

وزارة الجامعات والبحث العلمي  
Ministère aux Universités et de la Recherche Scientifique

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات  
BIBLIOTHEQUE — المكتبة  
Ecole Nationale Polytechnique

DEPARTEMENT: GENIE CIVIL

# PROJET DE FIN D'ETUDES

## SUJET

Conception, calcul et comparaison  
d'une structure (R+18) contreventée:

- Par voiles
- Par noyau central

6 PLANCHES

Proposé par :

Mme BAUCHE

Etudié par :

Mrs FETTAH Rachid  
HASSAIM Nouredine

Dirigé par :

Mme BAUCHE

PROMOTION

JUILLET 1992.

R&M&R&E&P&B&M&B&N&T&P

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات  
BIBLIOTHEQUE — المكتبة  
Ecole Nationale Polytechnique

à nos parents qui nous ont aidés et soutenus pendant nos études,  
toute notre affection;

aux enseignants qui nous ont formés et ont contribué à la  
finalisation de ce projet par leur dévouement,  
toute notre gratitude;

aux chercheurs, en général, pour leur noble mission,  
tous nos encouragements;

à ceux qui nous ont aidés au détriment de leur temps,  
toute notre reconnaissance;

à ceux qui ont compâti avec nous dans nos efforts;  
notre sympathie.

R&M&R&E & NOUR&DD&F&N&B

SOMMAIRE

PARTIE A : THEORIE

- INTRODUCTION .....	1
- <u>CHAPITRE I</u> : GENERALITES SUR LES CONTREVENTEMENTS .....	3
I-1 : INTRODUCTION	
I-2 : DIFFERENTS TYPES DE CONTREVENTEMENTS	
I-2-1 . contreventements plans	
I-2-2. contreventements non plans.	
I-2-3 . contreventement des tours de grandes hauteurs.	
I-3 : CONCLUSION : AVENIR DES CONTREVENTEMENTS.	
- <u>CHAPITRE II</u> : CALCUL DES CONTREVENTEMENTS PAR APPLICATION DE LA METHODE DE LAREDO .....	11
II-1 : INTRODUCTION .	
II-2 : CONVENTIONS DE SIGNES.	
II-3 : DISTRIBUTIONS DES EFFORTS SISMIQUES AUX ELEMENTS DE CONTREVENTEMENT	
II-4 : EXPRESSION DES EFFORTS INTERNES POUR LES REFENDS.	
II-5 : CONCLUSION	

- CHAPITRE III : THEORIE DE L'INERTIE EQUIVALENTE. .... 31.

- CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE ..... 39.

    IV-1 : ETUDE PSEUDO-DYNAMIQUE.

    IV-2 : METHODE DE JACOBI

    IV-3 : DETERMINATION DE LA FORCE SISMIQUE

- CHAPITRE V : ETUDE AU VENT ..... 55.

- CHAPITRE VI : ETUDE AU RENVERSEMENT ..... 62.

PARTIE B : APPLICATIONS

- CHAPITRE I : CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES. .... 65.

    I-1 : CALCUL DU CENTRE DE TORSION .

    I-2 : CALCUL DU CENTRE DE MASSE.

    I-3 : EXENTRICITE ET RIGIDITE A LA TORSION.

    I-4 : APPLICATION A LA DISTRIBUTION DES EFFORTS  
           SISMIQUES AUX DIFFERENTS REFENDS.

- CHAPITRE II : ETUDE SOUS CHARGES HORIZONTALES  
                   ET VERTICALES ..... 69

- CHAPITRE III : FERRAILLAGE .....	76.
- CHAPITRE IV : ELEMENTS D'INFRASTRUCTURES .....	83.
- CHAPITRE V : METRE .....	98.
- CHAPITRE VI : CONCLUSIONS .....	104.
- BIBLIOGRAPHIE.	

## INTRODUCTION

Le thème de notre mémoire est la CONCEPTION et le CALCUL d'une structure contreventée par voiles et, comparativement par un noyau central .

Le choix de ces travaux que notre promotrice a bien voulu diriger, est dicté davantage par un impératif économique que par la volonté capricieuse de moduler à loisir une telle étude ou de présenter, de façon singulière, l'étude d'une structure contreventée une fois par voiles et une autre fois par un noyau central.

Cet impératif recèle de tant d'avantages et d'intérêts qu'il retient toute l'attention pour que l'introduction de la technique dite "contreventement par noyau central" ne soit ni négligée ni occultée, mais au contraire, vulgarisée après une initiation judicieuse et sécurisée.

Notre travail vise ainsi à mettre en exergue les avantages que l'on en tirerait à savoir:

- au plan économique , par la réduction des coûts.
- au plan technique , par la facilité et la rapidité d'exécution de la structure.
- au plan rationnel , par la disponibilité plus libre mais plus importante des espaces pour l'utilisateur.

La mise en valeur de ces avantages ou l'optimisation de l'exécution de l'oeuvre se dégagera sur la base d'une étude comparative entre les deux types de contreventement.

Nous espérons apporter une modeste contribution à la documentation déjà existante à l'école , par l'introduction d'une nouvelle méthode d'étude des contreventements par voiles à files d'ouvertures. Cette nouvelle méthode énergétique, non encore étudiée dans le programme annuelle, présente un intérêt de par son concept physique et son développement mathématique rigoureux et élégant.

Si la méthode appliquée au contreventement par " noyau central " a certes la faiblesse d'être une méthode approchée, elle a mais le mérite de donner des résultats sécuritaires.

Dans le cadre de notre étude, nous avons abordé :

Un première étape :

- Un traité sur les généralités du contreventement et son évolution dans le temps.
- Le fondement théorique de la méthode de LAREDO appliquée au type de contreventement utilisé.
- Un chapitre traitera la théorie de l'inertie équivalente, et ceci, dans le but d'éclaircir son aspect physique.
- Une étude dynamique des deux structures.

Une seconde étape:

Elle consistera en l'application des développements théoriques cités en première étape, ainsi que l'étude des éléments secondaires. Les résultats seront disposés en annexe.

Une troisième étape:

- Elle dégagera le type de contreventement le plus économique, se basant sur les résultats obtenus dans la deuxième étape.
- Où nous ferons une mise au point de la méthode utilisée ( LAREDO ) comparativement à d'autres méthodes.

CHAPITRE I  
GENERALITES SUR LES  
CONTREVENTEMENTS



## I-1. INTRODUCTION

Avant d'entamer l'étude proprement dite des contreventements, il est intéressant d'une part, de justifier la nécessité du contreventement et d'autre part, d'apprécier l'évolution de celui-ci durant ces dernières décennies.

Le contreventement d'un immeuble est constitué d'éléments verticaux assurant la stabilité sous l'action des sollicitations horizontales. En Algérie, ces forces horizontales sont essentiellement les actions d'origine sismique et éventuellement, les forces du vent qui sont d'ailleurs négligeables devant les premières, contrairement aux pays d'Europe.

Ces éléments, à savoir les refends pleins, les portiques, les noyaux et autres, transmettent également les charges verticales aux fondations. Ces charges sont généralement estimées, d'une manière simple, au prorata des charges de plancher. Les résultats ainsi obtenus sont suffisamment proches de la réalité et un calcul plus fin, tenant compte des différentes phases de la construction (fluage, retrait, etc...) ne s'impose qu'au niveau de l'exécution, pour des structures exceptionnelles.

L'essor des bâtiments tours en béton armé est directement lié aux connaissances théoriques de l'ingénieur ainsi qu'aux voeux permanents des architectes en quête de formes inédites.

L'apparition de l'outil de calcul puissant qu'est l'informatique a encouragé les scientifiques à mettre au point des méthodes de calcul laborieuses voire délicates, ce qui a permis une évolution dans la conception des bâtiments tours.

## I-2. LES DIFFERENTS TYPES DE CONTREVENTEMENT

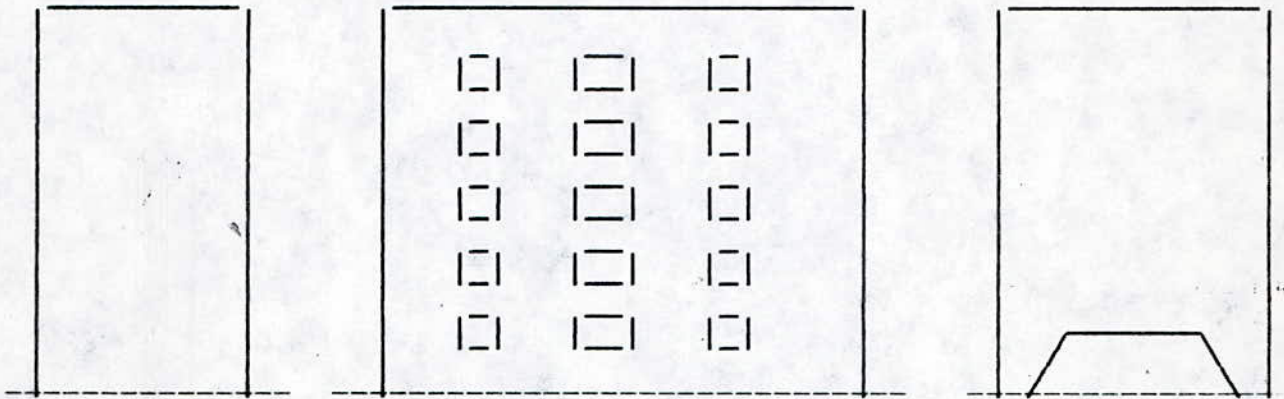
On distingue:

- les contreventements plans;
- les contreventements non plans;
- les contreventements de tours de grandes hauteurs.

### I-2-1. Les contreventements plans

Ce sont les refends pleins, refends avec petites ouvertures, murs avec une ou plusieurs files d'ouvertures, portiques et refends associés à des portiques.

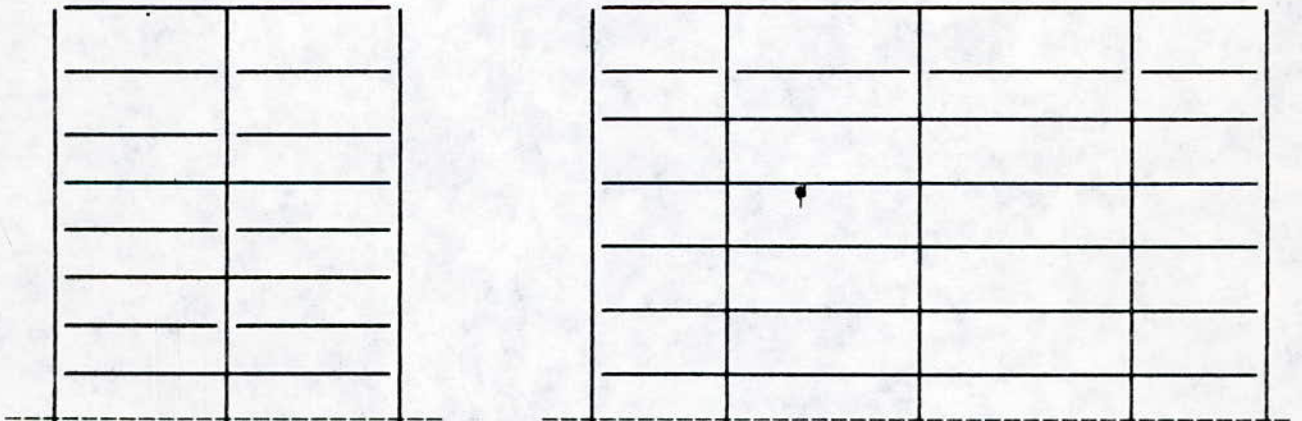
Ces éléments sont dits plans car ils possèdent une certaine rigidité dans leur plan. En dehors de celui-ci, la rigidité est nulle ou négligeable.



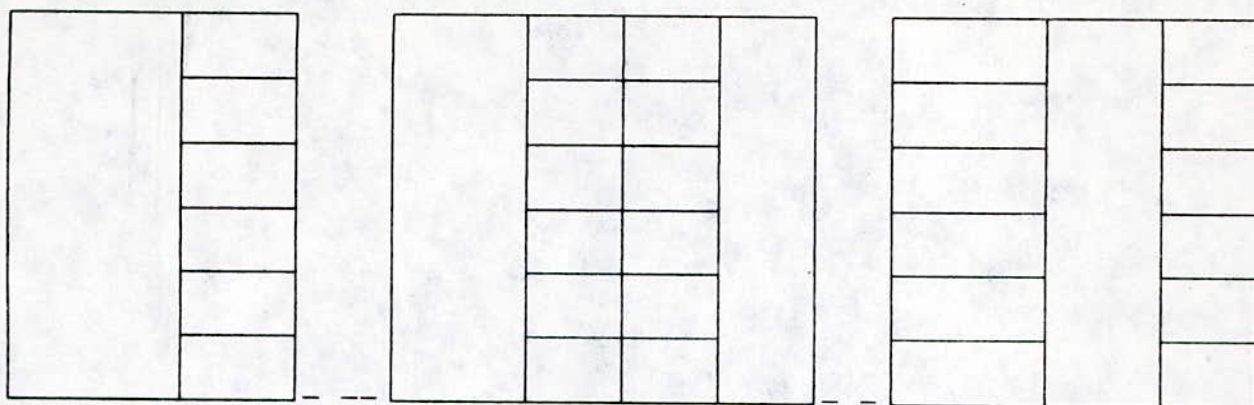
Refend plein

Mur avec ouvertures

Refend sur poteaux



Portiques



Refends associés à un portique

#### I-2-1-1. Les portiques

Suite aux dégats considérables causés par les deux guerres mondiales, les portiques ont connus un formidable essor après la découverte de méthodes de calcul simplifiées (méthode de Cross). Ces portiques sont utilisés pour des immeubles de faible et moyenne hauteurs, mais, ces structures deviennent lourdes pour les bâtiments de plus de 10 à 15 niveaux.

#### I-2-1-2. Les refends linéaires

L'utilisation des refends linéaires était devenue indispensable pour des immeubles plus élevés. Ces refends ont commencé à être disposés au droit des pages d'escaliers et des ascenseurs puis, généralisés mais en tenant toujours compte des contraintes architecturales.

Les refends linéaires se sont avérés satisfaisants pour des immeubles ne dépassant pas 20 à 25 niveaux.

Il existe plusieurs méthodes de calcul :

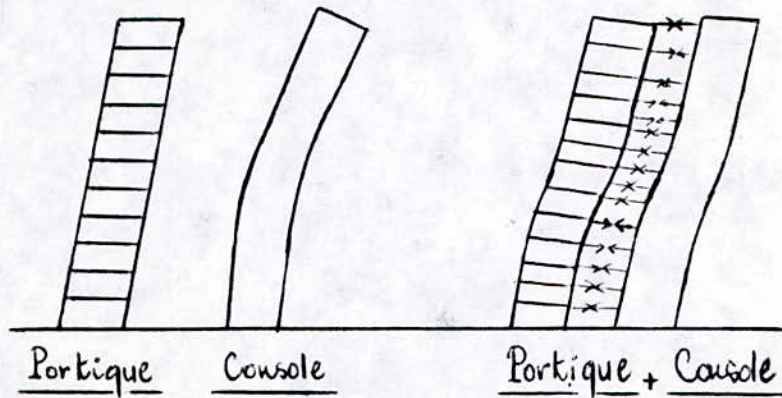
- ALBIGES - GOULET : publié en France en 1960.
- Méthode dite de "LAREDAU" méthode énergétique qui sera utilisée dans le calcul de notre structure.

- Méthode générale de calcul des refends qu'a élaboré dernièrement " DESPEYROUX ".

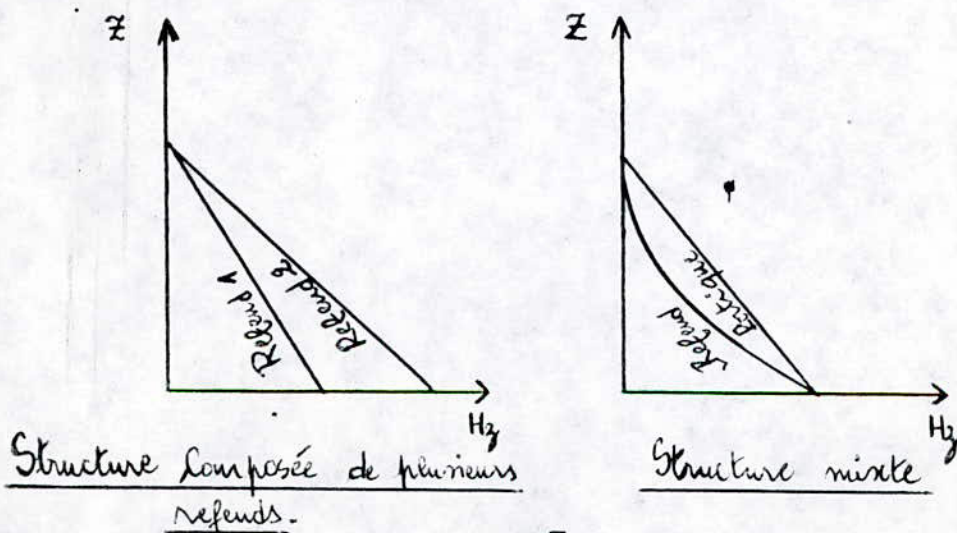
### I-2-1-3. Les structures mixtes

Il est jugé utile, dans le cas où les refends seuls ne suffisent pas à assurer le contreventement, de lier à ces derniers des portiques, permettant ainsi d'augmenter leur capacité de résistance. Mais l'inconvénient majeur est que le calcul manuel est très laborieux. Toutefois, des méthodes approchées sont acceptables pour l'élaboration d'un avant projet.

Le calcul exact de ces structures n'est pas simple à établir, car les portiques et les refends présentent des déformées fondamentalement différentes. La déformation du refend est régie par la flexion d'ensemble et celle du portique par la flexion des barres (dûe à l'effort tranchant d'ensemble).



L'effort tranchant à la base est totalement repris par les refends, les portiques reprennent la totalité des efforts aux sommets.



Pour une structure composée de refends, la déformation des différents éléments est dite semblable, ce qui signifie que le même pourcentage de l'effort tranchant est distribué à chaque élément sur toute la hauteur de l'ouvrage.

### I-2-2. Les contreventements non plans

Les contreventements non plans sont essentiellement les cages avec ou sans ouvertures, les noyaux des immeubles élevés et les murs ayant des sections en "L", en "T" et autres.

Les éléments cités ci-dessus ont deux rigidités flexionnelles tandis que les cages fermées possèdent, en plus, une rigidité torsionnelle. Ce type de structure est essentiellement utilisé pour les bâtiments à usage de bureaux, où l'on espère ainsi dégager l'espace utile des immeubles.

Il existe une différence d'optique entre les américains et les européens. Ces derniers conçoivent leur bureaux avec accès direct aux fenêtres. Par conséquent, l'augmentation de l'espace utile ne peut se faire qu'en allongeant le périmètre de l'immeuble.

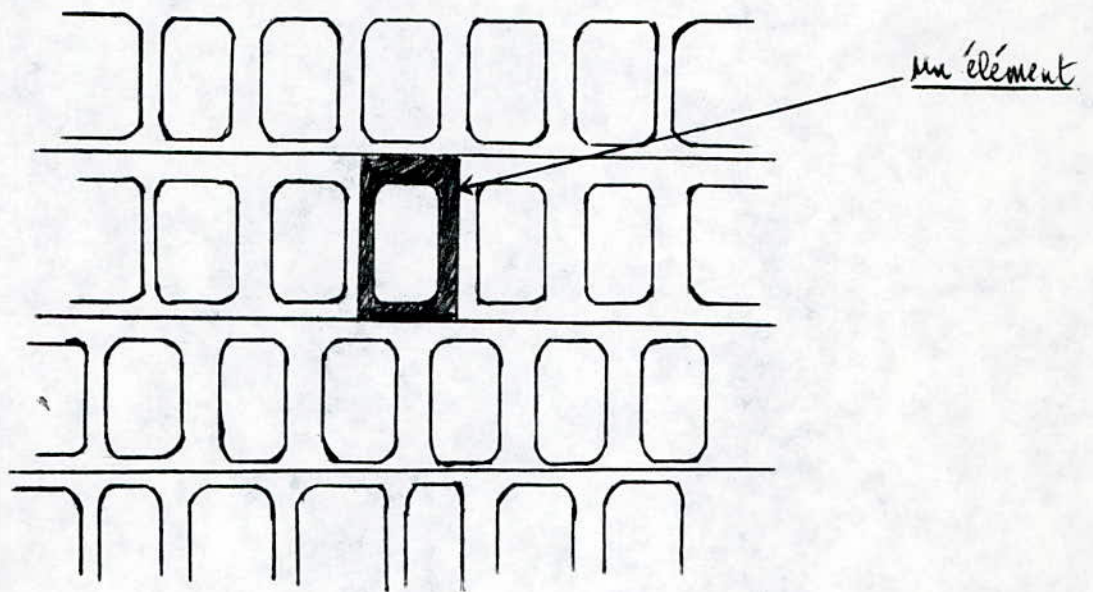
Les américains, par contre, préfèrent concentrer les services (ascenseurs, escaliers, toilette etc...) dans un noyau central, laissant ainsi un grand espace libre, sans cloisons et muni d'une installation d'air conditionné. On obtient alors la structure type "noyau central", celui-ci assurant le contreventement du bâtiment, tandis que les poteaux, sur la périphérie, ne sont destinés à transmettre aux fondations que les charges verticales.

Le noyau central reste économique jusqu'à 50-60 niveaux grâce à l'utilisation aisée du coffrage glissant.

### I-2-3. Les contreventements des tours de grande hauteur

Pour assurer la stabilité des structures élevées et augmenter leur capacité de résistance, il devient nécessaire de faire participer la façade conjointement avec le noyau central, ou même dans certains cas exceptionnels, d'assurer le contreventement par la façade seule.

