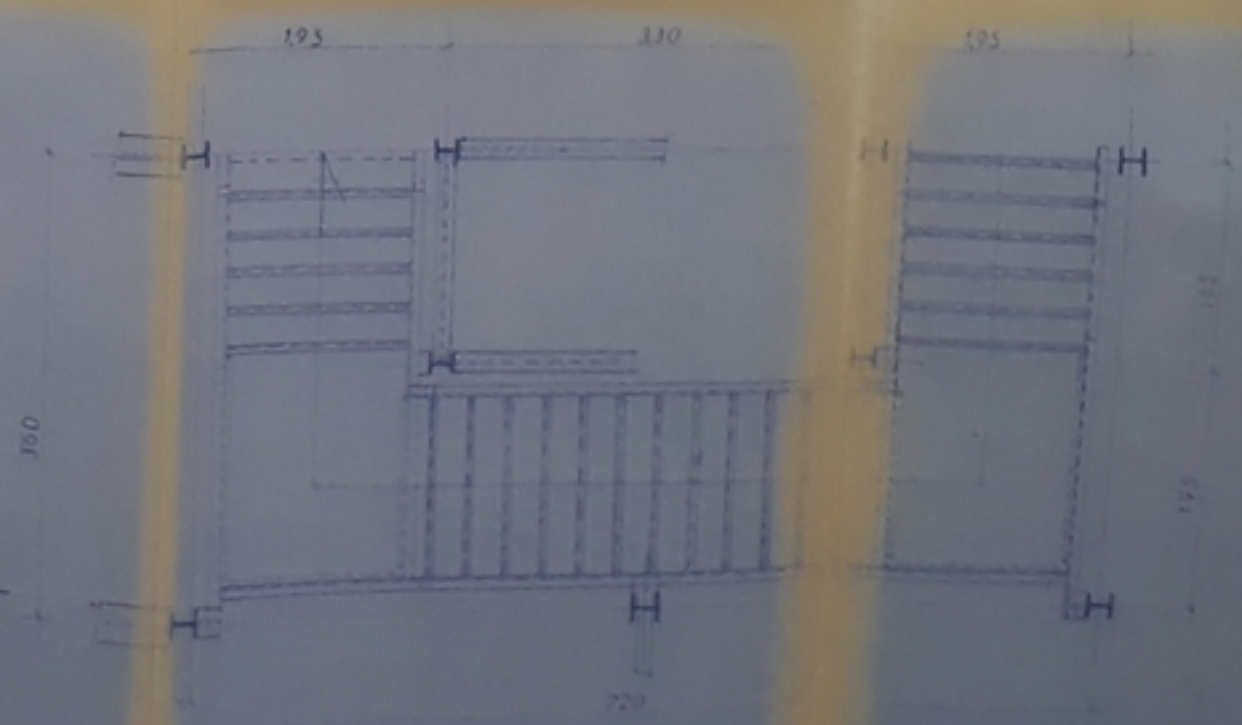
PS 400 37
A



E	BUREAU D'ARCHITECTURE A	
	ALGER	ALGER
N	BUREAU D'ARCHITECTURE A	
	DIAGONALES DE CONTREVENTEMENT	
P	DATE	1/75
	REVISIONS	



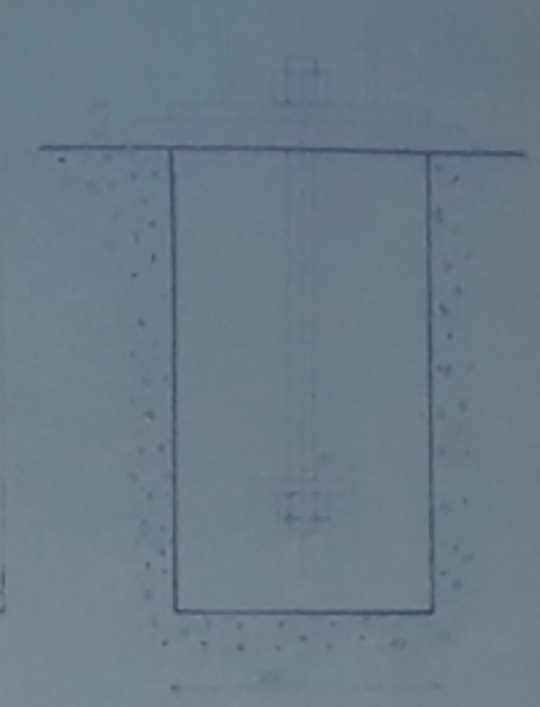
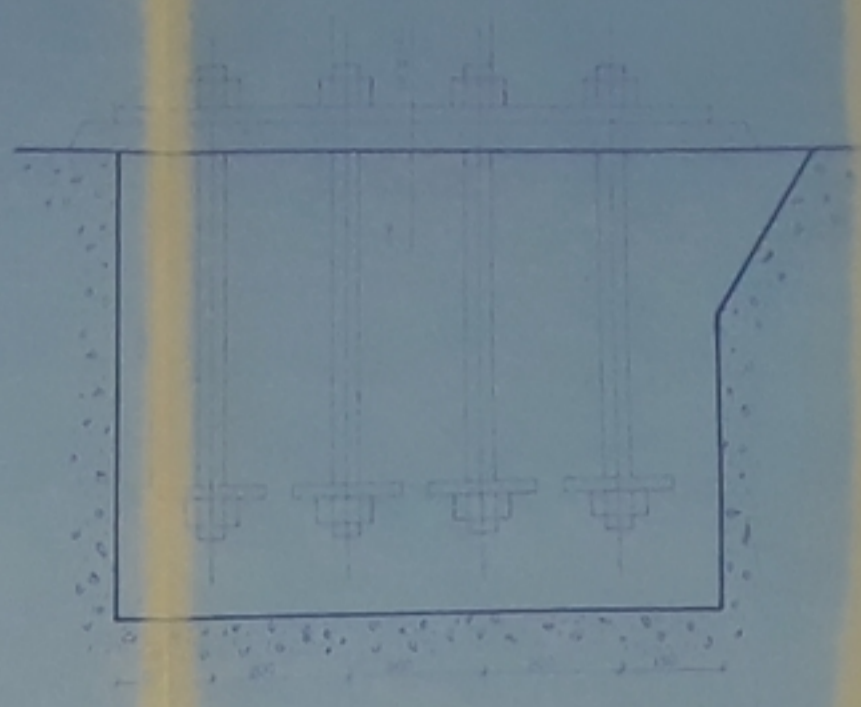
