

وزارة التربية الوطنية
MINISTRE DE L'EDUCATION NATIONALE

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT GENIE CIVIL

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

ETUDE ET CONCEPTION
D'UNE SALLE DE SPORT
EN CHARPENTE METALLIQUE
8 PLANCHES

Proposé par :
BATMETAL

Etudié par :
Mlle BENMOKHTAR
Fadila

Dirigé par
Mr OUALI
MME KHETAB

PROMOTION
1993

REMERCIEMENTS

Je tiens à remercier énergiquement tous les enseignants qui ont contribué à ma formation à l'E.N.P en particulier:

Mme KHETAB

Mr LEFKI

Ma reconnaissance la plus sincère à tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à l'élaboration de ce sujet, en particulier :

Mr BOUKHTOUTA

Mr OUALI

Mr HADIOUI

et tous les membris de la salle Charpente I.

DEDICACES

Je dédie ce modeste travail :

A ma mère dont les sacrifices à mon égard n'ont de compensation que mon admiration dévouée avec toute mon affection.

A mon père qui demeure pour moi l'exemple de bonté et de sagesse, avec toute ma profonde affection.

A mes soeurs (NORA, NADIA, HAYET, SAMIRA, HAKIMA)

A mes frères (ALI, FATAH, AMINE, MAHMOUD, HAMZA,
mon neveu MOHAMED).

A toute ma famille.

A tous mes amis.

MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR
ECOLE NATIONAL POLYTECHNIQUE

Département : GENIE CIVIL
Promoteur : Mme KHETTAB
: Mr QUALI

Elève Ingénieur : Mlle EENMOCKHTAR Fadila

الموضوع : دراسة ومسابك هندسية بالهيكل المعدني لقاعة رياضية.
ملخص : موضوعنا هنا يهدف إلى مسابك أولي لقاعة رياضية ومراجعة
مقومتها وتوازنها قبل وقت :
- أروقة ذاتية التوازن طويلة المدى أقياء طولي
- ومن هنا أوتاد توازنية " هانت أندري "

SUJET / Etude et conception d'une Salle de sport en charpente
métallique

RESUME :

Le présent projet a pour objectif, le prédimensionnement
et la vérification de la résistance et de la stabilité
d'une salle de sport contreventée :

- Par des portiques auto-stable en treillis
(face pignon)
- Par des palées de stabilité de "Saint André " à deux
niveaux (face long-pan)

SUBJECT : STUDY AND CONCEPTION OF SPORT-ROOM SLEEL CONSTRUCTIONAL
WORK

ABSTRACT :

The aim of present project is the design and verifica-
tion of the resistance and the stability of sport-room
braced :

- By a moment frame in lattice (front pignon)
- By "Saint Andre" stabilities in tow levels
(front long-pan)

S O M M A I R E

| | pages |
|---|-------|
| CH. I REPRESENTATION DE L'OUVRAGE | 1 |
| CH. II DETERMINATION DES SURCHARGES CLIMATIQUES | 5 |
| CH. III ETUDE AU SEISME | 12 |
| CH. IV PONDERATION DES CHARGES | 16 |
| CH. V REGLES ESSENTIELLES DE CHARPENTE METALLIQUE | 18 |
| CH. VI PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS SECONDAIRES | 22 |
| CH. VII STABILITE ET CONTREVENTEMENT | 28 |
| CH. VIII CALCUL ET VERIFICATION DE LA STABILITE DE L'ENSEMBLE | 35 |
| CH. IX ASSEMBLAGES | 39 |
| CH. X ANCRAGES DES POTEAUX | 43 |
| CH. XI CALCUL DES FONDATIONS | 49 |
| CH. XII AVANTAGE DE LA SOLUTION METALLIQUE | 55 |
| ANNEXE | 58 |
| BIBLIOGRAPHIE | 63 |

PRESENTATION DE L'OUVRAGE

1

CHP I: PRESENTATION DE L'OUVRAGE

1°) Généralités:

Objet du document:

Le présent projet a pour objet d'étudier et de concevoir un ouvrage à ossature métallique pour des compétitions sportives. Le bâtiment sera implanté à Ben-Aknoun (Alger).

2°) Spécifications techniques générales:

a) Règlements et normes :

Les règlements et les normes suivants seront appliqués:

- Règles R.N.V.A 88 (document algérien)
- Règles R.P.A 88 (document algérien)
- Règles C.M. 66 (document français)
- Règles B.A.E.L 83 (document français)
- Publication du C.T.I.C.M (centre technique industriel de la construction métallique).

b) Surcharges:

Les surcharges climatiques et sismiques:

- vent : Surcharge normale (vérification à ELS) 40 daN/m²
Surcharge extrême (vérification à ELU) 90 daN/m²
- Neige : Zone B 17 daN/m²
- Pluies : 3 litres /minutes/m² pour les zones couvertes
- Seisme: Zone sismique II
Ouvrage classe 2
Accélération sismique A=0.15

3°) Déscription de l'ouvrage:

A) Charpente métallique:

a) Dimensions en plan:

largeur du bâtiment (lang-pan) l= 50m
 longueur du bâtiment (pignon) L= 60m

b) Dimensions en hauteur:

hauteur au faîtage H= 15m
 hauteur au nu de poteau h= 10m

c) Stabilité de l'ouvrage :

la stabilité de l'ouvrage est assurée par:

- * sens transversal par des portiques autostables en treillis
- * sens longitudinal par des palées de stabilités en croix de Saint André réalisé en deux niveaux.
- * Pieds de poteaux articulés .

B) BARDAGE:

Les parties hautes des façades seront habillées en panneaux sandwich LL35.
 Les parties inférieures des façades seront habillées en maçonneries épaisseur e=24cm .

C) COUVERTURE:

La toiture du bâtiment sera exécutée en panneaux sandwich TL75

4°) Caractéristiques des matériaux utilisés:

A) ACIERS:

- Profilés laminés en acier E 24
- Tige d'ancrage tête hexagonale
- Boulons ordinaires Classe 4*6 ($\sigma_e = 2400 \text{ daN/cm}^2$)

- Boulons de haute résistance HR 10.9 ($\sigma_e=9000$ daN/cm²)
- Ferrailage en aciers tore fe 40.

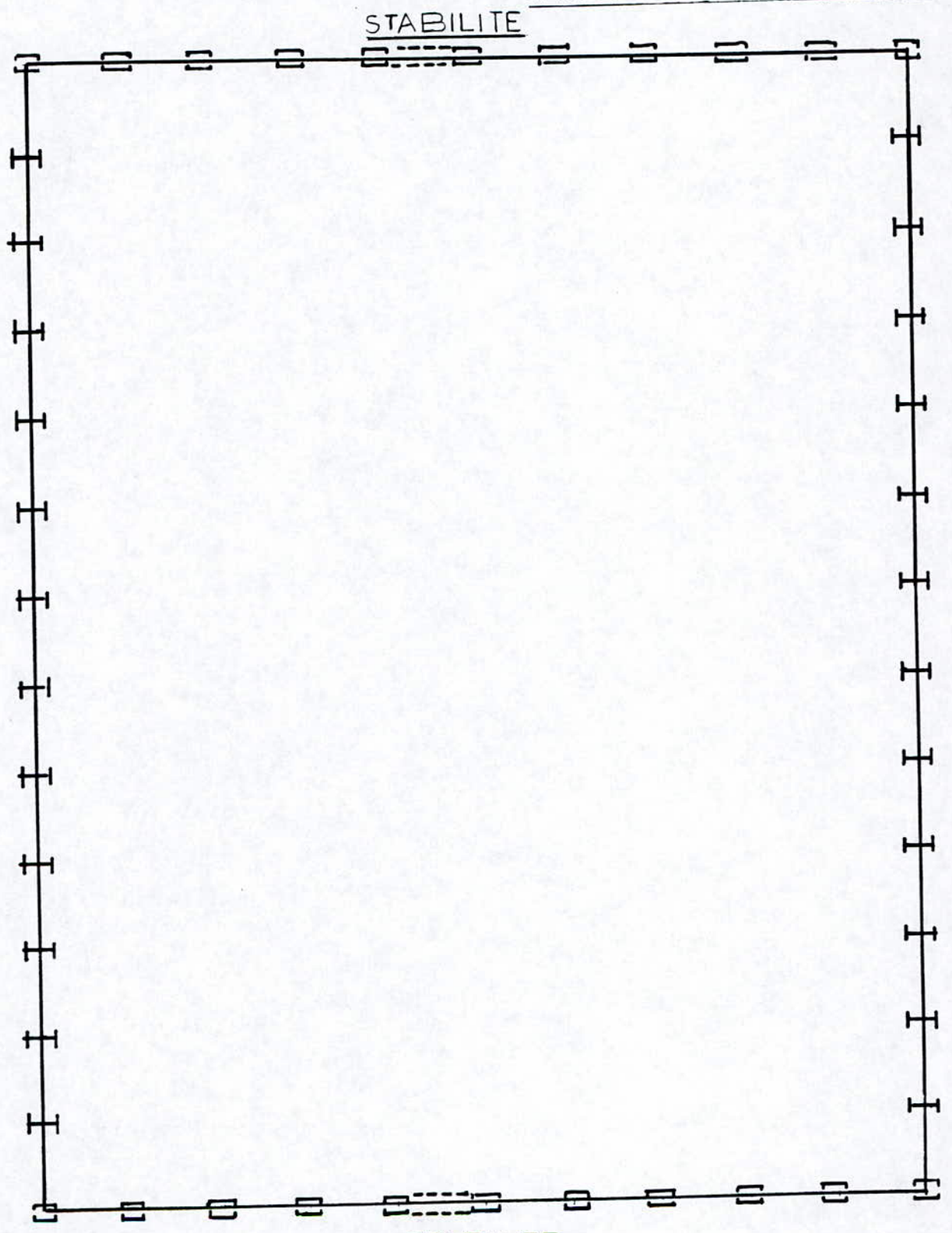
B) BETON

Pour le béton entrant dans la réalisation de notre fondation, nous nous conformerons aux règles techniques de conception et de calcul des ouvrages en béton armé ,et à tous les règlements en vigueur applicables en Algérie.

- le béton armé dosé à 350 Kg/m³
- le béton de deuxième phase dosé à 400 Kg/m³
- le béton de propreté dosé à 200 Kg/m³

IMPLANTATION

ENTRE-AXE DES POTEAUX = 5m



STABILITE

PIGNON : SENS DU PORTIQUE ↔

STABILITE

LONG - PAN

**DETERMINATION DES SURCHARGES
CLIMATIQUES**

CHP II: DETERMINATION DES SURCHARGES CLIMATIQUES

Les surcharges climatiques ont un effet très important sur les constructions métalliques.

De ce fait, l'étude et la vérification des conditions de résistance et de la stabilité d'une construction sous ces surcharges est obligatoire dans les deux hypothèses suivantes:

- sous l'action de surcharges normales (état de service)
- sous l'action de surcharges extrêmes (état limite ultime)

REMARQUE

Dans la seconde hypothèse, les sollicitations engendrées ne doivent pas mettre la construction où une partie de celle-ci "hors service".

A) ACTION DE LA NEIGE

On définit les valeurs représentatives de la charge statique de neige sur toute surface située au dessus du sol, et soumise à l'accumulation de la neige et notamment sur les toitures .

a) Charge de la neige sur le sol:

Cette charge statique S_0 est fonction de la localisation géographique et de l'altitude du lieu considéré.

Comme Alger en zone B, l'altitude $H = 170$ Km (pour une zone proche de Ben-Aknoun).

La valeur de S_0 est donc déterminée par la loi de variation suivante en fonction de l'altitude du point considéré.

$$\begin{array}{lll} \text{Zone B} & S_0 = 40xH + 10 & [S_0] = \text{Kg/m}^2 \\ & & [H] = \text{Km} \end{array}$$

$$\begin{array}{ll} \text{d'ou :} & S_0 \text{ (normale)} = 17 \text{ daN/m}^2 \\ \text{et} & S_0 \text{ (extrême)} = 5/3 S_0 \text{ (normale)} = 28.33 \text{ daN/m}^2 \end{array}$$

b) Charge de neige sur la toiture:

La charge minimale de neige S par unité de surface horizontale de toiture ou de toute autre surface soumise à l'accumulation de la neige s'obtient par:

$$S = CxS0 \quad [S] = \text{Kg/m}^2$$

avec C : coefficient de la forme de la toiture.

Pour une toiture simple à 2 versants plans d'inclinaison

$$0^\circ < \beta < 30^\circ \quad \text{on a } C = 0.8$$

d'où :

$$\begin{aligned} S \text{ (normale)} &= 13.6 \text{ daN/m}^2 \\ S \text{ (extrême)} &= 22.66 \text{ daN/m}^2 \end{aligned}$$

B) ACTION DU VENT :

Les pressions dynamiques s'exerçant sur les éléments constitutifs d'une construction (potelets, lisses, poteaux, ect....) sont données suivant la zone considérée.

a) Pression dynamique de référence \bar{q} en un lieu .

Pour une construction implantée à ALGER (zone I de vent)

$$\bar{q} = 40 \text{ daN/m}^2$$

b) Pression dynamique moyenne en un lieu \bar{q}_z

Cette pression est fonction de la hauteur z au dessus du sol de la construction.

Elle est donnée par la formule :

$$\bar{q}_z = \bar{q} \times \beta \times S_z$$

Avec :

\bar{q}_z : pression dynamique moyenne en un lieu.
 \bar{q} : pression dynamique de référence.

β : facteur de variation de pression dynamique du vent en fonction de la hauteur z et de la rugo-

.sité du site (voir annexe fig 1)
rugosité de site II, z=15m.

Sz :facteur de survitesse en fonction du relief et à
la topographie du terrain.

D'après le R.N.V.A :

Sz = 1 pour un terrain plat ou peu accidenté dont
la pente reste inférieure à 5%.

$\beta = 0.82$ pour z = 15m

On a alors:

$$\bar{q}_z = 48 \text{ daN/m}^2$$

c) Action d'ensemble sur les constructions raides :

Les pressions du vent agissant sur les surfaces d'une construction engendrent des effets d'ensemble sur la structure.

Ces effets d'ensemble du vent peuvent être des sollicitations de la structure telles que: efforts tranchants, normaux, et moments où des déformations définies à l'état limite ultime.

Ces effets dépendent principalement des caractéristiques de la construction.

L'action d'ensemble unitaire normale à une paroi est donnée par la relation:

$$P = C_p \times \bar{q}_z \times [1 + (\phi_z / \beta_z) \times \sqrt{A}]$$

Avec :

A: facteur qui traduit l'influence de la corrélation spatiale de la pression du vent sur la surface considérée ; donnée par le graphe $h=f(A, \lambda=h/d)$ (voir annexes fig 2), A=0.8 avec $\lambda < 1$

Cp: Cpe - Cpi coefficient de pression
Cpe: coefficient de pression extérieure
Cpi: coefficient de pression intérieure

\bar{q}_z : pression dynamique moyenne

ϕ_z et β_z : sont des coefficients définis respectivement dans les graphes 1 et 4 $z=f(\text{classe})$; $z=f(\text{classe})$ classe III

pour $\phi_z=1.48$
 $\beta_z=1.2$
 $A=0.7$

On à alors:

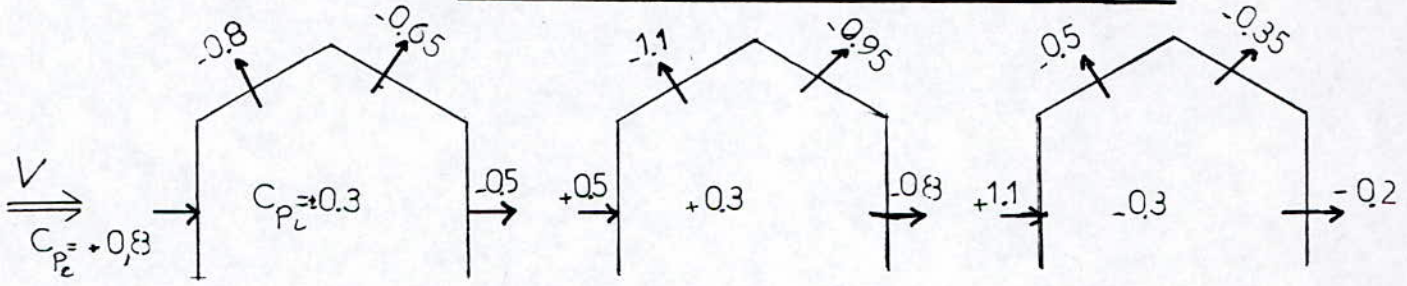
$$p(\text{extrême}) = 109 \times (Cpe - Cpi)$$

pour les vérifications à l'état limite de service il ya lieu de multiplier les efforts calculés par le coefficient 0.445

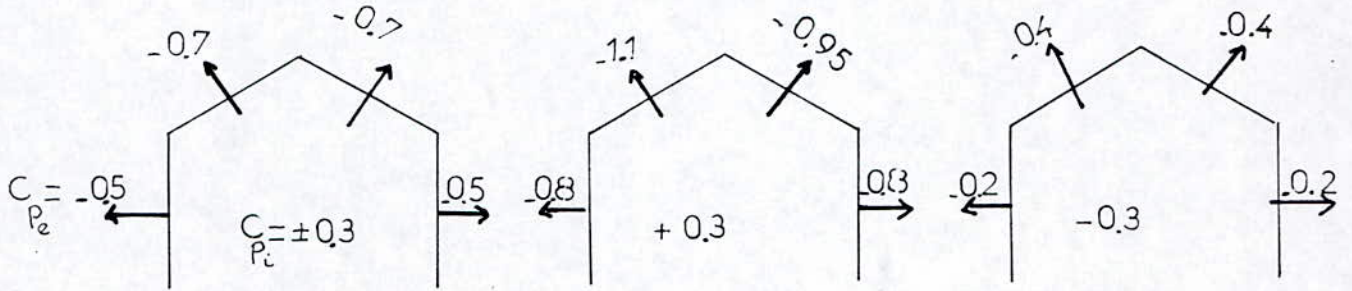
D'où :

$$p(\text{normale}) = 0.445 \times p(\text{extrême})$$
$$= 48.5 \times (Cpe - Cpi) \quad \text{en daN/m}^2$$

REPRESENTATION DE $C_P = C_{Pe} - C_{Pi}$

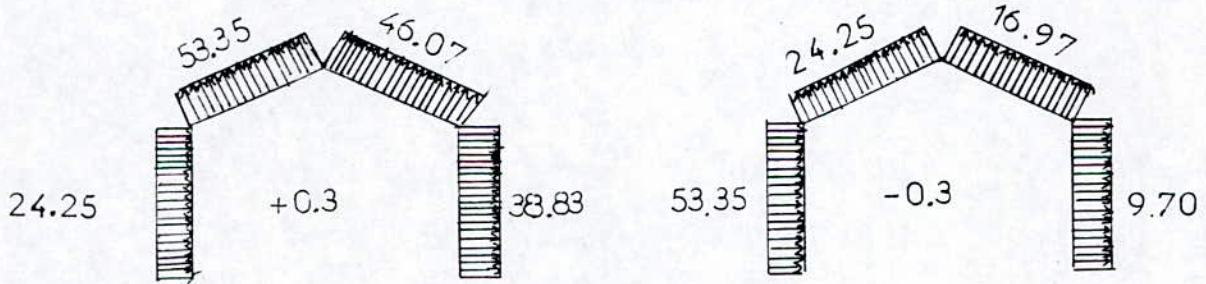


VENT SUR LONG-PAN

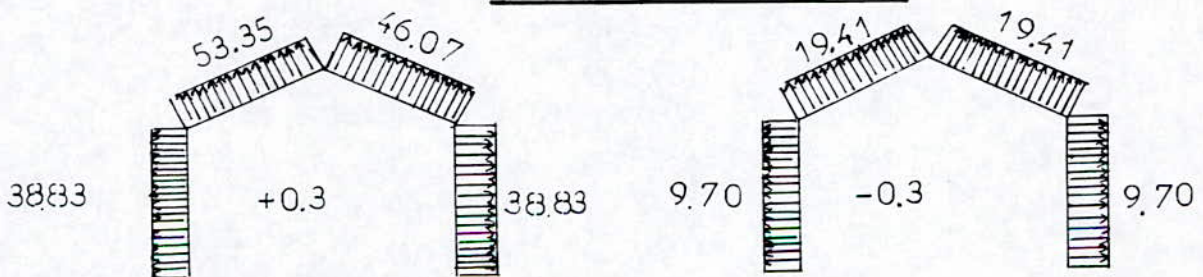


VENT SUR PIGNON

REPRESENTATION DE P_z (NORMALE) (DaN/m^2)



VENT SUR LONG-PAN



VENT SUR PIGNON

C) EFFETS DE LA VARIATION DE LA TEMPERATURE:

La variation du module d'élasticité fait prévoir que les déformations élastiques croîtront rapidement avec l'élévation de la température.

