

MINISTERE DE L'EDUCATION NATIONALE

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

Département : GENIE CIVIL

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

SUJET

ETUDE D'UNE TOUR A NOYAU CENTRAL

11 PLANCHES

Proposé Par:

R. BIOUS

Etudié Par:

BOUCHELKIA Mohamed
GOUGAM Riad

Dirigé Par:

R. BIOUS

PROMOTION JUILLET 1993

E.N.P. 10, Avenue Hacén Badi El-Harrach - ALGER

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'EDUCATION NATIONALE

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

Département : GENIE CIVIL

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

SUJET

ETUDE D'UNE TOUR A NOYAU CENTRAL

Proposé Par:

R. BIOUD

Etudié Par:

**BOUCHELKIA Mohamed
GOUGAM Riad**

Dirigé Par:

R. BIOUD

PROMOTION JUILLET 1993

E.N.P. 10, Avenue Hacem Badi El-Harrach - ALGER

DEDICACES

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

Je dédie ce modeste travail :

- A mon père, comme geste de remerciement pour tous les sacrifices consentis à mon égard.
- A ma mère qui m'a jamais cessé de me soutenir et de m'encourager pour aboutir à ma formation.
- A mes frères et sœurs.
- A tous ceux qui me sont proches.
- A tout(es) mes Amis(es).

BOUCHELKIA Med.

Je dédie ce travail :

- A ma très chère mère
- A mon père
- A mes Sœurs (Sania et IBtissem).
- A tout(es) mes Amis(es).

Riad

REMERCIEMENTS

Nous exprimons nos profondes affections à nos chers parents qui nous ont soutenue pendant toute nos études.

Nous tenons à exprimer nos remerciements à notre promoteur M^r:R. BLOUD pour son aide et ses conseils durant le déroulement du projet.

Nos remerciements vont également à :

-Tout les enseignants qui nous ont formé et ont contribué à la finalisation de ce projet.

-M^r BENARBIA MOHAMED, ingénieur informaticien et M^r BENARBIA ALI, ingénieur au C-D-T-A qui nous ont honoré de leurs précieuse aide.

Toute nos reconnaissances à ceux qui nous ont aidé de loin ou de près à surmonter les problèmes en cours du déroulement du projet.

SOMMAIRE

| | |
|--|----|
| CHAPITRE : 0 : | |
| -INTRODUCTION. | 1 |
| -LES MODELES : | 2 |
| *)MODELES CONTINUES. | |
| *)MODELES DISCONTINUES. | |
| -PRINCIPE DES METHODES. | 3 |
| -CONVENTION DE SIGNE. | 3 |
| CHAPITRE : I : ETUDE DES PROFILS MINCES ET LONGS. | |
| THEORIE DE: BAZIL ZAKHAROVITCH VLASSOV. | |
| 1)INTRODUCTION . | 9 |
| 2)HYPOTHESES. | 9 |
| 3)EXPRESSION DES DEPLACEMENTS ET DES DEFORMATIONS. | 10 |
| 4)EXPRESSION DES CONTRAINTES. | 12 |
| 4 - 1)CONTRAINTES NORMALES. | 12 |
| 4 - 2)CONSTANTE DE TORSION :J. | 14 |
| 4 - 3)CONTRAINTES DE CISAILLEMENT. | 15 |
| 5)RELATION ENTRE LES EFFORTS ET LES DEPLACEMENTS. | 19 |
| 5 - 1)SYSTEME DIFFERENTIEL EN COORDONNEES PRINCIPALES. | 21 |
| 5-1-1)POLE PRINCIPAL. | 21 |
| 5-2)ORIGINE DES COORDONNEES CURVILIGNES. | 24 |
| 6)SOLUTION DE L'EQUATION DIFFERENTIELLE. | 26 |
| 6-1)DETERMINATION DE LA ROTATION ET DE LA DEFLEXION D'UN NOYAU CENTRAL. | 26 |
| 6 - 2)NOTION DE BIMOMENT. | 29 |
| 7)EXPRESSION DES CONTRAINTES EN FONCTION DES EFFORTS. | 30 |
| 7 - 1)CONTRAINTE NORMALE. | |
| 7 - 2)CONTRAINTE TANGENTIELLE. | |
| 8)METHODE DE RESOLUTION DES PROFILS SEMI-FERME PAR : " LAREDO " (Méthode des coupures). | 32 |
| 8-1)TORSION DES NOYAUX A FILES D'OUVERTURES. | |
| 8-2)NOTION DE SOUPLESSE. | |
| 9)EFFORTS DANS LES LINTEAUX. | 36 |

| | |
|--|----|
| 10)METHODE GRAPHIQUE. | 37 |
| *CONCLUSION. | |
| CHAPITRE II : | |
| ETUDE AU VENT. | 39 |
| CHAPITRE III : | |
| III-1)ETUDE PSEUDO-DYNAMIQUE. | 44 |
| III-2)ETUDE SISMIQUE. | 55 |
| *CONCLUSION. | |
| III-3)ETUDE AU RENVERSEMENT. | 59 |
| CHAPITRE :IV : ETUDE DU NOYAU CENTRAL. | 61 |
| CHAPITRE:V : FERRAILLAGE DU NOYAU CENTRAL. | 91 |
| *CONCLUSION GENERALE. | 98 |

CHAPITRE 0

- Introduction
- Les modèles
- Principe des méthodes
- Convention de signe

INTRODUCTION:

Les limites des structures comprenant des refends se sont fait sentir dès que les bâtiments tours ont été conçus pour l'usage de bureaux, obligés par les architectes à dégager le plus grand espace possible, les ingénieurs américains ont cherché de nouvelles structures toute fois une différence d'optique entre les européens et les américains influe sur le plan de la conception de la structure.

En Europe l'augmentation de l'espace utile ne peut se faire qu'en allongeant le périmètre de l'immeuble, car on préfère travailler dans un bureau ayant directement accès aux fenêtres. En Amérique on préfère concentrer les services (ascenseurs, escaliers, toilettes) dans un noyau central, laissant un grand espace sans cloisons et muni d'une installation d'air conditionnée, le noyau central assure le contreventement du bâtiment, tandis que les poteaux, sur la périphérie, ne sont destinés qu'à transmettre aux fondations des charges verticales, toute fois, l'utilisation du noyau continu d'avoir un emploi limité à cause de la limite d'hauteur imposée par la déformation du sommet.

En tout état de cause, le noyau central reste économique jusqu'à 50 à 60 niveaux, son exécution est aisée grâce au coffrage glissant.

une augmentation très importante de la capacité de résistance est obtenue faisant participer la façade au contreventement

* avenir des bâtiments tours :

L'adoption de nouveaux matériaux de construction voir par exemple, le béton léger (shell oil building) permet d'éviter le dépassement des contraintes admissibles pour les sols de résistance moyenne donc automatiquement augmenter les immeubles-tours en hauteur, les recherches convergent vers l'élimination complète des refends et des noyaux en tant que structures de résistance, le contreventement serait assuré uniquement par une façade structurelle conçue comme une coque mince perforée, désignée sous le nom de façade perforée du point de

vue architectural, cette alternative libérerait l'utilisateur de toute contrainte des cloisons légères.

LES MODELES

On résume le fonctionnement mécanique d'une structure de bâtiment de la manière suivante :

-Les planchers transmettent les charges verticales aux éléments porteurs, répartissent les charges horizontales dans le contreventement, et assurent la compatibilité des déplacements horizontaux .

-Les éléments porteurs verticaux transmettent les charges verticales apportées par les planchers jusqu'aux fondations et assurent la stabilité horizontale du bâtiment .

-Les fondations jouent le rôle d'appui en assurant la liaison avec le sol et en répartissant les efforts .

-Le reste de la structure n'est que remplissage, il ne joue aucun rôle du point de vue résistance si ce n'est celui de charge .

Tout les modèles de calcul respectent ces principes ainsi que les deux hypothèses suivantes :

-Les éléments du contreventement ainsi que les poutres pouvant les joindrent (linteaux) ont un comportement élastique .

-Les planchers sont infiniment rigides dans leur plan et infiniment souples en dehors de leur plan . Les planchers assurent une compatibilité des déformations horizontales des éléments de contreventement et ils ne gênent pas les déformations verticales .

Deux types de modèles sont à distinguer :

-Les modèles discontinus .

-Les modèles continus .

LES MODELES DISCONTINUS

La structure est modélisée par un système d'éléments verticaux. Les charges sont supposées concentrer au niveau des planchers, liées entre elles par des bras d'inertie infinie articulés à leurs extrémités.

LES MODELES CONTINUS

Le contreventement est supposé sans discontinuité et la répartition des planchers et des linteaux suffisamment dense, pour pouvoir considérer l'ensemble de leurs réactions sur un élément de contreventement comme une charge répartie.

Ce type de modèles est moins conforme à la réalité, son intérêt est de permettre dans certains cas des économies de calcul appréciables.

LE PRINCIPE DES METHODES

Les méthodes reposent toutes sur un même principe pour chaque classe de structures étudiée :

* Système d'éléments dépourvu de files d'ouvertures :

- Relation entre déformations et efforts de chaque élément.
- Compatibilité des déformations horizontales.
- Equilibre des charges et des efforts.

Pour les systèmes d'éléments à files d'ouvertures, la méthode des coupures (méthodes des forces), ou la méthode des éléments fictifs est utilisée.

CONVENTION DE SIGNE

La structure est repérée arbitrairement dans un référentiel OXYZ orthonormé direct, situé au pied de la structure, l'axe OZ orienté vers le haut.

Le plan OXY correspond à un niveau quelconque de hauteur z du bâtiment.

déformations-efforts :

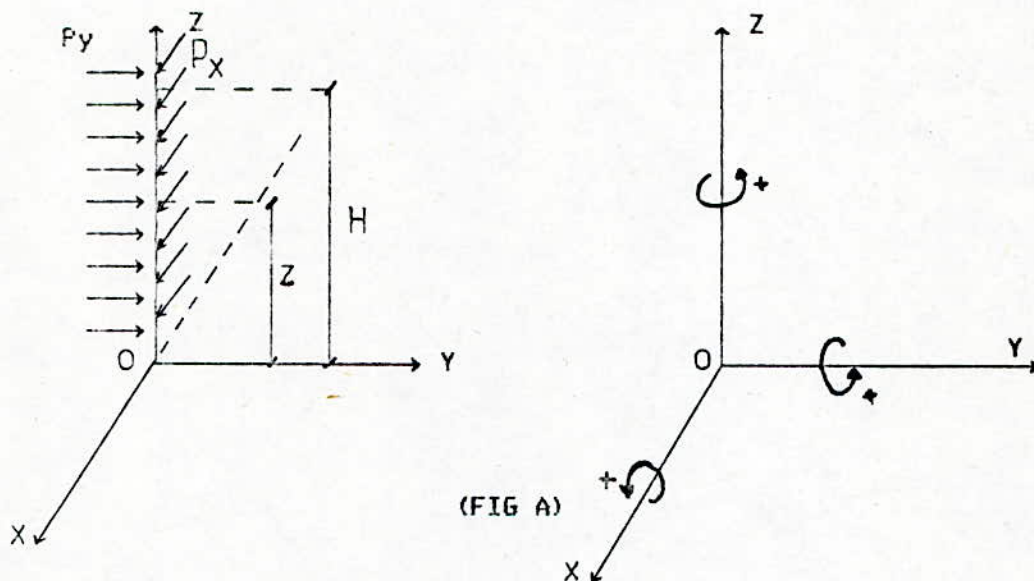
-Les déformations seront comptées algébriquement dans le repère OXYZ .

-Les sollicitations auxquelles est soumise une section sont la résultante des efforts agissant au dessus de cette section .

-Les charges d'orientation quelconque peuvent être décomposées suivant les axes et leur effet étudié séparément .

Illustrant ces conventions par un exemple :

Cas d'une console encadrée dont les axes principaux d'inertie coïncide avec OXY et la fibre moyenne avec OZ .



P_x et P_y sont des densités de charge uniformément réparties sur la hauteur de la console .

-EFFET DE P_y :

* Effort tranchant :

$$T_y(z) = \int_z^h P_y dz = P_y * (H-z)$$

* Moment fléchissant :

$$M_x(z) = -P_y \cdot (H-z)^2 / 2 \quad \text{car} \quad T_y = dM_x/dz$$

* la déformée s'obtient par une double intégration :

$$\frac{d^2(U_y)}{dz^2} = -\frac{M_x}{E \cdot I_x} - \frac{P_y}{G \cdot S_{rx}}$$

-EFFET de P_x :

* Effort tranchant :

$$T_x(z) = \int_z^h P_x \, dz = P_x \cdot (h-z)$$

* Moment fléchissant :

$$M_y(z) = P_x \cdot (H-z)^2 / 2 \quad \text{car} \quad T_x = -dM_y/dz$$

* Déformée :

$$\frac{d^2 U_y}{dz^2} = \frac{M_y}{E \cdot I_y} - \frac{P_x}{G \cdot S_{rx}}$$

-EFFET d'une torsion $mz = C^{ste}$:

* Moment de torsion

$$C_z(z) = \int_z^h m_z \, dz = m_z \cdot (h-z)$$

* Angle de rotation :

$$\frac{d\theta}{dz} = \frac{C_z}{G \cdot k} = \frac{m_z \cdot (h-z)}{G \cdot k}$$

$$\theta(z) = mz * \frac{(2*h*z - z^2)}{2*G*k}$$

-THEOREME DE VERECHTCHAGUINE

On rencontrera au cours de notre étude des intégrales du type :

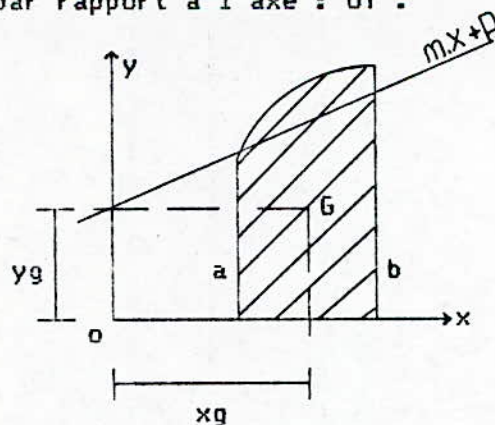
$$I = \int_a^b f(x) * (m*x + p) * dx$$

ceci provient du fait que l'action d'un torseur unitaire dans une structure conduit à des diagrammes linéaires des efforts, la fonction $f(x)$ est supposée être quelconque .

Le théorème de VERECHTCHAGUINE permet d'éviter le calcul analytique de I .

$$I = \int_a^b f(x) * x * dx + p * \int_a^b f(x) * dx$$

la première intégrale représente le moment statique de la surface hachurée par rapport à l'axe : OY .



(FIG B)

Elle est donc égale : $s \cdot x_g$ ou $s = \text{surface hachurée} = \int f(x) dx$

Par conséquent: $I = m \cdot s \cdot x_g + p \cdot s = s \cdot (m \cdot x_g + p)$

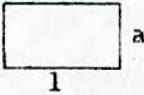
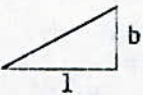
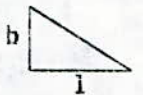
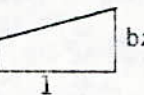

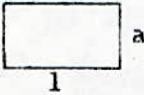
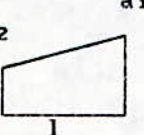
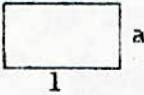
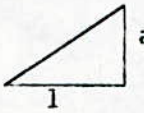
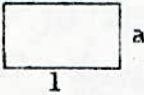
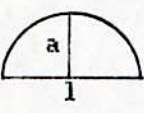
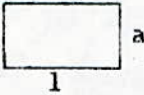

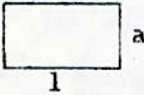
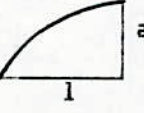
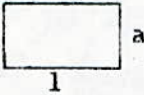
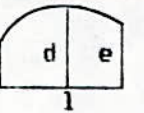
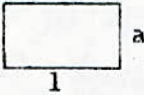
d'où

$$I = S \cdot y_g \quad \text{avec} \quad y_g = m \cdot x_g + p$$

et (x_g, y_g) : coordonnées du centre de gravité de $S(g)$

On se référera au tableau suivant à chaque fois qu'on rencontre une intégrale du type I .

TABLE INTEGRALE VERECHTCHAGUINE : $\int f_1(x) * f_2(x) * dx$

| $f_1(x)$ | $f_2(x)$ |  |  |  |  |
|---|---|---|---|--|---|
|  |  | $a * b * 1$ | $(1/2) * a * b * 1$ | $(1/2) * a * b * 1$ | $a * 1 * (b_1 + b_2) / 2$ |
|  |  | $b * 1 * (a_1 + a_2) / 2$ | $b * (a_1 + 2 * a_2) * 1 / 6$ | $b * (2 * a_1 + a_2) * 1 / 6$ | $1 * (2 * a_1 * b_1 + a_1 * b_2 + a_2 * b_1 + 2 * a_2 * b_2) / 6$ |
|  |  | $(a * b * 1) / 2$ | $(a * b * 1) / 3$ | $(a * b * 1) / 6$ | $a * (b_1 + 2 * b_2) * 1 / 6$ |
|  |  | $(a * b * 1) * 2 / 3$ | $(a * b * 1) / 3$ | $(a * b * 1) / 3$ | $a * (b_1 + b_2) * 1 / 2$ |
|  |  | $(a * b * 1) / 3$ | $(a * b * 1) / 4$ | $(a * b * 1) / 12$ | $a * (b_1 + 3 * b_2) * 1 / 12$ |
|  |  | $(a * b * 1) * 2 / 3$ | $(a * b * 1) * 5 / 12$ | $(a * b * 1) / 4$ | $(3 * b_1 + 5 * b_2) * a * 1 / 12$ |
|  |  | $(c + 4 * d + e) * 1 * b / 6$ | $(2 * b + e) * b * 1 / 6$ | $1 * b * (2 * d + e) / 6$ | $(b_1 * (c + 2 * d) + b_2 * (e + 2 * d)) * 1 / 6$ |

CHAPITRE I

- Etude des profils minces et longs
(theorie de VLASOV)
- Méthode de "LAREDO" (méthode des
coupures)
- Méthode graphique

1/INTRODUCTION

l'étude d'un noyau central se complique par la présence d'ouvertures, qui détruisent le monolithisme.

On exposera d'une façon générale la théorie des pièces longues en voiles minces.

* torsion fléchie des profils minces ouverts :

Le comportement des pièces longues en voiles minces a été étudié par les théoriciens SAINT-VENANT et BERNOULLI-Euler mais des ingénieurs de l'aéronautique et du génie maritime ont trouvés que ces théories ne tenaient pas compte du fait qu'une partie des sollicitations de torsion engendrait des contraintes normales.

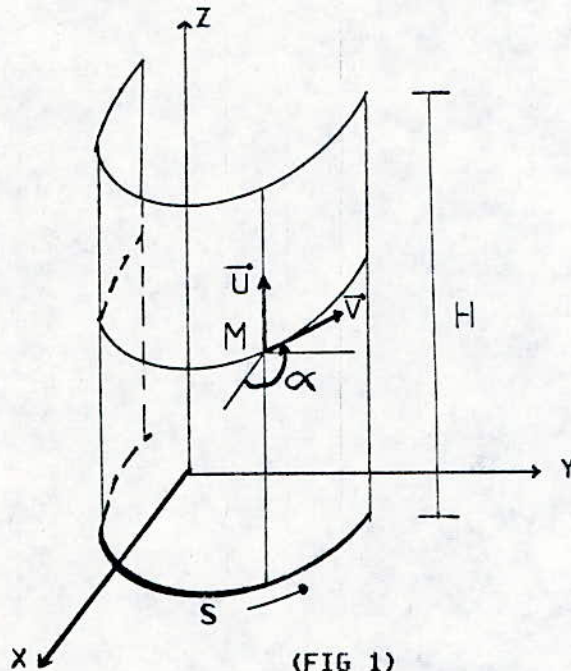
La théorie des pièces longues en voiles minces a été développée d'une manière complète et définitive par BAZILE ZAKHAROVITCH Vlassov (1906-1958).

2/HYPOTHESES :

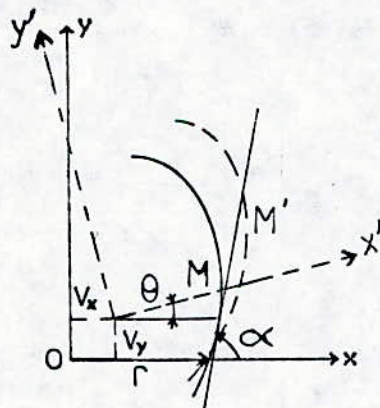
- section transversale indéformable.
- absence de distorsion du plan moyen du voile.
- équilibre statique satisfait.

THEORIE DE BAZILE ZAKHAROVITCH VLASSOV

3/EXPRESSION DES DÉPLACEMENTS ET DES DÉFORMATIONS :



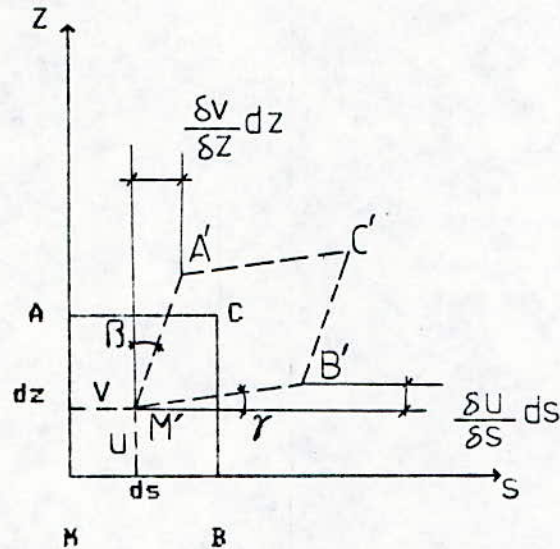
Sous l'action des sollicitations extérieurs le voile se déforme
 Soit V_x , V_y , θ , les composantes horizontales du déplacement de
 XOY au niveau z (FIG 2) :



$$V(z, s) = V_x(z) * \cos(\alpha(s)) + V_y(z) * \sin(\alpha(s)) + \theta(z) * r(s) \quad (0)$$

cette expression donne un déplacement avec distorsion .

* Expression de l'hypothèse relative à la distorsion :
prenons un élément : A M B C de côté ds et dz (FIG 3)



(FIG 3)

A M B C après déformation vient à A' M' B' C' .

La distorsion est la somme des déplacements angulaires dont ont tourné les faces MA et MB .

$$\gamma = \frac{\delta u}{\delta s} * \frac{ds}{ds} \quad \text{et} \quad \beta = \frac{\delta v}{\delta z} * \frac{dz}{dz}$$

$$\Rightarrow \gamma + \beta = \frac{\delta u}{\delta s} + \frac{\delta v}{\delta z}$$

Or, par hypothèse la distorsion est nulle .

On exprime le déplacement du point M parallèlement à l'axe : OZ .

$$V_z(z) = u + \int_0^s \frac{\delta v}{\delta z} * ds$$

par la relation précédente (0) :

$$V_z(z) = U + \frac{\delta V_x(z)}{\delta z} * \int_0^s \cos(\alpha(s)) * ds + \frac{\delta V_y(z)}{\delta z} * \int_0^s \sin(\alpha(s)) + \\ + \frac{\delta \theta(z)}{\delta z} * \int_0^s r(s) * ds$$

avec : $\cos(\alpha) * ds = dx$; $\sin(\alpha) * ds = dy$; $r * ds = dw$

$$V_z(z) = U(z, s) + V'_x(z) * x(s) + V'_y(z) * y(s) + \theta'(z) * w(s)$$

$$\rightarrow U(z, s) = V_z(z) - V'_x(z) * x(s) - V'_y(z) * y(s) - \theta'(z) * w(s)$$

Les 3 premiers termes traduisent la loi des sections planes de NAVIER-BERNOULLI, le quatrième exprime le gauchissement provenant de la torsion, il est proportionnel à l'aire $W(s)$.

La déformation longitudinale s'exprime par :

$$\epsilon_z = \frac{\delta U}{\delta z}$$

soit :

$$\epsilon_z = V''_z - V''_x * x - V''_y * y - \theta'' * W$$

4/EXPRESSION DES CONTRAINTES :

4-1/ Contrainte normale :

A l'aide des relations de la théorie de l'élasticité

$$\xi_x = \frac{(\sigma_z - \nu * \sigma_\theta)}{E}$$

$$\xi_s = \frac{(\sigma_s - \nu \cdot \sigma_z)}{E}$$

avec

E : module d'YOUNG

ν : coefficient de poisson du matériau

Le contour n'est pas déformable transversalement selon les hypothèses d'où :

$$\xi_{x=0} \implies \sigma_s = \nu \cdot \sigma_z$$

et

$$\sigma_z = \xi_x \cdot \frac{E}{(1-\nu^2)}$$

on pose

$$E1 = \frac{E}{(1-\nu^2)}$$

on confond dans la pratique E et E1 pour $\nu=0.15$

$$E1 = 1.023 \cdot E$$

d'où par l'expression précédente

$$\sigma_z = E1 \cdot (\nu z - \nu x \cdot x - \nu y \cdot y - \theta \cdot \omega)$$

4-2/ RIGIDITE A LA TORSION PURE:

pour les contreventements à profil ouvert, la rigidité à la torsion pure a pour expression :

:

$$K = \frac{k}{3} \cdot l \cdot e^3$$

l : longueur développée de la section

e : épaisseur de la section

k : coefficient de forme

k=1

La rigidité à la torsion pure d'un profil fermé unicellulaire est donnée par la formule de BREDT-LEDUC :

$$K = \frac{\Omega}{\int \frac{ds}{e}}$$

Ω : double de l'aire formée par la ligne moyenne

pratiquement on pourra négliger la rigidité torsionnelle des profils fermés

*Constante de torsion :

Une contrainte de cisaillement circulera tout au long du périmètre, sur toute son épaisseur dans le cas d'un noyau ouvert assujéti d'une torsion. La contrainte est distribuée d'une façon linéaire le long de l'épaisseur du mur, son axe neutre passe au milieu de ce dernier. La constante de torsion s'exprimera :

$$J_1 = \frac{1}{3} * \sum b * t^3 \quad \text{avec}$$

b : largeur du mur .

t : épaisseur du mur .

La sommation inclue les n murs que la section comporte , la rigidité est donnée par :

$$R_t = G * J_1$$

L'effet de torsion d'un noyau fermée induit une contrainte de cisaillement tout le long du périmètre réparti d'une façon uniforme sur toute l'épaisseur .

La constante de torsion dans ce cas est :

$$J_2 = \frac{\Omega^2}{\oint \frac{ds}{t}} \quad \text{avec } \Omega : \text{double aire fermée par le profil de la section .}$$

la combinaison des deux effets donnera la constante de torsion pour un noyau partiellement fermé :

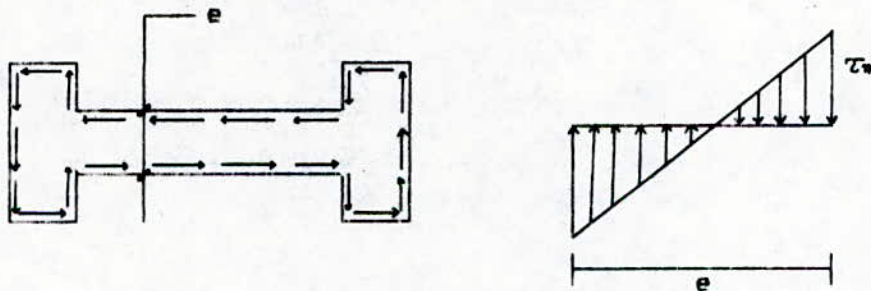
$$J = J_1 + J_2$$

4-3/Contraintes de cisaillement :

Les contraintes de cisaillement proviennent de deux types distincts :

1°/Une contrainte de torsion pure ou torsion de SAINT-VENANT, distribuée d'une façon linéaire sur l'épaisseur :

(FIG 4)



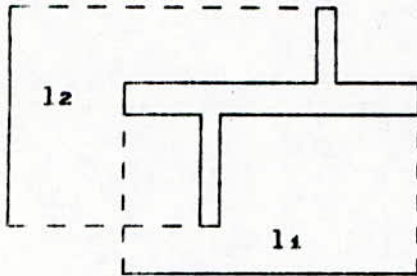
(FIG 4)

Cette contrainte équilibre un couple de torsion pure égale à :

$$C = L * \tau_m * \frac{e}{2} * \frac{1}{2} * \frac{2}{3} * e = \tau_m * \frac{L * e^2}{6}$$

avec : L : longueur développée de la section .

exemple :



$$L = l_1 + l_2$$

on a :

$$C = \theta' * G * K$$

avec: K: rigidité à la torsion pure

en général :

$$K = I * \frac{e^3}{3} \quad \text{pour un profil ouvert.}$$

ou

$$K = \frac{\Omega^2}{\oint \frac{ds}{e}} \quad \text{pour un profil fermé.}$$

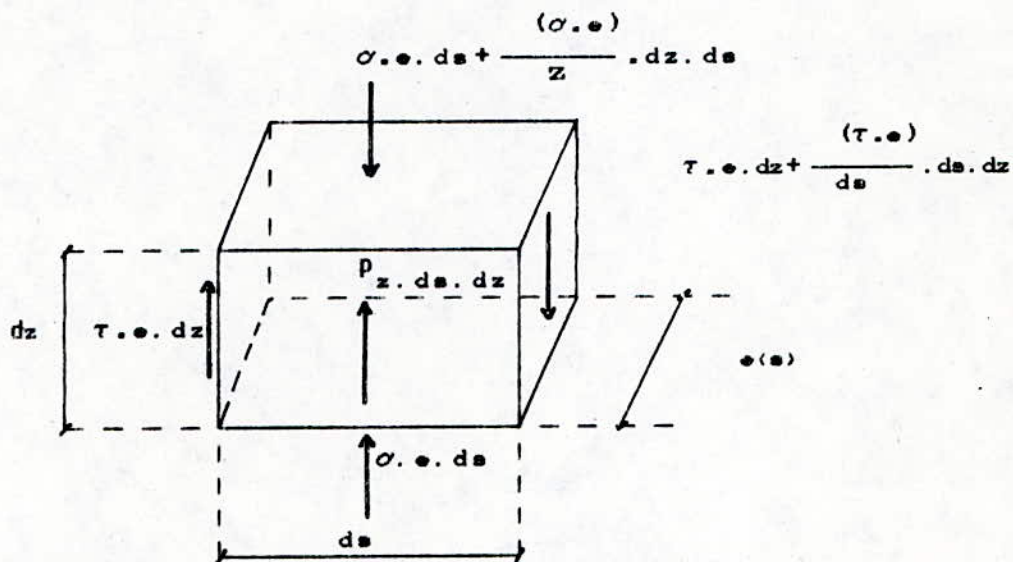
$$\tau_m = \frac{6 * \theta' * G * K}{I * e^2}$$

Pour un profil ouvert : $\tau_m = 2 * e * G * \theta' = 2 * e * \frac{C}{K}$

2*) CONTRAINTE DE CISAILLEMENT DE TORSION FLECHIE :

Cette contrainte est uniformément distribuée dans l'épaisseur comme la contrainte normale . Afin de déterminer cette

contrainte évaluons l'équilibre d'un élément du voile :



(FIG 5)

Soit $p_z(z,s)$ une densité de charge verticale appliquée à la surface moyenne du voile .

la projection sur l'axe des z donnera :

$$\tau \cdot e \cdot dz - \tau \cdot e \cdot dz - \frac{d(\tau \cdot e)}{ds} \cdot ds \cdot dz - \sigma \cdot e \cdot ds + \sigma \cdot e \cdot ds - \frac{(\sigma \cdot e)}{z} \cdot dz \cdot ds + p_z \cdot dz \cdot ds = 0$$

d'où

$$e \cdot \frac{\partial \sigma}{\partial z} + \frac{\partial (\tau \cdot e)}{\partial s} + p_z = 0$$

par conséquent :

$$d(\tau \cdot e) = -e \cdot \frac{\partial \sigma}{\partial z} \cdot ds - p_z \cdot ds$$

on remplaçant σ par sa valeur :

$$d(\tau \cdot e) = -e(s) \cdot (E_1 \cdot (V_z'' - V_x''' \cdot x - V_y''' \cdot y - \theta''') \cdot w) \cdot ds - p_z \cdot ds$$

$$\rightarrow \tau = \frac{1}{e} \cdot (A - E_1 \cdot \int_0^s (V_z'' - V_x''' \cdot x - V_y''' \cdot y - \theta''') \cdot w \cdot e(s) \cdot ds - \int_0^s p_z \cdot ds)$$

avec :

A : constante d'intégration .

$$\tau = \frac{1}{e} \cdot (A - E_1 \cdot V_z'' \cdot \int_0^s e(s) \cdot ds + E_1 \cdot V_x''' \cdot \int_0^s x \cdot e(s) \cdot ds + E_1 \cdot V_y''' \cdot \int_0^s y \cdot e(s) \cdot ds + E_1 \cdot \theta''') \cdot \int_0^s w \cdot e(s) \cdot ds - \int_0^s p_z \cdot ds)$$

en posant :

$$F(s) = \int_0^s e(s) \cdot ds \quad S_x(s) = \int_0^s y \cdot e(s) \cdot ds$$

$$S_y(s) = \int_0^s x \cdot e(s) \cdot ds \quad S_w(s) = \int_0^s w \cdot e(s) \cdot ds$$

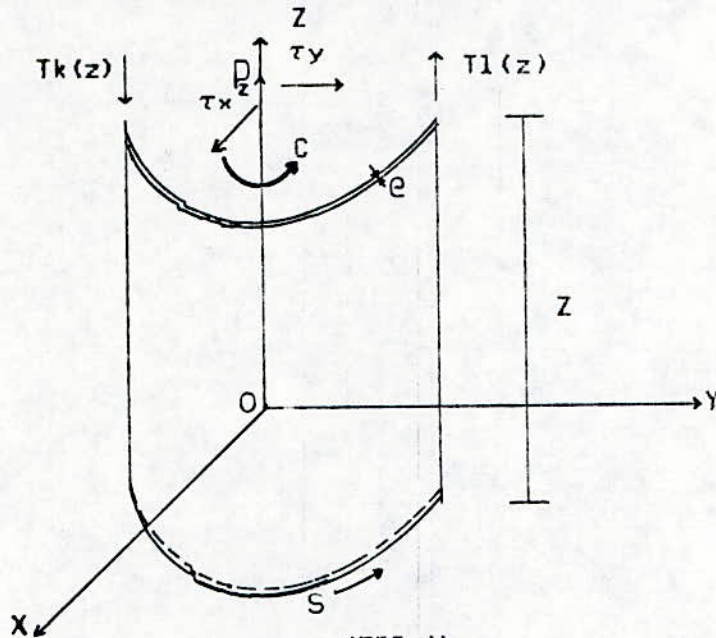
on obtient :

$$\tau = \frac{1}{e} \cdot (A - E_1 \cdot F(s) \cdot V_z'' + E_1 \cdot S_y(s) \cdot V_x''' + E_1 \cdot S_x(s) \cdot V_y''' + E_1 \cdot S_w(s) \cdot \theta''') - \int_0^s p_z \cdot ds$$

3

Az représente la répartition de cisaillement à l'origine des coordonnées curvilignes .

5/ RELATION ENTRE LES EFFORTS ET LES DEPLACEMENTS :



(FIG 6)

En écrivant l'équilibre du voile à la cote Z on obtient les équations donnant les déplacements en fonction des efforts .
 Tk et Tl représentent la somme des efforts de cisaillement appliqués aux génératrices libres du voile .
 sur OZ :

$$\int \sigma * e(s) * ds = T_k + T_l + Pz$$

sur OX :

$$\int \tau * e * dx = \tau_x \Rightarrow \tau_x = \int \tau * e * \cos(\alpha) * ds$$

sur OY :

$$\int \tau * e * dy = \tau_y \Rightarrow \tau_y = \int \tau * e * \sin(\alpha) * ds$$

le moment autour de OZ :

$$\int \tau \cdot e \cdot r \cdot ds + G \cdot K \cdot \theta' = C$$

En utilisant l'expression (1) donnant α en fonction des déplacements on obtient :

$$E_1 \cdot V_z'' \int e \cdot ds - E_1 \cdot V_x'' \int x \cdot e \cdot ds - E_1 \cdot V_y'' \int y \cdot e \cdot ds - E_1 \cdot \theta'' \int e \cdot ds =$$

$$P_z + T_k + T_l$$

Les autres égalités sont obtenues en effectuant une intégration par partie :

$$\int \tau \cdot e \cdot \cos(\alpha) \cdot ds = \left\{ \tau \cdot e \cdot x \right\}_{s=k}^{s=l} - \int x \cdot \frac{\partial(\tau \cdot e)}{\partial s} \cdot ds$$

et comme :

$$\left\{ \tau \cdot e \cdot x \right\}_{s=k}^{s=l} = T_l \cdot x_l - T_k \cdot x_k$$

en posant :

$$S = \int e \cdot ds \quad S_x = \int y \cdot e \cdot ds, \quad S_y = \int x \cdot e \cdot ds \quad S_w = \int w \cdot e \cdot ds$$

$$I_y = \int x^2 \cdot e \cdot ds \quad I_x = \int y^2 \cdot e \cdot ds \quad I_w = \int w^2 \cdot e \cdot ds$$

$$I_{xy} = \int x \cdot y \cdot e \cdot ds \quad I_{wx} = \int w \cdot x \cdot e \cdot ds \quad I_{wy} = \int w \cdot y \cdot e \cdot ds$$

on aboutit à :

$$E_1 \cdot S \cdot V_z'' - E_1 \cdot S_y \cdot V_x'' - E_1 \cdot S_x \cdot V_y'' - E_1 \cdot S_w \cdot \theta'' = P_z + T_k + T_l$$

$$E_1 \cdot S_y \cdot V_z'' - E_1 \cdot I_y \cdot V_x'' - E_1 \cdot V_y'' - E_1 \cdot I_{wx} \cdot \theta'' = \tau_x - T_L \cdot x_l + T_K \cdot x_k - \int x \cdot P_z \cdot ds$$

$$E_1 \cdot S_x \cdot V_z'' - E_1 \cdot I_x \cdot V_y'' - E_1 \cdot V_x'' - E_1 \cdot I_{wx} \cdot \theta'' = \tau_x - T_L \cdot x_l + T_K \cdot x_k - \int x \cdot P_z \cdot ds$$

$$E_1 \cdot S_y \cdot V_z'' - E_1 \cdot I_y \cdot V_x'' - E_1 \cdot V_y'' - E_1 \cdot I_{wx} \cdot \theta'' = \tau_x - T_L \cdot x_l + T_K \cdot x_k - \int x \cdot P_z \cdot ds$$

Ce système différentiel est complexe, une méthode de simplification est nécessaire, le choix d'un système d'axe judicieux réduira la complexité du problème.

5-1/ SYSTÈME DIFFÉRENTIEL EN COORDONNÉES PRINCIPALES :

5-1-1/ PÔLE PRINCIPAL :

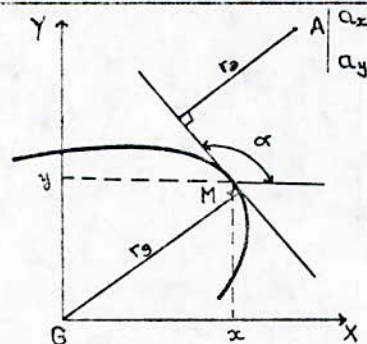
5-1-1-1/ définition :

Le pôle principal est un point par lequel passe une droite parallèle à OZ et autour duquel on écrit l'équilibre des contraintes de cisaillement.

OXY est choisie comme axes principaux, ce qui annulera les valeurs suivantes :

$$S_x ; S_y ; I_{xy}$$

5-1-1-2/ détermination des coordonnées du pôle principal :



(FIG 7)

on procède par (FIG 7):

$$r_g = A + B \quad \text{avec : } A = x \sin(\pi - \alpha)$$

$$B = y \cos(\pi - \alpha)$$

$$r_g = x \sin(\alpha) - y \cos(\alpha)$$

$$r_a = (x - ax) \sin(\alpha) - (y - ay) \cos(\alpha)$$

d'où :

$$r_a = r_g - (ax \sin(\alpha) - ay \cos(\alpha))$$

de l'autre côté :

$$W = \int r \cdot ds$$

alors

$$W_a = W_g - \int_0^a (ax \sin(\alpha) - ay \cos(\alpha)) \cdot ds$$

$$\rightarrow W_a = W_g - \int_0^a ax \cdot dy - \int_0^a ay \cdot dx \quad \begin{array}{l} \text{car : } dx = \cos(\alpha) \cdot ds \\ dy = \sin(\alpha) \cdot ds \end{array}$$

$$\rightarrow W_a = W_g - ax \cdot y - ay \cdot x$$

en multipliant simultanément par $(x \cdot e)$ et $(y \cdot e)$, et en intégrant par rapport à (ds) on obtient :

$$(5) \quad \int W_g \cdot x \cdot e \cdot ds - ax \cdot \int x \cdot y \cdot e \cdot ds + ay \cdot \int x^2 \cdot e \cdot ds = \int W_a \cdot x \cdot e \cdot ds$$

$$(6) \quad \int W_g \cdot y \cdot e \cdot ds - ay \cdot \int x \cdot y \cdot e \cdot ds + ax \cdot \int y^2 \cdot e \cdot ds = \int W_a \cdot y \cdot e \cdot ds$$

Par hypothèse les coordonnées du pôle principal sont telque :

$$\int W_a \cdot x \cdot e \cdot ds = 0$$

$$\int w_G * y * e * ds = 0$$

OXY coïncide avec les axes principaux d'inertie :

$$\int x * y * e * ds = 0$$

(5) & (6) donneront :

$$\int w_G * x * e * ds + a_y * \int x^2 * e * ds = 0$$

$$\int w_G * y * ds - a_x * \int y^2 * e * ds = 0$$

avec : $I_x = \int y^2 * e * ds$

$$I_y = \int x^2 * e * ds$$

Les coordonnées du pôle principal A sont :

$$A \left[\begin{array}{l} a_x = \frac{\int w_G * y * e * ds}{I_x} \\ \\ a_y = \frac{\int w_G * x * e * ds}{I_y} \end{array} \right. \quad (7)$$

pour un point B(bx,by) pris comme pôle auxiliaire, ax est remplacé par (ax-bx) et ay par (ay-by) .

Le point B doit faire preuve d'un choix judicieux afin d'avoir une simplicité du diagramme de (w) .

* 2^{ème} méthode :

on a :

$$w_a = w_g - (a_x * y - a_y * x)$$

l'inertie sectorielle d'un pôle A s'exprime par :

$$I_{w_a} = \int w_a^2 * e * ds = I_{w_g} + \int (a_x * y - a_y * x) * e * ds - 2 * \int w_g * (a_x * y - a_y * x) * e * ds$$

$$I_{w_a} = I_{w_g} + a_x^2 * I_x + a_y^2 * I_y - 2 * a_x * a_y * I_{xy} - 2 * a_x * I_{wyg} + 2 * a_y * I_{wxg}$$

avec : $I_{xy} = 0$ et le fait que I_{w_a} est une fonction quadratique de a_x et a_y , les coordonnées du centre de flexion sont telque l'inertie sectorielle avec pour pôle le centre de flexion est minimal .

$$\frac{\partial I_{w_a}}{\partial a_x} = 2 * a_x * I_x - 2 * I_{wyg} = 0$$

$$\frac{\partial I_{w_a}}{\partial a_y} = 2 * a_y * I_y + 2 * I_{wxg} = 0$$

les coordonnées du pôle A sont données par l'expression

(7)

5-2 ORIGINE DES COORDONNÉES CURVILIGNES :

L'origine des coordonnées sectorielles est déterminée de façon à ce que :

$$S_{w_A} = \int_f w_A * eds = 0.$$

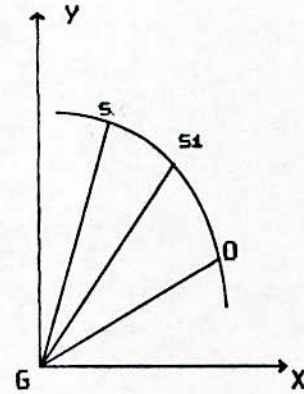
Par définition de w : $dw = r ds$.

On a : $w_G(0, s) = w_G(0, s_1) + w_G(s_1, s)$ (*.*).

Le repère: oxy est principal donc: $S_y = \int x * eds$.

D'où :

$$\int w_G(0, s_1) * x * eds = w_G(0, s_1) * \int x * eds.$$



Conclusion:

L'origine des coordonnées curvilignes n'influe pas sur la détermination de: a_x et a_y .

L'origine des coordonnées sectorielles est déterminée de façon à ce que:

$$\int w_A * eds = 0.$$

Par l'équation: (*.*), on peut écrire:

$$w_A(0, s) = w_A(0, s_1) + w_A(s_1, s).$$

On veut:

$$\int w_A(s_1, s) * eds = 0.$$

d'où:

$$\int w_A(s_1, s) * eds = w_A(0, s) * \int eds = w_A(0, s) * S ; \int eds = S.$$

5-3/ Equation en coordonnées principales :

avec toutes ces réductions on obtient :

$$E_1 * S * Vz = Pz(z)$$

$$-E_1 * I_y * Vx'' = r_x - T_1 * x_l + T_k * x_k - \int x * Pz * ds$$

$$-E_1 \cdot I_x \cdot v_y'' = \tau_y - T_1 \cdot y_l + T_k \cdot y_k - \int y \cdot P_z \cdot ds$$

$$-E_1 \cdot I_w \cdot \theta'' + G \cdot K \cdot \theta' = C - T_1 \cdot w_l + T_k \cdot w_k - \int w \cdot P_z \cdot ds$$

si le cisaillement est nuls sur les bords libres ainsi que P_z répartie :

$$E_1 \cdot S \cdot v_z = P_z(z)$$

$$-E_1 \cdot I_y \cdot v_x'' = \tau_x(z)$$

$$-E_1 \cdot I_x \cdot v_y'' = \tau_y(z)$$

$$\boxed{-E_1 \cdot I_w \cdot \theta'' + G \cdot K \cdot \theta' = C(z)} \quad (**)$$

-CONCLUSION :

La détermination du pôle principale est esentielle pour l'étude d'une piece longue en voile mince .

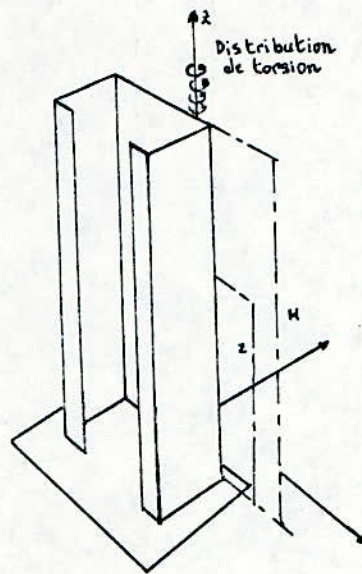
6/RESOLUTION DE L'EQUATION DIFFERENTIELLE :

6-1/ DÉTERMINATION DE LA ROTATION ET LA DÉFLÉCTION D'UN NOYAU CENTRAL

l'équation donnant la torsion (**) s'exprime :

$$-E_1 \cdot I_w \cdot \left(\frac{\partial^2 \theta}{\partial z^2} \right) + G \cdot K \cdot \left(\frac{\partial \theta}{\partial z} \right) = C(z).$$

Soit la figure suivante: noyau encasté à la base et libre à $z=H$, assujeti d'une distribution de torsion d'intensité $m(z)$ à la hauteur z de la base .



- noyau pour torsion -

Les hypothèses prises au préalable sont inchangées, l'équation est :

$$-E_1 * I_{\omega} * \left(\frac{\partial^3 \theta}{\partial z^3} \right) + G * K * \left(\frac{\partial \theta}{\partial z} \right) = \int_0^H m(z) dz = C(z).$$

avec $\frac{\partial \theta}{\partial z} = -m(z)$, en différentiation on obtient :

$$-E_1 * I_{\omega} * \left(\frac{\partial^4 \theta}{\partial z^4} \right) + G * K * \left(\frac{\partial^2 \theta}{\partial z^2} \right) = -m(z).$$

$$\text{d'où : } \left(\frac{d^4 \theta}{dz^4} \right) - (G * K / E_1 * I_{\omega}) * \left(\frac{d^2 \theta}{dz^2} \right) = \frac{m(z)}{E_1 * I_{\omega}}$$

$$\text{Posons } \alpha^2 = \frac{G * K}{E_1 * I_{\omega}}$$

* SOLUTION POUR UNE DISTRIBUTION DE TORSION: UNIFORME
l'équation précédente admet la solution :

$$\theta(z) = C_1 + C_2 * z + C_3 * \cosh(\alpha * z) + C_4 * \sinh(\alpha * z) - \left(\frac{m * z^2}{2 * E * I \omega * \alpha^2} \right)$$

avec les conditions aux limites suivantes :

$$\theta(0) = 0 ;$$

$$\left(\frac{d^2 \theta}{dz^2} \right) (H) = 0 \quad \text{et} \quad \text{à } z=H \quad \text{l'équation}$$

devient :

$$-E * I \omega * \left(\frac{\partial^3 \theta}{\partial z^3} \right) (H) + G * K * \left(\frac{\partial \theta}{\partial z} \right) (H) = 0$$

Donc :

$$\theta(z) = \left(\frac{m * H^4}{E * I \omega} \right) * \left\{ \left(\frac{1}{\alpha^4 * H^4} \right) * \left[\frac{[(\alpha * H * \sinh(\alpha * H) + 1) / \cosh(\alpha * H)]}{\cosh(\alpha * z) - 1 - \alpha * H * \sinh(\alpha * z) + \alpha^2 * H^2 \left(\left(\frac{z}{H} \right) - (1/2) \left(\frac{z}{H} \right)^2 \right)} \right] \right\} (*)$$

On distingue deux parties dans l'équation (*):

-L'expression entre accolades: définit la distribution de rotation, c'est en fonction des dimensions de $\alpha * H$ et Z/H .