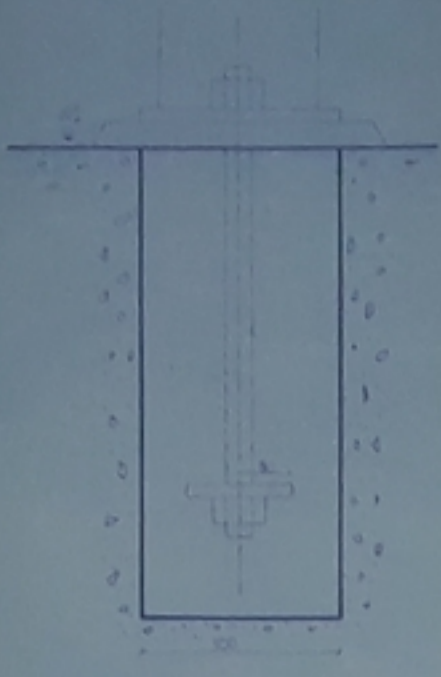
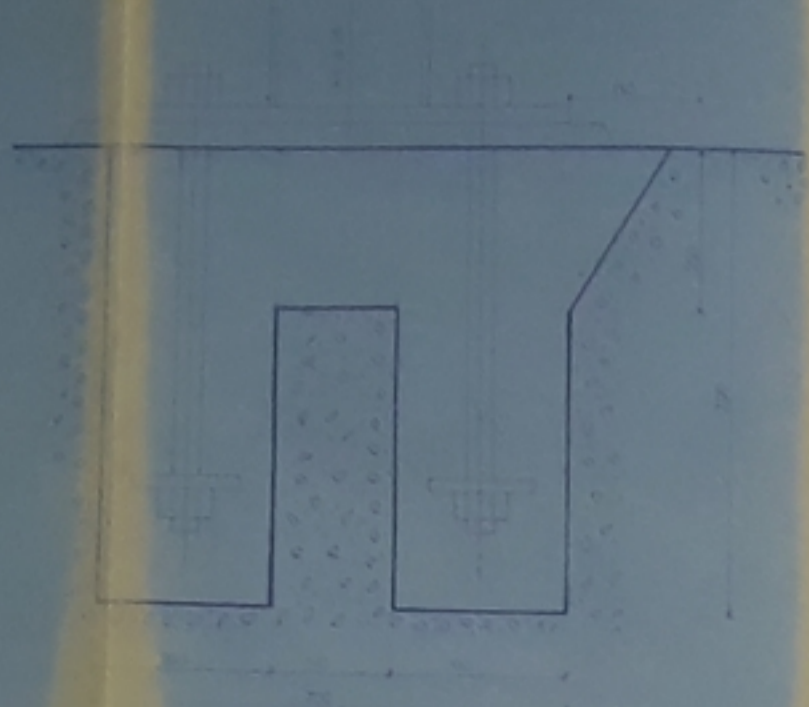
DETAILS DE L'ESCALIER ECH 1/10



PLAN DE L'ESCALIER ECH 1/20

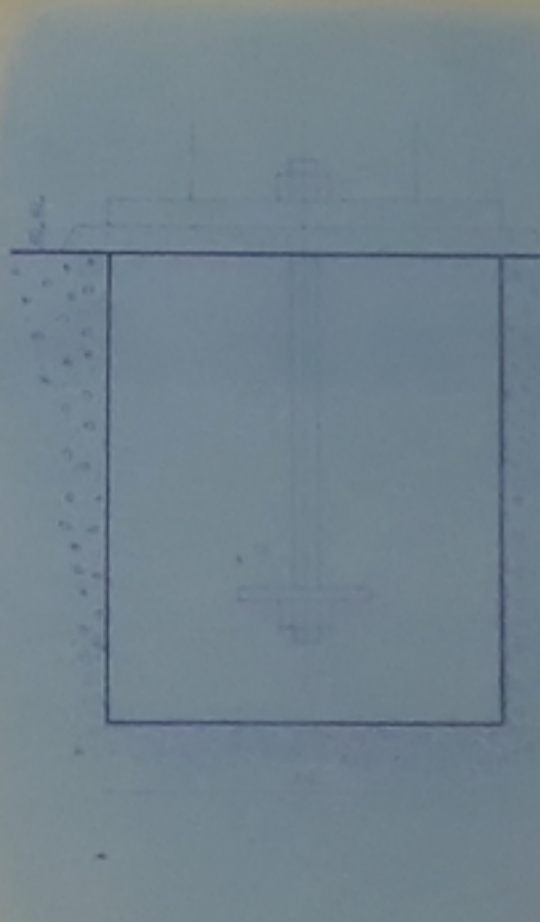
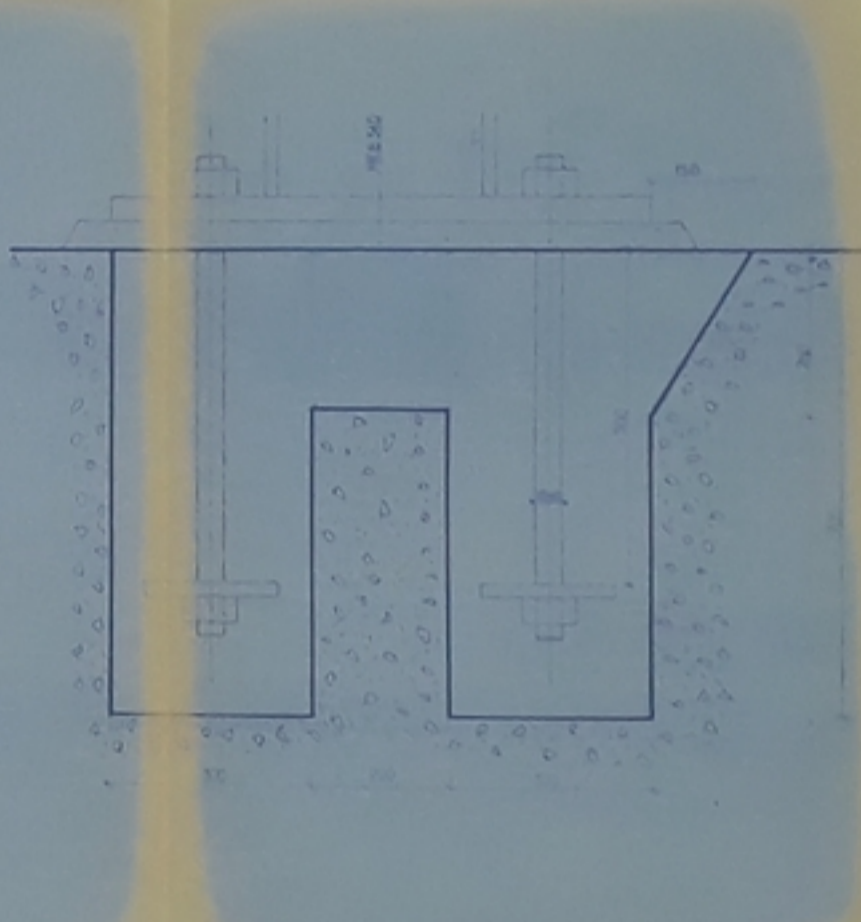