Ces déformations ne sont pas dangereuses en elles mêmes pour le comportement de l'acier, vu que l'acier peut atteindre des températures supérieures à 500°C, mais peuvent entraîner des désordres dans certains cas, dans les matériaux associés tels-que, dans les appuis et dans les éléments de remplissage.

Il faut vérifier donc que ces déformations se développent librement sans entraîner la ruine de l'ouvrage associé jouant un rôle dans la sécurité, et qu'elles n'entraînent pas des efforts secondaires (voir annexe) devenus importants

On admet pour les ossatures, et charpentes exposées à l'air libre une variation de température de $\pm 27^{\circ}\text{C}$

ETUDE SEISMIQUE

CHP III: ETUDE AU SEISME

1°) Calcul de l'effort sismique à la base:

L'étude au seisme est basée sur les règles parasismiques ALGERIENNES (R.P.A 88) ,qui sont applicables à toutes les constructions courantes de configuration simple.

La méthode statique donnée par le règlement parasismique ALGERIEN permet sous des conditions, de calculer la structure par une méthode pseudo-dynamique, qui consiste à considérer la structure comme soumise à un effort tranchant à la base.

la valeur de cet effort étant fonction de 5 paramètres

$$V = Ax Bx Dx Qx W$$

AVEC:

- A: coefficient d'accélération de zone
 construction sportive : groupe d'usage2 A=0.15
 zone rural
- B: facteur de comportement de la structure B=1/4
 l'indéformabilité est assurée par:
- Des palées de stabilité
 - Des portiques auto-stables
- D: facteur d'amplification dynamique
 selon le type de sol et fonction de la
 période T du bâtiment

$$T = 0.09 \times H / \sqrt{L}$$

H: hauteur du bâtiment en m
 L: dimension du bâtiment dans le sens de
 l' action sismique.

$$T_x = 0.19s$$

$$T_y = 0.21s \quad \text{pour } T < 0.3s \quad D=2$$

Q: facteur de qualité Q=1
 W: poids de la structure
 on estime le poids au m2: de l'ossature à 40kg/m2
 du bardage à 14kg/m2
 de la couverture à 14kg/m2

On a le poids en tonne : de l'ossature 120 t
 du bardage 14.56t
 de la couverture 8.40t

$$W = 142.96t$$

V sera donc égal à:

$$V = 10.722t$$

2°) Distribution de l'effort sismique:

l'effort repris par le portique suivant la direction X

$$F_x = V \times L_y \times \left[\frac{1}{\sum_{j=1}^n I_j} + \frac{e \times Y_i}{\sum L_j \times Y_j^2} \right]$$

L'effort repris par la stabilité suivant la direction Y

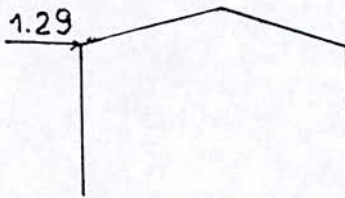
$$F_y = V \times I_x \times \left[\frac{1}{\sum_{i=1}^2 I_{xi}} + \frac{e \times X_i}{\sum I_{xi} \times X_i^2} \right]$$

AVEC:

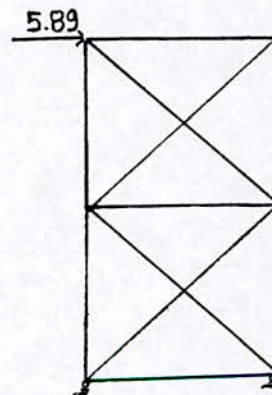
F : effort revenant à la palée i
 X;Y : coordonnées des palées dans le repère (C, X;Y)
 e : excentricité accidentelle $e = 5\% \times L = 3m$
 I;I : inerties equivalentes des palées

On a alors:

$$F_x^{max} = 1.29t$$



$$F_y^{max} = 5.89t$$



Le comportement général des structures métalliques aux sollicitations sismiques est le plus souvent bon, mettant à profit

la ductilité du métal, et sa capacité de résistance à des efforts de signe contraire (traction- compression).

Cependant, les déformations sous les sollicitations sismiques ne doivent pas créer de désordres dangereux dans les autres parties de l'ouvrage.

PONDERATION DES CHARGES

CH IV: PONDERATION DES CHARGES

1°) Généralités

Il est admis, que la sécurité d'une construction est assurée, lorsque les calculs basés sur les théories des de la résistance des matériaux en phase élastique sont vérifiés; et que la construction resterait stable si elle était aux combinaisons les plus défavorables des charges et surcharges multipliées par des coefficients de pondération.

2°) Hypothèses:

A partir d'un système de forces appliqués qu'on a adopté pour le prédimensionnement, à fin de vérifier la résistance de l'ensemble de la structure; des hypothèses de calculs sont considérées :

- Les contraintes et les déformations sont proportionnelles.
- Les barres même courtes sont assimilées à des poutres.
- Les sections droites des poutres restent planes dans la déformation
- Si la barre n'est pas verticale, son poids propre induit des efforts, dont la résultante n'est pas sur la ligne neutre, il en résulte la flexion.
- En générale, on néglige l'effet de ce poids propre pour les éléments essentiellement tendus ou comprimés.

Le prédimensionnement consistera donc à estimer la charge reprise par chaque élément, et sous des combinaisons les plus défavorables on fait la vérification de la résistance.

Et sous les charges non pondérées on fait la vérification des déformations, vis à vis de leurs limitations, selon la réglementation en vigueur

Le prédimensionnement de certains éléments peuvent constituer un dimensionnement final.

**REGLES GENERALES CONCERNANT
LES CAGULS DE RESISTANCE
ET DEFORMATION**

CHP: V REGLES GENERALES CONCERNANT LES CALCULS
DE RESISTANCE ET DE DEFORMATION

1°) flexion simple :

La vérification d'une pièce soumise à la flexion simple, consiste à comparer la contrainte de flexion à la limite d'élasticité. Le moment fléchissant étant calculé à partir des efforts pondérés, selon la combinaison de charge prise en considération.

$$\sigma_f = (M \times V) / I \leq \sigma_e$$

2°) flexion composée - flambement:

- Pour un effort N de traction, la contrainte n'a pas à être amplifiée, et l'on vérifie:

$$N / A + (M \times V) / I \leq \sigma_e$$

- Pour un effort N de compression, et que la pièce est élancée, il ya lieu de considerer l'instabilité au flambement, qui est d'ailleurs amplifiée par flexion.

On distingue deux cas:

- la compression avec flexion dans le plan de flambement.
- la compression avec flexion dans le plan perpendiculaire au plan de flambement.

Il convient d'expliciter ces deux cas, qui dépendent de la section choisie, et des conditions de liaisons aux extrémités des barres

on peut faire apparaitre une direction de flambement privilégiée pour un poteau, qui correspond d'ailleurs aux plus grand élancement. Ce flambement a lieu dans un plan passant par l'axe vertical du poteau et de l'axe x.

3°) Compression avec flexion dans le plan de flambement

Il s'agit de vérifier la relation

$$k_1 \times \sigma + K_f \times \sigma_f \leq \sigma_e$$

AVEC:

- σ : Contrainte pondérée de compression simple
- σ_f : Contrainte pondérée de flexion simple
- K_1 : Coefficient d'amplification de flambement et de compression simple.
- k_f : Coefficient d'amplification des contraintes de flexion.
- K_f : Depend du facteur $\mu = \sigma_k / \sigma$ et du mode de distribution des efforts engendrent la flexion
- σ_e : est une contrainte critique d'EULER.

Ou en utilisant la formule enveloppe

$$9/8 \times (K \times \sigma + \sigma_f) \leq \sigma_e$$

4°) Compression avec flexion dans le plan perpendiculaire au plan de flambement

Le déversement est un phénomène d'instabilité, telque la membrure comprimée d'une pièce fléchie, est plus ou moins sujette à des déformations latérales hors de son plan

La vérification des pièces fléchies dans le plan de l'ame ou du treillis qui risquent de se deverser(c'est à dire pour lesquelles aucune liaison ne s'oppose à une déformation laterale).

Le CM66 donne en annexe, des formules simplifiées applicables aux poutrelles pour le déversement en flexion simple. Les contraintes de flexion résultant de l'application des charges majorées par des coefficients de pondération (remplaçant les coefficients de sécurité actuels) seront multipliées par un coefficient de déversement K_d et comparées à la contrainte élastique.

Soit: $D = [(l \times h) / 1000 \times C_x b_x e] \times (\alpha / 24)$

| | | |
|-------|-------------------|-------------------------|
| Pour: | $D < 0.25$ | $K_d = 1$ |
| | $0.25 < D < 0.75$ | $k_d = 1 + 2(D - 0.25)$ |
| | $D > 0.75$ | $k_d = 2 \times D$ |

On vérifie ensuite : $K_d \times \sigma_f \leq \sigma_e$

Avec:

l: longueur de la poutrelle

b: sa largeur

h: sa hauteur

e: épaisseur des ailes

C: coefficient dépendant de la répartition
des charges sur la longueur

C=1.132 charge uniformément répartie

C=1.365 charge concentrée au milieu
de la portée.

**PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS
SECONDAIRES**

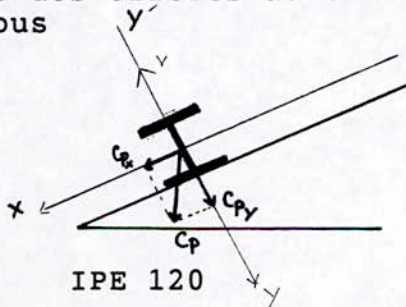
CH VI: DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS SECONDAIRES

A) LES PANNES:

1°) Généralités

La couverture est portée par des pannes soit directement soit par l'intermédiaire de chevrons elles mêmes reprises par des fermes et seront interrompues tous les 5m au niveau des poutres de portique, qui constituent des appuis simples

On admet implicitement que la couverture ainsi que la fixation de la panne sur la ferme empêchent la rotation de cette dernière, ce qui permet de simplifier le calcul en appliquant l'ensemble des efforts au centre d'inertie de la panne. voir fig ci-dessous



On fait un choix: IPE 120

2°) Estimation des charges:

| | |
|----------------------|-------------------|
| poids propre IPE 120 | 10.40 kg/m |
| couverture | <u>28.00 kg/m</u> |
| | Cp=38.40 kg/m |

3°) Surcharge climatique

| | |
|------------------|-------------|
| neige S(normale) | 27.20 kg/m |
| vent V(normal) | 106.78 kg/m |

4°) Décomposition des charges

| | | |
|-------------|----------------|--|
| suivant x-x | Cpx=7.53 kg/m | |
| | Nx =5.33 kg/m | |
| suivant y-y | Cpy=37.65 Kg/m | |
| | Ny =26.67 kg/m | |

$$V_n = -106.78 \text{ Kg/m}$$

5°) Combinaison de charge les plus défavorables

suivant x-x

$$4/3C_{px} + 3/2N_x = 18.04 \text{ kg/m}$$

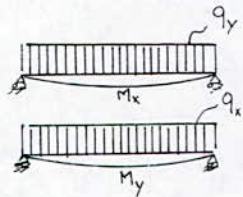
suivant y-y

$$C_{py} + V_e = -202.32 \text{ Kg/m}$$

6°) Calcul des sollicitations:

$$M_x = Q_y(L^2)/8 = 202.32 \times (5^2)/8 = 632.25 \text{ Kgm}$$

$$M_y = Q_x(L^2)/8 = 18.04 \times (5^2)/8 = 56.35 \text{ kgm}$$



7°) Vérification à la résistance

$$\sigma = M/W + M/w = [632.25/53 + 56.35/8.65] \times 100 = 1844 \text{ Kg/cm}$$

8°) Vérification de la flèche

La flèche dans la direction yy sous charges non pondérées ne doit pas dépasser 1/200 de la portée de la panne.

soit:

$$\bar{f} = 500/200 \text{ cm} \quad \bar{f} = 2.5 \text{ cm}$$

La flèche à mi-portée est donnée par:

$$\begin{aligned} f_y^{\max} &= 5 \times Q_y(L^4)/384 \times E \times I_x \\ &= 5 \times (37.26 + 26.67) \times (500)^4 / 384 \times 21 \times 10^3 \times 18 \times 10^8 \\ &= 0.78 \text{ cm} < 2.5 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f_x^{\max} &= 5 \times Q_x(L^4)/384 \times E \times I_y \\ &= 5 \times (7.53 + 5.33) \times (500)^4 / 384 \times 21 \times 10^3 \times 27.7 \times 10^8 \\ &= 1.79 \text{ cm} < 2.5 \text{ cm} \end{aligned}$$

9°) Vérification des pannes au déversement:

Les efforts de soulèvement dus au vent, entraînent pratiquement dans tous les cas des efforts de compressions sur la panne, il en résulte un flambement latéral (deversement) dans la membrure inférieure; donc il est nécessaire de faire une vérification de cette dernière.

A partir de la formule approchée. Ce déversement n'est vérifié qu'à partir d'un IPE 140 au lieu d'un IPE 120.

Pour cela:

$$\sigma_f = [(202.32 \times 25 \times 100) / 8 \times 77.3]$$

$$\sigma_f = 877.91 \text{ Kg/cm}^2$$

$$D = 1.227 > 0.75$$

Alors: $K_d = 2 \times D = 2.45$
 $K_d \times \sigma_f = 2.45 \times 877.91 = 2150.87 \text{ Kg/cm}^2 < 2400 \text{ Kg/cm}^2$

On opte donc pour un IPE 140

On peut aussi diminuer les contraintes de flexion transversale et surtout les flèches qui ne pourraient être tolérées par certaines couvertures, en créant des appuis intermédiaires au moyen de liens de pannes. Ces pannes sont généralement fixées sur les éléments porteurs principaux par des échantignolles.

B) LISSES DE BARDAGE

1°) Généralités

Les revêtements des parois verticales, quelle que soit leur nature sont généralement portés par une ossature métallique comportant des lisses et des montants, qui résistent également aux efforts horizontaux dus au vent, pour cette raison ils sont généralement orientés pour résister à la flexion horizontale.

Les lisses s'appuient sur les montants qui eux mêmes s'appuient en tête sur des traverses résistant aux efforts horizontaux (poutres au vent).

les traverses ou lisses recevant les charges verticales suivant leur petite inertie sont éventuellement reliées par des suspentes permettant de limiter les flexions verticales (pour des portées > 4m)

On fait un choix IPE 160 entre axe 2m, portée 5m

2°) Estimation des charges

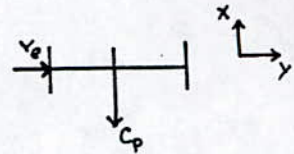
| | |
|-------------------------|------------------|
| poids propre IPE 160 | 15.8 Kg/m |
| poids propre du bardage | 28 Kg/m |
| $C_p =$ | <u>43.8 Kg/m</u> |

3°) Surcharges climatiques

| | |
|------------|-------------|
| V(normale) | 106.78 Kg/m |
| V(extrême) | 240 Kg/m |

4°) Combinaisons de charges les plus défavorables

| | | | |
|--------------|--------|-------------|--|
| suisvant x-x | | | |
| Cpx + Ve= | 43.8+0 | = 43.8 Kg/m | |
| suisvant y-y | | | |
| Cpy+ Ve= | 0+240 | = 240 Kg/m | |



5°) Calcul des sollicitations

$$M_x^{\max} = 750 \text{ Kgm}$$

$$M_y^{\max} = 136,88 \text{ Kgm}$$

6°) Vérification à la résistance

$$\sigma = M_x^{\max}/W_x + M_y^{\max}/W_y = 1507.7 \text{ Kg/cm}^2 < 2400 \text{ Kg/cm}^2$$

7°) Vérification de la flèche

$$f_y^{\max} = 0.47 \text{ cm} < 2.5 \text{ cm}$$

$$f_x^{\max} = 2.48 \text{ cm} < 2.5 \text{ cm}$$

8°) vérification au déversement

$$D = 1.164 > 0.75$$

$$K_d = 2 \times 1.164 = 2.329$$

$$\sigma_f = M/W = 750 \times 100 / 109 = 688.07 \text{ Kg/m}$$

$$K_d \times \sigma_f = 2.329 \times 688.07 = 1602.51 \text{ Kg/m} < 2400 \text{ Kg/cm}^2$$

pas de risque de déversement, on opte pour IPE 160

C) CALCUL DES MONTANTS

On fait un choix IPE400 $L_{\max} = 15\text{m}$ équidistant de 5m

1°) Estimation des charges:

| | |
|-------------------------|------------------|
| poids propre du potelet | 994.5 Kg |
| poids propre des lisses | 395 Kg |
| poids propre du bardage | 700 Kg |
| $C_p =$ | <u>2089.5 Kg</u> |

2°) Surcharges climatiques

$$V(\text{normale}) = 53.39 \times 5 = 266,97 \text{ Kg/m}$$

$$V(\text{extrême}) = 119.98 \times 5 = 600 \text{ Kg/m}$$

3°) Combinaisons de charges

suivant la verticale :

$$C_p + V_n = 2089.5 \text{ Kg/m}$$

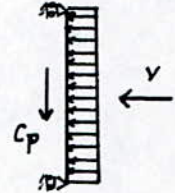
suivant l'horizontale

$$C_p + V_e = 600 \text{ Kg/m}$$

4°) Calcul des efforts

$$M = 16875 \text{ Kgm}$$

$$N = 2089.5 \text{ Kg/m}$$



5°) Vérification des contraintes

$$\sigma = N/A = 24.72 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_f = MxV/I_x = 1454.74 \text{ Kg/cm}^2$$

6°) Vérification de la contrainte amplifiée

$$\lambda_x = l_f/i_x = 1500/16.5 = 100$$

$$\lambda_y = l_f/i_y = 0.7 \times 1500/3.95 = 265.82$$

$$K = 10.96$$

$$\sigma^{max} = 9/8(k_x \sigma + \sigma_f) = 1941.47 \text{ Kg/cm}^2 < 2400 \text{ Kg/cm}^2$$

On prend souvent tous les potelets identiques au plus sollicité, et ceci par souci de standardisation et pour éviter toute inversion fâcheuse lors du montage, on opte alors pour un IPE 400

STABILITE ET CONTREVENTEMENT

CHP:VII STABILITE E T CONTREVENTEMENT

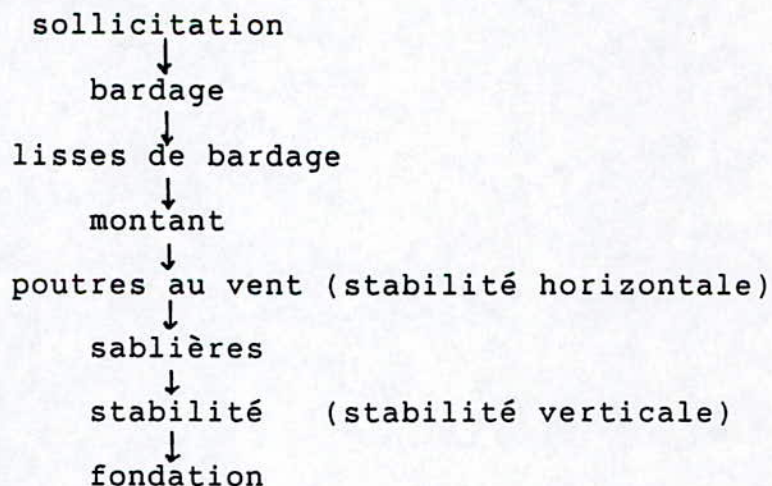
1°) Roles et principales fonctions des stabilités et de contreventement.

- Assurer la stabilité statique
- Limiter les déformations
- Garantir la stabilité d'élèments particulier et
- maintenir les pièces soumises aux efforts de déversement

Pour cela, il faut que les différents éléments constituant la structure puissent reprendre toutes les charges appliquées dans les deux directions, et de les transmettre de proche en proche jusqu'au fondation.

2°) Cheminelements des efforts

a) Vent sur pignon



b) Vent sur long-pan



D) Dimensionnement du contreventement de toiture

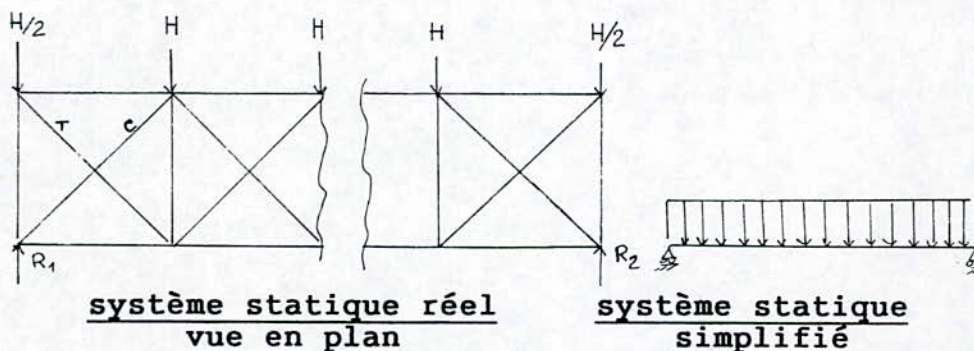
1°) Généralités

Pour assurer le contreventement des versants, on prévoit de ce fait des poutres de contreventement horizontales.