La façade devient un élément structural, généralement composé de pièces préfabriquées en béton armé ou en acier. Dans certains cas une façade structurale permet à elle seule, grâce à sa rigidité importante, d'équilibrer plus de la moitié des efforts horizontaux. Le plus haut immeuble du monde récemment achevé aux Etats unis est conçu suivant ce principe.



Façade structurale composée d'éléments préfabriqués

L'utilisation des méthodes de calcul approchées ainsi que des méthodes exactes n'est possible qu'avec la manipulation de l'outil informatique.

Economiquement parlant, les limites de ces structures semblent être atteintes vers 100 - 120 étages.

### I-3. CONCLUSION : AVENIR DES CONTREVENTEMENTS

Fixer l'avenir des bâtiments tours reste une tâche presque impossible car les limites absolues des immeubles de grande hauteur seront fixées par des considérations d'ordre psychologiques et physiologiques, plutôt que par des considérations purement techniques.

On pense actuellement à utiliser le béton léger qui permet de dépasser des contraintes admissibles pour les sols de résistance moyenne.

Pour un avenir plus lointain, des recherches sont en cours afin de parvenir à éliminer complètement les refends et les noyaux en tant que structure de résistance. Le contreventement serait alors assuré uniquement par une façade structurale conçue comme une coque mince perforée, nommée "façade perforée".

Actuellement, l'un des premiers bâtiments tours dont la conception s'engage dans cette voie est l'immeuble administratif de "Hong-kong", de hauteur totale de 180 m (50 étages). Le contreventement est assuré par une façade perforée avec des fenêtres circulaires.

Toutefois, les noyaux formés par les cages d'escalier d'inerties non négligeables témoignent du désir des constructeurs de ne pas rompre complètement avec les structures traditionnelles.

CHAPITRE II

CALCUL DES CONTREVENTEMENTS  
PAR APPLICATION DE LA METHODE  
DE LAREDO



## II-1. INTRODUCTION

Le calcul des éléments de contreventement se faisait, au début, par des méthodes approchées, disponibles dans des publications périodiques. Par la suite, des méthodes plus rigoureuses ont été mises au point, pour mettre fin à l'empirisme qui a longuement dominé au détriment de l'économie des matériaux. C'est ainsi qu'est née la méthode de LAREDO.

En synthétisant cette nouvelle méthode, nous espérons permettre aux consultants de la thèse d'élargir leur vision sur l'étude des contreventements par les méthodes énergétiques (théorie du potentiel).

Dans cette méthode, les concepts mathématiques sont présentés du point de vue de leur application plutôt que de celui de leur développement logique (théorique).

### Principes généraux :

Les principes généraux de cette méthode, basée sur le calcul de l'énergie interne du système, sont exposés dans ce qui suit :

\* Les éléments de contreventement sont assimilés à des consoles rigidement encastrees au niveau des fondations, et ne se déforment qu'en flexion, on néglige l'effet de la déformation torsionnelle. Cette approche est très courante en pratique (théorie des poutres).

\* L'étude des contreventements peut se faire par deux approches: modèle continu et discontinu.

Dans notre étude on ne s'intéressera qu'à la première approche ie modèle continu.

\* Ces éléments ont un comportement élastique.

\* Les planchers sont infiniment rigides dans leur plan et sont souples en dehors. Ils assurent donc une compatibilité parfaite des déformations horizontales. De plus les planchers ne gênent pas les



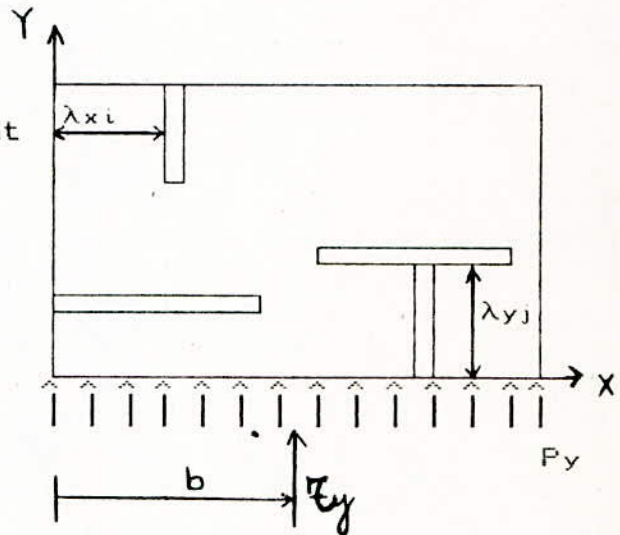
$$V_y(z) = P_y(z) * \frac{Z^2 * (6 * H^2 - 4 * H * Z + Z^2)}{24 * E * I_x} + P_y(z) * \frac{Z * (2 * H - Z)}{2 * G * S_{rx}}$$

Il en résulte de ces conventions la relation suivante liant les efforts aux déformations:  $\frac{d^3V}{dz^3} = -\frac{T}{E * I} + \frac{T'}{G * S_{rx}}$ .

### II-3. DISTRIBUTION DES EFFORTS SISMIQUES AUX ELEMENTS DE CONTREVENTEMENT

\* Soit le système de contreventement suivant:

On cherche la répartition des efforts créés par la charge horizontale  $P_y(z)$ , entre les différents refends.



#### II-3-1. HYPOTHESES

L'étude est menée en modèle continu avec les hypothèses particulières suivantes:

- Les refends sont à inertie constante et encastrés à la base dans une fondation rigide.
- Les refends ne se déforment pas en distorsion.
- La rigidité à la torsion pure des refends est négligée.

\* NOTATIONS:

- o  $\tau(z) = \int_z^H P(z) * dz$  : Effort tranchant à la cote Z
- o  $V_i(z)$  : Flèche du refend (i).

◦  $(E \cdot I)_i$  : Rigidité flexionnelle du refend (i).

◦  $\lambda_i$  : Implantation du refend (i) dans le système (OXY).

### II-3-2 Recherche du centre de flexion:

- Les relations déformations-efforts s'écrivent :

$$\frac{d^3 V_{xi}}{dz^3} = - \frac{T_{xi}}{(E \cdot I_y)_i} ; \quad \frac{d^3 V_{yi}}{dz^3} = - \frac{T_{yi}}{(E \cdot I_x)_i}$$

- Les relations d'équilibre s'écrivent :

$$\sum T_{xi} = 0 ; \quad \text{Projection sur OX .}$$

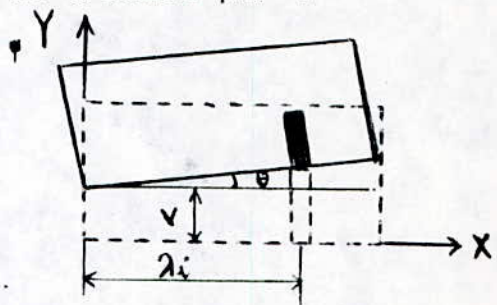
$$\sum T_{yi} = \tau_y \quad \text{Projection sur OY.}$$

$$\sum (\lambda_{xi} * T_{yi} - \lambda_{yi} * T_{xi}) = b * \tau_y \quad \text{Moment par rapport à O .}$$

◦ L'hypothèse de la rigidité du plancher se traduit par :

$$V_i = V + \lambda_i * \theta .$$

$$\begin{cases} V_{xi} = V_x - \lambda_{yi} * \theta . \\ V_{yi} = V_y + \lambda_{xi} * \theta . \end{cases}$$



$$\begin{cases} (E \cdot I_y)_i * \left( \frac{d^3 V_x}{dz^3} - \lambda_{yi} * \frac{d^3 \theta}{dz^3} \right) = -T_{xi} . \\ (E \cdot I_x)_i * \left( \frac{d^3 V_y}{dz^3} + \lambda_{xi} * \frac{d^3 \theta}{dz^3} \right) = -T_{yi} . \end{cases}$$

En portant ces relations dans les équations d'équilibre on aura :

$$\begin{cases} - \frac{d^3 V_x}{dz^3} * \sum (E \cdot I_y)_i + \frac{d^3 \theta}{dz^3} * \sum \lambda_{yi} * (E \cdot I_y)_i = 0 . \\ - \frac{d^3 V_y}{dz^3} * \sum (E \cdot I_x)_i - \frac{d^3 \theta}{dz^3} * \sum \lambda_{xi} * (E \cdot I_x)_i = \tau(y) . \\ - \frac{d^3 V_y}{dz^3} * \sum \lambda_{xi} * (E \cdot I_x)_i + \frac{d^3 V_x}{dz^3} * \sum \lambda_{yi} * (E \cdot I_y)_i - \frac{d^3 \theta}{dz^3} * \left[ \sum (\lambda_{xi}^2 * (E \cdot I_x)_i + \lambda_{yi}^2 * (E \cdot I_y)_i) \right] = b * \tau_y . \end{cases}$$

o DEFINITION:

On appelle centre de flexion un point tel que si la résultante de la charge passe par ce point, la torsion est nulle.

Ceci implique:  $\sum \lambda_{xi} * (E * I)_i = 0$ .

On définit  $\begin{pmatrix} \alpha \\ \beta \end{pmatrix}$ : Centre de flexion /

$$\begin{cases} \alpha = \frac{\sum \lambda_{xi} * (E * I)_i}{\sum (E * I_x)_i} \\ \beta = \frac{\sum \lambda_{yi} * (E * I_y)_i}{\sum (E * I_y)_i} \end{cases}$$

On exprime les équations dans le nouveau repère.

On pose

$$\begin{cases} r_{xi} = \lambda_{xi} - \alpha \\ r_{yi} = \lambda_{yi} - \beta \\ e = (b - \alpha) * \tau_y \end{cases}$$

Ce changement de repère permet d'étudier les effets de la flexion et de la torsion indépendamment.

On pose  $E * J_x = \sum (E * I_x)_i$  ;  $E * J_y = \sum (E * I_y)_i$

$$E * J_v = \left[ r_{xi}^2 (E * I_x)_i + r_{yi}^2 (E * I_y)_i \right]$$

Le système permettant de calculer la déformation du bâtiment s'écrit:

$$\begin{cases} E * J_y * \frac{d^3 v_x}{dz^3} = 0 \\ E * J_x * \frac{d^3 v_y}{dz^3} = \tau_y \\ E * J_v * \frac{d^3 \theta}{dz^3} = - e \end{cases}$$

II-3-3. Répartition de l'effort extérieur sur les différents refends

On suppose en 1<sup>er</sup>, que les axes passent par le centre flexion .  $\Rightarrow \sum r_i (E * I)_i = 0$ .

\* Effet de la flexion :  $\theta = 0$  ;  $V_i = 0$  .

$$\frac{d^3 V_x}{dz^3} = - \frac{T_{xi}}{(E \cdot I_y)_i} \Rightarrow T_{xi} = 0 .$$

$$\frac{d^3 V_y}{dz^3} = - \frac{T_{yi}}{(E \cdot I_x)_i} \Rightarrow E \cdot J_x \cdot \frac{T_{yi}}{(E \cdot I_x)_i} = - \tau_y .$$

$$T_{yi} = \frac{(E \cdot I_x)_i \cdot \tau_y}{E \cdot J_x} .$$

► Remarque: En flexion pure (sans torsion), les efforts tranchants sollicitants les refends sont proportionnels aux inerties.

\* Effet de la torsion:  $V_i = r \cdot \theta$  (pas de flexion).

$$E \cdot J_v \cdot \frac{d^3 \theta}{dz^3} = - e .$$

$$\begin{cases} T_{xi} = \frac{r_{yi} \cdot (E \cdot I_y)_i}{E \cdot J_v} \cdot e . \\ T_{yi} = \frac{r_{xi} \cdot (E \cdot I_x)_i}{E \cdot J_v} \cdot e . \end{cases}$$

► Remarque: Le couple de torsion est repris par la flexion des refends, d'où le nom de la torsion fléchie à ce type de sollicitation.

\* Sollicitations résultantes:

$$\begin{cases} T_{xi} = \frac{r_{yi} \cdot (E \cdot I_y)_i}{E \cdot J_v} \cdot e . \\ T_{yi} = \frac{(E \cdot I_x)_i}{E \cdot J_x} \cdot \tau_y + \frac{r_{xi} \cdot (E \cdot I_x)_i}{E \cdot J_v} \cdot e . \end{cases}$$

## II-4 . EXPRESSION DES EFFORTS INTERNES POUR LES REFENDS

Ayant obtenu la répartition des sollicitations horizontales, on passe à la détermination de l'expression des efforts internes développés dans chaque refend.

## II-4-1 . Refends pleins

Les voiles sont assimilés à des consoles encastrées à leur base, soumises aux charges concentrées appliquées au niveau de chaque plancher.

Les efforts tranchants seront donnés par :

$$T_{19} = F_{19}.$$

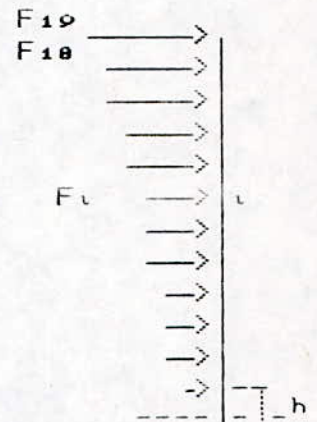
$$T_{18} = T_{19} + F_{18} .$$

$$T_i = T_{i+1} + F_i .$$

$$T_1 = T_2 + F_2 .$$

$T_i$  : Effort tranchant au niveau (i).

$F_i$  : Force horizontale au niveau (i).



\* Les moments flechissants pour chaque voile plein sont donnés par :

$$M_{19} = 0 .$$

$$M_{18} = h * F_{19} .$$

$$M_{17} = M_{18} + T_{18} * h .$$

$$M_i = M_{i+1} + T_{i+1} * h .$$

$$M_1 = M_2 + T_2 * h .$$

$$M_0 = M_1 + T_1 * h .$$

$M_i$  = moment flechissant au plancher (i)

$h$  : Hauteur d'étage qui est dans notre cas constante = 3.4 m .

## II-4-2 . Refends avec files d'ouvertures

### II-4-2-1 . GENERALITES

Les refends avec files d'ouvertures représentent un

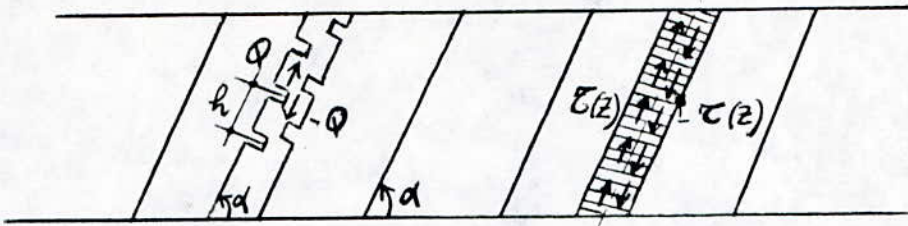
moyen de contreventement fréquemment utilisé, composés d'éléments verticaux (trumeaux) et horizontaux (linteaux) reliés entre eux. Si le calcul des éléments de contreventement ne pose aucun problème, en revanche ce type d'éléments nous mène à évaluer sa rigidité horizontale avant de déterminer les efforts qui s'y développent. Cette rigidité dépendant directement de la nature des ouvertures (dimensions du linteau), n'est qu'une notion subjective. En effet plus la hauteur de la structure augmente et plus l'influence des linteaux se fait sentir. Il convient donc, toute fois que c'est possible d'effectuer une estimation de la rigidité équivalente (traité effectué avec un développement détaillé en chapitre -III-).

#### II-4-2-2 . HYPOTHESES

Les considérations générales adoptées pour cette étude sont :

- 1) Le modèle de calcul choisi est le modèle continu : les linteaux qui sont régulièrement espacés dans la structure réelle, sont remplacés par une plaque élastique se déformant dans son plan par distorsion .
- 2) On admet un point d'inflexion au milieu de chaque linteau : la déformation distorsionnelle dans les trumeaux est négligée. Il en résulte qu'à une côte (z) donnée, toutes les sections horizontales auront tournées d'un même angle ( déformations semblables des deux trumeaux imposées par les planchers, par conséquent, le linteau aura un point d'inflexion en son milieu).
- 3) Les efforts transmis par les linteaux sont considérés comme répartis le long de la fibre moyenne de chaque élément de refend .





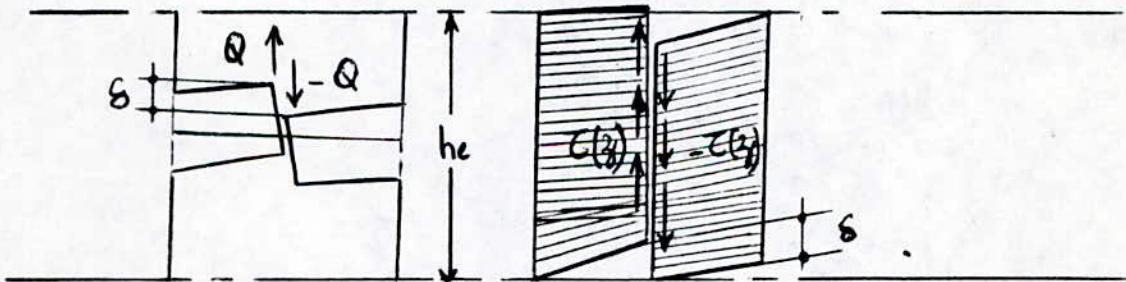
— Fig(1) —

D'après les hypothèses émises, il est naturel de choisir pour inconnue l'effort tranchant dans les linteaux, ce qui revient à prendre une fonction de cisaillement pour l'élément.

II-4-2-3 . ETUDE D'UN REFEND A UNE FILE D'OUVERTURES

\* - Calcul de la souplesse de la liaison:

Isolons une tranche de hauteur h : étage à un étage.



$\tau(z)$  : fonction de cisaillement.

$$Q = \int_{z-h/2}^{z+h/2} \tau(z) * dz = h * \tau(z) .$$

on designe par:

$E*I$  : La rigidité flexionnelle du linteau.

$G*S_r$  : La rigidité distorsionnelle du linteau.

On a :

$$\delta = Q*h*\left(\frac{l^3}{12*E*I} + \frac{l}{G*S_r}\right).$$

soit  $\epsilon = h * \left( \frac{l^3}{12*E*I} + \frac{l}{G*S_r} \right)$ , La souplesse de la liaison.

Pour une section rectangulaire de hauteur "d", d'épaisseur "e"  
 $E=2.3*G$ . ( $\nu = 0.15$ ).

De ceci découle la relation citée ci-dessous:

$$\epsilon = \frac{h*l}{E*e*d} * \left( \frac{l^2}{d^2} + 2.76 \right).$$

► Remarque: Il est utile de mentionner que le terme provenant de la distorsion n'est pas négligeable devant celui provenant de la flexion.

Notations:

$I_1, I_2$  : Les inerties des trumeaux.

$S_1, S_2$  : Les sections des trumeaux.

$a$  : la distance entre C-D-G.

$T(z) = \int_z^h \tau(z)*dz$  . Effort normal dans les trumeaux à la cote  $z$ .

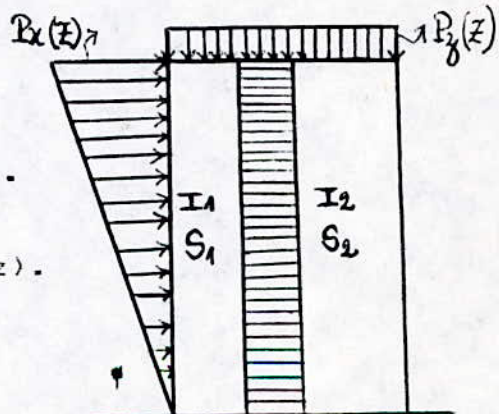
$P_z(z)$  : charges réparties transmises par les planchers.

$P_x(z)$  : charge horizontale.

Il découlera donc de cela :

$m(z)$  : moment résultant de  $P_x(z)$ .

$\alpha_1(z), \alpha_2(z)$  : efforts normaux dans les trumeaux résultant de  $P(z)$ .



## \* DETERMINATION DE L'EXPRESSION DES EFFORTS DANS LES ELEMENTS

### - Formulation:

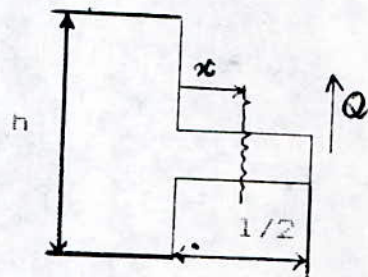
La formulation la plus simple est celle qui consiste à exprimer l'énergie potentielle totale du système, puis à chercher la fonction de cisaillement  $T(z)$  qui rend cette énergie potentielle minimum.

### 1\* Energie potentielle emmagasinée dans les linteaux:

Sur une hauteur d'étage on a:

$$M = Q * \left( \frac{1}{2} - x \right), \quad T = Q.$$

$$\frac{1}{2} * W_h = \int_0^{L/2} \left[ \frac{M^2}{E * I} + \frac{T^2}{G * S_r} \right] * dx.$$



De ceci découle pour un demi linteau:

$$W_h = \frac{1}{2} * Q^2 * \frac{\epsilon}{h}$$

Par unité de hauteur, et en tenant compte du linteau entier on obtient ce qui suit:

$$W_h = \frac{1}{2} * \tau^2(z) * \epsilon.$$

### 2\* a- Energie potentielle de flexion dans les trumeaux:

Le moment de flexion global sollicitant les trumeaux est donné par:  $m(z) = a * T(z)$ .

Le moment  $a * T(z)$  provient de l'action des linteaux qui vont avoir tendance à redresser le mur.