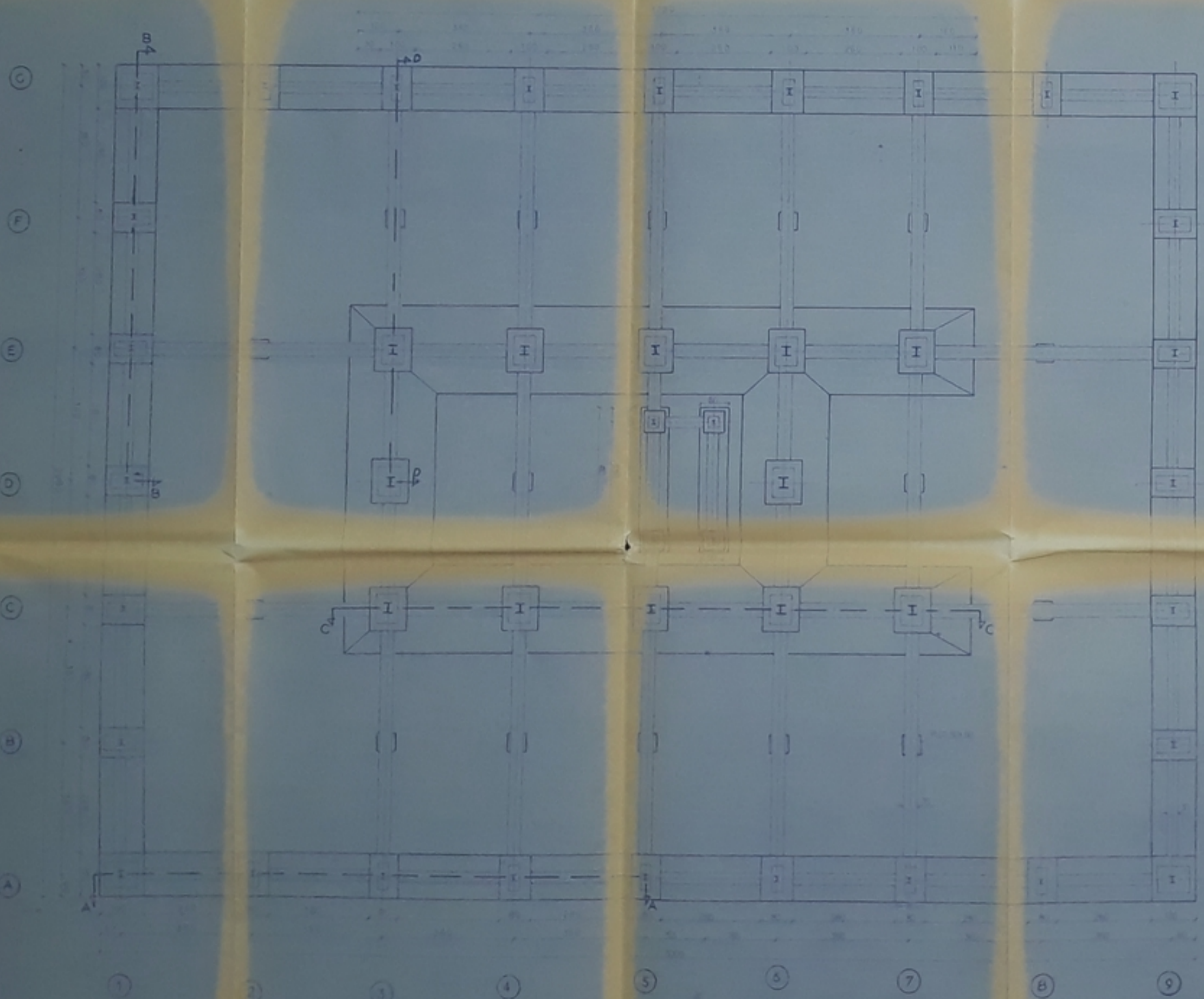
E	BATIMENT ADMINISTRATIF A. COULIBREY DE TUNIS	
	ETUDIANTS A. BOUCHE B. MORSLI H.	
N	PLANCHE N°3	
	ESCALIER	
P	DATE	ECH
	JUIN 65	INDIQUEE
OBSERVATIONS		

P. Bouquet
-2-



TROUS DE SELLEMENT Poteaux: Axes A & G