On place ces contreventements à chaque extrémité du bâtiment les deux premiers portiques d'extrémités.

Chaque contreventement de toiture fonctionne comme une poutre à treillis composée de:

- de deux membrures: les traverses des 2 portiques successives
- des montants : certaines pannes
- diagonales : des cornières joignant les 2 portiques .



L'effort H agissant au noeud du contreventement de toiture est constitué de:

- L'effort amené par l'appui du potelet ,qui est égal à la charge du vent agissant sur la surface du pignon
- Une partie de cette effort est reprise directement par par les poteaux de portiques et palées de stabilité sans passer par les contreventements des versants.

Les contreventements peuvent également assurer la stabilité des combles dans le cas des efforts sismiques.

2°) Calcul de la poutre à treillis

$$H=V(\text{normal}) \times L/2 = 266.98 \times 15/2 = 2002.27 \text{ Kg}$$

$$2 \times R = R_1 + R_2 = \Sigma H = 11 \times H$$

$$R = 11.01 \text{ t}$$

effort de compression C =- effort de traction = $R/2 \times \cos \theta$

$$C = -T = 17.52 \text{ t}$$

On choisit un HEA 140

3°) Vérification de la contrainte de compression

$$\sigma_c = C/A = 17523/31.4 = 557.96 \text{ Kg/cm}^2 < 2400 \text{ kg/cm}^2$$

4°) Vérification de la résistance au flambement

$$\lambda_x = l_f/i_x = 7.07 \times 100 / 5.73 = 123.38$$

$$\lambda_y = l_f/i_y = 7.07 \times 100 / 2 \times 3.52 = 100.42$$

$$k = 2.94$$

$$K \times \sigma_c = 2.94 \times 557.96 = 1640.40 \text{ Kg/cm}^2$$

alors:

le profilé HEA 140 est admis

E) CALCUL DE LA PANNE SABLIERE

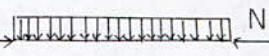
Les pannes sablière reprènnent les réactions d'appuis des poutres au vent afin de les transmettre aux différents palées de stabilité.

On dimensionne donc ces poutres sous ces effets.
En choisissant un HEA 140

1°) Contraintes de compression:

$$\sigma = N/A = 11012.51/31.4 = 350.63 \text{ Kg/cm}^2$$

2°) Contraintes de flexions

$$\sigma_f = MxV/Ix = 24.7 \times 25 \times 100 / 8 \times 155 = 49.79 \text{ Kg/cm}^2$$


3°) Vérification au flambement

$$\lambda_x = l_f/i_x = 500/5.73 = 87.26$$

$$\lambda_y = l_f/i_y = 500/3.52 = 142$$

$$k = 3.335$$

$$\sigma^{max} = 9/8 (kx\sigma + \sigma) = 1371.53 \text{ Kg/cm}^2 < 2400 \text{ kg/cm}^2$$

on opte donc pour un HEA 140

Le profilé utilisé est le plus souvent le HEA et de même hauteur que l'IPE qui sert de panne.

F) STABILITE VERTICALE

1°) Généralités:

a) Palées de stabilité:

L'ensemble des plans horizontaux de l'ossature étant stabilisé, la somme des efforts horizontaux résultant étant amenée par les poutres sablière vers les palées de stabilité. Ces palées sont en majeure partie disposées dans les files ou parois de l'ossature .

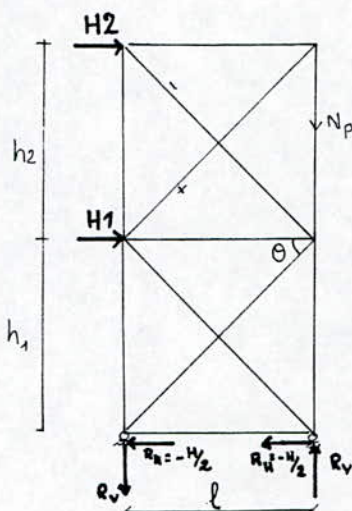
Les stabilités en SAINT- ANDRE sont très économiques en réalisation

2°) Calcul des stabilités par diagonale tendue:

L'effort H2 amené par la sablière est appliqué au noeud de la stabilité qui sera donc acheminé vers les fondations, pour cela tous les noeuds de la stabilité sont considérés articulés (non rigides).

Ils ne transmettent pas donc les moments de flexion

+ Diagonale tendue



- Diagonale comprimée

$$H2=R= 11.01 \text{ t}$$

$H1=0\text{t}$ les efforts dus au vent sur pignon sont transmis, directement à la poutre au vent par l'intermédiaire des potelets.

$$\text{tg}\theta=4.5/5=0.9 \quad \theta=42^\circ$$

$$N_p = H2 \times h2 / 2 \times l = 5\text{t}$$

$$R_v = [H2(h1+h2) + H1 \times h1] / l = 19.8\text{t}$$

$$N_{d1} = N_{d2} = H2 / 2 \times \cos\theta = 7.41 \text{ t vent normal}$$

$$N_{d1} = N_{d2} = 2.25 \times 7.41 = 16.66 \text{ t vent extrême}$$

3°) Dimensionnement et vérification des diagonales

On choisit un HEA 160

a) Vérification des contraintes de compression:

$$\sigma = N/A = 16.66 \times 1000 / 38.8 = 429.38 \text{ Kg/cm}^2 < 2400 \text{ kg/cm}^2$$

b) Vérification au flambement

$$\lambda_y = l_f / i_y = 6.72 \times 100 / 3.98 = 168.84$$

$$\lambda_x = l_f / i_x = 0.5 \times 6.72 \times 100 / 6.57 = 7.61$$

$$k = 4.57$$

$$K \times \sigma = 4.57 \times 429.38 = 1962.12 < 2400 \text{ kg/cm}^2$$

On opte pour les diagonales des HEA 140

c) Dimensionnement des traverses:

$$A \geq N / \sigma_e = 2.29 \text{ cm}^2$$

On opte par construction à des profilés en HEA 140

G) STABILITE VERTICALE DES FERMES

1°) Généralités:

Les contreventements verticaux des fermes treillis s'opposent dans une certaine mesure au déversement des fermes mais en aucun cas ne sont suffisants pour assurer la stabilité des combles.

Les contreventements verticaux assurent également le maintien et l'équerre des fermes treillis.

Ils limitent les longueurs de flambement des membrures des fermes dans ce cas le plan général de disposition des ciseaux doit obligatoirement coïncider avec un point fixe de la stabilité horizontale du comble par construction on opte pour des cornières 740x40x4

**CALCUL ET VERIFICATION DE LA
STABILITE DE L'ENSEMBLE**

CHP VIII: CALCUL ET VERIFICATION DE LA STABILITE
DE L'ENSEMBLE

1°) Prédimensionnement des portiques:

On transforme les charges réparties sur la toiture en charges concentrées aux noeuds de la ferme.

On considère notre ferme constituée en treillis en V qui est plus élégant et plus rationnel dans les cas de changement de signe des efforts de treillis.

Le poteau à treillis est articulé au pied et rigide en tête (il sera dimensionné en fonction du déplacement).

Notre ferme est donc une structure composée de barres liées les unes aux autres et aux appuis par l'intermédiaire d'articulation parfaite, cette simplification n'est acceptable que pour des poutres composées de barres de faible raideur.

En réalité les noeuds des systèmes réels sont des assemblages soudés, boulonnés, rivés, et possédant donc toujours une certaine rigidité, et dans la mesure où les charges extérieures ne sont pas appliquées qu'aux noeuds, les efforts développés dans les barres ne diffèrent que de très peu de ceux calculés comme si les noeuds étaient articulés.

Le dernier passage a été fait avantageusement à l'ordinateur en utilisant le programme de calcul automatique, on rectifiera en fonction des résultats obtenus le prédimensionnement de départ.

Mais il faudra que ces modifications soient légères pour que l'on puisse penser que la répartition calculée des sollicitations ne s'en trouvera pas trop modifiée. sans cela il faudra recommencer entièrement l'opération; et à la limite si l'on est très éloigné d'une solution correcte on ne pourra pas être sûr que les corrections amélioreront le résultat.

Les vérifications des contraintes des barres les plus sollicitées par des méthodes de calcul manuel, les barres à la compression sont dimensionnées en tenant compte du risque de flambement, et les barres tendues sans jamais risquer de se trouver comprimées peuvent être considérées, comme des tirants.

2°) Vérification de la déformabilité d'ensemble

Du fait de l'amélioration constante de la charpentes métalliques exécutées en ALGERIE, les déformabilités minimum admissible doivent impérativement être revues.

A l'origine ces déformabilités avaient été déterminées compte tenu de certaines erreurs fréquemment rencontrées, et dont il était très difficile et très onéreux de demander la rectification.

a) Déformation transversale δ (il s'agit de la déformabilité perpendiculaire au remplissage)

Cette déformation est évaluée à l'épaule du portique

$$\delta \leq H / 175$$

Comme $H=10\text{m}$ $\delta^{\text{max}} = 5.71\text{cm}$

au noeud 23 et sous V(normal) $\delta = 6.24 \text{ cm}$
 au noeud 123 sous V(normal) $\delta = 5.08 \text{ cm}$

On admet ce resultat, si on tolère une erreur 0.53%

b) Déformation longitudinale δ (il s'agit de la déformabilité dans le plan des remplissages)

Soit δ la plus grande valeur des déplacements horizontaux en tete des différents poteaux situés dans le plan d'un remplissage

$$\delta \leq L / 350$$

Comme $L=60\text{m}$ $\delta^{\text{max}} = 17.14 \text{ cm}$

au noeud s et sous (pp+C+N) = $2.98 + 3.73 + 2.64 = 9.369\text{cm}$

Les déformations sont admissibles, on procède aux vérifications de chaque barres.

3°) Vérification des traverses et des membrures les plus sollicitées (du poteau et ferme) au flambement.

Soit donc:

$$\lambda = l_f / i_x \quad \text{flambement hors du plan du treillis}$$

$\lambda = l_f / i_y$ flambement dans le plan du treillis

| Profilés | N° Bar- res | Ef- forts (t) | l_f (cm) | l_f (cm) | i_x | i_y | λ_x | λ_y | K | $K \cdot \sigma$ |
|----------|-------------------|---------------------|---------------|---------------|-------|-------|-------------|-------------|------|------------------|
| UPN240 | 20 | 66,39 | 200 | 500 | 9,22 | 2,42 | 54,23 | 82,64 | 1,5 | 2354 |
| UPN240 | 10 | 59,89 | 100 | 500 | 9,22 | 2,42 | 54,23 | 41,32 | 1,14 | 1614 |
| 90.90.9 | 66 | 54,18 | 180 | 180 | 2,73 | 12,05 | 65,93 | 14,93 | 1,24 | 2170 |
| 90.90.9 | 65 | 52,71 | 180 | 180 | 2,73 | 12,05 | 65,93 | 14,93 | 1,24 | 2108 |
| 60.60.6 | 57 | 14,84 | 180 | 180 | 1,81 | 10,52 | 99,44 | 17,11 | 1,86 | 1997 |
| 60.60.6 | 68 | 14,12 | 180 | 180 | 1,81 | 10,52 | 99,44 | 17,11 | 1,86 | 1900 |
| 90.90.9 | 67 | 19,20 | 180 | 180 | 2,73 | 10,52 | 65,93 | 17,11 | 1,24 | 768 |
| 60.60.6 | 56 | 3,44 | 150 | 150 | 1,81 | 10,52 | 82,87 | 14,25 | 1,48 | 368 |
| UPN240 | 12 | 17,14 | 100 | 100 | 9,22 | 2,42 | 10,84 | 41,32 | 1,07 | 421 |
| UPN220 | 40 | 67,77 | 100 | 100 | 8,48 | 2,26 | 59 | 44,24 | 1,18 | 2143 |
| UPN220 | 24 | 44,66 | 200 | 500 | 8,48 | 2,26 | 58,95 | 88,49 | 1,62 | 1932 |

ASSEMBLAGES

CHP IX: LES ASSEMBLAGES

1°) Généralités

Les charpentes métalliques s'apparentent à un système de construction préfabriqué, pour cela le problème d'assemblage des différents éléments entre eux est fondamental.

Ces assemblages doivent être capables de transmettre les efforts souvent importants d'un élément à un autre sans subir de dommage

La résistance d'un assemblage dépendra donc toujours au delà d'un calcul de résistance généralement sommaire correspondant assez bien aux sollicitations statiques, de la conception de l'assemblage et de fabrication.

La variété des systèmes d'attaches disponible nous permet de choisir les assemblages adéquats pour la solidarisation des éléments résistants de la structure.

Ce choix sera fonction des critères ci-après:

- Exécution facile
- Hypothèses faites au départ sur le noeud
- Et selon les éléments de réduction à transmettre.

2°) Assemblages boulonnés:

a) détermination du nombre de boulon

Les goussets sont donc destinés à transmettre aux membrures les efforts apportés par les barres du treillis. Ces goussets travaillent au cisaillement.

Le nombre de boulons nécessaire dans chaque section doit équilibrer l'effort correspondant

$$N = Q_{app} / Q_{adm}$$

Avec:

Q_{app} : effort par boulon dans la barre
 Q_{adm} : effort admissible au cisaillement

VERIFICATION AU FAITAGE

| Barres | Efforts/boulons (daN) | Q (daN) | φboulons (mm) | Nombres |
|--------|--------------------------|---------|------------------|---------|
| 138-38 | 15615 | 3818 | 20 | 4 |
| | 11010 | 3818 | 20 | 3 |
| 155-55 | 10315 | 3818 | 20 | 3 |
| 96 | 746 | 2447 | 16 | 2 |
| 196 | 1370 | 2447 | 16 | 2 |
| 95 | 572 | 2447 | 16 | 2 |
| 195 | 1184 | 2447 | 16 | 2 |
| M | 4046 | 1310 | 12 | 4 |

VERIFICATION AU JARRET

| I Barres I | I Efforts/Boulons I | I Q (daN) I | I φ Boulons I | I Nombre I | I Nuance I |
|------------|---------------------|-------------|---------------|------------|------------|
| I I | I (daN) I | I I I | I (mm) I | I I I | I I I |
| I 24 I | I 22330 I | I 10659 I | I 20 I | I 3 I | I 10/9 I |
| I 67 I | I 9600 I | I 3818 I | I 20 I | I 3 I | I 4/6 I |
| I 40 I | I 33885 I | I 10659 I | I 20 I | I 3 I | I 10/9 I |
| I 41 I | I 30225 I | I 10659 I | I 20 I | I 3 I | I 10/9 I |
| I 68 I | I 7060 I | I 3818 I | I 20 I | I 3 I | I 4/9 I |

3°) Assemblage par soudure

A partir de la formule enveloppe :
 On peut se dispenser de toute investigation plus poussée dès
 qu'on vérifie pour chaque cordon quelque soit la direction de
 l'effort et l'angle formé par les faces assemblées

$F/(0.75 \times l \times a \times \alpha)$ Avec:

Avec:

- l: longueur utile du cordon
- a: épaisseur utile ,distance minimale de la racine à la surface du cordon où à la corde en cas de cordon bombé
- α : coefficient de réduction,qui est fonction de l'épaisseur a(en mm) du cordon qui prend les valeurs

$$\left\{ \begin{array}{ll} \alpha=1 & \text{pour } a \leq 4\text{mm} \\ \alpha=0.8(1+1/a) & \text{pour } a > 4\text{mm} \end{array} \right.$$

Généralement on soude tout autour de la cornière mais il est possible d'indiquer la longueur de la soudure

On trouve: $l \geq 26.8\text{cm}$

4°) Couvre -joint

Les barres très longues ne peuvent être transportées il doivent être recoupées en plusieurs tronçons, la continuité entre tronçons est assurée par des assemblages au chantier " joints-de chantier".

On réalise donc les assemblages d'équerre (noeuds) en usine par soudage et de reporter le joint de chantier à une certaine distance du noeud

ANCRAGES DES POTEAUX

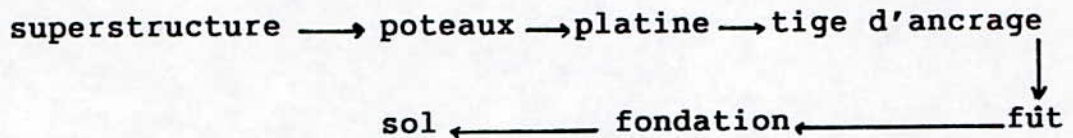
CHP X: ANCRAGES DES POTEAUX

Les poteaux reposent sur le sol par l'intermédiaire de massifs en béton, auxquels ils sont ancrés par des boulons à scèllement.

La partie destinée à être scellée est formée en crochet qui est pris dans une barre scellée à l'avance dans le massifs de fondation

Le poteau articulé à la base soumis à la compression ou à la traction.

Cheminement des efforts



On aura donc à dimensionner la platine simple sans moment et sous l'effort de compression

1°) Calcul de la platine avec effort de compression:

La contrainte appliquée sous la platine étant:

$$P = N/S$$

Avec:

N: effort de compression agissant sur le poteau
S: section de la platine $S = axb$

a) Vérification de la section A-A et B-B

La contrainte de flexion dans ces sections sont:

$$\sigma_{f, A-A} = MxV/I = [3xPxax(b^{**2})]/(axe^{**2})$$

$$\sigma_{f_{B-B}} = MxV/I = [3xPxbx(a^{**2})]/(bx e^{**2})$$

Comme ces contraintes doivent être inférieures à la contrainte élastique .

$$\sigma_f \leq \sigma_e$$

L'épaisseur de la platine est alors égale à

$$e_p > [3xPxbx(a^{**2})/3 x \sigma]^{**0.5}$$

Comme $a=b=30$ cm

* Pour un poteau courant:

$$N=13119 \text{ daN}$$

alors: $e_p > 4.05$ mm

* poteau de stabilité:

$$N = 27800 \text{ daN}$$

alors: $e_p > 6$ mm

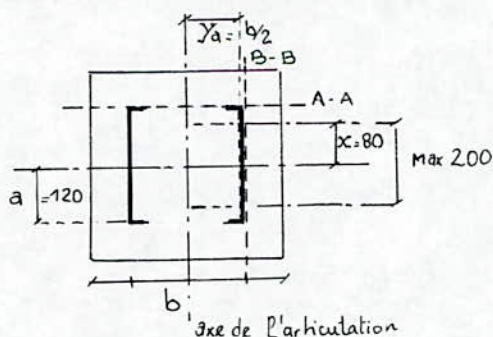
2°) Vérification de la platine sous l'effort de traction

L'épaisseur de la platine est donnée par:

$$e_p > [2xN/ \sigma_e (a/y_a+2xa/b+b/x)]$$

Avec:

N effort d'arrachement maximum



* Poteau courant:

$$N = -5263 \text{ daN}$$

on a alors $e_p > 9.43$ mm

On choisit une platine de dimension (300x300x20) pour le poteau courant

* Poteaux de stabilité:

$$N = 11800 \text{ daN}$$

On a alors $e_p > 14.11 \text{ mm}$

On choisit une platine de dimension (300x300x25) pour le poteau de stabilité

3°) Détermination du diamètre des tiges d'ancrage

A partir du tableau d'élément normalisé des tiges d'ancrage et ceci en fonction de l'effort admissible en traction on obtient:

* Pour le poteau courant:

$$\begin{aligned} \text{On trouve: } \phi 1 &= 20 \text{ mm} \\ l_1 &= 400 \text{ mm} \\ e_p &= 20 \text{ mm} \end{aligned}$$

l'effort admissible en traction sera donc:

$$3278 * 2 = 6556 \text{ daN} > 5263 \text{ daN} \text{ alors:}$$

Pas de risque de soulèvement

* Pour le poteau de stabilité:

$$\begin{aligned} \text{On trouve : } \phi 2 &= 42 \text{ mm} \\ l_1 &= 800 \text{ mm} \\ e_p &= 25 \text{ mm} \end{aligned}$$

l'effort admissible en traction sera donc:

$$13950 * 2 = 27900 \text{ daN} > 11800 \text{ daN} \text{ alors:}$$

pas de risque de soulèvement

4°) Vérification à la traction

$$\sigma = (1.25 * N) / A \leq \sigma_e$$

Avec:

A: section résistante

N: effort d'arrachement par tige

* pour un poteau courant:

$$\sigma = 13.42 \text{ Kg/cm}^2 < 24 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{avec: } A = 245 \text{ cm}^2$$

* pour le poteau de stabilité:

$$\sigma = 7 \text{ kg/cm}^2 < 24 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{avec: } A = 1120 \text{ cm}^2$$

5°) Vérification à la compression du beton

$$\sigma = N / S < \sigma_e$$

Avec:

S: section de la platine

σ : contrainte admissible du béton à la compression

N: effort de compression agissant sur la platine

* pour un poteau courant:

$$\sigma = 14.57 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_e$$

* pour un poteau de stabilité:

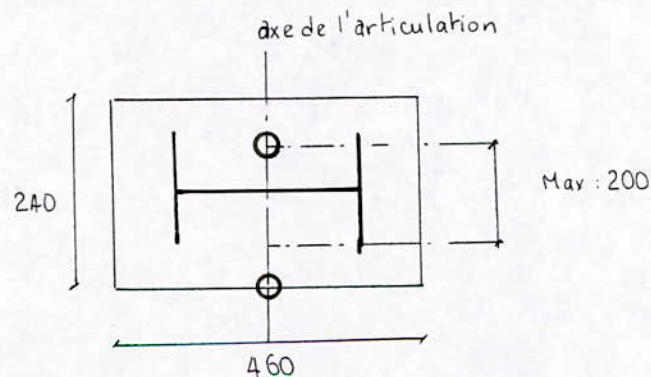
$$\sigma = 13.11 \text{ Kg/cm}^2 < \sigma_e$$

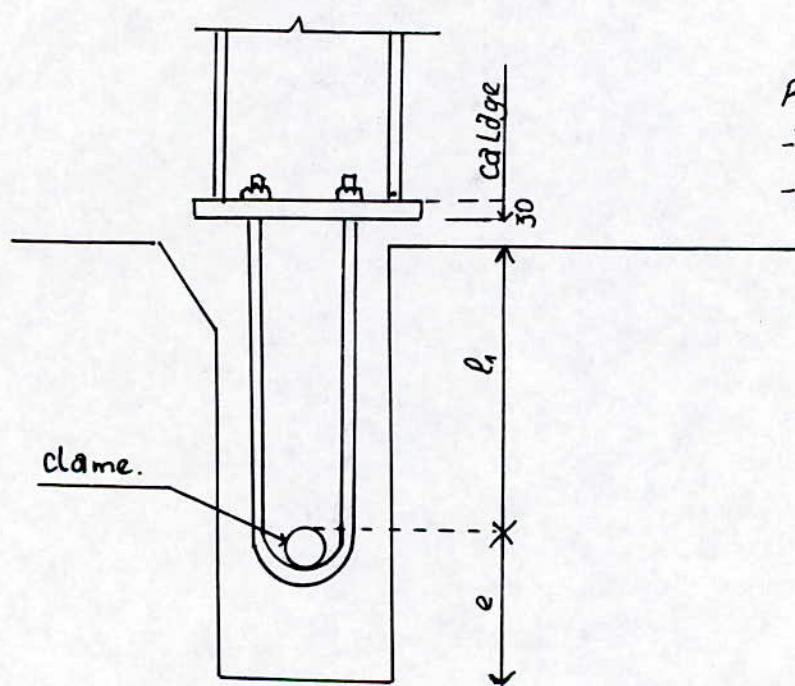
6°) Dimensionnement du potelet

Vue que le potelet n'est sollicité que sous son poids propre alors on adopte ce type de scélement

REMARQUE:

Pour les poteaux sous palées de stabilité l'effort tranchant ne peut être repris par simple frottement platine-massif, on bloque les poteaux par des connecteurs (chute de profilé) afin d'assurer une parfaite adhérence et une bonne répartition des contraintes dans les massifs.





REFERENCES :

- Tige acier E24
- Erou hexagonal

TIGES D'ANCRAGE

CALCUL DES FONDATIONS

CHP X: LES FONDATIONS

Introduction

Les fondations sont les éléments de la construction qui servent à transmettre les efforts que celles-ci subissent au sol.

La contrainte admissible étant estimée à $\sigma=1.5$ bars pour un sol de consistance moyenne et intermédiaire.

On adopte des semelles isolées; et les efforts de traction créés à la base seront donc absorbés par des armatures principales qui devront être disposées dans la partie inférieure de la semelle et enrobées suffisamment.

1°) Etude de la semelle

$$\sigma = N / AxB < \sigma_e \quad \text{d'où:}$$

$$AxB > N / \sigma_e$$

pour une semelle carrée

on aura: $A > (N / \sigma_e)^{**2}$

$N = 27.8$ t on a alors: $A > 1.40$ m
On prend $A=B=1.90$ m et le fut= 0.8 m

$h-d > (A-a)/4 = 35$ cm et $e > 6x \phi_1 + 6$ cm
 $e=15$ cm

a) Détermination des efforts à la base de la semelles:

Les efforts à la base sont:

$$N = N(\text{app}) + N(\text{fon}) + N(\text{ter})$$

T : effort tranchant

$$M = T \times H$$

b) Calcul de l'excentricité :

$$e^{max} = M / N$$

si $e^{max} < A/4$ semelle stable

c) Vérification des contraintes

On calcul $e = A / 6$
 si $A/6 < e^{max} < A/4$ alors:
 $\sigma = (2 \times N) / 3 \times B (A/2 - e)$
 il faut que $\sigma < K \times \bar{\sigma}_s$ avec:
 $k=1.33$ pour le vent
 $K=1.5$ pour le seisme

La contrainte moyenne sous la fondation est alors égale à:

$$\sigma_{moy} = (3 \times \sigma) / 4$$

d) Calcul du ferrailage de la semelle:

On utilisant la méthode des bielles, qui consiste à calculer la semelle comme si elle était sollicitée par une charge centrée majorée.

$$N = \sigma_{moy} \times (A \times 2)$$

$$As_x = As_y = N \times (B-b) / 8 (h_f - d) \times \bar{\sigma}_a$$

* poteau courant

$$N = 13.119 + 5.37 + 5.22 = 23.71 \text{ t}$$

$$T = 7.35 \text{ t}$$

$$M = 11.03 \text{ tm}$$

$$e^{max} = 0.46 \text{ m}$$

$$e^{max} < 0.47 \text{ m}$$

on calcul alors $A/6$

$$e = 0.31 \text{ m}$$

comme $0.31 \text{ m} < 0.46 \text{ m} < 0.47 \text{ m}$

alors:

$$\sigma = 16.97 \text{ t/m}^2$$

On vérifie que:

$$\sigma = 16.97 \text{ t/m}^2 < 19.97 \text{ t/m}^2$$

$$< 22.50 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{moy} = 12.73 \text{ t/m}^2$$

Le ferrailage sera donc égal à:

$$A_{sx} = A_{sy} = 7.52 \text{ cm}^2 \quad \text{on choisit } A_s = T 14 \text{ esp} = 15 \text{ cm}$$

* poteau de stabilité:

$$N = 27.8 + 5.37 + 5.22 = 38.4 \text{ t}$$

$$T = 9.94 \text{ t}$$

$$M = 14.91 \text{ tm}$$

$$e = 0.38 \text{ m}$$

$$e < 0.47 \text{ m} \quad \text{on calcul alors } A/6$$

$$e = 0.31 \text{ m} \quad \text{comme } 0.31 \text{ m} < 0.38 \text{ m} < 0.47 \text{ m}$$

alors:

$$\sigma = 19.61 \text{ t/m}^2$$

On vérifie que:

$$\sigma = 19.61 \text{ t/m}^2 < 19.95 \text{ t/m}^2$$

$$< 22.5 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{\text{moy}} = 14.72 \text{ t / m}^2$$

Le ferrailage sera donc égal à :

$$A_{sx} = A_{sy} = 8.67 \text{ cm}^2$$

$$\text{On choisit } A_s = T14 \text{ esp} = 12 \text{ cm}$$

2°) Etude du fut

Le rôle du fut est de transmettre des charges à la semelle ses dimensions sont proportionnelles aux tiges d'ancrage et aux réservations.

Le poteau le plus sollicité $\phi 2 = 42 \text{ mm}$, notre aura pour dimension $a = b = 0.8 \text{ m}$

a) Ferrailage du fut

le fut est soumis à la compression due au poids de la structure .

$$\lambda = l_0 / i = 0.7 \times (12 \times 2) / a = 2.42 < 50$$

$$\alpha = 0.85 / [1 + 0.2 (\lambda / 35)^2] = 0.85$$

$$B = 0.61 \text{ m}^2 \quad (\text{section réduite})$$

$$A = 1.15 / f_{ex} [N / \alpha - (B \times f_{c28}) / 1.35]$$

$A_s < 0$ On prend donc une section minimale

$$A_s = \text{Max}[4u, (0.2 \times A_b) / 100]$$

u = périmètre de la section (m)

A_b = section du fut (cm^2)

$$A_s = 12.8 \text{ cm}^2$$

On choisit : $A_s = T 10 \text{ esp } 20 \text{ cm}$

pour les armatures transversales

On choisit cadre de $\phi=10$

écartement $< \text{Min} (15\phi; 40\text{cm}; a+10)$

$e = 20 \text{ cm}$

3°) Calcul des longrines:

Le C.T.C préconise dans ses règles de conception et de calcul des ouvrages résistant au seisme dans son article 2.25 en ce qui concerne les longrines qui stipule ce qui suit.

En absence d'un système rigide d'infrastructure, toutes les fondations isolées sur sols de consistance moyenne et sur sols meubles seront chaînées dans les deux directions avec des longrines plus ou moins rigides.

Ces longrines auront des dimensions minimales (25*30) pour un sol de résistance moyenne, elles sont calculées pour résister à un effort de traction sous l'action d'une force

égale à $N / 15$. où N : effort transmis à la fondation

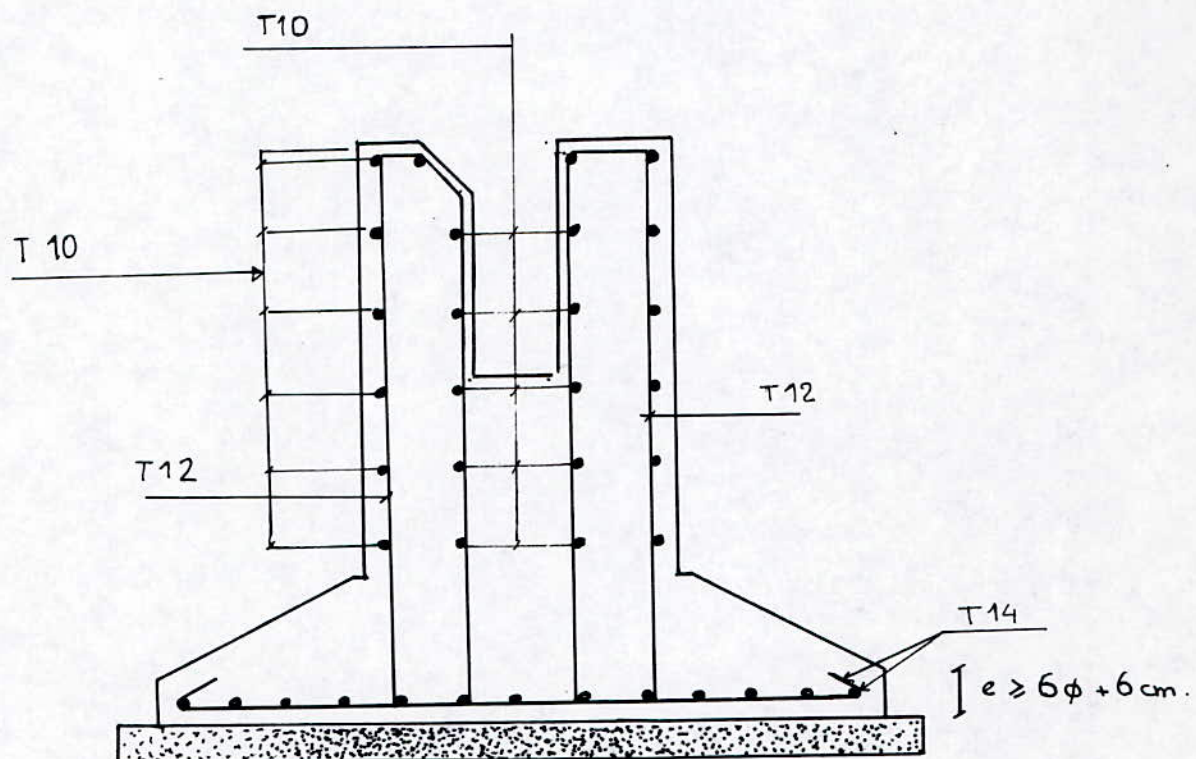
Calcul à la traction

$$N(\text{tra}) = 27.8 / 15 = 1.85 \text{ t}$$

$$D' \text{ où } A_s = N / \sigma_e = 0.77 \text{ cm}^2$$

Pourcentage minimal du C.T.C:

$A_s \text{ min} = 3 T \phi 10$, il faut prévoir des armatures transversales cadre de $\phi 6 \text{ esp } 20 \text{ cm}$



FERRAILAGE DE FONDATION

CONCLUSION :

**AVANTAGE DE LA SOLUTION
METALLIQUE**

CHP XII: AVANTAGE DE LA SOLUTION METALLIQUE

1°) Préfabrication:

La préfabrication conduit à un gain de temps important sur le chantier.

2°) Lègerté:

le métal permet des ossatures beaucoup plus lègères que le béton armè, il en résulte une diminution des charges sur le sol qui doit entrainer une économie de fondation, celle-ci étant plus appreciable que le terrain est plus mauvais.

3°) Démontabilité:

Le métal a l'avantage sur le béton armé de permettre d'exécuter des batiments entièrement démontables.

On peut noter que le cout de démolition d'un batiment à ossature métallique est souvent entièrement compensé par la valeur résiduelle de ses matériaux recupérés.

4°) Souplesse:

La construction métallique, par nature ,élastique ,se prête mieux que le BA aux légers mouvement du sol, s'il se produit quelques déformations ,il est toujours possible de renforcer les élèments notamment par soudure et sans abîmer en rien les parties restées bonnes.

5°) Préparation et montage:

La préparation de la charpents se fait à l'atelier, elle n'est donc pas sujette aux aléas de chantier et peut être faite avec tout le soin et la précision désirables par un personnel tout à fait qualifié et sous une surveillance constante.

Le montage d'élèments complets s'effectue seul sur chantier il est donc encombré pendant le minimum de temps, et les moyens de levage extrêmement réduits.

6°) Facilité de contrôle:

L'acier se prête plus facilement que béton aux divers contrôles relatifs à la qualité. Il est relativement aisé au contrôleur d'une charpente métallique d'extraire les profils et échantillons employés, le contrôle peut se faire même après le montage.

7°) Fiabilité:

La fiabilité du matériau dont les caractéristiques sont connues et garanties avec une grande précision (à la sortie des aciéries) conduit à une grande sécurité des constructions métalliques sans consommation excessive du matériau.

ANNEXE

A N N E X E

1°) Définitions:

Rugosité du site II : terrain plat avec quelques obstacles isolés (arbres ,batiments ect...

Constructions raides: une construction est dite raide, si sa période propre dans la direction du vent considérée est inférieure ou égale à 0.7 s, dans les autres cas elle est considérée comme souple.

Effets secondaires: sont des efforts qui résultent, en dehors des erreurs de conception (pour plus de details voir GUIDE PRATIQUE EN CHARPENTE METALLIQUE "DAUSSY")

2°) Caracteristiques techniques des panneaux sandwichs:

a) Couvertures TL 75:

Longueurs max = 12 m
 Epaisseur = 75 mm
 poids = 14.20 Kg/m²
 Résistance à la conductibilité de chaleur =
 $1/\Lambda = 2.32 \text{ m}^2 / (\text{k/W})$
 Coefficient de transmission thermique
 $K = 0.40 \text{ m}^2 / (\text{k/W})$

b) Bardage LL 35 :

Longueurs max = 12 m
 Epaisseur = 35 mm
 Poids = 10.9 kg/m²
 Résistance à la conductibilité de chaleur
 $1/\Lambda = 1.7 \text{ m}^2 / (\text{k/W})$
 Coefficient de transmission thermique
 $K = 0.53 \text{ m}^2 / (\text{k/W})$

3°) Détermination de quelques coefficients

β : $z(\text{m}) = f(\text{classe})$ fig 1
 A: $l = f(\lambda)$ fig 2
 C: coefficient de pression extérieur fig 3
 Φ $z(\text{m}) = f(\text{classe})$ fig 4