-L'expression $m * H^4 / E * I \omega$, qui inclut H, m et $E * I \omega$, définit :
la magnitude de la distribution de rotation.

les dérivées de $\theta(z)$ sont données par:

$$\frac{d\theta(z)}{dz} = \left(\frac{m * H^3}{E * I \omega} \right) * \left\{ \left(\frac{1}{\alpha^3 * H^3} \right) * \left[\frac{[(\alpha * H * \sinh(\alpha * H) + 1) / \cosh(\alpha * H)]}{\sinh(\alpha * z) - \alpha * H * \cosh(\alpha * z) + \alpha * H * \left(1 - \left(\frac{z}{H} \right) \right)} \right] \right\}$$

$$\left(\frac{1}{\alpha^3 * H^3} \right) * \left[\frac{[(\alpha * H * \sinh(\alpha * H) + 1) / \cosh(\alpha * H)]}{\sinh(\alpha * z) - \alpha * H * \cosh(\alpha * z) + \alpha * H * \left(1 - \left(\frac{z}{H} \right) \right)} \right]$$

$$\frac{d^2 \theta(z)}{dz^2} = \left(\frac{m \cdot H^2}{E \cdot I_w} \right) \cdot \left\{ \left(\frac{1}{\alpha^2 \cdot H^2} \right) \cdot [(\alpha \cdot H \cdot \sinh(\alpha \cdot H) + 1) / \cosh(\alpha \cdot H)] \right.$$

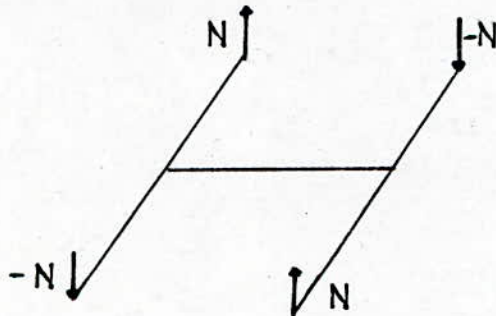
$$\left. \cdot (\cosh(\alpha \cdot z) - \alpha \cdot H \cdot \sinh(\alpha \cdot z) + 1) \right\}$$

$$\frac{d^3 \theta(z)}{dz^3} = \left(\frac{m \cdot H}{E \cdot I_w} \right) \cdot \left\{ \left(\frac{1}{\alpha \cdot H} \right) \cdot [(\alpha \cdot H \cdot \sinh(\alpha \cdot H) + 1) / \cosh(\alpha \cdot H)] \right.$$

$$\left. \cdot (\sinh(\alpha \cdot z) - \alpha \cdot H \cdot \cosh(\alpha \cdot z)) \right\}$$

6-2/ NOTION DE BIMOMENT:

La notion de bimoment touche les contraintes verticales qui agissent dans le noyau et tendent à créer un double moment



Le bimoment a pour expression:

$$B(z) = -E_1 \cdot I_w \cdot \left(\frac{\partial^2 \theta}{\partial z^2} \right) (z)$$

pour une distribution de torsion uniforme suivant Z on obtient :

$$B(z) = (m \cdot H^2) \cdot \left\{ \left(\frac{1}{\alpha^2 \cdot H^2} \right) \cdot [(\alpha \cdot H \cdot \sinh(\alpha \cdot H) + 1) / \cosh(\alpha \cdot H)] \right.$$

$$*(\cosh(\alpha*z) - \alpha*H*\sinh(\alpha*z) + 1) \}$$

Ainsi le déplacement vertical ω au point P de s à l'origine de la section et à la hauteur Z est :

$$W(s, z) = -\omega(s) * \left(\frac{\partial \theta}{\partial z} \right) (z).$$

En différentiation la déformation devient :

$$\epsilon(s, z) = \frac{\partial W(s, z)}{\partial z} = -\omega(s) * \left(\frac{\partial^2 \theta}{\partial z^2} \right) (z).$$

La contrainte verticale est donnée par :

$$\sigma(s, z) = E_1 * \epsilon(s, z) = -E_1 * \omega(s) * \left(\frac{\partial^2 \theta}{\partial z^2} \right) (z).$$

D'où : $\sigma(s, z) = (B(z) * \omega(s)) / I\omega$

Pour des noyaux particuliers, l'intensité de $\sigma(s, z)$ est en fonction directe avec le bimoment et le diagramme sectoriel principal (ω).

exemple :

pour $\alpha H = 2.0$ et noyau assujéti par une torsion uniformément distribuée :

Le bimoment change de signe et s'annule à une certaine hauteur z d'où le changement de la distribution de contrainte $\sigma(s, z)$ (de signe).

7/ EXPRESSION DES CONTRAINTES EN FONCTION DES EFFORTS :

7-1/ CONTRAINTE NORMALE :

on a :

$$N = \int_{\sigma} \sigma * e * ds ; \quad M_y = \int_{\sigma} \sigma * x * e * ds ; \quad M_x = \int_{\sigma} \sigma * y * e * ds \text{ et}$$

$$B = \int_s \sigma \omega^2 e ds \quad (\text{expression du bimoment})$$

En tenant compte de

$\sigma = E_1 [\theta'' - V_x'' * x - V_y'' * y - \theta'' * \omega]$ et en supposant que la section est reportée à ses coordonnées principales :

on obtient:

$$N = E_1 * s * V_1'' ; M_x = -E_1 * I_x * V_x'' ; M_y = -E_1 * I_y * V_y'' \quad \text{et} \quad B = E_1 * I_\omega * \theta''$$

d'où

$$\sigma = \left(\frac{N}{s} \right) - \left(\frac{M_y}{I_y} \right) * X + \left(\frac{M_x}{I_x} \right) * Y - \left(\frac{B}{I_\omega} \right) * \omega$$

les contraintes normales se répartissent sur la section suivant le diagramme des aires sectorielles .

7-2/ CONTRAINTE TANGENTIELLE

7-2-1/La contrainte tangentielle de torsion pure est donnée par:

$$\tau = 2 * e * G * \theta'' \quad (\text{SAINT-VENANT})$$

7-2-2/La contrainte tangentielle de torsion fléchie est donnée par

$$\tau = \left(\frac{E_1}{e} \right) * [S_y(s) * V_x'' + S_x(s) * V_y'' + S_\omega(s) * \theta'']$$

Où $S_y(s), S_x(s)$ sont les moments statiques du point par rapport aux axes principaux, et $S_\omega(s)$ est le moment sectoriel statique .

On définit:

$$T_x = \int \tau \cdot e \cdot \cos \alpha \cdot ds = \int \tau \cdot e \cdot dx$$

$$T_y = \int \tau \cdot e \cdot \sin \alpha \cdot ds = \int \tau \cdot e \cdot dy$$

$$C_\omega = \int \tau \cdot e \cdot r \cdot ds = \int \tau \cdot e \cdot d\omega$$

En portant l'expression de τ dans celle donnant T_x , on obtient :

$$T_x = E_t \cdot \int [S_y(s) \cdot V_x'' + S_x(s) \cdot V_y'' + S_\omega(s) \cdot \theta''] \cdot dx$$

en tenant compte du fait que la section est rapportée à ses axes principaux, on obtient :

$$\tau = - \left(\frac{1}{e} \right) \cdot \left[\left(\frac{T_x}{I_y} \right) \cdot S_y(s) + \left(\frac{T_y}{I_x} \right) \cdot S_x(s) + \left(\frac{C_\omega}{I_\omega} \right) \cdot S_\omega(s) \right]$$

32

* /TORSION FLECHIE DES PROFILS FERMÉS ET MIXTES

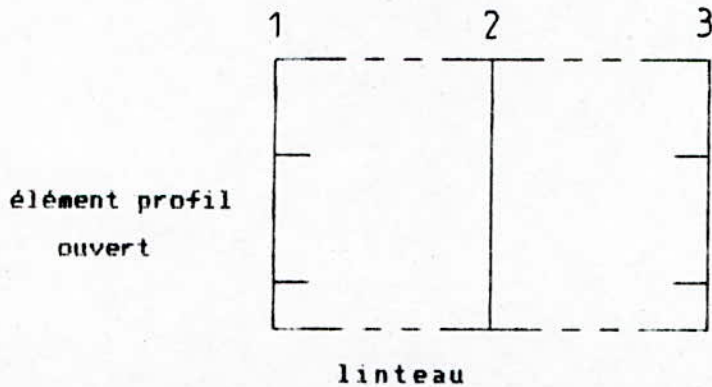
En général, le noyau central possède des ouvertures, l'assimilation du noyau à un profil fermé n'est pas une alternative rigoureuse du fait de la présence des ouvertures .

8- METHODE DES COUPURES

8-1/torsion des noyaux symétriques à files d'ouvertures

Les noyaux dans les bâtiments possèdent presque toujours un plan de symétrie, ils peuvent être formés par des éléments indépendants reliés par des linteaux .

exemple:



La symétrie est très importante du faite qu'elle traduit la somme des forces de cisaillements, dans les linteaux, sollicitant un élément est nulle. Deux types de liaison sont en apparition :

- liaison interne à un élément
- liaison entre deux éléments

8-2/NOTION DE SOUPLESSE ϵ :

On appelle souplesse d'une liaison la quantité :

$$\epsilon = h * \left[\left(\frac{L^3}{12 * E * I} \right) + \left(\frac{L}{G * S_r} \right) \right]$$

avec: L:longuer du linteau

Sr:la section réduite du linteau

h:hauteur d'étage

I:moment d'inertie

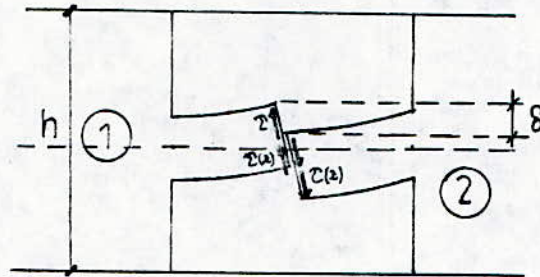
Donc pour chaque linteau on a:

$$\epsilon_i = h * \left[\left(\frac{L_i^3}{12 * E * I_i} \right) + \left(\frac{L_i}{G * S_{r_i}} \right) \right]$$

La souplesse, nous aide à trouver

$$\delta = Q * \epsilon \text{ avec } Q = \int \tau(z) * dz \quad (\text{tranchant})$$

δ est un déplacement (voir figure) suivante

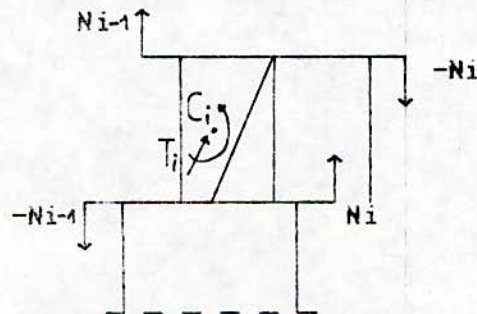


8-3/EFFORT SOLLICITANT UN ÉLÉMENT

En isolant un élément (profil ouvert), en effectuant une coupure au milieu des linteaux qui le relient aux autres profils, les efforts qui sollicitent chaque élément i sont:

- un effort tranchant T_i
- un couple de torsion C_i
- un bimoment B_i

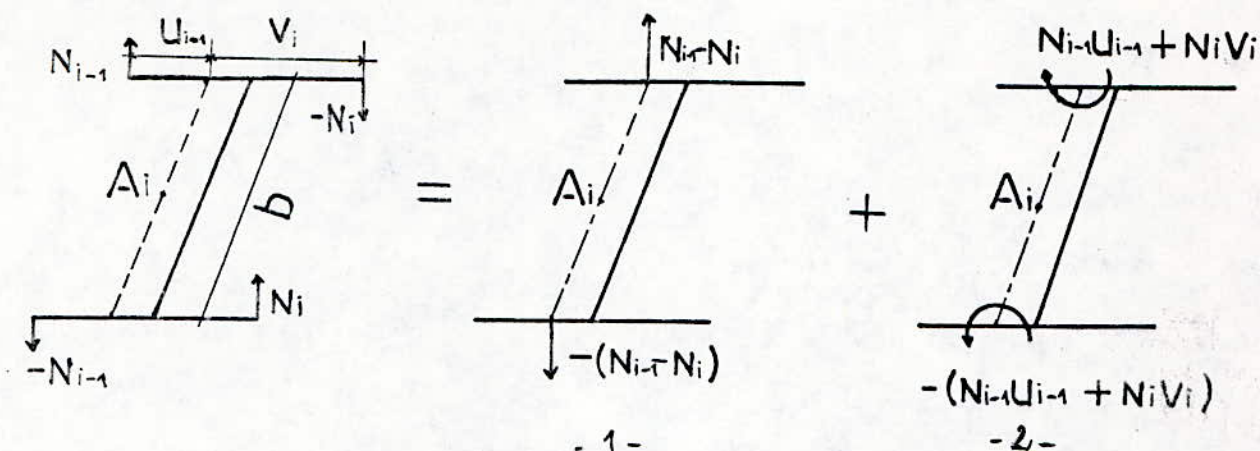
Ces efforts proviennent des charges extérieures et des efforts de cisaillement τ : exemple : élément 2.



l'évaluation de l'action globale des forces de cisaillement

$$N_i = - \int_z^H \tau_i \cdot dz$$

Les quatre forces verticales se décomposent de la façon suivantes:



Le cas 1 crée un couple de flexion de valeur :

$$(N_{i-1} - N_i) * b \quad \text{donc un effort tranchant de :}$$

$$t = (\tau_{i-1} - \tau_i) * b$$

Le cas 2 crée un bimoment :

$$B_i = [(N_{i-1} * U_{i-1}) - (N_i * V_i)] * b \quad \text{d'où un couple de torsion fléchie}$$

de :

$$[(\tau_{i-1} * U_{i-1}) - (\tau_i * V_i)] * b$$

Le couple résultant est :

$$\zeta = \sum [\tau_i * (\tau_{i-1} - \tau_i) * b + [(\tau_{i-1} * U_{i-1}) + (\tau_i * V_i)] * b]$$

En exprimant ζ pour i et $i+1$ et en mettant τ_i en facteur, on obtient :

$$\zeta = \sum \tau_i * \Omega_i \quad \text{ou } \Omega_i = 2 * b * d_i$$

Ω_i représente le double de l'aire formée par la liaison i .

Θ / inertie sectorielle de l'ensemble :

L'angle de torsion est solution de :

$$-E_1 \cdot I_{\omega} \cdot \left(\frac{\partial^3 \theta}{\partial z^3} \right) + G \cdot \kappa \cdot \left(\frac{\partial \theta}{\partial z} \right) = \zeta + \sum \tau_i \cdot \Omega_i$$

où $I_{\omega} = \sum (r_i^2 \cdot I_{xi} + I_{\omega i})$ est l'inertie sectorielle de i et $\kappa = \sum K_i$

9/ EFFORTS DANS LES LINTEAUX

9-1 /équation de continuité

Sous l'effet des sollicitations extérieures, les lèvres des coupures se déplacent de l'une par rapport à l'autre de δ ce déplacement provient :

- de la flexion différentielles des éléments i et $i+1$.
- du gauchissement i et $i+1$

L'équation de continuité est de :

$$(\tau_i \cdot \epsilon_i) + \left(\frac{\Omega_i}{2} \right) \cdot \left(\frac{\partial \theta}{\partial z} \right) = 0 \quad (**)$$

*Rigidité torsionnelle du noyau

Par l'équation précédente(**)

$$\tau_i = - \left(\frac{\Omega_i}{2 \cdot \epsilon_i} \right) \cdot \left(\frac{\partial \theta}{\partial z} \right) \quad (**)$$

ce qui permet d'écrire le couple de torsion:

$$\zeta = \sum \tau_i \cdot \Omega_i = \left(\frac{\partial \theta}{\partial z} \right) \cdot \sum \left(\frac{\Omega_i^2}{2 \cdot \epsilon_i} \right)$$

La rigidité à la torsion pure provenant des liaisons :

$$K = \left(\frac{1}{G} \right) \cdot \sum \frac{\Omega_i^2}{\epsilon_i}$$

Connaissant θ' , les efforts dans les linteaux s'obtiennent à partir de:

$$\tau_i(z) = -\left(\frac{\Omega_i}{2 \cdot \epsilon_i}\right) * \left(\frac{\partial \theta}{\partial z}\right)(z)$$

remarque :

Si le noyau possède des liaisons internes à un élément ,celles ci ne font intervenir que le gauchissement .

10-METHODE GRAPHIQUE

On accède directement aux courbes afin de déterminer la rotation ,d'où les actions sur le noyau central peuvent être exprimées facilement .

L'expression de $\theta(z)$ devient :

$$\theta(z) = \frac{m \cdot h^4}{8 \cdot E \cdot I_w} * K_1(z)$$

$K_1(z)$ définit la distribution de $\theta(z)$ tout au long de la structure .

Le terme $\frac{m \cdot h^4}{8 \cdot E \cdot I_w}$ définit ce que l'on appelle la magnitude de la distribution de rotation .

Ainsi le bimoment et la contrainte de cisaillement dans le linteau s'expriment de la façon suivante :

$$Q_b = \frac{2 \cdot m \cdot h^3}{I_w} * \frac{I_b \cdot \Omega}{L^3} * K_2(z)$$

$$B(z) = -\frac{m \cdot h^2}{2} * K_3(z)$$

Les facteurs k_1, k_2, k_3 sont fonction de $(\alpha \cdot h)$ et de $\frac{z}{h}$, les

fonctions qui les précèdent sont considérées comme des magnitudes .

Les formules ainsi que les graphes des fonctions K_1, K_2, K_3 , sont données à la fin de la partie théorique .

Le cas d'une distribution uniforme , d'une distribution triangulaire , et le cas d'une force concentrée au sommet du noyau centrale sont explicités .

CONCLUSION:

En vue du domaine d'application et des hypothèses , les effets peuvent être superposés, en ajoutant les rotations, les déplacements...

1-DISTRIBUTION UNIFORME DES ACTIONS HORIZONTALES :1.1 Expression de K_1 :

$$K_1(z) = \frac{8}{\alpha^4 h^4} * \left[\frac{\alpha h \sinh(\alpha h)}{\cosh(\alpha h)} * (\cosh(\alpha z) - 1) - \alpha h \sinh(\alpha z) + (\alpha h)^2 \right. \\ \left. * \left(\frac{z}{h} - \frac{1}{2} * \left(\frac{z}{h} \right)^2 \right) \right]$$

1.2 Expression de K_2 :

$$K_2(z) = \frac{6}{(\alpha h)^3} * \left[\frac{\alpha h \sinh(\alpha h)}{\cosh(\alpha h)} * \sin(\alpha z) - \alpha h \cosh(\alpha z) + (\alpha h) \right. \\ \left. * \left(1 - \frac{z}{h} \right) \right]$$

1.3 Expression de K_3 :

$$K_3(z) = \frac{2}{(\alpha h)^3} * \left[\frac{\alpha h \sinh(\alpha h)}{\cosh(\alpha h)} * \cos(\alpha z) - \alpha h \sinh(\alpha z) - 1 \right]$$

2.DISTRIBUTION TRIANGULAIRE DES ACTIONS HORIZONTALES :2.1 Expression de K_1 :

$$K_1(z) = \frac{8}{(\alpha h)^4} * \left[\frac{\alpha h \sinh(\alpha h)}{2} * \sinh(\alpha h) + 1 * \left(\frac{\cosh(\alpha z) - 1}{\cosh(\alpha h)} \right) + \left(\frac{z}{h} - \right. \right.$$

$$\left[\frac{\sinh(\alpha z)}{\alpha h} * \left(\frac{(\alpha h)^2}{2} - 1 \right) - \left(\frac{(\alpha z)^2}{6} * \left(\frac{z}{h} \right) \right) \right]$$

2.2 Expression de K₂ :

$$K_2(z) = \frac{6}{(\alpha h)^3} * \left[\left(\frac{\alpha h * \sinh(\alpha h)}{2} - \sinh(\alpha h) + 1 \right) * \left(\frac{\sinh(\alpha z)}{\cosh(\alpha h)} \right) + \left(\frac{1 - \cosh(\alpha z)}{\alpha h} \right) * \left(\frac{(\alpha h)^2}{2} - 1 \right) - \left(\frac{\alpha^3 z}{2} \right) * \left(\frac{z}{h} \right) \right]$$

2.3 Expression de K₃ :

$$K_3(z) = \frac{2}{(\alpha h)^2} * \left[\left(\frac{\alpha h * \sinh(\alpha h)}{2} - \sinh(\alpha h) + 1 \right) * \left(\frac{\sinh(\alpha z)}{\cosh(\alpha h)} \right) - \left(\frac{\sinh(\alpha z)}{\alpha h} \right) * \left(\frac{(\alpha h)}{2} - 1 \right) - \left(\frac{z}{h} \right) \right]$$

3. CAS D'UNE FORCE CONCENTREE AU SOMMET :

3.1 Expression de K₁ :

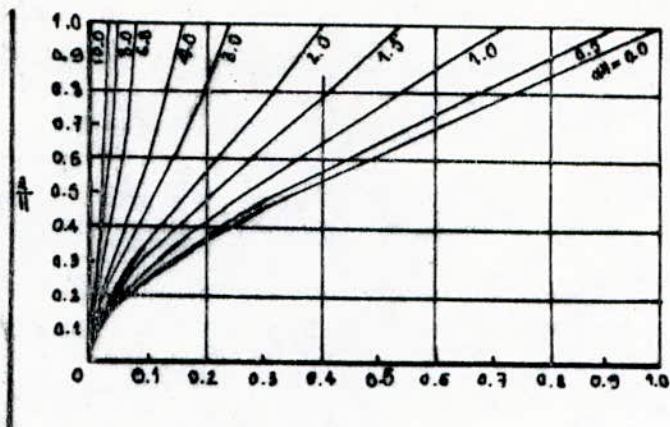
$$K_1(z) = \frac{8}{(\alpha h)^3} * \left[\frac{\sinh(\alpha h)}{\cosh(\alpha h)} * (\cosh(\alpha z) - 1) - \sinh(\alpha z) + \alpha z \right]$$

3.2 Expression de K₂ :

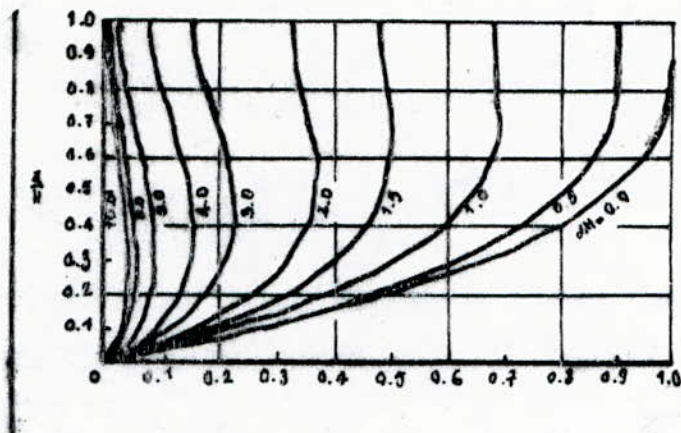
$$K_2(z) = \frac{6}{(\alpha \cdot h)^2} * \left[\frac{\sinh(\alpha \cdot h)}{\cosh(\alpha \cdot h)} * (\sinh(\alpha \cdot z)) - \cosh(\alpha \cdot z) + 1 \right]$$

3.3 Expression de Ka :

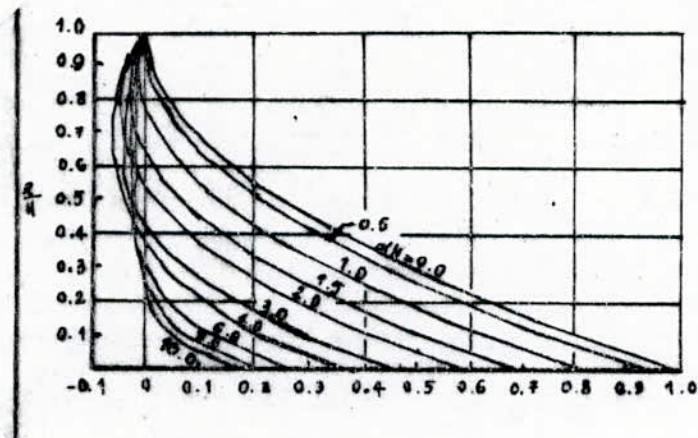
$$K_2(z) = \frac{2}{(\alpha \cdot h)} * \left[\frac{\sinh(\alpha \cdot h)}{\cosh(\alpha \cdot h)} * (\cosh(\alpha \cdot z)) - \sinh(\alpha \cdot z) \right]$$



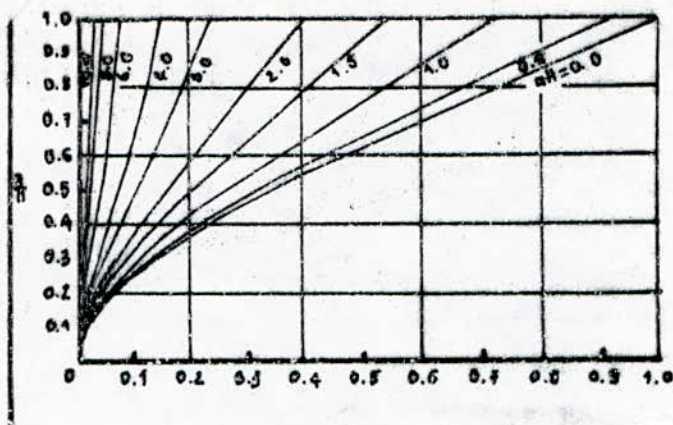
Facteur = K_1



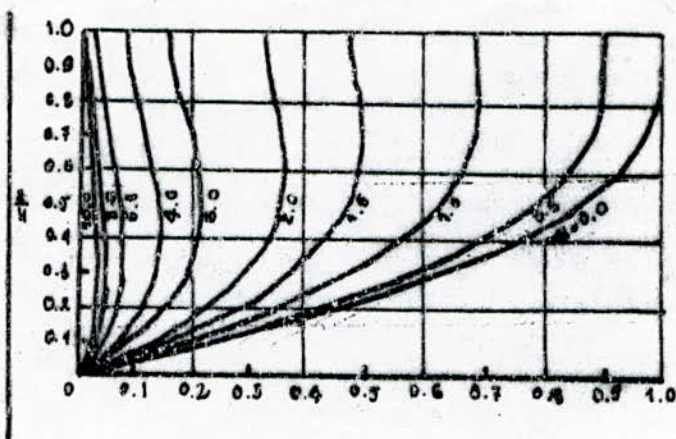
Facteur = K_2



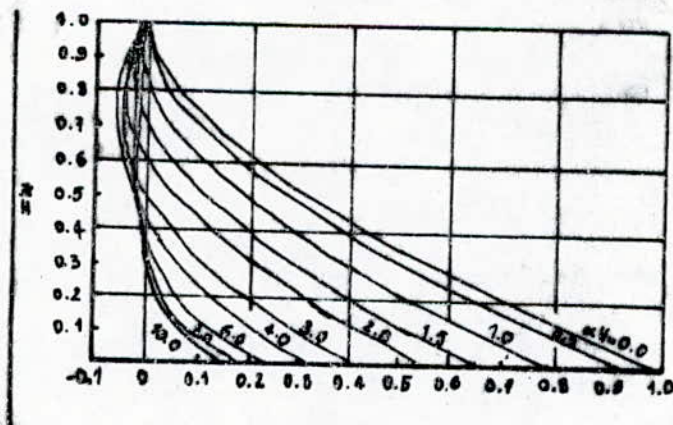
Facteur = K_3



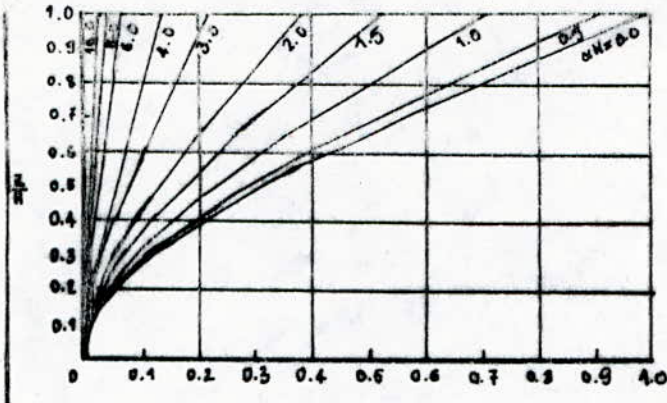
Facteur = K_1



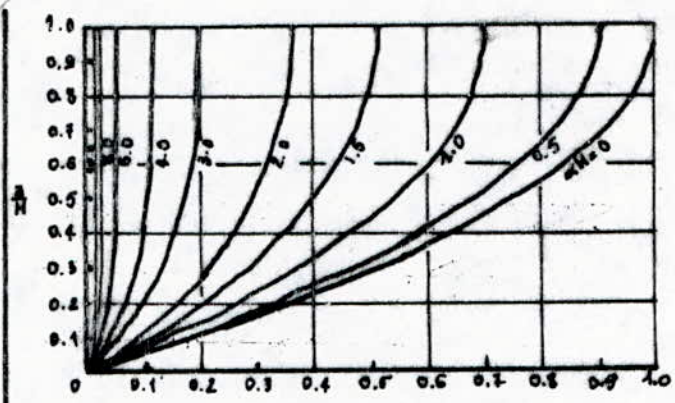
Facteur = K_2



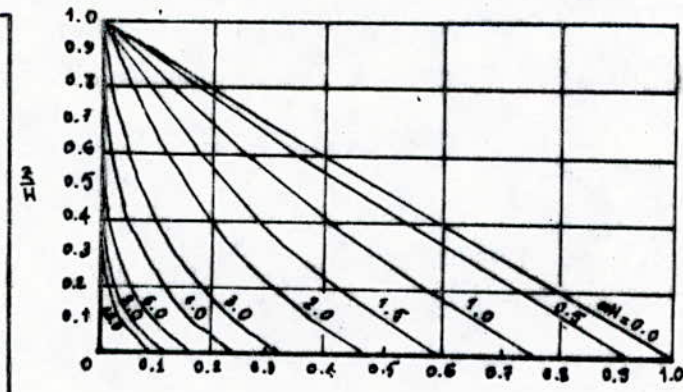
Facteur = K_3



Facteur = K_1



Facteur = K_2



Facteur = K_3

CAS D'UNE FORCE CONCENTRÉE à $z=H$

CHAPITRE II

-Etude au vent

ETUDE AU VENT

1- INTRODUCTION:

l' action du vent sur les différentes faces d'une construction se résulte sous forme géométrique à la relation de la résultante suivante :

$$\vec{R} = \vec{T} + \vec{L} + \vec{U}$$

\vec{T} : force de trainée, qui est la composante de la force parallèle vent à la direction du vent .

\vec{L} : force de dérive, elle est la composante de la force perpendiculaire à la direction du vent .

\vec{U} : force de portance, de direction verticale, elle agit de façon à produire un soulèvement ou un renversement de l'ouvrage .

2- EVALUATION DES FORCES : \vec{T} , \vec{L} , \vec{U} :

2-1/ DÉTERMINATION DE LA FORCE DE TRAINÉE : " \vec{T} " :

Selon les règlements : N-V 65 elle est donnée par :

$$T = C_t * \beta * \delta * q * D$$

avec :

- C_t : Coefficient de trainée, donné en fonction de l' élancement de l'ouvrage et ses effets aérodynamique "rugosité de sa surface "

$$C_t = C_{t_0} * \gamma_0$$

- γ_0 : dépend des résultats de dimensions données par la figure

" R N-V 65 " qui sont :

$$\lambda_{t_1} = \frac{h}{a} \quad , \quad \lambda_{t_2} = \frac{h}{b} \quad , \quad k = \frac{b}{a}$$

on a : $b = 21.6 \text{ m}$; $a = 21.6 \text{ m}$; $h = 38.72 \text{ m}$.

→ $\gamma_0 = 1$ et $C_{t_0} = 1.3$.

$C_t = 1.3$ pour les deux sens

- β : coefficient de majoration dynamique, il est lié aux effets de

résonnance provoqué par l'oscillation de l'ouvrage donc il est lié à la période propre de vibration de l'ouvrage et des niveaux considérés.

$$\beta = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} 1 \\ \theta * (1 + \zeta * \tau) \end{array} \right.$$

- ζ : coefficient de réponse, en fonction de la période : T et du type de contreventement de l'ouvrage " par noyau central " (voir annexe : 4 N-V 65)

La période :

$$T = 0.09 * \frac{h}{b} ; b = a$$

Pour les deux sens de la structure : T=0.75 s d'où : $\zeta = 0.51$

- τ : coefficient de pulsation, il est fonction de la hauteur du niveau considéré . $h \longrightarrow \tau_h$

- θ : coefficient global, il dépend du type de construction :

$$\theta = 0.7 + 0.01 * H_s$$

$$H_s = 30 \longrightarrow \theta = 0.803 .$$

Finalement :

$$\beta = (1 + 0.51 * \tau) * 0.803 .$$

- δ : coefficient de dimension, il tient compte des dimensions de l'ouvrage : (fig : R 2)

$$\delta = \text{fct}(h)$$

-d: longueur du maître couple :

d est le même pour les deux sens vu que la structure est carré
d=a=b= 21.6 m.

-q: pression du vent, elle dépend du site et de la hauteur de

l'ouvrage :

$$q = K_m * K_s * q_h .$$

* K_s : coefficient de site qui dépend de l'emplacement de la structure .

(région II, site exposé) $\longrightarrow K_s = 1.3 .$

* K_m : effet de masque : site non protégé $\longrightarrow K_m = 1 .$

* q_h : pression dynamique au niveau : h.

$$q_h = q_{10} * \frac{(h+18)}{60+h} * 2.5 .$$

(fig: C- -4 rég: N-V 65).

pour : $h = 0$ à 500 m.

Finalement : $T = 36.504 * \beta * \delta * q_h$ dan/ml

2-2/ DETERMINATION DE LA FORCE DE DERIVE : " L " :

Cette force tient compte de l'action des tourbillons de KARMAN dont la période est donnée d'après l'annexe : 8-3-1 N-V 65 .
lorsque : $T = T_k$.

$$T = \frac{d}{s \cdot v}$$

-d: largeur du maître couple.

-s: nombre de STRAUHAL.

-v: vitesse du fluide " pour notre cas celle du vent ".

Ces tourbillons n'apparaissent pas que pour des vitesses faibles ($v = 25$ m/s). Si, la vitesse trouvée : $v > 25$ m/s la force de dérive ne serait pas prise en compte dans le calcul de la résultante: R du vent.

$d = 21,6$ m.

$s = 0,25$ m.

$T = 0,75$ s.

D'où : $v = 110,77$

2-3/ DETERMINATION DE LA FORCE DE PORTANCE : " U " :

Elle est donnée par :

$$U = C_u * \delta * q * S_u$$

- C_u : coefficient de portance :

$$C_u = C_i - C_e$$

- C_i : coefficient de surpression intérieure = $0,3$.

- C_e : coefficient de dépression extérieure (annexe : 2-1-3-1).

$$C_e = -0,5 \quad \left\{ \begin{array}{l} \alpha = 0. \\ \gamma = 1. \end{array} \right.$$

$$C_u = 0,3 - (-0,5) = 0,8 .$$

- δ : coeff de dimension.

- S_u : aire de la terrasse " $S_u = a * b$ " .

- q : pression du vent (q_h).

Donc la force de portance normale est

$$: \boxed{U_n = 0.8 * a * b * q_h * \delta}$$

A l'état extrême elle est donnée par : $U_e = 1.75 * U_n$.

Si: $G > U_e$ pas de risque de soulèvement.

G: poids propre de la structure.

A-N : $U_n = 46.83$ t.

$U_e = 81.95$ t.

$G = 5519$ t.

$G > U_e$

donc pas de soulèvement de la structure et les règles : N-V 65 préconisent de ne pas prendre en compte cette force.

N-B : puisque les forces de dérives et de portances sont négligeable , vu qu'elles ne causent pas de problèmes sur l'ouvrage . la résultante de l'action du vent sera la force de trainée seulement .

Donc : $\boxed{R = T}$

-La résultante du vent est donc :

$R_n = 36,504 * \beta * \delta * q_h$ résultante normale.

$R_e = 1,75 * R_n$ " extrême.

Le tableau qui suivra nous donne la force " R " a chaque hauteur d'étage : "h" . mais pour un seul sens uniquement car c'est les mêmes résultats dans l'autre sens.

| h [m] | q_h [dan/m ²] | k_s | $\tau=f(h)$ | $\beta=(1+0,51*\tau)*0,83$ |
|-------|-----------------------------|-------|-------------|----------------------------|
| 0 | 52.5 | 1.3 | 0.3600 | 0.9500 |
| 5 | 61.9 | 1.3 | 0.3600 | 0.9500 |
| 10 | 70.0 | " | 0.3600 | 0.9500 |
| 15 | 77.0 | " | 0.3525 | 0.9473 |
| 20 | 83.1 | " | 0.3450 | 0.9443 |
| 25 | 88.5 | " | 0.3375 | 0.9412 |
| 30 | 93.3 | " | 0.3300 | 0.9381 |
| 35 | 97.6 | " | 0.3225 | 0.9351 |
| 40 | 101.5 | " | 0.3150 | 0.9320 |

| C_t | $d=a=b$ m | $\delta=f(h)$ | R_n dan/m | $Re=1,75 \cdot R_n$ dan/m |
|-------|--------------|---------------|-------------|------------------------------|
| 1.3 | 21.6 | 0.74 | 1347.27 | 2357.72 |
| 1.3 | 21.6 | 0.74 | 1588.49 | 2779.85 |
| " | " | " | 1796.36 | 3143.63 |
| " | " | " | 1970.38 | 3448.16 |
| " | " | " | 2119.74 | 3709.54 |
| " | " | " | 2250.07 | 3937.63 |
| " | " | " | 2364.30 | 4137.53 |
| " | " | 0.78 | 2598.62 | 4547.58 |
| " | " | 0.82 | 2831.63 | 4955.35 |

* CALCUL DES EFFORTS :

Le diagramme des efforts de trainée est assimilé à un diagramme trapézoïdal.

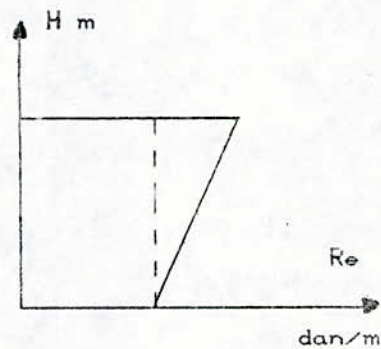
$$R = \frac{(4955.35 + 2357.72)}{2} * 40 = 1.463 \text{ MN.}$$

$$= 146.3 \text{ t.}$$

-Le moment :

$$M = 2357.72 \cdot \frac{40^2}{2} + 1597.63 \cdot \frac{40^2}{3}$$

$$= 32.7258 \text{ MNm.}$$



CHAPITRE III

-Etude pseudo-dynamique

-Etude sismique

-Etude au renversement

1/OSCILLATEUR MULTIPLE

1.1/DEFINITION

Un oscillateur multiple est composé de plusieurs masses reliées entre elles par des ressorts et/ou des amortisseurs fixés à une base .

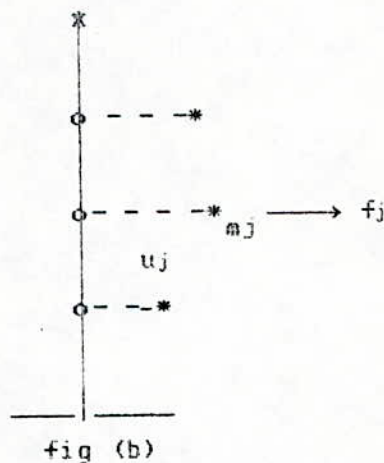
Ce type d'oscillateur est attribué à toute structure à comportement élastique linéaire - ne dépassant pas le stade élastique - modélisée à l'aide de bornes ou d'éléments finis et comportant une masse associée à chaque noeud. Les masses sont supposées concentrées aux noeuds les plus voisins (voir fig a). Chaque noeud possède au maximum six degrés de liberté - six mouvements possibles dont trois translations et trois rotations- , un nombre réduit de degrés de liberté est pris en considération ainsi dans le cas d'une structure (2.D) , chaque noeud possède en principe trois degrés de liberté (deux translations et une rotation). On peut toutefois considérer un modèle simplifié à deux degrés de liberté par noeud (les deux translations) ou même un seul (une des deux translations). Les propriétés de l'oscillateur sont définies par :

1.1.1/ Matrice de rigidité:

Soit $-f_j$: La force extérieure, ou le moment, appliquée à la structure selon le sens du degré de liberté j .

$-u_j$: Le déplacement (translation ou rotation) selon le degré de liberté j .

La force f_j est comptée positivement si elle provoque un déplacement positif u_j .



L'ensemble des forces extérieures constitue le vecteur force \vec{F} à n composantes au total de n degrés de liberté $\vec{F} = (f_1, f_2, f_3, \dots, f_n)$, de même le vecteur déplacement $\vec{u} = (u_1, u_2, u_3, \dots, u_n)$.

La structure est supposée élastique : il existe des relations linéaires entre les forces extérieures et les déplacements.

$$f_i = \sum_{j=1}^n k_{ij} * u_j \quad \text{avec } i=1, 2, \dots, n .$$

On obtient un système sous forme $F=[K]u$ où K représente la matrice de rigidité, de dimension (nxn).

$$[K] = \begin{bmatrix} k_{1,1} & k_{1,2} & \dots & k_{1,j} & \dots & k_{1,n} \\ k_{2,1} & k_{2,2} & \dots & k_{2,j} & \dots & k_{2,n} \\ & & & : & & \\ & & & : & & \\ k_{i,1} & k_{i,2} & \dots & k_{i,j} & \dots & k_{i,n} \\ & & & : & & \\ & & & : & & \\ k_{n,1} & k_{n,2} & \dots & k_{n,j} & \dots & k_{n,n} \end{bmatrix}$$

1.1.2- Matrice masse :

On suppose que toute la masse de la structure est concentrée aux noeuds. On note :

m_j : la masse relative au degré de liberté j.

\ddot{u}_j : l'accélération dans la direction du degré de liberté j.

Lorsque toutes les masses sont accélérées, les forces ont pour valeur :

$$f_1 = m_1 * \ddot{u}_1 .$$

$$f_2 = m_2 * \ddot{u}_2 .$$

:

:

$$f_j = m_j * \ddot{u}_j .$$

:

$$f_n = m_n * \ddot{u}_n .$$

On obtient $F=[M]\ddot{u}$, où \ddot{u} représente le vecteur accélération et on a:

$$\ddot{u}=(\ddot{u}_1, \ddot{u}_2, \dots, \ddot{u}_j, \dots, \ddot{u}_n).$$

[M] est la matrice masse diagonale de dimension (n x n):

$$[M]=\begin{bmatrix} m_1 & 0 & 0 & \dots & \dots & 0 \\ 0 & m_2 & 0 & \dots & \dots & 0 \\ & & & & & \vdots \\ & & & & & \vdots \\ 0 & 0 & \dots & 0 & m_j & 0 \dots 0 \\ & & & & & \vdots \\ & & & & & \vdots \\ 0 & 0 & 0 & \dots & \dots & 0 & m_n \end{bmatrix}$$

1.1.3-Matrice d'amortissement :

Pour un oscillateur simple, la force d'amortissement est de $f=-c*\dot{u}$.

Pour un oscillateur multiple, cette relation est sous forme matricielle : $\vec{F}=-[C]*\vec{\dot{u}}$.

où \vec{F} représente le vecteur force et $\vec{\dot{u}}$ est le vecteur des vitesses relatives, $\vec{\dot{u}}=(\dot{u}_1, \dot{u}_2, \dot{u}_3, \dots, \dot{u}_j, \dots, \dot{u}_n)$, alors que [C] est la matrice d'amortissement de dimension (n x n):

$$[C]=\begin{bmatrix} c_{1,1} & c_{1,2} & \dots & c_{1,j} & \dots & c_{1,n} \\ c_{2,1} & c_{2,2} & \dots & c_{2,j} & \dots & c_{2,n} \\ & & & & & \vdots \\ & & & & & \vdots \\ c_{i,1} & c_{i,2} & \dots & c_{i,j} & \dots & c_{i,n} \\ & & & & & \vdots \\ & & & & & \vdots \\ c_{n,1} & c_{n,2} & \dots & c_{n,j} & \dots & c_{n,n} \end{bmatrix}$$

1.1.4-Formulation de l'équation du mouvement:

Soit un oscillateur multiple pouvant se déformer, encastré à la base et caractérisé par les matrices [K], [M] et [C]

respectivement de rigidité, de masse et d'amortissement.

On applique aux noeuds des forces variables par rapport au temps ($p_j(t)$)

et qui s'expriment comme suite :

$$P(t) = (p_1(t), p_2(t), \dots, p_j(t), \dots, p_n(t)).$$

Pour une déformation U donnée, les masses sont soumises aux forces suivantes :

-forces élastiques de rappel $F_A = -[K]*u.$

-forces d'amortissements $F_a = -[C]*\dot{u}.$

-forces extérieures

L'équation du mouvement s'écrit :

$$[M]*\ddot{u} + [C]*\dot{u} + [K]*u = P(t)$$

1.1.5-Oscillation libre

En l'absence de forces extérieures $P(t)$ et de l'amortissement l'équation devient :

$$[M]*\ddot{u} + [K]*u = 0 \quad (*)$$

Une solution particulière de cette équation est donnée par l'expression suivante : $\vec{u} = a*\vec{D}*\sin(\omega*t + \theta).$

Où a, ω, θ sont des constantes; \vec{D} est le vecteur constant $(d_1, d_2, \dots, d_j, \dots, d_n)$ telle que d_j est le déplacement du noeud. Le vecteur des accélérations $\vec{\ddot{u}}$ a pour valeur $\vec{\ddot{u}} = -\omega^2 * a * \vec{D} * \sin(\omega*t + \theta) = -\omega^2 * \vec{u}.$

L'équation (*) devient :

$$(-\omega^2*[M] + [K])*D*a*\sin(\omega*t + \theta) = 0$$

on déduit que :

$$([K] - [M]*\omega^2)*D = 0.$$

Cette dernière expression représente un système de n équations à n inconnues. Une solution différente de zéro n'est possible que si le déterminant de la matrice $([K] - [M]*\omega^2)$ est nul : $\det([K] - [M]*\omega^2) = 0.$

En développant ce déterminant, on obtient une équation de degré n en ω^2 . La résolution de cette équation fournit les valeurs des pulsations ω_j ($j=1, 2, \dots, n$) relatives aux n modes de vibrations possibles.

Le vecteur $\vec{D}_j = (D_1^j, D_2^j, \dots, D_i^j, \dots, D_n^j)$ est le vecteur de déformation qui correspond au mode de pulsation ω_j , donné par :

$$([K] - [M]*\omega_j^2)*D_j = 0.$$

Notons que le mouvement est périodique, de période $T_j = \frac{2\pi}{\omega_j}$

1.1.6-Méthodes de résolution de l'équation aux valeurs propres :

Pour le calcul de la valeur de la période du premier mode de vibration, on peut soit utiliser les formules forfaitaires, soit effectuer un calcul dynamique en employant une des deux méthodes numériques suivantes :

a/Méthode de VIANELO-STODOLA :

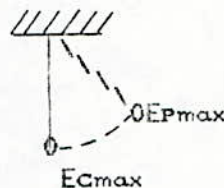
La déformée et la période du premier mode de vibration sont évaluées par itération; Les modes suivant peuvent être déterminés.

b/Méthode de RAYLEIGH :

La période du premier mode est déterminée d'une manière approchée. La précision obtenue est très suffisante. La méthode de Raleigh est basée sur le principe de la conservation de l'énergie en effet :

$$E_p + E_c = \text{cste} \quad \text{et} \quad E_p^{\max} = E_c^{\max}$$

$$\begin{aligned} X &= a \cdot \sin(\omega \cdot t + \theta) \\ \dot{X} &= a \cdot \omega \cdot \cos(\omega \cdot t + \theta) \\ \ddot{X} &= -a \cdot \omega^2 \cdot \sin(\omega \cdot t + \theta) = -\omega^2 \cdot X \end{aligned}$$



Si on note par:

[K]: la matrice raideur.

[M]: la matrice masse diagonal.

\vec{A} : le vecteur déformation.

alors on a: $E_c = 1/2 * [M] * v^2$ et

$$E_c^{\max} = 1/2 * \{X\}^T * [M] * \{X\} = 1/2 * \omega^2 * \{A\}^T * [M] * \{A\}$$

$$E_p = 1/2 * [K] * X^2 \quad \text{et} \quad E_p^{\max} = 1/2 * \{A\}^T * [K] * \{A\}$$

d'où la valeur de ω^2 est:
$$\omega^2 = \frac{\{A\}^T * [K] * \{A\}}{\{A\}^T * [M] * \{A\}}$$

c\Méthode de JACCOBI:

L'algorithme de cette méthode consiste à diagonaliser les matrices [K] et [M], définies, positives et symétriques et ceci en utilisant les transformations successives suivantes:

$$\begin{array}{l|l}
 [K^1] = [K] & [M^1] = [M] \\
 [K^2] = [Q^1]^t [K^1] [Q^1] & [M^2] = [Q^1]^t [M^1] [Q^1] \\
 [K^3] = [Q^2]^t [K^2] [Q^2] & [M^3] = [Q^2]^t [M^2] [Q^2] \\
 \vdots & \vdots \\
 \vdots & \vdots \\
 \vdots & \vdots \\
 [K^{k+1}] = [Q^k]^t [K^k] [Q^k] & [M^{k+1}] = [Q^k]^t [M^k] [Q^k]
 \end{array}$$

Les matrices $[K^{k+1}]$ et $[M^{k+1}]$ tendent vers des matrices diagonales $[K^d]$ et $[M^d]$ lorsque k tend vers l'infini.