Sous l'hypothèse de la déformation semblable, ce moment se distribue entre les deux trumeaux proportionnellement aux inerties. L'énergie flexionnelle est:

$$\frac{1}{2} * \frac{(m(z) - a * T(z))^2}{E * I_1 + E * I_2}$$

2\* b- Énergie potentielle de traction-compression:

Elle est donnée par:

$$\frac{1}{2} * \frac{(n_1(z) + T(z))^2}{E * S_1} + \frac{1}{2} * \frac{(n_2(z) - T(z))^2}{E * S_2}$$

3\* Énergie potentielle totale du mur :

Elle est obtenue en sommant toutes les expressions des énergies comme suit:

$$W = \frac{1}{2} * \int_0^H \left[ \tau^2(z) * \epsilon + \frac{(m(z) - a * T(z))^2}{E * I_1 + E * I_2} + \frac{(n_1(z) + T(z))^2}{E * S_1} + \frac{(n_2(z) - T(z))^2}{E * S_2} \right]$$

puis On cherche alors la fonction T qui minimise W

Elle est donnée par la condition d'EULER

$$\frac{\partial}{\partial z} \cdot \left( \frac{\partial F}{\partial T} \right) - \frac{\partial F}{\partial T} = 0$$

Où F est l'expression sous le signe de l'intégrale.

En tenant compte du fait que :  $\frac{dT}{dz} = \tau$ , on arrive à l'équation différentielle suivante: (I).

$$T'' * \epsilon - \left( \frac{a^2}{E * (I_1 + I_2)} + \frac{1}{E * S_1} + \frac{1}{E * S_2} \right) * T = - \frac{a}{E * (I_1 + I_2)} * \left( m(z) + \frac{n_1(z)}{E * S_1} + \frac{n_2(z)}{E * S_2} \right)$$

Pour simplifier, on pose:

$$\lambda^2 = \frac{1}{\varepsilon} * \left( \frac{a^2}{E * I_1 + E * I_2} + \frac{1}{E * S_1} + \frac{1}{E * S_2} \right) .$$

$$f(z) = - \frac{a}{\varepsilon * (E * I_1 + E * I_2)} * \left( m(z) \right) * \frac{1}{\varepsilon} * \left( \frac{n_1(z)}{E * S_1} - \frac{n_2(z)}{E * S_2} \right) .$$

Comme pour notre cas:  $n_1(z) = Pz(z) * S_1$  et  $n_2(z) = Pz(z) * S_2$  l'expression de  $f(z)$  se réduit à:

$$f(z) = - \frac{a}{\varepsilon * (E * I_1 + E * I_2)} * \left( m(z) \right) . \text{ Soit } J = I_1 + I_2 .$$

L'équation différentielle (I) devient alors :

$$T'' - \lambda^2 * T = f(z)$$

Les conditions aux limites sont:

$$T(z) = - \int_z^H \tau(z) * dz ; \text{ pour } z = H \text{ on a } \underline{T(H) = 0} ;$$

$$T'(z) = \tau(z) = \frac{\delta}{\varepsilon} ; \text{ or pour un refend rigidement encastré à sa base } \delta = 0 \Rightarrow \underline{T'(H) = 0} .$$

### RESOLUTION DE L'EQUATION DIFFERENTIELLE

(I) - CAS D'UNE CHARGE SISMIQUE:

$$m(z) = - \frac{P}{6 * H} * \left( 2 * H^3 - 3 * H^2 * z + z^3 \right) ; f(z) = \frac{a * P}{6 * \varepsilon * E * J * H} * \left( 2 * H^3 - 3 * H^2 * z + z^3 \right) .$$

\*la solution de l'équation homogène est:

$$T_0 = C_1 * \exp(\lambda * z) + C_2 * \exp(-\lambda * z)$$

On cherche une solution particulière de la forme :

$$T_1 = A * z^3 + B * z^2 + C * z + D .$$

On trouve :

$$A = \frac{-a*P}{\lambda^2 * \delta * \epsilon * E * J * H} ; B = 0 ; C = \frac{-a*P}{\lambda^4 * \epsilon * E * J * H} + \frac{3*a*P*H^2}{\delta * \epsilon * E * J} ; D = \frac{-a*P*H}{3*\epsilon * E * J * \lambda^2}$$

Pour déterminer les constantes  $C_1$ ,  $C_2$  on utilise les C-A-L citées ci-dessus :

$$\text{on pose } \beta = \frac{a}{\epsilon * E * J} * \left( \frac{P}{\delta * H} \right)$$

$$C_1 = \frac{\delta * \beta * H * \lambda - (3 * \beta * H^2 * \lambda^2 - \delta * \beta) * \exp(-\lambda * H)}{\lambda^5 * (\exp(\lambda * H) + \exp(-\lambda * H))} ; C_2 = C_2 + \left( \frac{3 * \beta * H}{\lambda^3} - \frac{\delta * \beta}{\lambda^5} \right)$$

### EXPRESSION DES EFFORTS

\*- Effort normal dans les trumeaux:

$$T(z) = -\frac{\beta}{\lambda^2} * z^2 + \left( \frac{3 * \beta * H^2}{\lambda^2} - \frac{\delta * \beta}{\lambda^4} \right) * z - \frac{2 * \beta * H^3}{\lambda^2} * (C_1 * \exp(\lambda * z) + C_2 * \exp(-\lambda * z))$$

\*- Moments dans les trumeaux:

$$M_1(z) = \frac{I_1}{I_1 + I_2} * \left[ \frac{-P}{\delta * H} * (2 * H^3 - 3 * H^2 * z + z^3) - a * T(z) \right]$$

$$M_2(z) = M_1(z) * \frac{I_2}{I_1}$$

\*- Effort tranchant dans le linteau (Q):

$$\tau(z) = -\frac{3 * \beta}{\lambda^2} * z^2 + \left( \frac{3 * \beta * H^2}{\lambda^2} - \frac{\delta * \beta}{\lambda^4} \right) + C_1 * \lambda * \exp(\lambda * z) - C_2 * \lambda * \exp(-\lambda * z)$$

L'effort tranchant est alors:  $Q(z) = \tau(z) * h_e$

CII) - CAS D'UNE CHARGE UNIFORME (VENT):

$$m(z) = \frac{-P*(H-z)^2}{2} ; \quad f(z) = \frac{P*a}{2*\epsilon*E*J} * (H^2 - 2*H*z + z^2)$$

$$T'' - \lambda^2 * T = f(z).$$

\*-Solution homogène:

$$T_0 = C_1 * \exp(\lambda * z) + C_2 * \exp(-\lambda * z).$$

\*-Solution particulière:

$$T_1 = A * z^2 + B * z + C.$$

Pour alléger les expressions on pose:  $\alpha = \frac{P*a}{2*\epsilon*E*J}$ .

Par identification on trouve ce qui suit:

$$A = -\frac{\alpha}{\lambda^2}; \quad B = \frac{2*\alpha*H}{\lambda^2}; \quad C = -\frac{\alpha*H}{\lambda^2} - \frac{2*\alpha}{\lambda^4};$$

En utilisant les C-A-L, on obtient les valeurs suivantes de  $C_1$  et  $C_2$

$$C_1 = \frac{-B*\exp(-\lambda*H) - \lambda * T_1(H)}{\lambda * [\exp(\lambda*H) + \exp(-\lambda*H)]}; \quad \text{avec } T_1(H) = A*H^2 + B*H + C.$$

$$C_2 = C_1 + \frac{B}{\lambda}.$$

EXPRESSION DES EFFORTS

\*-Effort normal dans les trumeaux:

$$T(z) = -\frac{\alpha}{\lambda^2} * z^2 + \frac{2*\alpha*H}{\lambda^2} * z - \frac{\alpha*H^2}{\lambda^2} - \frac{2*\alpha}{\lambda^4} + C_1 * \exp(\lambda*z) + C_2 * \exp(-\lambda*z).$$

\*-Moments dans les trumeaux:

$$M_1(z) = \frac{I_1}{I_1 + I_2} * \left[ \frac{-P}{2} * (H-z) - a * T(z) \right].$$

$$M_2(z) = M_1(z) * \frac{I_2}{I_1}$$

\*- Effort tranchant dans le linteau (Q):

$$\tau(z) = \frac{-2*\alpha}{\lambda^2} * z + \frac{2*\alpha*H}{\lambda^2} + C_1*\lambda*\exp(\lambda*z) - C_2*\lambda*\exp(-\lambda*z)$$

$$Q(z) = \tau(z) * h_0$$

#### II-4-2-4. REPRESENTATION SOUS FORME D'ABAQUES

Toute méthode doit être étendue si possible, vers une simplification dans l'utilisation, pour faire face au manque éventuel de l'outil informatique. De ce fait, l'extension de cette méthode par une représentation en abaques est très intéressante.

Pour se faire on prend pour variables :

-  $(\lambda*H) = fct(\text{caractéristiques géométriques})$ , il exprime la rigidité du linteau.

-  $\xi = Z/H$  : position du point considéré.

#### - EFFORT NORMAL DANS LES TRUPEAUX ( T(z) )

$$\text{soit } \beta = \frac{[ a^2 + (1/S_1 + 1/S_2) * (I_1 + I_2) ]}{a * P^2 * H}$$

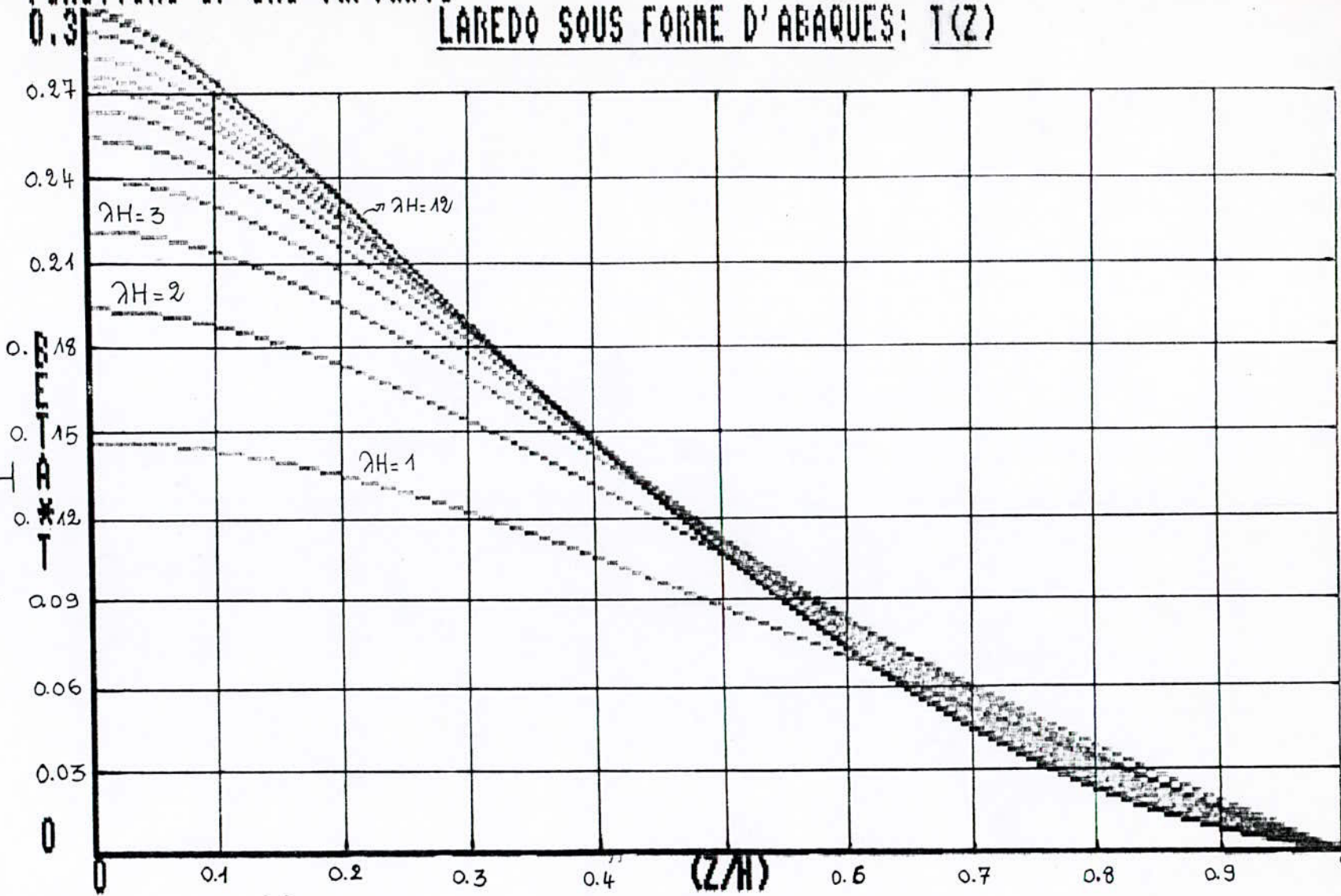
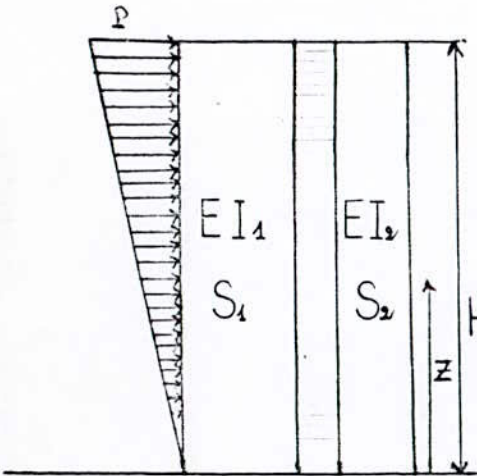
Sur l'abaque on lit le terme  $N(\lambda*H, \xi)$ ,

$$\begin{aligned} \text{Avec } N(\lambda*H, \xi) = & -\frac{1}{6} * \xi^3 + \left[ \frac{1}{2} - \frac{1}{(\lambda*H)^2} \right] * \xi + \\ & + \frac{2*(\lambda*H) - [(\lambda*H)^2 - 2] * \exp(-\lambda*H)}{2*(\lambda*H)^2 * [\exp(\lambda*H) + \exp(-\lambda*H)]} * \exp(\lambda*H*\xi) \\ & + \left[ \frac{2*(\lambda*H) - [(\lambda*H)^2 - 2] * \exp(-\lambda*H)}{2*(\lambda*H)^2 * [\exp(\lambda*H) + \exp(-\lambda*H)]} + \frac{1}{2*(\lambda*H)} - \frac{1}{(\lambda*H)^3} \right] * \exp(-\lambda*H*Z) \end{aligned}$$



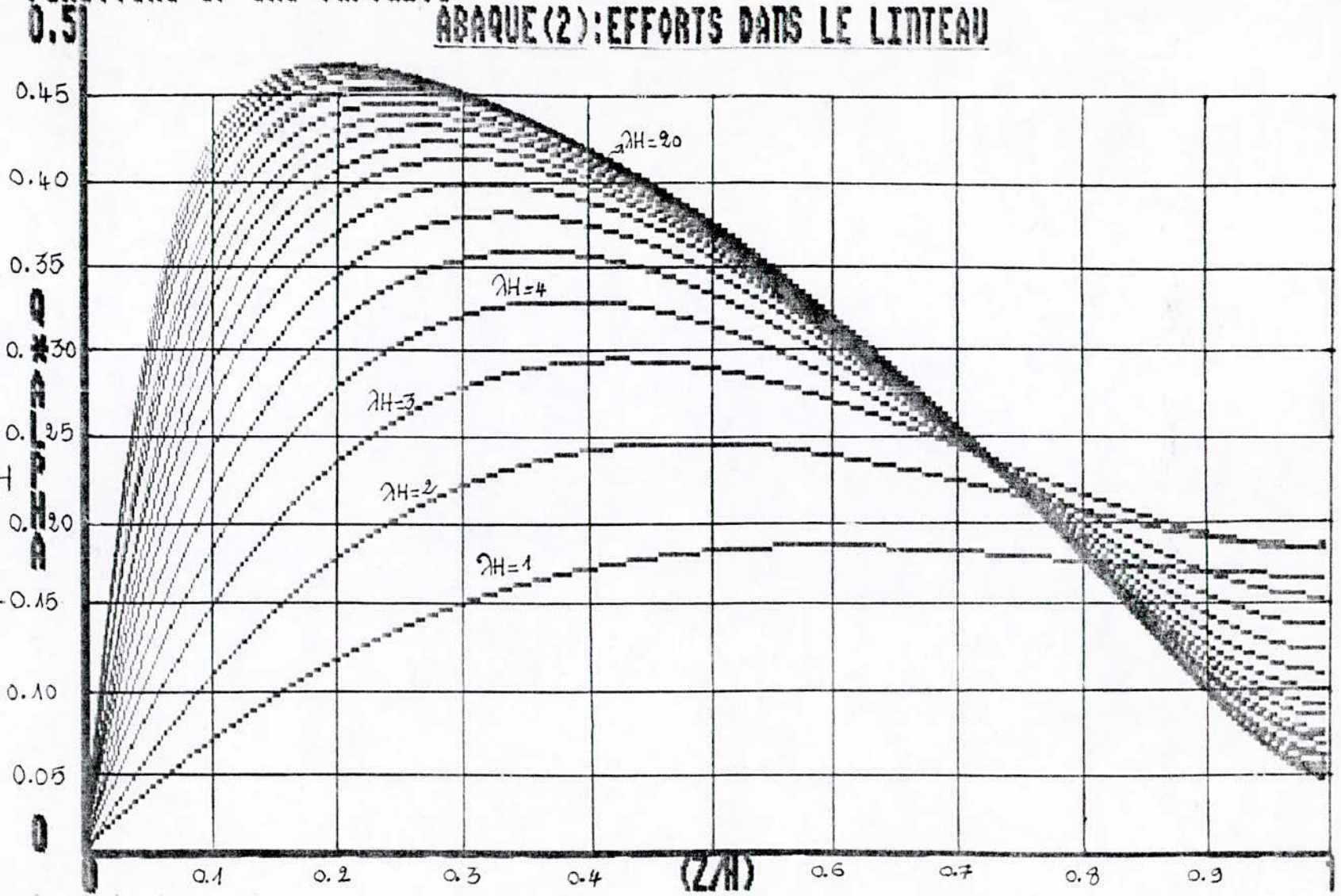
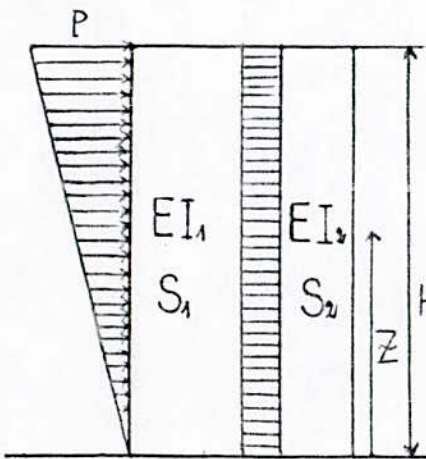
Functions of one variable

LAREDØ SOUS FORME D'ABAQUES:  $T(Z)$



# Functions of one variable

## ABACUS (2): EFFORTS DANS LE LINTEAU



L'effort normal est donné alors par:

$$T(z) = \frac{N(\xi, \lambda * H)}{\beta \epsilon a}$$

- EFFORT TRANCHANT ( Q(z) )

Soit  $\alpha = \frac{H * \beta \epsilon a}{h_0}$

$$\begin{aligned} \text{et soit : } C(\lambda * H, \xi) &= -\frac{1}{2} * \xi^2 + \left[ \frac{1}{2} - \frac{1}{(\lambda * H)^2} \right] + \\ &+ \frac{2 * (\lambda * H) - [(\lambda * H)^2 - 2] * \exp(-\lambda * H)}{2 * (\lambda * H)^2 * [\exp(\lambda * H) + \exp(-\lambda * H)]} * \exp(\xi * \lambda * H) - \\ &- \left[ \frac{2 * (\lambda * H) - [(\lambda * H)^2 - 2] * \exp(-\lambda * H)}{2 * (\lambda * H)^2 * [\exp(\lambda * H) + \exp(-\lambda * H)]} + \frac{1}{2} - \frac{1}{(\lambda * H)^2} \right] * \exp(-\lambda * H * \xi). \end{aligned}$$

L'effort tranchant dans le linteau est donné alors par:

$$Q(z) = \frac{C(\xi, \lambda * H)}{\alpha}$$

#### II-4-2-4 . MURS A PLUSIEURS FILES D'OUVERTURES

Cette formulation est valable pour des refends ayant des caractéristiques constantes sur toute la hauteur.

C'est une généralisation des résultats précédemment obtenus pour un mur à une seule file d'ouvertures.

L'énergie potentielle globale de la structure est donnée par:

$$W = \frac{1}{2} * \int_0^H \left[ \sum \tau_i^2 * \varepsilon_i + \frac{[m(z) + \bar{m}(z) - \sum a_i * T_j]^2}{E * J} + \sum \frac{(n_i + T_i - T_{i-1})^2}{E * S_i} \right]$$

Les fonctions inconnues  $T_i(z)$  qui rendent l'énergie potentielle minimum sont données par les conditions d'EULER:

$$\frac{\partial}{\partial z} \left[ \frac{\partial F}{\partial T_i} \right] - \frac{\partial F}{\partial T_i} = 0 \quad i = 1 \dots n.$$

- La  $i^{\text{ème}}$  équation différentielle s'écrit:

$$T'' * \varepsilon_i - \frac{a_i}{E * J} * \sum a_i * T_j + \frac{T_{i-1}}{E * S_i} - \left[ \frac{1}{E * S_i} + \frac{1}{E * S_{i+1}} \right] * T_i + \frac{T_{i+1}}{E * S_{i+1}} = - \frac{a_i}{E * J} \left[ m(z) + \bar{m}(z) \right] + \frac{n_i}{E * S_i} - \frac{n_i}{E * S_{i+1}}$$

Sous forme matricielle, le système s'écrit:

$$\varepsilon * [T] * T + F = 0.$$

-  $\varepsilon$  : est une matrice diagonale ayant pour éléments les souplesses des files d'ouvertures.