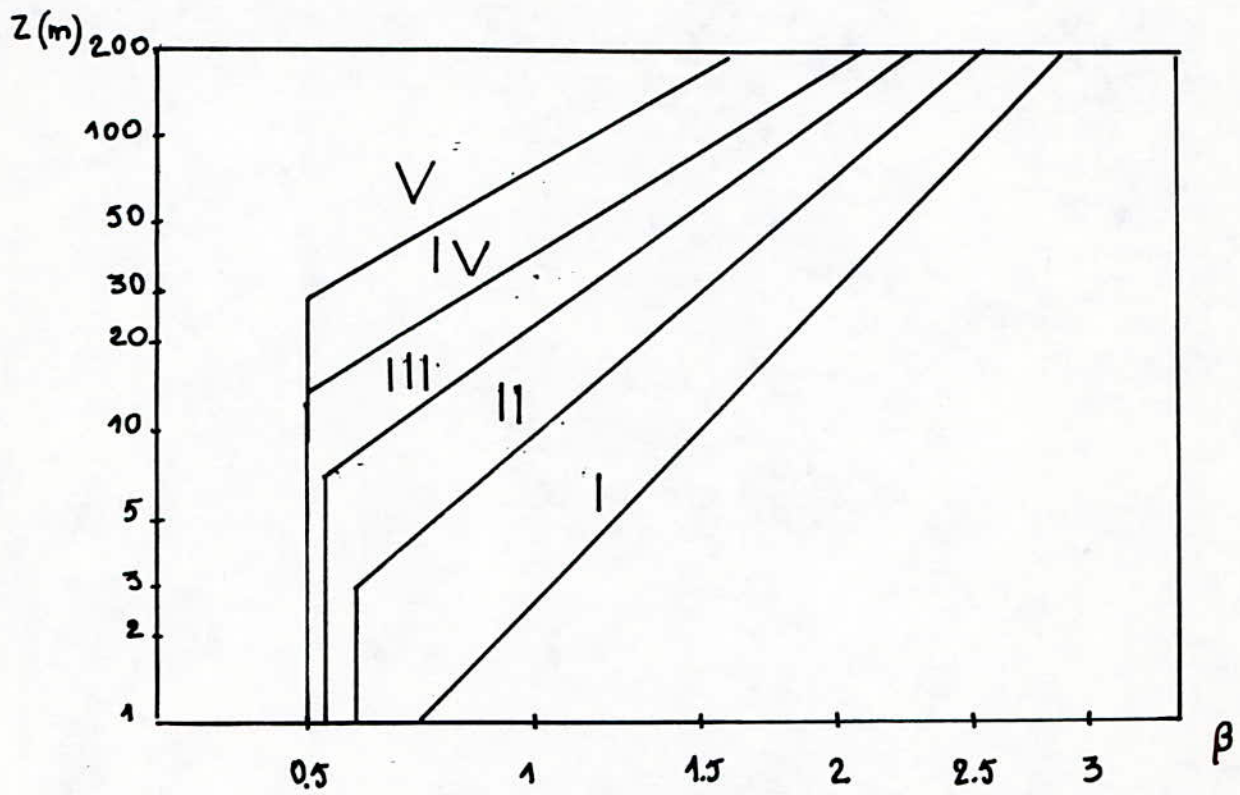


Figure :1

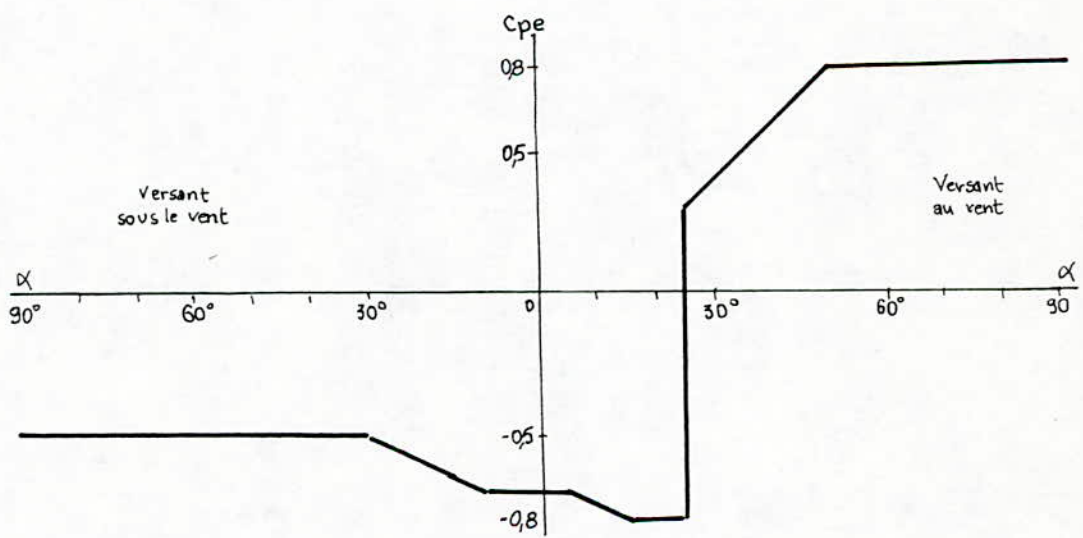


Figure 3

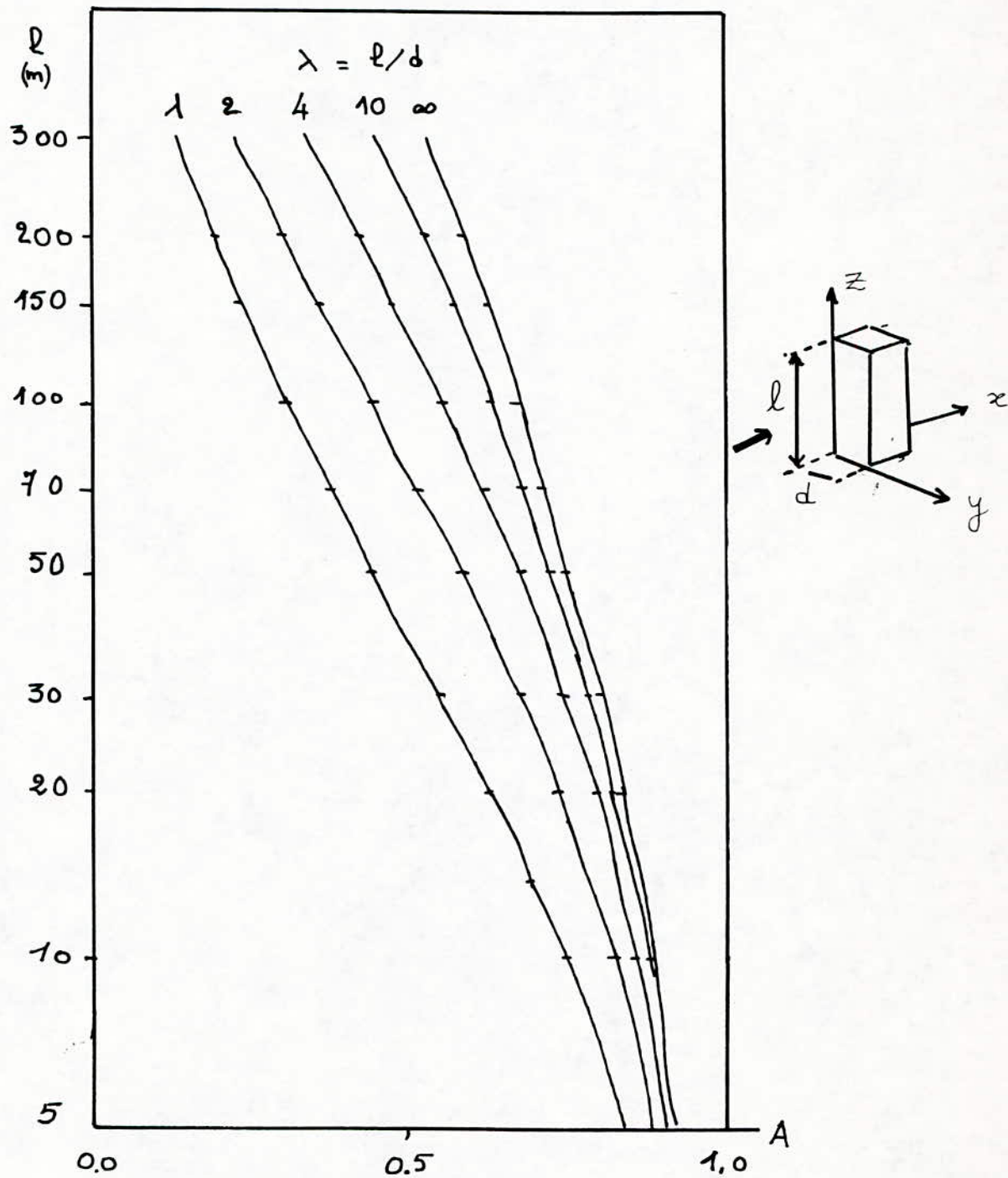


fig 2

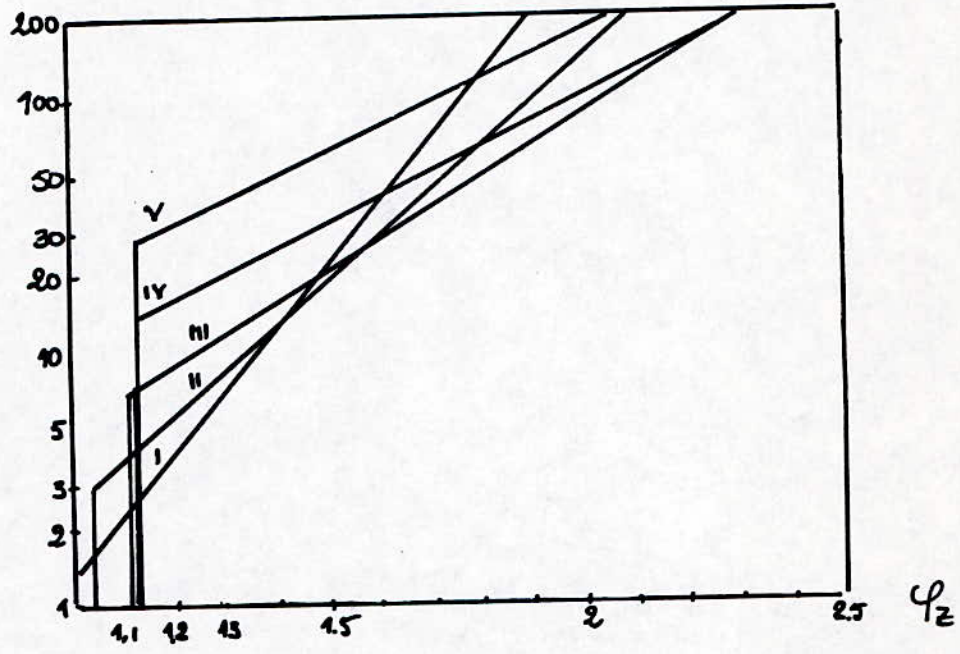


fig: 4

BIBLIOGRAPHIE

REGLEMENT:

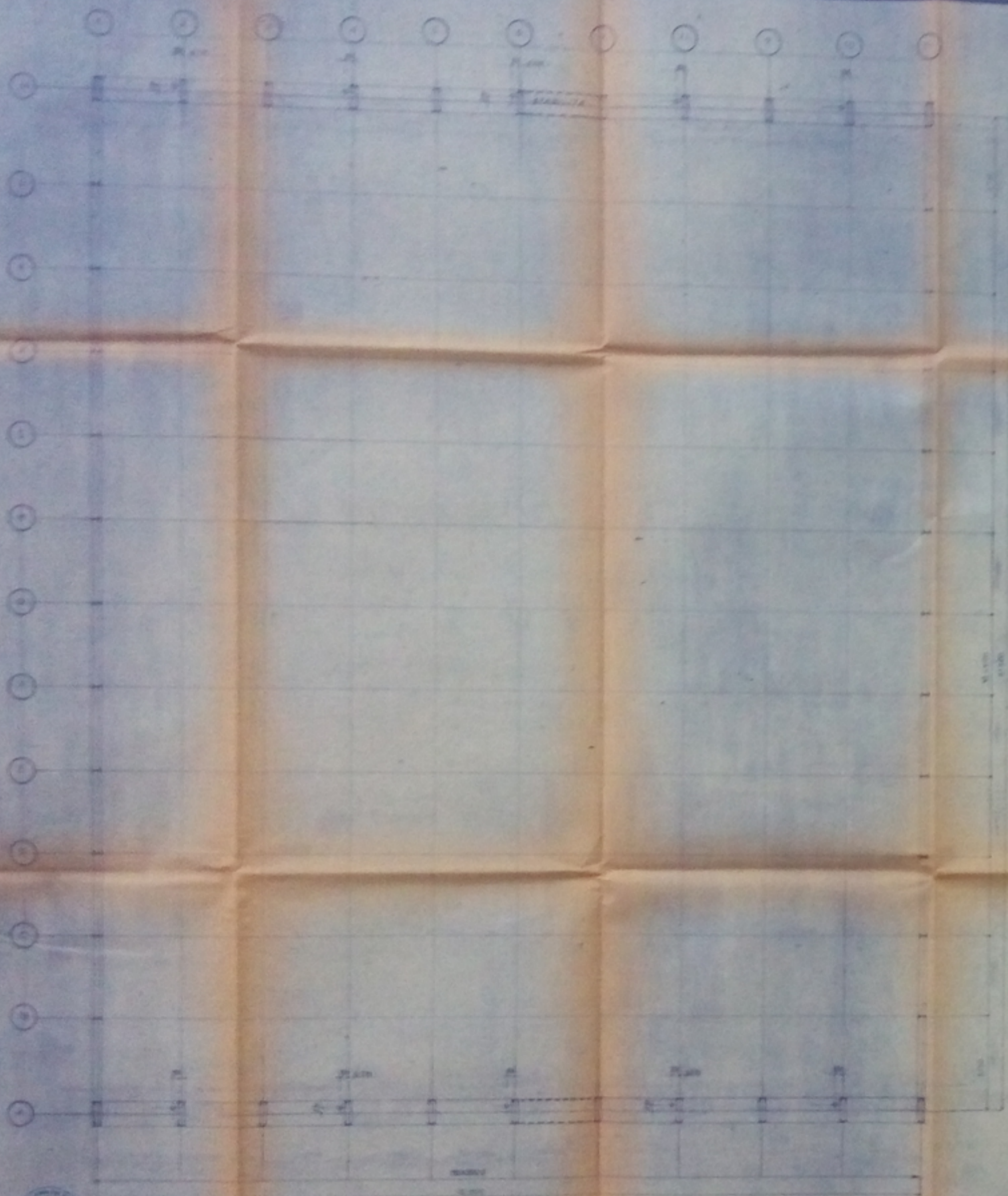
Regles de calcul des constructions en acier (CM66)
 Regles parasismiques ALGERIENNES RPA 88
 Regles neige et vent ALGERIENNES (R.N.V.A) 1989
 Regle technique BAEL 83.

LIVRES:

| | | |
|--|-----------|----------|
| Initiation en béton arme (fondation) | BOUCHART | Eyrolles |
| Guide pratique de charpente metallique | R.DAUSSY | Eyrolles |
| Les charpentes metalliques | E. GUSTIN | Eyrolles |
| Calcul pratique des structures metalliques | O.P.U | |

REVUES

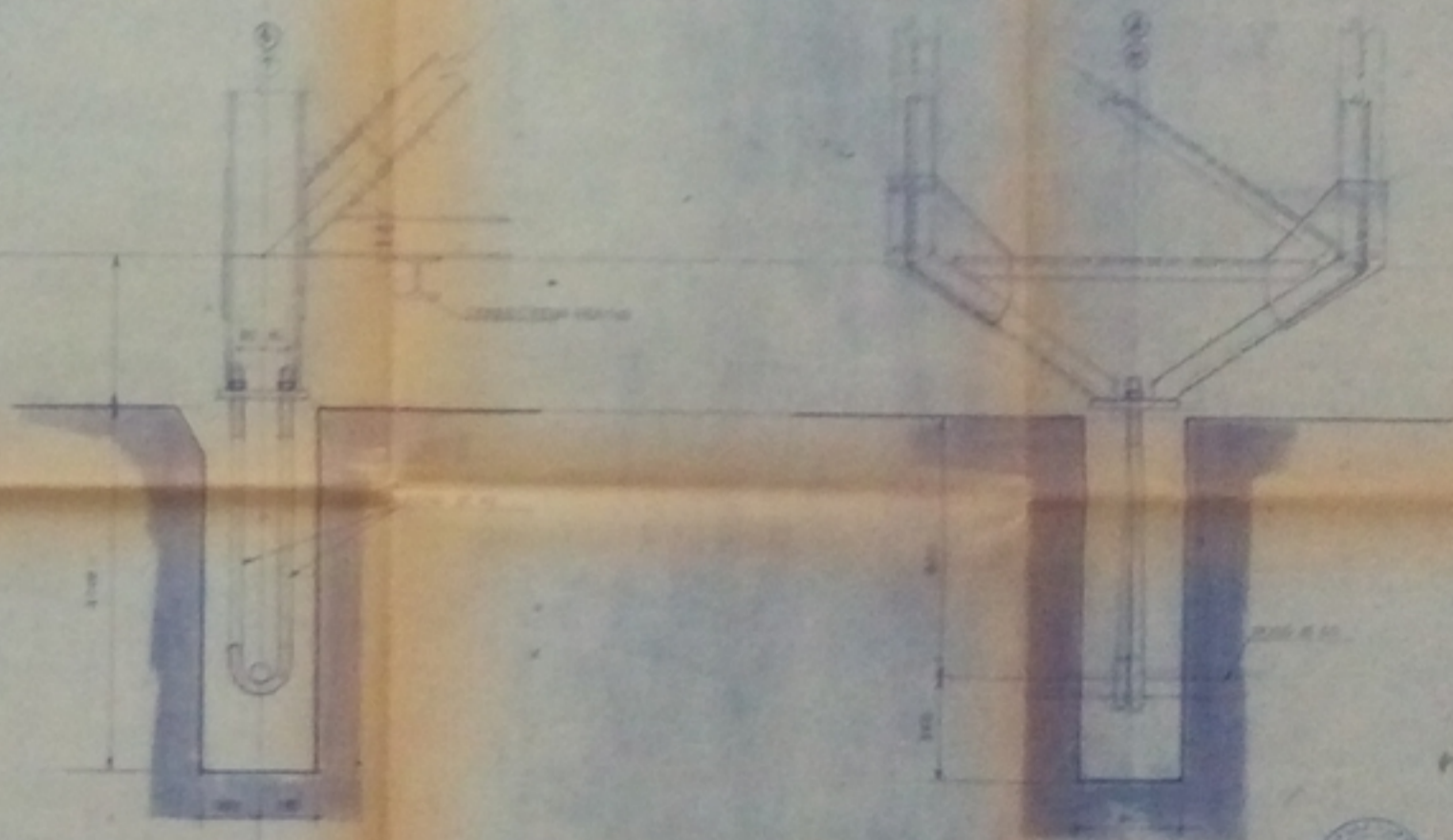
Conception des ossatures de batiment (document de stage DEC.90)
 Publication du CTICM (centre technique) industriel de la
 construction metallique.



POTEAU CONSOLIDÉ



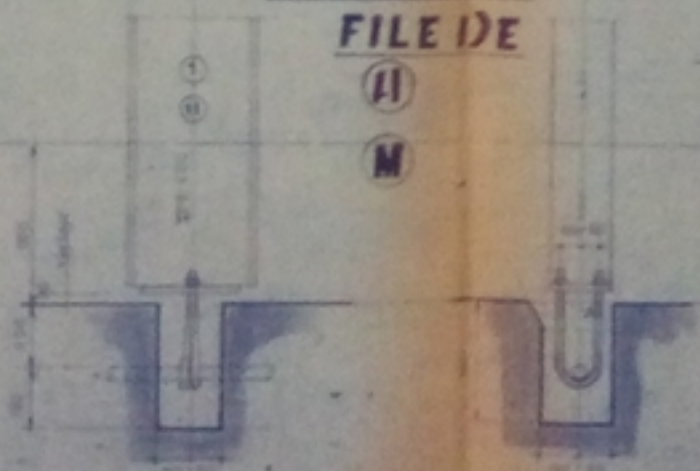
POTEAU STABILITÉ



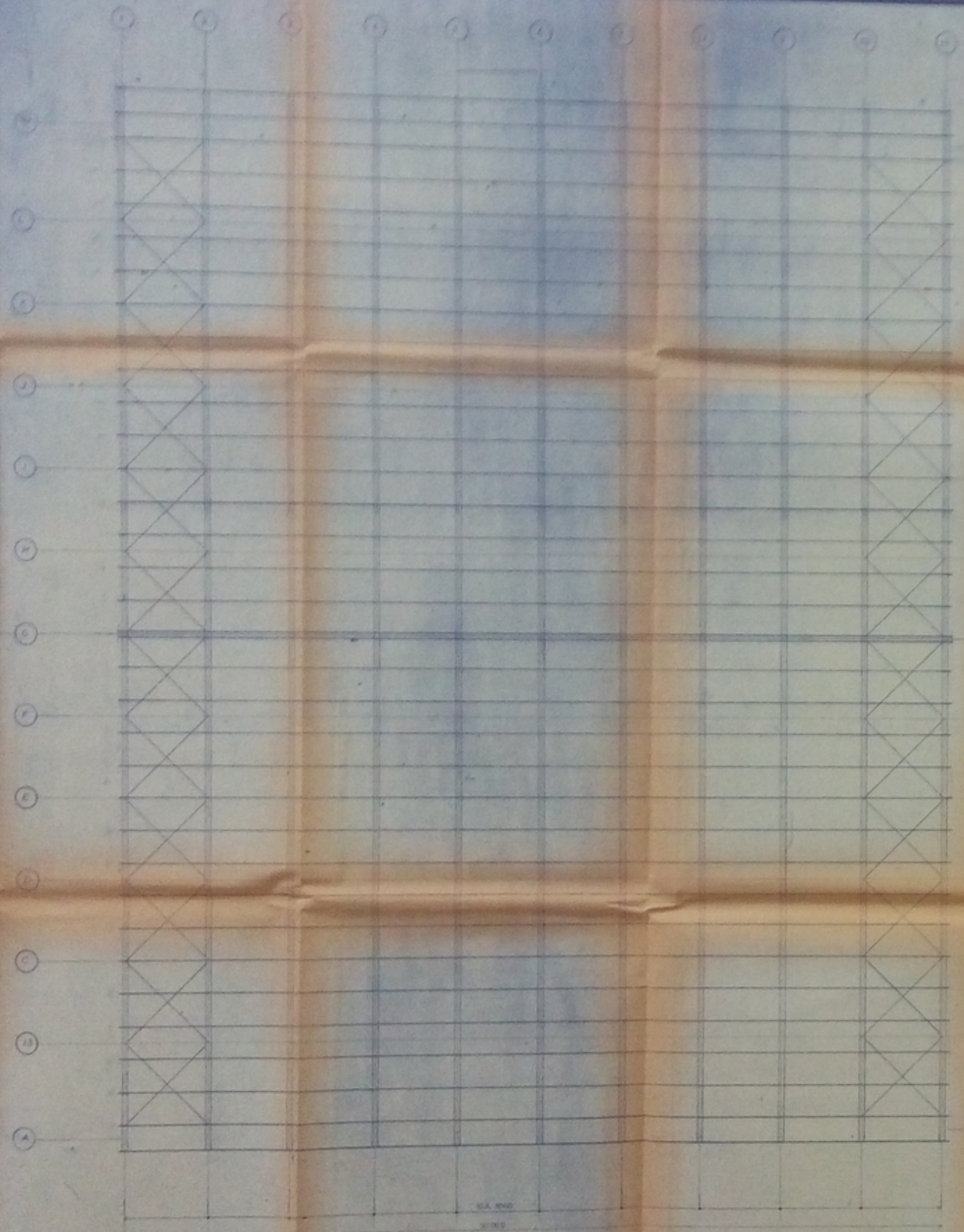
FB006/53
N°1 A

POTELETS' FILE DE

(H)
(M)



| | | | |
|--|-------------|--------------|----------|
| PROJET | | REVISIONS | |
| DATE | DESIGNATEUR | DATE | REVISION |
| NOMINATION | | | |
| PROJET: ANCHORAGE DE CONSTRUCTION METALLIQUE | | | |
| G.T.C. | | | |
| AFFAIRE | | | |
| CINQ | | COMMANDE | |
| AFFAIRE | | PLAN N° | |
| ANCRAGES ET | | IMPLANTATION | |