*Valeurs propres :

$$[\lambda] = [K^d] * [M^d]^{-1} \rightarrow \lambda_i = K_{ii}^d / M_{ii}^d$$

*Vecteurs propres :

$$[X] = [Q^1] * [Q^2] * \dots * [Q^k] * [Q^{k+1}] * \begin{bmatrix} 1 & 0 \\ \sqrt{M_{ii}^d} & \end{bmatrix}$$

Les matrices $[Q^k]$ sont choisies de façon à ce que un terme (i, j) de $[K^k]$ et $[M^k]$ tel que $(i$ est différent de $j)$ est non nul soit nul après transformation.

$$[Q] = \begin{bmatrix} 1 & & & & & \\ & 1 & & & & \\ & & 1 & b & & \\ & & a & 1 & & \\ & & & & 1 & \\ & & & & & 1 & \\ & & & & & & 1 \end{bmatrix}$$

* expression de a et b

$$[K^{k+1}] = [Q^k]^t * [K^k] * [Q^k] \text{ et posons } K_{ij}^{k+1} = 0 \quad (1)$$

$$[M^{k+1}] = [G^k]^L * [M^k] * [G^k] \quad (2)$$

en posant $M_{ij}^{k+1} = 0$

$$(1) \Rightarrow a * K_{ij} + (1+a*b) * K_{ij} + b * K_{ij} = 0$$

$$(2) \Rightarrow a * M_{ij} + (1+a*b) * M_{ij} + b * M_{ij} = 0$$

soit :

$$c_1 = K_{ii} * M_{jj} - K_{ij} * M_{ii}$$

$$c_2 = K_{jj} * M_{ij} - K_{ij} * M_{jj}$$

$$c_3 = K_{ii} * M_{jj} - K_{jj} * M_{ii}$$

$$\text{soit } d = (c_3/2) + [\text{signe}(c_3)] * [(c_3/2) + c_1 * c_2]^{1/2} \quad \text{alors } a = c_2/d \quad \text{et}$$

$$b = -c_1/d$$

Si $d=0$ alors $a=0$ et $b = K_{ij}/K_{jj}$.

avec $[K]_{ij}$ = matrice de rigidité, $[M]_{ij}$ = matrice masse

et $\det |K_i - \lambda * M| = 0$

La détermination des modes propres de vibration se fait par la méthode de jaccobi

-SENS DE GRANDE RIGIDITE :

| Z | MODE 1 | MODE 2 | MODE 3 | MODE 4 |
|-------|----------------------|---------------------|---------------------|---------------------|
| 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 4.06 | -0.06 | 0.10 | 1.01 | 1.32 |
| 8.12 | 0.28 | 1.00 | 2.00 | 1.80 |
| 11.18 | 0.57 | 1.70 | 2.40 | 1.10 |
| 14.24 | 0.86 | 2.10 | 1.59 | -0.66 |
| 17.30 | 1.14 | 2.20 | 0.12 | -2.02 |
| 20.36 | 1.40 | 1.90 | -1.19 | -1.81 |
| 23.42 | 1.62 | 1.34 | -1.84 | -0.11 |
| 26.48 | 1.80 | 0.59 | -1.75 | 1.72 |
| 29.54 | 1.96 | -0.26 | -1.11 | 2.26 |
| 32.60 | 2.08 | -1.10 | -0.11 | 1.26 |
| 35.66 | 2.17 | -1.72 | 0.10 | -0.52 |
| 38.72 | 2.21 | -2.10 | 1.72 | -1.93 |
| | $W_1=13.827$ | $W_2=40.880$ | $W_3=63.00$ | $W_4=83.57$ |
| | $T_1=0.454\text{ s}$ | $T_2=0.15\text{ s}$ | $T_3=0.10\text{ s}$ | $T_4=0.08\text{ s}$ |

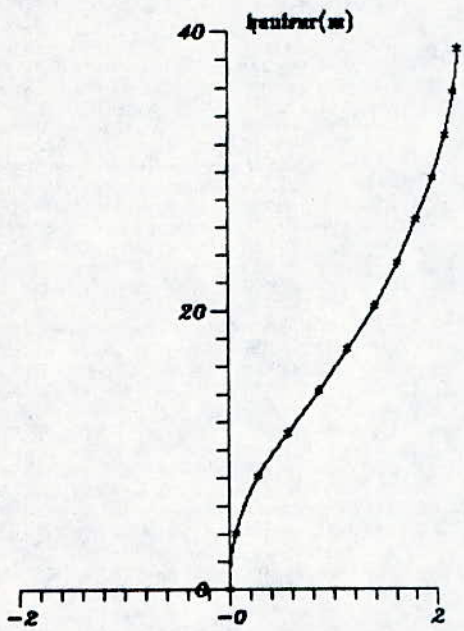
-SENS DE PETITE RIGIDITE :

| Z | MODE 1 | MODE 2 | MODE 3 | MODE 4 |
|-------|--------------|--------------|--------------|--------------|
| 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 4.06 | -0.06 | 0.10 | 1.01 | 1.33 |
| 8.12 | 0.28 | 1.00 | 2.00 | 1.80 |
| 11.18 | 0.57 | 1.70 | 2.40 | 1.10 |
| 14.24 | 0.87 | 2.10 | 1.60 | -0.66 |
| 17.30 | 1.15 | 2.20 | 0.12 | -2.03 |
| 20.36 | 1.41 | 1.90 | -1.19 | -1.81 |
| 23.42 | 1.62 | 1.30 | -1.84 | -0.11 |
| 26.48 | 1.80 | 0.60 | -1.75 | 1.72 |
| 29.54 | 1.96 | -0.27 | -1.11 | 2.27 |
| 32.60 | 2.08 | -1.10 | -0.11 | 1.26 |
| 35.66 | 2.17 | -1.72 | 0.10 | -0.52 |
| 38.72 | 2.21 | -2.11 | 1.72 | -1.93 |
| | $W_1=11.750$ | $W_2=34.730$ | $W_3=53.586$ | $W_4=71.06$ |
| | $T_1=0.534s$ | $T_2=0.18 s$ | $T_3=0.12 s$ | $T_4=0.10 s$ |

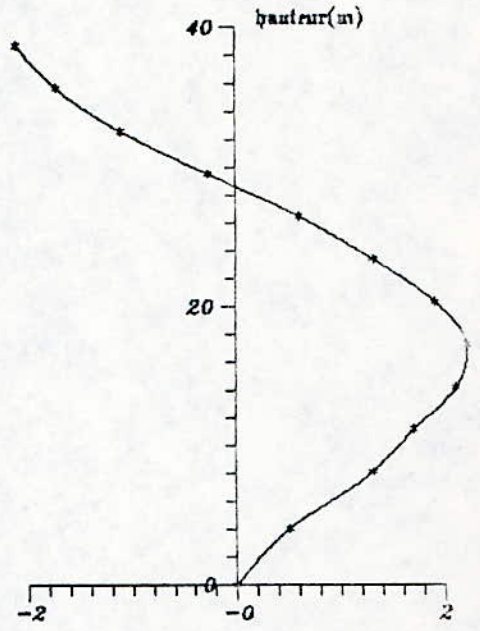
Remarque :vue la petite différence entre les rigidités des deux sens, les résultats des déplacements sont presque les mêmes .

* La période est très petite car le système de contreventement est très rigide .

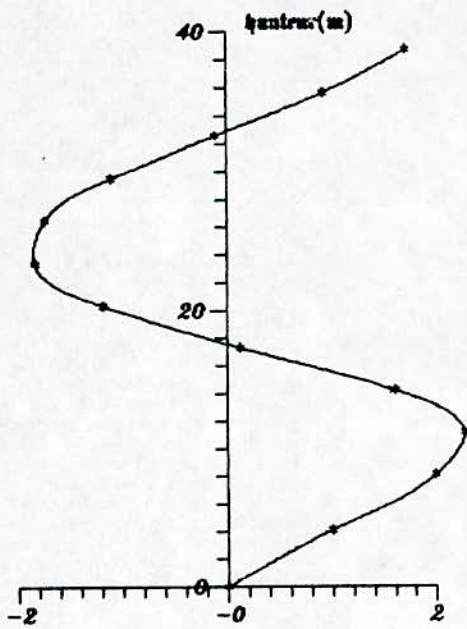
SENS DE GRANDE VITESSE



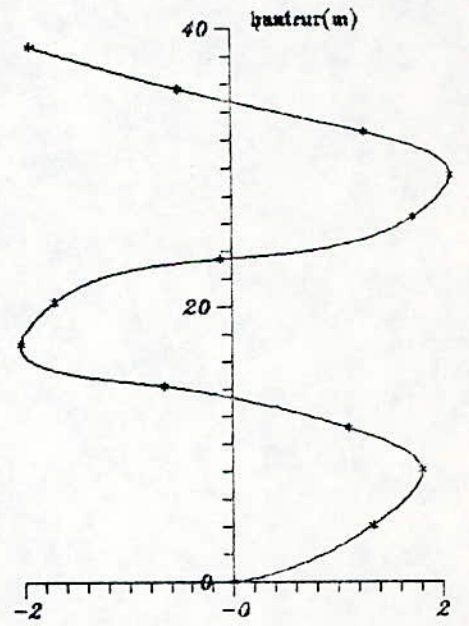
MODE 1



MODE 2

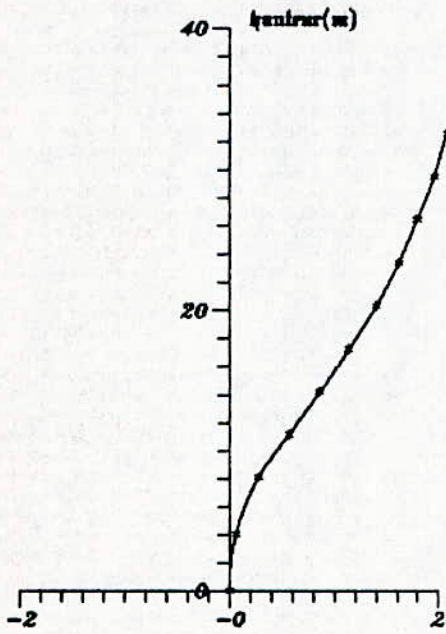


MODE 3

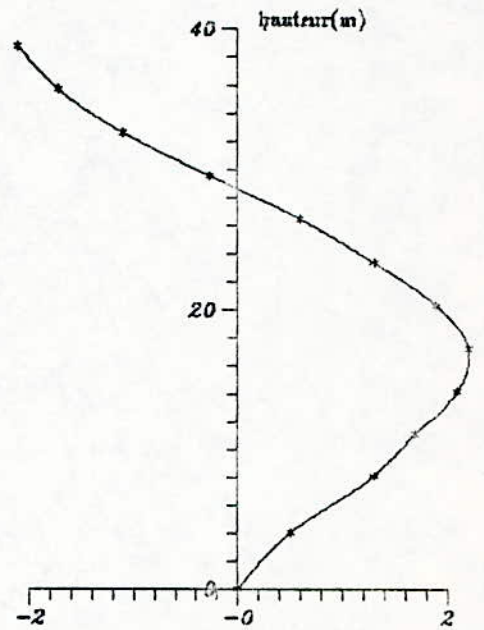


MODE 4

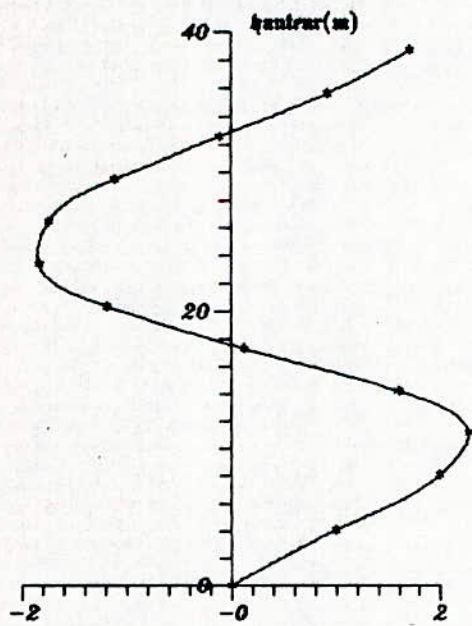
SENS DE PÉTITE ROUE



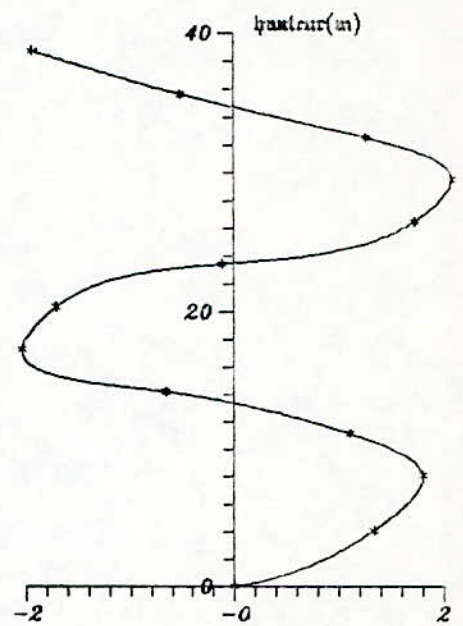
圖形 1



圖形 2



圖形 3



圖形 4

-EVALUATION DES EFFORTS SISMQUES :

-METHODE STATIQUE EQUIVALENTE :

Un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents aux effets de l'action sismique remplace les forces dynamiques réelles qui se produisent dans les ouvrages .

Les forces sismiques ainsi calculées seront considérées appliquées selon les directions des axes principaux du plan horizontal de la structure.

* Calcul de la force sismique à la base :

Toute structure en zone sismique doit être conçue de façon à résister à un effort tranchant "sismique", donné par la formule :

$$V=A \cdot D \cdot B \cdot Q \cdot W_t$$

où

A : Coefficient d'accélération de zone, fonction de la zone d'implantation de la structure et de la classe de cette dernière.

B : Facteur de comportement de la structure, dépend du type du contreventement.

D : Facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la période d'oscillation pour chaque sens d'application de la force sismique.

$$D=0.896/(T)^{2/3} \quad D_{max}=2$$

Q : Facteur de qualité du système de contreventement il est fonction de :

| | | |
|--|---|------------------------|
| -conditions minimales de files porteuses | → | q=0 (critère observé). |
| -symétrie en plan | → | q=0 |
| -régularité en élévation | → | q=0.05 |
| -contrôle de qualité de matériaux | → | q=0.05 |
| -surabondance en plan | → | q=0 |

-contrôle de la qualité de la construction → $q=0.1$

$$Q=1+\sum_{i=1}^6 q_i \rightarrow Q=1.2$$

$-W_t$: Poids total de la structure.

*DISTRIBUTION VERTICALE DE LA FORCE SISMIQUE :

La force latérale totale : V doit être répartie sur toute la hauteur de la structure selon la formule :

$$F_k = \frac{(V-F_t) * W_k * h_k}{\sum_{i=1}^n W_i * h_i} \quad \text{avec : } V = F_t + \sum_{i=1}^n F_i$$

et $F_t = 0.07 * T * V$

Selon le R.P.A : $F_t \leq 0.25 * V$

et $F_t = 0$ si $T \leq 0.7$ s

avec :

F_k : effort horizontal concentré au niveau k .

h_i : niveau d'un plancher quelconque .

W_i : poids d'un plancher i .

V : effort tranchant à la base .

-DETERMINATION DES FORCES CONCENTREES A CHAQUE NIVEAU :

Par le R.P.A : $A=0.15$, $B=0.5$, $Q=1.2$

$D_g = 1.51$ pour le sens de grande rigidité .

$D_p = 1.36$ pour le sens de petite rigidité .

Le poids total de la structure est :

$$W_t = \sum_{i=1}^{12} W_i \rightarrow W_t = 5523.6 \text{ t}$$

-Calcul de l'effort tranchant à la base :

a-selon le sens de petite rigidité : $V_p = 676.1 \text{ t}$

b-selon le sens de grande rigidité : $V_g = 750.657 \text{ t}$

-Distribution de la force sismique :

$$F_k = \frac{V}{\sum_{i=1} W_i * h_i} * W_k * h_k$$

-selon le sens de la petite rigidité :

$$F_k = 0.006 * W_k * h_k$$

-selon le sens de la grande rigidité :

$$F_k = 0.00665 * W_k * h_k$$

-Le tableau suivant donne les forces ainsi que les moments à chaque niveau :

| NIVEAU | <i>petite rigidité</i> | | | <i>grande rigidité</i> | | |
|--------|------------------------|--------|---------|------------------------|--------|----------|
| | FORCE.C | EFF. T | MOM. M | FORCE.C | EFF. T | MOM. M |
| | t | t | t.m | t | t | t.m |
| 0 | 0.00 | 676.87 | 17896.6 | 0.00 | 750.16 | 19834.87 |
| 1 | 16.25 | 660.60 | 15148.5 | 18.01 | 732.15 | 16789.22 |
| 2 | 30.25 | 630.36 | 12466.5 | 33.52 | 698.63 | 13816.69 |
| 3 | 28.64 | 601.72 | 10537.6 | 31.74 | 666.89 | 11678.88 |
| 4 | 36.48 | 565.24 | 8696.2 | 40.43 | 626.46 | 9638.20 |
| 5 | 44.32 | 520.92 | 6966.7 | 49.12 | 577.34 | 7721.23 |
| 6 | 52.16 | 468.76 | 5372.6 | 57.81 | 519.53 | 5954.57 |
| 7 | 60.00 | 408.76 | 3938.2 | 66.50 | 453.03 | 4364.81 |
| 8 | 67.84 | 340.92 | 2687.4 | 75.19 | 377.84 | 2978.54 |
| 9 | 75.68 | 265.24 | 1644.2 | 83.87 | 293.97 | 1822.35 |
| 10 | 83.52 | 181.72 | 832.6 | 92.56 | 201.41 | 922.80 |
| 11 | 91.36 | 90.37 | 276.5 | 101.25 | 100.16 | 306.49 |
| 12 | 90.37 | 0.00 | 0.0 | 100.16 | 0.00 | 0.00 |

Conclusion :

Les efforts uniformément répartis dus au vent sont de moindre importance par rapport à ceux du séisme , donc l'étude sous charge horizontale se fera vis à vis de l'action sismique .

-VERIFICATION AU RENVERS EMENT :

Chaque structure doit résister aux efforts qui provoquent son renversement, en effet les efforts sismiques calculés au niveau de chaque plancher ainsi que l'effort tranchant à la base tendent à renverser la structure, on vérifie que :

$$\frac{\text{moment résistant}}{\text{moment renversant}} > F_s .$$

avec F_s =coefficient de sécurité, en général : $F_s=1.5$.

Le calcul du moment de renversement se fait par :

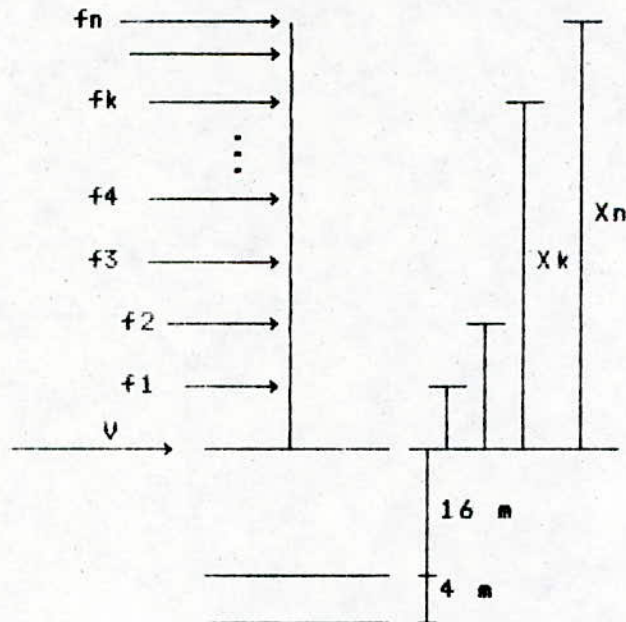
$$M_{\text{renv}} = \sum F_i \cdot x_i + V \cdot Z$$

avec :

V : effort tranchant à la base .

F_i : effort sismique au niveau x_i .

Z : profondeur de la fondation .



$M_{résist} = \frac{W \cdot b}{2}$ avec : W : poids total du bâtiment
b : longueur du bâtiment dans le sens considéré .

Application :

Dans le cas des efforts horizontaux, exerçant selon le sens de petite rigidité :

Le moment renversant :

$$M_{renv} = 31434.355 \text{ t.m}$$

Le moment résistant :

$$M_{résist} = 59654.88 \text{ t.m}$$

$$\frac{M_{résist}}{M_{renv}} = 1.89 > 1.5 \rightarrow \text{la structure est stable .}$$

Dans le cas des efforts horizontaux appliqués selon le sens de grande rigidité :

Le moment renversant :

$$M_{renv} = 34838.07 \text{ t.m}$$

Le moment résistant :

$$M_{résist} = 59654.88 \text{ t.m}$$

$$\frac{M_{résist}}{M_{renv}} = 1.71 > 1.5 \rightarrow \text{la structure est stable .}$$

CHAPITRE IV

-Etude du noyau central

L'étude du noyau central se fait en le décomposant en tronçon voir (fig 1).

1-CARACTERISTIQUES MECANQUES DU NOYAU CENTRAL :

Par le choix des axes ox et oy , (fig 1) les données sont :

| TRONC | L (m) | AIRE (m ²) | d/ox (m) | I _y (m ⁴) | d/oy (m) | I _x (m ⁴) |
|----------|----------|---------------------------|-------------|-------------------------------------|-------------|-------------------------------------|
| 1 | 7.2 | 2.16 | 0.00 | 9.33 | 3.60 | 0.00 |
| 2 | 3.9 | 1.17 | 1.95 | 0.00 | 7.2 | 1.48 |
| 3 | 2.3 | 0.69 | 6.05 | 0.00 | 7.2 | 0.30 |
| 4 | 1.3 | 0.39 | 7.20 | 0.05 | 6.55 | 0.00 |
| 5 | 4.9 | 1.47 | 7.20 | 2.94 | 2.45 | 0.00 |
| 6 | 2.3 | 0.69 | 6.05 | 0.00 | 0.00 | 0.30 |
| 7 | 3.9 | 1.17 | 1.95 | 0.00 | 0.00 | 1.48 |
| 8 | 4.9 | 1.47 | 3.60 | 2.94 | 2.45 | 0.00 |
| 9 | 1.3 | 0.39 | 3.60 | 0.05 | 6.55 | 0.00 |
| 10 | 1.3 | 0.39 | 1.80 | 0.05 | 6.55 | 0.00 |
| Σ | | 9.99 | | 15.4 | | 3.57 |

2-Position des tronçons par rapport au centre de gravité G :

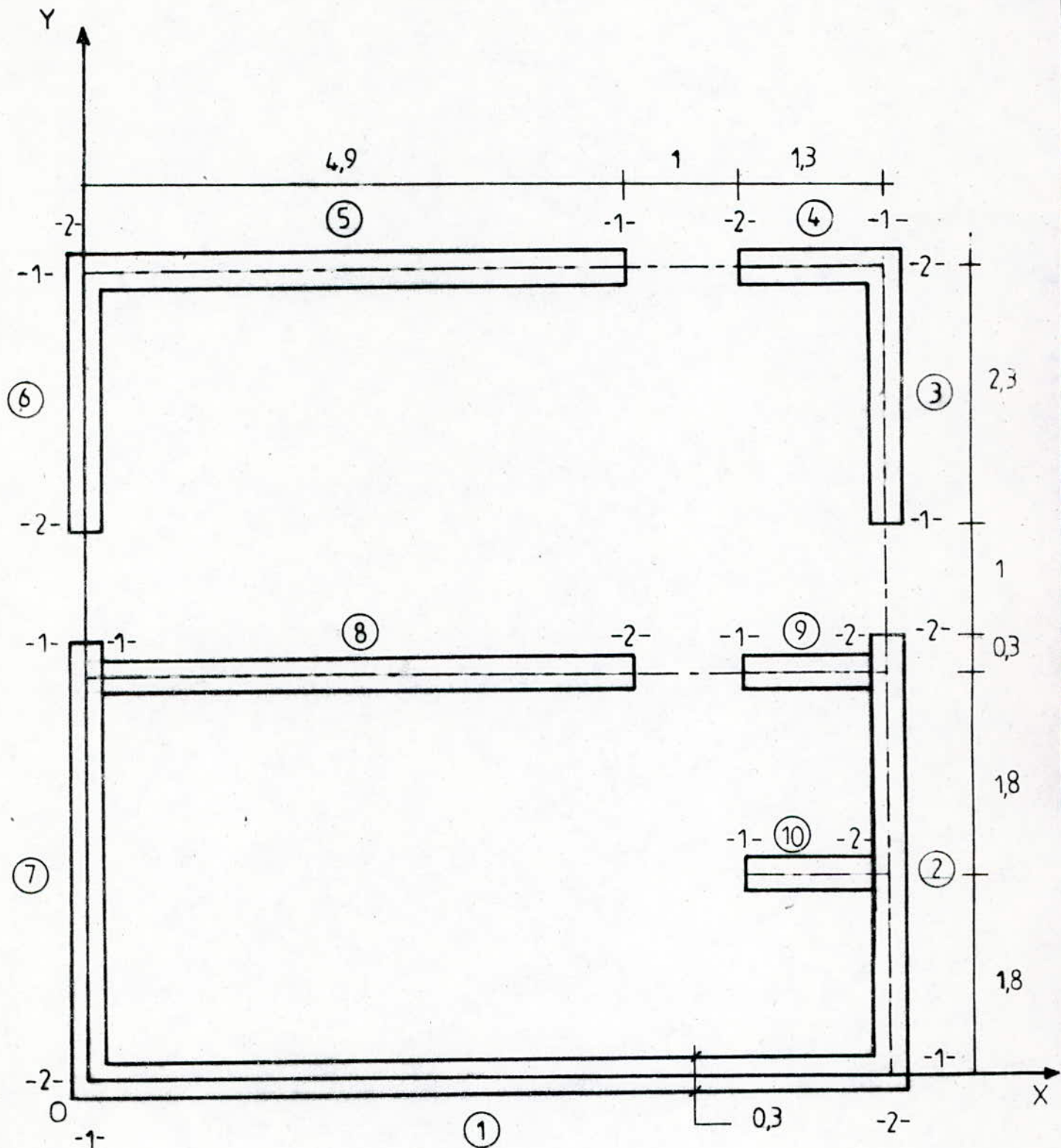
| TRONC | NOEUD 1 | | | TRONC | NOEUD 2 | | |
|-------|---------|-------|--------|-------|---------|-------|--------|
| | x/ g | y/ g | w1 | | x/ g | y/ g | w2 |
| 1 | -3.67 | -2.91 | -10.68 | 1 | 3.53 | -2.91 | 10.27 |
| 2 | 3.53 | -2.91 | -10.27 | 2 | 3.53 | 0.99 | 3.49 |
| 3 | 3.53 | 1.99 | 7.02 | 3 | 3.53 | 4.29 | 15.14 |
| 4 | 3.53 | 4.29 | -15.14 | 4 | 2.23 | 4.29 | - 9.56 |
| 5 | -2.37 | 4.29 | 10.17 | 5 | -3.67 | 4.29 | 15.74 |
| 6 | -3.67 | 4.29 | -15.74 | 6 | -3.67 | 1.99 | - 7.30 |
| 7 | -3.67 | 0.99 | - 3.63 | 7 | -3.67 | -2.91 | 10.68 |
| 8 | -3.67 | 0.69 | 2.53 | 8 | 1.23 | 0.69 | - 0.85 |
| 9 | 2.23 | 0.69 | - 1.54 | 9 | 3.53 | 0.69 | - 2.43 |
| 10 | 2.23 | -1.11 | 2.47 | 10 | 3.53 | -1.11 | 3.92 |

Tableau donnant l'inertie I_{xy} :

| TRONC | X_T/G_{xy} | Y_T/G_{xy} | I_{xy} |
|-------|--------------|--------------|----------|
| 1 | -0.006 | -3.374 | 0.0437 |
| 2 | -1.424 | 3.600 | -6.0000 |
| 3 | 3.176 | 3.600 | 7.9000 |
| 4 | 3.826 | 2.950 | 4.8180 |
| 5 | 3.826 | -1.150 | -6.4680 |
| 6 | 3.176 | -3.600 | -7.9000 |
| 7 | -1.420 | -3.600 | 4.1200 |
| 8 | 0.226 | -1.150 | -0.3820 |
| 9 | 0.226 | 2.950 | 1.5660 |
| 10 | -1.574 | 2.950 | -1.2476 |

○ N° du tronçon

- - - N° du noeud



Configuration du
Noyau central

par rapport à l'axe des OX
 somme des aires= 9.99 m²
 somme des inerties= 3.57 m⁴
 somme des aires*distance.= 33.70 m³
 somme des aires*distance**2= 181.20 m⁴

par rapport à l'axe OY
 somme des aires= 9.99 m²
 somme des inerties= 15.37 m⁴
 somme des aires*distance= 36.03 m³
 somme des aires*distance**2= 192.26 m⁴

les coordonnées du centre de gravité G :
 abscisse du c.d.g Xcg= 3.373 m
 ordonnée du c.d.g Ycg= 3.607 m

Ix= 71.07 m⁴
 Iy= 77.66 m⁴
 somme des Ixy= -3.55 m⁴

détermination des caractéristiques du repère d'axes principaux :

l'angle de rotation du repère d'axes principaux
 par rapport au repère initial (Gxy) :
 phi= -0.41 rad

INERTIE PRINCIPALE MINIMALE : Imin= 69.52 m⁴
 INERTIE PRINCIPALE MAXIMALE : Imax= 79.21 m⁴

ce tableau donne les coordonnées par rapport
 axes principaux

* Par rapport au noeud 1

| TRONC | abs.n (m) | ord.n (m) |
|-------|--------------|--------------|
| 1 | -1.95 | -4.53 |
| 2 | 4.65 | -1.65 |
| 3 | 2.69 | 2.84 |
| 4 | 1.77 | 4.95 |
| 5 | -0.34 | 4.03 |
| 6 | -4.83 | 2.07 |
| 7 | -3.51 | -0.96 |
| 8 | -3.39 | -1.23 |
| 9 | 2.02 | 1.13 |
| 10 | 2.20 | 0.71 |

* Par rapport au noeud 2 :

| TRONC | abs.n (m) | ord.n (m) |
|-------|--------------|--------------|
|-------|--------------|--------------|

| | 2 | 2 |
|----|-------|-------|
| 1 | 4.65 | -1.65 |
| 2 | 3.09 | 1.92 |
| 3 | -1.77 | 4.95 |
| 4 | 0.58 | 4.43 |
| 5 | -4.83 | 2.07 |
| 6 | -4.31 | 0.87 |
| 7 | -1.95 | -4.53 |
| 8 | 1.10 | 0.73 |
| 9 | 3.21 | 1.65 |
| 10 | 3.39 | 1.23 |

1.intégrale cumulée de (W_{Xe})=I_{wx}: 4.08 m⁴

1.intégrale cumulée de (W_{Ye})=I_{wy}: -1.75 m⁴

* Les coordonnées du pôle principale sont :

abscisse du pôle A : ax= -0.02 m

ordonnée du pôle ppie A : ay= 0.06 m

ce tableau donne la valeur de l'aire sectorielle [m²] par rapport aux axes principaux.

| TRONC | noeud 1 | noeud 2 |
|-------|------------|------------|
| 1 | -12.36 | 12.38 |
| 2 | -11.91 | 2.11 |
| 3 | 5.72 | 13.99 |
| 4 | -13.56 | -8.67 |
| 5 | -4.93 | 13.53 |
| 6 | -14.01 | -9.33 |
| 7 | -2.12 | 11.93 |
| 8 | -1.04 | 0.38 |
| 9 | 0.66 | 1.03 |
| 10 | -3.48 | -5.44 |

L'intégrale cumulée donne l'inertie sectorielle par rapport au pôle A :

$$I_{wa} = 497.496190 \text{ m}^4$$

détermination de l'excentricité (e) :

1-excentricité accidentelle :

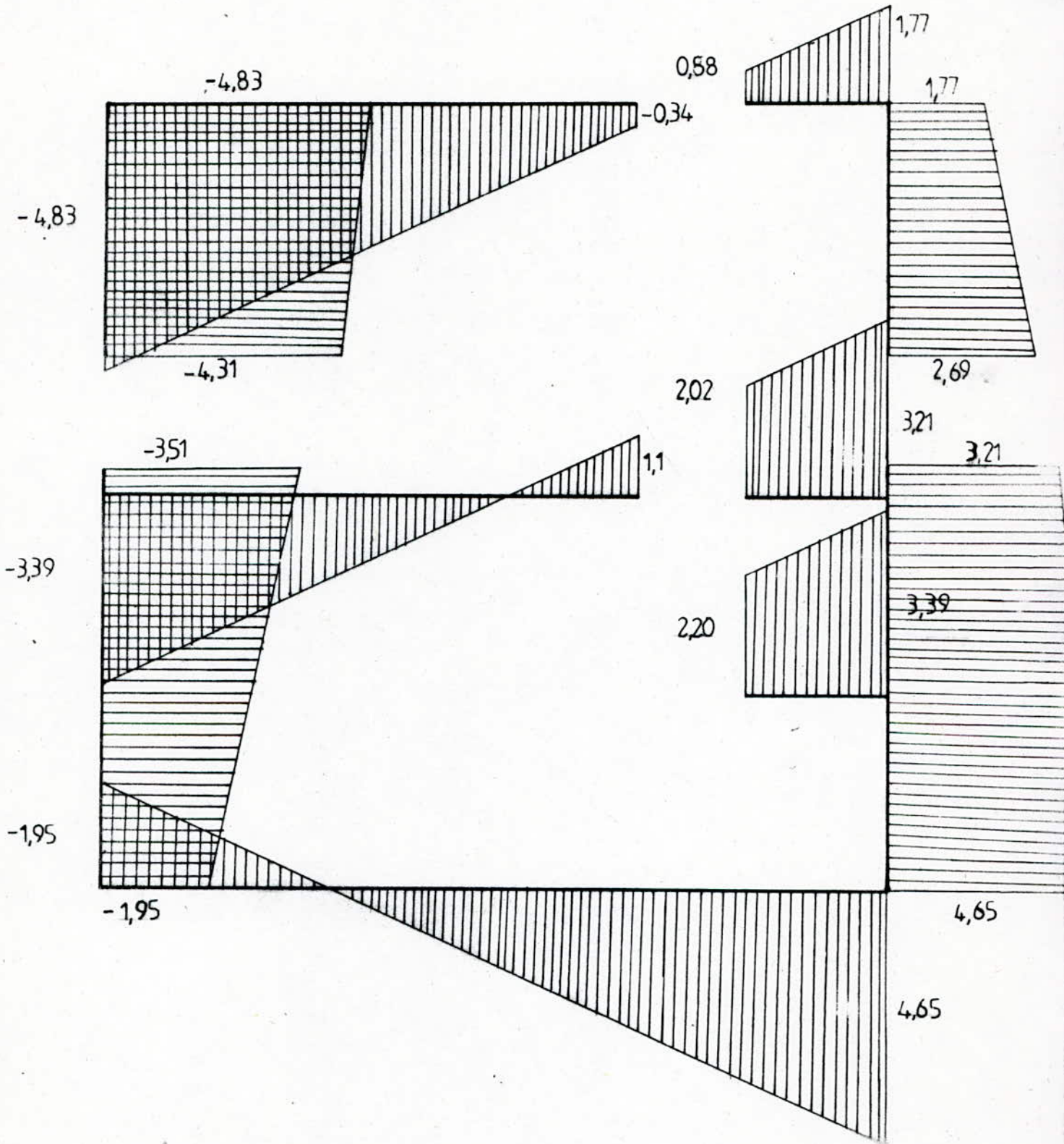
$$e_a = 5\%(\text{de la plus grande dimension}) \Rightarrow e_a = 1.44 \text{ m}$$

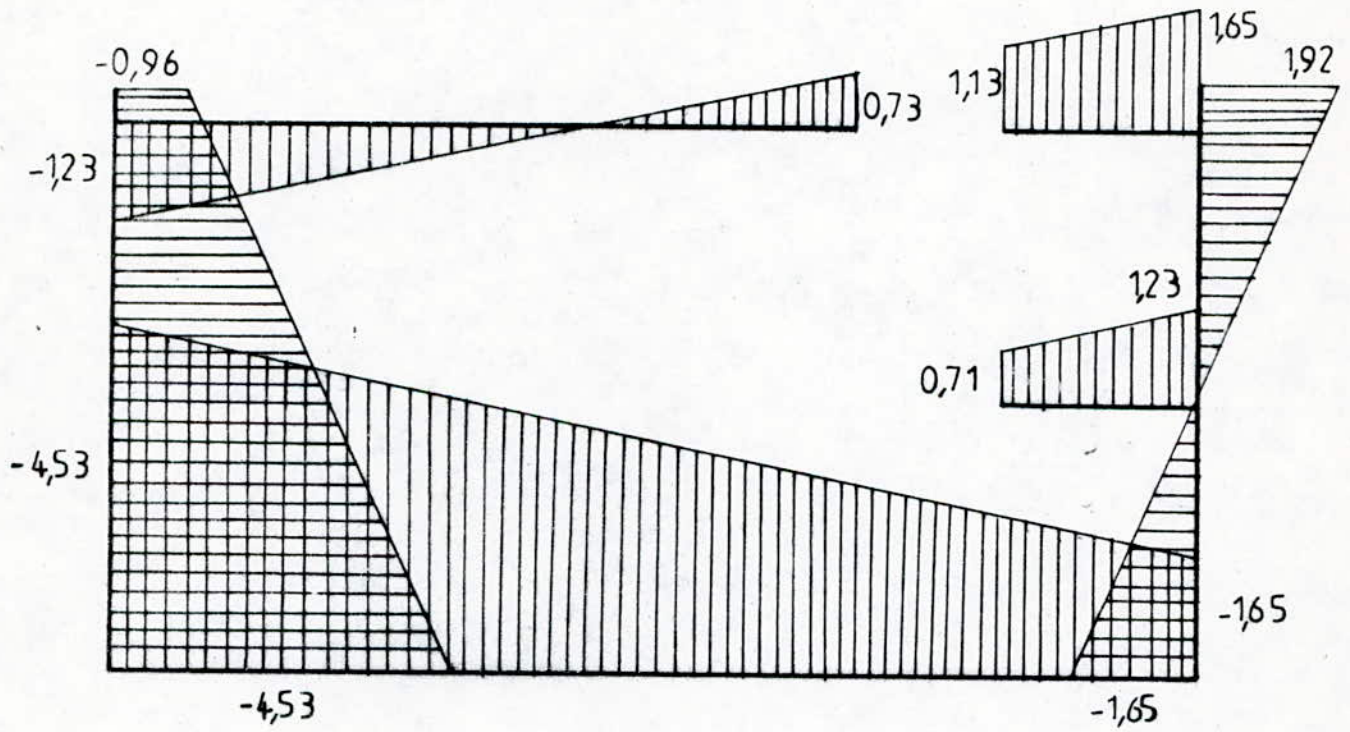
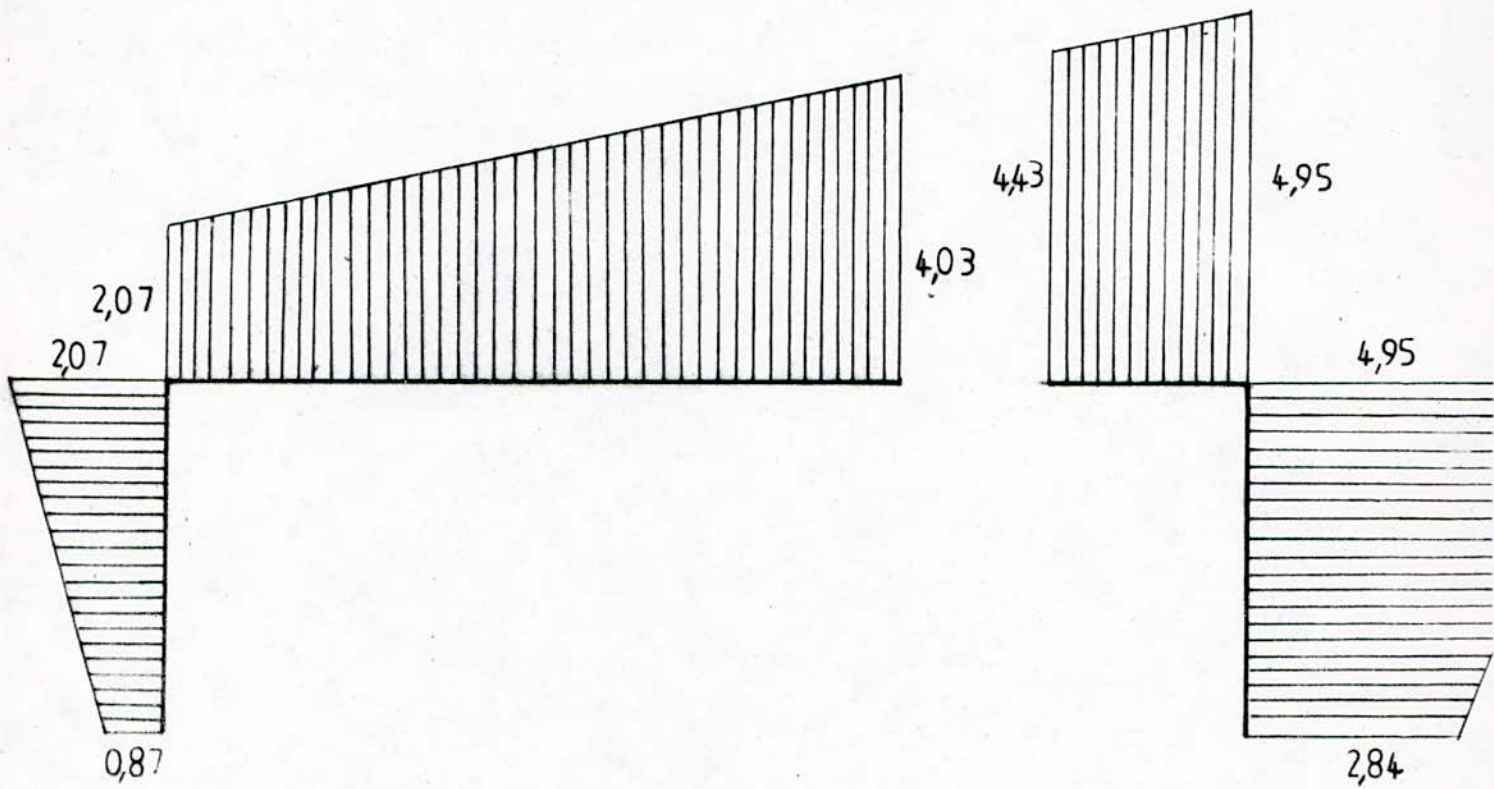
2-excentricité théorique :

$$e_{\text{theox}} = X_c - X_g$$

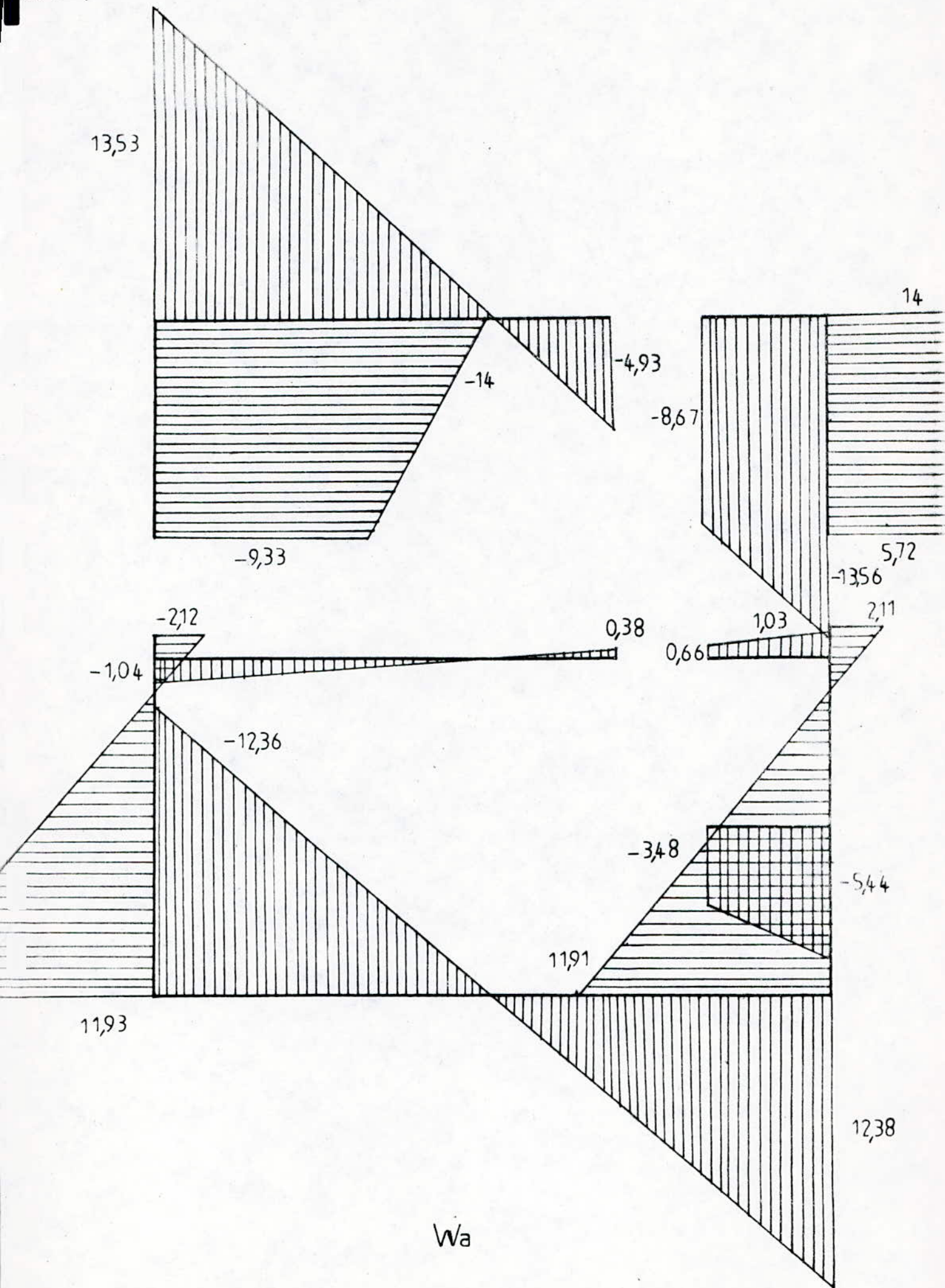
$$e_{\text{theoy}} = Y_c - Y_g$$

donc: $e_a > e_{\text{theo}}$





(Y)



Wa

Les valeurs de I_{xy} ont été obtenues par :

$$I_{xy} = 0 + X \cdot y \cdot \text{aire}$$

Les diagrammes de X et de Y sont donnés par fig.1 & fig.2 et ceci par rapport au repère d'axes principaux .