- : définie par:

$$\delta_{i,i} = \frac{a_i^2}{E * J} + \frac{1}{E * S_i} + \frac{1}{E * S_{i+1}}$$

$$\delta_{i,i+1} = \frac{a_i * a_{i+1}}{E * J} - \frac{1}{E * S_{i+1}} \quad ; \quad \delta_{i,j} = \frac{a_i * a_j}{E * J}$$

: est une matrice symétrique.

-  $[T]$  : vecteur des fonctions inconnues.

-  $[F]$  : vecteur des fonctions du second membre.

- Les conditions aux limites du problème sont:

$$\begin{cases} T_i(H) = 0 \\ T_i(0) = 0 \end{cases} \text{ pour un encastrement rigide de tous les refends à la base.}$$

## II-5. CONCLUSION

On peut remarquer que le moment de sollicitation extérieur se réparti intégralement sans erreurs aux deux trumeaux, car:

$$M_1(z) = [m(z) - a * T(z)];$$

$$M_2(z) = [m(z) - a * T(z)];$$

Alors

$$m(z) = M_1 + M_2 + a * T(z)$$

CHAPITRE 111  
TERMINÉ DE L'INCHITTE  
ESQUIVALENTE

Pour les murs à plusieurs files d'ouvertures, il suffit de résoudre le système d'équations différentielles, ce qui est plus aisé par l'utilisation de l'outil informatique, pour déterminer les différents efforts dans le refend.

Le modèle de calcul choisi à savoir, les linteaux assimilés à des plaques élastiques, permet de résoudre le problème simplement. L'effort tranchant dans le linteau 0 peut être approché sans trop d'erreurs à :

$$h * \tau(z).$$

CHAPITRE III  
THEORIE DE L'INERTIE  
EQUIVALENTE

### III-1, INTRODUCTION :

La notion de rigidité équivalente des refends reste ambiguë. Afin de simplifier le modèle de calcul, on préfère souvent remplacer un mur à ouvertures par un refend plein ayant une rigidité "flexionnelle" équivalente.

Il existe deux approches pour calculer l'inertie équivalente d'un refend, même si les déformations des éléments sont non semblables.

L'une des approches les plus courantes est la flèche au sommet: on cherche l'inertie "Ie" d'une console ayant même hauteur et même flèche au sommet sous le même cas de charge.

Donc l'inertie équivalente ne dépend pas uniquement de la rigidité des linteaux mais aussi, de la hauteur et du type de chargement.

Cette approche reste toujours insuffisante car, fixer les mêmes déformations au sommet n'exclut pas des différences de déformations sur toute la hauteur. Par conséquent, cette inertie équivalente ne reflète pas exactement le comportement du refend avec files d'ouvertures.

On peut envisager un autre critère: on cherche l'inertie "Ie" de telle sorte que l'énergie potentielle emmagasinée dans la console équivalente soit la même que celle emmagasinée dans le mur à files d'ouvertures. L'utilisation du critère énergétique permet d'établir l'expression du potentiel et de l'intégrer sur toute la hauteur. Cependant, on peut utiliser, plus simplement, le travail des forces extérieures, car il est égal au potentiel interne.

Le traité de l'inertie équivalente pour un cas de chargement uniforme (vent) permettra d'illustrer l'éventuelle différence entre les deux approches de calcul.

### III-2, Développement : cas de charge uniformément répartie sur la hauteur .

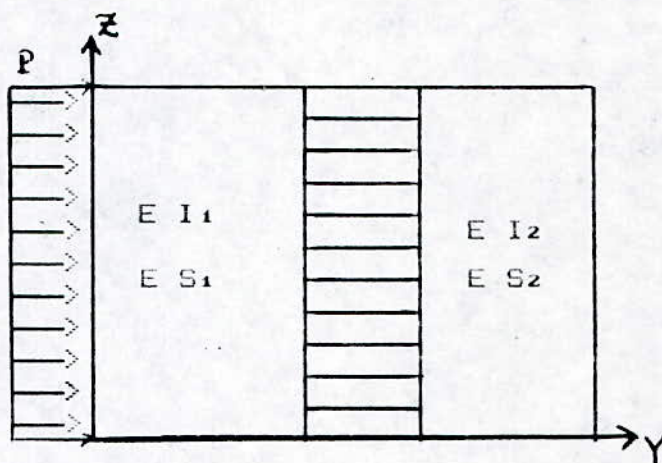
Le moment flechissant extérieur sollicitant le mur à la

côte Z s'exprime par :

$$M(z) = -p * \frac{(H-z)^2}{2} \quad ; \quad f(z) = \frac{a * p * (H-z)^2}{2 * \epsilon * E * J}$$

$$J = I_1 + I_2$$

L'effort normal dans le trumeau à pour expression:



$$T(z) = \frac{-a * p}{\lambda^4 * \epsilon * E * J} \left[ \frac{\lambda^2 (H-z)^2}{2} + 1 - \frac{CH(\lambda * z) + (\lambda * H) * SH \lambda * (H-z)}{CH(\lambda * H)} \right]$$

Le moment flechissant dans le trumeau (1) est donnée par:

$$M_1(z) = \frac{E * I_1}{E * J} * \left[ -p * \frac{(H-z)^2}{2} + \frac{a * p^2}{\lambda^2 * \epsilon * E * J} \left[ \frac{\lambda^2 * (H-z)}{2} + 1 - \frac{CH(\lambda * z)}{CH(\lambda * H)} - \frac{\lambda * H * SH \lambda * H * (H-z)}{CH(\lambda * H)} \right] \right]$$

On obtient la déformée par integration de :  $\frac{d^2 V^2}{dz^2} = - \frac{M_1}{E * I_1}$

$$D'où : V(z) = p * \frac{z^2 * (6 * H^2 - 4 * H * z + z^2)}{24 * E * J} + p * \frac{H^4}{E * J} * \omega * \phi_1(H, \lambda, z)$$



Avec  $N = I_1 + I_2 + \frac{a^2}{\frac{1}{S_1} + \frac{1}{S_2}}$  Inertie du voile supposé monolithe  
( Linteaux infiniment rigides )

$$\frac{1}{J} - \frac{1}{N} = \frac{a^2 * S_2 * S_2}{J * (S_2 + S_2) * N} = \frac{\otimes}{N} \Rightarrow \otimes = \frac{N - J}{J}$$

$$\phi_1(\lambda, H) = 8 * \frac{CH(\lambda * z) + \lambda * H * [SH(\lambda * (H - z)) - SH(\lambda * H)] - 1 - \lambda^2 * (\frac{z^2}{2} - H * z) * CH(\lambda * H)}{\lambda^4 * H^4 * \phi CH(\lambda * H)}$$

On obtient la flèche au sommet en posant :  $z = H$ .

$$V(H) = \frac{\rho * H^4}{8 * E * N} + \frac{\rho * H^4}{E * N} * \otimes * \phi_1(\lambda, H).$$

D'autre part, la flèche au sommet est déterminée par :

$$\frac{\rho * H^4}{8 * E * I_0} = \frac{\rho * H^4}{8 * E * N} + \frac{\rho * H^4}{E * N} * \otimes * \phi_1(\lambda, H, H).$$

$$I_0 = \frac{N}{1 + 8 * \otimes * \phi_1(\lambda, H, H)}$$

$$( 1 ) ; \delta_1 = \frac{1}{1 + 8 * \otimes * \phi_1(\lambda, H, H)}$$

\* Procédons par le critère énergétique :

On porte les expressions de  $T$ ,  $M$ ,  $\frac{dT}{dz}$ , dans l'expression du potentiel et on effectue l'intégration sur toute la hauteur, pour obtenir la valeur du potentiel. Mais comme le potentiel est égal au travail des forces extérieures, on a plus simplement :

$$2 * W = \int_0^H P * V(z) * dz = p * \int_0^H V(z) * dz .$$

$$2 * W = \frac{\rho^2 * H^5}{20 * E * N} + \frac{\rho^2 * H^5}{E * N} * \phi_2(\lambda, H, H) .$$

Et  $2 * W = \frac{\rho^2 * H^5}{20 * E * I_e} \Rightarrow$

$$I_e = \frac{N}{1 + 20 * \phi_2(\lambda, H, H)} . \quad \text{Et } \delta_2 = \frac{1}{1 + 20 * \phi_2(\lambda, H, H)}$$

On a pu vérifier que:

$$8 * \phi_1(\lambda, H, H) = 8 * \frac{\left[ 1 + \frac{\lambda^2 * H^2}{2} \right] * CH(\lambda * H) - \lambda * H * SH(\lambda * H) - 1}{\lambda^4 * H^4 * CH(\lambda * H)}$$

et

$$2 * \phi_2(\lambda, H) = 20 * \frac{\left[ \lambda * H + \frac{\lambda^3 * H^3}{3} \right] * CH(\lambda * H) + \left[ 1 - \frac{\lambda^2 * H^2}{2} \right] * SH(\lambda * H) - 2 * \lambda * H}{\lambda^5 * H^5 * CH(\lambda * H)}$$

ont le même comportement aux limites. Elles tendent vers "1" lorsque  $\lambda * H$  tend vers 0 .

$$\epsilon \longrightarrow \text{infini} \Rightarrow \lambda \longrightarrow 0 \quad \delta \longrightarrow \frac{1}{1 + \phi} = \frac{J}{N} \Rightarrow I_e \longrightarrow J .$$

c-à-d linteaux infiniment souples  $I_e = I_1 + I_2$

$$\epsilon \longrightarrow 0 \Rightarrow \lambda \longrightarrow \text{infini} \Rightarrow \delta \longrightarrow 1 \Rightarrow I_e = N$$

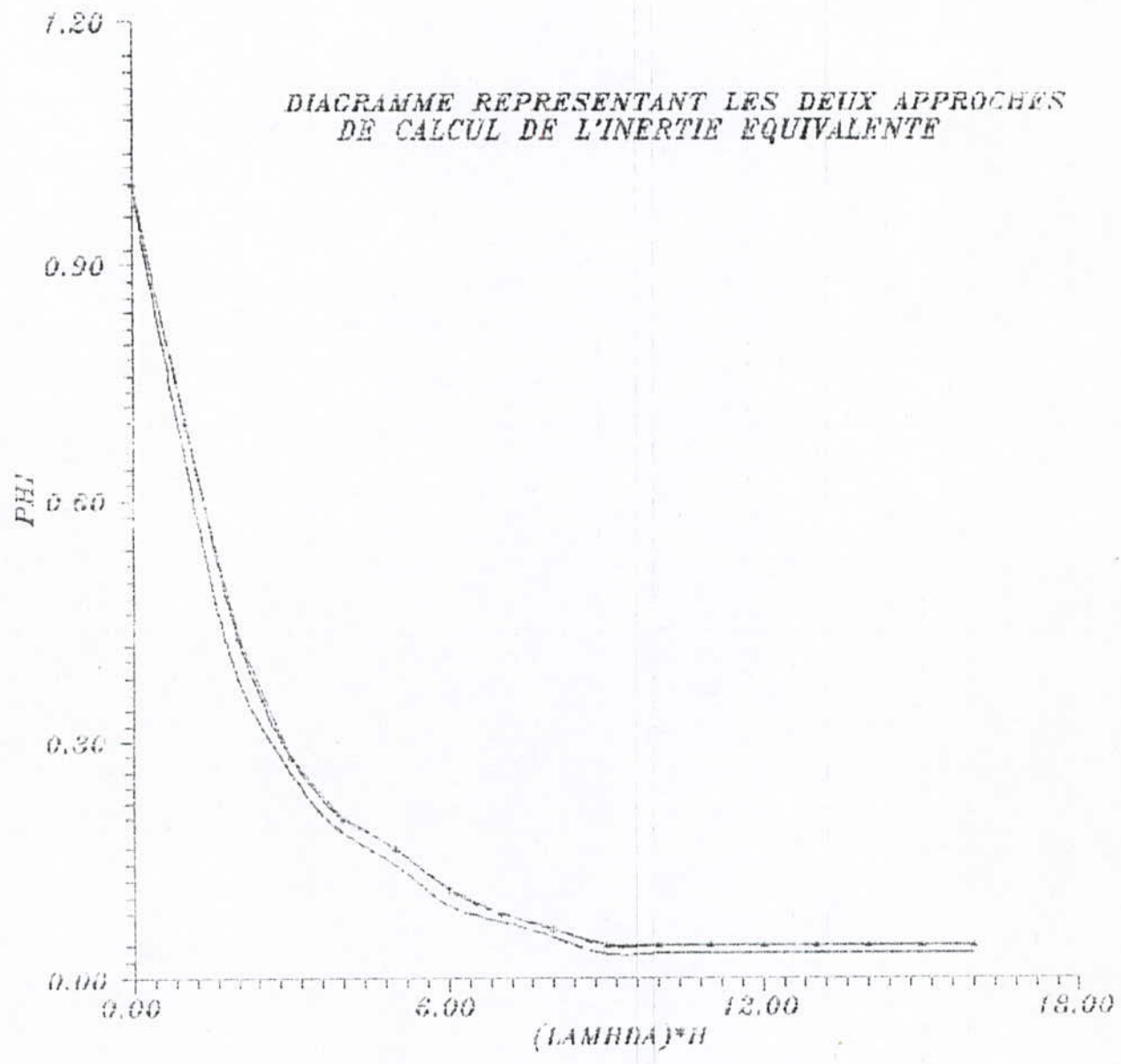
c-à-d linteaux infiniment rigides  $I_e = I_1 + I_2 + \frac{a^2}{\frac{1}{S_1} + \frac{1}{S_2}}$

### III-3 Conclusion :

Pour cette étude , on remarque le caractère dominant de la rigidité du linteau dans la détermination de l'inertie équivalente. On passe donc d'un linteau formant un bras rigide entre les deux trumeaux à un linteau souple ne servant que de liaison entre ces deux derniers.

Le calcul de l'inertie équivalente se justifie donc, car il tient compte du travail et du comportement réel du linteau.

DIAGRAMME REPRESENTANT LES DEUX APPROCHES  
DE CALCUL DE L'INERTIE EQUIVALENTE



III-4° CALCUL DES INERTIES

STRUCTURE EN VOILES

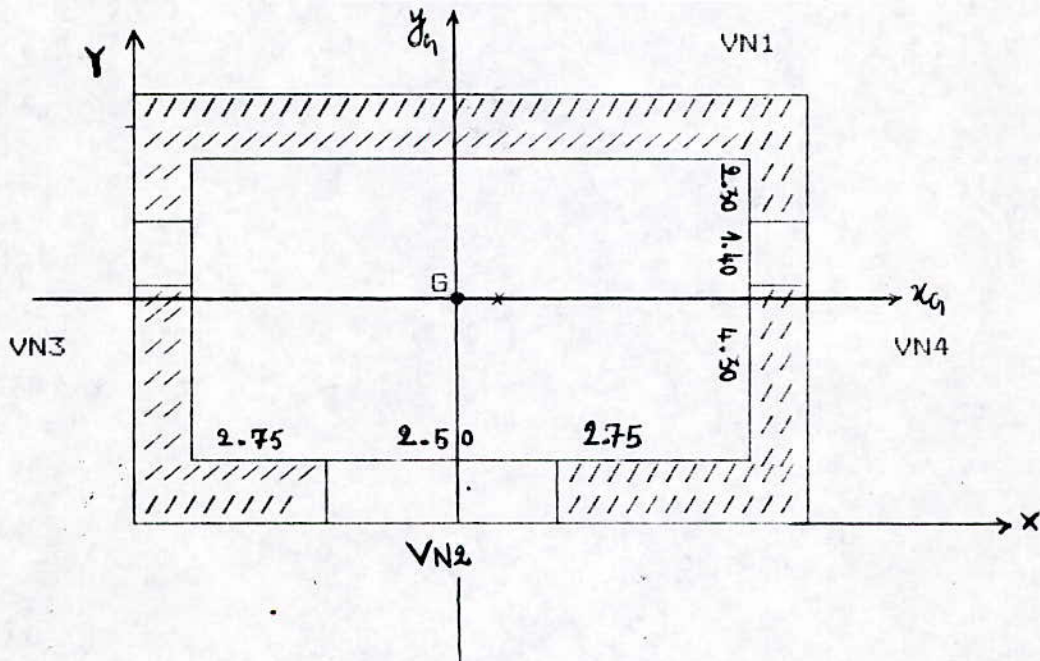
Sens longitudinal:

Voile	I <sub>1</sub> (m <sup>4</sup> )	I <sub>2</sub> (m <sup>4</sup> )	2*C (m)	I <sub>eq</sub> (m <sup>4</sup> )
VL2, VL3, VL8, VL9,	/	/	/	$I = b * h^3 / 12$ I=5.4
VL1, VL4, VL7, VL10,	0.391	2.278	4.5	12.41
VL5	0.5199	0.5199	5.25	11.75
VL6	/	/	/	12.80

SENS TRANSVERSAL:

Voile	I <sub>1</sub> (m <sup>2</sup> )	I <sub>2</sub> (m <sup>2</sup> )	2*C (m)	I <sub>eq</sub> (m)
VT1, VT2 VT5, VT6	0.675	2.278	4.75	15.09
VT3, VT4	0.304	1.988	4.7	12.11

STRUCTURE EN NOYAU CENTRAL



$$X_G = \frac{\sum A_i * X_{Gi}}{\sum A_i} = 4.20m ; \quad Y_G = \frac{\sum A_i * Y_{Gi}}{\sum A_i} = 4.43m.$$

Sens longitudinal:

$$I_x = 118.42 \text{ m}^4$$

Sens transversal:

$$I_y = 118.80 \text{ m}^4$$

CHAPITRE IV  
ETUDE DYNAMIQUE

## IV-1. ETUDE PSEUDO-DYNAMIQUE

### IV-1-1. Objectif fondamental de la dynamique des structures:

En général, toute structure est susceptible de subir pendant sa durée de vie un chargement dynamique. Comment se comporte cette structure, quelle est la manière de la calculer sous l'effet des charges dynamiques ?. Ceci est le but de ce chapitre.

Toutefois il faut souligner qu'un problème dynamique se distingue d'un problème statique par deux caractéristiques importantes à savoir :

- la nature évolutive du caractère dynamique dans le temps, conduisant à une variation de la charge avec ce dernier, ce qui donne plusieurs solutions pour un problème dynamique.
- naissance de forces d'inertie s'opposant aux accélérations de la structure.

D'une manière générale, toute fois que les forces d'inertie représentent une part sensible de la charge totale, il faut tenir compte de la charge dynamique. En revanche, si les mouvements sont si longs que les forces d'inertie sont négligeables, le calcul se fait par une analyse statique.

### IV-1-2. Modèle dynamique

Pour étudier la dynamique des structures, il convient de choisir un modèle mathématique capable de refléter le comportement de cette structure.

On distingue généralement deux catégories de modèles:

- modèles continus ;
- modèles à paramètres discrets;

La complexité d'un modèle dynamique est déterminée par le comportement de la structure réelle, par les logiciels disponibles et par le degré de précision que la structure exige.



### Modèles continus:

Il suppose une répartition continue des masses sur toute la hauteur de la structure. Par conséquent, la notion de déplacements généralisés, qui fait appel au développement en série de Fourier, s'impose.

### Modèles discrets:

Pour simplifier l'étude, la détermination des déplacements en un nombre limité de points est intéressante. Par une modélisation "masse - ressort", le comportement de la structure est reflété assez correctement.

La console élastique ainsi obtenue est supposée encadrée au niveau du R-D-C. Ce choix d'encastrement est justifié par la présence d'un voile périphérique entourant la structure, de grande rigidité par rapport à celle du niveau courant. Dans notre étude, on optera pour ce modèle mathématique.

### IV-1-3. Etude des vibrations libres non amorties:

#### IV-1-3-1. Formulation des équations de mouvement:

L'équation dynamique d'une structure à 'n' d-d-1 s'établit comme suit:  $[M] * \ddot{\bar{X}}(t) + [K] * \bar{X}(t) = 0$ . (1) où:

M : matrice masse.

K : matrice de rigidité du système.

$\bar{X}(t)$  : Vecteur déplacement.

Comme le mouvement du système est supposé harmonique, les éléments du vecteur  $\bar{X}(t)$  s'écrivent:

$$\begin{cases} x(t) = x_0 * \sin(\omega t + \phi). \\ \dot{x}(t) = -\omega^2 * x(t). \end{cases} \quad \text{où} \quad \begin{array}{l} \omega: \text{ est la pulsation propre du système} \\ \phi: \text{ angle de déphasage.} \end{array}$$

L'équation (1) devient alors:

$$- [M] * \omega^2 * \bar{X}(t) + [K] * \bar{X}(t) = 0. \quad (2)$$

#### IV-1-3-2. Détermination des pulsations:

$\bar{X} = 0$  est une solution évidente de (2) représentant l'état d'équilibre statique de la structure.

Pour que le système effectue des vibrations, il faut que le déterminant de  $[K - M * \omega^2]$  soit nul.

$\text{Det}(K - M * \omega^2) = 0$ , conduit à une équation de degré  $n$ .

Par des méthodes de résolution appropriées on détermine les pulsations du système, donc, ses périodes d'oscillation.

Pour obtenir les formes propres, on injecte dans le système (2) les différentes valeurs des pulsations ( $\omega$ ) déterminées auparavant.

#### IV-1-4. Application

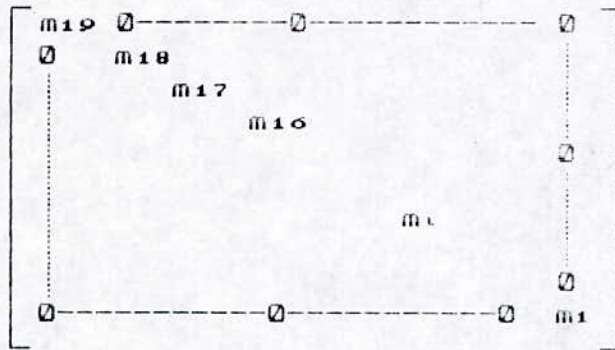
Une structure contreventée par voiles (inertie par niveau assez importante) peut être considérée, sans grands risques, comme rigide, l'indéformabilité des planchers est alors justifiée.