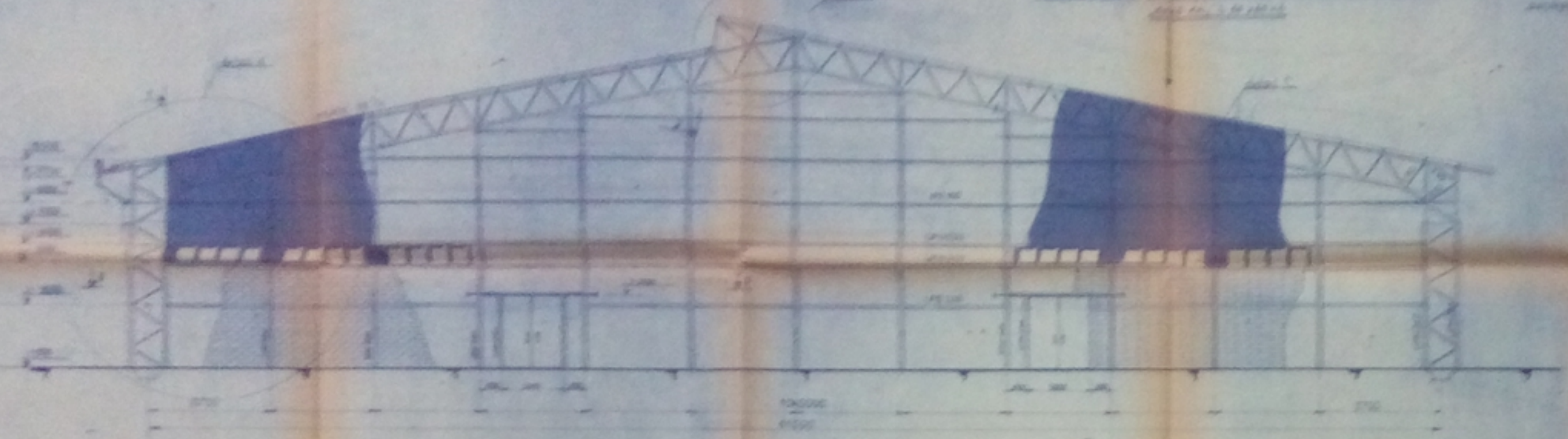


FB006/35
No. 2

| | | | | | |
|---------------------------------|--|------------------------|--|-----------------|--|
| No. _____ | | REVISED QUANTITY _____ | | REVISIONS _____ | |
| NONCENCLATURE | | | | | |
| الهيئة العامة للتخطيط الاقتصادي | | | | | |
| D.T.C | | | | | |
| الهيئة العامة للتخطيط الاقتصادي | | | | | |
| D.T.C | | | | | |
| الهيئة العامة للتخطيط الاقتصادي | | | | | |
| D.T.C | | | | | |
| الهيئة العامة للتخطيط الاقتصادي | | | | | |
| CLIENT - E.S.P. | | COMMANDE | | | |
| AFFAIRE - SALLE DE SECRE | | PLAN N° | | | |
| TOITURE | | | | | |

PIGNON HXE-1

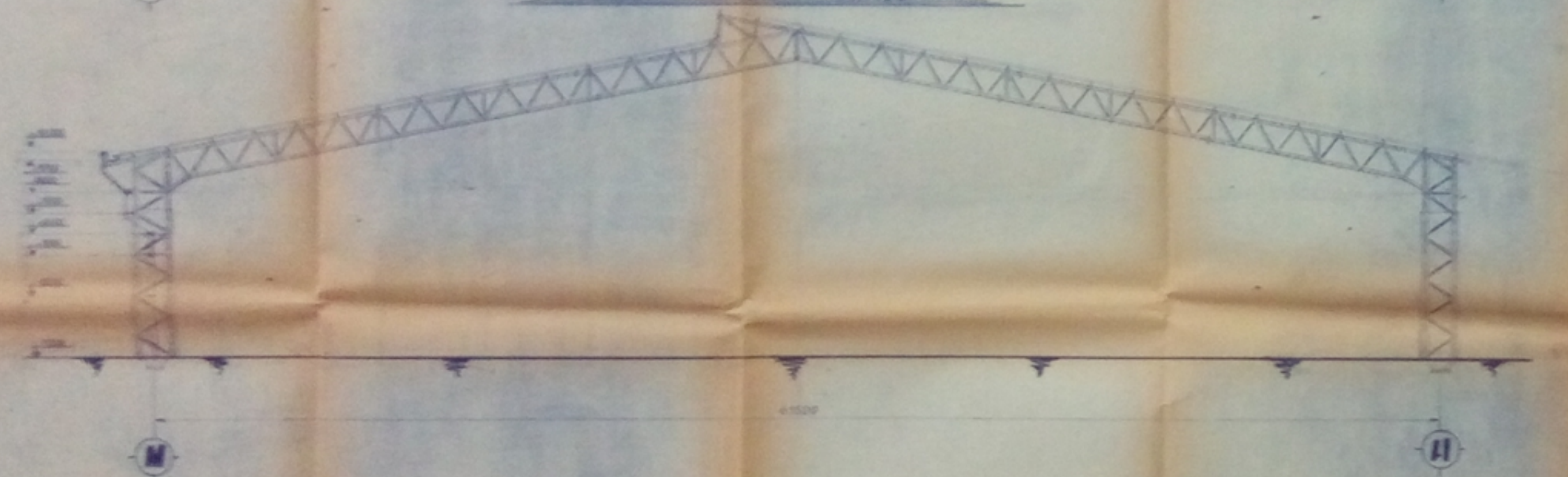
NOTA: Les coupes qui se sont qui abissent
sont en 1/2000



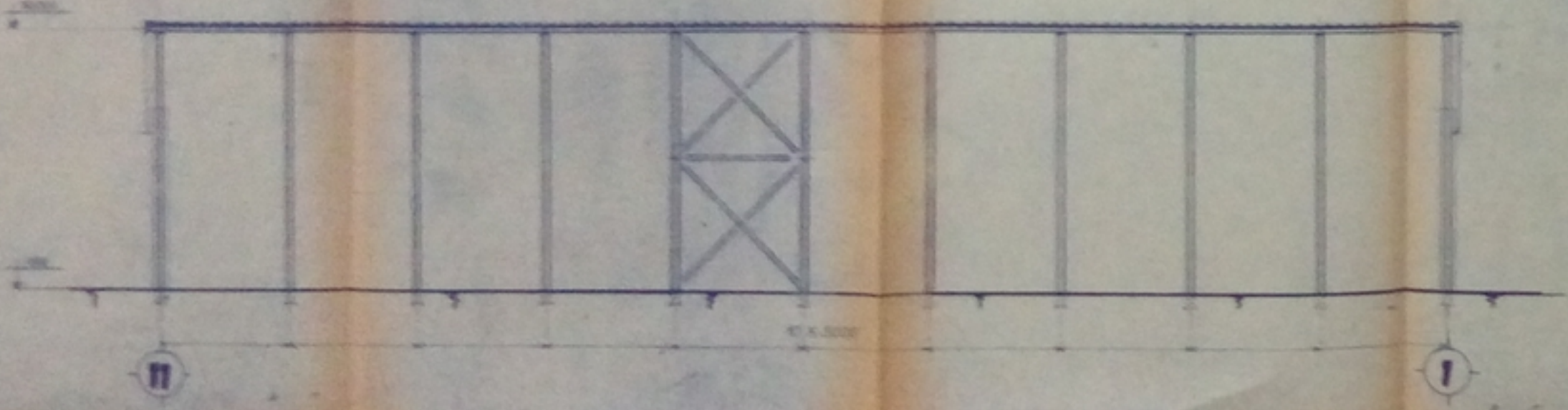
COUPE 33



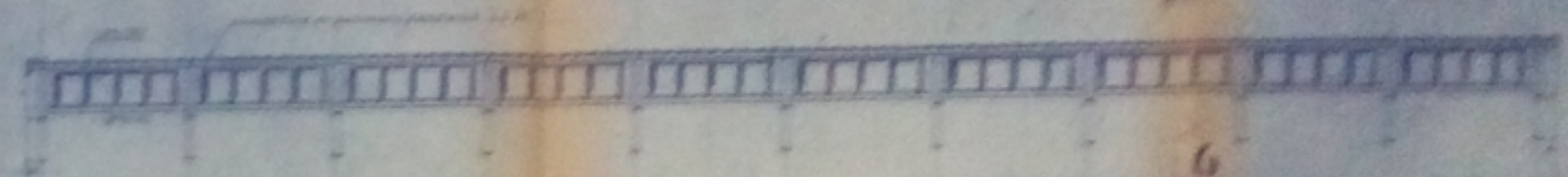
PIGNON INTERMEDIAIRE



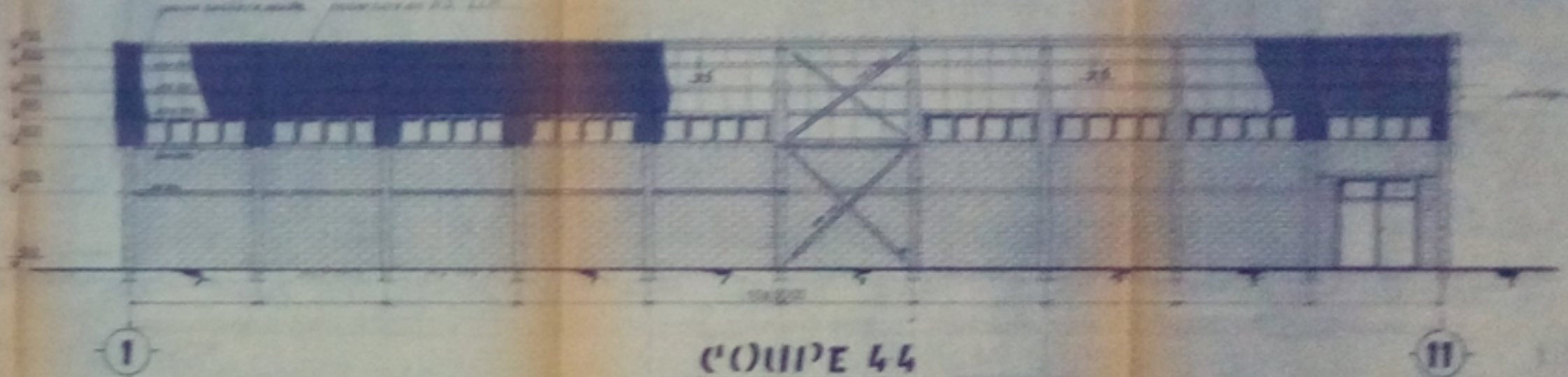
COUPE 11



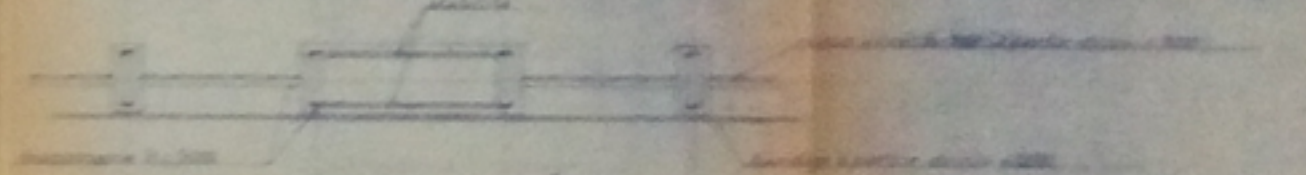
COUPE 22



LONG PIN-FILE II



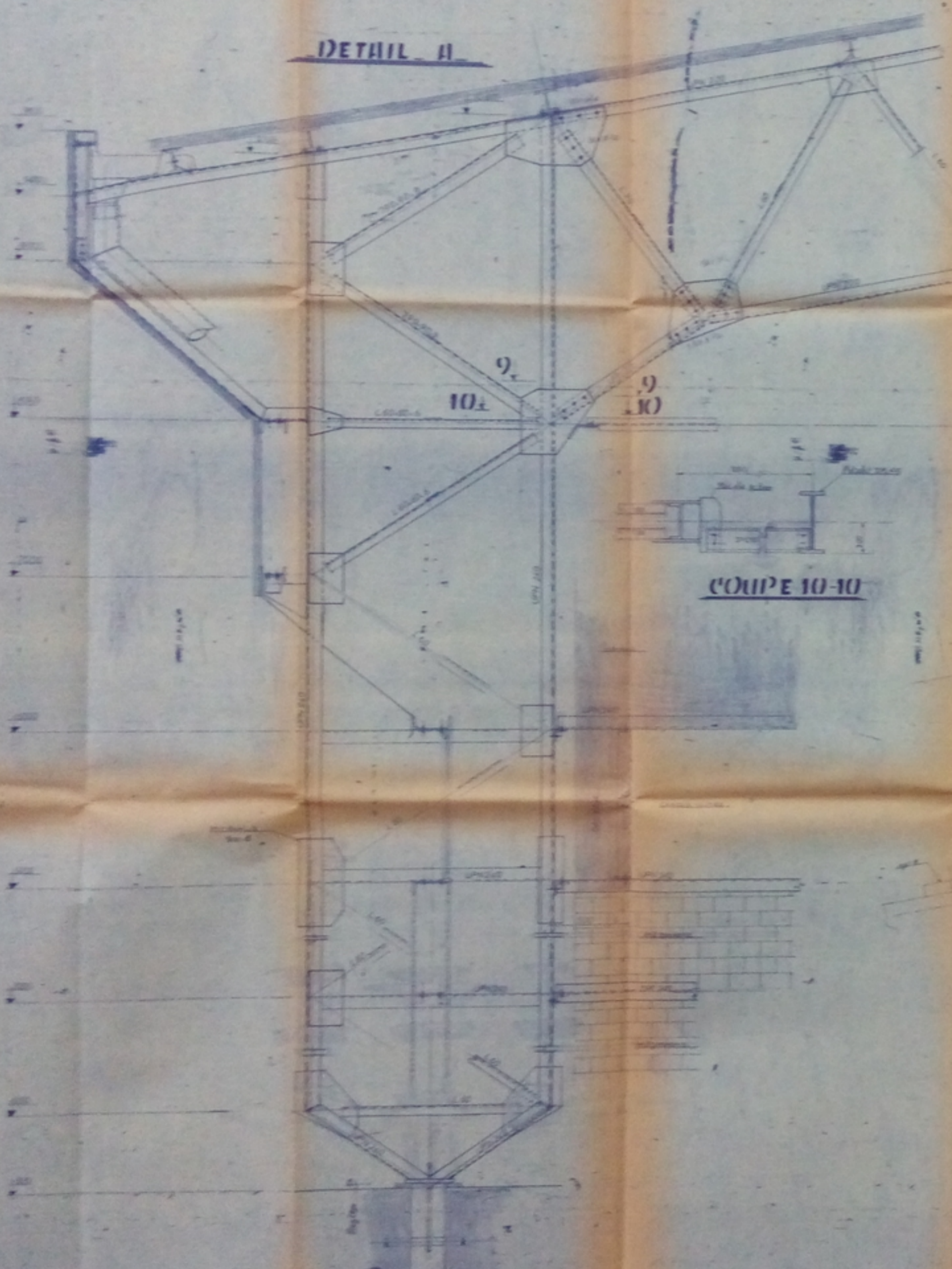
COUPE 44



1806/55
NCS

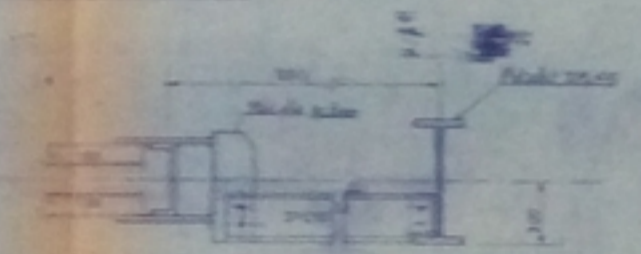
| | | | |
|--|-----------------------|----------|---------|
| PROJET | 1806/55 | DATE | 1955 |
| CLIENT | ARMEE SAUVÉE DE SPAIN | COMMANDE | PLAN N° |
| ENSEMBLE FACADES | | PLAN N° | |
| SERVICE DES BÂTIMENTS BUREAU CENTRAL 15, RUE DE LA PAIX PARIS 16 ^e | | | |