-DETERMINATION DES MOMENTS STATIQUES SECTORIELS

a-Tableau de $S_y(s)$:

| TRONC | $S_y(s)$ | | VALEUR MAX | VALEUR MIN |
|-------|----------|---------|------------|------------|
| | NOEUD 1 | NOEUD 2 | | |
| 1 | -3.19 | -0.274 | -0.274 | -3.19 |
| 2 | 4.52 | 0.000 | 4.520 | 0.00 |
| 3 | 0.00 | 1.538 | 1.538 | 0.00 |
| 4 | 0.46 | 0.000 | 0.460 | 0.00 |
| 5 | 0.00 | -3.800 | 0.000 | -3.80 |
| 6 | -1.78 | 0.000 | 0.000 | -1.78 |
| 7 | 0.00 | -3.190 | -3.190 | 0.00 |
| 8 | -1.68 | 0.000 | 0.200 | -1.68 |
| 9 | 0.00 | 1.020 | 1.020 | 0.00 |
| 10 | 0.00 | 1.090 | 1.090 | 0.00 |

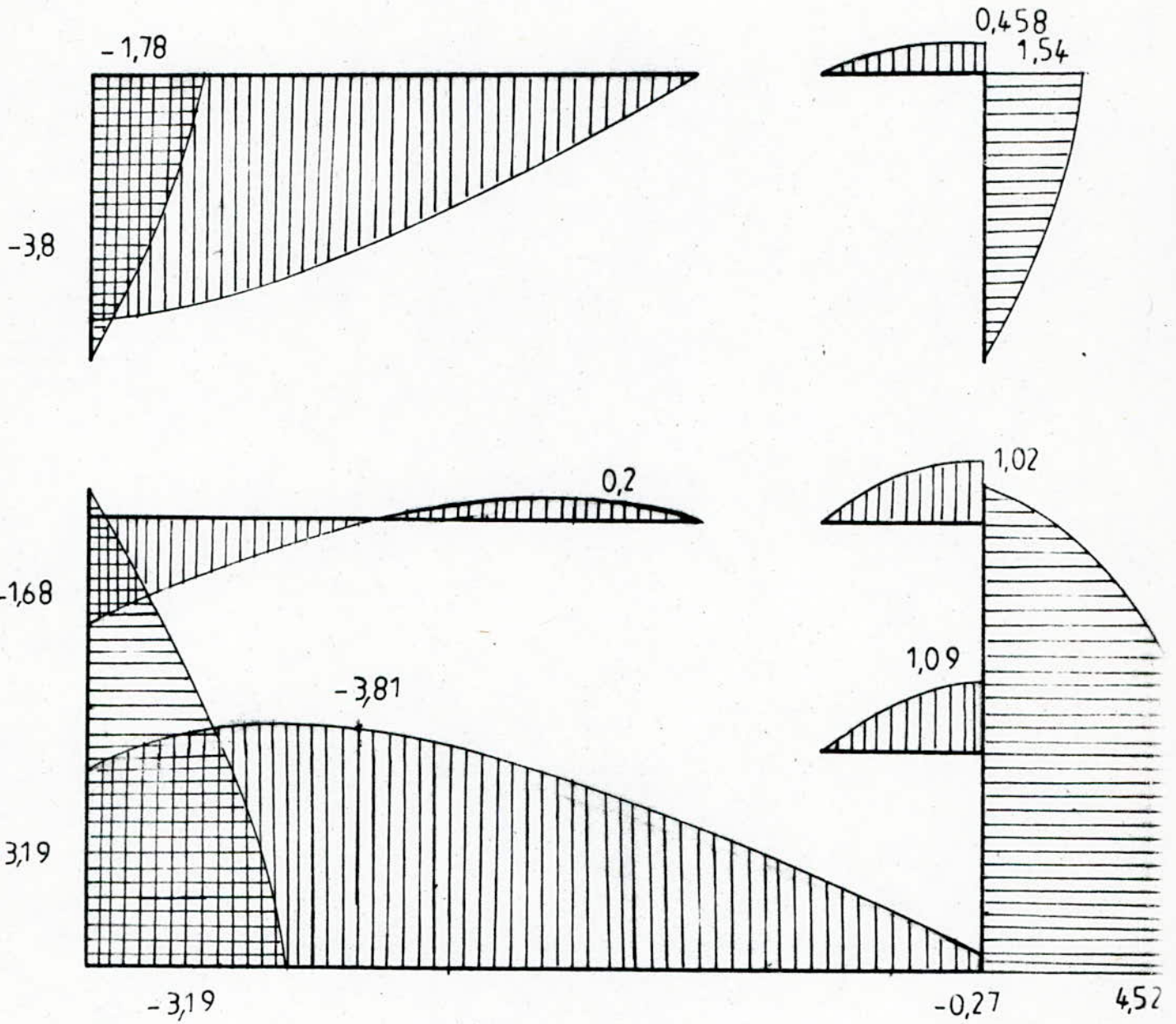
b-Tableau de $S_x(s)$:

| TRONC | S _x (s) | | VALEUR MAX | VALEUR MIN |
|-------|--------------------|---------|------------|------------|
| | NOEUD 1 | NOEUD 2 | | |
| 1 | -6.52 | 0.158 | 0.158 | -6.52 |
| 2 | 0.16 | 0.000 | 1.120 | 0.00 |
| 3 | 0.00 | 2.687 | 2.687 | 0.00 |
| 4 | 1.83 | 0.000 | 1.830 | 0.00 |
| 5 | 0.00 | 4.480 | 4.480 | 0.00 |
| 6 | 1.10 | 0.000 | 1.010 | 0.00 |
| 7 | 0.00 | -3.210 | 0.000 | -3.21 |
| 8 | -0.37 | 0.000 | 0.200 | -0.37 |
| 9 | 0.00 | 0.542 | 0.542 | 0.00 |
| 10 | 0.00 | 0.378 | 0.378 | 0.00 |

c-Tableau de S_w(s) :

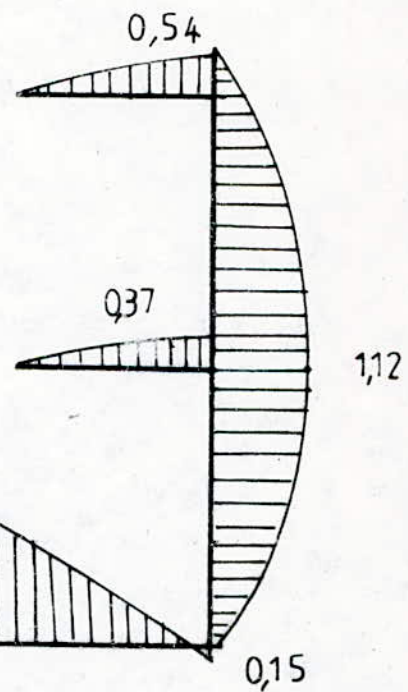
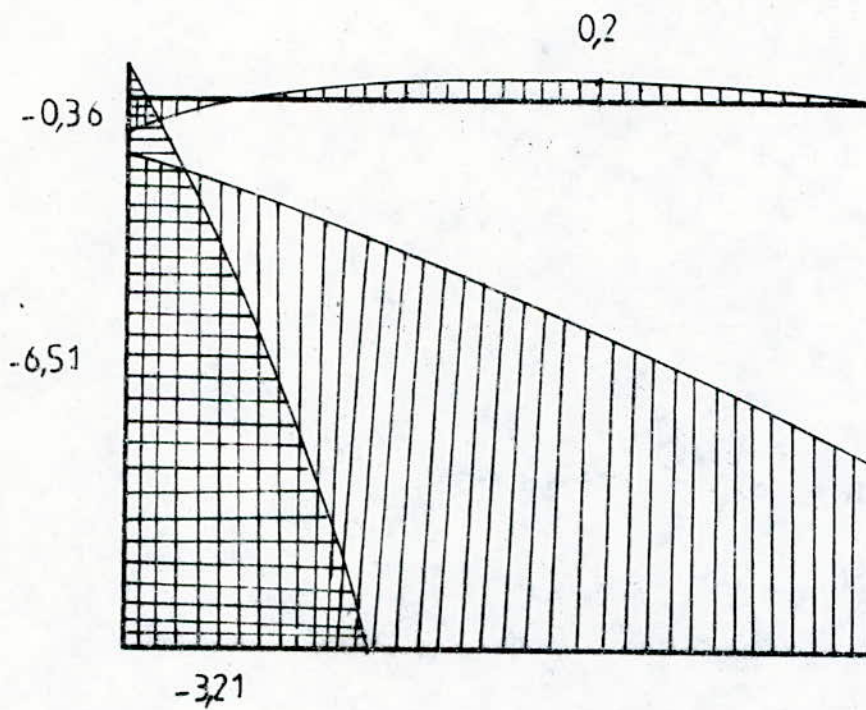
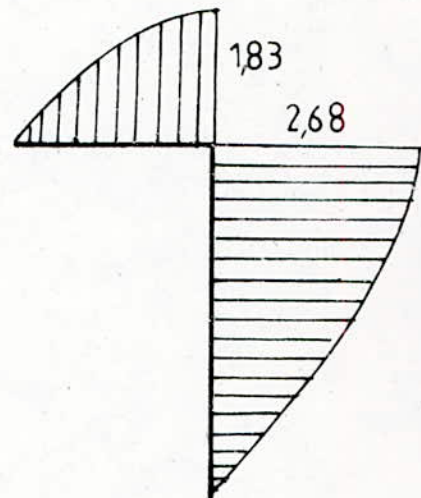
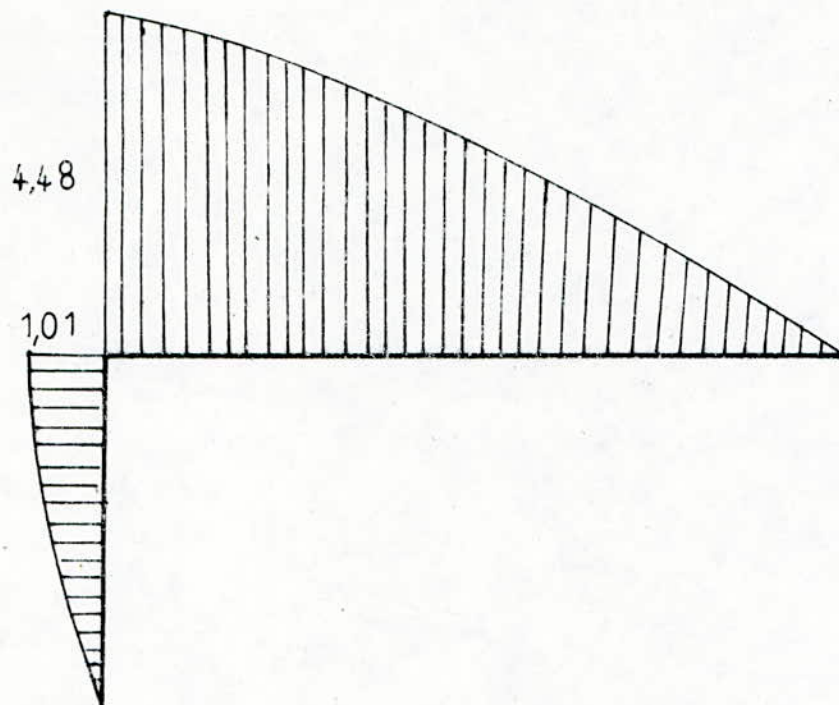
| TRONC | S _w (s) | | VALEUR MAX | VALEUR MIN |
|-------|--------------------|---------|------------|------------|
| | NOEUD 1 | NOEUD 2 | | |
| 1 | -5.74 | -5.740 | 0.955 | -5.74 |
| 2 | -5.74 | 0.000 | 0.186 | -5.74 |
| 3 | 0.00 | 6.800 | 6.800 | 0.00 |
| 4 | -4.33 | 0.000 | 0.460 | -4.33 |
| 5 | 0.00 | 6.320 | 6.320 | -1.70 |
| 6 | -8.05 | 0.000 | 0.000 | -8.05 |
| 7 | 0.00 | 5.740 | 5.740 | -0.19 |
| 8 | -0.48 | 0.000 | 0.108 | -0.48 |
| 9 | 0.00 | 0.330 | 0.330 | 0.00 |
| 10 | 0.00 | -1.740 | 0.000 | -1.74 |

66 Bis 1



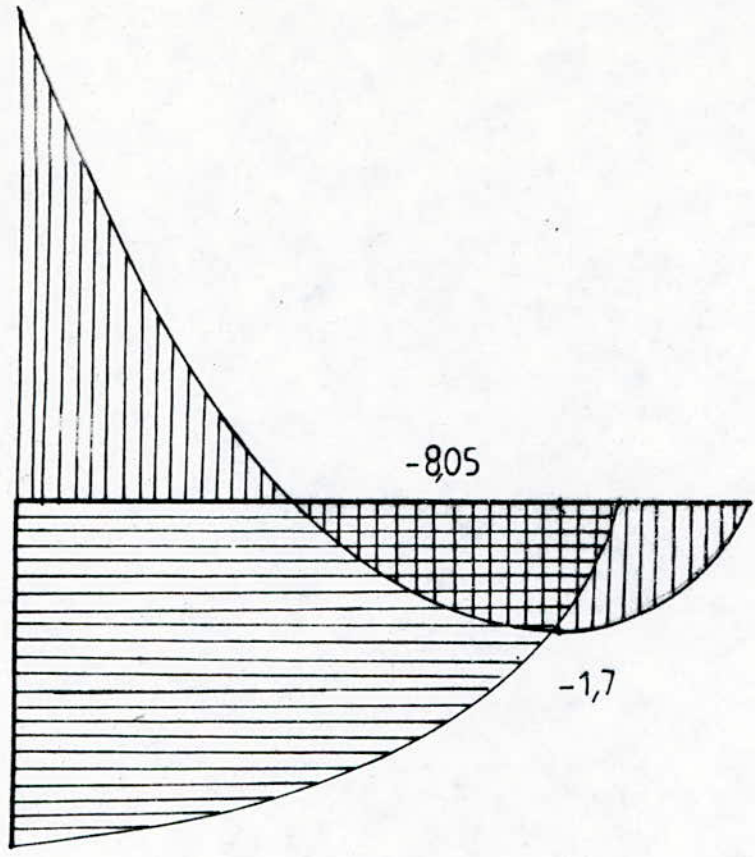
$S_y(s)$

66 Bis 2

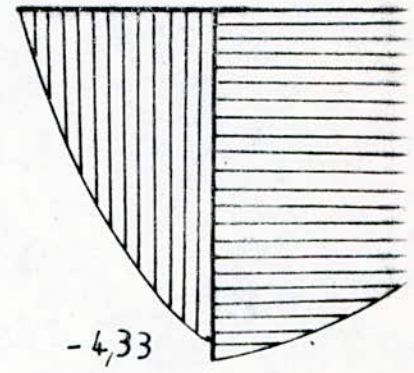


$S_x(s)$

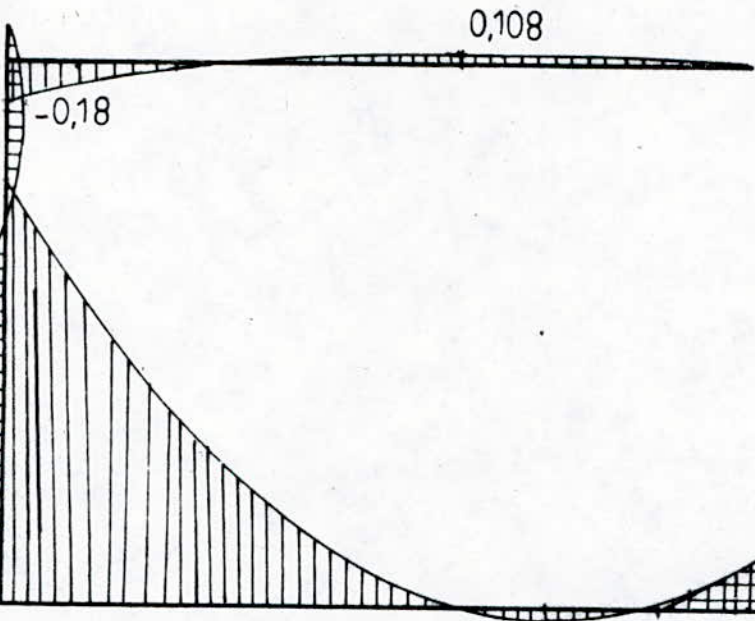
6,32



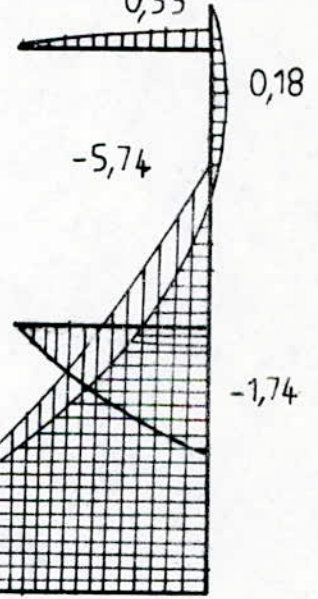
6,8



-0,48



0,33



5,74

0,95

-5,74

$S_w(s)$

-CALCUL DE LA CONSTANCE DE TORSION J DU NOYAU CENTRAL :

$$J = \frac{1}{3} * \sum_{j1}^n (b * e^3) + \sum_{j2}^m \frac{12 * E * I_{ib} * \Omega_i^2}{G * h_i * L_i^3}$$

Cette expression est valable pour les sections partiellement fermées où :

L_i = longueur de la poutre de connection (linteau i)

h_i = hauteur entre deux poutres de connection (entre deux linteaux)

I_{ib} = moment d'inertie du linteau i par rapport à un axe horizontal .

Ω_i = double aire fermée par la liaison i (profil de la section)

n = nombre de tronçons de la section .

m = nombre de linteaux (poutres de connections) .

E = module d'élasticité du matériau utilisé .

G = module de torsion .

-LA VALEUR DE J1 :

$$J1 = \frac{1}{3} * (0.3^3) * (7.2 + 3.9 + 2.3 + 1.3 + 1.3 + 2.3 + 3.9 + 4.9 + 1.3 + 1.3)$$

$$J1 = 0.2673 \text{ m}^4$$

-LA VALEUR DE J2 :

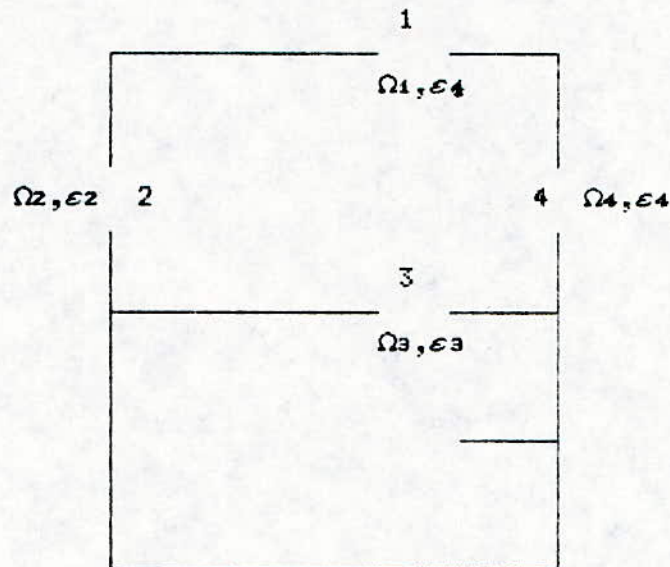
On a 1 type de linteau :

$$L=1\text{m} ; h_i=2.2\text{m} ; I_{1b}=0.016\text{m}^4$$

$$n=4$$

-Calcul de Ω_i :

section fermée : par le linteau n°3 :



$\Omega_1=\Omega_2=\Omega_4=0$ car le contour n'est pas fermé .

$$\Omega_3=(7.2*3.6)*2 \rightarrow \boxed{\Omega_3=51.84 \text{ m}^4}$$

en prenant $g=0.9\text{E}+07 \text{ kn/m}^2$ et $E=3.5\text{E}+07 \text{ kn/m}^2$

$$\boxed{J_2=912.08 \text{ m}^4}$$

remarque : le terme provenant de la distorsion n'est pas négligeable devant celui de la flexion .

la constante de torsion J :

$$\boxed{J=912.3473 \text{ m}^4}$$

-CALCUL DE LA SOUPLESSE DU LINTEAU : (VOIR THEORIE)

$$\epsilon_i = h * \left[\frac{L_i^3}{12 * E * i_i} + \frac{L_i}{G * Sr_i} \right]$$

avec :

L_i = longueur du linteau i

i_i = moment d'inertie du linteau i /à un axe horizontal .

Sr_i = la section réduite du linteau .

h = hauteur entre deux linteaux .

$E * i_i$ = la rigidité flexionnelle du linteau .

$G * Sr_i$ = la rigidité distorsionnelle du linteau .

-calcul :

$$Sr_1 = (0.86 - 0.02) * (0.3 - 0.02)$$

$$Sr_1 = 0.2352$$

$$\epsilon_1 = 1.36E-03 \text{ m}^2/\text{MN}$$

EVALUATION DE L'EFFORT NORMAL QUI REVIENT A CHAQUE TRONCON
SOUS L'EFFET DES CHARGES PERMANENTES ET D'EXPLOITATION

I) DONNEES:

1°) Charge des planchers "q" à l'E-L-U: $q = 1.35 * G + 1.5 * P.$

-Plancher courant:

RDC: $q_{rdc} = 1.397 \text{ t/m}^2.$
1^{er} niveau: $q_1 = 1.097 \text{ " .}$
niveau "n": $q_n = 0.985 \text{ " .}$
 $2 \leq n \leq 10$

-Plancher terrasse: $q_t = 0.8925 \text{ t/m}^2.$

2°) Dalle pleine de: 16cm à l'intérieur du N-C:

* charge permanente : $G = 2.5 * 0.16 = 0.4 \text{ t/m}^2.$

* " d'exploitation : relative à chaque niveau.

Donc:

RDC: $q'_{rdc} = 1.215 \text{ t/m}^2.$
1^{er} niveau: $q'_1 = 0.915 \text{ " .}$
niveau "n": $q'_n = 0.8025 \text{ " .}$
 $2 \leq n \leq 11$

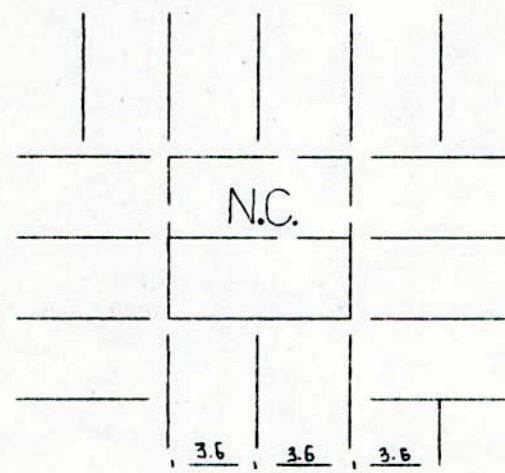
3°) Distribution des charges de planchers et de la dalle de: 16cm sur les tronçons du noyau central:

Le N-C reçoit des charges concentrées exercées par les planchers courants (habitation, commerce et bureaux), par l'intermédiaire des poutres qui lui sont ancrées.

Pour ces charges concentrées, on détermine les charges uniformes équivalentes en chaque tronçon.

Comme il reçoit des charges de répartition triangulaire ou trapézoïdale exercées par la dalle de "16cm", donc il faut trouver les charges équivalentes leurs revenant.

En plus chaque tronçon du N-C reprend son propre poids, ainsi que le poids de l'escalier pour les tronçons se trouvant soumis.



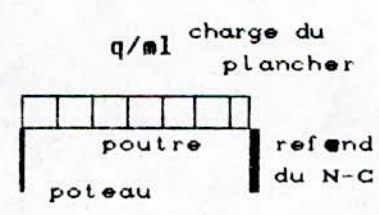
3-1) Charge uniforme équivalente des charges concentrées:

3-1-1) Intensité des charges concentrées:

Deux sortes de charge concentrées sont rencontrées: P et P'.

$$P = [q * 3.6] * \frac{7.2}{2} = 12.96 * q \text{ t.}$$

$$P' = [q * 1.8] * \frac{7.2}{2} = 6.48 * q \text{ t.}$$



Plancher terrasse:

→ P=5.78 t et: P'=11.57 t

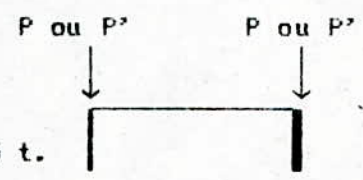
Plancher courant:

RDC: → P=9.05 t et: P'=18.105 t.

1^{er} niveau: P=7.11 t et: P'=14.22 t.

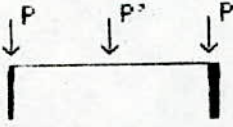
niveau "n": P=5.20 T et: P'=10.40 t.

2 ≤ n ≤ 10



Exemple:

Prenons le cas du tronçon N°1:



La charge équivalente uniforme pour le tronçon est donnée par:

$$q^* = \frac{P+P'+P}{1} = \frac{2*P'}{1} \text{ t/ml.}$$

A-N:

$$-q_l^* = \frac{2*11.57}{7.2} = 3.21 \text{ t/ml.}$$

$$-q_{rdc}^* = \frac{2*18.105}{7.2} = 5.03 \text{ " .}$$

$$-q_1^* = \frac{2*14.22}{7.2} = 3.95 \text{ " .}$$

$$-q_n^* = \frac{2*10.40}{7.2} = 2.89 \text{ " .}$$

De même pour les autres tronçons.

3-2) Charge uniforme équivalente de la dalle de: 16cm:

*Cas trapézoïdal:

$$\begin{cases} q_{meqv}^* = q^* * (0.5 - \frac{\rho^2}{6}) * l_x & ; \quad \rho = \frac{l_x}{l_y} \\ q_{leqv}^* = q^* * (0.5 - \frac{\rho}{4}) * l_x & ; \quad q^* [t/m^2] \end{cases}$$

* Cas triangulaire:

$$\begin{cases} q_{meqv}^* = q^* * 0.33 * l_x \\ q_{leqv}^* = q^* * 0.25 * l_x \end{cases}$$

A-N: $l_x = 3.6 \text{ m} ; l_y = 7.2 \text{ m} \rightarrow \rho = 0.5$

Donc:

Pour le cas trapézoïdal: $\begin{cases} q_{meqv}^ = 0.46 * l_x * q^* \\ q_{leqv}^* = 0.375 * l_x * q^* \end{cases}$

Prenons le cas le plus défavorable:

$q_{eqv}^* = 0.46 * l_x * q^*$

→ RDC: $\longrightarrow q_{reqv}^* = 2.01 \text{ t/ml.}$

1^{er} niveau: $\longrightarrow q_{1eqv}^* = 1.51 \text{ t/ml.}$

niveau "n": $\longrightarrow q'_{neqv} = 1.33 \text{ t/ml.}$
 $2 \leq n \leq 11$

*Pour le cas de la répartition triangulaire:

Prendre: $q'_{eqv} = 0.33 * l_x * q'$

\Rightarrow RDC: $\longrightarrow q'_{reqv} = 1.443 \text{ t/ml.}$

1^{er} niveau: $\longrightarrow q'_{1eqv} = 1.09 \text{ " .}$

niveau "n": $\longrightarrow q'_{neqv} = 0.95 \text{ " .}$

4) Poids propre de chaque tronçon sur une hauteur d'étage:

Il est déterminé par mètre linéaire de longueur du tronçon.

Le poids est donné par:

$$G = \rho * e * h_e \quad ; \quad e = 0.30 \text{ m} \quad ; \quad \rho = 2.5 \text{ t/m}^2.$$

$$\Rightarrow G = 0.75 * e.$$

* Au RDC et: 1^{er} niveau: $h_e = 4.06 \text{ m.} \longrightarrow G = 3.045 \text{ t/ml.}$

* Au niveau "n": $2 \leq n \leq 11$: $h_e = 3.06 \text{ m.} \longrightarrow G = 2.295 \text{ " .}$

5) Evaluation de l'effort normal à chaque étage et pour chaque tronçon:

Commencer par l'étage supérieur "n=11". Pour chaque tronçon de cet étage, on détermine l'effort normal lui revenant des planchers, des escaliers s'il se trouve soumis et de son propre poids.

Pour un tronçon quelconque:

$$N_{in} = [q_{neqv} \text{ "plancher"} + q'_{neqv} \text{ "dalle de: } 16\text{cm"} + G_n \text{ "pds propre"}] * l_i$$

Avec: -i: Numéro du tronçon.

-n: " d'étage "niveau".

-l_i: longueur du tronçon: i.

Pour l'étage juste inférieur (n-1), on détermine l'E-Normal de chaque tronçon et on ajoute l'E-N qui lui revient de l'étage précédent "cumul pour chaque tronçon". Et ainsi de suite pour les autres étages.

Les résultats sont donnés dans le tableau: unité: [t]:

| tronçon niveau N° N° | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 |
|----------------------------|--------|--------|--------|--------|--------|
| 12 "terrasse" | 39.58 | 26.87 | 10.17 | 14.54 | 34.356 |
| 11 | 83.73 | 55.16 | 21.95 | 29.16 | 71.07 |
| 10 | 127.88 | 82.45 | 33.73 | 43.78 | 107.77 |
| 9 | 172.03 | 111.74 | 45.51 | 58.4 | 144.49 |
| 8 | 216.18 | 140.03 | 57.29 | 73.02 | 181.11 |
| 7 | 260.33 | 168.32 | 69.07 | 87.64 | 217.91 |
| 6 | 304.48 | 196.61 | 80.85 | 102.26 | 254.62 |
| 5 | 348.63 | 224.90 | 92.63 | 116.88 | 291.33 |
| 4 | 392.78 | 253.19 | 104.41 | 131.50 | 328.04 |
| 3 | 436.93 | 281.48 | 116.19 | 146.12 | 364.75 |
| 2 | 481.08 | 309.77 | 127.97 | 160.74 | 401.46 |
| 1 | 536.79 | 348.11 | 143.42 | 180.27 | 449.74 |
| 0 "RDC" | 600.84 | 394.22 | 161.63 | 204.34 | 508.22 |

| tronçon niveau N° | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 |
|----------------------|--------|--------|--------|-------|-------|
| 12 "terrasse" | 10.17 | 26.87 | 17.72 | 2.29 | 1.65 |
| 11 | 21.95 | 55.16 | 39.83 | 6.91 | 3.30 |
| 10 | 33.73 | 83.45 | 61.94 | 11.49 | 4.95 |
| 9 | 45.54 | 111.74 | 84.05 | 16.09 | 6.09 |
| 8 | 57.29 | 140.03 | 106.16 | 20.69 | 8.25 |
| 7 | 69.07 | 168.32 | 128.27 | 25.29 | 9.90 |
| 6 | 80.85 | 196.61 | 150.38 | 29.89 | 11.55 |
| 5 | 92.63 | 224.90 | 172.49 | 34.49 | 13.20 |
| 4 | 104.41 | 253.19 | 194.60 | 39.09 | 14.85 |
| 3 | 116.19 | 281.48 | 216.71 | 43.69 | 16.50 |
| 2 | 127.97 | 309.77 | 238.82 | 48.29 | 18.15 |
| 1 | 143.42 | 348.11 | 265.17 | 53.95 | 19.80 |
| 0 "RDC" | 161.63 | 394.22 | 293.96 | 60.26 | 21.45 |

SENS DE GRANDE RIGIDITE

La valeur de ALPHA est :

ALPHA= 0.7686709

donc

ALPHA*H= 30.943873

tableau donnant la rotation teta & ladéformation total

| z (m) | TETA.TRI (rd) | DEF.TETA (m) | DEF.FORC (m) | ALL.DEFS (m) |
|----------|------------------|-----------------|-----------------|-----------------|
| 0.00 | 0.00E+00 | 0.00E+00 | 0.00E+00 | 0.00E+00 |
| 4.06 | 0.86E-05 | 0.11E-03 | 0.67E-05 | 0.11E-03 |
| 8.12 | 0.21E-04 | 0.26E-03 | 0.16E-04 | 0.28E-03 |
| 11.18 | 0.30E-04 | 0.37E-03 | 0.24E-04 | 0.40E-03 |
| 14.24 | 0.39E-04 | 0.48E-03 | 0.30E-04 | 0.51E-03 |
| 17.30 | 0.48E-04 | 0.58E-03 | 0.37E-04 | 0.62E-03 |
| 20.36 | 0.55E-04 | 0.68E-03 | 0.43E-04 | 0.72E-03 |
| 23.42 | 0.62E-04 | 0.76E-03 | 0.48E-04 | 0.81E-03 |
| 26.48 | 0.68E-04 | 0.84E-03 | 0.53E-04 | 0.89E-03 |
| 29.54 | 0.73E-04 | 0.90E-03 | 0.57E-04 | 0.96E-03 |
| 32.60 | 0.77E-04 | 0.95E-03 | 0.60E-04 | 0.10E-02 |
| 35.66 | 0.80E-04 | 0.98E-03 | 0.62E-04 | 0.10E-02 |
| 38.72 | 0.81E-04 | 0.10E-02 | 0.63E-04 | 0.11E-02 |

tableau donnant la 1re derive de teta et la déflexion
due la charge triangulaire .

| z (m) | TET1.TRI | DEF1.FOR | TAU.TORS PURE |
|----------|----------|----------|------------------|
| 0.00000 | 0.00E+00 | 0.00E+00 | 0.00E+00 |
| 4.06000 | 0.30E-05 | 0.23E-05 | 0.16E+02 |
| 8.12000 | 0.31E-05 | 0.24E-05 | 0.17E+02 |
| 11.18000 | 0.30E-05 | 0.23E-05 | 0.16E+02 |
| 14.24000 | 0.28E-05 | 0.22E-05 | 0.15E+02 |
| 17.30000 | 0.26E-05 | 0.20E-05 | 0.14E+02 |
| 20.36000 | 0.24E-05 | 0.19E-05 | 0.13E+02 |
| 23.42000 | 0.21E-05 | 0.16E-05 | 0.12E+02 |
| 26.48000 | 0.18E-05 | 0.14E-05 | 0.99E+01 |
| 29.54000 | 0.15E-05 | 0.11E-05 | 0.80E+01 |
| 32.60000 | 0.11E-05 | 0.85E-06 | 0.60E+01 |
| 35.66000 | 0.70E-06 | 0.54E-06 | 0.38E+01 |
| 38.72000 | 0.31E-06 | 0.24E-06 | 0.17E+01 |

ce tableau donne la 2nd derive de teta, le bimoment
ainsi que la troisieme drive de teta & Cw

| z (m) | TET2.TRI | BIMOMENT | TET3.TRI | Cw |
|----------|-----------|------------|-----------|-----------|
| 0.00 | 0.22E-05 | -.3858E+02 | -0.15E-05 | 0.27E+02 |
| 4.06 | 0.12E-06 | -.2092E+01 | -0.98E-07 | 0.17E+01 |
| 8.12 | -0.24E-07 | 0.4186E+00 | -0.98E-08 | 0.17E+00 |
| 11.18 | -0.44E-07 | 0.7596E+00 | -0.47E-08 | 0.83E-01 |
| 14.24 | -0.57E-07 | 0.9881E+00 | -0.41E-08 | 0.72E-01 |
| 17.30 | -0.69E-07 | 0.1203E+01 | -0.40E-08 | 0.71E-01 |
| 20.36 | -0.81E-07 | 0.1416E+01 | -0.40E-08 | 0.70E-01 |
| 23.42 | -0.94E-07 | 0.1629E+01 | -0.40E-08 | 0.70E-01 |
| 26.48 | -0.11E-06 | 0.1841E+01 | -0.40E-08 | 0.70E-01 |
| 29.54 | -0.12E-06 | 0.2053E+01 | -0.39E-08 | 0.69E-01 |
| 32.60 | -0.13E-06 | 0.2253E+01 | -0.34E-08 | 0.60E-01 |
| 35.66 | -0.14E-06 | 0.2360E+01 | 0.73E-09 | -0.13E-01 |
| 38.72 | -0.98E-07 | 0.1714E+01 | 0.35E-07 | -0.61E+00 |

ce tableau donne les contraintes de cisaillement dans le linteau, ainsi que le moment engendré

| z (m) | LINTEAUX TYPE | CONT.CIS (Mpa) | MOMENT (Mn.m) |
|------------|------------------|-------------------|------------------|
| 0.0000E+00 | 1 | 0.0000E+00 | 0.0000E+00 |
| 0.4060E+01 | 1 | -.4705E-01 | -.2353E-01 |
| 0.8120E+01 | 1 | -.4843E-01 | -.2421E-01 |
| 0.1118E+02 | 1 | -.4675E-01 | -.2337E-01 |
| 0.1424E+02 | 1 | -.4433E-01 | -.2216E-01 |
| 0.1730E+02 | 1 | -.4130E-01 | -.2065E-01 |
| 0.2036E+02 | 1 | -.3769E-01 | -.1884E-01 |
| 0.2342E+02 | 1 | -.3348E-01 | -.1674E-01 |
| 0.2648E+02 | 1 | -.2869E-01 | -.1435E-01 |
| 0.2954E+02 | 1 | -.2332E-01 | -.1166E-01 |
| 0.3260E+02 | 1 | -.1737E-01 | -.8685E-02 |
| 0.3566E+02 | 1 | -.1095E-01 | -.5477E-02 |
| 0.3872E+02 | 1 | -.4943E-02 | -.2472E-02 |

ce tableau donne les contraintes normales dues à M_x et M_y

A LA HAUTEUR Z= 0.00 m

| TRONÇON | CONTRAİNTE/ My | | CONTRAİNTE/ Mx | |
|---------|----------------|------------|----------------|------------|
| j | NOEUD 1 | NOEUD 2 | NOEUD 1 | NOEUD 2 |
| 1 | 0.00E+00 | 0.00E+00 | -0.10E+02 | -0.37E+01 |
| 2 | 0.00E+00 | 0.00E+00 | -0.37E+01 | 0.43E+01 |
| 3 | 0.00E+00 | 0.00E+00 | 0.64E+01 | 0.11E+02 |
| 4 | 0.00E+00 | 0.00E+00 | 0.11E+02 | 0.99E+01 |
| 5 | 0.00E+00 | 0.00E+00 | 0.90E+01 | 0.46E+01 |
| 6 | 0.00E+00 | 0.00E+00 | 0.46E+01 | 0.20E+01 |
| 7 | 0.00E+00 | 0.00E+00 | -0.22E+01 | -0.10E+02 |
| 8 | 0.00E+00 | 0.00E+00 | -0.28E+01 | 0.16E+01 |
| 9 | 0.00E+00 | 0.00E+00 | 0.25E+01 | 0.37E+01 |
| 10 | 0.00E+00 | 0.00E+00 | 0.16E+01 | 0.28E+01 |

A LA HAUTEUR Z= 8.12 m

| TRONÇON | CONTRAİNTE/ My | | CONTRAİNTE/ Mx | |
|---------|----------------|------------|----------------|------------|
| j | NOEUD 1 | NOEUD 2 | NOEUD 1 | NOEUD 2 |
| 1 | 0.00E+00 | 0.00E+00 | -0.75E+01 | -0.27E+01 |
| 2 | 0.00E+00 | 0.00E+00 | -0.27E+01 | 0.32E+01 |
| 3 | 0.00E+00 | 0.00E+00 | 0.47E+01 | 0.82E+01 |
| 4 | 0.00E+00 | 0.00E+00 | 0.82E+01 | 0.73E+01 |
| 5 | 0.00E+00 | 0.00E+00 | 0.67E+01 | 0.34E+01 |
| 6 | 0.00E+00 | 0.00E+00 | 0.34E+01 | 0.14E+01 |
| 7 | 0.00E+00 | 0.00E+00 | -0.16E+01 | -0.75E+01 |
| 8 | 0.00E+00 | 0.00E+00 | -0.20E+01 | 0.12E+01 |
| 9 | 0.00E+00 | 0.00E+00 | 0.19E+01 | 0.27E+01 |
| 10 | 0.00E+00 | 0.00E+00 | 0.12E+01 | 0.20E+01 |

ce tableau donne les contraintes dues à Tx & Ty

A LA HAUTEUR Z= 0.00 m

| TRONÇON | CONTRAİNTE/ Ty | | CONTRAİNTE/ Tx | |
|---------|----------------|----------|----------------|-----------|
| j | NOEUD 1 | NOEUD 2 | NOEUD 1 | NOEUD 2 |
| 1 | 0.00E+00 | 0.00E+00 | -0.27E+00 | -0.23E-01 |
| 2 | 0.00E+00 | 0.00E+00 | 0.38E+00 | 0.00E+00 |
| 3 | 0.00E+00 | 0.00E+00 | 0.00E+00 | 0.13E+00 |
| 4 | 0.00E+00 | 0.00E+00 | 0.39E-01 | 0.00E+00 |
| 5 | 0.00E+00 | 0.00E+00 | 0.00E+00 | -0.32E+00 |
| 6 | 0.00E+00 | 0.00E+00 | -0.15E+00 | 0.00E+00 |
| 7 | 0.00E+00 | 0.00E+00 | 0.00E+00 | -0.27E+00 |
| 8 | 0.00E+00 | 0.00E+00 | -0.14E+00 | 0.00E+00 |
| 9 | 0.00E+00 | 0.00E+00 | 0.00E+00 | 0.86E-01 |
| 10 | 0.00E+00 | 0.00E+00 | 0.00E+00 | 0.92E-01 |

A LA HAUTEUR Z= 8.12 m

| TRONÇON | CONTRAİNTE/ Ty | | CONTRAİNTE/ Tx | |
|---------|----------------|----------|----------------|-----------|
| j | NOEUD 1 | NOEUD 2 | NOEUD 1 | NOEUD 2 |
| 1 | 0.00E+00 | 0.00E+00 | -0.25E+00 | -0.21E-01 |
| 2 | 0.00E+00 | 0.00E+00 | 0.35E+00 | 0.00E+00 |
| 3 | 0.00E+00 | 0.00E+00 | 0.00E+00 | 0.12E+00 |
| 4 | 0.00E+00 | 0.00E+00 | 0.35E-01 | 0.00E+00 |
| 5 | 0.00E+00 | 0.00E+00 | 0.00E+00 | -0.29E+00 |
| 6 | 0.00E+00 | 0.00E+00 | -0.14E+00 | 0.00E+00 |
| 7 | 0.00E+00 | 0.00E+00 | 0.00E+00 | -0.25E+00 |
| 8 | 0.00E+00 | 0.00E+00 | -0.13E+00 | 0.00E+00 |
| 9 | 0.00E+00 | 0.00E+00 | 0.00E+00 | 0.79E-01 |
| 10 | 0.00E+00 | 0.00E+00 | 0.00E+00 | 0.84E-01 |

ce tableau donne la contrainte due au bimoment B
& la contrainte totale SIGMA

A LA HAUTEUR Z= 0.00 m

| TRONÇON j | CONTRAINTE/BIMOMENT | | CONTRAINTE TOTALE | |
|--------------|---------------------|------------|-------------------|------------|
| | NOEUD 1 | NOEUD 2 | NOEUD 1 | NOEUD 2 |
| 1 | 0.96E+00 | -0.96E+00 | 0.18E+01 | 0.37E+01 |
| 2 | 0.92E+00 | -0.16E+00 | 0.24E+01 | 0.35E+01 |
| 3 | -0.44E+00 | -0.11E+01 | 0.28E+01 | 0.34E+01 |
| 4 | 0.11E+01 | 0.67E+00 | 0.42E+01 | 0.46E+01 |
| 5 | 0.38E+00 | -0.10E+01 | 0.31E+01 | 0.45E+01 |
| 6 | 0.11E+01 | 0.72E+00 | 0.12E+01 | 0.16E+01 |
| 7 | 0.16E+00 | -0.93E+00 | 0.32E+01 | 0.43E+01 |
| 8 | 0.80E-01 | -0.30E-01 | 0.19E+01 | 0.20E+01 |
| 9 | -0.51E-01 | -0.80E-01 | 0.16E+01 | 0.16E+01 |
| 10 | 0.27E+00 | 0.42E+00 | 0.28E+00 | 0.13E+00 |

A LA HAUTEUR Z= 8.12 m

| TRONÇON j | CONTRAINTE/BIMOMENT | | CONTRAINTE TOTALE | |
|--------------|---------------------|------------|-------------------|------------|
| | NOEUD 1 | NOEUD 2 | NOEUD 1 | NOEUD 2 |
| 1 | -0.10E-01 | 0.10E-01 | 0.22E+01 | 0.22E+01 |
| 2 | -0.10E-01 | 0.18E-02 | 0.27E+01 | 0.26E+01 |
| 3 | 0.48E-02 | 0.12E-01 | 0.19E+01 | 0.18E+01 |
| 4 | -0.11E-01 | -0.73E-02 | 0.41E+01 | 0.41E+01 |
| 5 | -0.41E-02 | 0.11E-01 | 0.27E+01 | 0.27E+01 |
| 6 | -0.12E-01 | -0.79E-02 | 0.19E+01 | 0.19E+01 |
| 7 | -0.18E-02 | 0.10E-01 | 0.26E+01 | 0.26E+01 |
| 8 | -0.87E-03 | 0.32E-03 | 0.16E+01 | 0.16E+01 |
| 9 | 0.56E-03 | 0.87E-03 | 0.12E+01 | 0.12E+01 |
| 10 | -0.29E-02 | -0.46E-02 | 0.47E+00 | 0.47E+00 |

ce tableau donne la contrainte due à la torsion fléchie :

A LA HAUTEUR Z= 0.00 m

| TRONÇON | CONTR. TAU. | TORS. FLECH. | CONTRAINTE |
|---------|-------------|--------------|---------------|
| j | NOEUD 1 | NOEUD 2 | DUE EFFORT. N |
| 1 | 0.90E+00 | 0.77E-01 | 0.28E+01 |
| 2 | -0.13E+01 | 0.00E+00 | 0.34E+01 |
| 3 | 0.00E+00 | -0.43E+00 | 0.23E+01 |
| 4 | -0.13E+00 | 0.00E+00 | 0.52E+01 |
| 5 | 0.00E+00 | 0.11E+01 | 0.35E+01 |
| 6 | 0.50E+00 | 0.00E+00 | 0.23E+01 |
| 7 | 0.00E+00 | 0.90E+00 | 0.34E+01 |
| 8 | 0.47E+00 | 0.00E+00 | 0.20E+01 |
| 9 | 0.00E+00 | -0.29E+00 | 0.15E+01 |
| 10 | 0.00E+00 | -0.31E+00 | 0.55E+00 |

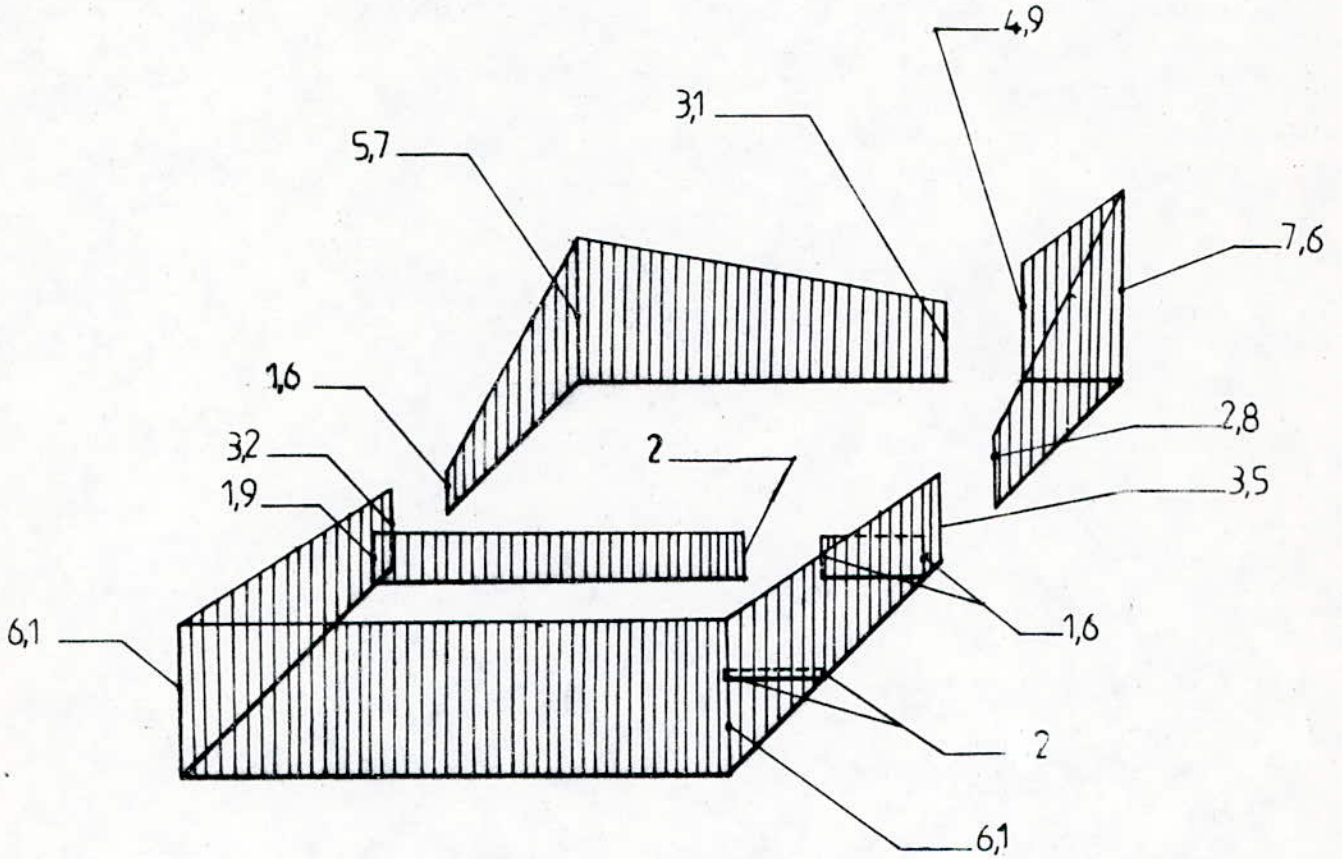
A LA HAUTEUR Z= 8.12 m

| TRONÇON | CONTR. TAU. | TORS. FLECH. | CONTRAINTE |
|---------|-------------|--------------|---------------|
| j | NOEUD 1 | NOEUD 2 | DUE EFFORT. N |
| 1 | 0.82E+00 | 0.70E-01 | 0.22E+01 |
| 2 | -0.12E+01 | 0.00E+00 | 0.26E+01 |
| 3 | 0.00E+00 | -0.40E+00 | 0.19E+01 |
| 4 | -0.12E+00 | 0.00E+00 | 0.41E+01 |
| 5 | 0.00E+00 | 0.98E+00 | 0.27E+01 |
| 6 | 0.46E+00 | 0.00E+00 | 0.19E+01 |
| 7 | 0.00E+00 | 0.82E+00 | 0.26E+01 |
| 8 | 0.43E+00 | 0.00E+00 | 0.16E+01 |
| 9 | 0.00E+00 | -0.26E+00 | 0.12E+01 |
| 10 | 0.00E+00 | -0.28E+00 | 0.47E+00 |

* Les Contraintes sont en MPA.