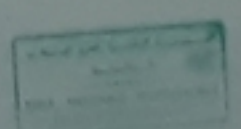
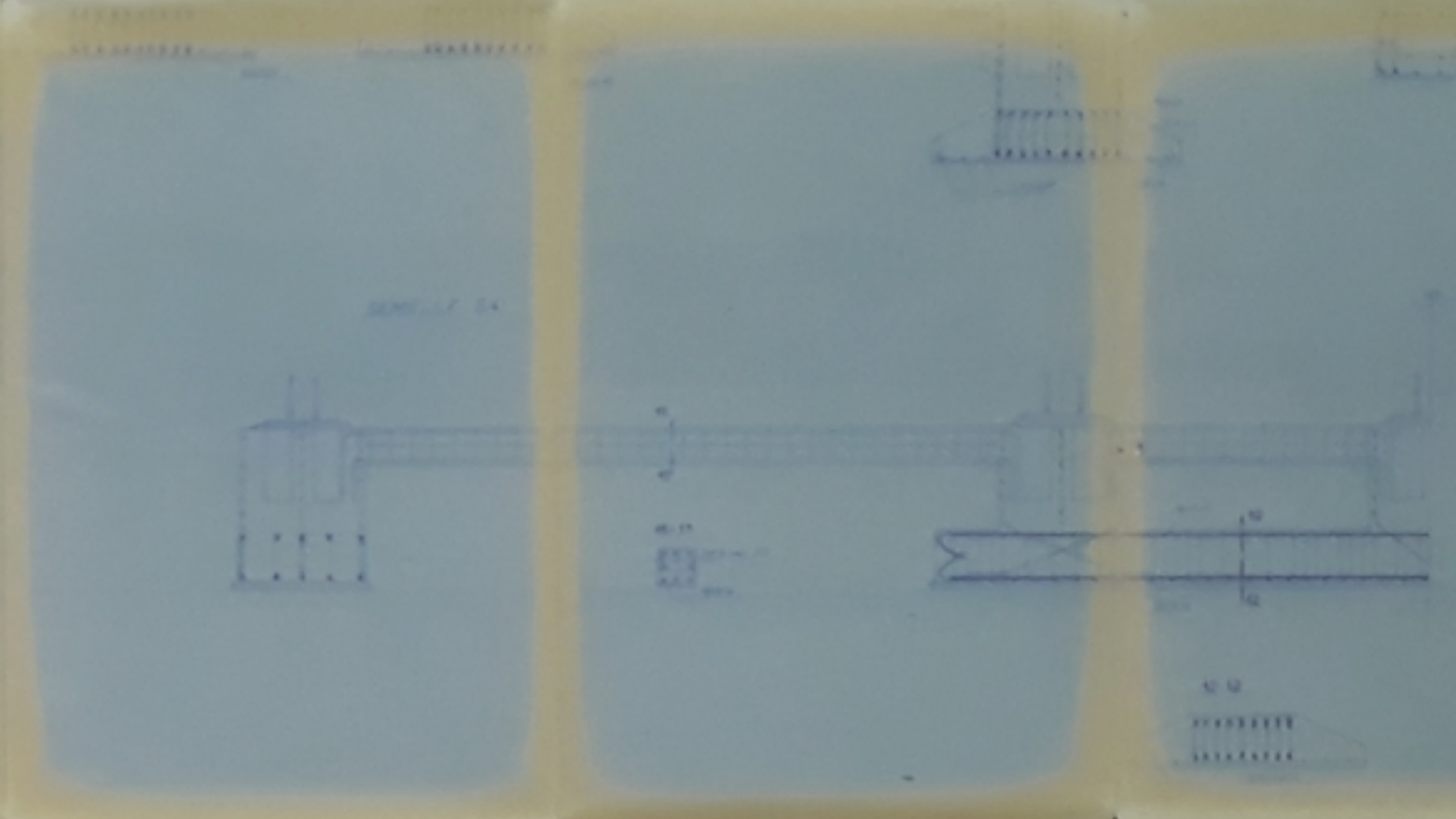
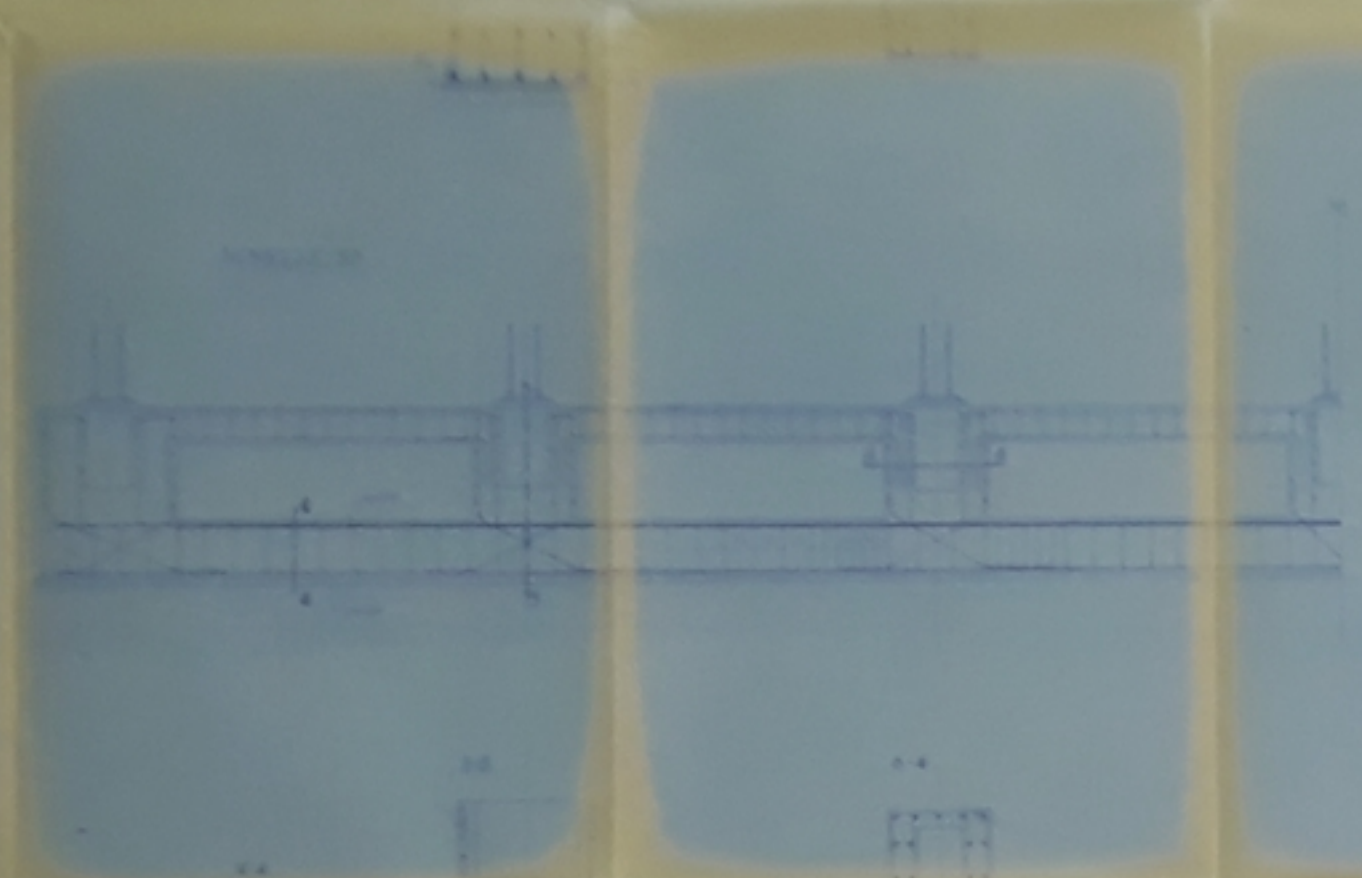
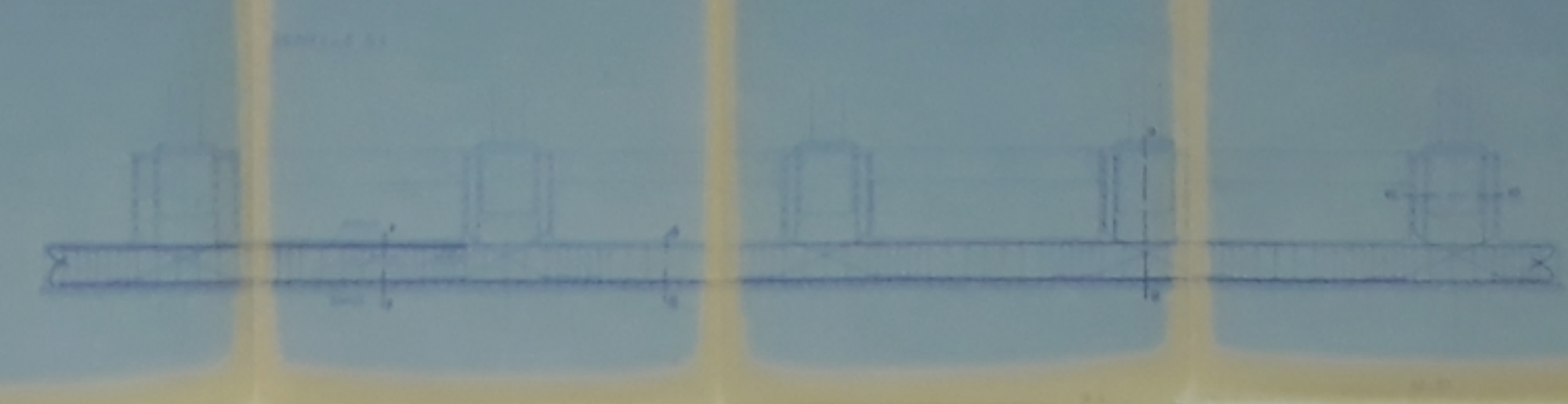
Poteaux: Axes 1 & 9 ECH. 1/5



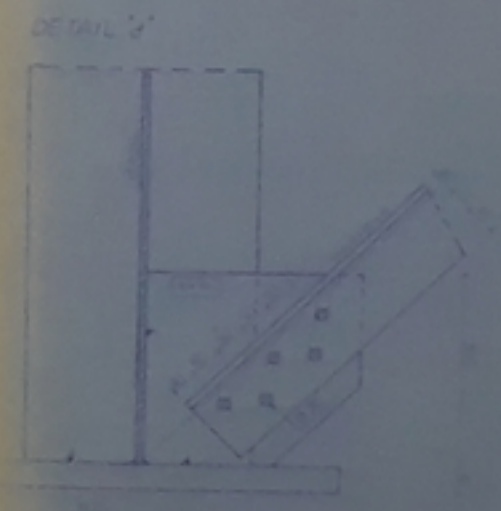
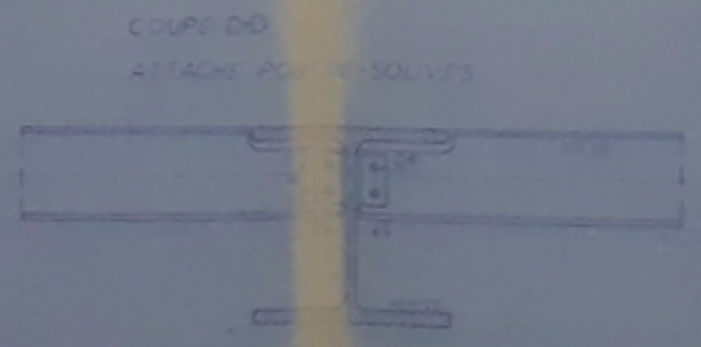