Le modèle de calcul déjà choisi (masse-ressort) impose les déformations latérales, passant ainsi de 6 degrés de liberté à 1 seul degré.

#### IV-1-4-1. Détermination des matrices caractérisant les propriétés de la structure rigide:

##### \*-Matrice masse:

Le modèle adopté permet une représentation simplifiée de la matrice masse formée d'éléments diagonaux.



\*-Matrice rigidité:

Les voiles par niveau sont supposés encastrés aux deux extrémités dans les planchers. Comme seul le déplacement horizontal est considéré, l'expression de la rigidité K est donnée par :

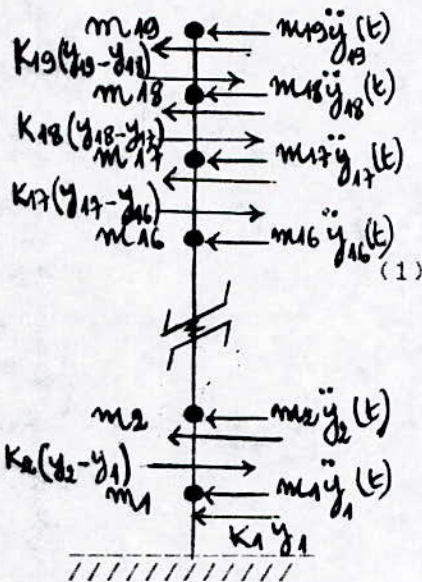
$$K = \frac{12 * E * I}{h^3}, \quad \text{où :}$$

I : inertie d'un niveau.

E : module de Young instantané.

h : hauteur d'étage.

Soit la schématisation suivante,



\*l'équation d'équilibre de chaque masse donne:

$$\left\{ \begin{array}{l} m_{19} * Y_{19} + K_{19} * (Y_{19} - Y_{18}) = 0. \\ m_{18} * Y_{18} - K_{19} * (Y_{19} - Y_{18}) + K_{18} * (Y_{18} - Y_{17}) = 0. \\ \dots \\ m_j * Y_j - K_{j+1} * (Y_{j+1} - Y_j) + K_j * (Y_j - Y_{j-1}) = 0. \\ \dots \\ m_1 * Y_1 + K_1 * Y_1 - K_2 * (Y_2 - Y_1) = 0. \end{array} \right.$$

Le système (1) devient :

$$\left\{ \begin{array}{l} m_{10} * Y_{10} + K_{10} * Y_{10} - K_{10} * Y_{10} = 0. \\ m_{10} * Y_{10} - K_{10} * Y_{10} + (K_{10} + K_{10}) * Y_{10} - K_{10} * Y_{17} = 0. \\ \dots \\ m_j * Y_j - K_{j+1} * Y_{j+1} + (K_j + K_{j+1}) * Y_j - K_j * Y_{j-1} = 0. \\ \dots \\ M_1 * Y_1 - K_2 * Y_2 + (K_1 + K_2) * Y_1 = 0. \end{array} \right.$$

La matrice de rigidité est alors une matrice tridiagonale formée de :

$$\begin{bmatrix} K_{10} & -K_{10} & 0 & \dots & 0 \\ -K_{10} & K_{10} + K_{10} & -K_{10} & & \\ & -K_{10} & K_{17} + K_{10} & & \\ & & & \dots & \\ & & & & -K_{j+1} & K_{j+1} + K_j & -K_j \\ & & & & & & & 0 \\ & & & & & & -K_3 & K_2 + K_3 & -K_2 \\ & & & & & & & -K_2 & K_1 + K_2 \end{bmatrix}$$

#### IV-2. RESOLUTION DU SYSTEME FONDAMENTAL

Des méthodes numériques existent pour l'évaluation des modes et vecteurs propres allant des méthodes simples donnant seulement le mode fondamental, aux méthodes permettant d'évaluer tous les modes.

##### IV-2-1. METHODE DE JACOBI

La méthode de JACOBI donne tous les modes de vibration de la structure. Son algorithme consiste à diagonaliser les matrices 'K' et 'M' définies positives et symétriques et ceci, en utilisant les transformations successives suivantes:



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

$$C_1 = K_{ii} * M_{ij} - M_{ii} * K_{ij} .$$

$$C_2 = K_{jj} * M_{ij} - M_{jj} * K_{ij} .$$

$$C_3 = K_{ii} * M_{jj} - M_{ii} * K_{jj} .$$

$$\text{Soit } d = \frac{C_3}{2} + [\text{signe}(C_3)] * \left[ \left( \frac{C_3}{2} \right)^2 + C_1 * C_2 \right]^{1/2}$$

$$a = \frac{C_2}{d} \text{ et } b = - \frac{C_1}{d}$$

$$\underline{d=0} \quad a = 0, \quad b = - \frac{K_{ij}}{K_{jj}}$$

#### IV-2-2. Différents modes de vibration de la structure

Les résultats de la résolution du système fondamental par la méthode de JACOBI pour les deux structures, sont rassemblés dans les tableaux ci-dessous:

STRUCTURE 1 ( EN VOILES )

NIVEAU	SENS LONGITUDINAL		
	MODE (I)	MODE (II)	MODE (III)
19	1	1	1
18	0.9172	0.7256	0.5468
17	0.8432	0.4743	0.1161
16	0.7818	0.2200	-0.2588
15	0.7091	-0.0176	-0.5415
14	0.6375	-0.2342	-0.7020
13	0.5681	-0.4211	-0.7150
12	0.4998	-0.5418	-0.6135
11	0.4331	-0.6512	-0.3906
10	0.3690	-0.7360	-0.0950
09	0.3079	-0.7455	0.2236
08	0.2505	-0.7316	0.5133
07	0.1973	-0.6388	0.7178
06	0.1491	-0.5241	0.8147
05	0.1064	-0.4471	0.8018
04	0.0643	-0.3193	0.6788
03	0.0431	-0.2140	0.4779
02	0.0221	-0.1055	0.2500
01	0.0341	-0.0289	0.0799
	$\omega = 3.49 \text{rd/s.}$ $T = 1.8 \text{s.}$ $\alpha = 0.629.$	$\omega = 12.06 \text{rd/s.}$ $T = 0.52 \text{s.}$ $\alpha = 0.234.$	$\omega = 52.35 \text{rd/s.}$ $T = 0.12 \text{s.}$ $\alpha = 0.062.$

NIVEAU	SENS TRANSVERSAL		
	MODE (I)	MODE (II)	MODE (III)
19	1	1	1
18	0.9272	0.7178	0.5468
17	0.8544	0.4746	0.1162
16	0.7820	0.2214	-0.2587
15	0.7099	-0.0176	-0.5214
14	0.6386	-0.2342	-0.6851
13	0.5685	-0.4211	-0.7050
12	0.4998	-0.5418	-0.6137
11	0.4331	-0.6612	-0.3606
10	0.3690	-0.7261	-0.0950
09	0.3079	-0.7455	0.2236
08	0.2505	-0.7316	0.5133
07	0.1975	-0.6588	0.7177
06	0.1491	-0.5441	0.8347
05	0.1064	-0.4671	0.7918
04	0.0699	-0.3393	0.6988
03	0.0403	-0.2140	0.4979
02	0.0184	-0.1055	0.2700
01	0.0047	-0.0289	0.0799
	$\omega = 3.30\text{rd/s.}$ $T = 1.9\text{s.}$ $\alpha = 0.629.$	$\omega = 11.21\text{rd/s.}$ $T = 0.56\text{s.}$ $\alpha = 0.213.$	$\omega = 48.33\text{rd/s.}$ $T = 0.1\text{s.}$ $\alpha = 0.066.$

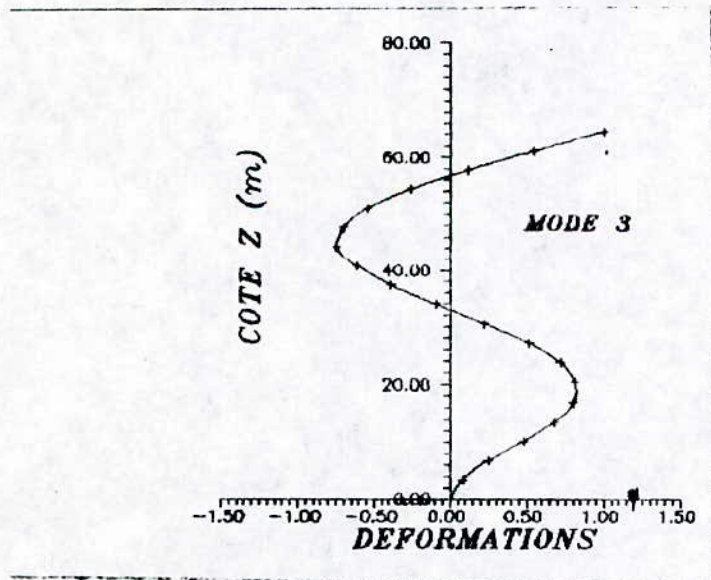
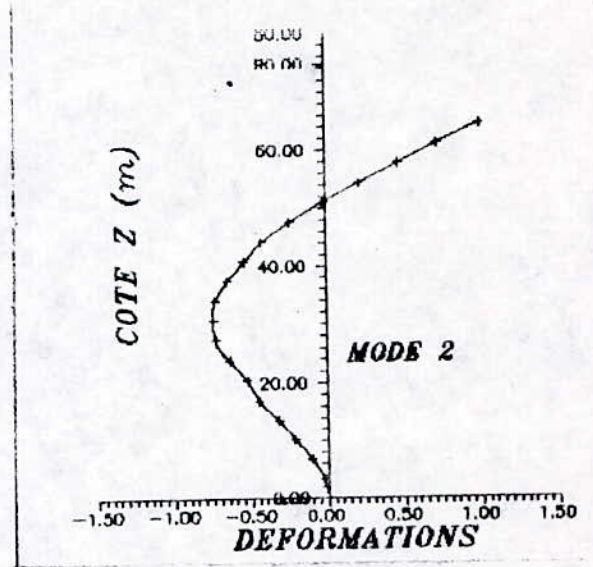
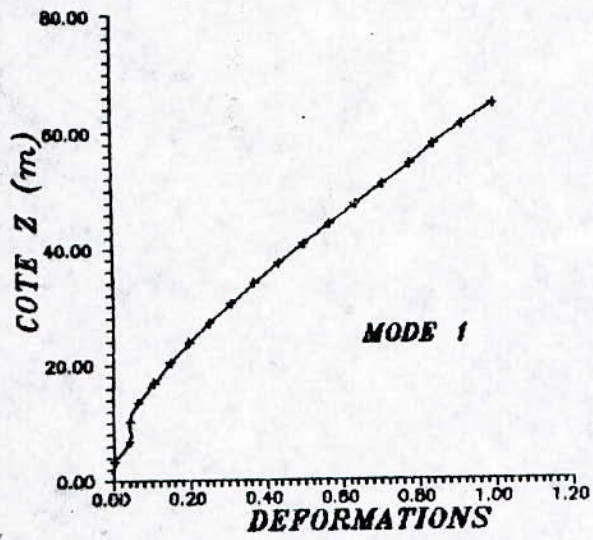


STRUCTURE II ( STRUCTURE A NOYAU CENTRAL )

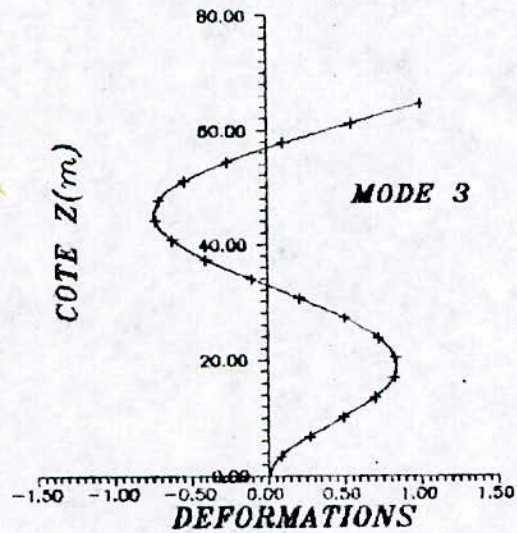
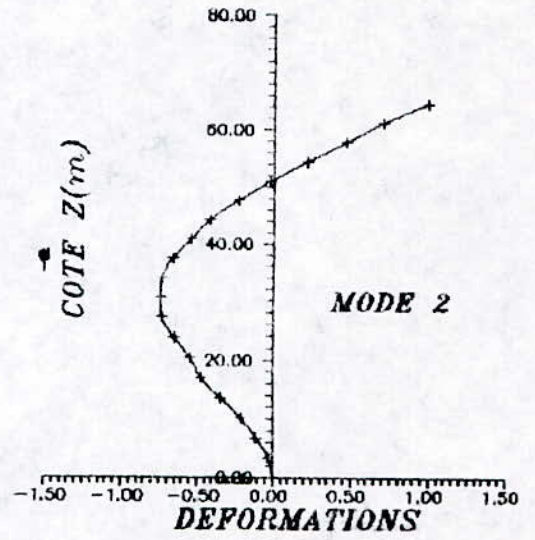
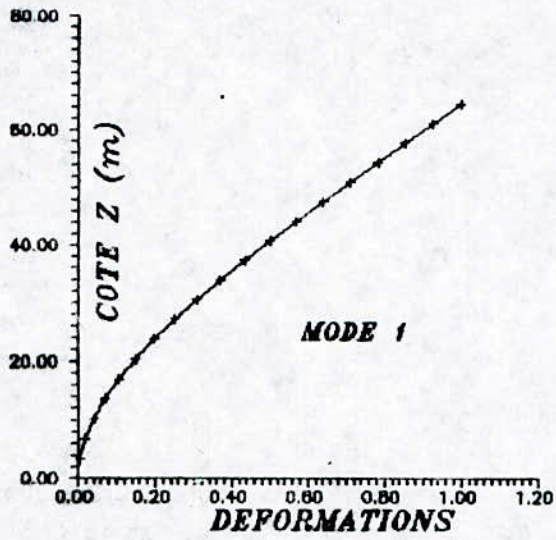
On ne présentera ici qu'un seul tableau de résultats, car les inerties dans les deux sens de cette structure sont sensiblement égales.

SENS LONGITUDINAL # SENS TRANSVERSAL			
NIVEAU	MODE (I)	MODE (II)	MODE (III)
19	1	1	1
18	0.9271	0.7371	0.5459
17	0.8545	0.4774	0.1147
16	0.7820	0.2256	-0.2607
15	0.7100	-0.0115	-0.5446
14	0.6387	-0.2268	-0.7069
13	0.5686	-0.4128	-0.7326
12	0.5000	-0.5631	-0.6244
11	0.4333	-0.6725	-0.4036
10	0.3692	-0.7379	-0.1098
09	0.3081	-0.7582	-0.2084
08	0.2507	-0.7353	-0.4992
07	0.1975	-0.6737	-0.7163
06	0.1492	-0.5802	-0.8266
05	0.1065	-0.4643	-0.8172
04	0.0700	-0.3376	-0.6971
03	0.0404	-0.2130	-0.4978
02	0.0184	-0.1050	-0.2705
01	0.0035	-0.0288	-0.0802
	$\omega = 3.61 \text{ rd/s.}$ $T = 0.99 \text{ s.}$ $\alpha = 0.621.$	$\omega = 12.31 \text{ rd/s.}$ $T = 0.51 \text{ s.}$ $\alpha = 0.216$	$\omega = 62.83 \text{ rd/s.}$ $T = 0.1 \text{ s.}$ $\alpha = 0.072$

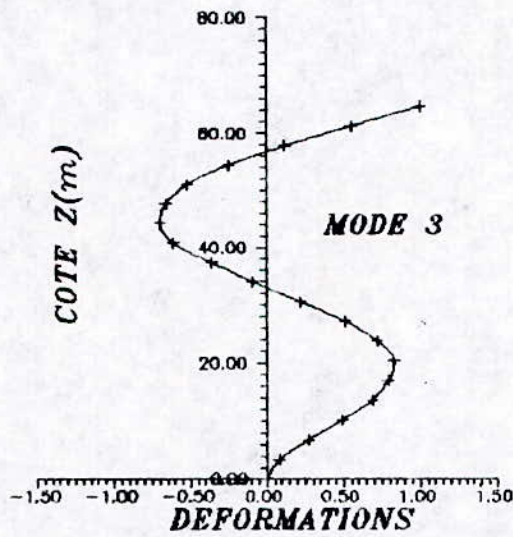
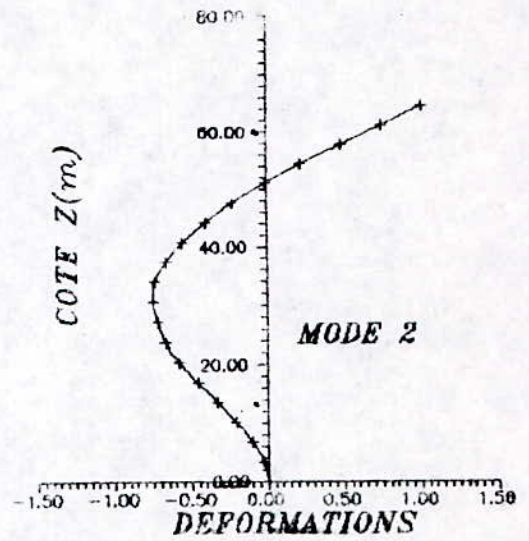
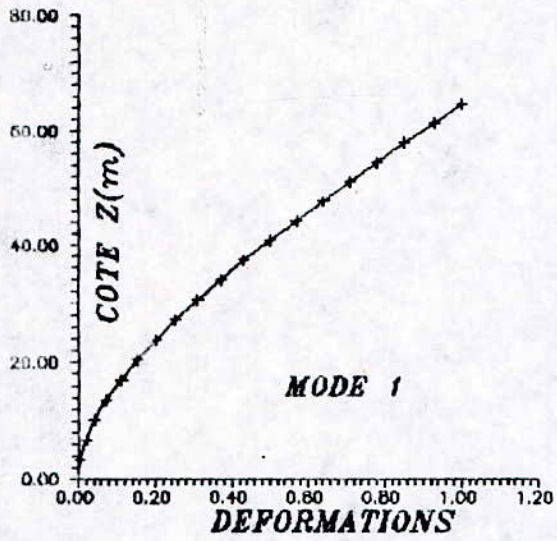
REPRESENTATION DE L'ACTION SISMIQUE  
STRUCTURE EN VOILES ( SENS LONGITUDINAL ).



REPRESENTATION DE L'ACTION SISMIQUE  
STRUCTURE EN VOILES ( SENS TRANSVERSAL ).



REPRESENTATION DE L'ACTION SISMIQUE  
STRUCTURE A NOYAU CENTRALE ( SENS LONGITUDINAL ET SENS TRANSVERSAL ).



► REMARQUE

En menant un calcul parallèle par la méthode de STODOLA on obtient une différence de résultats d'environ 20%. Ceci est dû à :

- La méthode de STODOLA est une méthode itérative qui possède donc une marge d'erreur. Tandis que JACOBI est une méthode de résolution exacte.

### IV-3. DETERMINATION DES EFFORTS SISMIQUES

#### IV-3-1. Introduction

Lorsque les conditions dictées par le R.P.A, concernant la méthode statique équivalente ne sont pas vérifiées, il est nécessaire de passer par la méthode pseudo-dynamique. Cette dernière fait intervenir des coefficients supplémentaires. Elle est dite 'méthode dynamique par analyse du spectre de réponse'.

#### IV-3-2. Evaluation des forces sismiques

L'expression de la force sismique latérale au niveau k pour le mode "i" est donnée par :

$$F_{ki} = A * B * D_i * \alpha * \gamma_i * W_k.$$

où :

- A : est le coefficient d'accélération du sol dans une zone donnée et pour une classe de constructions donnée.

$$A = 0.15 \text{ . ( zone II ; groupe d'usage II )}$$

- B : est le facteur de comportement de la structure qui dépend du type de contreventement.

$$B = 0.25 \text{ . (structure en B.A , contreventée par voiles).}$$

- D : est le facteur d'amplification dynamique moyen, il tient compte de l'effet dynamique de la sollicitation sismique sur la structure.

$$D = fct(T).$$

$$\text{Pour un sol ferme } 0.78 \leq D = 2 * \left( \frac{0.3}{T_i} \right)^{1/2} \leq 2.$$

STRUCTURE (I) ( STRUCTURE EN VOILES)

Sens longitudinal :

$T_1 = 1.8 \text{ s.}$	$T_2 = 0.52 \text{ s.}$	$T_3 = 0.12 \text{ s.}$
$D_1 = 0.82.$	$D_2 = 1.51.$	$D_3 = 2.$

Sens transversal :

$T_1 = 1.9 \text{ s.}$	$T_2 = 0.56 \text{ s.}$	$T_3 = 0.13 \text{ s.}$
$D_1 = 0.79 .$	$D_2 = 1.46$	$D_3 = 2.$

STRUCTURE II (STRUCTURE A NOYAU CENTRAL)

( Sens transversal # sens longitudinal )

$T_1 = 1.74 \text{ s.}$	$T_2 = 0.51 \text{ s.}$	$T_3 = 0.1 \text{ s.}$
$D_1 = 0.99$	$D_2 = 1.52$	$D_3 = 2.$

-  $Q$  : est le facteur de qualité du système de contreventement de la structure, il est fonction de :

- Condition minimale de files porteuses: critère observé ( $q=0$ ).
- Symétrie en plan : critère observé ( $q=0$ ).
- Régularité en élévation : critère observé ( $q = 0$ )
- Contrôle de qualité des matériaux: ( $q = 0.05$ ).
- Surabondance en plan : critère observé ( $q = 0$ ).
- Contrôle de qualité de la construction : ( $q = 0.1$ ).