81 Bis 1

on obtient pour La Section d'encastrement



Section transversale du noyau central

Diagramme des contraintes normales [MPa]

TRAITEMENT DU SENS DE PETITE RIGIDITE

traitement du cas du chargement triangulaire

La valeur de:

ALPHA= 0.686709

==>

ALPHA*W= 27.640019

tableau donnant, teta & deformation

| z | TETA.TRI | DEF.TETA | DEF.FORC | ALL.DEFS |
|-------|----------|----------|----------|----------|
| 0.00 | 0.00E+00 | 0.00E+00 | 0.00E+00 | 0.00E+00 |
| 4.06 | 0.96E-05 | 0.12E-03 | 0.67E-05 | 0.12E-03 |
| 8.12 | 0.24E-04 | 0.29E-03 | 0.16E-04 | 0.30E-03 |
| 11.18 | 0.34E-04 | 0.41E-03 | 0.24E-04 | 0.44E-03 |
| 14.24 | 0.44E-04 | 0.54E-03 | 0.30E-04 | 0.57E-03 |
| 17.30 | 0.53E-04 | 0.65E-03 | 0.37E-04 | 0.69E-03 |
| 20.36 | 0.62E-04 | 0.75E-03 | 0.43E-04 | 0.80E-03 |
| 23.42 | 0.69E-04 | 0.85E-03 | 0.48E-04 | 0.90E-03 |
| 26.48 | 0.76E-04 | 0.93E-03 | 0.53E-04 | 0.98E-03 |
| 29.54 | 0.82E-04 | 0.10E-02 | 0.57E-04 | 0.11E-02 |
| 32.60 | 0.86E-04 | 0.11E-02 | 0.60E-04 | 0.11E-02 |
| 35.66 | 0.89E-04 | 0.11E-02 | 0.62E-04 | 0.12E-02 |
| 38.72 | 0.91E-04 | 0.11E-02 | 0.63E-04 | 0.12E-02 |

tableau donnant la 1re derive de teta et deflexion due à la charge triangulaire

| z | TET1.TRI | DEF1.FOR | TAU.TORS PURE |
|----------|----------|----------|---------------|
| 0.00000 | 0.00E+00 | 0.00E+00 | 0.00E+00 |
| 4.06000 | 0.33E-05 | 0.23E-05 | 0.18E+02 |
| 8.12000 | 0.34E-05 | 0.24E-05 | 0.19E+02 |
| 11.18000 | 0.33E-05 | 0.23E-05 | 0.18E+02 |
| 14.24000 | 0.31E-05 | 0.22E-05 | 0.17E+02 |
| 17.30000 | 0.29E-05 | 0.20E-05 | 0.16E+02 |
| 20.36000 | 0.27E-05 | 0.19E-05 | 0.14E+02 |
| 23.42000 | 0.24E-05 | 0.16E-05 | 0.13E+02 |
| 26.48000 | 0.20E-05 | 0.14E-05 | 0.11E+02 |
| 29.54000 | 0.17E-05 | 0.11E-05 | 0.89E+01 |
| 32.60000 | 0.12E-05 | 0.85E-06 | 0.66E+01 |
| 35.66000 | 0.78E-06 | 0.54E-06 | 0.42E+01 |
| 38.72000 | 0.35E-06 | 0.24E-06 | 0.19E+01 |

ce tableau donne la 2nd derive de teta, le bimoment ainsi que la troisieme derive de teta, & Cw

| z | TET2.TRI | BIMOMENT | TET3.TRI | Cw |
|-------|-----------|------------|-----------|-----------|
| 0.00 | 0.25E-05 | -.4293E+02 | -0.17E-05 | 0.30E+02 |
| 4.06 | 0.13E-06 | -.2328E+01 | -0.11E-06 | 0.19E+01 |
| 8.12 | -0.27E-07 | 0.4658E+00 | -0.11E-07 | 0.19E+00 |
| 11.18 | -0.49E-07 | 0.8453E+00 | -0.52E-08 | 0.92E-01 |
| 14.24 | -0.63E-07 | 0.1100E+01 | -0.45E-08 | 0.80E-01 |
| 17.30 | -0.77E-07 | 0.1338E+01 | -0.45E-08 | 0.79E-01 |
| 20.36 | -0.90E-07 | 0.1576E+01 | -0.44E-08 | 0.78E-01 |
| 23.42 | -0.10E-06 | 0.1812E+01 | -0.44E-08 | 0.78E-01 |
| 26.48 | -0.12E-06 | 0.2049E+01 | -0.44E-08 | 0.78E-01 |
| 29.54 | -0.13E-06 | 0.2284E+01 | -0.44E-08 | 0.77E-01 |
| 32.60 | -0.14E-06 | 0.2506E+01 | -0.38E-08 | 0.67E-01 |
| 35.66 | -0.15E-06 | 0.2626E+01 | 0.81E-09 | -0.14E-01 |
| 38.72 | -0.11E-06 | 0.1907E+01 | 0.39E-07 | -0.68E+00 |

ce tableau donne les contraintes de cisaillement dans le linteau, ainsi que le moment engendré à son encastrement .

| z | LINTEAU TYPE | CONT.CIS | MOMENT |
|------------|-----------------|------------|------------|
| 0.0000E+00 | 1 | 0.0000E+00 | 0.0000E+00 |
| 0.4060E+01 | 1 | -.5236E-01 | -.2618E-01 |
| 0.8120E+01 | 1 | -.5389E-01 | -.2694E-01 |
| 0.1118E+02 | 1 | -.5201E-01 | -.2601E-01 |
| 0.1424E+02 | 1 | -.4932E-01 | -.2466E-01 |
| 0.1730E+02 | 1 | -.4596E-01 | -.2298E-01 |
| 0.2036E+02 | 1 | -.4193E-01 | -.2097E-01 |
| 0.2342E+02 | 1 | -.3726E-01 | -.1863E-01 |
| 0.2648E+02 | 1 | -.3193E-01 | -.1596E-01 |
| 0.2954E+02 | 1 | -.2595E-01 | -.1297E-01 |
| 0.3260E+02 | 1 | -.1933E-01 | -.9664E-02 |

| | | | |
|--------------|---|--------------|--------------|
| !0.3566E+02! | 1 | !-.1219E-01! | !-.6095E-02! |
| !0.3872E+02! | 1 | !-.5501E-02! | !-.2750E-02! |

ce tableau donne les contraintes normales dues à M_x et M_y

A LA HAUTEUR Z= 0.00 m

| TRONÇON | CONTRAINTE/ M_y | | CONTRAINTE/ M_x | |
|---------|-------------------|-----------|-------------------|----------|
| j | NOEUD 1 | NOEUD 2 | NOEUD 1 | NOEUD 2 |
| 1 | -0.41E+01 | 0.98E+01 | 0.00E+00 | 0.00E+00 |
| 2 | 0.98E+01 | 0.65E+01 | 0.00E+00 | 0.00E+00 |
| 3 | 0.56E+01 | 0.37E+01 | 0.00E+00 | 0.00E+00 |
| 4 | 0.37E+01 | 0.12E+01 | 0.00E+00 | 0.00E+00 |
| 5 | -0.71E+00 | -0.10E+02 | 0.00E+00 | 0.00E+00 |
| 6 | -0.10E+02 | -0.90E+01 | 0.00E+00 | 0.00E+00 |
| 7 | -0.74E+01 | -0.41E+01 | 0.00E+00 | 0.00E+00 |
| 8 | -0.71E+01 | 0.23E+01 | 0.00E+00 | 0.00E+00 |
| 9 | 0.42E+01 | 0.67E+01 | 0.00E+00 | 0.00E+00 |
| 10 | 0.46E+01 | 0.71E+01 | 0.00E+00 | 0.00E+00 |

A LA HAUTEUR Z= 8.12 m

| TRONÇ | CONTR. M_y | | CONTR. M_x | |
|-------|--------------|-----------|--------------|----------|
| j | NOEUD 1 | NOEUD 2 | NOEUD 1 | NOEUD 2 |
| 1 | -0.27E+01 | 0.65E+01 | 0.00E+00 | 0.00E+00 |
| 2 | 0.65E+01 | 0.44E+01 | 0.00E+00 | 0.00E+00 |
| 3 | 0.38E+01 | 0.25E+01 | 0.00E+00 | 0.00E+00 |
| 4 | 0.25E+01 | 0.81E+00 | 0.00E+00 | 0.00E+00 |
| 5 | -0.48E+00 | -0.68E+01 | 0.00E+00 | 0.00E+00 |
| 6 | -0.68E+01 | -0.61E+01 | 0.00E+00 | 0.00E+00 |
| 7 | -0.49E+01 | -0.27E+01 | 0.00E+00 | 0.00E+00 |
| 8 | -0.48E+01 | 0.16E+01 | 0.00E+00 | 0.00E+00 |
| 9 | 0.28E+01 | 0.45E+01 | 0.00E+00 | 0.00E+00 |
| 10 | 0.31E+01 | 0.48E+01 | 0.00E+00 | 0.00E+00 |

ce tableau donne la contrainte due à T_x & T_y

A LA HAUTEUR Z= 0.00 m

| TRONÇON | CONTRAİNTE/ Ty | | CONTRAİNTE/ Tx | |
|---------|----------------|-----------|----------------|----------|
| j | NOEUD 1 | NOEUD 2 | NOEUD 1 | NOEUD 2 |
| 1 | -0.60E+00 | 0.15E-01 | 0.00E+00 | 0.00E+00 |
| 2 | 0.15E-01 | 0.00E+00 | 0.00E+00 | 0.00E+00 |
| 3 | 0.00E+00 | 0.25E+00 | 0.00E+00 | 0.00E+00 |
| 4 | 0.17E+00 | 0.00E+00 | 0.00E+00 | 0.00E+00 |
| 5 | 0.00E+00 | 0.42E+00 | 0.00E+00 | 0.00E+00 |
| 6 | 0.94E-01 | 0.00E+00 | 0.00E+00 | 0.00E+00 |
| 7 | 0.00E+00 | -0.30E+00 | 0.00E+00 | 0.00E+00 |
| 8 | -0.34E-01 | 0.00E+00 | 0.00E+00 | 0.00E+00 |
| 9 | 0.00E+00 | 0.50E-01 | 0.00E+00 | 0.00E+00 |
| 10 | 0.00E+00 | 0.35E-01 | 0.00E+00 | 0.00E+00 |

A LA HAUTEUR Z= 8.12 m

| TRONÇON | CONTRAİNTE/ Ty | | CONTRAİNTE/ Tx | |
|---------|----------------|-----------|----------------|----------|
| j | NOEUD 1 | NOEUD 2 | NOEUD 1 | NOEUD 2 |
| 1 | -0.56E+00 | 0.14E-01 | 0.00E+00 | 0.00E+00 |
| 2 | 0.14E-01 | 0.00E+00 | 0.00E+00 | 0.00E+00 |
| 3 | 0.00E+00 | 0.23E+00 | 0.00E+00 | 0.00E+00 |
| 4 | 0.16E+00 | 0.00E+00 | 0.00E+00 | 0.00E+00 |
| 5 | 0.00E+00 | 0.38E+00 | 0.00E+00 | 0.00E+00 |
| 6 | 0.86E-01 | 0.00E+00 | 0.00E+00 | 0.00E+00 |
| 7 | 0.00E+00 | -0.27E+00 | 0.00E+00 | 0.00E+00 |
| 8 | -0.31E-01 | 0.00E+00 | 0.00E+00 | 0.00E+00 |
| 9 | 0.00E+00 | 0.46E-01 | 0.00E+00 | 0.00E+00 |
| 10 | 0.00E+00 | 0.32E-01 | 0.00E+00 | 0.00E+00 |

ce tableau donne la contrainte due au bimoment B & la contrainte total SIGMA

A LA HAUTEUR Z= 0.00 m

| TRONÇON | CONTRAİNTE/ BIMOMENT | | CONTRAİNTE TOTALE | |
|---------|----------------------|-----------|-------------------|----------|
| j | NOEUD 1 | NOEUD 2 | NOEUD 1 | NOEUD 2 |
| 1 | 0.11E+01 | -0.11E+01 | 0.17E+01 | 0.39E+01 |
| 2 | 0.10E+01 | -0.18E+00 | 0.23E+01 | 0.35E+01 |
| 3 | -0.49E+00 | -0.12E+01 | 0.28E+01 | 0.35E+01 |
| 4 | 0.12E+01 | 0.75E+00 | 0.41E+01 | 0.45E+01 |
| 5 | 0.43E+00 | -0.12E+01 | 0.30E+01 | 0.46E+01 |
| 6 | 0.12E+01 | 0.81E+00 | 0.11E+01 | 0.15E+01 |
| 7 | 0.18E+00 | -0.10E+01 | 0.32E+01 | 0.44E+01 |
| 8 | 0.89E-01 | -0.33E-01 | 0.19E+01 | 0.20E+01 |
| 9 | -0.57E-01 | -0.89E-01 | 0.16E+01 | 0.16E+01 |
| 10 | 0.30E+00 | 0.47E+00 | 0.25E+00 | 0.80E-01 |

A LA HAUTEUR Z= 0.00 m

| TRONÇON | CONTRAİNTE DUE A LA TORSION FLECHIE | | CONTRAİNTE |
|---------|-------------------------------------|-----------|--------------|
| j | NOEUD 1 | NOEUD 2 | DUE EFFORT.N |
| 1 | 0.20E+01 | -0.49E-01 | 0.28E+01 |
| 2 | -0.49E-01 | 0.00E+00 | 0.34E+01 |
| 3 | 0.00E+00 | -0.83E+00 | 0.23E+01 |
| 4 | -0.57E+00 | 0.00E+00 | 0.52E+01 |
| 5 | 0.00E+00 | -0.14E+01 | 0.35E+01 |
| 6 | -0.31E+00 | 0.00E+00 | 0.23E+01 |
| 7 | 0.00E+00 | 0.99E+00 | 0.34E+01 |
| 8 | 0.11E+00 | 0.00E+00 | 0.20E+01 |
| 9 | 0.00E+00 | -0.17E+00 | 0.15E+01 |
| 10 | 0.00E+00 | -0.12E+00 | 0.55E+00 |

A LA HAUTEUR Z= 8.12 m

| TRONÇON | CONTRAİNTE DUE A LA TORSION FLECHIE | | CONTRAİNTE |
|---------|-------------------------------------|-----------|--------------|
| j | NOEUD 1 | NOEUD 2 | DUE EFFORT.N |
| 1 | 0.19E+01 | -0.45E-01 | 0.22E+01 |
| 2 | -0.45E-01 | 0.00E+00 | 0.26E+01 |
| 3 | 0.00E+00 | -0.77E+00 | 0.19E+01 |
| 4 | -0.52E+00 | 0.00E+00 | 0.41E+01 |
| 5 | 0.00E+00 | -0.13E+01 | 0.27E+01 |
| 6 | -0.29E+00 | 0.00E+00 | 0.19E+01 |
| 7 | 0.00E+00 | 0.92E+00 | 0.26E+01 |
| 8 | 0.10E+00 | 0.00E+00 | 0.16E+01 |
| 9 | 0.00E+00 | -0.15E+00 | 0.12E+01 |
| 10 | 0.00E+00 | -0.11E+00 | 0.47E+00 |

A LA HAUTEUR Z= 8.12 m

| TRONÇON | CONTRAINTE/ BIMOMENT | | CONTRAINTE TOTALE | |
|---------|----------------------|-----------|-------------------|----------|
| j | NOEUD 1 | NOEUD 2 | NOEUD 1 | NOEUD 2 |
| 1 | -0.12E-01 | 0.12E-01 | 0.22E+01 | 0.22E+01 |
| 2 | -0.11E-01 | 0.20E-02 | 0.27E+01 | 0.26E+01 |
| 3 | 0.54E-02 | 0.13E-01 | 0.18E+01 | 0.18E+01 |
| 4 | -0.13E-01 | -0.81E-02 | 0.41E+01 | 0.41E+01 |
| 5 | -0.46E-02 | 0.13E-01 | 0.27E+01 | 0.27E+01 |
| 6 | -0.13E-01 | -0.87E-02 | 0.19E+01 | 0.19E+01 |
| 7 | -0.20E-02 | 0.11E-01 | 0.26E+01 | 0.26E+01 |
| 8 | -0.97E-03 | 0.36E-03 | 0.16E+01 | 0.16E+01 |
| 9 | 0.62E-03 | 0.97E-03 | 0.12E+01 | 0.12E+01 |
| 10 | -0.33E-02 | -0.51E-02 | 0.47E+00 | 0.47E+00 |

ce tableau donne la contrainte due à l'effort normal et la contrainte due à la torsion fléchie :

A LA HAUTEUR Z= 8.12 m

| TRONÇON | CONTRAINTE/ BIMOMENT | | CONTRAINTE TOTALE | |
|---------|----------------------|-----------|-------------------|----------|
| j | NOEUD 1 | NOEUD 2 | NOEUD 1 | NOEUD 2 |
| 1 | -0.12E-01 | 0.12E-01 | 0.22E+01 | 0.22E+01 |
| 2 | -0.11E-01 | 0.20E-02 | 0.27E+01 | 0.26E+01 |
| 3 | 0.54E-02 | 0.13E-01 | 0.18E+01 | 0.18E+01 |
| 4 | -0.13E-01 | -0.81E-02 | 0.41E+01 | 0.41E+01 |
| 5 | -0.46E-02 | 0.13E-01 | 0.27E+01 | 0.27E+01 |
| 6 | -0.13E-01 | -0.87E-02 | 0.19E+01 | 0.19E+01 |
| 7 | -0.20E-02 | 0.11E-01 | 0.26E+01 | 0.26E+01 |
| 8 | -0.97E-03 | 0.36E-03 | 0.16E+01 | 0.16E+01 |
| 9 | 0.62E-03 | 0.97E-03 | 0.12E+01 | 0.12E+01 |
| 10 | -0.33E-02 | -0.51E-02 | 0.47E+00 | 0.47E+00 |

ce tableau donne la contrainte due à l'effort normal et la contrainte due à la torsion fléchie :

A LA HAUTEUR Z= 0.00 m

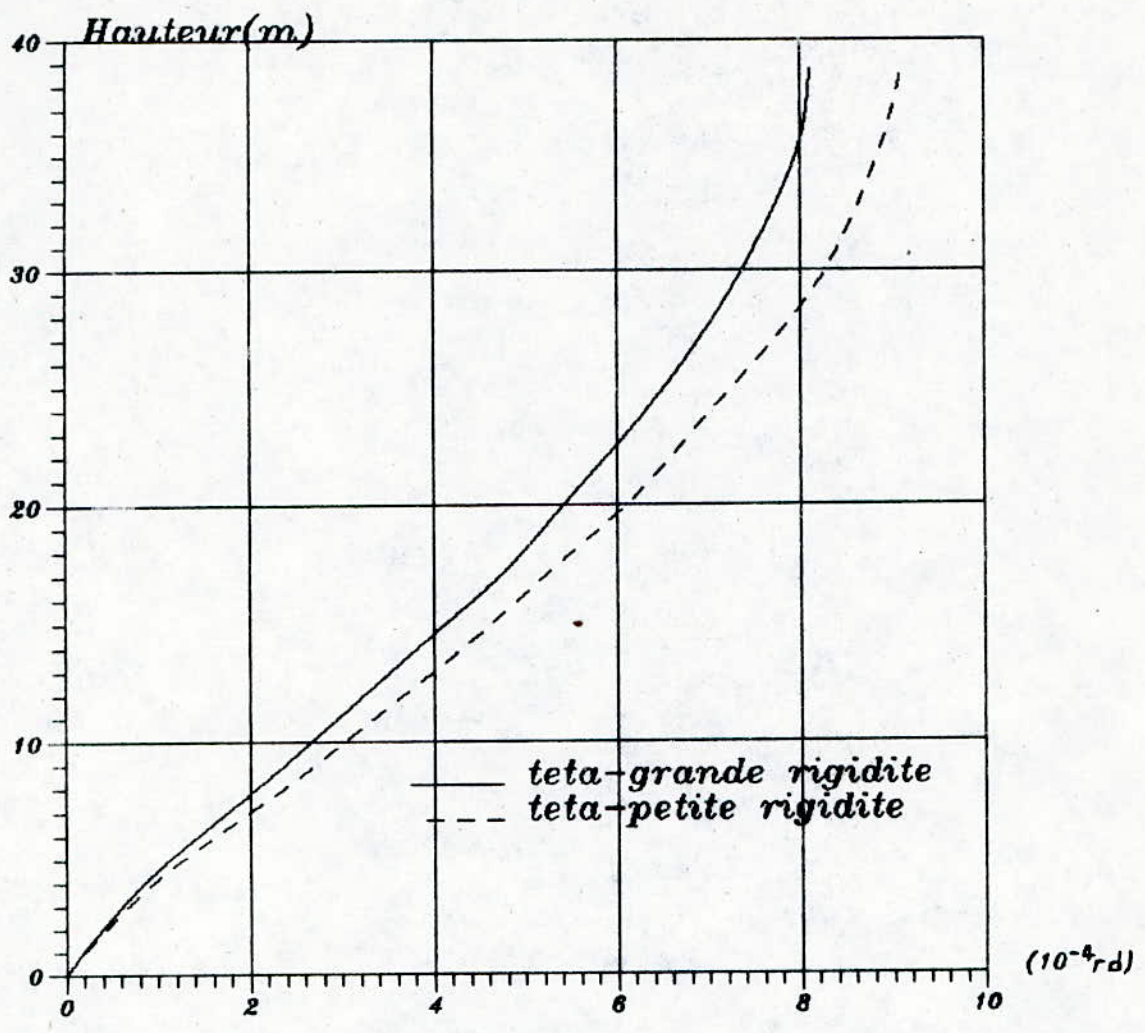
| TRONÇON | CONTRAINTE DUE A LA TORSION FLECHIE | | CONTRAINTE DUE EFFORT.N |
|---------|-------------------------------------|-----------|-------------------------|
| j | NOEUD 1 | NOEUD 2 | |
| 1 | 0.20E+01 | -0.49E-01 | 0.28E+01 |
| 2 | -0.49E-01 | 0.00E+00 | 0.34E+01 |
| 3 | 0.00E+00 | -0.83E+00 | 0.23E+01 |
| 4 | -0.57E+00 | 0.00E+00 | 0.52E+01 |
| 5 | 0.00E+00 | -0.14E+01 | 0.35E+01 |
| 6 | -0.31E+00 | 0.00E+00 | 0.23E+01 |
| 7 | 0.00E+00 | 0.99E+00 | 0.34E+01 |
| 8 | 0.11E+00 | 0.00E+00 | 0.20E+01 |
| 9 | 0.00E+00 | -0.17E+00 | 0.15E+01 |
| 10 | 0.00E+00 | -0.12E+00 | 0.55E+00 |

A LA HAUTEUR Z= 8.12 m

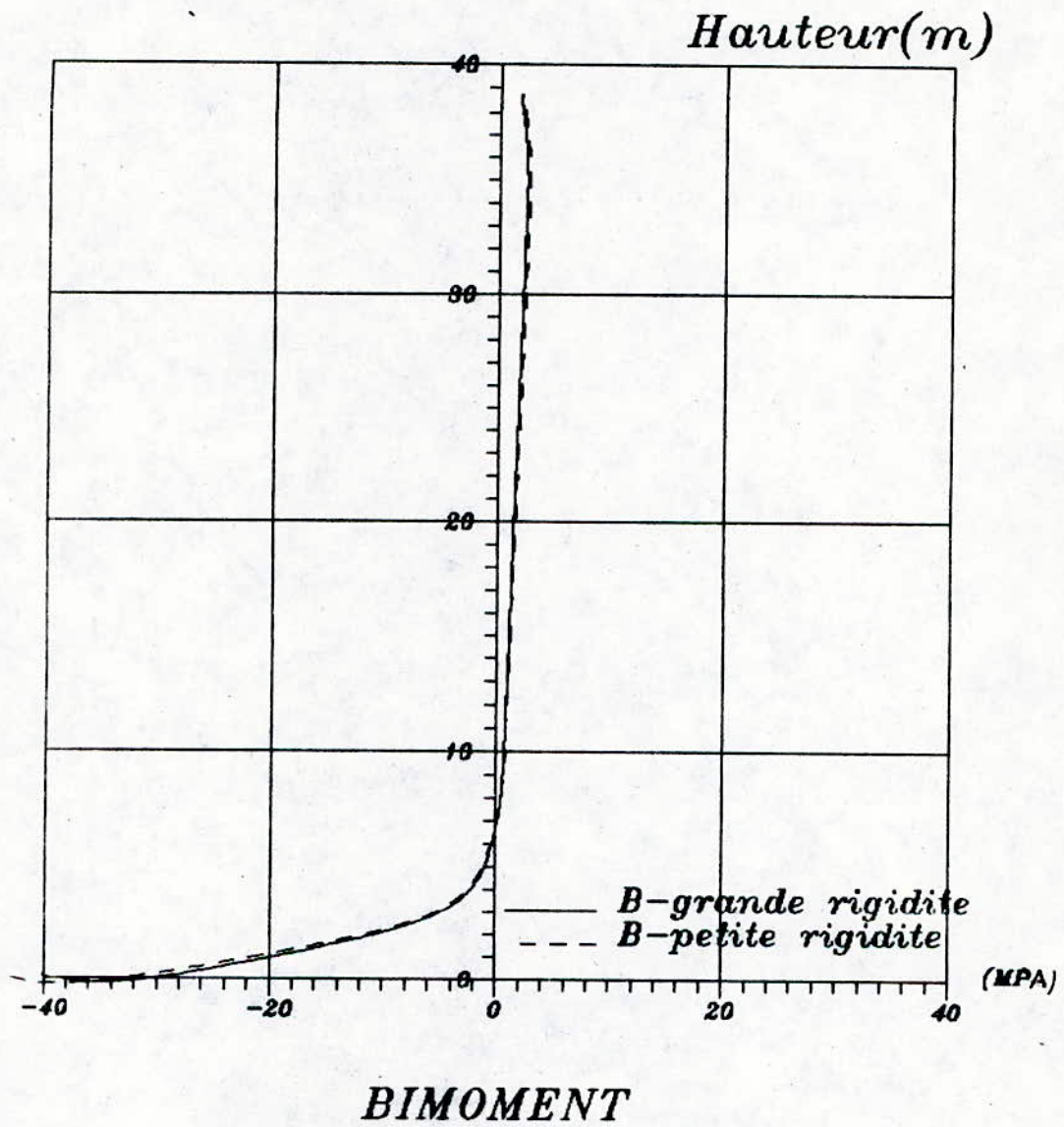
| TRONÇON | CONTRAINTE DUE A LA TORSION FLECHIE | | CONTRAINTE DUE EFFORT.N |
|---------|-------------------------------------|-----------|-------------------------|
| j | NOEUD 1 | NOEUD 2 | |
| 1 | 0.19E+01 | -0.45E-01 | 0.22E+01 |
| 2 | -0.45E-01 | 0.00E+00 | 0.26E+01 |
| 3 | 0.00E+00 | -0.77E+00 | 0.19E+01 |

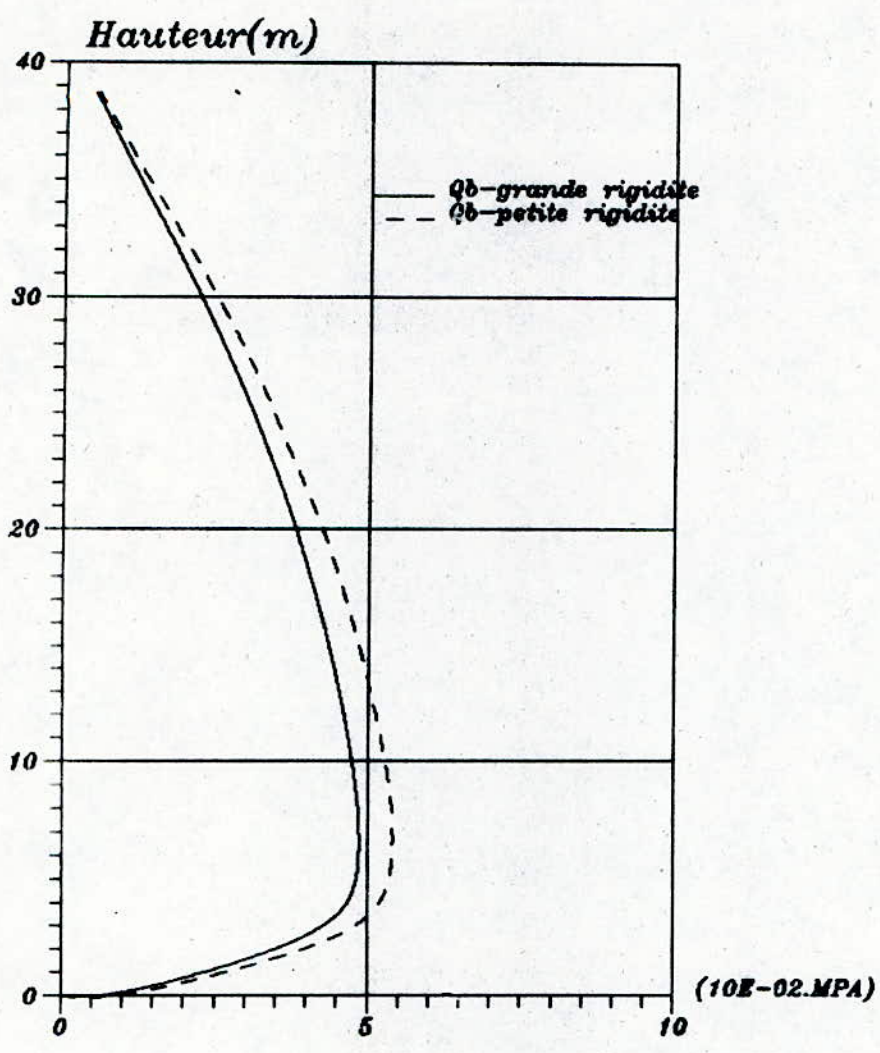
| | | | |
|----|-----------|-----------|----------|
| 4 | -0.52E+00 | 0.00E+00 | 0.41E+01 |
| 5 | 0.00E+00 | -0.13E+01 | 0.27E+01 |
| 6 | -0.29E+00 | 0.00E+00 | 0.19E+01 |
| 7 | 0.00E+00 | 0.92E+00 | 0.26E+01 |
| 8 | 0.10E+00 | 0.00E+00 | 0.16E+01 |
| 9 | 0.00E+00 | -0.15E+00 | 0.12E+01 |
| 10 | 0.00E+00 | -0.11E+00 | 0.47E+00 |

* Les contraintes sont en MPa.



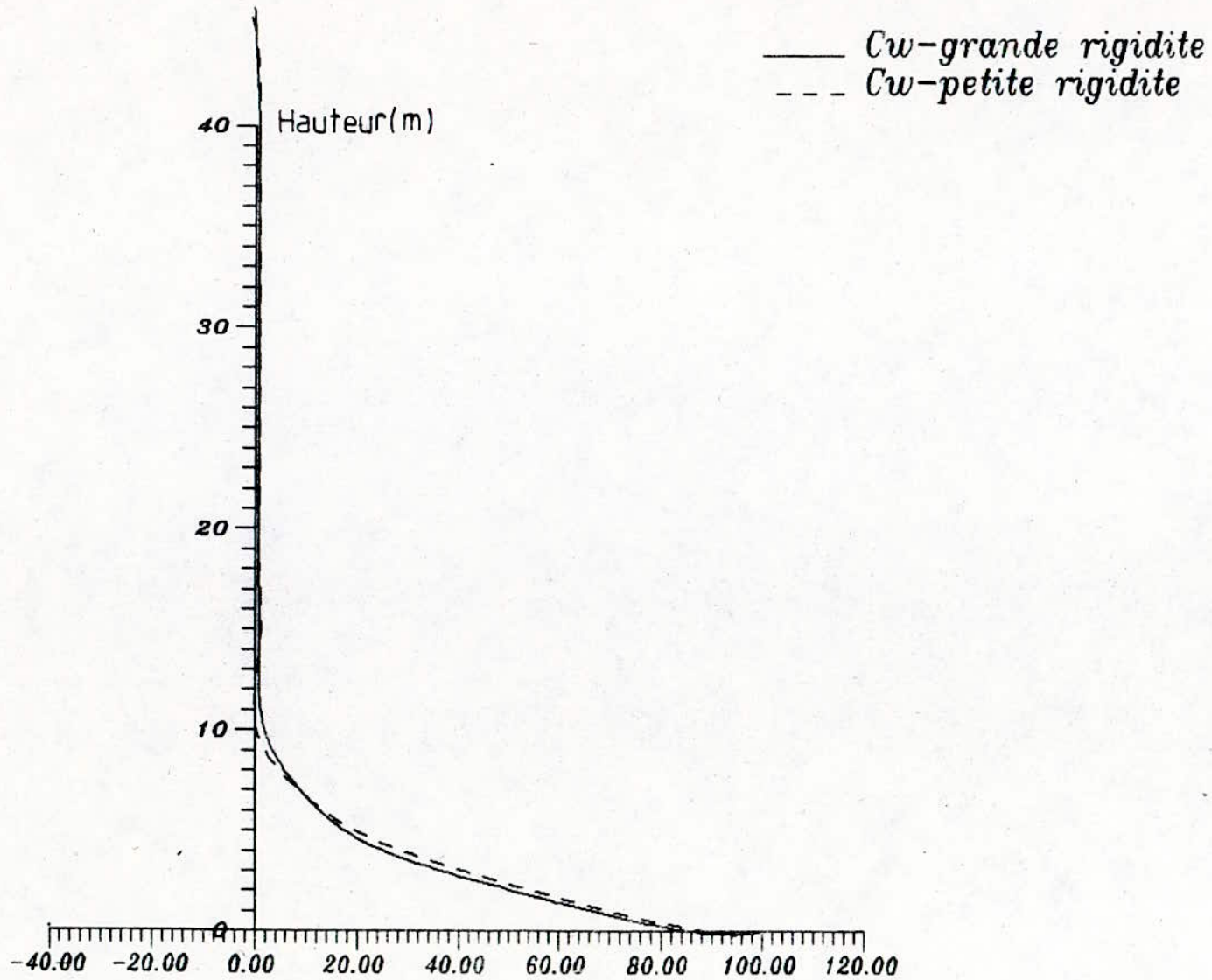
ROTATION TETA





EFFORTS DANS LE LINTEAU

898154.



INTERPRETATION DES GRAPHES

1°) LE BIMOMENT:

-Le bimoment s'annule à la hauteur: $z_0=6.75m$, la contrainte totale sera fonction de: N et (M_x ou M_y) en ce point. La contrainte totale aura l'expression d'une contrainte de flexion composée, donc la torsion n'agit pas sur toute la hauteur de l'immeuble et ceci du point de vue contraintes normales.

-Le bimoment change de signe, donc l'état de contrainte dans le noyau change de configuration (les contraintes de traction deviennent de compression; et vice-versa).

-La contrainte normale due au bimoment est maximale à la base.

2°) EFFORT DANS LES LINTEAUX. Q_b :

L'effort de cisaillement vertical dans le linteau est maximal pour: $z=z_0=6.75m$, (le bimoment est nul).

*) Démonstration:

$$Q_b = \frac{12 * E * I_b}{L^3} * \omega * \frac{d\theta}{dz}$$

$$\frac{dQ_b}{dz} = \frac{12 * E * I_b}{L^3} * \omega * \frac{d^2\theta}{dz^2} \quad \text{avec: } B = -E * I_v * \frac{d^2\theta}{dz^2}$$

$$E * \frac{d^2\theta}{dz^2} = - \frac{B(z)}{I_v}$$

$$\rightarrow \frac{dQ_b}{dz} = -12 * \frac{I_b}{I_v * L^3} * \omega * B(z).$$

$$\text{Quand: } z=z_0=6.75m \quad \text{Alors: } B(z_0)=0 \quad \rightarrow \quad \frac{dQ_b(z_0)}{dz} = 0.$$

Et l'effort de cisaillement: $Q_b(z_0)$ est maximal pour:
 $z_0 = 6.75m$.

*L'effort dans le linteau pour le sens de petite rigidité est supérieure à celui du sens de grande rigidité.

*Pour les C-A-L on a: $\theta(0) = \frac{d\theta(0)}{dz} = 0$. Cela explique la valeur nulle de l'effort dans le linteau à: $z=0$.

CHAPITRE V

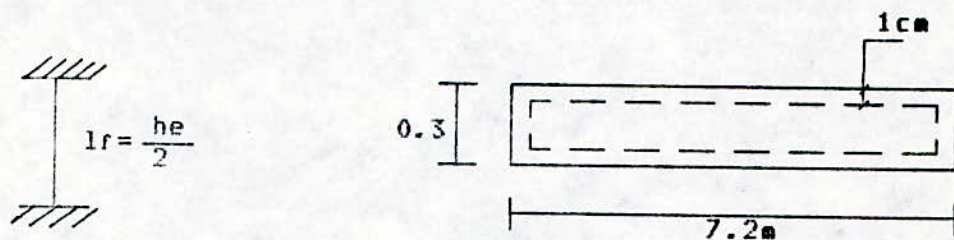
-Ferrailage du noyau central

-FERRAILLAGE DU NOYAU CENTRAL :

Vue l'état de contrainte appliquée sur le noyau, le ferrailage est effectué à la compression simple, en considérant chaque tronçon du noyau à la section d'encastrement, du sens le plus défavorable .

Exemple de calcul :

soit le tronçon 1 : (fig.1)



avec : $h_e = 4.06 \text{ m} \Rightarrow l_f = 2.03 \text{ m}$

$A_{br} = 2.01 \text{ m}^2$, $b = 2.16 \text{ m}^2$

$i_{min} = 0.0162 \text{ m}^4$ (moment d'inertie)

$$i = \sqrt{\frac{i_{min}}{b}} \quad \rightarrow \quad i = 0.0866 \text{ m (rayon de giration)}$$

l'élancement : $\lambda = 23.44$

$$\lambda \leq 50 \quad \rightarrow \quad \beta = 1 + 0.2 * \frac{\lambda^2}{35^2}$$

$$\beta = 1.09$$

$$N_{us} = b * \frac{(\sigma_1 + \sigma_2)}{2} \quad \rightarrow \quad N_{us} = 5.94 \text{ MN}$$

La section d'acier vérifiera :

$$A_{s_{nec}} \geq \frac{1}{0.85 * f_{bu}} * \left[\beta * N_{us} - \frac{A_{br} * f_{bu}}{0.9} \right]$$

Le calcul donne : $A_{s_{nec}} < 0$

FERAILLAGE MINIMAL :

$$A_{min} = \text{MAX} \left[4 \cdot U, \frac{0.2}{100} \cdot A_b \right] \quad \rightarrow A_{min} = 60 \text{ cm}^2$$

Les armatures longitudinales doivent être réparties au voisinage des parois, tout en respectant la condition d'enrobage, leurs espacements vérifient :

$$e_{ps} \leq \min \left[1.5 \cdot e, 30 \text{ cm} \right] \quad \text{avec : } e = \text{épaisseur}$$

$$e_{ps} \leq 30 \text{ cm}$$

-DISPOSITION CONSTRUCTIVE :

Les deux nappes d'armature peuvent être reliées avec au moins quatre épinglettes au (ml) de tronçon .

*Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées par des cadres horizontaux .

*À chaque extrémité des tronçons l'espacement des barres verticales doit être réduit de moitié, sur le 1/10 de la longueur du tronçon .

*Le diamètre des barres verticales et horizontales à l'exception des zones d'about, ne doit pas dépasser le 1/10 de l'épaisseur du tronçon .

*Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur .

| TRONC | Asnec total | Asnec.p ml.p.Fa | CHOIX p.ml & p.face | espacement (cm) |
|-------|-------------|-----------------|---------------------|-----------------|
| 1 | 60.00 | 4.50 | 5 HA 12 | 20.00 |
| 2 | 33.66 | 4.31 | 5 HA 12 | 20.00 |
| 3 | 28.00 | 6.01 | 6 HA 12 | 16.67 |
| 4 | 12.80 | 4.32 | 5 HA 12 | 20.00 |
| 5 | 41.60 | 4.24 | 5 HA 12 | 20.00 |
| 6 | 28.00 | 6.01 | 6 HA 12 | 16.67 |
| 7 | 33.66 | 4.31 | 5 HA 12 | 20.00 |
| 8 | 41.60 | 4.24 | 5 HA 12 | 20.00 |
| 9 | 12.80 | 4.32 | 5 HA 12 | 20.00 |
| 10 | 12.80 | 4.32 | 5 HA 12 | 20.00 |

-ARMATURE HORIZONTALE :

Pour tous les tronçons, la condition :

$$r_b > 0.0025 \cdot f_{c28} \quad \text{est vérifiée}$$

ce qui donne une section de :

$$A_h \geq 0.025 \cdot 30 \cdot 100 \rightarrow A_h \geq 7.5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

d'où une section de :

$$A_h = 3.75 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{par face}$$

choix : 4 HA 12 par face /ml

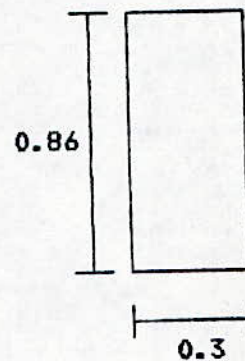
avec : un espacement de $S_t = 25 \text{ cm}$.

C-FERRAILLAGE DU LINTEAU :

$\tau_{bmax} = 0.054 \text{ Mpa}$ (cas de la petite rigidité)

donc

$\tau_{bmax} \leq 0.06 * f_{ct}$



** Aciers longitudinaux :

$A_1 = \frac{0.027}{0.76 * 348} \rightarrow A_1 = 1.02 \text{ cm}^2$

le ferrailage minimal sera de :

$(A_1, A'_1) \geq 0.015 * b * h \rightarrow A_1 = A'_1 = 3.87 \text{ cm}^2$

choix :

3 HA 14 avec un espacement de $S_t = 10 \text{ cm}$.

** Aciers transversaux :

$\lambda_g = \frac{l}{h} \rightarrow \lambda_g = 1.16 > 1$

\rightarrow le linteau est long

$\bar{T} = 1.4 * T = 1.4 * 0.054 * 0.86 * 0.3$

$\bar{T} = 0.02 \text{ Mpa}$

$S \leq \frac{A_t * f_{su} * z}{0.02}$

or $S_{max} = \frac{h}{4} \rightarrow S_{max} = 0.215 \text{ m}$

prenons : $S = 20 \text{ cm}$

alors $A_t \geq \frac{S * \bar{T}}{f_{su} * z}$

$$A_t \geq 0.15 \text{ cm}^2$$

* A_t minimale :

$$\tau_b \leq 0.025 * f_{c28}$$

donc $A_t \geq 0.0015 * b * S \quad \rightarrow \quad A_t \geq 0.9 \text{ cm}^2$

prenons : 4 HA 8 (disposition constructive)

** Aciers diagonaux :

$$A_d = 0$$

** Armature de coùture :

$$A_c \geq 0.002 * b * h$$

$$A_c \geq 5.16 \text{ cm}^2$$

prenons : 4 HA 14

SENS DE PETITE RIGIDITE

en diminuant l'epaisseur : $e=0.25m$

on a :

ALPHA= 0.752274

ALPHA*H= 30.279031

traitement du cas triangulaire

tableau donnant, teta & dformation

| z (m) | TETA.TRI (rd) | DEF.TETA (m) | DEF.FORC (m) | ALL.DEFS (m) |
|----------|------------------|-----------------|-----------------|-----------------|
| 0.00 | 0.00E+00 | 0.00E+00 | 0.00E+00 | 0.00E+00 |
| 4.06 | 0.10E-04 | 0.12E-03 | 0.69E-05 | 0.13E-03 |
| 8.12 | 0.24E-04 | 0.29E-03 | 0.17E-04 | 0.31E-03 |
| 11.18 | 0.34E-04 | 0.42E-03 | 0.24E-04 | 0.44E-03 |
| 14.24 | 0.44E-04 | 0.54E-03 | 0.31E-04 | 0.57E-03 |
| 17.30 | 0.54E-04 | 0.66E-03 | 0.37E-04 | 0.69E-03 |
| 20.36 | 0.62E-04 | 0.76E-03 | 0.43E-04 | 0.80E-03 |
| 23.42 | 0.70E-04 | 0.85E-03 | 0.48E-04 | 0.90E-03 |
| 26.48 | 0.77E-04 | 0.94E-03 | 0.53E-04 | 0.99E-03 |
| 29.54 | 0.82E-04 | 0.10E-02 | 0.57E-04 | 0.11E-02 |
| 32.60 | 0.87E-04 | 0.11E-02 | 0.60E-04 | 0.11E-02 |
| 35.66 | 0.90E-04 | 0.11E-02 | 0.62E-04 | 0.12E-02 |
| 38.72 | 0.91E-04 | 0.11E-02 | 0.63E-04 | 0.12E-02 |

tableau donnant la 1re derive de teta et dflexion due à la charge triangulaire

| z (m) | TET1.TRI | DEF1.FOR | TAU.TORS PURE |
|----------|----------|----------|------------------|
| 0.00000 | 0.00E+00 | 0.00E+00 | 0.00E+00 |
| 4.06000 | 0.34E-05 | 0.24E-05 | 0.15E+02 |
| 8.12000 | 0.34E-05 | 0.24E-05 | 0.15E+02 |
| 11.18000 | 0.33E-05 | 0.23E-05 | 0.15E+02 |
| 14.24000 | 0.31E-05 | 0.22E-05 | 0.14E+02 |
| 17.30000 | 0.29E-05 | 0.20E-05 | 0.13E+02 |
| 20.36000 | 0.27E-05 | 0.19E-05 | 0.12E+02 |
| 23.42000 | 0.24E-05 | 0.16E-05 | 0.11E+02 |
| 26.48000 | 0.20E-05 | 0.14E-05 | 0.92E+01 |
| 29.54000 | 0.17E-05 | 0.11E-05 | 0.74E+01 |
| 32.60000 | 0.12E-05 | 0.86E-06 | 0.55E+01 |
| 35.66000 | 0.77E-06 | 0.54E-06 | 0.35E+01 |
| 38.72000 | 0.34E-06 | 0.23E-06 | 0.15E+01 |

ce tableau donne la contrainte due au bimoment B & la contrainte total SIGMA

A LA HAUTEUR Z= 0.00 m

| TRONC | CONTR. BI | | ALL. CONT | |
|-------|-----------|-----------|-----------|----------|
| j | NOEUD 1 | NOEUD 2 | NOEUD 1 | NOEUD 2 |
| 1 | 0.12E+01 | -0.12E+01 | 0.22E+01 | 0.45E+01 |
| 2 | 0.11E+01 | -0.20E+00 | 0.29E+01 | 0.42E+01 |
| 3 | -0.54E+00 | -0.13E+01 | 0.33E+01 | 0.41E+01 |
| 4 | 0.13E+01 | 0.82E+00 | 0.50E+01 | 0.55E+01 |
| 5 | 0.47E+00 | -0.13E+01 | 0.37E+01 | 0.54E+01 |
| 6 | 0.13E+01 | 0.88E+00 | 0.15E+01 | 0.19E+01 |
| 7 | 0.20E+00 | -0.11E+01 | 0.38E+01 | 0.52E+01 |
| 8 | 0.98E-01 | -0.36E-01 | 0.23E+01 | 0.24E+01 |
| 9 | -0.62E-01 | -0.97E-01 | 0.19E+01 | 0.19E+01 |
| 10 | 0.33E+00 | 0.52E+00 | 0.33E+00 | 0.14E+00 |

ce tableau donne la contrainte due à la torsion fléchie

A LA HAUTEUR Z= 0.00 m

| TRONC | CONTR. TAU | TORS. FLECH. | CONTR. N |
|-------|------------|--------------|-----------|
| j | NOEUD 1 | NOEUD 2 | EFFORT. N |
| 1 | 0.30E+01 | -0.72E-01 | 0.33E+01 |
| 2 | -0.72E-01 | 0.00E+00 | 0.40E+01 |
| 3 | 0.00E+00 | -0.12E+01 | 0.28E+01 |
| 4 | -0.83E+00 | 0.00E+00 | 0.63E+01 |
| 5 | 0.00E+00 | -0.20E+01 | 0.41E+01 |
| 6 | -0.46E+00 | 0.00E+00 | 0.28E+01 |
| 7 | 0.00E+00 | 0.15E+01 | 0.40E+01 |
| 8 | 0.17E+00 | 0.00E+00 | 0.24E+01 |
| 9 | 0.00E+00 | -0.25E+00 | 0.18E+01 |
| 10 | 0.00E+00 | -0.17E+00 | 0.66E+00 |

* Les contraintes sont en MPa

conclusion :

Les valeurs des angles n'ont pas observé un grand changement du fait que ses valeurs sont très petites .
Les contraintes normales accusent une augmentation sensible, importante pour le ferrailage des tronçons du noyau central.
La valeur maximal de tau (due a la torsion flechie) étant de :
3 MPA qui représente une valeur acceptable du point de vue approche a la contrainte de cisaillement admissible (3.25 MPA).
La valeur de $e=0.3$ m est tolérable, ne'amoins la valeur de $e=0.25$ pourrait être prise en consideration, dans le but d'optimiser les dépenses (gain de matieres de construction).
La valeur de $e=0.20$ m, donne des résultats telque la contrainte de cisaillement dépasse la contrainte admissible .

CONCLUSION GENERALE :

Cette étude porte sur la théorie traitant les pièces longues en voiles minces, de VLASSOV (1906-1958), cette théorie touche tous les noyaux de configuration complexe, elle tient compte aussi du fait qu'une partie des sollicitations de torsion engendrent des contraintes normales, tandis que dans la théorie de contreventement des voiles, la torsion était reprise en partie par des refends sollicités en flexion.

-Une seconde méthode a été explicitée (méthode des coupures), elle ne traite que les noyaux symétriques. Cette symétrie est exigée afin d'avoir l'équilibre des efforts dans les linteaux. Le noyau est dans ce cas considéré comme un ensemble de profils, chaque profil est étudié seul, avec sa part de sollicitation. L'équation de continuité assurera la solidarité des profils au sein du noyau.

Cette méthode nous a permis d'exprimer les efforts dans les linteaux.

-La méthode de VLASSOV nous a conduit à des équations très laborieuses en calcul manuel, pour cela une méthode graphique a été proposée afin d'estimer les efforts rapidement.

Cette méthode prends les équations de VLASSOV est les reformule seulement .

-Certaines notions indispensables pour la compréhension de la théorie de VLASSOV et la méthode des coupures ont été définies. Nous avons alors redéfini la notion de constante de torsion et d'autres nouvelles définitions à savoir, la la notion de souplesse du linteau et du bimoment ...

- La théorie de VLASSOV est applicable pour n'importe quel matériau pourvue qu'on respecte les hypothèses citées dans cette dernière.

-La résolution de l'équation de torsion nécessite des conditions aux limites "C-A-L" bien définies selon le cas de la structure à noyau. D'où les expressions de la rotation, du

bimoment et de l'effort dans le linteau varient en fonction des C-A-L.

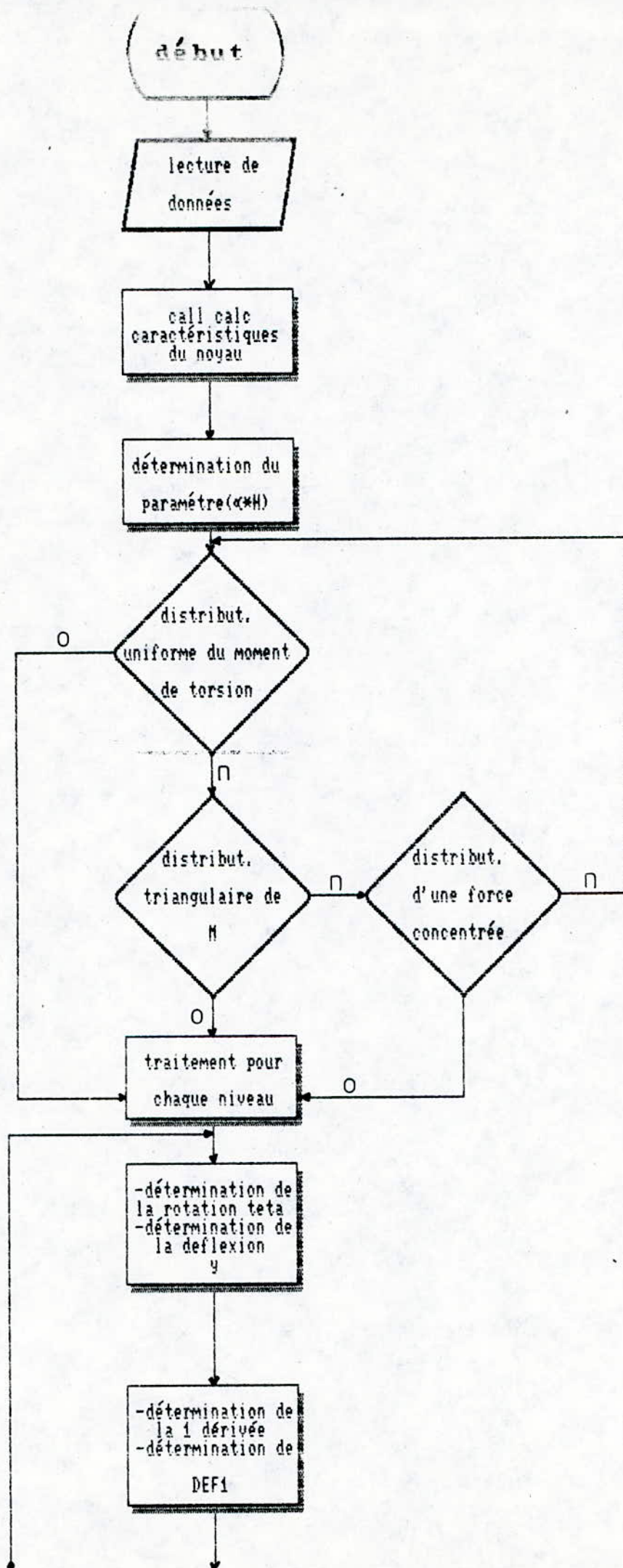
-Pour donner une idée de l'ordre de grandeur de la contrainte normale induite par la torsion :

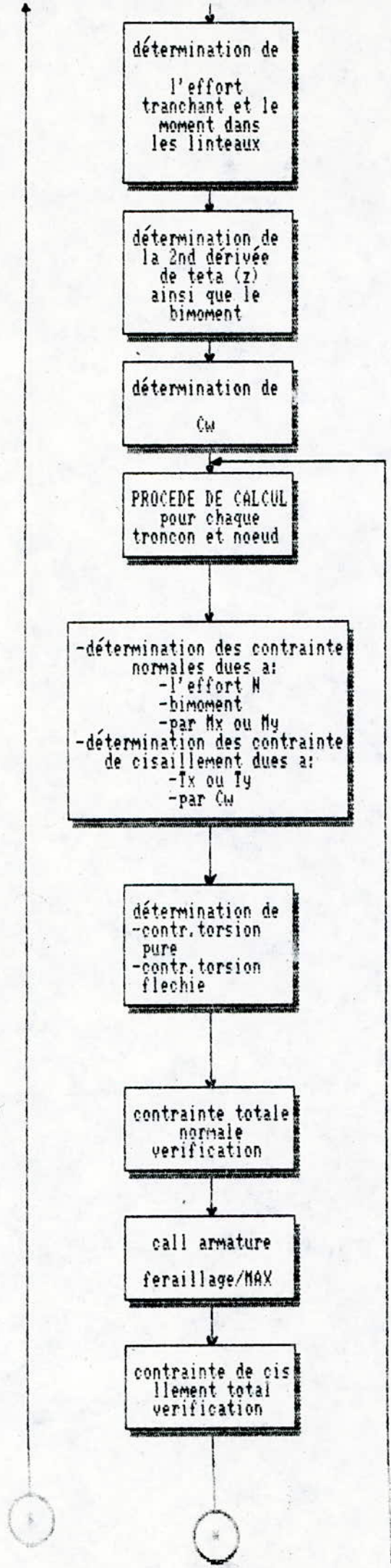
A l'encastrement :

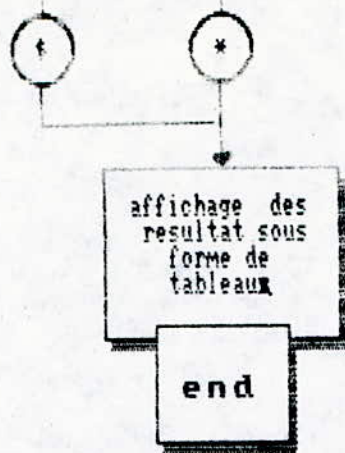
Et la contrainte de cisaillement horizontale induite par la torsion fléchie est de :

On remarque que la torsion influe sur l'état de contrainte dans le noyau central, (chose négligée dans la théorie du contreventement des voiles).

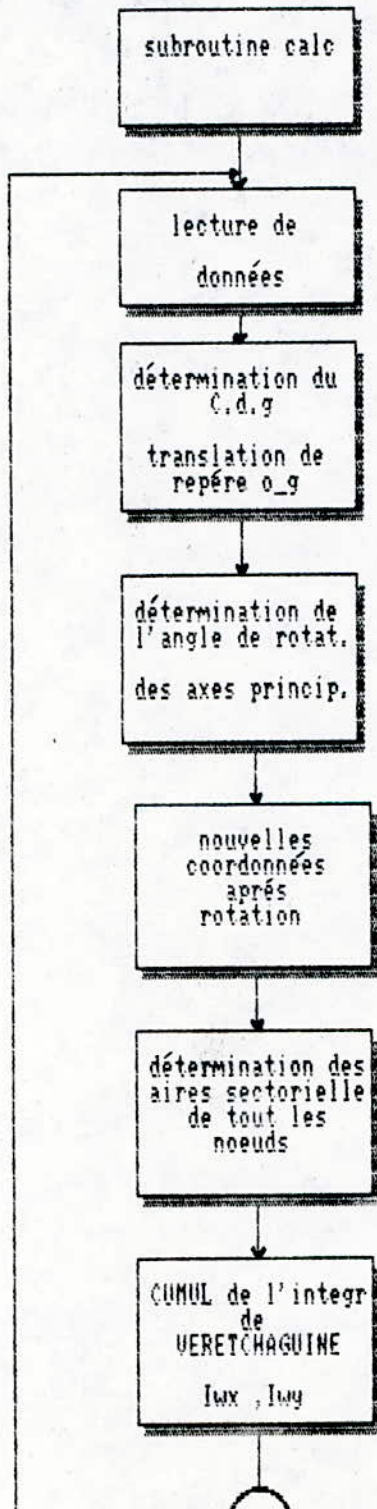
-Un programme de calcul à été mis au point afin d'éviter les calculs fastidieux. Les résultats ont été donnés pour deux étages critiques : R-D-C et deuxième étage.