DETAIL II

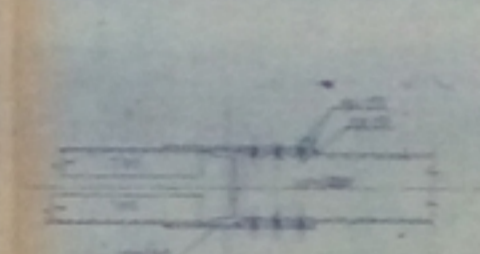


9
10

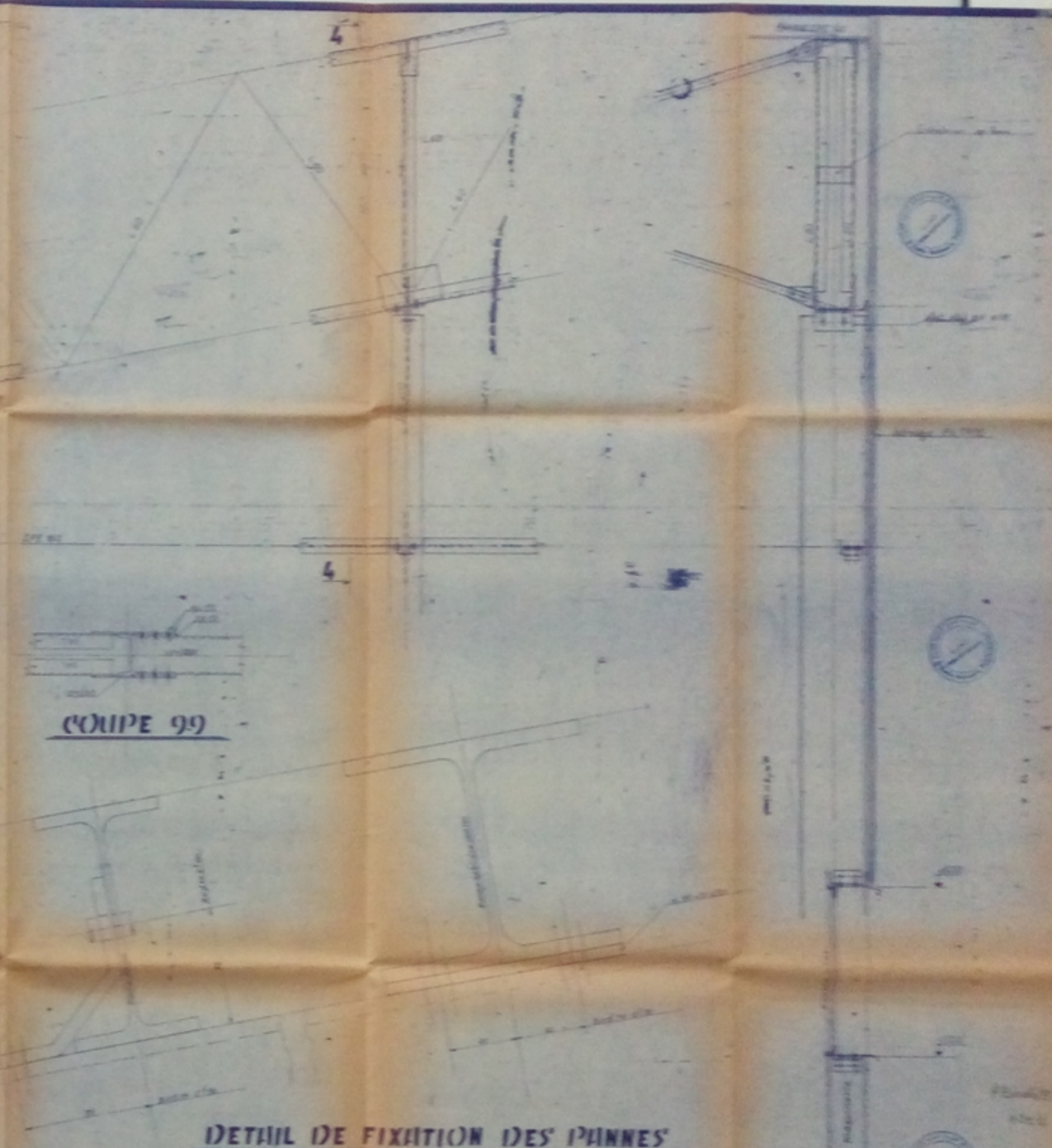
COUPE 10-10



COUPE 9-9



DETAIL DE FIXATION DES PANNES

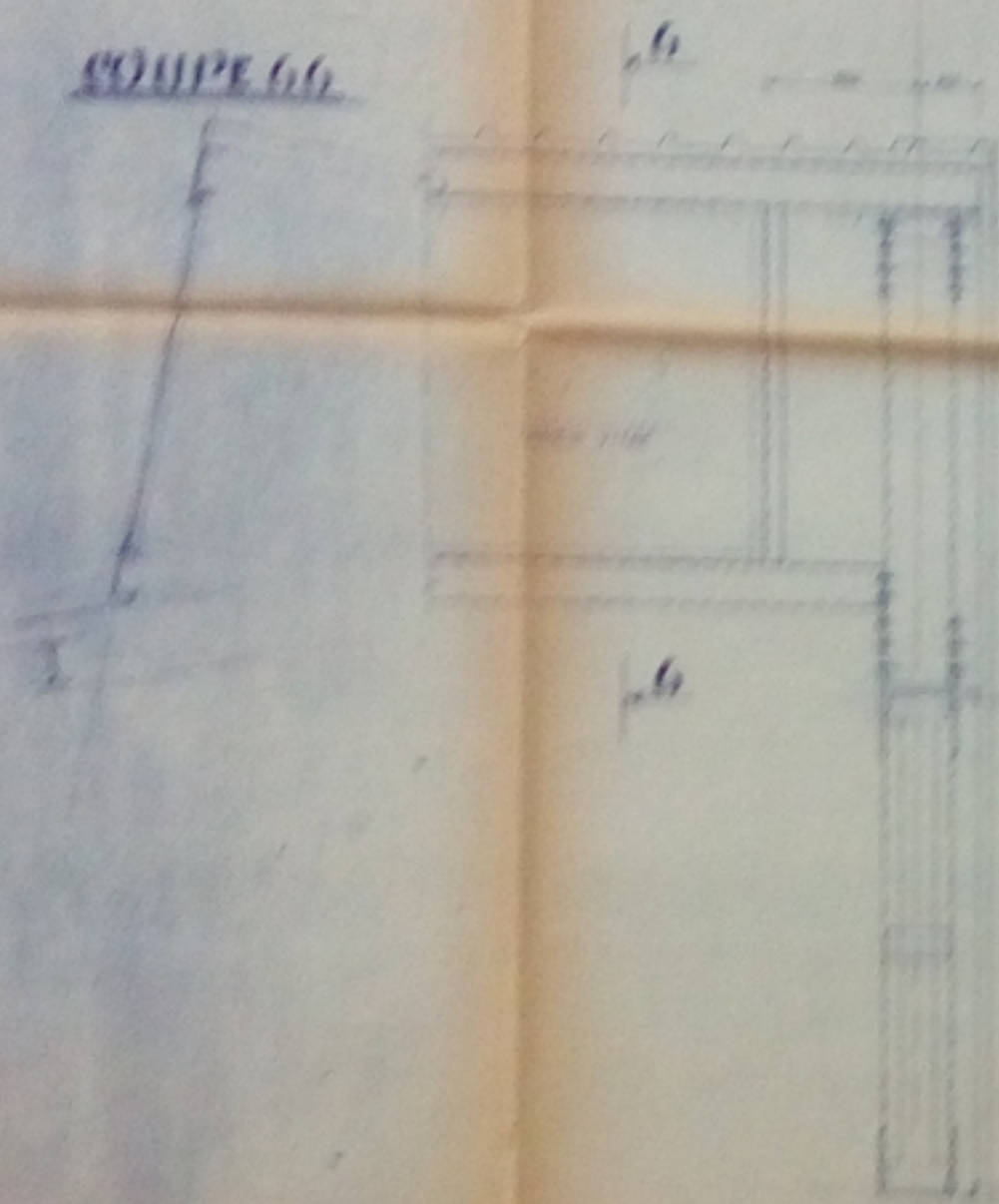


COUPE 4-4

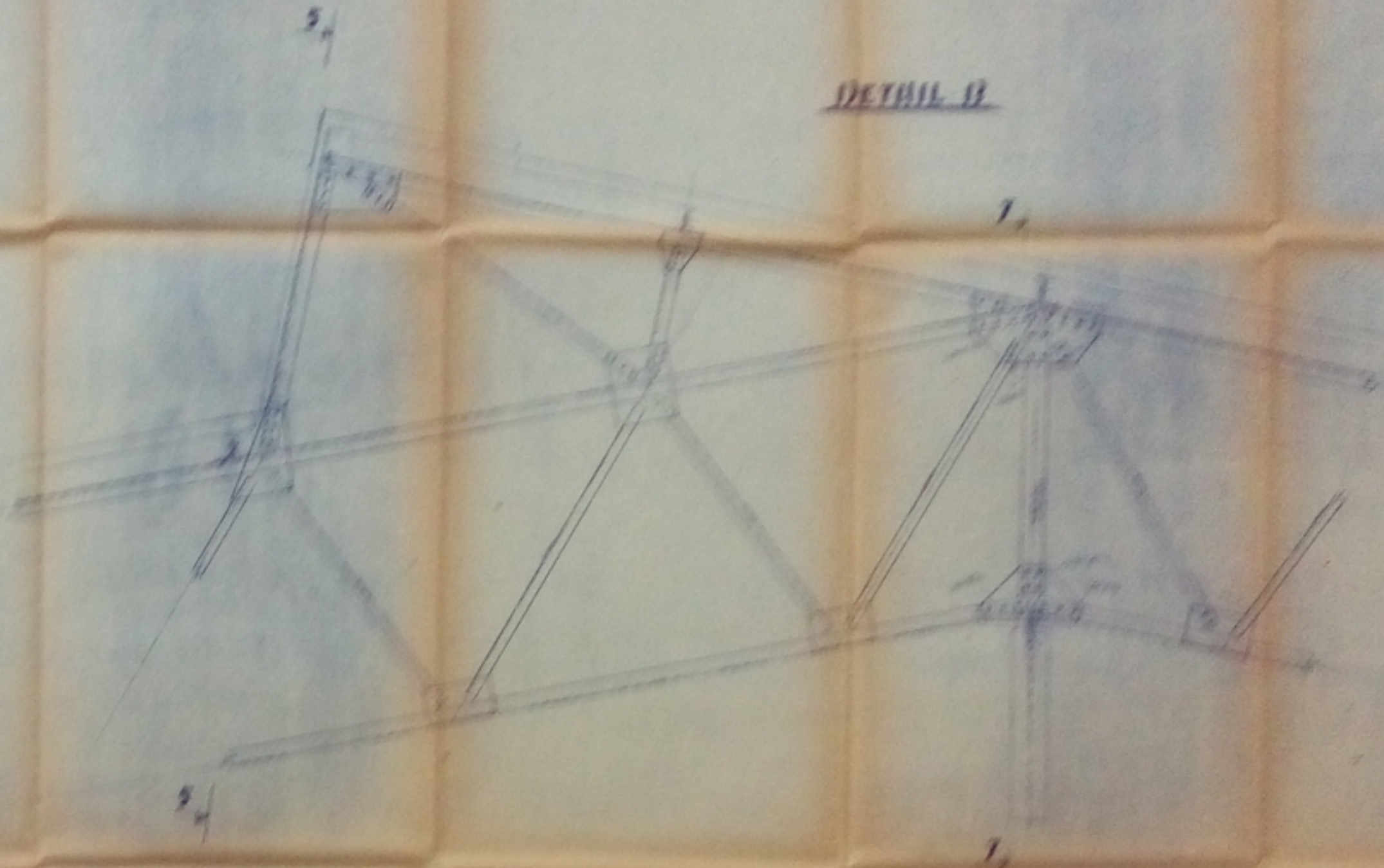
| | | | | | |
|-------------|--|--|--|--|--|
| NO | | | | | |
| PROJET | | | | | |
| OBJET | | | | | |
| DATE | | | | | |
| DESIGNATEUR | | | | | |
| APPROUVE | | | | | |
| DATE | | | | | |
| PROJET | | | | | |
| OBJET | | | | | |
| DATE | | | | | |
| DESIGNATEUR | | | | | |
| APPROUVE | | | | | |
| DATE | | | | | |
| PROJET | | | | | |
| OBJET | | | | | |
| DATE | | | | | |
| DESIGNATEUR | | | | | |
| APPROUVE | | | | | |
| DATE | | | | | |

COUPE 55

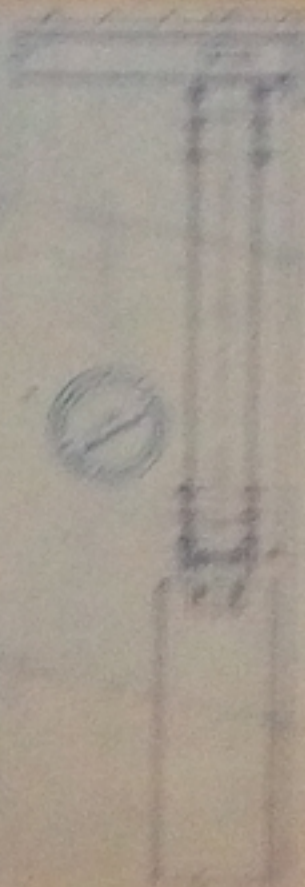
COUPE 60



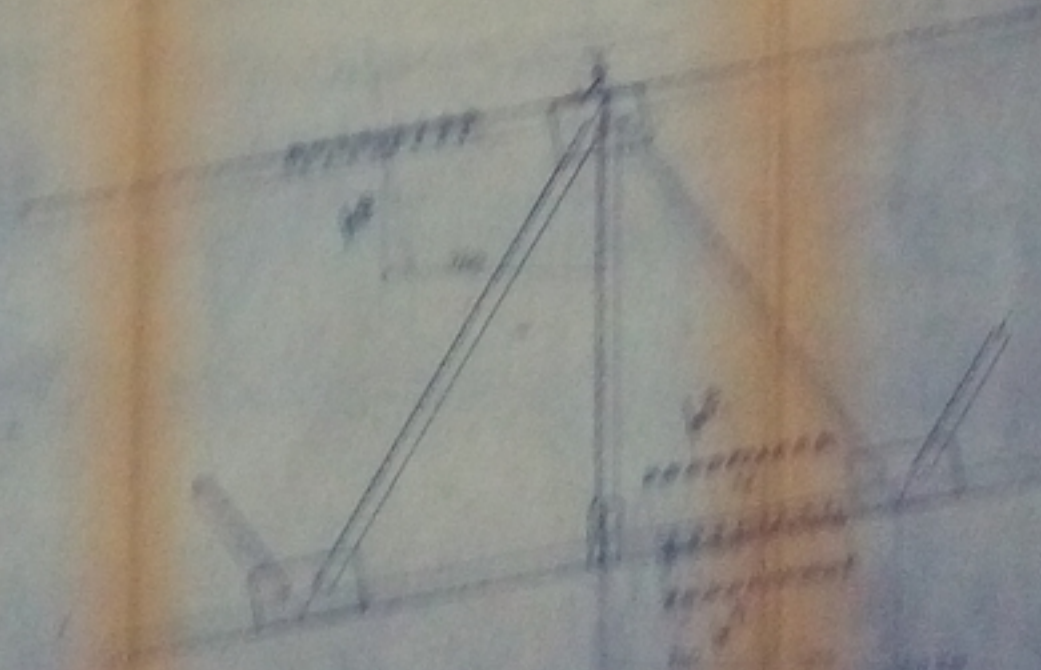
DETHIL II



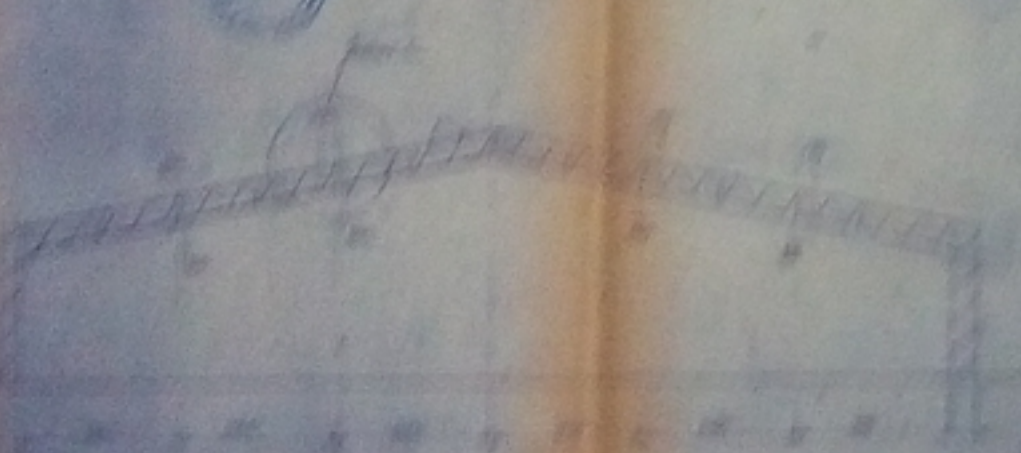
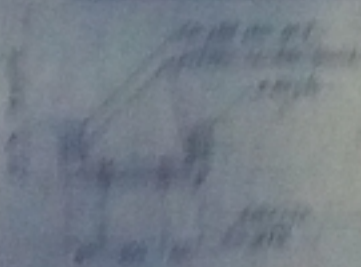
COUPE 77



DETHIL C

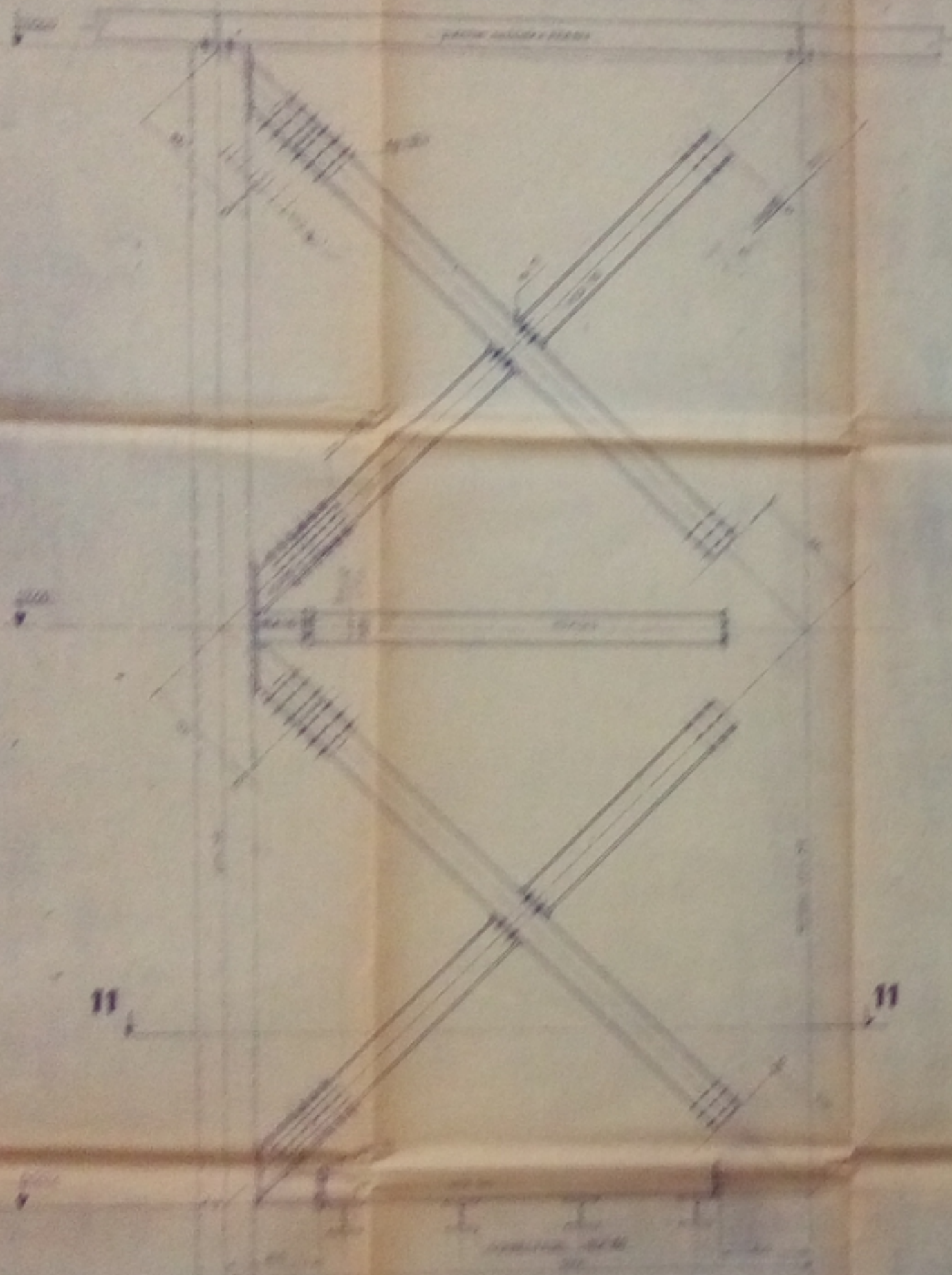


COUPE 88



| | |
|--------------|------|
| Project Name | 1906 |
| Architect | |
| Client | |
| Date | |
| Scale | |
| Notes | |

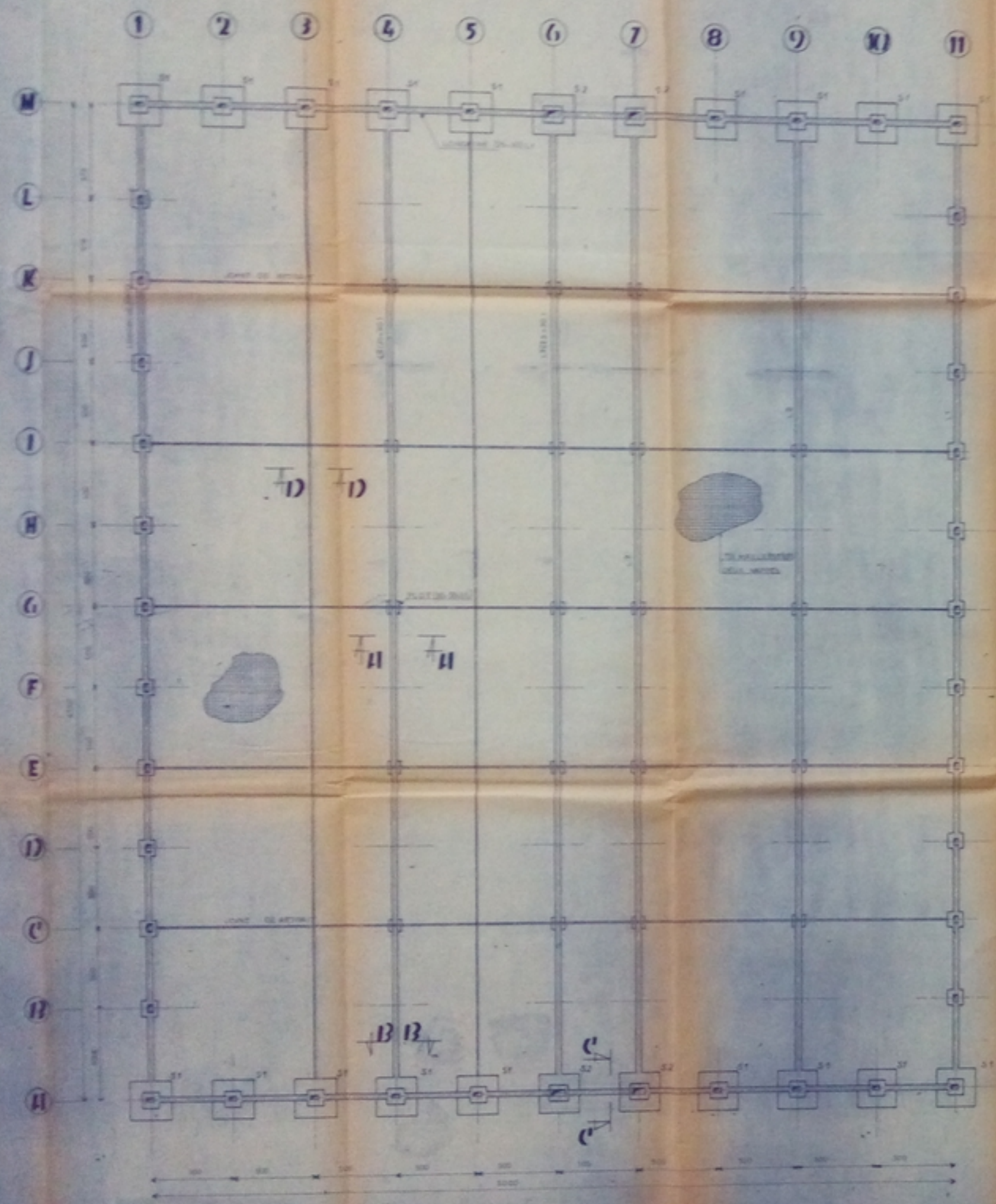
PALEE DE STABILITE



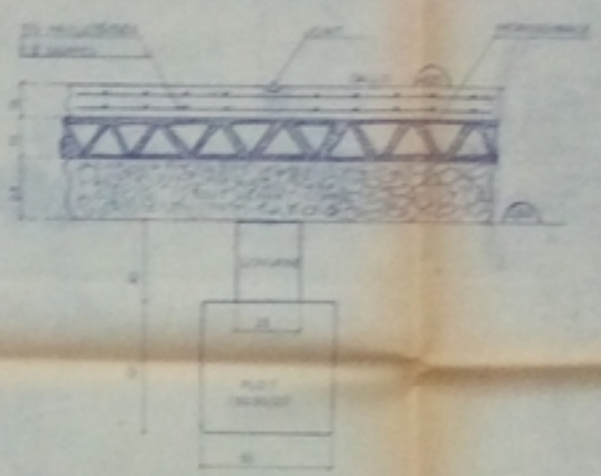
COUPE II-II



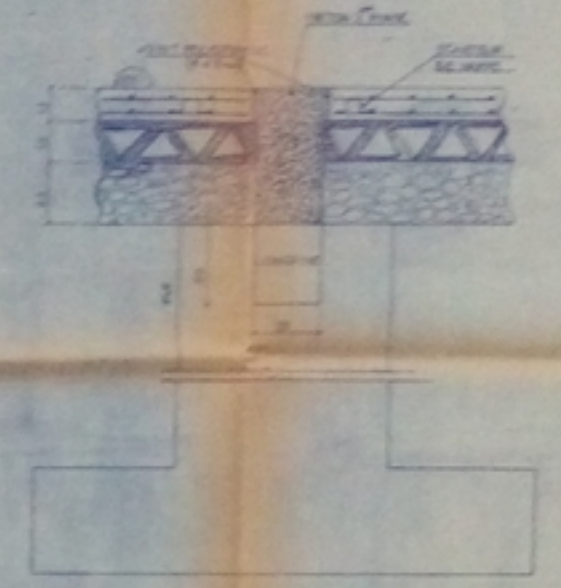
| | |
|-------------|--------------------|
| PROJET | PALEE DE STABILITE |
| DATE | 25/01/1964 |
| DESIGNATEUR | Y. GONZALEZ |
| VERIFIEUR | |
| PROJETANT | |
| OBJET | PALEE DE STABILITE |
| REF. | |