-  $\gamma_{ki}$  : est le coefficient de mode de vibration, ou coefficient de distribution . Il permet de différencier les efforts sismiques à chaque niveau, selon son amplitude d'oscillation. Il est donné par la formule suivante:

$$\gamma_{ki} = \phi_{ki} * \frac{\sum W_k * \phi_{ki}}{\sum W_k * \phi_{ki}^2}$$

où :

$\phi_{ki}$  : est l'amplitude du niveau k dans le mode i.

Wk : est le poids de l'étage k .

-La force sismique résultante au niveau k due aux différents modes est donnée par la formule suivante:

$$F_k = [ \sum F_{kl}^2 ]^{1/2}$$

- DISTRIBUTION DE L'EFFORT SISMIQUE PAR NIVEAU  
(STRUCTURE EN VOILES)

NIVEAU	SENS LONGITUDINAL		SENS TRANSVERSAL	
	EFF SISM(t)	EFF CUMULE(t)	EFF SISM(t)	EFF CUMULE(t)
19	45.74	45.74	43.21	43.21
18	50.29	96.03	47.48	90.69
17	40.37	136.4	36.22	126.91
16	34.54	170.94	33.94	160.85
15	32.76	203.7	32.12	192.97
14	32.94	236.64	33.40	226.37
13	33.68	270.32	32.42	258.79
12	33.26	302.56	31.38	290.17
11	32.80	335.38	29.71	319.88
10	33.30	368.68	28.61	348.49
09	32.77	401.45	31.58	380.07
08	33.20	434.65	27.30	407.37
07	31.65	466.30	30.36	437.73
06	30.49	496.79	31.85	469.58
05	26.23	523.02	25.93	497.51
04	20.05	543.07	19.60	515.11
03	12.59	555.66	11.86	526.97
02	5.59	561.25	4.44	531.41
01	1.68	562.93	1.01	532.42
	Flong = 562.93 t.		Ftrans = 532.40 t.	



EFFORTS SISMQUES PAR NIVEAU DANS LA STRUCTURE II

Ces efforts sont identiques dans les deux sens .

NIVEAU	SENS LONGITUDINAL # SENS TRANSVERSAL	
	EFFORT SISMIQUE (t)	EFFORT CUMULE (t)
19	42.53	42.53
18	44.65	87.18
17	35.42	122.60
16	31.96	154.56
15	30.51	185.07
14	29.53	214.60
13	34.33	248.93
12	30.18	279.11
11	28.03	307.14
10	27.19	334.33
09	25.08	359.41
08	26.01	385.42
07	27.81	413.23
06	24.97	438.20
05	23.73	461.93
04	21.14	483.07
03	13.42	496.49
02	5.23	501.72
01	1.32	503.04

Flong # Ftrans = 503.04 T.

CHAPITRE V  
ETUDE AU VENT

## ETUDE AU VENT

Les actions du vent sur une structure se résument en une résultante dont les composantes sont:

### 1). -FORCE DE TRAINÉE T

C'est la composante de la force du vent dans la direction parallèle à ce dernier.

### 2). FORCE DE DERIVE L

C'est la composante de la force du vent dans la direction qui lui est perpendiculaire.

### 3). FORCE DE PORTANCE U

C'est la composante suivant la direction ascendante qui peut entraîner un soulèvement ou un renversement de la structure.

## V-1. DETERMINATION DE LA FORCE DE TRAINÉE T

Selon les règles N-V 65, cette force a pour expression:

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

avec:

$$- \underline{q} = q_z * K_s.$$

$q_z$ : pression réglementaire au niveau Z pris en considération et dépendant de la région (fig C-III-4 règles N-V 65).

$$\text{Pour } Z \in [0, 500\text{m}] \text{ on a } q_z = q_{10} * 2.5 * \frac{Z+18}{Z+20}$$

$K_s$ : coefficient de site, dépendant de l'emplacement de la construction.  $K_s = 1.3$  (région II, site exposé).

- d: largeur du maître couple

$d=b=20.30\text{m}$  suivant X (sens longitudinal).

$d=a=24.30\text{m}$  suivant Y (sens transversal).

- C<sub>t</sub>: coefficient de trainée qui dépend de l'élanement de la structure et de la rugosité de sa surface.

$$C_t = C_{t0} * \nu_0 = 1.3 * \nu_0 .$$

$\nu_0$  : est fonction de l'élanement

$$\left\{ \begin{array}{ll} K=b/a = 20.30/24.30 = 0.835 & \text{grande surface} \\ \lambda = Z/a = 64.6/24.30 = 2.658 & \text{(transv)} \end{array} \right. \rightarrow \begin{array}{l} \nu_0 = 1.01 \\ C_t = 1.313. \end{array}$$
$$\left\{ \begin{array}{ll} K=b/a = 0.835. & \text{petite surface} \\ \lambda = Z/b = 64.6/20.30 = 3.182. & \text{(longit)} \end{array} \right. \rightarrow \begin{array}{l} \nu_0 = 1.01 \\ C_t = 1.313. \end{array}$$

-  $\beta$ :  $\beta = 1 + \xi * \tau$ : coefficient de majoration dynamique qui dépend de la période propre de vibration de la structure.

$\xi$  = fct(T, type de constructions).

$\tau$  = fct(Z) : coefficient de pulsation.

$$\left| \begin{array}{l} \text{-sens long: } T_L = 0.08 * \frac{64.6}{(24.30)^{1/2}} * \left[ \frac{64.6}{24.3+64.6} \right]^{1/2} = 0.9\text{s} \rightarrow \xi = 0.6. \\ \text{-sens transv: } T_T = 0.08 * \frac{64.6}{(20.30)^{1/2}} * \left[ \frac{64.6}{20.3+64.6} \right]^{1/2} = 1\text{s} \rightarrow \xi = 0.7. \end{array} \right.$$

-  $\delta$  : est le coefficient de réduction tenant compte de l'effet de dimensions .

$$\delta = 0.9 \text{ pour les deux sens.}$$

► NB : conformément aux règles N-V 65 , on doit envisager dans les calculs une pression dynamique normale ( $q_n$ ) et une pression dynamique extrême ( $q_e$ ). Où  $q_e = 1.75 * q_n$ .

RESULTATS

- Sens longitudinal: (petite surface)

Z (m)	qz (dan/m <sup>2</sup> )	Ks	Ct	$\tau$	$\beta = 1 + 0.6 * \tau$	d (m)	$\delta$
0	52.5	1.3	1.313	0.36	1.216	20.3	0.9
5	61.92	1.3	1.313	0.36	1.216	//	//
10	70	//	//	//	//	//	//
15	77	//	//	0.35	1.210	//	//
20	80.125	//	//	0.34	97.25	//	//
25	88.53	//	//	0.338	1.203	//	//
30	93.33	//	//	0.33	1.198	//	//
35	97.63	//	//	0.32	1.192	//	//
40	101.5	//	//	0.315	1.189	//	//
45	105	//	//	0.31	1.186	//	//
50	108.18	//	//	0.3	1.18	//	//
55	111.08	//	//	0.29	1.174	//	//
60	113.75	//	//	0.285	1.171	//	//
64.6	116.2	//	//	0.275	1.165	//	//

Z (m)	$q = K_s * \delta * q_H$	T <sub>n</sub> (dan/m <sup>2</sup> )	T <sub>e</sub> (dan/m <sup>2</sup> )
0	61.42	1791.62	3135.34
5	72.44	2113.07	3697.88
10	81.9	2389.02	4180.79
15	90.09	2614.96	4576.18
20	97.25	2815.78	4927.63
25	103.58	2989.13	5230.97
30	109.19	3183.10	5491.67
35	114.22	3266.24	5715.92
40	118.75	3387.02	5927.29
45	122.85	3495.13	6116.47
50	126.57	3582.74	6269.80
55	129.97	3660.28	6405.49
60	133.08	3738.48	6542.35
64.6	135.94	3799.062	6648.

Vérifications:

D'après les règles N-V 65, quels que soient la hauteur H au dessus du sol, le site et l'effet des dimensions, les valeurs de la pression dynamique de calcul sont limitées à : 30 et 170.

SENS TRANSVERSAL ( GRANDE SURFACE )

Z (m)	qz (kg/m <sup>2</sup> )	Ks	Ct	τ	β	d (m)	δ
0	52.5	1.3	1.313	0.36	1.252	24.00	0.9
5	61.92	//	//	//	//	//	//
10	70.00	//	//	//	//	//	//
15	77.00	//	//	0.35	1.245	//	//
20	83.12	//	//	0.345	1.241	//	//
25	88.53	//	//	0.338	1.236	//	//
30	93.33	//	//	0.33	1.231	//	//
35	97.63	//	//	0.32	1.224	//	//
40	101.50	//	//	0.315	1.220	//	//
45	105.00	//	//	0.31	1.217	//	//
50	108.18	//	//	0.30	1.210	//	//
55	111.08	//	//	0.29	1.203	//	//
60	113.75	//	//	0.285	1.199	//	//
64.6	116.2	//	//	0.275	1.192	//	//

Z (m)	qz * Ks * δ	Tn (Kg/m <sup>2</sup> )	Te (kg/m <sup>2</sup> )
0	61.42	2180.88	3816.54
5	72.44	2572.18	4501.31
10	81.90	2908.08	5089.14
15	90.09	3181.00	5566.76
20	97.25	3388.89	5930.57
25	103.58	3594.94	6291.14
30	109.196	3774.52	6605.41
35	114.227	3965.23	6939.16
40	118.75	4108.77	7190.35
45	122.85	4240.18	7420.32
50	126.57	4343.45	7601.03
55	129.870	4430.91	7754.09
60	133.08	4525.57	7919.75
64.6	135.94	4595.59	8042.28

V-2. DETERMINATION DE LA FORCE DE DERIVE

Ces forces sont prises en compte pour une vitesse de vent relativement faible (uniquement en régime laminaire). Cette vitesse ne peut dépasser 25 m/s.

- Calcul de la vitesse critique:

$$V_{cr} = \frac{d}{S \cdot T}$$

$V_{cr}$  : vitesse critique du vent.  
 $d$  : largeur du maître couple.  
 $S$  : nombre de STROUHAL.

Sens transv

$T = 1s.$   
 $S = 0.2. \Rightarrow V_{cr} = 120 \text{ m/s.}$   
 $d = 24,30m$

Sens longit

$T = 0.9s$   
 $S = 0.2 \Rightarrow V_{cr} = 112.78m/s.$   
 $d = 20.30m$

Les vitesses obtenues dépassent la valeur limite de 25m/s, les règles N.V 65, proposent de considérer ces forces comme négligeables.

V-3. DETERMINATION DE LA FORCE DE PORTANCE

La structure considérée est une construction fermée à toiture terrasse et à base rectangulaire.

- Détermination des actions de soulèvement:

D'après N.V 65 (annexe 11)  $U = 0.8 \cdot a \cdot b \cdot q_n.$

$$U = 0.8 \cdot (20.30) \cdot 24.30 \cdot 116.2 = 45.29t.$$

on a alors :  $U_n = 45.29 \text{ t}$

$$U_{cr} = 1.75 \cdot U_n = 79.25 \text{ t.}$$

comme  $G > U_e$ , les règles N.V 65 préconisent de ne pas prendre en compte cette force.

V-4. CALCUL DES EFFORTS

Les effets des forces de portance et de dérive étant négligés l'étude au vent s'effectuera par la force de trainée.

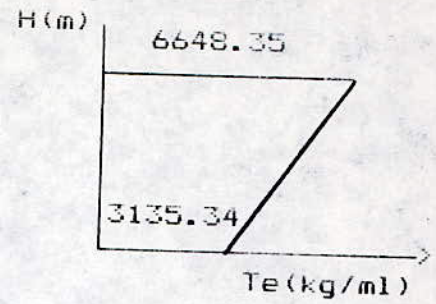
Une simplification du diagramme des efforts de trainée est adoptée à savoir un digramme trapézoïdale.

- Sens longitudinal:

$$T = \frac{(6648.35 + 3135.34)}{2} * 64.6 = 316.01 \text{ t.}$$

$$M = 3135.34 * (64.6) / 2 + 3513.01 * (64.6)^2 / 3$$

$$M = 11428.92 \text{ t.m}$$

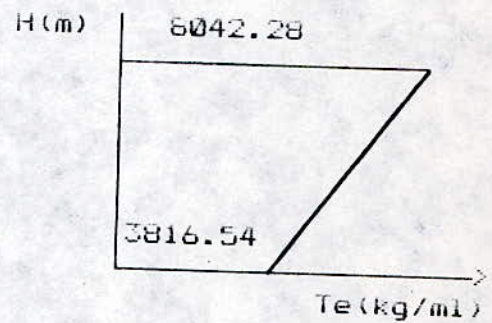


- Sens transversal

$$T = \frac{(8042.28 + 3816.54)}{2} * 64.6 = 383.04 \text{ t.}$$

$$M = 3816.54 * (64.6) / 2 + 4225.74 * (64.6)^2 / 3$$

$$M = 13841.74 \text{ t.m}$$

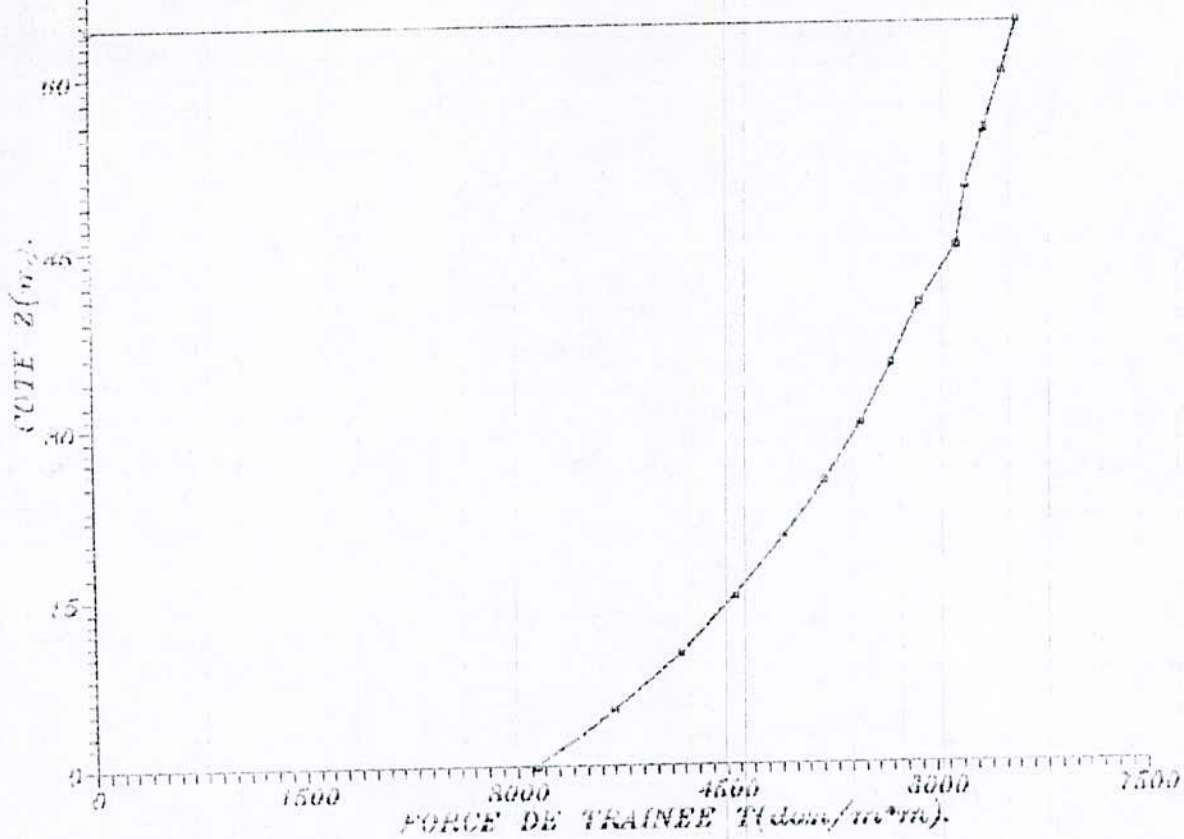


#### V-5. CONCLUSION

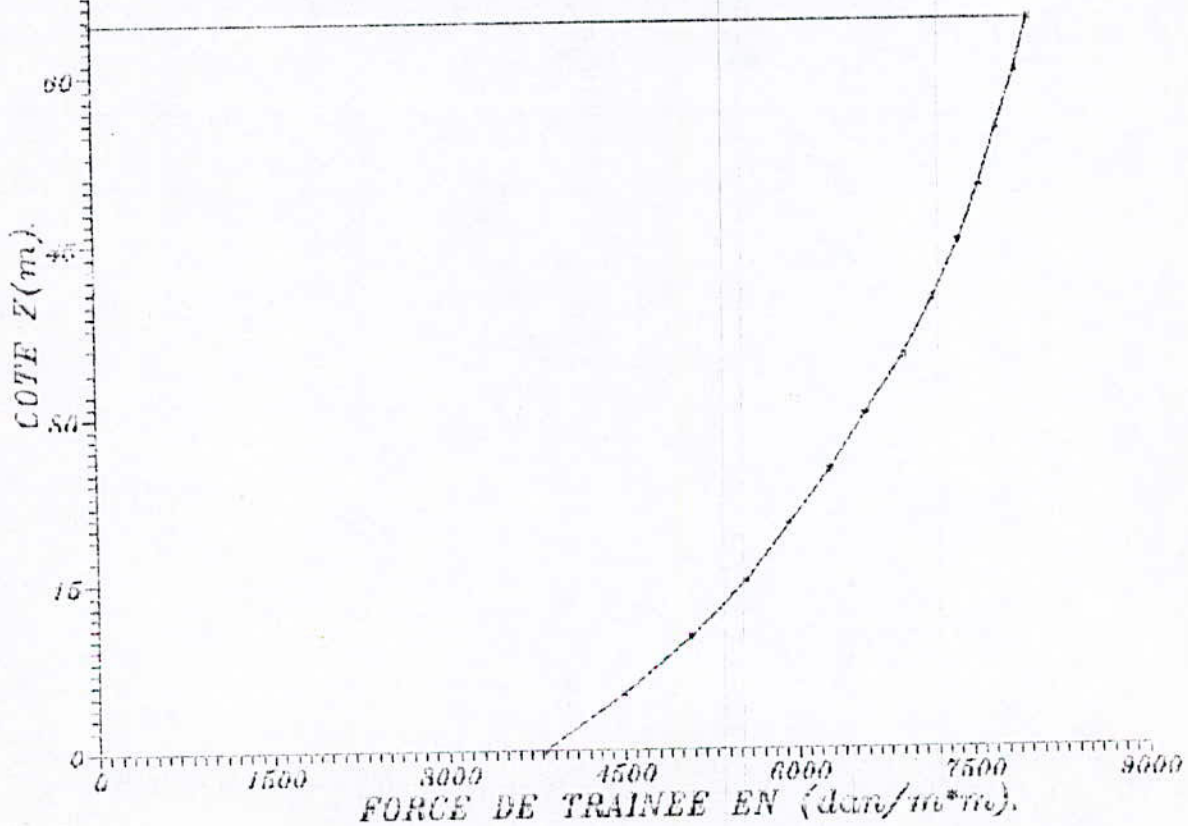
Les efforts uniformément répartis dus au vent sont de moindre importance par rapport aux actions sismiques. L'étude sous les charges horizontales se fera alors, par les actions linéaires du séisme.



REPRESENTATION DE L'ACTION DU VENT SUR LA STRUCTURE (SENS LONGITUDINAL).



REPRESENTATION DE L'EFFET DU VENT SUR LA STRUCTURE (SENS TRANSVERSAL).



CHAPITRE VI  
ETUDE AU  
RENVERSEMENT

## VERIFICATION AU RENVERSEMENT

Les efforts sismiques calculés au niveau de chaque plancher ainsi que l'effort tranchant à la base tendent à renverser la structure, qui doit alors être vérifiée au renversement.

Ceci se traduit par:

$$\frac{M_{\text{résistant}}}{M_{\text{renversant}}} > F_s$$

$F_s = 1.5$  Coefficient de sécurité.

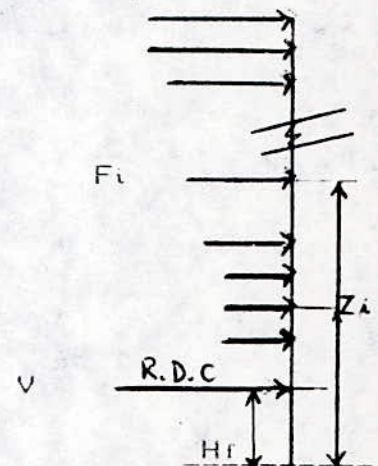
### \* Moment de renversement

$$M_{\text{renversant}} = \sum F_i * Z_i + V * H_f$$

$F_i$  : Effort sismique au niveau "i".

$V$  : Effort tranchant à la base.

$H_f$  : profondeur de la fondation.



### \* Moment renversant

$$M_{\text{res}} = \frac{W * L}{2}$$

$W$  : Poids total du bâtiment.

$L$  : Longueur du bâtiment dans le sens considéré.

Il faut considérer le sens longitudinal et transversal.