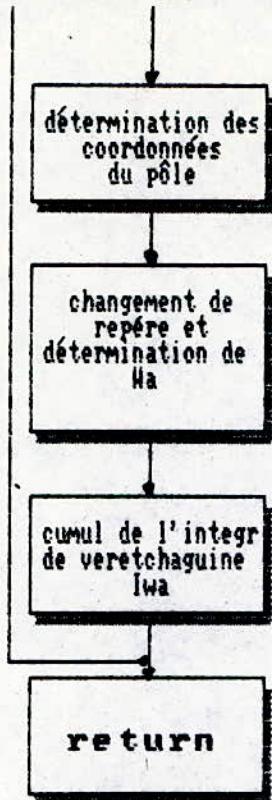






ORGANIGRAMME DE CALCUL DES CARACTERISTIQUES DU
NOYAU CENTRAL





MINISTERE DE L'EDUCATION NATIONALE

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

Département : GENIE CIVIL



MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

SUJET

ANNEXE

Proposé Par:

R. BIOUS

Etudié Par:

BOUCHELKIA Mohamed
GOUGAM Riad

Dirigé Par:

R. BIOUS

PROMOTION JUILLET 1993

E.N.P. 10, Avenue Hacem Badi El-Harrach - ALGER

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'EDUCATION NATIONALE

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

Département : GENIE CIVIL



MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

SUJET

ANNEXE

Proposé Par:

R. BIOUD

Etudié Par:

**BOUCHELKIA Mohamed
GOUGAM Riad**

Dirigé Par:

R. BIOUD

PROMOTION JUILLET 1993

E.N.P. 10, Avenue Hacén Badi El-Harrach - ALGER

SOMMAIRE

| | |
|---|----|
| CHAPITRE 0 : | |
| 0-1) IMPLANTATION DE L'OUVRAGE. | 0 |
| 0-2) CARACTERISTIQUES MECANIQUES DES MATERIAUX SELON LES REGLES B-A-E-L 83 | 1 |
| 0-3) CHARGES ET SURCHARGES. | 3 |
| CHAPITRE I : | |
| I-1) PREDIMENSIONNEMENT. | 6 |
| *) POTEAUX. | |
| *) POUTRES. | |
| *) NOYAU CENTRAL. | |
| I-2) CALCUL DES POIDS CONCENTRES A CHAQUE NIVEAU. | 11 |
| CHAPITRE II : | |
| II-1) ETUDE DU PLANCHER PARKING. | 15 |
| II-2) CALCUL DES PORTIQUES (POTEAUX-POUTRES). | 22 |
| II-3) FONDATION. | 29 |
| II-4) ETUDE DE L'ESCALIER. | 36 |
| II-5) ETUDE DES BALCONS. | 39 |
| II-6) ETUDE DU VOILE ASSURANT LA STABILITE AU PUSSEES DES TERRES. | 41 |
| II-7) CALCUL DU RADIER DU NOYAU CENTRAL | 46 |
| * BIBLIOGRAPHIE. | |

CHAPITRE 0

- Implantation de l'ouvrage
- Caractéristiques du matériau
- Charges et surcharges

IMPLANTATION DE L'OUVRAGE

Le présent ouvrage fait l'objet de l'étude d'une tour (R+11) à noyau central avec cinq sous-sols implantée à EL-MOURADIA "zone de sismicité II".

*) La super-structure est composée de:

-RDC: étage commerce.

-1^{er} étage: Bureaux.

-Du: 2^{ème} au: 11^{ème} étage: Habitation.

*) L'infra-structure est composée de:

-1^{er}, 2^{ème} et 3^{ème} sous-sols: Parkings.

-4^{ème} et 5^{ème} sous-sols: commerces.

DIMENSIONS DE L'OUVRAGE:

C'est une tour de dimensions: (21.6 m; 21.6 m) sur les niveaux d'habitations et de: (21.6 m; 28.8 m) au RDC et premier étage.

HAUTEUR D'ETAGE:

-Pour les trois premiers sous-sols "parkings" et les niveaux d'habitations la hauteur d'étage est de: $h_e = 3.06$ m.

-Pour le 4^{ème} et 5^{ème} sous-sols: $h_e = 3.50$ m.

-Pour le RDC et le premier étage: $h_e = 4.06$ m.

0-2) CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX SELON LES REGLES : B-A-E-L 83

0-2-1) LES ACIERS :

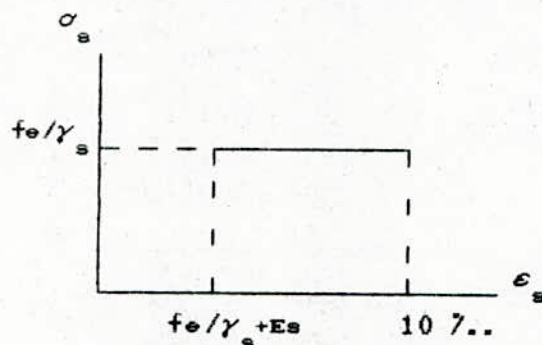
Les caractéristiques de l'acier à utiliser sont :

-Module d'élasticité : $E_s = 2.10^5$ MPa.

-Limite d'élasticité : selon le type.

on opte pour les aciers Haute-Adhérence H-A de nuance FeE40.

-diagramme de calcul "contraintes déformations":



Un coefficient de sécurité est pris en compte pour les états limites :

$\gamma_s = 1$ situation accidentelle.

$\gamma_s = 1.15$ autres cas.

0-2-2) BETON :

La résistance choisie est : $f_{c28} = 25$ MPa.

Le béton utilisé doit être exposé sous des essais afin de respecter la résistance à la compression choisie .

-module d'élasticité:

$$E_v = 3700 * (f_{c28})^{1/3} = 10818.86 \text{ MPa.}$$

$$E_l = 3 * E_v = 32456.6 \text{ MPa.}$$

Dans les calculs relatifs à l'état limite ultime de résistance, on utilise le diagramme "parabole-rectangle" et un diagramme rectangle .

Le coefficient de sécurité γ_b pour le béton est :

$\gamma_b = 1.15$ cas accidentel.

$\gamma_b = 1.5$ autres cas.

avec :

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85}{\gamma_b} * f_{c28}$$

Prenant une masse volumique de : $\gamma_{BA} = 2500 \text{ Kg/m}^3$.

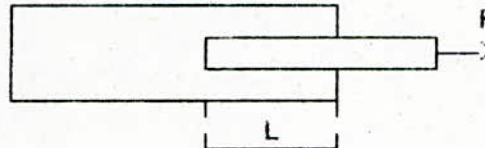
0-2-3) ADHERANCE :

C'est la propriété qui assure la transmission des efforts entre l'acier et le béton. Elle permet de lier les armatures par un simple recouvrement compte tenu des longueurs disponibles sur le marché.

Elle assure le scellement ou l'ancrage des barres dans le béton.

Avec l'équation d'équilibre on a :

$$\tau_s = \frac{F}{U_s * L}$$



U_s : périmètre de la structure.

F : efforts de traction.

selon les : B-A-E-L83 :

$$\tau_s = 0.6 * \psi_s^2 * f_{t28}$$

$\psi_s = 1.5$: pour les hautes adhérences.

$\psi_s = 1.5$: pour les ronds lisses.

- Longueur de scellement droit :

HA : $l_s = 40 * \phi$.

RL : $l_s = 50 * \phi$.

- Jonction par recouvrement :

$l_r = l_s$ si $c < 5 * \phi$.

$l_r = l_s + c$ si $c \geq 5 * \phi$.

0-2-4) LIMITATION DES CONTRAINTES:

0-2-4-1) ACIER :

selon les BAEL 83 :

- Fissuration peu nuisible :

- Fissuration préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \min(2/3 * f_e; 150 * \eta)$.
 - Fissuration très préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \min(1/2 * f_e; 110 * \eta)$.
- ou : μ : coefficient de fissuration.
- $\mu=1$ pour les ronds lisses.
 - $\mu=1.6$ pour les hautes adhérences.

0-2-4-2) BETON :

-Etat limite de compression du béton :

$$\sigma_{bc} = 0.6 * f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bl} = 0.06 * f_{c28} = 1.5 \text{ MPa.}$$

-Contrainte tangente ultime pour les armatures droites :

Fissuration peu nuisible : $\tau_u < \min(0.13 * f_{c28} ; 4 \text{ MPa})$.

Fissuration préjudiciable : $\tau_u < \min(0.10 * f_{c28} ; 3 \text{ MPa})$

et très préjudiciable

0-3) CHARGES ET SURCHARGES

0-3-1) PLANCHER TERRASSE : /cm D'ÉPAISSEUR :

| a) CHARGE PERMANENTE : | Kg/m ³ | ép | produit Kg/m ² |
|---|-------------------|-----|--------------------------------------|
| -gravillon pour la protection de l'étanchéité | → 20 | 4 | 80 " |
| -étanchéité multicouche | → , | , | 10 " |
| -forme de pente (1"/.) | → 20 | 8 | 80 " |
| -isolation thermique | → , | , | 5 " |
| -enduit plâtre | → 10 | 1.5 | 15 " |
| -dalle "poutres-poutrelles" | → , | , | 280 " |
| (16+4) avec table de compression | | | |
| | | | <hr/> total= 550 Kg/m ² . |

D'ou :

$G_t = 550 \text{ Kg/m}^2$

b) SURCHARGE D'EXPLOITATION : →

$P_t = 100 \text{ Kg/m}^2$

0-3-2) PLANCHER COURANT :

| a) CHARGE PERMANENTE : | Kg/m ³ | ép | produit Kg/m ² |
|---------------------------------|-------------------|---------------|---------------------------|
| -carrelage (2cm) → | 22.5 | 2 | 45 " |
| -mortier de pose (2cm) → | 20 | 2 | 40 " |
| -sable (3cm) → | 17 | 3 | 50 " |
| -isolation thermique → | ' | ' | 5 " |
| -enduit(plâtre) (1.5cm) → | 10 | 1.5 | 15 " |
| -dalle(poutres-poutrelles) → | ' | ' | 280 " |
| avec table de compression(16+4) | | | |
| -cloison intérieur → | ' | ' | 100 " |
| | | <u>total=</u> | 535 " |

$G_{pc} = 535 \text{ Kg/m}^2$

b) SURCHARGE D'EXPLOITATION : "PLANCHER-COURANT" :

| | |
|------------------------------------|-----------------------|
| -plancher courant "habitation" : → | 175 Kg/m ² |
| -plancher bureaux : → | 250 " |
| -plancher commerce : → | 450 " |

0-3-3) ESCALIER :

0-3-3-1) PALIER:

| a) CHARGE PERMANENTE : | Kg/m ³ | ép | produit Kg/m ² |
|-------------------------|-------------------|---------------|---------------------------|
| -carrelage (2cm) → | 22 | 2 | 44 " |
| -mortier de pose(2cm) → | 20 | 2 | 40 " |
| -sable (3cm) → | 18 | 3 | 54 " |
| -dalle pleine (12cm) → | 25 | 12 | 300 " |
| -enduit plâtre (2cm) → | 14 | 2 | 28 " |
| | | <u>total=</u> | 466 " |

Prenant :

$G_e = 470 \text{ Kg/m}^2$

b) CHARGE D'EXPLOITATION :

250 Kg/m^2

0-3-3-2) VOLEE :

a) CHARGE PERMANENTE :

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{1.35}{2.5} = 0.61$$

$$\alpha = 31.47^\circ$$

$$\alpha = 31^\circ 28'$$

prendre:

$$h = 17 \text{ cm} \text{ et } g = 30 \text{ cm}$$

selon : $2h + g = 64$

| | Kg/m ³ | ép | produit Kg/m ² |
|---------------------------------|-------------------|--------------------------|---------------------------|
| - poids de la paille (12cm) → | 25 | $\frac{12}{\cos \alpha}$ | 351.73 " |
| - " propre des marches (17cm) → | 22 | 17/2 | 187 " |
| - enduit plâtre (2cm) → | 14 | 2 | 28 " |
| - garde corps métallique → | ' | ' | 100 " |
| - revêtement → | ' | ' | 44 " |
| | | | total = 710.73 " |

prenons :

$$G_v = 710 \text{ Kg/m}^2$$

b) CHARGE D'EXPLOITATION :

$$250 \text{ kg/m}$$

0-3-4) BALCON :

a) CHARGE PERMANENTE :

| | | | |
|-------------------------------|---|-----|---------------------|
| - carrelage + mortier + sable | → | 134 | Kg/m ² . |
| - dalle pleine en B-A (16cm) | → | 400 | " " |
| - enduit en plâtre (3cm) | → | 42 | " " |

$$G_b = 576 \text{ Kg/m}^2$$

b) CHARGE D'EXPLOITATION :

$$350 \text{ Kg/m}^2$$

CHAPITRE I

- Prédimensionnement
- Calcul des masses concentrées
à chaque niveau

I-1) PREDIMENSIONNEMENT

I-1-1) POUTRE:

$$1/15 \leq h_t \leq 1/10$$

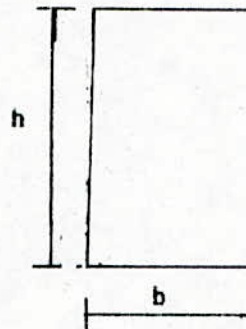
1°) portée : 7.2 m :

$$48 \leq h_t \leq 72$$

prenons : $h_t = 60$ cm.

donc par $0.3 * h_t \leq b \leq 0.7 * h_t$

$$b = 30 \text{ cm.}$$



pour les portées de 7.2 m prenons des poutres (0.3*0.6).

2°) portée : 3.6 m :

$$24 \leq h_t \leq 36$$

Choix : $h_t = 36$ cm.

donc : $10.8 \leq b \leq 25.2$ cm $\rightarrow b = 25$ cm.

-pour les portées de : 3.6 m \rightarrow : (0.25 ; 0.35).

-pour l'uniformité et l'homogénéité de la construction, les poutres (0.30*0.60) ont été adoptées pour toute la structure.

I-1-2) POTEAUX :

Ils seront prédimensionnés par le poteau le plus sollicité, en faisant une descente de charge.

Les dimensions obtenues devront satisfaire selon les R-P-A 88

à :

$$\begin{aligned} \min(b, h) &\geq 25 \text{ cm} \\ \min(b, h) &\geq h_0/20 \end{aligned}$$

Les dimensions du poteau doivent satisfaire à :

$$\sigma = \frac{N}{A} \leq \overline{\sigma}_b \quad \text{avec : } \overline{\sigma}_b = 0.6 * f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\rightarrow A \geq \frac{N}{\overline{\sigma}_b}$$

Le poteau le plus sollicité reprends une surface de : $S_1 = 3.6 * 3.6$

$\rightarrow S_1 = 12.96 \text{ m}^2$ pour les planchers d'habitation et de : $S_2 = 3.6 * 7.2$

$\rightarrow S_2 = 25.92 \text{ m}^2$ pour les planchers bureaux et commerce .

Soit N l'effort normal à la base du poteau considéré , calculé en tenant compte de la surface des planchers . Pour faire intervenir le poids des poteaux , les retombés de poutres ainsi que les imperfections d'exécution , l'effort normal est majoré de : 50% .

$$\rightarrow N = 1.5 * (1.35 * G + 1.5 * Q) * S \quad \text{pour chaque plancher.}$$

I-1-2-1) EFFORT NORMAL A CHAQUE PLANCHER :

terrasse : $N_t = 1.5 * (1.35 * 550 + 1.5 * 100) * 12.96 = 1.735 * 10^4 \text{ Kg.}$

P-habitation : $N_h = 1.5 * (1.35 * 535 + 1.5 * 175) * 12.96 = 1.9143 * 10^4 \text{ Kg.}$

p-bureaux : $N_b = 1.5 * (1.35 * 535 + 1.5 * 250) * 25.92 = 4.2661 * 10^4 \text{ Kg.}$

p-commerce : $N_c = 1.5 * (1.35 * 535 + 1.5 * 450) * 25.92 = 5.4325 * 10^4 \text{ Kg.}$

I-1-2-2) EFFORT NORMAL A LA BASE :

$$N_T = N_t + 9N_h + N_b + N_c$$

$$= 28.66 * 10^4 \text{ Kg} = 2.866 \text{ MN.}$$

Il faut satisfaire la condition : $\frac{N}{A} \leq 15 \text{ MPa} \rightarrow A \geq \frac{N}{15}$.

A-N :

$$A_p \geq \frac{2.866}{15} = 0.19 \text{ m}^2$$

Il faut choisir un poteau à la base de la structure satisfaisant : $A \geq 0.19 \text{ m}^2$.

Choix : poteau de dimensions : (0.40*0.60) de section :

$$S=0.24 \text{ m}^2.$$

I-1-2-3) CHOIX DES POTEaux TOUT AU LONG DE L'IMMEUBLE :

A) POTEaux DE SUPERSTRUCTURE:

-RDC au 2° niveau : poteaux de dimensions : (0.40,0.60).

-3° au 11° " : " " " : (0.30,0.40).

B) POTEaux D'INFRASTRUCTURE:

* 1° sous sol :

$$N_1 = N_T + N_C$$

$$N_1 = 3.41 \text{ MN}$$

$$\rightarrow A \geq \frac{3.41}{15} = 0.227 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \text{choix : une section de : (0.40,0.60).}$$

* 2° sous sol :

$$N_2 = N_1 + N_C$$

$$N_2 = 3.95 \text{ MN}$$

$$\rightarrow A \geq 0.263 \text{ m}^2 \quad \rightarrow \text{choix : une section de : (0.45,0.60).}$$

* 3° sous sol :

$$N_3 = N_2 + 1.5 * q_p * 25.92 \quad \text{avec : } q_p = 1.08 * 10^{-2} \text{ MN/m}^2.$$

$$N_3 = N_2 + 0.42$$

$$\rightarrow N_3 = 4.37 \text{ MN}$$

$$\rightarrow A \geq 0.2913 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \text{choix : une section de : (0.45,0.65).}$$

* 4° sous sol :

$$N_4 = N_3 + 0.42 = 4.79 \text{ MN}$$

$$\rightarrow A \geq 0.32 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \text{choix : une section de : (0.50,0.65).}$$

* 5° sous sol :

$$N_5 = N_4 + 0.42 = 5.21 \text{ MN}$$

$$\rightarrow A \geq 0.347 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \text{choix : une section de : (0.55,0.65).}$$

I-1-3) PREDIMENSIONNEMENT DU NOYAU CENTRAL

Le noyau central reprendra les efforts horizontaux seulement par conséquent le prédimensionnement se fait par une estimation de l'effort sismique .

I-1-3-1) EVALUATION DE L'EFFORT SISMIQUE :

selon le : RPA 88 son intensité est donnée par :

$$V = A * B * D * Q * W$$

avec : W : poids total de la structure.

Selon le RPA 88, pour les batiments à usage d'habitation, administratifs ou socio-éducatifs. Il faut prendre en considération 20% des charges d'exploitations en plus de la charge permanente.

Donc :
$$W = G_T + 0.2 * q_T$$

G_T = poids des planchers en plus du poids des poutres et poteaux.

$$G_T = (1 * 360 * 550 + 9 * 535 * 360 + 2 * 535 * 622) + 14.15 = 40.15 \text{ MN} = 40.15 \text{ MN.}$$

$$q_T = (1 * 100 * 360 + 9 * 175 * 360 + 1 * 250 * 622 + 1 * 450 * 622) = 10.384 \text{ MN.}$$

D'où :

$$W = 42.223 \text{ MN}$$

Cas du groupe d'usage 2 donc :

$$A = 0.15 ; B = 0.50$$

Facteur de qualité :

$$Q = 1 + \sum_{i=1}^{\sigma} Q_i$$

$$Q = 1 + 0.1 + 0.05 + 0.05 \rightarrow Q = 1.2$$

Facteur dynamique :

$$D = \frac{0.896}{\sqrt[3]{T^2}}$$

la période T pour une structure contreventée par noyau central est donnée à titre approché par :

$$T = 0.09 * \frac{h}{\sqrt{l}}$$

avec : h : hauteur de l'immeuble.

l : portée selon le sens considéré.

AN : $h = 38.72^m$

$l = 21.6^m$ pour les deux sens.

D'où :

$$T_x = T_y = 0.75 \text{ s.}$$

$$\rightarrow D_x = D_y = 1.086 .$$

Et l'effort tranchant à la base : $V = 4.13 \text{ MN}$.

Le moment de sollicitation extérieur est de :

$$M_{\text{ext}} = 2/3 * V * H .$$

$$M_{\text{ext}} = 106.53 \text{ MNm} .$$

les refonds perpendiculaires au sens de la sollicitation reprennent un effort normal respectivement de traction et de compression de valeur :

$$N_E = \frac{M_{\text{ext}}}{a} .$$

a : distance entre axes des voiles parallèles du noyau central.

$$a = 7.20 \text{ m} .$$

$$\rightarrow N_E = 14.80 \text{ MN} .$$

I-1-3-2) EVALUATION DE : N_g et N_q :

I-1-3-2-1) calcul de : N_g :

$$N_g = 0.025 * (7.2 * e * 40.3) + N_{g1} = 7.254 * e + N_{g1} .$$

N_{g1} : est ce qui revient au voile comme charge verticale appliquée par les planchers en une surface : $S = 4 * 12.96 = 51.84 \text{ m}^2$

$$N_{g1} = (11 * 535 + 550) * 51.84 * 10 = 3.336 \text{ MN} .$$

I-1-3-2-2) CALCUL DE : N_q :

$$N_q = (100 + 9 * 175 + 250 + 450) * 51.84 * 10 = 1.231 \text{ MN} .$$

considérons le tronçon travaillant en compression :

il faut vérifier que :

$$\frac{N}{A} \leq \overline{\sigma}_{bc} \text{ MPa} ; \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} .$$

avec : $N = N_E + N_g + N_q$

$$N = 7.254 * e + 3.336 + 14.80 + 1.231 = 19.36 + 7.254 * e .$$

et : $A = 7.2 * e$. (section du tronçon).

$$\rightarrow \frac{(19.36 + 7.254 * e)}{(7.2 * e)} \leq 15 \text{ MPa} .$$

$$\rightarrow e \geq \frac{19.36}{100.74} \rightarrow \boxed{e \geq 0.20 \text{ m}} .$$

prenons une épaisseur de : $e=0.30 \text{ m}$ ensuite une justification de cette dernière s'impose.

I-2) CALCUL DE LA MASSE CONCENTREE A CHAQUE NIVEAU

I-2-1) RDC ET PREMIER NIVEAU :

-hauteur d'étage : $h_e=4.06 \text{ m}$.

-poids du plancher RDC : de surface $s=550.24 \text{ m}^2$.

$$535 \cdot 550.24 = 2.944 \cdot 10^5 \text{ Kg.}$$

-poids du plancher du premier niveau : $s=550.24 \text{ m}^2$.

$$535 \cdot 550.24 = 2.944 \cdot 10^5 \text{ Kg.}$$

-poids des poteaux : nombre =35 poteaux de surface $s=0.24 \text{ m}^2$.

$$35 \cdot (2500 \cdot 0.24 \cdot 4.06) = 8.526 \cdot 10^4 \text{ Kg.}$$

-poids des retombés de poutres : nombre =38 poutres de : $(0.3 \cdot 0.6)$.

$$38 \cdot (2500 \cdot 0.3 \cdot 0.6 \cdot 7.2) = 12.312 \cdot 10^4 \text{ Kg.}$$

-poids du noyau central :

*un voile sans ouverture :

$$2500 \cdot 7.2 \cdot 4.06 \cdot 0.3 = 2.1924 \cdot 10^4 \text{ Kg.}$$

*quatre voiles avec une ouverture de : $(1 \cdot 2.2)$:

$$4 \cdot (2500 \cdot (7.2 \cdot 4.06 - 1 \cdot 2.2) \cdot 0.3) = 8.11 \cdot 10^4 \text{ Kg.}$$

*un voile d'ascenseur :

$$2500 \cdot 1.3 \cdot 0.3 \cdot 4.06 = 3.9585 \cdot 10^3 \text{ Kg.}$$

poids total du N-C : $\longrightarrow 10.698 \cdot 10^4 \text{ K.}$

I-2-2) NIVEAUX "n" : $2 \leq n \leq 10$ "HABITATION" ET $n=11$ "TERRASSE" :

-hauteur d'étage : $h_e=3.06 \text{ m}$.

-poids du plancher terrasse : de surface $s=330 \text{ m}^2$.

$$550 \cdot 330 = 1.815 \cdot 10^5 \text{ Kg.}$$

-poids du plancher courant : de surface $s=330 \text{ m}^2$.

$$535 \cdot 330 = 1.7655 \cdot 10^5 \text{ Kg.}$$

-poids des poteaux : nombre =24 poteaux.

*) Pour : $N=2$: poteaux de surfaces : $s=0.24 \text{ m}^2$.

$$24 * (2500 * 0.24 * 3.06) = 4.41 \text{ Kg.}$$

*) pour : $3 \leq n \leq 11$: poteaux de surfaces = 0.12 m^2 .

$$24 * (2500 * 0.12 * 3.06) = 2.203 * 10^4 \text{ Kg.}$$

- poids des retombées de poutres : nombres = 24 poutres.

$$24 * (2500 * 0.3 * 0.6 * 7.2) = 7.776 * 10^4 \text{ Kg.}$$

- poids du noyau central :

*) un voile sans ouverture :

$$2500 * 7.2 * 3.06 * 0.3 = 1.6524 * 10^4 \text{ Kg.}$$

*) quatre voiles avec ouverture de : $(1 * 2.2)$:

$$4 * (2500 * 19.832 * 0.3) = 5.95 * 10^4 \text{ Kg.}$$

*) un voile d'ascenseur :

$$2500 * 0.3 * 3.06 * 1.3 = 0.30 * 10^4 \text{ Kg.}$$

poids total du N-C : $\longrightarrow 7.9 * 10^4 \text{ Kg.}$

- poids du remplissage :

mur extérieur à double cloison de (250 Kg/m^2) tout au long du périmètre de la structure .

*) RDC et premier niveau : $h_0 = 4.06 \text{ m.}$

- surface des vides : $s_v = 1.4 * 1.25 * 9 = 15.75 \text{ m}^2$.

- surface totale avec vide : $s_t = 4.06 * 3.6 * 2 * 6 + 4.06 * 3.6 * 2 * 8 = 409.25 \text{ m}^2$.

- surface réelle de remplissage : $s_r = s_t - s_v = 393.50 \text{ m}^2$.

\Rightarrow le poids du remplissage :

$$250 * 393.5 = 9.84 * 10^4 \text{ Kg.}$$

*) niveaux : $2 \leq n \leq 11$: $h_0 = 3.06 \text{ m.}$

- surface des vides :

fenêtres du type : $(1.5 * 2.2)$ de balcon double .

" " " : $(1 * 2.2)$ " " simple .

" " " : $(1.4 * 1.25)$.

donc : $s_v = 7.25 \text{ m}^2$.

- surface totale avec vides : $s_t = 3.06 * 21.6 * 4 = 264.348 \text{ m}^2$.

- surface réelle de remplissage : $s_r = 257.1 \text{ m}^2$.

\Rightarrow le poids du remplissage :

$$250 * 257.1 = 6.4274 * 10^4 \text{ Kg.}$$

-poids d'escalier : de surface : $s=11.11 \text{ m}^2$.

$$710 \cdot 11.11 = 7.888 \cdot 10^3 \text{ Kg.}$$

I-2-3) MASSE REVENANT A CHAQUE NIVEAU :

-NIVEAU 1 :

| POIDS DU PLANCHER Kg | POIDS ESCALIER Kg | POIDS DES POTEAUX Kg | POIDS DES POUTRES Kg | POIDS DES REPLISS Kg | POIDS DU N-C Kg |
|----------------------------|-------------------------|----------------------------|----------------------------|----------------------------|-----------------------|
| $2.449 \cdot 10^5$ | $7.888 \cdot 10^3$ | $8.526 \cdot 10^4$ | $12.31 \cdot 10^4$ | $9.84 \cdot 10^4$ | $10.70 \cdot 10^4$ |

Donc : $M_1 = 66.6 \cdot 10^4 \text{ Kg.}$

$$M_1 = 666 \text{ t.}$$

-NIVEAU 2 :

| POIDS DU PLANCHER Kg | POIDS ESCALIER Kg | POIDS DES POTEAUX 1/2 DE : PDS (N ₁ + N ₂) Kg | POIDS DES POUTRES Kg | POIDS DES REPLISS Kg | POIDS N-C 1/2 DE : PDS (N ₁ +N ₂) Kg |
|----------------------------|-------------------------|--|----------------------------|----------------------------|--|
| $2.449 \cdot 10^5$ | $7.888 \cdot 10^3$ | $5.364 \cdot 10^4$ | $12.31 \cdot 10^4$ | $9.84 \cdot 10^4$ | $9.30 \cdot 10^4$ |

D'où : $M_2 = 62.0 \cdot 10^4 \text{ Kg.}$

$$M_2 = 620 \text{ t.}$$

-NIVEAU 3 :

| POIDS DU PLANCHER Kg | POIDS ESCALIER Kg | POIDS DES POTEAUX Kg | POIDS DES POUTRES Kg | POIDS DES REPLISS Kg | POIDS DU N-C Kg |
|----------------------------|-------------------------|----------------------------|----------------------------|----------------------------|-----------------------|
| $1.765 \cdot 10^5$ | $7.888 \cdot 10^3$ | $2.203 \cdot 10^4$ | $7.776 \cdot 10^4$ | $6.427 \cdot 10^4$ | $7.90 \cdot 10^4$ |

$M_3 = 42.7 \cdot 10^4 \text{ Kg.}$

$$M_3 = 427 \text{ t.}$$

on trouve :

$$M_4 = M_5 = M_6 = M_7 = M_8 = M_9 = M_{10} = M_{11} = M_3 = 427 \text{ t.}$$

-TERRASSE :

| POIDS DU PLANCHER Kg | POIDS ESCALIER Kg | POIDS DES POTEAUX ^{1/2} Kg | POIDS DES POUTRES Kg | POIDS DES REPLISS Kg | POIDS DU N-C Kg |
|----------------------------|-------------------------|---|----------------------------|----------------------------|-----------------------|
| $1.815 \cdot 10^5$ | $7.888 \cdot 10^3$ | $1.101 \cdot 10^4$ | $7.776 \cdot 10^4$ | $3.213 \cdot 10^4$ | $7.90 \cdot 10^4$ |

D'où : $M_{12} = 389 \cdot 10^4$ Kg.

$M_{12} = 389$ t.

CHAPITRE II

- Etude du plancher parking
- Calcul des portiques
- Fondation
- Etude de l'escalier
- Etude des balcons
- Etude du voile assurant
la stabilité au poussees des
terres
- Calcul du radier du noyau
central

II-1) ETUDE DU PLANCHER PARKING

II-1-1) PREDIMENSIONNEMENT DU PLANCHER :

Selon les règles: B.A.E.L 80, pour une dalle rectangulaire appuyée sur ses quatre côtés. On peut admettre selon l'article: B-7-5; et pour éviter les calculs aux flèches. Il faut que la condition suivante soit vérifiée :

$$h \geq \frac{l_x * M_t}{20 * M_{ox}}$$

h : épaisseur de la dalle.

l_x : petite portée de la dalle. ($l_x < l_y$) .

M_{ox} : moment isostatique dans la direction: l_x .

M_t : moment en travée de la dalle, dans la direction: l_x .

$M_t \geq 0.75 * M_{ox}$ pour un panneau dalle intermédiaire.

$M_t \geq 0.85 * M_{ox}$ " " " " de rive.

* Pour le cas le plus défavorable : $M_t \geq 0.85 * M_x$, l'épaisseur est :

$$h \geq \frac{0.85 * l_x}{20}$$

-La plus petite portée est égale à: $l_x = 3.6m$.

Donc : $h \geq 0.153 m$.

Prenons :

$$h = 0.16 m$$

II-1-2) POIDS DU PLANCHER :

a) Charge permanente:

* revêtement bicouche : $\longrightarrow 0.08 t/m^2$.

* dalle pleine (16cm) : $\longrightarrow 0.40 \text{ "}$.

total: $G = 0.48 t/m^2$.

b) Surcharge d'exploitation :

* surcharge statique: $\longrightarrow 0.25 t/m^2$.

* coeff. de majoration dynamique = 1.15 .

Donc:

$$P = 1.15 * 0.25 = 0.288 t/m^2$$

II-1-3) CALCUL DE LA DALLE :

Le calcul du plancher se fait à : l'E-L-U :

$$q_u = 1.35 * G + 1.5 * P$$

$$\rightarrow q_u = 1.08 \text{ t/m}^2.$$

* Les moments sur appuis et en travées sont choisis de telle sorte que l'inégalité suivante soit vérifiée :

$$M_l + \frac{M_v + M_e}{2} \geq 1.25 * M_o \quad l_x \quad l_y$$

Souvent les valeurs les plus adoptées sont les suivantes :

* Si un panneau consiste à un panneau de rive dont l'appui de rive peut assurer un encastrement partiel.

- Pour les moments en travées :

$$\begin{cases} 0.85 * M_{ox} & \longrightarrow \text{selon : } x . \\ 0.85 * M_{oy} & \longrightarrow \text{ " : } y . \end{cases}$$

- Sur appuis :

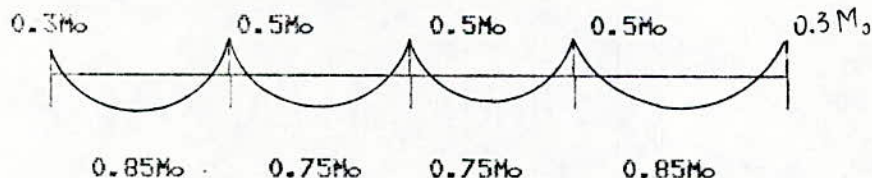
$$\begin{cases} 0.30 * M_o & \longrightarrow \text{à l'appui de rive .} \\ 0.50 * M_o & \longrightarrow \text{ " " intermédiaire.} \end{cases}$$

* Pour les panneaux intermédiaires :

$$\text{- en travée : } \begin{cases} 0.75 * M_{ox} . \\ 0.75 * M_{oy} . \end{cases}$$

- sur appui : $0.50 * M_o$.

Selon un sens donné, le schéma des moments appliqués sur une dalle est représenté, comme suit :



N-B : Pour le ferrailage, les cas les plus défavorables sont toujours pris en considération dans la détermination des armatures.

- selon la travée, prendre : $M_l = 0.85 * M_o$.

- sur appui, prendre : $M_a = 0.50 * M_o$.

II-1-4) Ferrailage minimal :

Les armatures minimales de flexion pour des dalles d'une épaisseur : h tq: $12^{cm} \leq h \leq 30^{cm}$ sont selon l'article: 8-2-41 de : B.A.E.L .

1°) Armatures parallèles au sens ly :

- $A_y \geq 12*d$ pour les barres : R-L de classe : FeE 22.

- $A_y \geq 8*d$ " " aciers : FeE 40 ou des treillis soudés : $\phi > 6^{mm}$.

- $A_y \geq 6*d$ pour des aciers : FeE 50 ou des treillis soudés : $\phi \leq 6^{mm}$.

2°) Armatures parallèles au sens lx :

Les valeurs ci-dessus sont multipliées par : $(\frac{3-\alpha}{2})$.

avec : $\alpha = l_x / l_y$.

d : valeur de la hauteur utile.

$$\begin{cases} A_{y_{min}} \geq 8*d_y. \\ A_{x_{min}} \geq (\frac{3-\alpha}{2}) * 8*d_x. \end{cases}$$

Pour une dalle :

$$\begin{cases} dx = ht - \frac{ht}{10} - \frac{\phi_{x_{max}}}{2} \\ dy = dx - \frac{\phi_{y_{max}}}{2} \end{cases}$$

avec : $(\phi_{x_{max}}, \phi_{y_{max}}) = \frac{ht}{10}$

A-N : $ht = 16cm \Rightarrow (\phi_{x_{max}}, \phi_{y_{max}}) = 0.16cm$.

$$\begin{cases} dx = 0.136 m. \\ dy = 0.128 m. \end{cases}$$

Et : - $A_{y_{min}} \geq 8*0.128 \Rightarrow A_{y_{min}} \geq 1.024 cm^2$.

- $A_{x_{min}} = fct''(\alpha); \alpha = l_x / l_y$.

Vu que : $A_{x_{min}}$ dépend des dimensions du panneau dalle à étudier, et puisque le plancher est constitué de deux panneaux dalles différents, les sections minimales diffèrent d'un panneau à un autre.

-panneau : (a) $\begin{cases} l_x = 3.6m \\ l_y = 3.6m \end{cases} \Rightarrow \alpha = 1.0 \Rightarrow A_{x_{min}} \geq 1.024 cm^2$.

-panneau : (b) $\begin{cases} l_x = 3.6m \\ l_y = 7.2m \end{cases} \Rightarrow \alpha = 0.5 \Rightarrow A_{x_{min}} \geq 1.28 cm^2$.

3°) Section minimale donnée par la condition de non fragilité :

$$A \geq 0.23 * b * d * f_{t28} / f_e$$

(Art:4-2-1 BAEL).

b = 100 cm.

$f_{t28} = 2.1 MPa$.

$$f_e = 400 \text{ MPa.}$$

$$d_x = 13.60 \text{ cm.}$$

$$d_y = 12.80 \text{ " .}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} A_{x_{\min}} \geq 1.64 \text{ cm}^2. \\ A_{y_{\min}} \geq 1.54 \text{ " .} \end{cases}$$

N-B : Après calcul des sections réelles, il faut que ces dernières soient supérieures aux sections minimales, si non on opte pour le ferrailage minimal.

4°) Espacement maximal : (Art:8-2-42 R.A.E.L)

Pour un chargement uniformément réparti, l'espacement est de :

$$*S_{lx_{\max}} = \min [3*ht ; 33 \text{ cm}] \quad \text{direction la plus sollicitée : } l_x.$$

$$*S_{ly_{\max}} = \min [4*ht ; 45 \text{ cm}] \quad \text{" " moins " : } l_y.$$

Donc:

| ht | $S_{lx_{\max}}$ | $S_{ly_{\max}}$ |
|------------------|------------------|------------------|
| 16 ^{cm} | 33 ^{cm} | 45 ^{cm} |

II-1-5) FERRAILLAGE:

Deux type de panneaux sont à étudier.

Le ferrailage se fera pour le panneau rectangulaire (b) selon les deux sens, pour les cas les plus défavorables.

Pour l'autre panneau (a), les résultats seront obtenus en procédant de la même façon .

II-1-5-1) Ferrailage du panneau (b) :

Le moment en travée :

$$-M_{lx} = 0.85 * M_x.$$

$$-M_{ly} = 0.85 * M_y.$$

Le moment sur appui :

$$-M_{ax} = 0.5 * M_x.$$

$$-M_{ay} = 0.5 * M_y.$$

Pour ce panneau :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3.6}{7.2} = 0.5.$$

$$0.4 \leq \rho \leq 1 \quad \rightarrow \text{l'étude se fait dans les deux sens.}$$

$$\begin{cases} M_x = \mu_x * q * l_x^2 \\ M_y = \mu_y * M_x \end{cases}$$

A-N :

$$\left. \begin{array}{l} q = 1.08 \text{ t/m}^2 \\ \rho = 0.5 \\ v = 0.2 \end{array} \right\} \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} M_x = 1.37 \text{ tm/ml.} \\ M_y = 0.51 \text{ " .} \end{array} \right.$$

1°) Selon le sens : X :

$$\begin{cases} M_{lx} = 0.85 * M_x = 1.1645 \text{ tm/ml.} \\ M_{ax} = 0.5 * M_x = 0.685 \text{ " .} \end{cases}$$

*Le ferrailage se fait à la flexion simple à : 1°E-L-U :

*En travée: - $M_{tu} = 1.1645 \text{ tm/ml.}$

$$- M_{t_{ser}} = 0.8299 \text{ " .}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1.40.$$

$$\mu_{lu} = 0.341 * \gamma - 0.1776 = 0.3008 .$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b * d^2 * f_{bu}} = 0.05.$$

$$\mu_{bu} < \mu_{lu} \rightarrow \boxed{A'_s = 0} \text{ pas d'aciers comprimés.}$$

$$\alpha = 1.25 * \left[1 - \sqrt{1 - 2 * \mu_{bu}} \right] = 0.064 < 0.259 \rightarrow \boxed{\sigma_s = f_{su}} .$$

$$Z_b = d * (1 - 0.4 * \alpha).$$

$$= 0.1247 \text{ m.}$$

La section d'acier est donnée par : $A_{su} = \frac{M_u}{Z_b * f_{su}}$

$$\rightarrow A_s = 2.68 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

Choix :

$$\text{5HA10/ml} \quad A_{s_{eff}} = 3.92 \text{ cm}^2.$$

Espacement : $s_t = 20 \text{ cm.}$

*En appui : - $M_{au} = 0.5 * M_x = 0.685 \text{ tm/ml.}$

$$- M_{a_{ser}} = 0.4882 \text{ tm/ml.}$$

$$\gamma = 1.4 .$$

$$\mu_{lu} = 0.30 .$$

$$\mu_{bu} = 0.029 < \mu_{lu} \rightarrow A'_s = 0 .$$

$$\alpha = 0.037 < 0.259 \rightarrow \sigma_s = f_{su} .$$

$$Z_b = 0.1261 \text{ m.}$$

La section d'acier est : $A_{s_{au}} = \frac{M_{au}}{Z_b * f_{su}} = 1.56 \text{ cm}^2 < A_{s_{min}} = 1.64 \text{ cm}^2 .$

$$\text{Choix : 5HA8/ml} \quad A_{s_{eff}} = 2.51 \text{ cm}^2 .$$

Espacement : $s_t = 20 \text{ cm.}$

2°) Selon le sens : y :

Même étapes de calcul comme précédemment. Les résultats sont:

*En travée :

$$- M_{ty} = 0.4335 \text{ tm/ml.}$$

$$- M_{t_{ser}} = 0.31 \text{ " .}$$

Les aciers sont : - $A'_s = 0.$

$$- A_{s_{su}} = 0.98 \text{ cm}^2 / \text{ml} < A_{s_{min}} = 1.54 \text{ cm}^2 .$$

Choix :

5H8 /ml avec espacement : $s_t=20$ cm.

*Sur appui :

$$-M_{ay_u} = 0.255 \text{ tm/ml.}$$

$$-M_{ay_{ser}} = 0.182 \text{ " .}$$

Les aciers sont : - $A_{su}^* = 0.$

$$- A_{su} = 0.57 \text{ cm}^2 < A_{min}.$$

Choix :

5H8 /ml avec espacement : $s_t=20$ cm.

3°) L'effort tranchant par unité de longueur :

Selon les B.A.E.L et pour une charge uniformément répartie sur une dalle l'effort tranchant est :

$$-V_{ux} = \frac{q_u * l_x}{2 + \alpha} \quad \text{au milieu de : } l_y.$$

$$-V_{uy} = \frac{q_u * l_y}{3} \quad \text{" " " : } l_x.$$

$$\left. \begin{array}{l} \alpha = l_x / l_y = 0.5 \\ q_u = 1.08 \text{ t/m}^2 \end{array} \right\} \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} V_{ux} = 1.55 \text{ t/ml.} \\ V_{uy} = 1.296 \text{ " .} \end{array} \right.$$

II-1-5-2) Ferraillage du panneau (a) :

Mêmes étapes de calcul comme précédemment. Les sections d'aciers sont obtenues par un calcul à la flexion simple.

II-1-6) Tableau récapitulatif du ferraillage :

| | selon la direction : X : | | | | selon la direction : Y : | | | |
|-------------|--------------------------------|-------|---------------------------------|-------|---------------------------------|-------|---------------------------------|-------|
| | en travée | | sur appui | | en travée | | sur appui | |
| | A_{su} cm ² /m | choix | A_{su} cm ² /ml | choix | A_{su} cm ² /ml | choix | A_{su} cm ² /ml | choix |
| panneau (a) | 1.64 | 5H8 | 1.64 | 5H8 | 1.54 | 5H8 | 1.54 | 5H8 |
| panneau (b) | 2.68 | 5HA10 | 1.64 | 5H8 | 1.54 | 5H8 | 1.54 | 5H8 |

II-1-7) Vérification des efforts tranchants :

Il faut que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b * d} < \overline{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa.}$$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

| | panneau (a) | panneau (b) |
|-------------------------------------|-------------|-------------|
| τ_u (MPa) | 0.10 | 0.12 |
| $\overline{\tau}_u = 3.25$ (MPa) | vérifiée | vérifiée |

D'où les armatures d'effort tranchant ne sont pas nécessaires.

II-1-8) VERIFICATION AU POINÇONNEMENT :

Les planchers de parkings sont soumis à des charges localisées, donc nécessitent une vérification au poinçonnement.

Une charge localisée est prise en considération, appliquée par une roue, normale au plan moyen du plancher et agissant uniformément sur une faible portion de la surface du plancher sur un contour "c" situé à mi-épaisseur de la dalle.

$$c = 2 * (u + v).$$

$$\left\{ \begin{array}{l} u = a + h + 2 * e. \\ v = b + h + 2 * e. \end{array} \right.$$

e: épaisseur du revêtement.

h: " de la dalle.

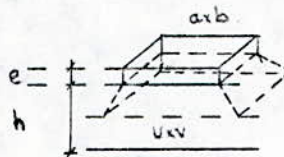
* Pour une voiture de tourisme

la surface d'impacte est un

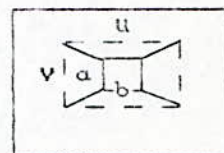
rectangle de dimension : a=14 cm ; b=10 cm.

D'où : - u=38 cm.

- v=34 ".



surface d'impacte de la roue.



Il faut vérifier que :

$$P_u \leq 0.045 * c * h * f_{c28}$$

Tq : $P_u = 1.2 * q$ à l'E-L-U.

q : charge concentrée de la roue.

q = 2.0 t.

⇒ $P_u = 2.4$ t.

$$0.045 * c * h * f_{c28} = 25.92 \text{ t.}$$

Et la condition : $P_u \leq 25.92$ t.

$$2.4 \leq 25.92 \text{ t est vérifiée.}$$

Donc pas de risque de poinçonnement.

II-2 CALCUL DES PORTIQUES "POTEAUX , POUTRES"

Les portiques de la structure sont soumis aux efforts verticaux provoqués par les différents planchers de cette dernière.

1°) DISTRIBUTION DE LA CHARGE ULTIME DES PLANCHERS SUR LES PORTIQUES:

Pour la structure étudiée, il existe des portiques qui sont chargés et d'autres qui ne le sont pas. Car les planchers sont à corps creux. La transmission de charges de ce type de plancher aux poutres se fait comme sur la figure suivante:

Les poutres de grandes portées $s=L$ reprénnent la totalité de la charge. Tandis que celles de petites portées ne reprénnent rien que leur poids propre. La charge par mètre linéaire qui revient à une poutre de grande portée est donnée par:

$$P=q \cdot l/2 \quad t/ml.$$

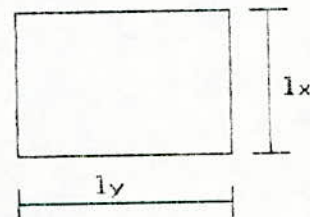
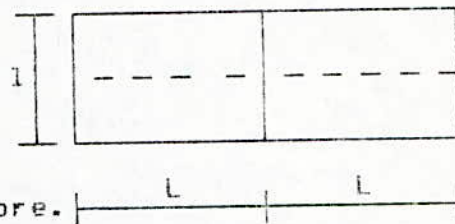
Mais pour les poutres de portiques se trouvant au sous sol, (celles des planchers parkings uniquement), une autre distribution de charge s'impose car dans ce cas se sont des planchers en dalle pleine de béton.

Comme le montre la figure ci-après

Les poutres de petites portées leurs revient une charge triangulaire. Tandis que pour celles de grandes portées c'est une répartition trapézoidalle de la charge.

Pour cela il est nécessaire de trouver la charge uniforme équivalente par mètre linéaire de portée de chaque poutre.

Selon les: B A E L ces charges sont données par:



* Pour le cas trapézoïdal:

$q_m = q * l_m * l_x$. pour avoir le moment max sur la poutre.

$q_t = q * l_t * l_x$. " " l'effort tranchant max.

Avec:

$$l_m = \left(0.5 - \frac{\rho^2}{6}\right) \quad ; \quad \rho = \frac{l_x}{l_y}$$

$$l_t = \left(0.5 - \frac{\rho}{4}\right)$$

q : [t/m²] charge ultime du plancher considéré.

l_x : petite portée de la dalle.

l_y : grande portée " " " .

* Pour le cas triangulaire:

$q_m = q * 0.33 * l_x$.

$q_t = q * 0.25 * l_x$.

Les planchers sont constitués de dalles continues qui sont de deux sortes, vu leur dimension. Appelons les comme suit:

{ dalle: (a): dimension : (3.6;3.6).
 { dalle: (b): " : (3.6;7.2).

On obtient:

| Type de dalle: | Dalle: (a) | | Dalle: (b) | |
|-------------------|------------|------------|------------|------------|
| | q_m t/ml | q_t t/ml | q_m t/ml | q_t t/ml |
| Cas trapézoïdal: | ' | ' | 1.656*q | 1.35*q |
| Cas triangulaire: | 1.188*q | 1.9*q | 1.188*q | 0.90*q |

N-B: Dans les calculs qui vont suivre, on ne prend rien que les charges équivalentes correspondant pour le calcul des moments fléchissants (q_m), car c'est le cas le plus défavorable idem pour évaluer l'effort tranchant.

*Tableau donnant les charges par mètre linéaire de portée de poutres:

| poutre chargée | Dalle: (b) | | | | Dalle: (a) | |
|----------------|-----------------------------|-------|-----------------------------|-------|----------------------------------|-------|
| | grande poutre $l_y=7.2m$ | | petite poutre $l_x=3.6m$ | | même poutre de: $l_x=l_y=3.6$ | |
| charge type: | q_m | q_t | q_m | q_t | q_m | q_t |
| P-terrasse | 1.620 | 1.620 | 0 | 0 | 1.620 | 1.620 |
| P-bureaux | 2.016 | 2.016 | 0 | 0 | 2.016 | 2.016 |
| P-commerce | 2.556 | 2.556 | 0 | 0 | 2.556 | 2.556 |
| P-habitation | 1.809 | 1.809 | 0 | 0 | 1.809 | 1.809 |
| P-parking | 1.79 | 1.790 | 0 | 1.280 | 1.280 | 1.280 |

METHODES D'EVALUATION DES EFFORTS INTERNES DANS LES PORTIQUES:

Plusieurs méthodes sont utilisées pour résoudre le problème de détermination des efforts internes dans les portiques.