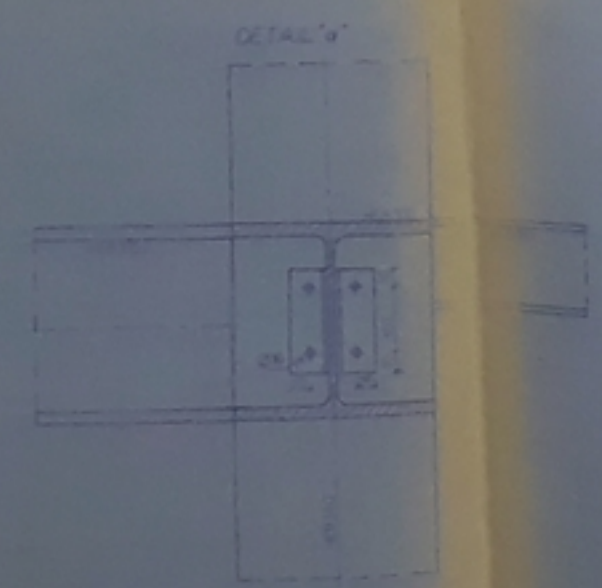
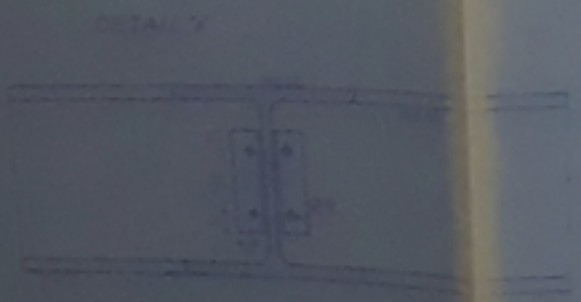
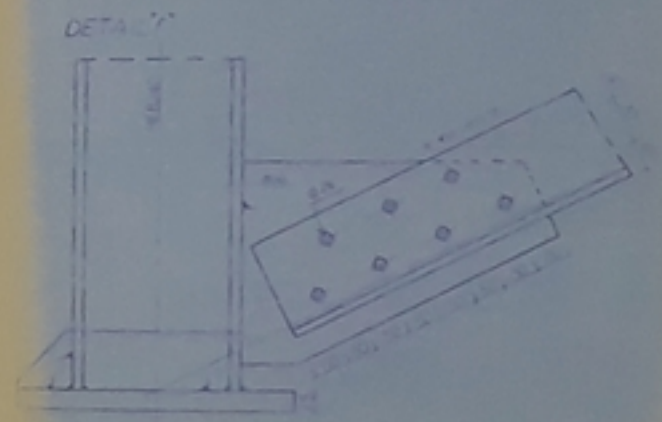
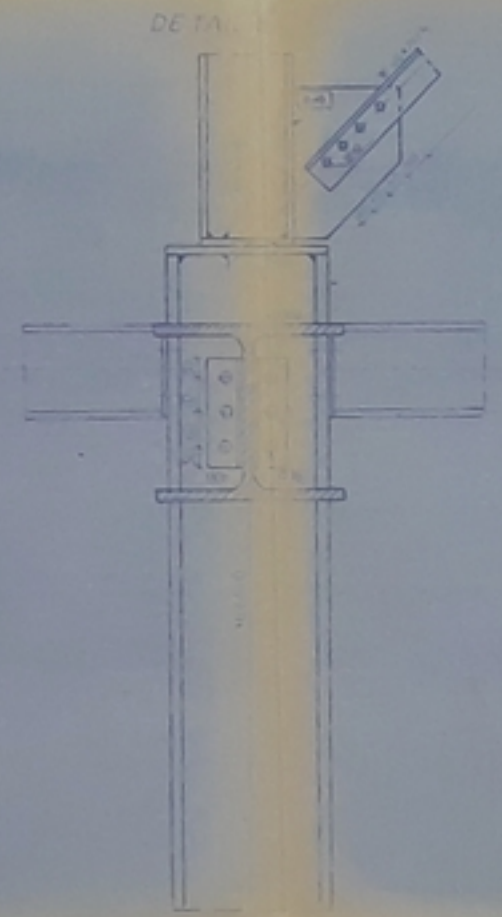
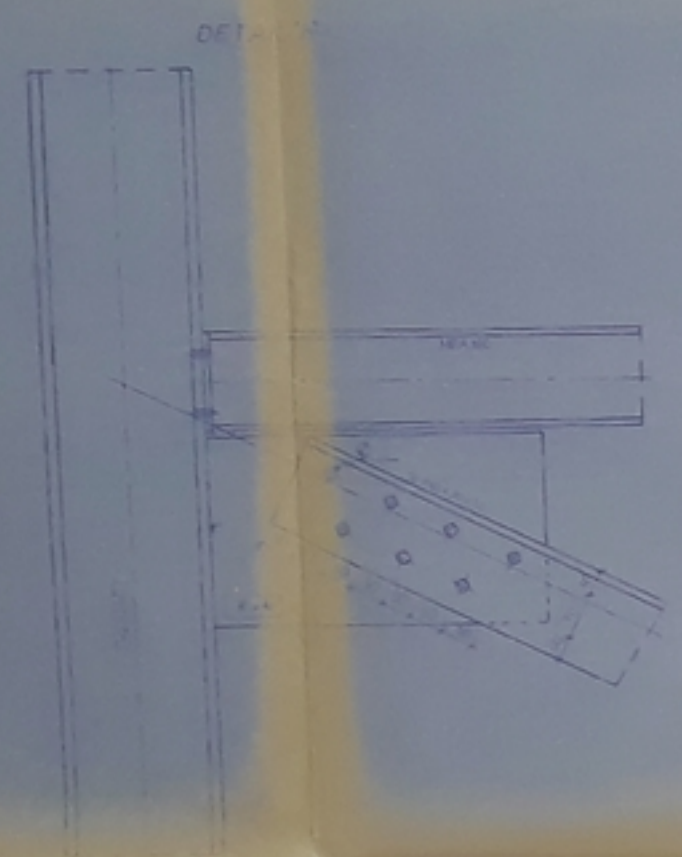
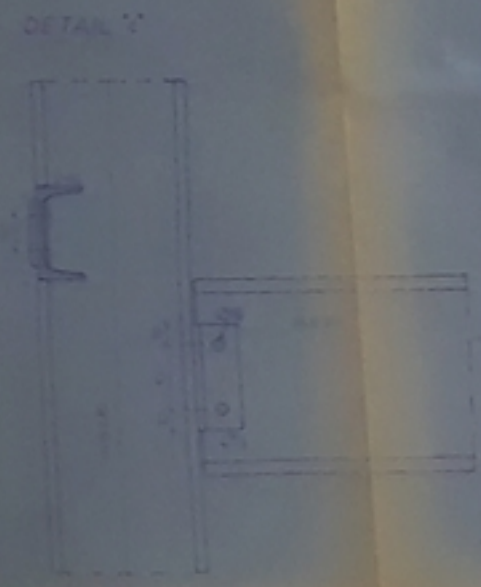