### STRUCTURE I :

$$W = 14039.70 \text{ t}$$

Sens longitudinal:  $L = 24.00 \text{ m}$

$$M_{\text{res}} = \frac{W * L}{2} = 168476,42 \text{ t.m.}$$

$$\begin{aligned}
 M_{renver} = & 64.6 \times 45.74 + 61. \times 50.29 + 40.37 \times 57.8 + 34.54 \times 54.4 + 32.76 \times 51 \\
 & + 32.94 \times 47.60 + 33.68 \times 44.20 + 33.26 \times 40.80 + 32.80 \times 37.40 + 33.30 \times 34 + \\
 & 32.77 \times 30.60 + 33.20 \times 27.20 + 31.65 \times 23.80 + 30.49 \times 20.40 + 26.23 \times 17.00 \\
 & + 20.05 \times 13.60 + 12.59 \times 10.20 + 5.59 \times 6.80 + 1.68 \times 3.40 + 563.93 \times 4
 \end{aligned}$$

$$M_{renvers} = 25114.69 \text{ t.m.}$$

$$F_s = \frac{M_{res}}{M_{renv}} = 6.71 > 1.5.$$

Sens transversal: L = 20;30m

$$M_{resist} = \frac{W \times L}{2} = 14039.70 \times \frac{20.30}{2} = 142502.95 \text{ t.m.}$$

$$M_{renvers} = 23734.99 \text{ t.m}$$

$$\frac{M_{resist}}{M_{renvers}} = F_s = 7.09 > 1.5 .$$

STRUCTURE II ( N-C )

$$W = 11854.08 \text{ t.}$$

APPLICAT I O U S

Sens longitudinal :

$$M_{resist} = 142248.96 \text{ t.m.}$$

$$M_{renvers} = 22475.26 \text{ t.m.}$$

$$F_s = 6.33 > 1.5$$

Sens transversal :

$$M_{RESIST} = 120318.91 \text{ t.m.}$$

$$M_{renvers} = 22475.26 \text{ t.m.}$$

$$F_s = 5.35 > 1.5.$$

Conclusion:

Dans les deux cas, la structure est stable au renversement.

PARTIE - B -  
APPLICATIONS

CHAPITRE I  
CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES

## CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES

Les développements théoriques de ces éléments ont été traités précédemment (partie A - chapitre II)

### I-1. CALCUL DU CENTRE DE TORSION

VOILES	I <sub>YI</sub> (m <sup>4</sup> )	λ <sub>YI</sub> (m)	λ <sub>YI</sub> *I <sub>YI</sub> (m <sup>5</sup> )
V <sub>T1</sub>	15.09	+4	60.36
V <sub>T2</sub>	15.09	+4	60.36
V <sub>T3</sub>	12.11	+8	96.88
V <sub>T4</sub>	12.11	+8	193.76
V <sub>T5</sub>	15.09	+16	301.8
V <sub>T6</sub>	15.09	+20	301.8
Σ	84.58	/	104.96

$$C = \begin{bmatrix} \alpha \\ \beta \end{bmatrix} ;$$

$\alpha = 12.00m .$

VOILE	I <sub>XI</sub> (m <sup>4</sup> )	λ <sub>XI</sub> (m)	λ <sub>XI</sub> *I <sub>XI</sub> (m <sup>5</sup> )
V <sub>L1</sub>	12.41	0.00	0.00
V <sub>L2</sub>	5.4	6.00	32.4
V <sub>L3</sub>	5.4	14.00	75.6
V <sub>L4</sub>	12.41	20.00	248.20
V <sub>L5</sub>	11.76	6.00	70.56
V <sub>L6</sub>	12.80	14.00	179.20
V <sub>L7</sub>	12.41	0.00	0.00
V <sub>L8</sub>	5.4	6.00	32.40
V <sub>L9</sub>	5.4	14.00	75.6
V <sub>L10</sub>	12.41	20.00	248.20
Σ	95.8	/	962.16

$\beta = 10.04m .$

### I-2. CALCUL DU CENTRE DE MASSE

Du fait de la symétrie de la structure, le centre de masse se trouve sensiblement confondu avec le centre géométrique de la structure.

### I-3. EXCENTRICITE ET RIGIDITE A LA TORSION

Selon le R-P-A 88, l'excentricité est fixée à :  
 $\max [5\% \cdot L; \text{excrle}]$ .  $\text{exc} = 5\% \cdot L = 1.21 \text{ m}$

#### RIGIDITE A LA TORSION

$$J_{\odot} = \sum I_{xi} \cdot Y_i^2 + \sum I_{yj} \cdot X_j^2$$

VOILE	X/C(m)	Y/C(m)	$I_x(m^2)$	$I_y(m^2)$	$I_{x,y}(X,Y)^2$
Vt1,Vt2	-8.00	/	/	15.09	965.76
Vt3	-4.00	/	/	12.11	193.76
Vt4	+4.00	/	/	12.11	193.76
Vt5,Vt6	+8.00	/	/	15.09	965.76
////////////////////					
Vl1,Vl7	/	-10.04	12.41	/	1250.95
Vl2,Vl8	/	-4.04	5.4	/	88.14
Vl5	/	-4.04	11.76	/	191.94
Vl3,Vl9	/	3.96	5.4	/	84.68
Vl6	/	3.96	12.80	/	200.72
Vl4,Vl10	/	9.96	12.41	/	1231.09

$$J_{\odot} = 9953.16 \text{ m}^2$$



#### I-4. DISTRIBUTION DES EFFORTS SISMIQUES AUX DIFFERENTS REFENDS

Un exemple de calcul au niveau R-D-C sera donné pour illustrer cette répartition des efforts.

$$R = R_t + R_\phi = H_I * \left[ \frac{I_{x,y}}{\sum I_{x,y}} + \frac{d * I_{x,y} * X,Y/C}{J_\phi} \right]$$

##### SENS LONGITUDINAL

VOILES	Ft (UNIT)	Fφ (UNIT)	Ftheor	FRPA	F CALCUL (T)
VL1	0.1295	-0.0150	0.1145	0.1295	73.03
VL2	0.0563	-0.0026	0.0537	0.0563	31.75
VL3	0.0563	0.0026	0.0589	0.0589	33.21
VL4	0.1295	0.0149	0.1444	0.1444	81.43
VL5	0.1227	-0.0057	0.1170	0.1227	69.19
VL6	0.1336	0.0061	0.1397	0.1397	78.78
VL7	0.1295	-0.0150	0.1145	0.1295	73.03
VL8	0.0563	-0.0026	0.0537	0.0563	31.75
VL9	0.0563	0.0026	0.0589	0.0589	33.21
VL10	0.1295	0.0149	0.1444	0.1444	81.43

##### SENS TRANSVERSAL

VOILE	Ft (UNIT)	Fφ (UNIT)	Ftheor	FRPA	F CALCUL (T)
VT1	0.1784	-0.0145	0.1639	0.1784	94.98
VT2	0.1784	-0.0145	0.1639	0.1784	94.98
VT3	0.1432	-0.0058	0.1374	0.1432	76.24
VT4	0.1432	0.0058	0.1490	0.1490	79.33
VT5	0.1784	0.0145	0.1929	0.1929	102.70
VT6	0.1784	0.0145	0.1929	0.1929	102.70

CHAPITRE II  
ETUDE DES VOILES SOUS CHARGES  
HORIZONTALES ET VERTICALES

## II-1. STRUCTURE EN VOILES (I)

### II-I-I. Voiles pleins

Les voiles pleins sont assimilés à des consoles encastrées à leur base, soumises aux charges concentrées appliquées au niveau de chaque plancher.

Les efforts tranchants seront donnés par:

$$T_{19} = F_{19} .$$

$$T_{18} = T_{19} + F_{18} .$$

$T_i$  : effort tranchant au niveau  $i$

$$T_{17} = T_{18} + F_{17} .$$

$$T_i = T_{i+1} + F_i .$$

$F_i$  : force horizontale au niveau  $i$ .

⋮  
⋮

$$T_1 = T_2 + F_1 .$$

Les moments flechissant pour chaque voile plein sont alors donnés par:

$$M_{19} = 0 .$$

$$M_{18} = h * F_{19} .$$

$M_i$  : Moment flechissant au plancher  $i$ .

$$M_{17} = M_{18} + T_{18} * h .$$

$h$  : Hauteur d'étage ;  $h = 3.4m$ .

$$M_i = M_{i+1} + T_{i+1} * h .$$

$$M_1 = M_2 + T_2 * h .$$

$$M_0 = M_1 + T_1 * h .$$

Les résultats sont disposés dans des tableaux.

### II-1-2. Voiles avec file d'ouvertures

Le développement théorique pour étudier ce type de voiles, a été effectué dans la partie (A - chapitre I).

II-1-3. Exemple de comparaison des résultats de la méthode de  
LAREDO et ALBIGES GOULET

EFFORTS DANS LE VOILE VL1

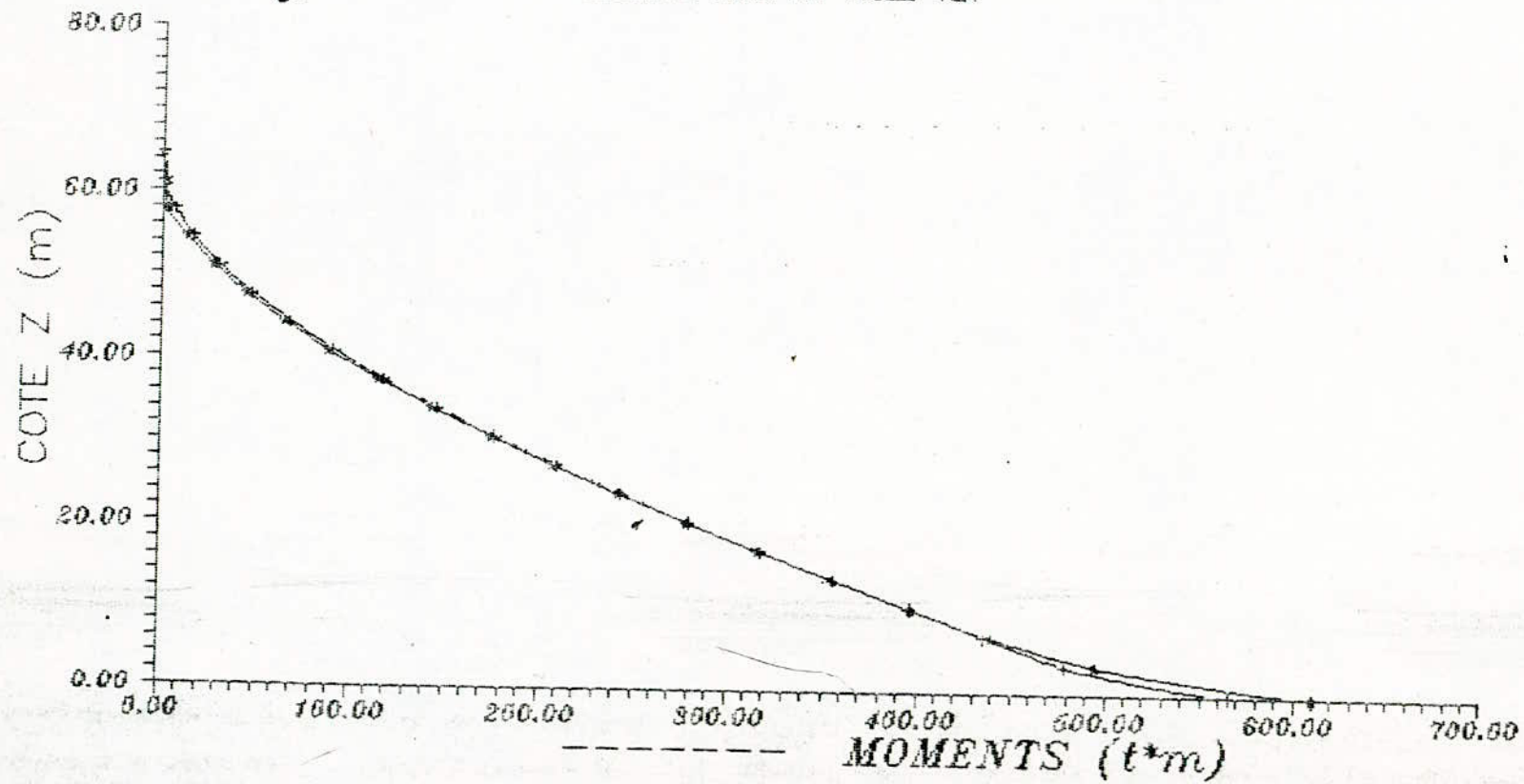
(LAREDO)

NIVEAU	M1(t.m)	M2(t.m)	N(t)	Π (t)
19	0	0.00	0.00	2.45
18	0.41	2.39	3.18	4.41
17	0.54	3.17	9.24	7.78
16	2.28	13.33	18.78	11.26
15	4.68	27.28	31.72	14.59
14	7.66	44.65	47.89	17.71
13	11.22	65.20	67.08	20.63
12	15.22	88.70	89.08	23.32
11	19.72	114.91	113.66	25.80
10	24.65	143.62	140.62	28.07
09	29.96	174.59	169.73	30.12
08	35.63	207.60	200.77	31.95
07	41.61	242.42	233.57	33.57
06	47.86	278.84	267.87	34.97
05	54.34	316.62	303.45	36.15
04	61.04	355.62	340.08	37.07
03	67.97	396.02	377.46	37.58
02	75.42	439.41	414.88	36.90
01	84.91	494.99	449.68	31.05
R. D. C	104.71	610.08	469.25	0.00

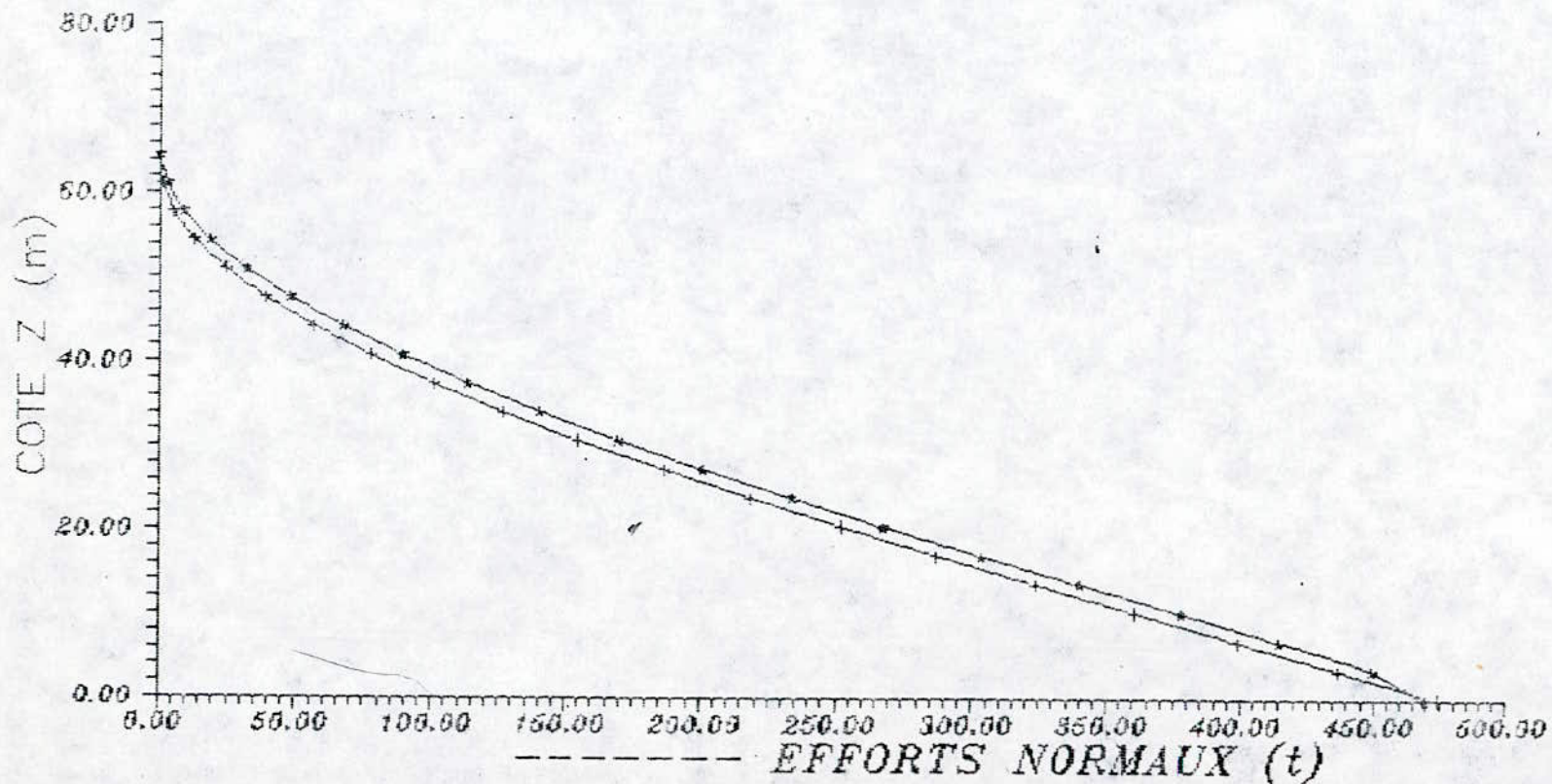
(ALBIGES et GOULET)

NIVEAU	M <sub>1</sub> (t.m)	M <sub>2</sub> (t.m)	N (t)	Π (t)
19	0.00	0.00	0.00	1.28
18	0.11	0.67	1.28	4.03
17	1.18	6.88	5.31	7.75
16	2.92	17.00	13.06	11.30
15	5.28	30.75	24.36	14.65
14	8.22	47.90	38.72	17.78
13	11.71	68.22	56.5	20.69
12	15.70	91.49	77.19	23.39
11	20.16	117.47	100.58	25.87
10	25.05	145.94	126.45	28.13
09	30.33	176.68	154.58	30.18
08	35.93	209.46	186.6	32.02
07	41.89	244.05	218.62	33.63
06	48.10	280.23	252.25	35.04
05	54.54	317.76	287.29	36.22
04	61.18	356.43	323.51	37.19
03	67.97	396.01	360.7	37.95
02	74.90	436.35	398.65	38.42
01	82.22	479.03	437.07	37.13
R. D. C	97.07	565.51	474.02	0.00

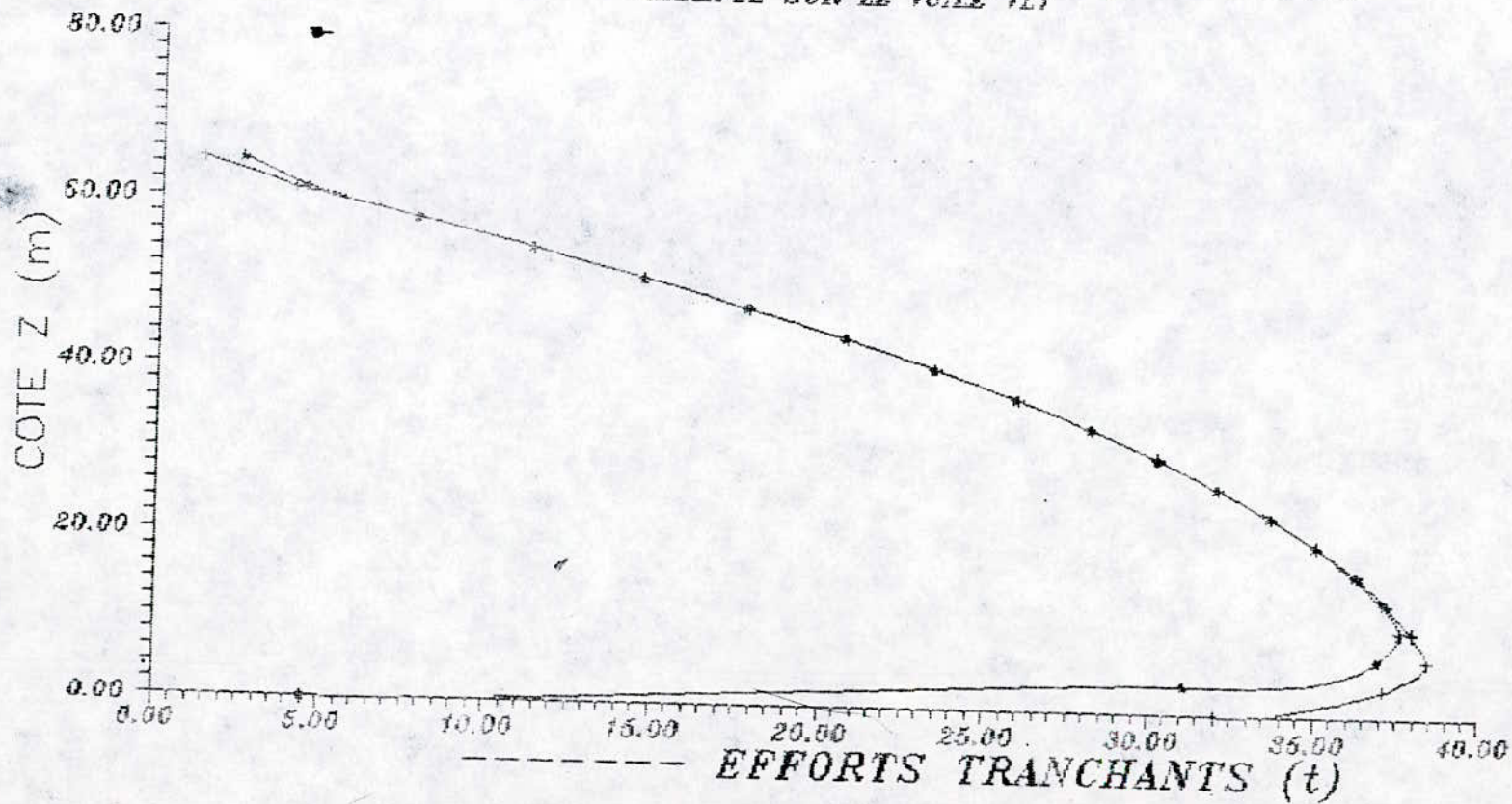
GRAPHES DE COMPARAISON DES MOMENTS DANS LES TRONCAUX  
DONNES PAR LES METHODES DE LARDO ET D'ALBICES - COULET  
EXEMPLE SUR LE VOILE VI1



GRAPHES DE COMPARAISON DES EFFORTS NORMAUX DANS LES YRUMBAUX  
DONNES PAR LES METHODES DE LAREDO ET D'ALBICES - GOULRT  
EXEMPLE SUR LE VOILE VI:



GRAPHES DE COMPARAISON DES EFFORTS TRANCHANTS DANS LES LINTRAUX  
DONNES PAR LES METHODES DE LAREDO ET D'ALBICIS - GOULET  
EXEMPLE SUR LE VOILE 9L1





## II-2. STRUCTURE A NOYAU CENTRAL

### II-2-1. Comportement du noyau

En réalité, le noyau présente un comportement monolithique qui est légèrement réduit par la présence d'ouvertures. Ce monolithisme doit être assuré par une étude et une exécution soignées des jonctions; c'est ce qui fait la particularité de ce type de contreventement.