Comme: 1) Méthode des forces.

2) " " déformations (déplacements).

3) " matricielle.

4) " des éléments finis (approche cinématique).

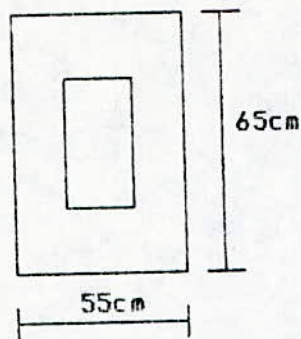
Deux portiques ont été pris, chacun dans un sens donné (sens de grande ou de petite rigidité). L'évaluation des efforts internes a été effectuée par un outil informatique traitant les portiques par la méthode des éléments finis.

3) FERRAILLAGE DES ELEMENTS BARRES:

3-1) Eléments barres verticaux: "poteaux":

On choisit le poteau le plus sollicité.

A ce poteau, il lui revient:



L'effort normal, et le moment :

$$N = 3.5 \text{ MN}$$

$$M = 0.36 \cdot 10^{-02} \text{ MNm}$$

*) Ferrailage:

1°) Armatures longitudinales:

L'excentricité e est inférieure à: $h/6$ (noyau central du poteau).

D'où le poteau sera ferrailé en compression simple.

$$A_{br} = (0.65 - 0.02) \cdot (0.55 - 0.02) \Rightarrow A_{br} = 0.334 \text{ m}^2.$$

$$l_f = \frac{h_e}{2}; h_e = 3.06 \text{ m} \Rightarrow l_f = 1.53 \text{ m}.$$

$$B = 0.65 \cdot 0.55 = 0.3575 \text{ m}^2.$$

$$I_{min} = \frac{0.65 \cdot 0.55^3}{12} = 9.012 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4.$$

Le rayon de giration:

$$i = \sqrt{\frac{I_{min}}{B}} \Rightarrow i = 0.158$$

L'élançement géométrique est: $\lambda = \frac{l_f}{i} \Rightarrow \lambda = 9.63.$

$$\beta = 1.015.$$

La section d'acier est donnée par:

$$A_{s_{néc}} \geq \frac{1}{0.85 \cdot f_{su}} * \left[\beta \cdot N_{us} - \frac{A_{br} \cdot f_{bu}}{0.9} \right]$$

Puisque: $A_{s_{néc}} < 0$

acier minimal.

$$A_{min} = \text{Max} \left[4 \cdot u; 0.002 \cdot A_b \right].$$

$$u = (0.55 + 0.65) * 2 = 2.4 \text{ m.}$$

$$A_b = B = 0.3575 \text{ m}^2. \quad \left. \vphantom{A_b} \right\} \rightarrow A_{\min} = 9.6 \text{ cm}^2.$$

Choix:

8HA14 répartie sur le pourtour (voir figure).

2°) Armatures transversales:

Le diamètre des armatures transversales vérifie: $\phi_t = \frac{\phi_l}{3}$

Donc : $\phi_t = 6 \text{ mm.}$

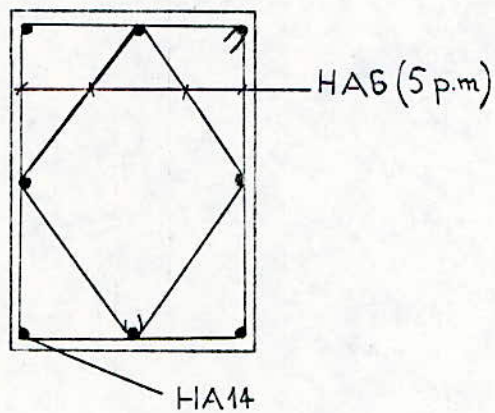
choix : 4HA6

L'espacement doit vérifier:

$st \leq \text{MIN} (15 * \phi_t ; 40 \text{ cm} ; \text{petite dimension} + 10 \text{ cm})$

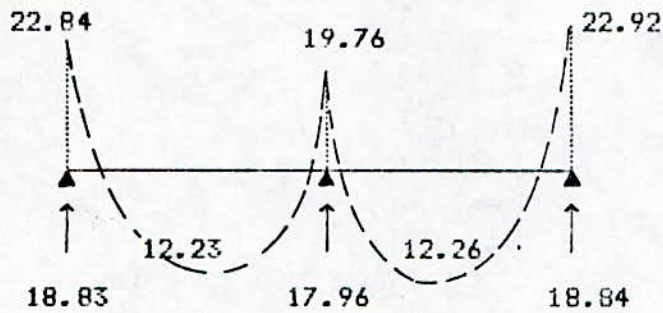
$$st \leq 21 \text{ cm}$$

prenons : $s = 20 \text{ cm.}$



3-2) Éléments barres horizontaux: "poutre":

Pour la poutre continue la plus chargée :



***Ferrailage:**

1°) En travée:

La poutre est ferrillée à la flexion simple.

$$\mu_{lu} = 0.30.$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{max}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = 0.1$$

Puisque: $\mu_{bu} < \mu_{lu} \Rightarrow A'_s = 0.$

$$\alpha = 0.13$$

$$Z_b = 0.51 \text{ m.}$$

La section d'acier est:

$$A_{su} = \frac{M_{max}}{Z_b \cdot f_{su}} = 6.88 \text{ cm}^2.$$

Choix:

$$3HA20 \quad A_s = 18.84 \text{ cm}^2.$$

2°) Sur appui:

$$M_{ap} = 22.92 \text{ tm.}$$

$$\mu_{bu} = 0.18 < \mu_{lu}.$$

$$\alpha = 0.26$$

$$Z_b = 0.48 \text{ m.}$$

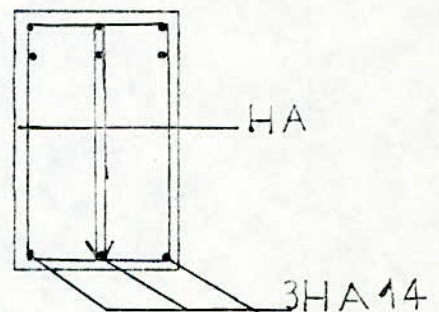
$$\Rightarrow A_{su} = 13.6 \text{ cm}^2.$$

Choix: une nappe : 3HA20

une nappe : 3HA14

Disposition constructive (voir figure).

4°) VERIFICATION AU CISAILLEMENT:



$T_u = 18.84 \text{ t.}$

$$\tau = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{0.1884}{0.3 \cdot 0.5} = 1.256 \text{ MPa} < 3.25 \text{ MPa.}$$

Condition vérifiée.

5°) FERRAILLAGE TRANSVERSAL:

* Armatures d'âme: "section minimale":

Les deux conditions suivantes doivent être vérifiées:

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A_t \cdot f_e}{b_e \cdot S_t \cdot \sin \alpha} \geq \left[\frac{T_u}{2 \cdot b_e \cdot d} ; 0.4 \right]. \\ S_t \leq \min \left[0.9 \cdot d ; 40 \text{ cm} \right] ; d = 0.50 \text{ m.} \end{array} \right.$$

Pour le cas d'une flexion simple avec armatures d'âmes verticales elles deviennent:

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A_t}{b \cdot S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.5}{0.8 \cdot f_e} . \\ S_t \leq 0.40 \text{ m} . \end{array} \right.$$

$$\text{D'où : } A_t \geq \left(\frac{\tau_u - 0.5}{0.8 \cdot f_e} \right) \cdot b \cdot S_t .$$

$$\text{Pour : } S_t = 0.20 \text{ m.} \quad \rightarrow \quad A_t \geq \left(\frac{1.256 - 0.5}{0.8 \cdot 400} \right) \cdot 0.30 \cdot 0.20 . \\ \geq 1.41 \text{ cm}^2 .$$

Choix: 4HAB

II-3 FONDATION

II-31) INTRODUCTION:

Les caractéristiques du sol déterminent le type de fondation (superficielle ou profonde), sa conception et son dimensionnement.

Les contraintes dans le sol doivent être admissibles, pour ne pas avoir le risque de soulèvement (contraintes verticales négatives dans le sol), de tassement, ou de glissement.

Pour vérifier la capacité portante des fondations, les combinaisons d'actions utilisées ne sont pas pondérées.

II-32) CHOIX DE LA FONDATION:

La fondation choisie est de type superficielle, vue les caractéristiques du sol in-situ.

* FONDATION SUPERFICIELLE:

- CAS DE LA CHARGE EXCENTRÉE:

Le cas de charge excentrée se présente quand le poteau est soumis à une flexion composée, ou à des efforts horizontaux.

Les éléments de réductions représentent la somme des forces réduites à l'axe passant par le centre de gravité de la semelle. Pour déterminer les dimensions de la semelle, on vérifie que la contrainte maximale dans le sol, calculée sans pondération des actions, est inférieure ou égale à la contrainte admissible, et qu'il n'y a pas de soulèvement, ni de glissement.

$$\begin{aligned} -\sigma_{\max} &\leq \sigma_s \\ -\sigma_{\min} &\geq 0 \end{aligned} \quad \text{avec: } \begin{cases} \sigma_{\max} = \frac{N}{S} + \frac{M}{I} * V. \\ \sigma_{\min} = \frac{N}{S} - \frac{M}{I} * V. \end{cases}$$

σ_s : contrainte admissible dans le sol.

- Vérification au glissement dans le cas où le poteau reçoit des forces horizontales.

$$\frac{h}{A} \leq f_l * A$$

$$\sigma_{\max} \leq \overline{\sigma}_s$$

$f_l * A$: contrainte admissible de glissement.

La variation de e et de l'excentrement permet d'avoir une satisfaction des deux conditions citées.

Les sollicitations dans la semelle sont calculées en état limite ultime, dans les deux directions.

Les contraintes admissibles sur les terrains sur lesquels: $\rho \neq 0$.

-pour une semelle rectangulaire isolée:

$$\bar{\sigma}_a = \gamma_h * D + \frac{\rho * \gamma_h * N + \gamma_h * D * (Nq - 1) + 1.3 * C' * Nc}{F}$$

-Pour une semelle continue:

$$\bar{\sigma}_a = \gamma_h * D + \frac{\rho * \gamma_h * N + \gamma_h * D * (Nq - 1) + C' * Nc}{F}$$

Avec:

- γ_h : poids spécifique du sol humide.

- C' : cohésion déterminée par essais consolidés et drainés.

- D : hauteur de pénétration de la fondation.

$$\rho = \frac{\text{surface}}{\text{périmètre}}$$

- F : coefficient de sécurité pris $F=3$.

- $N\gamma, Nq$ et Nc : termes de portance pour fondation superficielle en fonction de l'angle de frottement.

$$tq : \gamma_h = \gamma_d * (\omega + 1).$$

$$= \frac{\gamma_s}{1 + \omega} * (1 + \omega) \quad ; \quad \omega = Sr * \frac{e}{\gamma_s}$$

$$\rightarrow \gamma_h = \frac{e}{1 + e} * Sr + \frac{\gamma_s}{1 + e}$$

$$\rightarrow \gamma_h = n * Sr + \frac{\gamma_s}{1 + e} \quad ; \quad n = \frac{e}{1 + e}$$

Pour un échantillon de sol du site soumis aux essais de mécanique du sol :

-porosité: $n=46\%$.

-indice des vides: $e=86.67\%$.

-degré de saturation:50% .

$$-\gamma_h = 14.7 \text{ KN/m}^3.$$

$$-\gamma_s = 2.7 \quad (\text{poids spécifique des grains}).$$

$$-N\gamma = 10.4, Nq = 10.7, Nc = 20.7 \quad (\text{Abaque pour: } \varphi = 25^\circ).$$

$$-C' = 0.$$

D'où la contrainte admissible est:

$$\bar{\sigma}_s = 14.7 * 4 + \frac{\rho * 152.88 + 14.7 * 4 * (10.7 - 1)}{3}$$

$$= 58.8 + \frac{152.88 * \rho + 570.36}{3}$$

$$= 50.96 * \rho + 248.92.$$

$$\text{Avec: } \rho = \frac{A * B}{2 * (A + B)}.$$

$$\rightarrow \boxed{\bar{\sigma}_s = 25.48 * \frac{A * B}{(A + B)} + 248.92} \quad (1)$$

3°) PREDIMENSIONNEMENT DE LA FONDATION :

Pour le cas du poteau le plus sollicité, l'excentricité "e" t0:

$e = \frac{M}{N}$ est très faible, (le moment est très faible devant l'effort normal), Il n'ya rien qu'une compression.

La contrainte max est donnée par:

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S} + \frac{M}{I} * V \cong \frac{N}{S}.$$

Cette contrainte doit satisfaire l'inéquation suivante:

$$\sigma_{\max} \leq \bar{\sigma}_s.$$

Donc:

$$\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_s \rightarrow \boxed{S \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_s}} \quad (2) \quad ; S = A * B.$$

La procédure de détermination des dimensions de la semelle A et B se fera par itération.

Pour un tel sol où la structure est implantée: $\bar{\sigma}_s \cong 0.3 \text{ MPa}$.

On évalue les dimensions de la semelle par l'inéquation (2) puis vérifie la valeur de la contrainte admissible par

l'équation (1) et cela jusqu'à convergence de cette dernière.

*1^{ère} itération:

$$S \geq \frac{3.03}{0.3} = 11.16 \text{ m}^2.$$

pour : A=4.00 m \Rightarrow B=3.00 m. et: $\overline{\sigma}_s = 0.292 \text{ MPa}$.

Pour les autres itérations, voir le tableau ci-après:

| S [m ²] | A [m] | B [m] | $\overline{\sigma}_s (A,B) \text{ MPa}$ | $\overline{\sigma}_s (A,B) = \overline{\sigma}_s = 0.3$ |
|---------------------|-------|-------|---|---|
| 12.00 | 4.00 | 3.00 | 0.292 | NON |
| 16.00 | 5.00 | 3.2 | 0.2986 | " |
| 18.00 | 5.30 | 3.40 | 0.301 | OUI |

La convergence de la contrainte admissible s'obtient pour la surface: S=18 m². D'où les dimensions de la semelle isolée sont: A=5.30 m ; B=3.40 m.

S'achant que l'entraxe des poteaux selon une direction est de: 3.6 m. Et que la semelle a pour dimension: A= 5.30 m selon cette direction, le choix d'une semelle filante est beaucoup plus prépondérant.

*) SEMELLE FILANTE:

PRÉDIMENSIONNEMENT DE LA SEMELLE FILANTE:

*) Calcul du débord de la semelle filante:

Pour éviter la fissuration du béton aux extrémités de la semelle, il faut avoir: $d \geq H_u$.

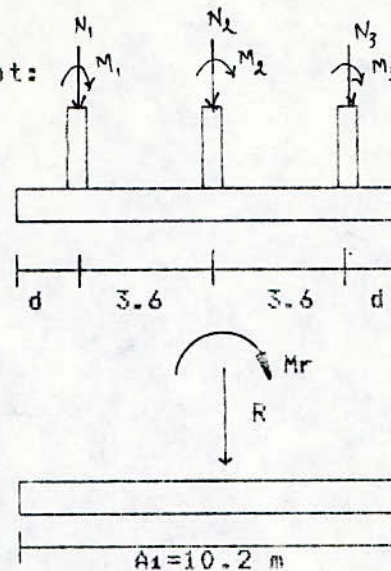
Prenons: d=1.50 m.

Les efforts appliqués à la semelle sont:

$$\begin{cases} N_1 = 16.66 \text{ t.} \\ M_1 = 0.80 \text{ tm.} \end{cases}$$

$$\begin{cases} N_2 = 50.65 \text{ t.} \\ M_2 = 0.28 \text{ tm.} \end{cases}$$

$$\begin{cases} N_3 = 303.114 \text{ t.} \\ M_3 = 0.08 \text{ tm.} \end{cases}$$



La résultante: $R = N_1 + N_2 + N_3 = 370.40 \text{ t.}$

$$M_R = M_1 + M_2 + M_3 = 1.163 \text{ tm.}$$

L'excentricité: $e = \frac{M_R}{R} = 0.00314 \text{ m.}$ "très faible".

→ Etat de compression de la semelle.

* Dimension de la semelle :

$$S_1 = A_1 * B_1$$

$$S_1 = \frac{R}{\sigma_s}$$

$$S_1 = 12.34 \text{ m}^2$$

$$B_1 = 1.2 \text{ m}$$

Hauteur de la semelle filante :

Verification au poinçonnement :

$$\tau_u < \overline{\tau}_u = 0.1 * f_{ctb} = 2.5 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = \frac{V_{u\max}}{b * d}$$

La pression sous la semelle est :

$$q = \frac{R}{S} = 0.3 \text{ MPA}$$

pour un mètre de largeur de la semelle

la charge par mètre linéaire de longueur est :

$$q = 0.3 \text{ MN/ml}$$

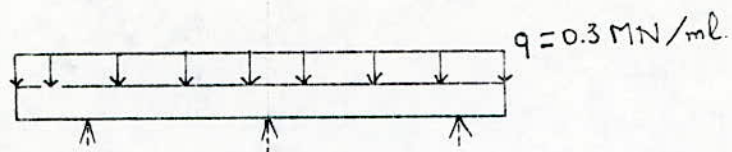
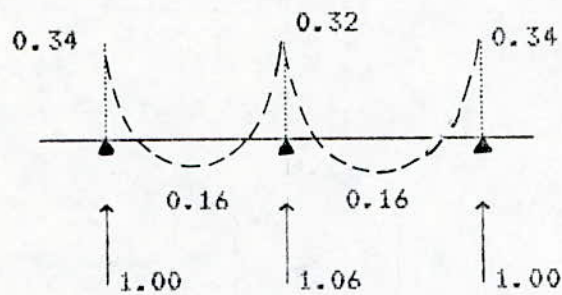


fig.a

L'étude de la semelle se coïncide avec l'étude d'une poutre continue (fig.2) la méthode des trois moments donne :



$$Ht > \frac{1.06}{0.9 * 2.5 * 1} = 0.47 \text{ m}$$

prenons :

$$Ht = 0.80 \text{ m}$$

*) FERRAILLAGE:

1/ En travée : $M_{tu} = 0.16 \text{ MNm}$

$$\mu_{bu} = 0.017 < 0.3 \quad A_s' = 0$$

$$\alpha = 0.02 < 0.259$$

$$Z_b = 0.71 \text{ m}$$

$$A_{st} = 6.47 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

choix : 4HA16 /ml

En appuis :

$$M_a = 0.34 \text{ MN m}$$

$$\mu_{bu} = 0.046 \quad \rightarrow \quad A_s' = 0$$

$$\alpha = 0.059$$

$Z_b = 0.70 \text{ m}$

$A_{su} = 13.89 \text{ cm}^2 \rightarrow$ choix : 4HA25

*Armature transversale :

$$A_{st} \geq \frac{V_{\max} * S_t}{d * f_{su}}$$

pour un espacement de 20 cm $\rightarrow A_{st} \geq 8.46 \text{ cm}^2$

pour un espacement de 10 cm $\rightarrow A_{st} \geq 4.23 \text{ cm}^2$

choix : 4HA12 pour un espacement de 10 cm

II-4) ETUDE DES ESCALIERS

Les escaliers sont coulés sur place. Ils sont limités de part et d'autre par les refends qui constituent le noyau central. Le palier est pris encastré sur trois côtés du noyau, la volée est encastrée dans le refend voisin.

II-4-1) DETERMINATION DE L'ÉPAISSEUR DE LA PAILLASSE :

L'épaisseur doit être choisie de manière à vérifier la condition suivante :

$$1/30 \leq e_p \leq 1/20$$

$$l = 2.50 \text{ m} \rightarrow 8.33 \text{ cm} \leq e_p \leq 12.50 \text{ cm} .$$

Prenons : $e_p = 12 \text{ cm}$.

II-4-2) POIDS DE L'ESCALIER :

$$\text{Volée : } \begin{cases} G_o = 0.71 \text{ t/m}^2 . \\ p_o = 0.25 \text{ " } . \end{cases}$$

$$\text{Palier : } \begin{cases} G_1 = 0.47 \text{ t/m}^2 . \\ p_1 = 0.25 \text{ " } . \end{cases}$$

$$\text{Le poids total de l'escalier : } \begin{cases} G_2 = 1.176 \text{ t/m}^2 . \\ p_2 = 0.500 \text{ " } . \end{cases}$$

II-4-3) CALCUL DES EFFORTS A L'E L U : (par mètre linéaire) :

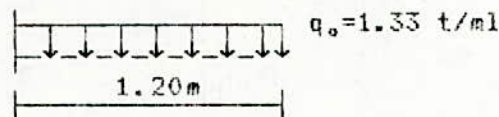
$$q_o = (1.35 * G_o + 1.5 * P_o) * 1 = 1.33 \text{ t/ml} . (\text{volée}).$$

$$q_1 = (" * G_1 + " * P_1) * 1 = 1.20 \text{ " } . (\text{palier}).$$

II-4-4) FERRAILLAGE :

II-4-4-1) Ferrailage de la volée :

Le ferrailage de la volée se fera, en étudiant la console formée par l'encastrement de l'escalier dans le refend .



1°) Sollicitations :

$$\text{-Moment à l'encastrement : } M = \frac{q * l^2}{2} = 0.9576 \text{ tm} .$$

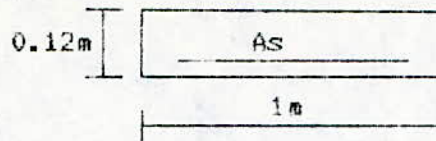
$$\text{-Effort tranchant : } T = q_o * l = 1.596 \text{ t} .$$

pour une portion de un mètre :

$$d=10 \text{ cm} .$$

$$f_{bu} = 14.2 \text{ MPa} .$$

$$f_{su} = 348 \text{ MPa} .$$



2°) Armatures longitudinales :

$$\mu_{bu} = \frac{0.9576 \cdot 10^{-2}}{1 \cdot 0.1^2 \cdot 14.2} = 0.067 < 0.3 \quad \Rightarrow \quad A_{sc}^* = 0 .$$

$$\alpha < 0.259 .$$

$$Z = 0.094 \text{ m} .$$

$$A_{st} = \frac{M_{ult}}{Z \cdot f_{su}} = 2.927 \text{ cm}^2 .$$

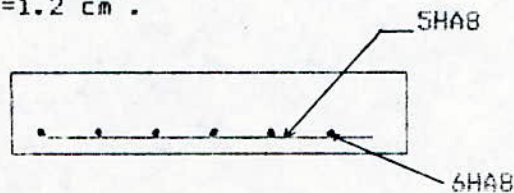
Choix : 6HAB p.m . avec un espacement de: $s=16.66 \text{ cm}$.

*) Acier minimal :

$$A_{smin} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28} / f_e .$$

$$= 0.23 \cdot 1 \cdot 0.01 \cdot 2.1 / 400 = 1.2 \text{ cm}^2 .$$

$$A_{st} > A_{smin} .$$



3°) Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T}{b \cdot d} = \frac{1.596 \cdot 10^{-2}}{1 \cdot 0.1} = 0.16 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa} .$$

condition vérifiée .

II-4-4-2) Ferraillage du palier :

1°) Armatures principales:

Supposant que le palier travaille comme une dalle de dimension $(3.6 \cdot 1.2)$, encastrée sur ses côtés.

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.05}{3.6} = 0.029 < 0.4 .$$

$$\nu = 0.2 .$$

$$\begin{cases} M_x = 0.125 \cdot q_1 \cdot l_x^2 . \\ M_y = 0 \end{cases}$$

en travée : $M_t = 0.85 \cdot M_x$

Pour un mètre de longueur :

$$M_x = 0.125 * 1.05^2 * 1.2 = 0.165 \text{ t.m.}$$

$$M_{tx} = 0.14 \text{ t.m}$$

Ferraillage à la flexion simple, donc:

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tx}}{b * d^2 * f_{bu}} = \frac{0.14}{1 * 0.10^2 * 14.2 * 10^2} = 0.009 < \mu_{lu} = 0.3.$$

$$\rightarrow A'_{sc} = 0 \quad \text{et} \quad A_{st} = \frac{0.14}{0.104 * 348 * 10} z = 0.38 \text{ cm}^2.$$

* Ferraillage minimal: condition de non fragilité:

$$A_{st} \geq 0.23 * b * d * f_{t28} / f_e \\ \geq 0.23 * 1 * 0.105 * 2.1 / 400.$$

$$\rightarrow A_{st} \geq 1.267 \text{ cm}^2.$$

Choix :

5HA8/ml avec un espacement: $s_t = 20 \text{ cm}$.

2°) Armatures secondaires:

prendre le même ferraillage minimal que pour les armatures principales.

* A l'encastrement :

Le moment étant faible de valeur donc le même ferraillage qu'en travée est valable.

3°) Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b * d} \quad ; \quad V_{ux} = \frac{q_1 * l_x}{2 + \rho} \quad ; \quad V_{uy} = \frac{q_1 * l_y}{3}$$

$$V_{ux} = \frac{1.2 * 1.05}{2 + 0.29} = 0.55 \text{ t/m.} \quad \rightarrow \quad \left\{ \begin{array}{l} \tau_{ux} = 0.058 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa.} \\ \tau_{uy} = 0.152 \text{ " } < \overline{\tau}_u. \end{array} \right.$$

Pas de risque de cisaillement.

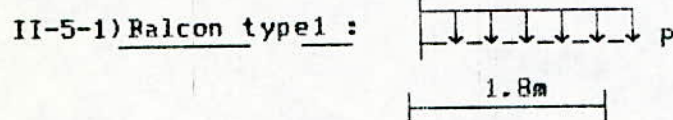
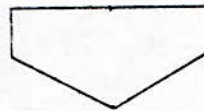
II-5) ETUDE DES BALCONS

Les balcons sont encastres dans les planchers, ils sont donc calculés comme étant des consoles.

Cependant on a deux types de balcons :

Type1 : balcon circulaire de rayon $r=1.8$ m (1/4 de cercle).

Type2 : balcon de forme :



- charge permanente : $G_B = 576 \text{ Kg/m}^2$.
 - " d'exploitation : $Q_B = 350 \text{ Kg/m}^2$.
 $\rightarrow p = 1.35 \cdot G_B + 1.5 \cdot Q_B$.
 $P = 1302.6 \text{ Kg/m}^2$.

II-5-1-1) Sollicitation :

Moment à l'encastrement : $M = \frac{P \cdot L^2}{2}$.
 $M = 2110.21 \text{ Kg.m} = 2.11 \text{ tm}$.

Effort tranchant : $T = P \cdot L$.
 $T = 2.344 \text{ t}$.

II-5-1-2) FERRAILLAGE :

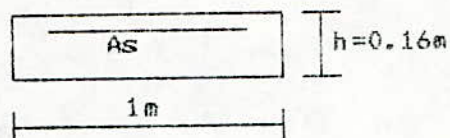
pour un arc de 1 m .

Armatures longitudinales:

$d = 12.8 \text{ cm}$.

$f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$.

$f_{su} = 348 \text{ MPa}$.



$$\mu_{bu} = \frac{2.11 \cdot 10^{-2}}{1 \cdot (0.128)^2 \cdot 14.2} = 0.09 < \mu_{lu} = 0.3 \Rightarrow \boxed{\frac{A^2}{S} = 0}$$

$\alpha = 0.118 < 0.259$ pivot A.

$z = 12.19$ cm.

$$A_s = \frac{M}{Z \cdot f_{su}} = 4.97 \text{ cm}^2.$$

Acier minimal :

$$A_{s_{\min}} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28} / f_e = 1.47 \text{ cm}^2.$$

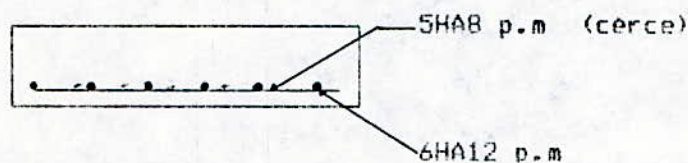
$A_s > A_{s_{\min}}$.

preons pour l'acier longitudinal $A_s = 4.97 \text{ cm}^2/\text{ml}$: 6HA12 /ml

avec l'espacement : $st = 16.66$ cm .

pour les crces par un mètre de rayon : $A_{s_{\text{cerce}}} = 1.24 \text{ cm}^2$.

Choix : 5HA8/ml avec $st = 20$ cm .



II-5-1-3) VERIFICATION AU CISAILLEMENT :

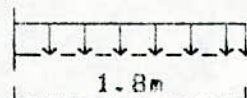
$$\tau_u = \frac{T}{b \cdot d} = \frac{2.344 \cdot 10^{-2}}{1 \cdot 0.128} = 0.18 \text{ MPa.}$$

$$\overline{\tau_u} = \min(0.13 \cdot f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa.}$$

donc : $\tau_u < \overline{\tau_u}$ vérifié .

II-5-2) BALCON TYPE2 :

La longueur du balcon est de 3.60 m. Le calcul se fait par rapport à la plus grande largeur.



Son ferrailage revient à celui

du balcon type1 avec armatures

longitudinales : $A_s = 4.97 \text{ cm}^2$.

Soit : 6HA12 p.m avec $st = 20$ cm .

Et armatures transversales : $A_{st} = 1.24 \text{ cm}^2$.

donc : 5HA8 p.m avec $st = 25$ cm .

II 6 ETUDE DU VOILE ASSURANT LA STABILITE AUX POUSSEES DES TERRES ET AUX SURCHARGES EXTERIEURES

En supposant que la résistance aux charges dues aux poussées des terres, ainsi que des surcharges extérieures (route et tour) est assurée par un voile, ce dernier assimilé à une dalle supposée appuyée sur les poutres, poteaux et les planchers des étages de sous-sols.

L'étude se fera pour un panneau de dalle de dimension : (3.06 m ; 3.60 m) pour les parkings et de : (3.50 m * 3.60 m) pour les voiles de commerces.

II-6-1) DIMENSIONNEMENT DES VOILES :

*) Condition relative aux flèches : "état limite de déformation" :

Par la condition citée au paragraphe (II-1-1), l'épaisseur doit satisfaire à :

$$h_0 \geq \frac{l_x * M_t}{20 * M_x}$$

$$M_t \geq 0.85 * M_x$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Pour : } M_t = 0.95 * M_x \\ \quad l_x = 3.0 \text{ m} \end{array} \right\} \Rightarrow h_0 \geq 14.25 \text{ cm.}$$

$$\text{Prenons : } h_0 = 15 \text{ cm.}$$

$$\text{Pour : } -l_x = 3.5 \text{ m} \quad \Rightarrow h_0 \geq 16.60 \text{ cm.}$$

$$\text{Prenons : } h = 18 \text{ cm.}$$

II-6-2) EVALUATION DES EFFORTS :

*) Poussées des terres :

Caractéristiques du sol :

$$-\gamma = 20 \text{ KN.m}^{-3}.$$

$$-c = 0.$$

$$-\varphi = 28^\circ.$$

La poussée est évaluée à l'état actif.

$$K_a = \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = 0.361.$$

Les charges induites par le trafic routier et d'autres charges diverses sont supposées de l'ordre de : $q = 50 \text{ KN/m}^2$.

Les voiles assurant la stabilité aux poussées des terres sont considérés comme étant des dalles appuyées sur les quatres

côtés (les appuis sont les poutres et les poteaux) .

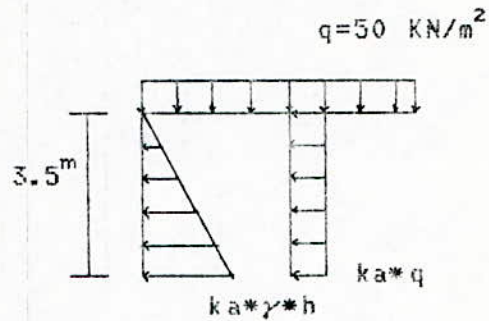
Cinq types de dalles qui diffèrent selon le chargement des poussées de terres apparaissent :

- type I : dalle du 1^{er} sous sol.
- type II : " " 2^{ième} sous sol.
- type III : " " 3^{ième} sous sol.
- type IV : " " 4^{ième} sous sol.
- type V : " " 5^{ième} sous sol.

Un seul type sera calculé, les autres auront la même méthode de calcul.

1°) Dalle type I :

Evaluation des efforts :



A L'E-L-U :

La combinaison prise est de :

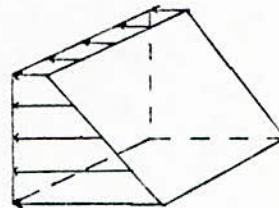
$$q_{ult} = 1.35 \cdot G + 1.5 \cdot Q_{ext}.$$

le panneau sera étudié à une charge rectangulaire de :

$$q_{umax} = 1.35 \cdot \gamma \cdot k_a \cdot h + 1.5 \cdot k_a \cdot Q_{ext}$$

$$\rightarrow q_{umax} = 61.2 \text{ KN/m}^2.$$

$$\text{Et: } q_{ser} = 52.345 \text{ KN/m}^2.$$



$$M_x = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2.$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x.$$

Par l'abaque de PIGEAUD. Les coefficients: μ_x et μ_y avec: $\rho = 0.972$

; $\nu = 0$ sont donnés par :

$$\rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.04 \\ \mu_y = 0.888 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{xu} = 30 \text{ KN.m/ml} \\ M_{yu} = 26.64 \text{ KN.m/ml} \end{cases}$$

$$\text{Et : } \begin{cases} M_{xs} = 25.65 \text{ KN.m/ml} \\ M_{ys} = 22.78 \text{ "} \end{cases}$$

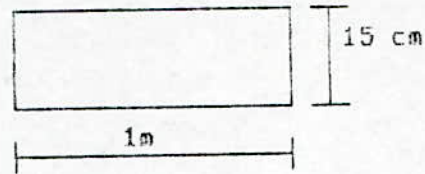
II-6-3) FERRAILLAGE :

1°) Suivant ly :

Pour une portion de voile de : 1m.

a) En travée :

$$\begin{cases} M_{lu} = 0.85 * M_u = 25.5 \text{ KN.m/ml.} \\ M_{ls} = 0.85 * M_s = 21.8 \text{ " " .} \end{cases}$$



$$\gamma = 1.17 \rightarrow \mu_{lu} = 0.221 .$$

$$M_{lu} = \mu_{lu} * b * d^2 * f_{bu} \\ = 0.221 * 0.01 * 14.2 * 10^3 = 31.31 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_u < M_{lu} \rightarrow A'_{sc} = 0 \quad \text{et: } \mu_{bu} = 0.18$$

$$\alpha = 0.25 < 0.259$$

$$Z = 0.1 * (1 - 0.4 * 0.25) = 0.09 \text{ m.}$$

La section d'acier :

$$A_{su} = \frac{25.5}{0.09 * 348 * 10^3} = 8.145 \text{ cm}^2 .$$

Choix : 5HA16 avec espacement de : $s_t = 20 \text{ cm.}$

b) En appui :

$$\begin{cases} M_{au} = 0.5 * M_u = 15.0 \text{ KN.m/ml.} \\ M_{as} = 0.5 * M_s = 11.4 \text{ " " .} \end{cases}$$

$$\gamma = 1.17 \rightarrow \mu_{lu} = 0.221 .$$

$$\mu_{bu} = 0.106 < \mu_{lu} \rightarrow \boxed{A'_{sc} = 0} .$$

$$\alpha = 0.14 < 0.259$$

$$Z_b = 0.094 \text{ m.}$$

La section d'acier :

$$A_{st} = 4.566 \text{ cm}^2 .$$

Choix : 5HA12 avec espacement de: $s_t = 20 \text{ cm.}$

2°) Suivant lx:

En procédant de la même manière, le ferrailage est :

* En travée : le choix est de : 5HA14/ml.

* " appui : " " : 4HA12/ml.

II-6-4) VERIFICATION AU CISAILLEMENT :

$$\begin{cases} v_{ux} = \frac{q_u * l_x}{2 + \rho} \\ v_{uy} = \frac{q_u * l_x}{3} \end{cases} ; \rho = l_x / l_y .$$

$$\left. \begin{array}{l} q_u = 0.0612 \text{ MPa} \\ l_x = 3.5 \text{ m} \\ \alpha = 0.97 \end{array} \right\} \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} V_{ux} = 0.072 \text{ MPa} \\ V_{uy} = 0.0714 \text{ " } \end{array} \right.$$

Selon les B.A.E.L 83 Art : 5-2-2 :

$$\tau_u = \frac{V_u}{d} \leq 0.05 * f_{c28} = 1.25 \text{ MPa.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_{ux} = 0.72 \text{ MPa} \leq 1.25 \text{ MPa.} \\ \tau_{uy} = 0.714 \text{ " } \leq 1.25 \text{ " } \end{array} \right.$$

D'où les armatures de couture ne sont pas nécessaires.

Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants :

| Type voile | q _{ult} KN/m ² | q _{ser} KN/m ² | En travée | | | | Sur appui | | | |
|------------|---------------------------------------|---------------------------------------|---------------------------|---------------------------|-------------------------|-------------------------|---------------|---------------|-------------|-------------|
| | | | M _{lxu} KNm/m | M _{lyu} KNm/m | M _{lxs} KNm | M _{lys} KNm | Maxu KNm/m | Mayu KNm/m | Maxs KNm | Mays KNm |
| II | 61.2 | 52.35 | 30.0 | 26.64 | 25.6 | 22.8 | 15 | 13.32 | 11.4 | 6.66 |
| III | 56.32 | 34.76 | 22.87 | 14.84 | 14.1 | 9.16 | 13.45 | 8.73 | 8.3 | 5.39 |
| IV | 82.18 | 53.72 | 33.38 | 21.66 | 21.8 | 14.2 | 19.63 | 12.74 | 12.8 | 8.33 |
| V | 100.0 | 72.68 | 40.62 | 26.39 | 29.5 | 19.2 | 23.89 | 15.51 | 17.4 | 11.3 |

II-6-5) LES SECTIONS D'ACIERS SONT :

| Voile type | Section d'acier & choix En Travée | | | | Section d'acier & choix Sur Appui | | | |
|------------|--------------------------------------|---------------|---------------|----------------|--------------------------------------|---------------|---------------|---------------|
| | II | III | IV | V | II | III | IV | V |
| Selon : X | 8.68 5HA16 | 6.61 5HA14 | 9.65 5HA16 | 11.75 6HA16 | 4.34 5HA12 | 3.89 4HA12 | 5.68 5HA12 | 6.91 5HA14 |
| Selon : Y | 7.7 5HA14 | 4.29 4HA12 | 6.26 5HA14 | 7.63 5HA14 | 3.85 4HA12 | 2.52 4HA10 | 3.71 5HA10 | 4.49 4HA12 |

II-6-6) VERIFICATION A L'EFFORT DE CISAILLEMENT:

| Type de dalle | V _{ux} MN | V _{uy} MN | τ _{ux} MPa | τ _{uy} MPa | τ̄ = 1.25 MPa |
|---------------|-----------------------|-----------------------|------------------------|------------------------|------------------|
| II | 0.072 | 0.071 | 0.72 | 0.71 | OUI |
| III | 0.082 | 0.056 | 0.82 | 0.56 | OUI |
| IV | 0.12 | 0.082 | 1.2 | 0.82 | OUI |
| V | 0.146 | 0.10 | 1.46 | 1.00 | NON |

-Disposition des armatures de coutures pour la dalle : (V):

$$\frac{A_{st}}{S_t} \geq \frac{\tau_u}{f_{su}}$$

$$\underline{\text{Et}} : S_t \leq \min [0.9 * d; 40 \text{ cm}] = \min [12; 40]$$

$$\rightarrow S_t = 12 \text{ cm.}$$

$$\underline{\text{D'où}} : A_{st} \geq \frac{\tau_u * S_t}{f_{su}}$$

$$\rightarrow A_{st} \geq \frac{1.46 * 0.12}{348} = 5.03 \text{ cm}^2.$$

Choix : 5HA12/ml. avec un espacement : $S_t = 20 \text{ cm.}$

Le noyau central nécessite un radier comme fondation , on evalue le poids du noyau central de :

$$p=35.79 \text{ MN}$$

Détermination des dimension du radier :

On a :

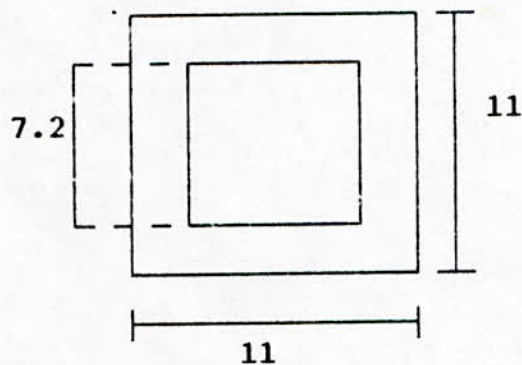
$$\frac{N}{S_{\text{rac}}} \leq \overline{\sigma}_{\text{adm}}$$

$$\rightarrow S_{\text{rac}} \geq \frac{35.79}{0.3} = 119.3 \text{ m}^2$$

soit une section de :

$$S_{\text{rac}} = 121 \text{ m}^2$$

choix des dimensions du radier : (11 * 11)



Détermination de l'epaisseur du radier :
par la condition de cisaillement :

$$\tau_b = \frac{T}{b*d} \leq \overline{\tau}_b = 0.1 * f_{c28} = 2.5 \text{ MPA}$$

$$T = \frac{q * l}{2}, \text{ avec } q: \text{pression sous le radier.}$$

$$q = \frac{N}{S_{\text{rad}}} = 0.296 \text{ MPA}$$

pour une bande de 1m :

$$T = q * \frac{l}{2} = 1.628 \text{ MN}$$

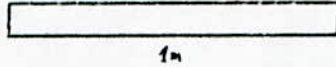
d'où

$$ht \geq \frac{1.628}{0.9 * 1 * 2.5} = 0.72 \text{ m}$$

choix : ht=0.80 m.

*** FERRAILLAGE DU RADIER :**

L'étude se fait en assimilant le radier à une dalle soumise à un chargement linéairement répartie , pour une bande de 1m et suivant un sens :



$$M_a = M_b = 0.296 * \frac{1.9^2}{2} = 0.5343 \text{ MNm}$$

$$R_a + R_b = 1.63 \text{ MN}$$

Le moment maximal en travée est :

$$M_{\text{max}} = 1.385 \text{ MNm}$$

en travée:

$$\mu_{bu} = 0.19 < \mu_{lu} = 0.3 \quad \rightarrow \text{pas d'acier comprimé .}$$

$$\alpha = 0.263 > 0.259 \quad \rightarrow \text{pivot B}$$

$$\zeta_a = \frac{1-\alpha}{\alpha} * 3.5 = 9.81 > \zeta_{\text{rel}} = \frac{f_{au}}{E_s} \quad \rightarrow \sigma_s = f_{au} = 348 \text{ MPa.}$$

$$Z_b = 0.64 \text{ m.}$$

d'où :

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z_b * f_{au}} = 61.77 \text{ cm}^2/\text{ml} .$$

Choix : 5HA40/ml

sur appui:

$$M_a = M_b = 0.5343 \text{ MNm}$$

$$\mu_{bu} = 0.072 < \mu_{lu} = 0.3 \quad \rightarrow \text{pas d'acier comprimé .}$$

$$\alpha = 0.09 \quad \rightarrow \sigma_s = f_{au} = 348 \text{ MPa}$$

$$Z_b = 0.828 \text{ m}$$

d'où :

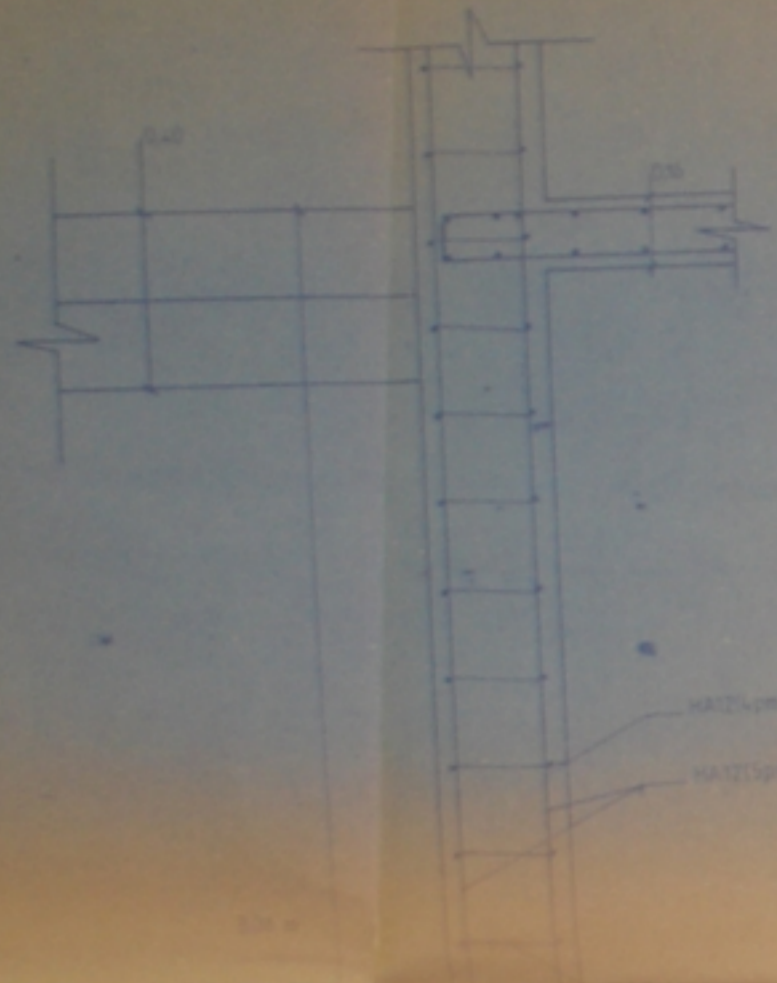
$$A_{st} = \frac{M_u}{Z_b * f_{au}} = 22.16 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

choix : 5HA25 /ml.

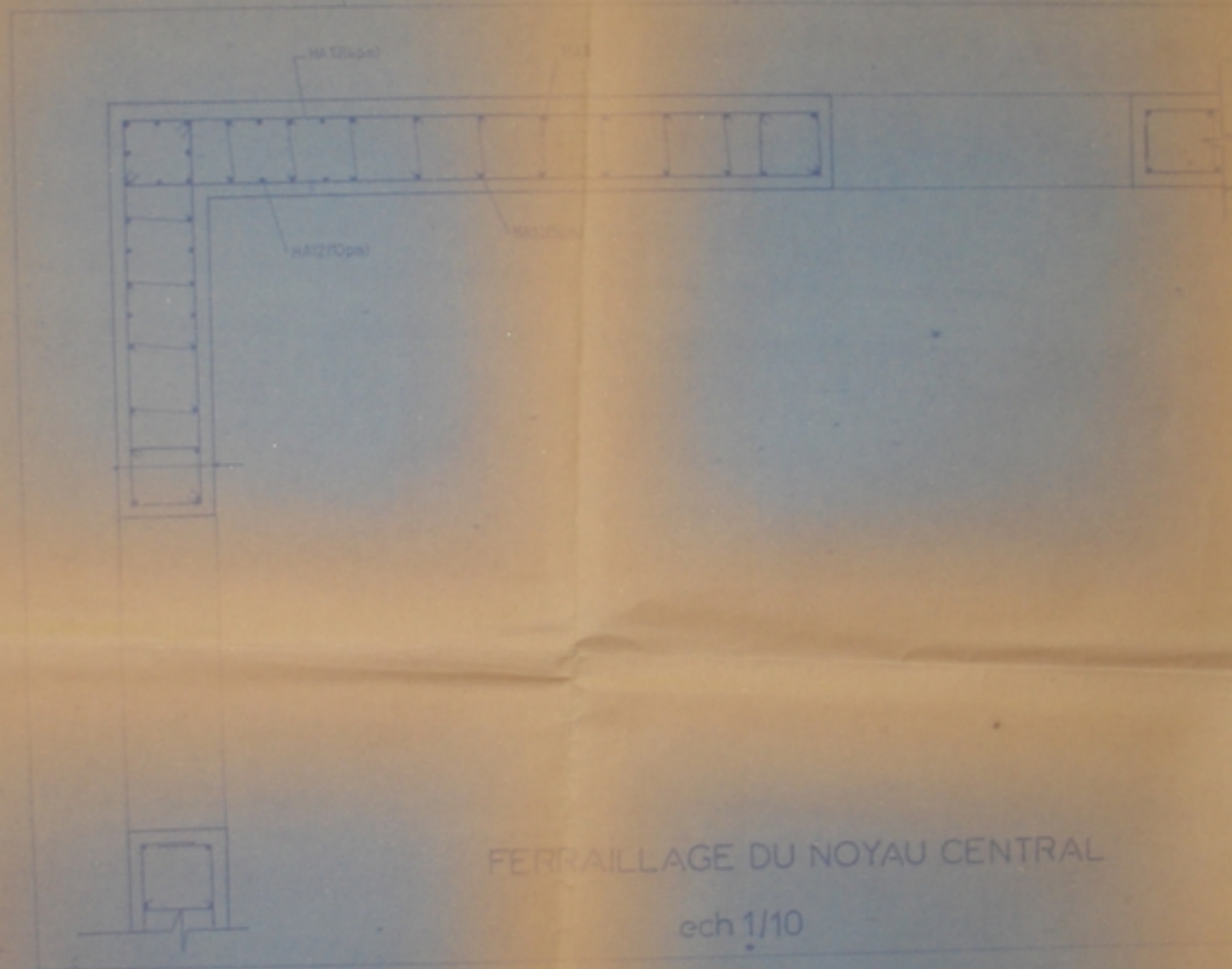
Le ferailage est généralisé pour l'autre sens (radier carré)

BIBLIOGRAPHIE

- | | |
|--|-------------------|
| 1* B. A. E. L 83 | P. CHARON |
| 2* CALCUL DES OUVRAGES EN BETON ARME | BELAZOUGUI |
| 3* CALCUL DES TOURS | MARIUS DIVERS |
| 4* CALCUL DYNAMIQUE DES STRUCTURES EN ZONE SISMIQUE | CAPRA DAVIDOVICHI |
| 5* DYNAMIQUE DES STRUCTURES | CLOUGH |
| 6* GRANDS BATIMENTS | MORGAN LAREDO |
| 7* REGLES N.V 65 | |
| 8* R. P. A 88 | |
| 9* TALL BUILDING | en cour d'édition |



Coupe A-A (voir V1)



FERRAILLAGE DU NOYAU CENTRAL

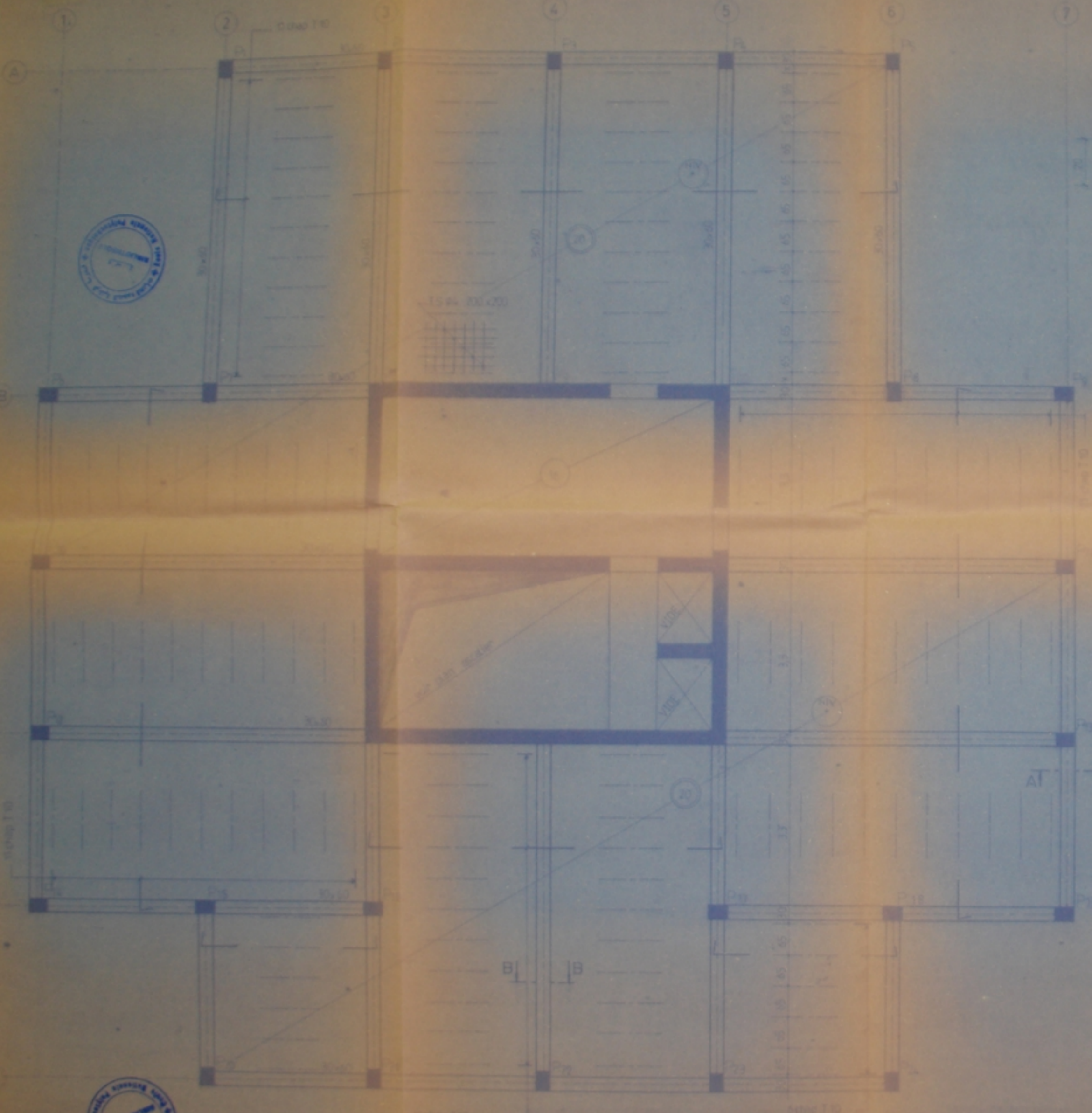
ech 1/10

House 2.A.
PB 007/93

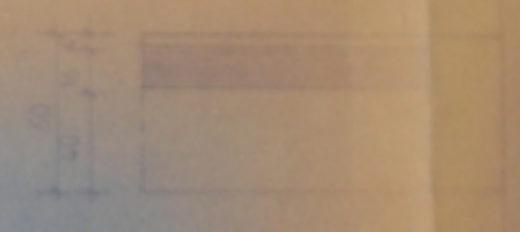


UNIVERSITÉ DE LA RÉGION NORD-PAS DE CALAIS
ÉCOLE NATIONALE
POLYTECHNIQUE
BOULOGNE
GÉNIE CIVIL
PROJET DE TRAVAUX
N° 1007 & NOYAU CENTRAL
BOULOGNE - 1993

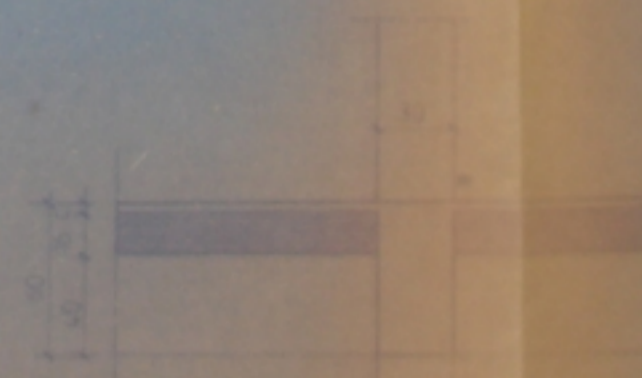
CONTENU
FERRAILLAGE DU
NOYAU CENTRAL.