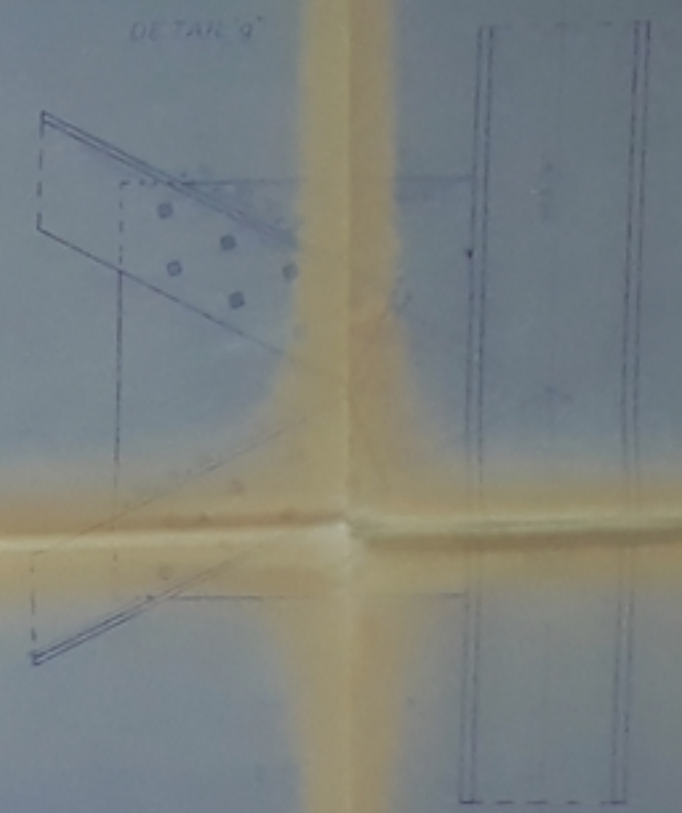
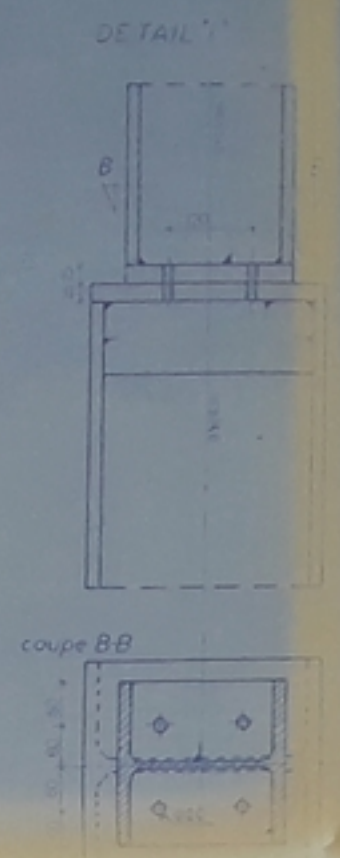
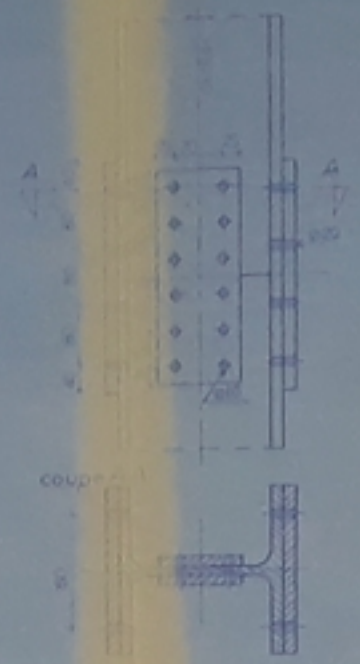
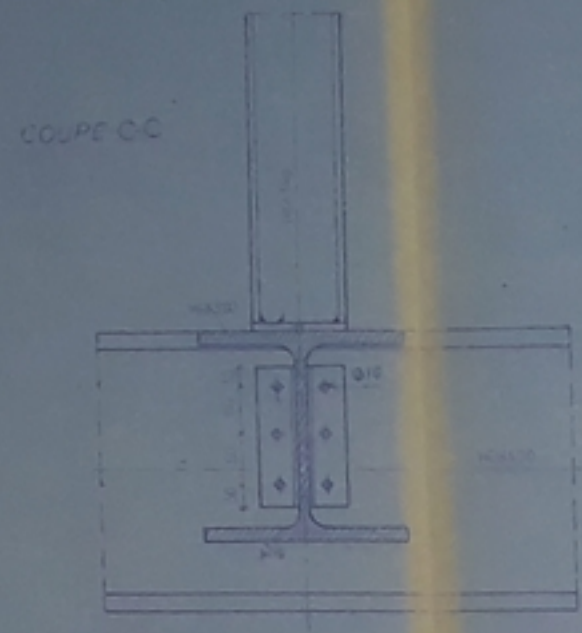
Poteaux: centre

PLAN DE FONDATION ech 1/50

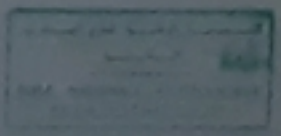
E N P	BÂTIMENT ADMINISTRATIF A	
	SIGNATURE METALLIQUE	
	EDOUARD S	AINOUCHE B
	MONSIEUR H	
BLANCHE M.S. FONDATION		
CLUSE - TROUS DE SELLEMENT -		
BOULEVARD D'ANGERS		
DATE	JULIEN 85	ECH. 1/50 1/5
SIGNATURE		



E	BACHELIER ADMINISTRATIVE A	
	ÉTUDES MÉTALLIQUES	
N	ÉTUDIANTS	AINOUCHE B MORSLI M
	PLANCHE N° 8	
P	FONDATION - FERRAILLAGE	
	DATE	ÉCH. 1/25
	OBSERVATION	



PB 2014 20



E N P	BATIMENT ADMINISTRATIF	
	ETUDIANTS	AIROUCHE M MORSLI H
	PLANCHE N°14 DETAILS D'ASSEMBLAGES	
	DATE: JUN 85	EGE 1/3
OBSERVATION:		