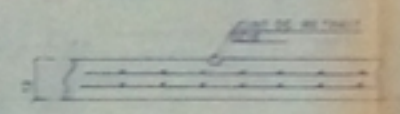
COUPE A-A



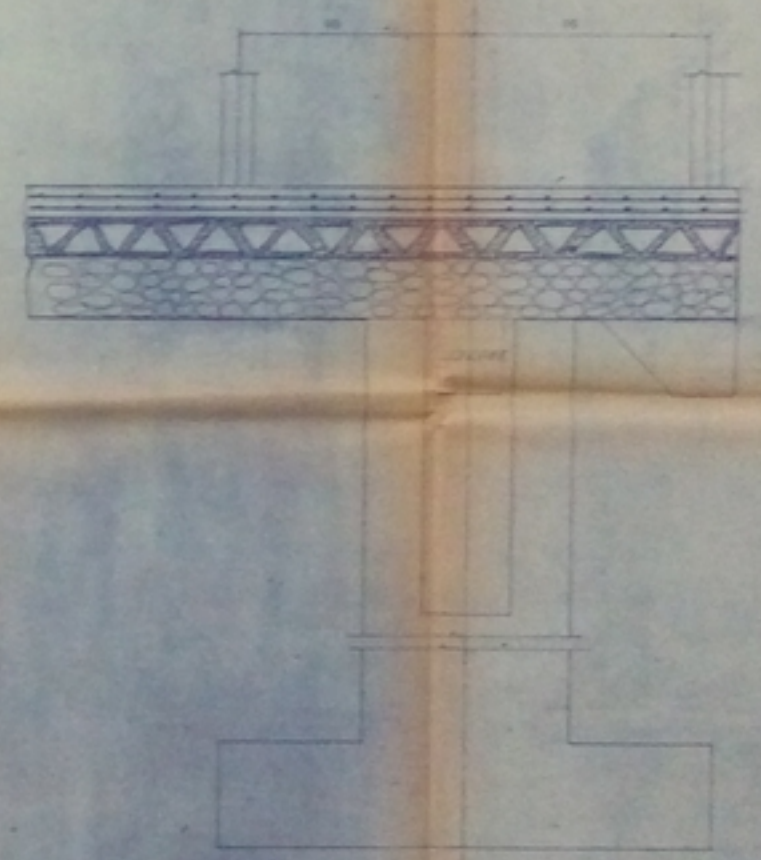
COUPE B-B



COUPE D-D



COUPE C-C

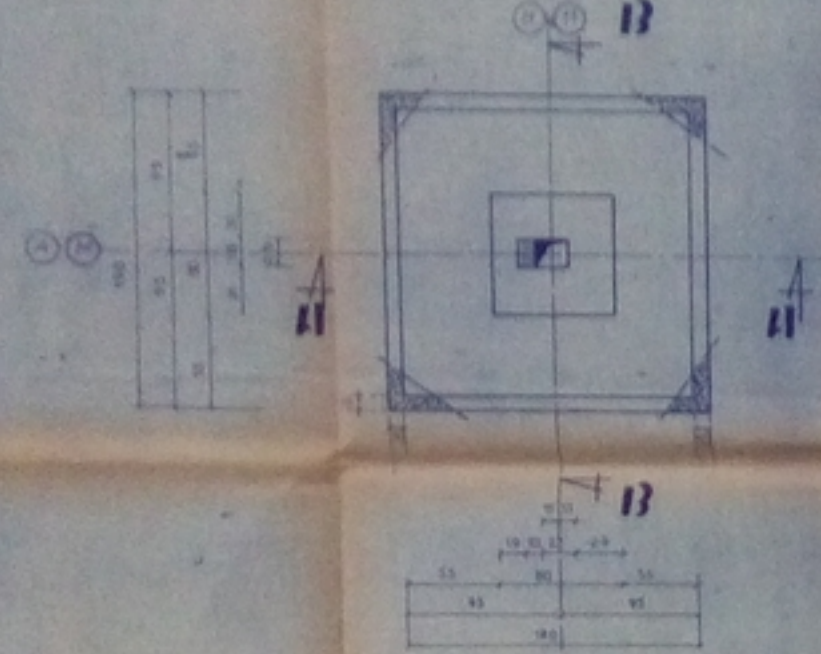


NOTA
 TOUTES LES DIMENSIONS SONT EN METRES
 TOUTES LES PROPORTIONS SONT A L'EGALE
 TOUTES LES REMARQUES SONT A FAIRE EN
 PRESENCE DES DIMENSIONS DE L'OBJET

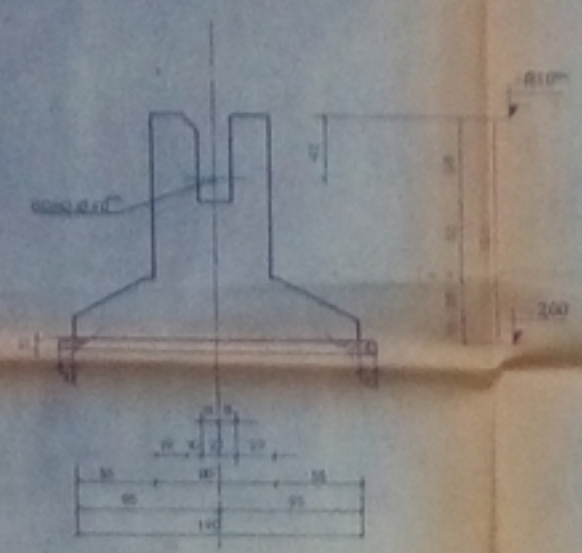
| | | | |
|-----|--------|------|----------|
| NO | PROJET | DATE | REVISION |
| 01 | | | |
| 02 | | | |
| 03 | | | |
| 04 | | | |
| 05 | | | |
| 06 | | | |
| 07 | | | |
| 08 | | | |
| 09 | | | |
| 10 | | | |
| 11 | | | |
| 12 | | | |
| 13 | | | |
| 14 | | | |
| 15 | | | |
| 16 | | | |
| 17 | | | |
| 18 | | | |
| 19 | | | |
| 20 | | | |
| 21 | | | |
| 22 | | | |
| 23 | | | |
| 24 | | | |
| 25 | | | |
| 26 | | | |
| 27 | | | |
| 28 | | | |
| 29 | | | |
| 30 | | | |
| 31 | | | |
| 32 | | | |
| 33 | | | |
| 34 | | | |
| 35 | | | |
| 36 | | | |
| 37 | | | |
| 38 | | | |
| 39 | | | |
| 40 | | | |
| 41 | | | |
| 42 | | | |
| 43 | | | |
| 44 | | | |
| 45 | | | |
| 46 | | | |
| 47 | | | |
| 48 | | | |
| 49 | | | |
| 50 | | | |
| 51 | | | |
| 52 | | | |
| 53 | | | |
| 54 | | | |
| 55 | | | |
| 56 | | | |
| 57 | | | |
| 58 | | | |
| 59 | | | |
| 60 | | | |
| 61 | | | |
| 62 | | | |
| 63 | | | |
| 64 | | | |
| 65 | | | |
| 66 | | | |
| 67 | | | |
| 68 | | | |
| 69 | | | |
| 70 | | | |
| 71 | | | |
| 72 | | | |
| 73 | | | |
| 74 | | | |
| 75 | | | |
| 76 | | | |
| 77 | | | |
| 78 | | | |
| 79 | | | |
| 80 | | | |
| 81 | | | |
| 82 | | | |
| 83 | | | |
| 84 | | | |
| 85 | | | |
| 86 | | | |
| 87 | | | |
| 88 | | | |
| 89 | | | |
| 90 | | | |
| 91 | | | |
| 92 | | | |
| 93 | | | |
| 94 | | | |
| 95 | | | |
| 96 | | | |
| 97 | | | |
| 98 | | | |
| 99 | | | |
| 100 | | | |

SEMELLE S'1

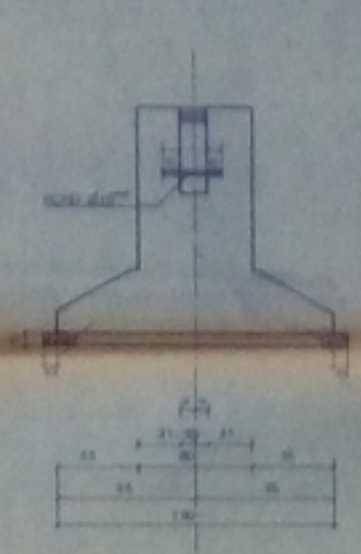
NOMBRE 2



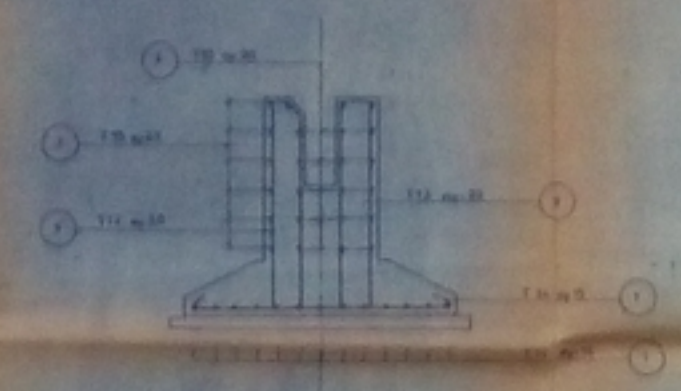
COUPE II-II



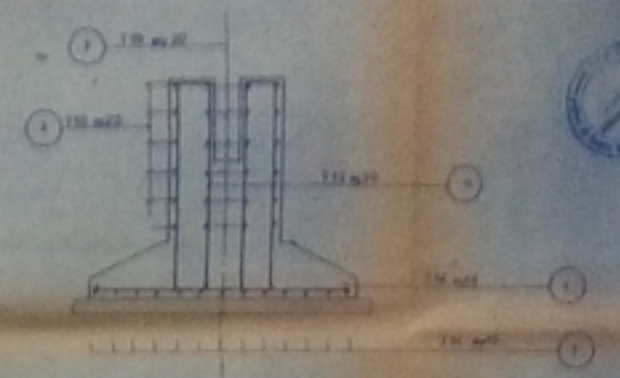
COUPE BB



COUPE II-II

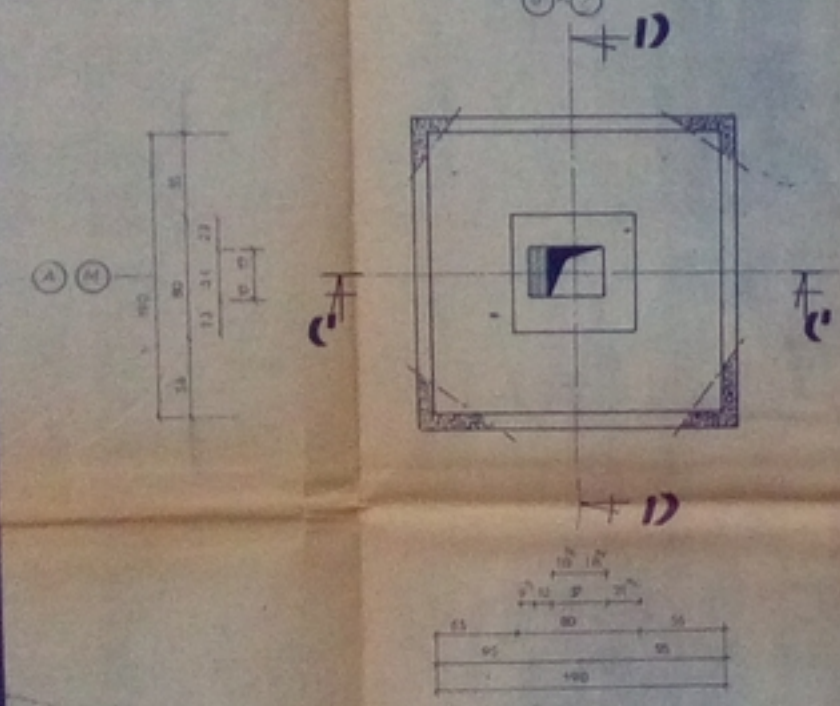


COUPE BB

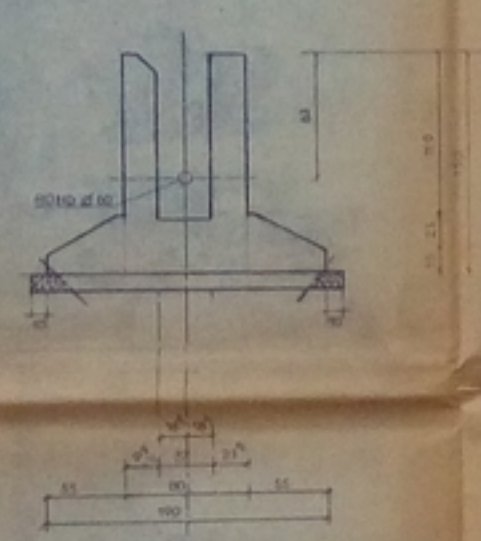


SEMELLE S'2

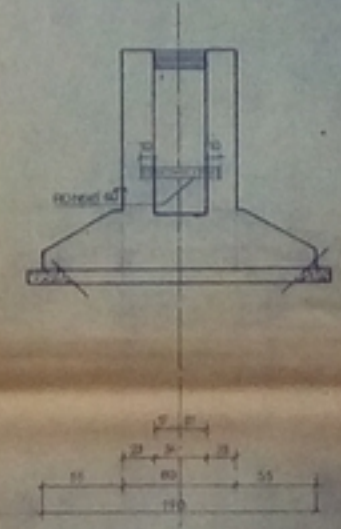
NOMBRE 1



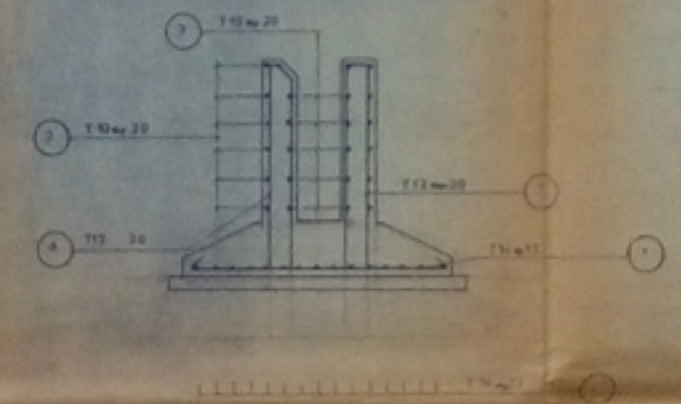
COUPE C-C



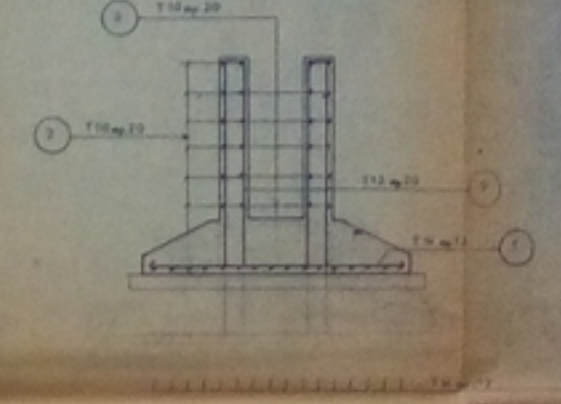
COUPE D-D



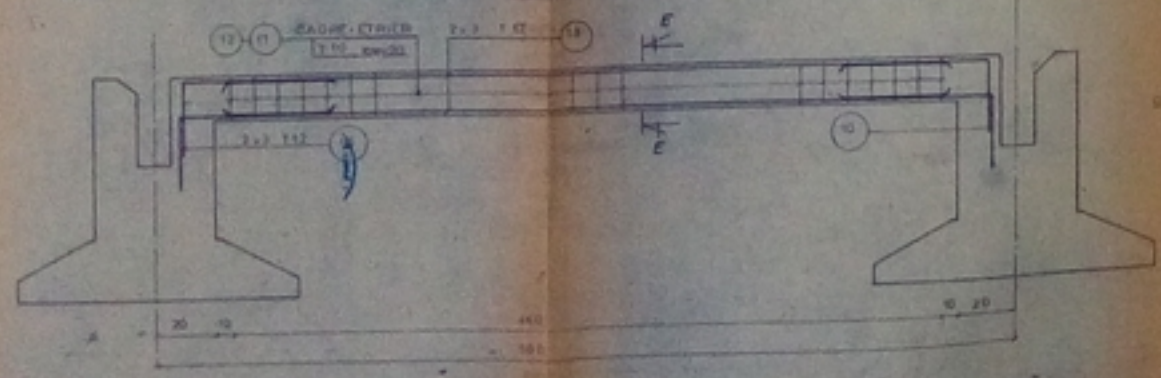
COUPE C-C



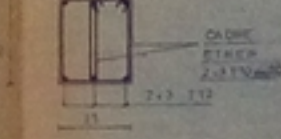
COUPE D-D



LONGRINE L1

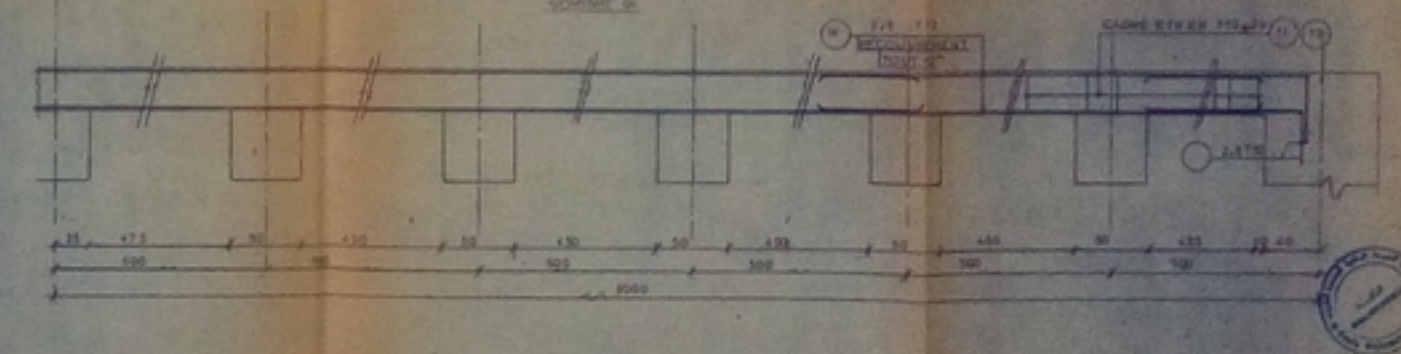


COUPE E-E



| NOMENCLATURE DES ACIERS | | | | | | |
|-------------------------|-------|----------|------|-----------|-----------|--|
| REPERENANCE | DIAM. | LONGUEUR | NOM | FAÇONNAGE | REMARQUES | |
| 1 | T 12 | 225 | 572 | | | |
| 2 | T 10 | 320 | 132 | | | |
| 3 | T 10 | 77 | 528 | | | |
| 4 | T 12 | 305 | 90 | | | |
| 5 | T 12 | 214 | 90 | | | |
| 6 | T 12 | 316 | 180 | | | |
| 7 | T 12 | 307 | 20 | | | |
| 8 | T 12 | 297 | 20 | | | |
| 9 | T 12 | 303 | 40 | | | |
| 10 | T 12 | 190 | 575 | | | |
| 11 | T 10 | 180 | 2140 | | | |
| 12 | T 10 | 70 | 2140 | | | |
| 13 | T 12 | 440 | 264 | | | |
| 14 | T 12 | 1200 | 40 | | | |

LONGRINE L'2



| | | | |
|-------------------------|---------|----------|----------|
| CLIENT | AFSAIRE | DATE | COMMANDE |
| AFSAIRE | DATE | COMMANDE | PLAN N° |
| COUVRAGE ET FERRAILLAGE | | | |