COUPE SUR PLANCHER



COUPE A-A



COUPE B-B

echelle 1/50

PLAN DE COFFRAGE ET DE
FERRAILLAGE
PLANCHER COURANT



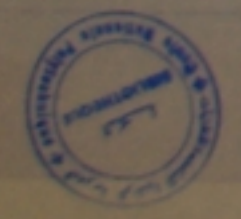
N:2
18002/93

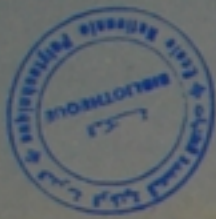


ROYAUME ALGERIEN
MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR
Ecole Nationale Polytechnique
Département: GENIE CIVIL
Niveau de formation: Licence
Type de projet: tour à noyau central
Mentor: ABET BOU
Etudiants:
- SOUSAM RIAD
- BOUCHEKHA Mad

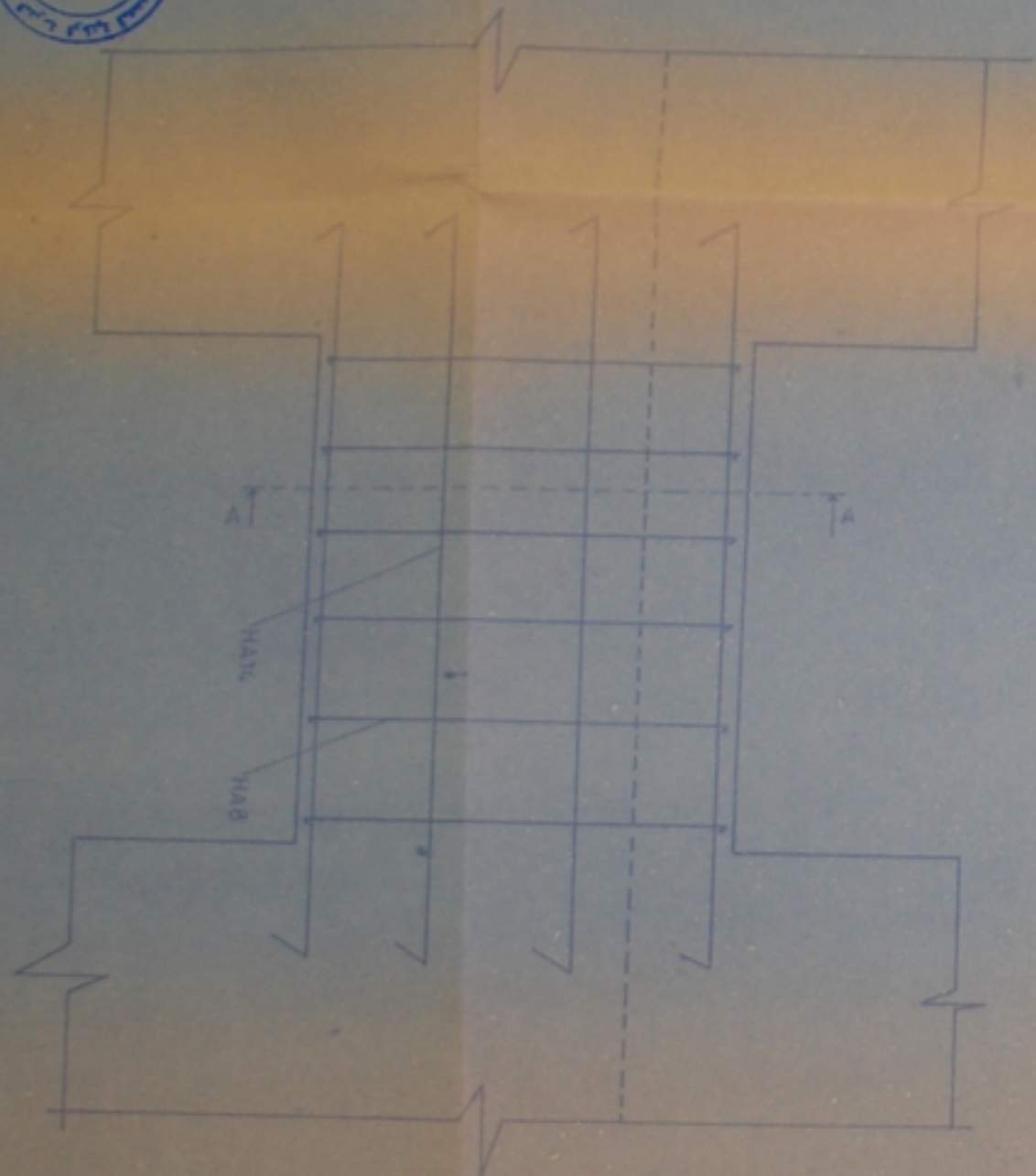
CONTENU

coffrage plancher
courant

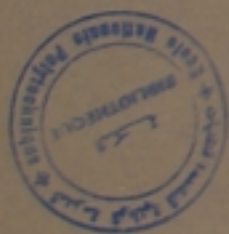
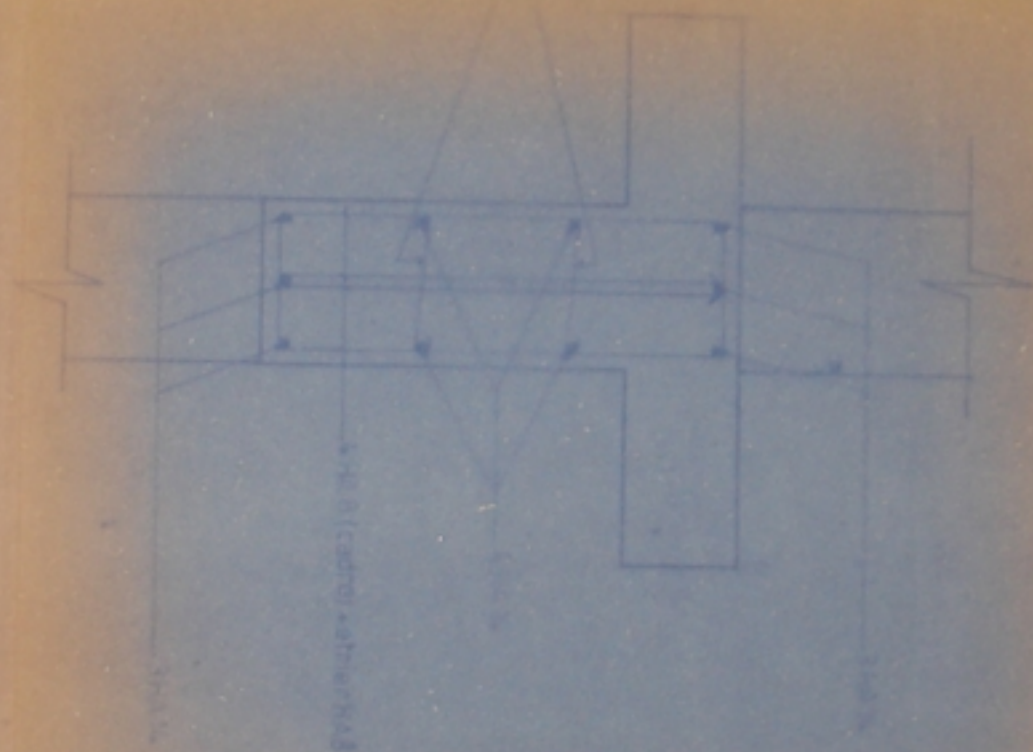




FERRAILLAGE DU LINTEAU



COUPE A-A (voir figure 1)



PB 007/93
N° 3



REPUBLIQUE ALGERIENNE DE DEMOCRATIE ET DE JUSTICE

MINISTERE DE L'EDUCATION NATIONALE

ECOLE NATIONALE
POLYTECHNIQUE

département : GENIE CIVIL

PROJET DE FIN D'ETUDES

Sujet : tour à noyau central

PROMOTION : JUILLET 1993

ETUDIANTS :

- GOUGAM RIAD

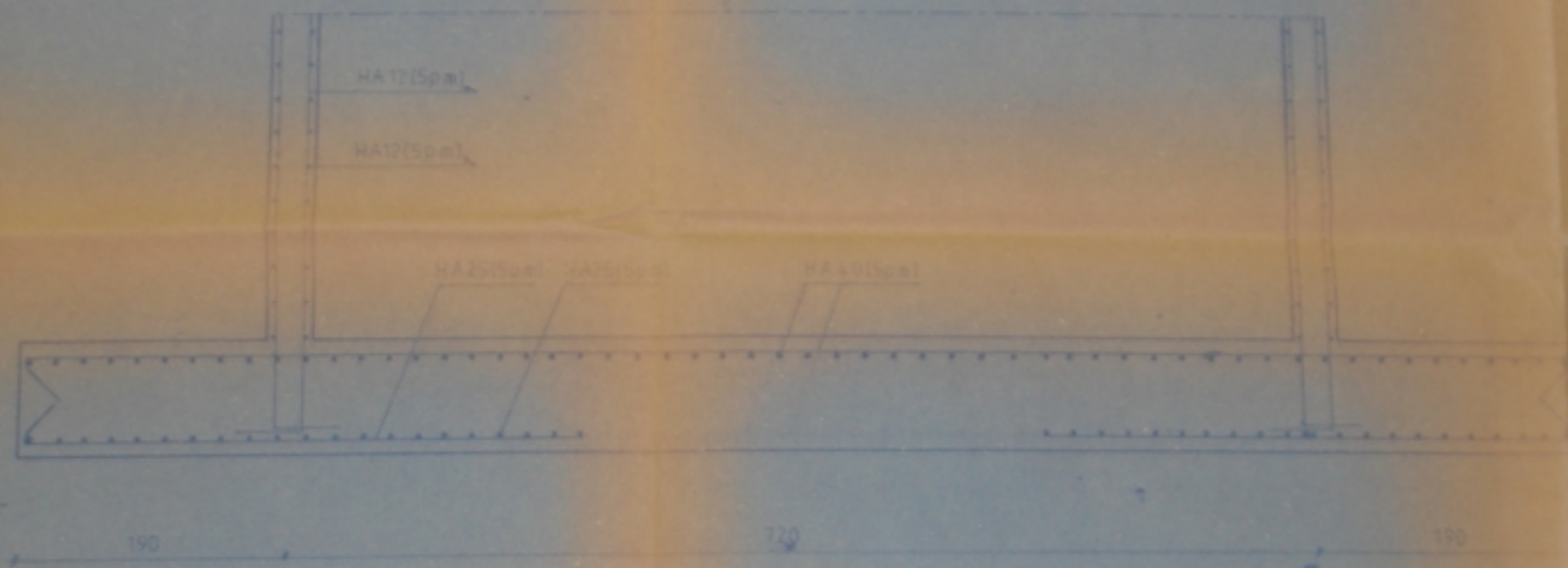
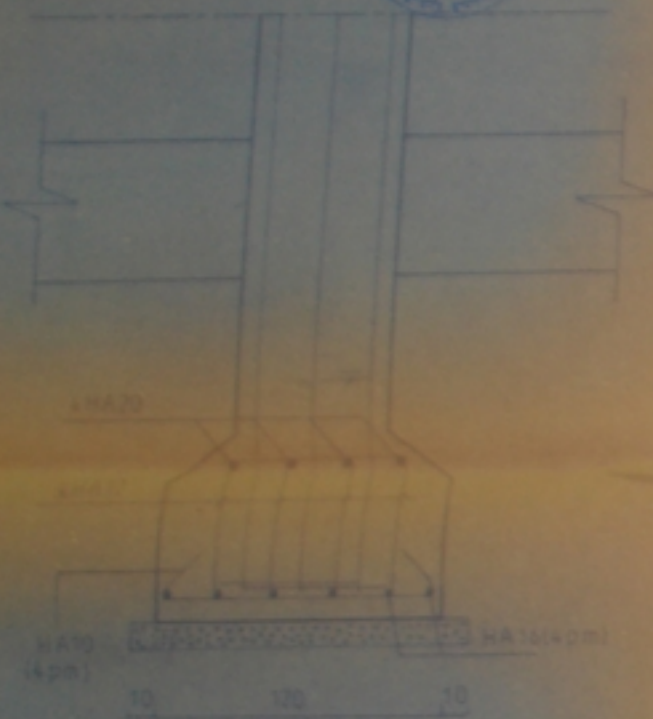
- BOUCHEKIA Med

CONTENU

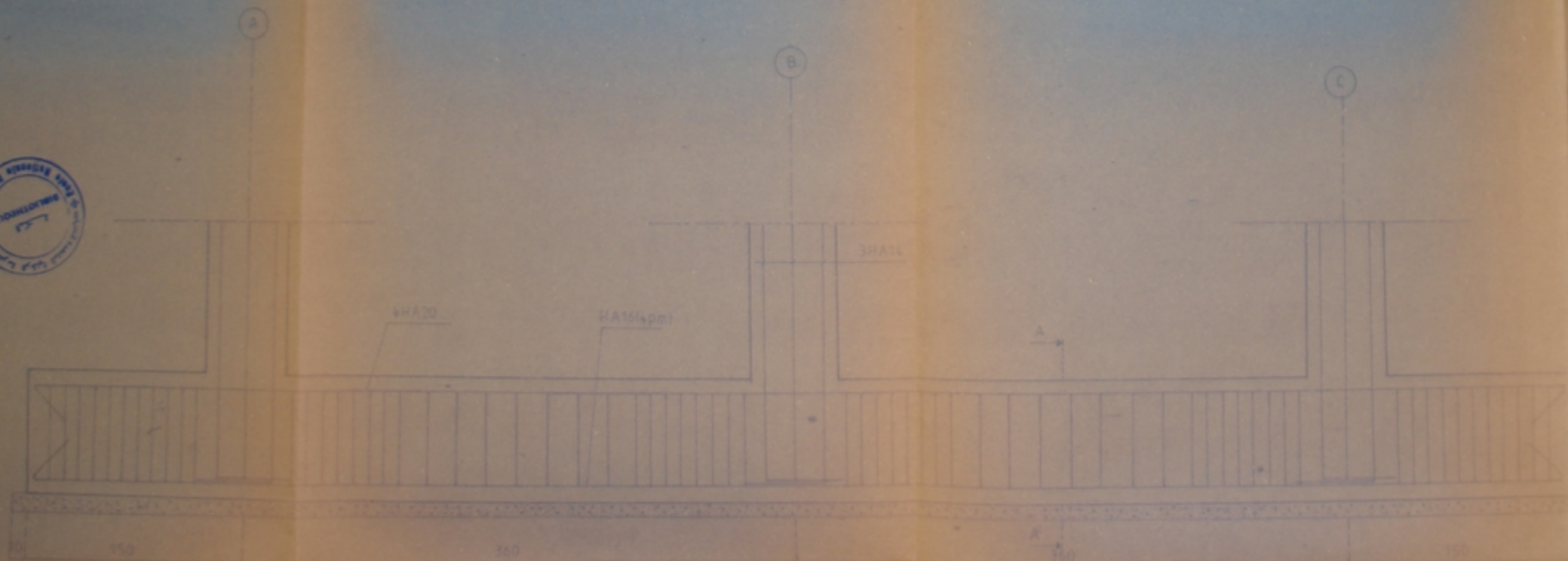
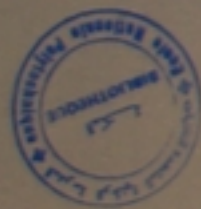
FERRAILLAGE DU
LINTÉAU.

FERRAILLAGE DE LA SEMELLE ET DU RADIER

COUPE A A Ech 1/20



radier ech 1/30



semelle IV ech 1/20



PB 007/93

N: 4



REPUBLICAINE DEMOCRATIQUE D'ALGERIE

MINISTERE DE L'EDUCATION NATIONALE

ECOLE NATIONALE
POLYTECHNIQUE

Alger, le ... GENIE CIVIL

PROJET DE FIN D'ETUDES

type tour à noyau central

NUMEROUX : ...

ETUDIANTS :

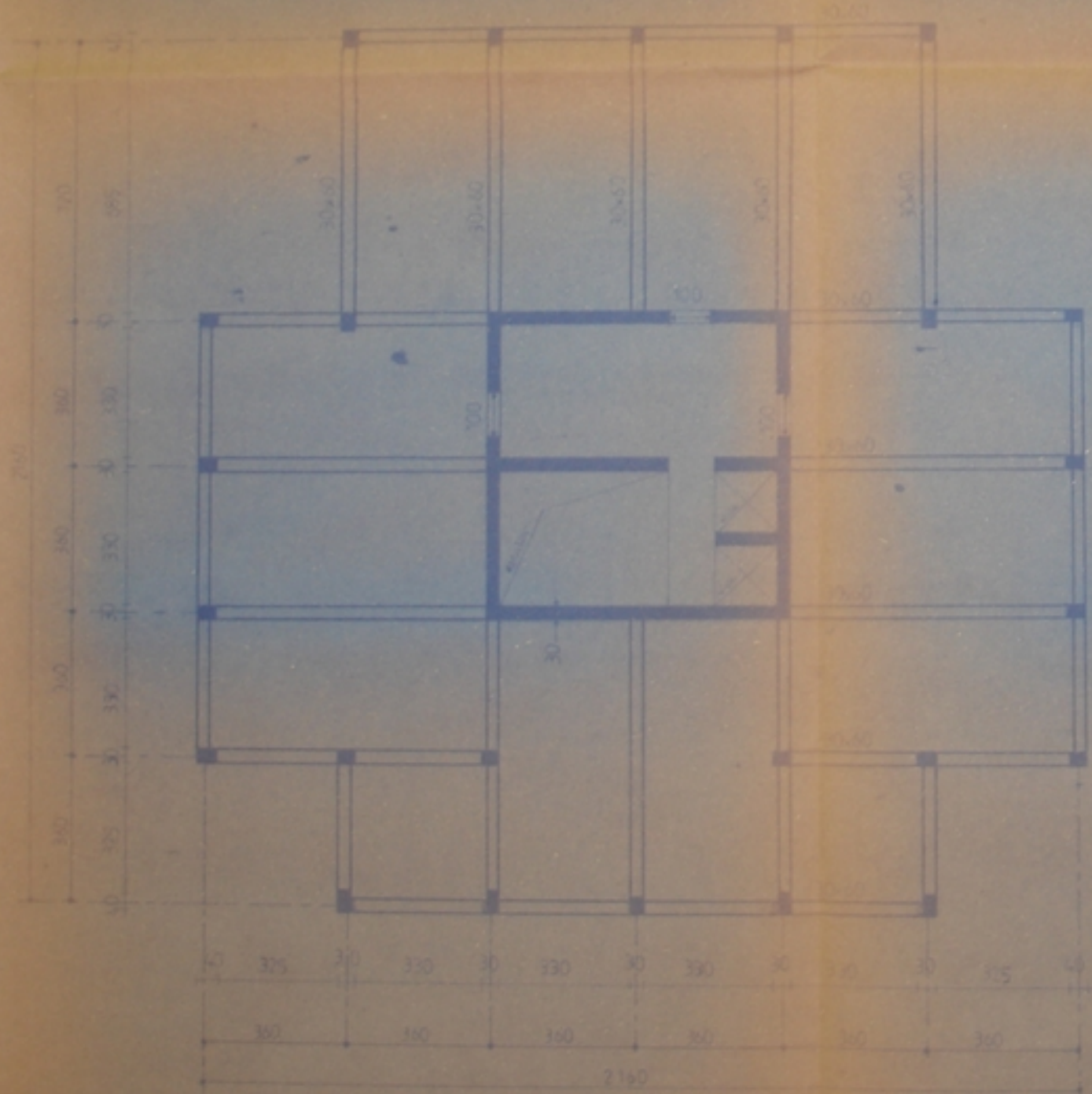
- SOUGAM RIAD
- BOUCHEKIA MED

CONTENU

FERRAILLAGE DE :

La FONDATION

- RADIER DU N-G.



VUE EN PLAN D'UN PLANCHER COURANT
ech 1/100

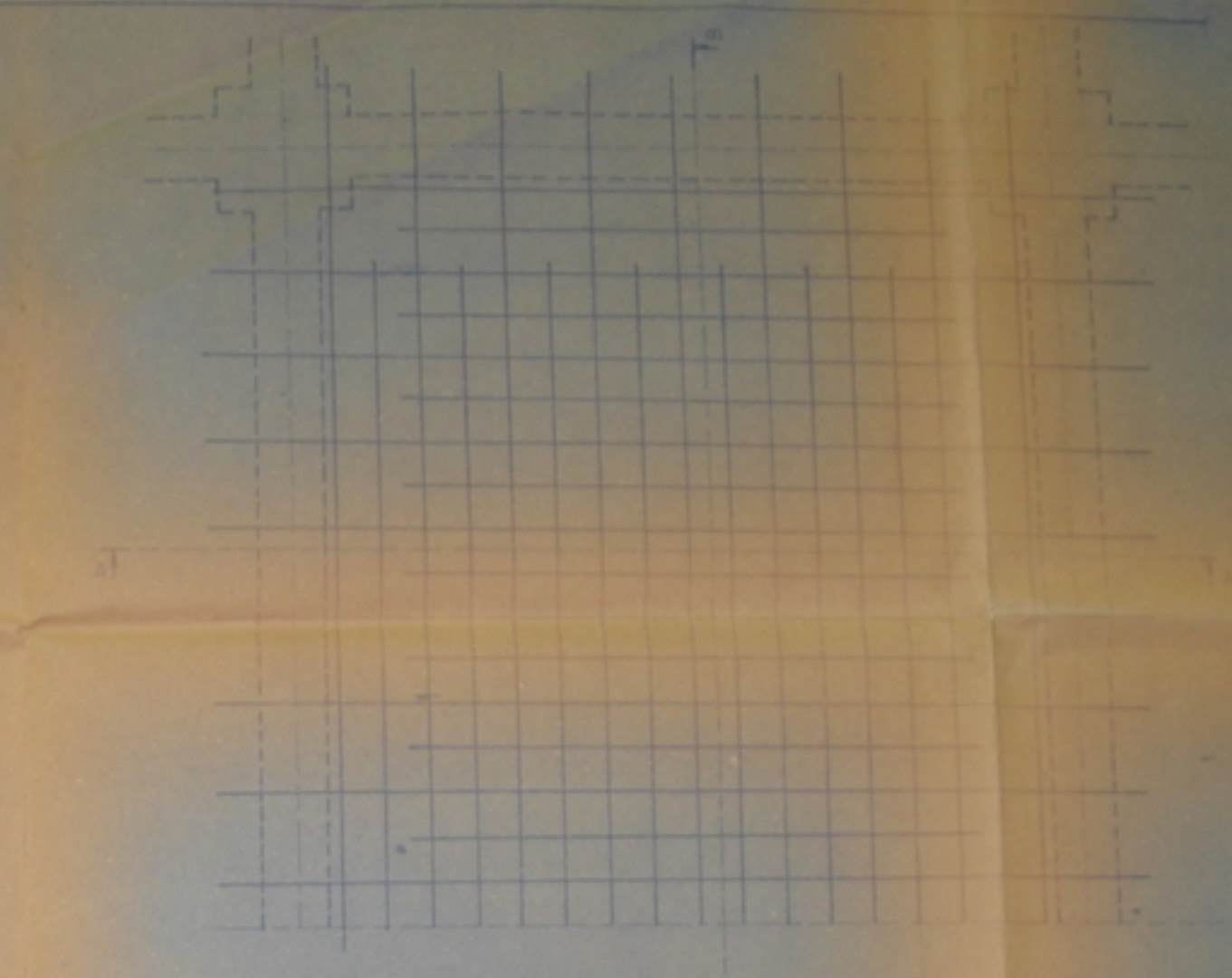
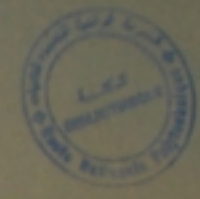
PA 007/93
N: 5



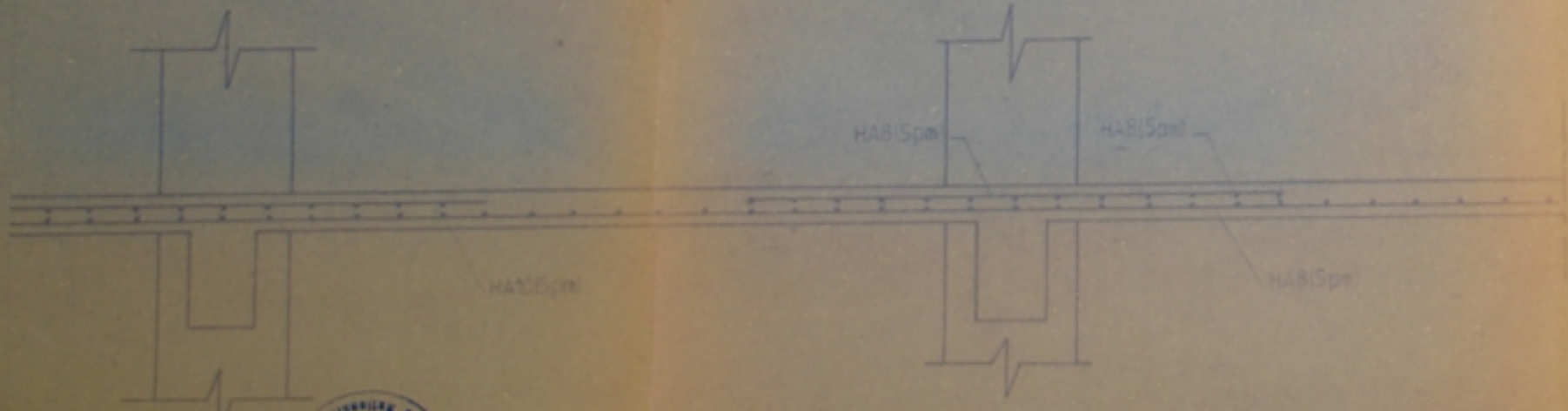
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE & POPULAIRE
MINISTRE DE L'EDUCATION NATIONALE
ECOLE NATIONALE
POLYTECHNIQUE
departement : GENIE CIVIL
PROJET DE FIN D'ETUDES
Sujet : tour à noyau central
PROMOTION : JUILLET 1993
ETUDANTS :
- GOUGAM RIAD
- BOUCHELKIA Med

CONTENU
SUR EN PLAN
D'UN PLANCHER
COURANT.

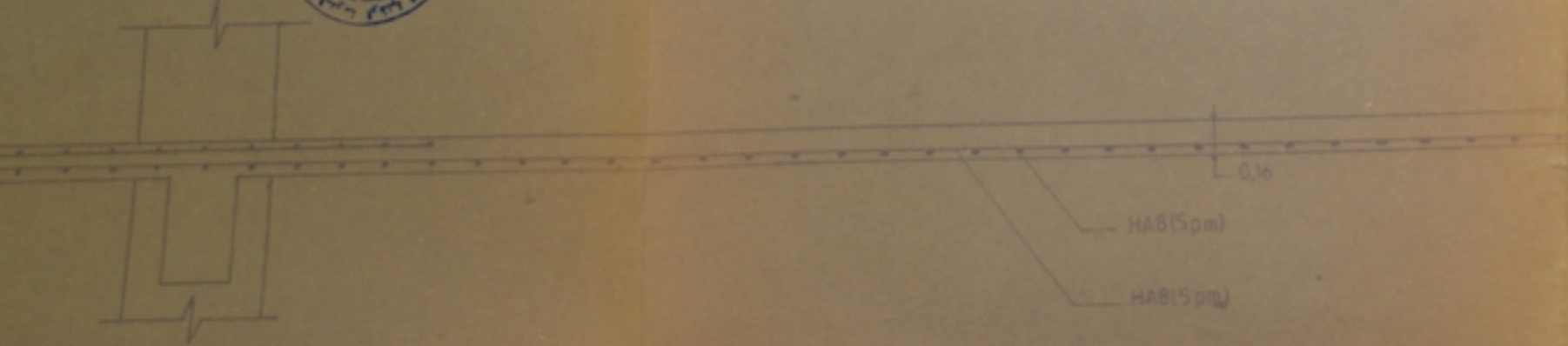




PB 007/93
N° 6



COUPE A-A



COUPE B-B

FERRAILLAGE DU PLANCHER PARKING

ech 1/20

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTRE DE L'EDUCATION NATIONALE

ECOLE NATIONALE
POLYTECHNIQUE

Alger, le 01/04/1993
Spécialité : GENIE CIVIL

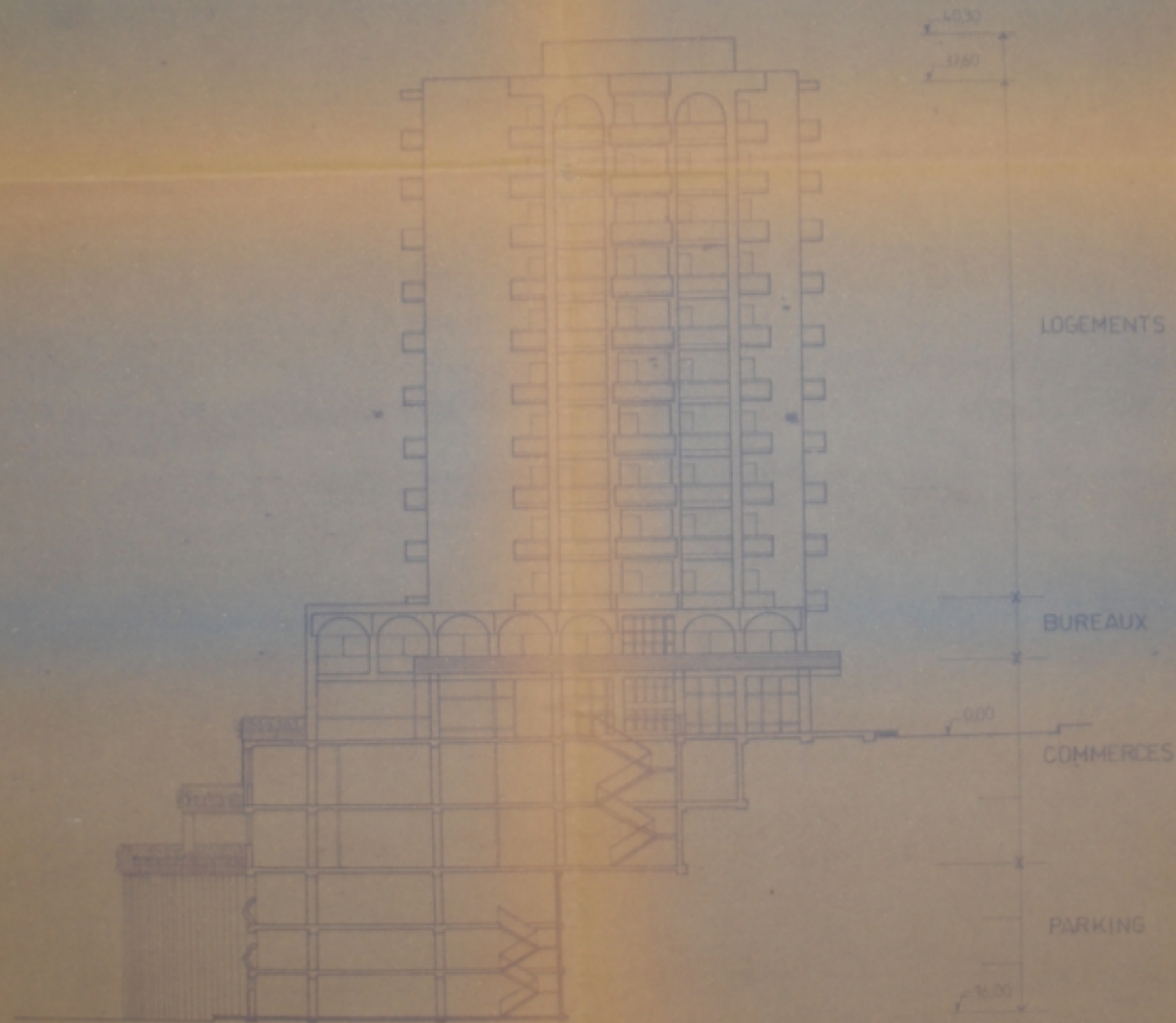
PROJET DE FIN D'ETUDES

Objet : tour à noyau central

PROMOTEUR : ALLET 199

ETUDIANTS :
- GOUGAM RIAD
- BOUCHELKIA Med

CONTENU
FERRAILLAGE DU
PLANCHER
PARKING.



COUPE 1/200 (facade)

PB 007/93
N°7



MINISTRE AGRICULTURE PÊCHERIE ALPHERS
MINISTRE DE L'ÉDUCATION NATIONALE

ÉCOLE NATIONALE
POLYTECHNIQUE

Spécialité : GENIE CIVIL

PROJET DE FIN D'ÉTUDES
N°1. tour à noyau central

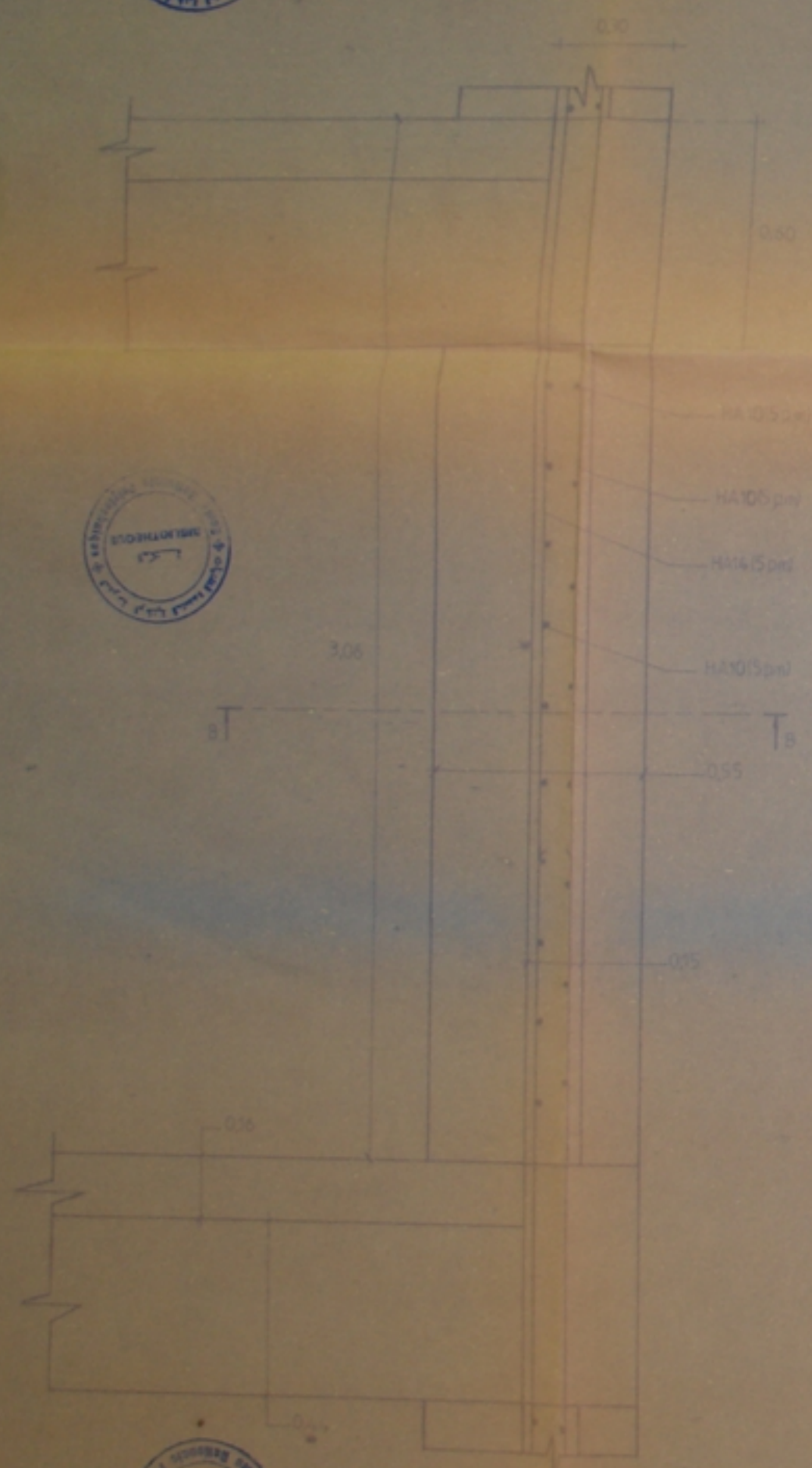
RENDU : JUIN 1993

ÉTUDES :
- GOUAM RIAD
- BOUCHEKIA Mad

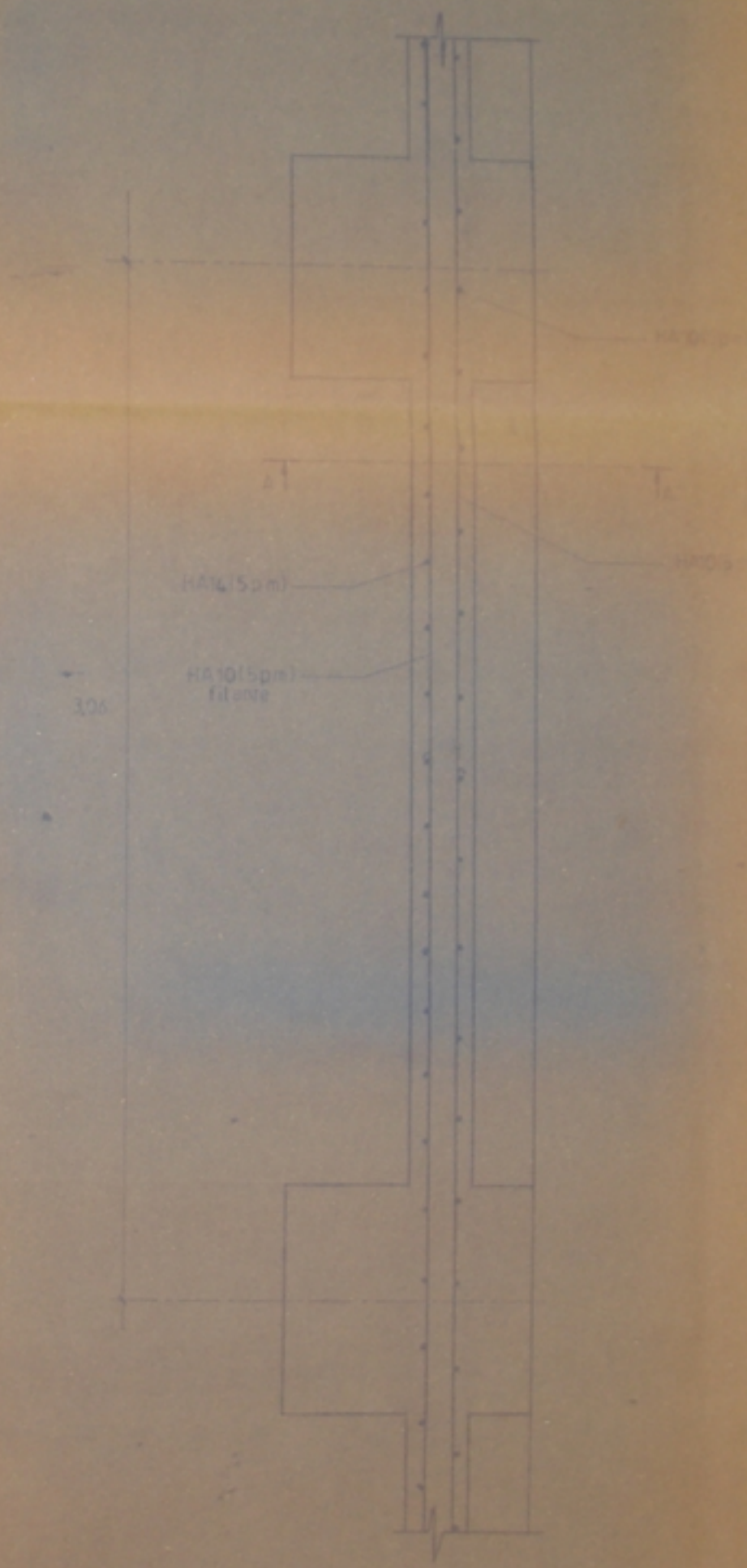
CONTENU
COUPE (FACADE)



FERRAILLAGE DU VOILE DE TYPE III



COUPE A-A



COUPE B-B

ech 1/10



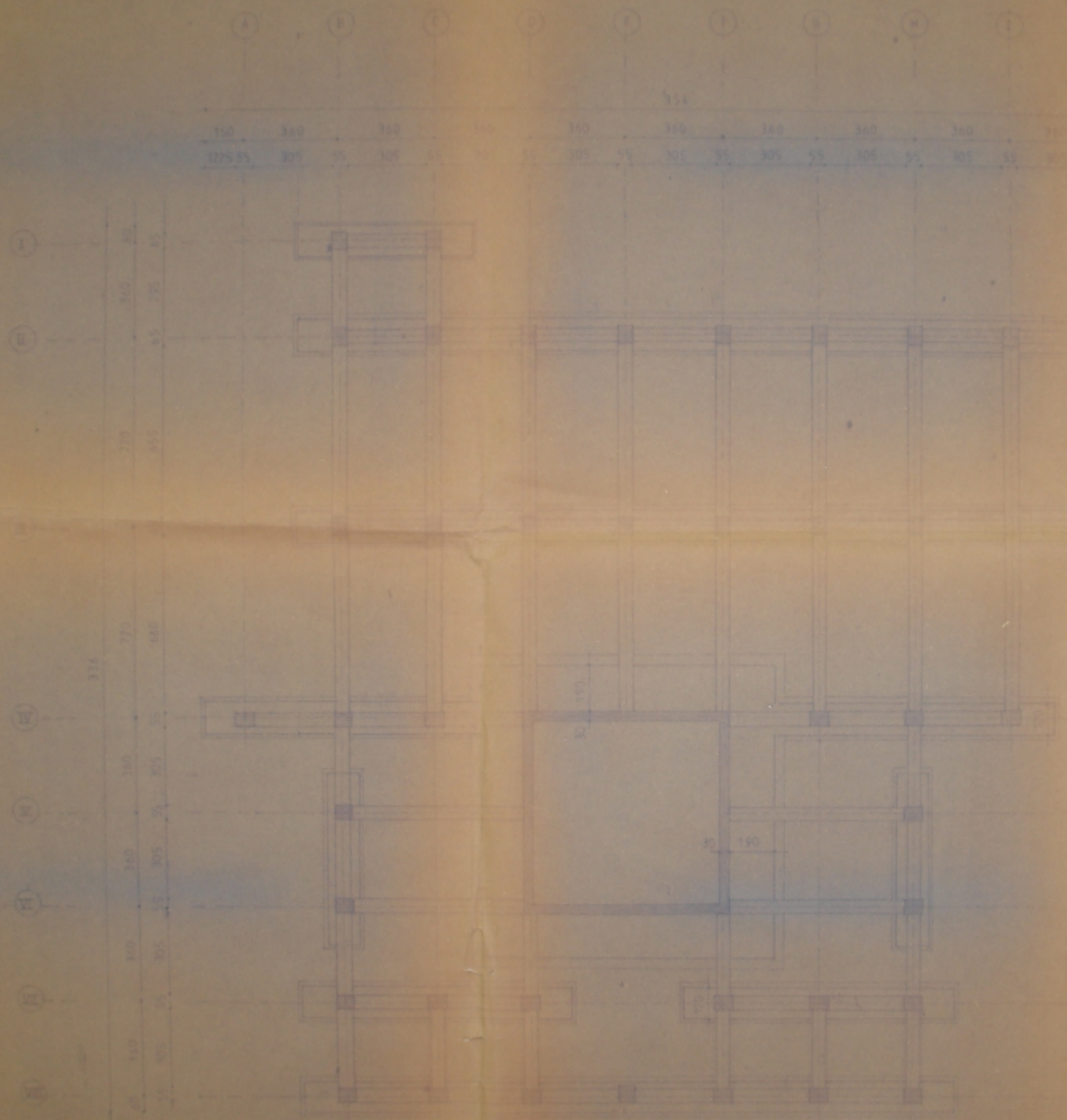
PE 007/93
N:8



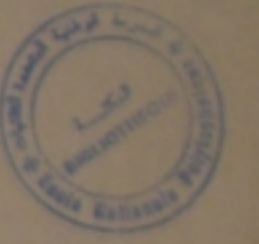
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 MINISTERE DE L'EDUCATION NATIONALE
 ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
 département GENIE CIVIL
 PROJET DE TRAVIL D'ETUDES
 sujet tour à noyau central
 ANNEE SCOLAIRE 1993-1994
 ETUDIANTS:
 - GOUSAM RIAD
 - BOUCHEKIA Houd



CONTENU
 FERRAILLAGE DU
 VOILE DE
 SOUTÈNEMENT.



PLAN DE FONDATION ech 1/100



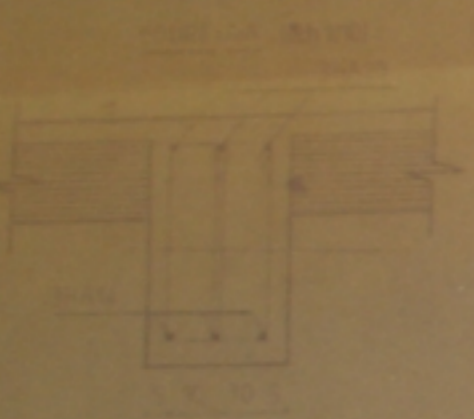
P007/93
N°9



MINISTRE A L'EGARD DES UNIVERSITES
 MINISTERE DE L'EDUCATION NATIONALE
 ECOLE NATIONALE
 POLYTECHNIQUE
 Département : GENIE CIVIL
 Niveau : DEUXIEME ANNEE
 Cours : TOUR & ROYAU CENTRAL
 Matière : STATIQUE
 Professeur :
 - GOUIGAM RIAD
 - BOUCHEKIA MED

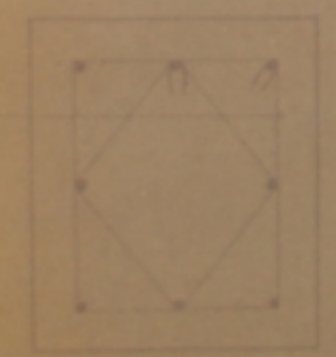


CONTENU
 PLAN DE
 FONDATION



FERRAILLAGE DE LA POUTRE ech 1/30

COURS C ech 1/10



FERRAILLAGE DU POTEAU ech 1/20

FB 007/93
N: 1A



MINISTRE DE L'EDUCATION SUPERIEURE
 ECOLE NATIONALE
 POLYTECHNIQUE
 ALGER
 DEPARTEMENT GENIE CIVIL
 ALGER
 BOULEVARD EL MACHOUA
 ALGER
 ALGERIE



COMPOSER
 Ferrailage :
 - Poteaux
 - Poutres