Son fonctionnement sous l'action des forces horizontales agissantes dans une direction donnée (exemple sens trans) se résume en ce qui suit:

(1)- La cage flechie dans son ensemble sous le moment extérieur, qui se traduit par des efforts normaux dans les voiles de faible rigidité vis-à-vis du moment (perpendiculaires à la direction de la sollicitation : VN1 , VN2).

$$N_1 = -N_2 = \frac{M_{ext}}{a}, \quad a: \text{distance entre-axe des voiles du noyau}$$

(2)- En premier lieu : Les voiles de grande rigidité vis-à-vis de la sollicitation (VN3 - VN4) sont soumis à des efforts "Ft" causés par la translation.

En second lieu : Tous les voiles du noyau sont soumis à des efforts "Fø", dûs à la rotation autour du centre de torsion du noyau.

→ RQ: Il y'a lieu de superposer, dans un sens, donné les efforts de translation et de rotation.

-Effet de la translation:

$$F_{t1} = \frac{Ht * I_{t1}}{\sum I_{ti}} ; \quad F_{t2} = \frac{Ht * I_{t2}}{\sum I_{ti}}$$

- Effet de la rotation:

$$F_{\phi i} = \frac{d * H_i * X_i/C}{J_{\phi}} \quad ; \quad i = 1 \dots 4.$$

où:

- d : Excentricité du C.D.G par rapport au centre de torsion.
- $X_i/C$  : Position du voile par rapport au centre de torsion.
- $J_{\phi}$  : Rigidité à la torsion.

$$F_i = F_t + F_{\phi}$$

→ NB: L'effet sismique résultant agissant sur le noyau s'obtient par superposition des actions longitudinales et transversales.

II-2-2. Effet global

Sous l'effet simultané des charges horizontales et verticales, le noyau doit être vérifié à :

- la compression maximale: sous  $N_0 + N_q + N_e$
- la traction maximale: sous  $0.8 * N_0 - N_e$ .

II-2-3. Caractéristiques géométriques

- Inertie des voiles:

$$IVN1 = 11.76 \text{ m}^4 \quad ; \quad IVN2 = 12.80 \text{ m}^4 \quad ; \quad IVN3 = IVN4 = 12.11 \text{ m}^4.$$

- Centre de torsion:

$$X_c = \frac{IVN4 * 8}{IVN3 + IVN4} = 4 \text{ m.} \quad ; \quad Y_c = \frac{IVN2 * 8}{IVN1 + IVN2} = 4.17 \text{ m.}$$

- Centre de masse:

$$X_g = 4.20 \text{ m.} \quad ; \quad Y_g = 4.43$$

- Excentricité:

On prendra selon le R.P.A l'excentricité accidentelle.

$$e_{acc} = 5\% * L = 1.20 \text{ m.}$$

- Rigidité à la torsion:

$$X_0 = 4m. \quad J_{\omega} = IVN3 * X_0^2 + IVN4 * (8 - X_0)^2 + IVN1 * Y_0^2 + IVN2 * (8 - Y_0)^2.$$

$$Y_0 = 4.17m. \quad J_{\omega} = 779.77 m^4$$

II-2-4. Efforts tranchants repris par chaque file du noyau:  
( POUR UNE FORCE UNITE )

VOILE	SENS TRANSVERSAL			SENS LONGITUDINAL			FORCE CUMILEE
	Ft	F $\phi$	Fcalcul	Ft	F $\phi$	Fcalcul	
VN1	/	-0.075	-0.075	0.479	-0.075	0.479	0.5545
VN2	/	0.075	0.075	0.521	0.075	0.596	0.6718
VN3	0.500	-0.075	0.500	/	-0.075	-0.075	0.5745
VN4	0.500	0.075	0.575	/	0.075	0.075	0.6490

Les résultats des efforts que reprend chaque file du noyau par niveau et par sens sont regroupés dans des tableaux en (annexe B ).

CHAPITRE III  
FERRAILLAGE DES ELEMENTS  
DE CONTREVENTEMENT

## FERRAILLAGE DES ELEMENTS DE CONTREVENTEMENT

### III-1. STRUCTURE EN VOILES

Le ferrailage des voiles avec files d'ouvertures se ramène au ferrailage de deux voiles pleins, qui sont les trumeaux, et le linteau.

Un exemple traitant un voile plein illustrera la manière de procéder, avec les diverses vérifications et dispositions.

#### III-1-1. VOILES PLEINS ET TRUMEAUX

##### III-1-1-1. Exemple d'étude:

VOILE VL2 - VL8



6.00m.

$$I = 5.4m^4.$$

$$A = 1.8m^2.$$

$$V = 3.00m.$$

Le ferrailage du voile se fait suivant quatre zones différentes à savoir :

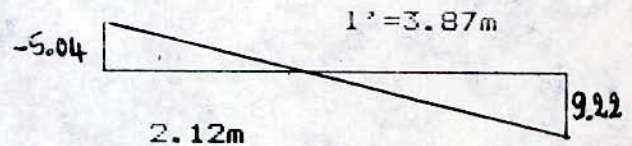
- zone 1 : du RDC au 4<sup>ème</sup>.
- zone 2 : du 5<sup>ème</sup> au 9<sup>ème</sup>.
- zone 3 : du 10<sup>ème</sup> au 14<sup>ème</sup>
- zone 4 : du 15<sup>ème</sup> au 19<sup>ème</sup>

La plus grande traction est donnée par la combinaison  $0.8G+Ne$   
( R.P.A 88 3-1-11 page 29 )

ZONE (1):

$$\begin{cases} N = 0.8 * G = 377.30t. \\ G+Q = 526.83t. \\ M = 1284.89t.m. \end{cases}$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S} + \frac{M}{I} * V \Rightarrow \begin{cases} \sigma_1 = 9.22 \text{ Mpa.} \\ \sigma_2 = -5.04 \text{ Mpa.} \end{cases}$$



Le calcul se fera sur une bande horizontale de longueur d /

$$d \leq \min (h_e/2 ; 2 * l' / 3) = \min (1.70m ; 2.31m).$$

soit

$$d = 1.70 \text{ m}$$

La nouvelle section aura pour caractéristiques:

$$I_1 = 0.123m^2.$$

$$A_1 = 0.51m^2.$$

$$V_1 = 0.85m.$$

-5.04Mpa



-1Mpa.

On calcule les efforts N et M caractérisants cette nouvelle section:

$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{N_1}{A_1} + \frac{M_1}{I_1} * V_1 \\ \sigma_2 = \frac{N_1}{I_1} + \frac{M_1}{I_1} * V_1 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 1.96 * N_1 + 6.91 * M_1 = -1 \text{ Mpa.} \\ 1.96 * N_1 - 6.91 * M_1 = -5.04 \text{ Mpa.} \end{cases}$$

Ce qui donne :

$$\begin{cases} N_1 = -1.54 \text{ MN.} \\ M_1 = -0.581 \text{ MN.m.} \end{cases}$$

Armatures verticales:

$$A_v = \frac{N_1}{f_e} = \frac{1.54}{400} = 38.5 \text{ cm}^2.$$

$$\Rightarrow A_v / ml/f = 11.32 \text{ cm}^2. \quad \text{soit } 4 \text{ HA } 20 \# \text{ ( } 12.56 \text{ cm}^2/ml./f \text{)}$$

Armatures horizontales:

$$\bar{\tau}_b = 0.2 * f_{c28} = 0.2 * 27 = 5.40 \text{ Mpa.}$$

$$\tau_b = \frac{1.4 * 0.3175}{0.3 * 0.8 * 6} = 0.31 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_b.$$

avec:

$$\bar{\tau}_{b1} = 0.025 * f_{c28} = 0.675 \text{ Mpa.}$$

On adoptera conformément au R-P-A 88 le pourcentage d'armatures suivant:  $W_t \geq 0.15 \%$ .

$$A_h = 0.0015 * 0.3 = 4.5 \text{ cm}^2.$$

$$\Rightarrow A_h / ml/f = 2.25 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } 4 \text{ HA } 14/ml/f. = 3.14 \text{ cm}^2.$$

Espacement des barres horizontales et verticales:

Selon le R-P-A 88 les espacements sont fixés à:

$$St \leq \min ( 1.5 * e ; 30 \text{ cm } ).$$

On prendra  $St = 25 \text{ cm}$  pour les barres horizontales et verticales.

Vérification de la contrainte de compression maximale:

$$\begin{cases} N = 526.83 \text{ t.} \\ M = 1284.89 \text{ t.m.} \end{cases}$$

$$\sigma_{\max} = \max (\sigma_1 ; \sigma_2) = \frac{5.2683}{1.8} + \frac{12.82}{5.4} * 3 = 10.06 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_{\max} < 0.6 * f_{c28} .$$

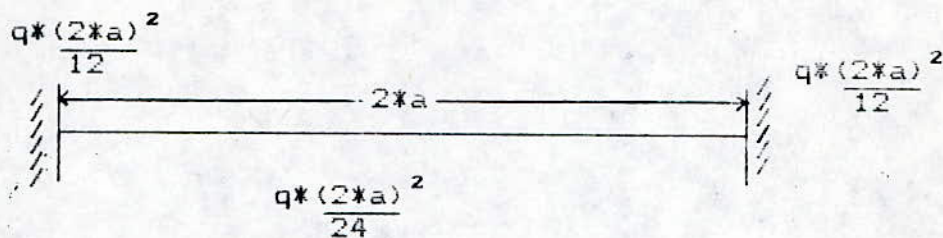
III-1-1-2. Résultats du ferrailage des voiles pleins:

Les résultats du ferrailage sont présentés en annexe.

### III-1-2. ETUDE DES LINTEAUX

#### III-1-2-1. Exemple d'étude:

On étudiera à titre d'exemple le linteau des voiles VT1 - VT2 .



-Diagramme des charges permanentes et d'exploitation dans le linteau

#### -(a)- CALCUL DES EFFORTS DANS LE LINTEAU DE LA BASE:

- Effort sismique: 
$$\begin{cases} T_e = 1.4 * n = 1.4 * 39.60 = 54.04 \text{ t.} \\ M_e = 0.5 * T_e = 0.5 * 54.04 = 27.02 \text{ t.m.} \end{cases}$$

- Charges permanentes: 
$$\begin{cases} T_g = (2.5 * 1 * 0.3 + 16.01 / 8.5) * 0.5 = 1.315 \text{ t} \\ M_g = Q_g * \frac{(2a)^2}{12} = 0.22 \text{ t.m.} \end{cases}$$

- Surcharges : 
$$\begin{cases} T_q = (5 / 8.5) * 0.5 = 0.15 \text{ t.} \\ M_q = Q_q * \frac{(2a)^2}{12} = 0.049 \text{ t.m.} \end{cases}$$

Le dimensionnement des linteaux se fait par la combinaison la plus défavorable à savoir " G+Q+E " .

$$\begin{cases} T = T_e + T_g + T_q = 55.50 \text{ t.} \\ M = M_g + M_q + M_e = 27.29 \text{ t.m.} \end{cases}$$

#### -(b) - FERRAILLAGE DU LINTEAU:

-Article 4-3-2-4: Les linteaux doivent être conçus de façon à éviter leur rupture fragile . Ils doivent être capable de reprendre l'effort tranchant et le moment flechissant dont les sens peuvent



alterner.

- Article 4-33-13: Les armatures doivent être disposées et ancrées dans les trumeaux ( voir le schéma du ferrailage ).

- Logueur d'ancrage:

$$L_d \geq \frac{H_t}{4} + 5\phi$$

.Contrainte tangentielle:

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{1.4 \cdot T}{b \cdot z} = 2.77 \text{ Mpa.}$$

$$\tau_b < \bar{\tau}_b = 5.4 \text{ Mpa;}$$

$$\bar{\tau}_{b1} = 0.06 \cdot f_{c20} = 1.62$$

$\tau_b > \bar{\tau}_{b1} \Rightarrow$  dans ce cas il y'a lieu de disposer les armatures longitudinales ( supérieurs et inférieurs ), transversales et en zone courante, suivant le minimum reglementaire, ainsi que des armatures diagonales.

► Armatures longitudinales:

$$A_l = \frac{M}{Z \cdot f_e} ; \quad Z = h - 2 \cdot d ;$$

$$h = 1\text{m.}$$

$$d = 0.05\text{m.}$$

$$A_l = 9.18 \text{ cm}^2. \quad \text{soit } \boxed{A_l = 2 \text{ HA } 20 + 2 \text{ HA } 16}$$

$A_l$  doit être supérieur à :  $A'_l = 0.0015 b \cdot h$ .

$A_l$  est disposé est disposée dans la partie haute et basse du linteau.

► Armatures transversales:

$$s_t = 20 \text{ cm.} ; \quad A_t \geq 0.0025 b \cdot s_t = 1.5 \text{ cm}^2.$$

On opte pour un double cadre en HAB  $\Rightarrow$  ce qui fait 12 cadres en HAB.

$$s_t \leq \frac{h}{4} = 25\text{cm.}$$

► Armatures courantes:

$$A_c \geq 0.002 \cdot b \cdot h. \quad \Rightarrow A_c \geq 6 \text{ cm}^2. \text{ soit}$$

$$\boxed{4 \text{ HA } 14}$$

► Armatures diagonales:

$$A_D = \frac{T}{2 \cdot f_e \cdot \sin \alpha} ; \operatorname{tg} \alpha = \frac{h-2 \cdot d}{l} ;$$

$$T = T_{\text{calcul}} (\text{sans majoration})$$

$$A_D \geq 0.0015 \cdot b \cdot h. \Rightarrow A_D = 9.03 \text{ cm}^2 \text{ soit}$$

2 HA 20 + 2 HA 16

$$A_D \geq 0.0015 \cdot b \cdot h.$$

► Longueur d'ancrage:

$$L_a = \frac{H_t}{4} + 50 \cdot \phi = 1.30 \text{ m.}$$

► Longueur des barres inclinées:

$$L_d = \sqrt{l^2 + H^2} + \frac{2 \cdot L_a}{\cos \alpha}$$

$$L_d = 5.09 \text{ m.}$$

CHAPITRE IV  
ELEMENTS D'INFRASTRUCTURE

#### IV-1. VOILE PERIPHERIQUE

Le vide sanitaire se trouvant au dessous du niveau de base doit comporter un voile périphérique (prescription des R-P-A 88). Le voile doit être continu entre le niveau de la fondation (radier) et le niveau de base, et doit présenter les caractéristiques suivantes:

\* )  $e = 20$ .

\* ) Les armatures sont constituées de deux nappes,  $A_h, A_v \geq 0.1 \%$  .  
soit 4 HA12 /ml/face. ( $4.52\text{cm}^2$ )

► N.B: Le voile présente deux ouvertures par façade, pour l'aération et l'éclairage.

#### IV-2. LES FONDATIONS

##### IV-2-1. Choix du type de fondations

Un certain nombre de problèmes se pose lorsqu'il s'agit de choisir un type de fondation, qui dépend essentiellement de la contrainte du sol.

Notre choix pour un radier général est justifié par:

1)- La forte pression apportée par la structure, ce qui pousse à augmenter la surface de la fondation pour minimiser cette pression.

2)- La résistance aux sous pressions dues à une remontée éventuelle de la nappe.

3)- La réduction des tassements différentiels.

4)- L'élimination de l'effet des petites poches de sol moussu compressible, c-a-d effacer les irrégularités ou l'hétérogénéité du sol.

5)- L'économie dans la construction (réduction dans le ferrailage, excavation large et moyennement profonde donc une exécution moins onéreuse).

#### IV-2-2. Estimation de la capacité portante du sol à 4m de profondeur

Vue l'absence de données concernant la capacité portante du sol à 4m de profondeur (la fondation de la structure initiale était prévue à 2m), on a opté pour une estimation de cette capacité.

##### Sollicitations au niveau du radier:

Pour plus de sécurité on prend le moment maximum dans les deux sens.

$$\begin{cases} M_{\max} = 24804 \text{ t.m} . \\ N = 23320.41 \text{ t.m} . \end{cases} \Rightarrow e = \frac{M}{N} = 1.06 \text{ m} .$$

$$\begin{cases} V = 23320.41 \text{ t} . \\ H = 562.93 \text{ t} . \end{cases}$$

##### -Surface effective du radier:

$$S = (22.18) * (18.18) \text{ m}^2 .$$



$\delta$  : Angle d'inclinaison de la résultante R par rapport à la verticale.

$$\text{tg}(\delta) = \frac{H}{V} = \frac{562.93}{23320.41} = 1.38 .$$

Cette inclinaison réduira la portance de la fondation, ainsi, l'introduction de nouveaux coefficients  $N_q$ ,  $N_\gamma$ ,  $N_c$ , dont les valeurs sont plus petites que lorsque  $\delta = 0$ .

##### - Capacité portante ultime :

$$q_u = \left[ 1 - 0.2 * \frac{B'}{L} \right] * \gamma * \frac{B'}{2} * N_\gamma + \gamma * D * N_q + \left[ 1 + 0.2 * \frac{B'}{L} \right] * C * N_c .$$

avec  $C=0$ ,  $D=2m$ ,  $\gamma=1.8t/m^3$ .

$$q_u = 13.67 * N_\gamma + 2.7 * N_q .$$

Les valeurs de  $N_\gamma$  et de  $N_q$  sont fonction de  $\phi$  et de  $\delta$  :

$$N_\gamma(\phi, \delta) = N_\gamma(20^\circ, 2.5^\circ) = 3.95.$$

$$N_q(\phi, \delta) = N_q(20^\circ, 2.5^\circ) = 6 .$$

$$q_u = 14 \text{ bars}$$

- Capacité portante admissible

$$q_a \leq \frac{q_u}{F_s} , \text{ avec } F_s = 3 \text{ coefficient de sécurité.}$$

$$q_{adm} \leq 4.6 \text{ bars.}$$

On prendra:

$$q_{adm} = 4 \text{ bars}$$

### FONDATION DE LA STRUCTURE I

#### IV-2-3. Predimensionnement du radier:

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les murs et les piliers de l'ossature soumis à la réaction du sol agissant du bas vers le haut d'une manière uniforme (radier supposé infiniment rigide).

\*- La descente de charge de l'ensemble de la structure donne:

$$G = 14591.50 \text{ t} ; \quad Q = 2414.79 \text{ t.}$$

Selon les règles B-A-E-L 83, la sollicitation d'action est:

$$N = 1.35 * G + 1.5 * Q .$$

#### IV-2-3-1. Surface nécessaire du radier:

Cette surface est déterminée par le taux du travail du sol, soit alors :

$$S_{\text{req}} \geq \frac{N}{\sigma_{\text{sol}}} = 583,01 \text{ m}^2$$

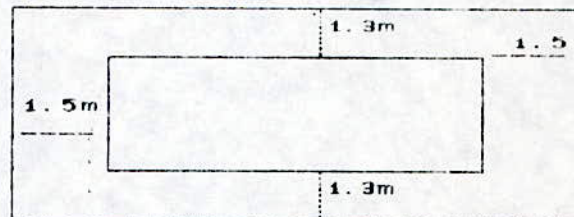
La surface totale du bâtiment est:  $S = a * b = 493,29 \text{ m}^2$ .

$$S_{\text{rad}} = S_{\text{bat}} + S_{\text{deb.}}$$

$$s_{\text{deb}} = 583,01 - 493,29 = 89,72 \text{ m}^2$$

\* Les dimensions du radier sont :

$$S_{\text{rad}} = 27,8 * 22,9 = 625,17 \text{ m}^2$$



#### IV-2-3-2. Epaisseur du radier:

L'épaisseur du radier est déterminée par 2 conditions:

(1)- Condition forfaitaire:

$$h_t \geq \frac{l_{\text{max}}}{10} = \frac{3,70}{10} = 0,37 \text{ m.}$$

(2)- Condition de cisaillement:

Pour des raisons d'inconvénients pratiques, on évite de mettre des armatures transversales. De ce fait la limitation de la contrainte de cisaillement s'impose pour un choix de  $h_t$  convenable:

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b \Rightarrow \frac{T}{b * d} \leq \bar{\tau}_b = 0,1 * f_{c28}$$

T : effort tranchant dans le panneau le plus sollicité

$$T = \frac{q * l}{2}$$

q : pression sous le radier.

$$q = \frac{N}{S_{\text{rad}}} = \frac{23320.41}{625.17} = 37.30 \text{ t/ml.}$$

Pour une bande de 1m  $q = 37.30 \text{ t/ml.}$

$$T_{\text{max}} = q * \frac{1}{2} = 37.30 * \frac{3.7}{2} = 69.00 \text{ t.}$$

$$h_t \geq \frac{T}{0.9 * b * \tau_b} = \frac{69}{2.7 * 0.9 * 1} = 28.39 \text{ cm.}$$

On prend un radier de

$h_t = 50 \text{ cm}$
-----------------------

#### IV-2-4. Verifications diverses:

##### IV-2-4-1. Vérification de la contrainte du sol sous les charges durables:

$$N = 1.35 * (G_{\text{bat}} + G_{\text{rad}}) + 1.5 * Q = 24841.61 \text{ t.}$$

$$\text{On doit avoir: } \sigma = \frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{\text{sol.}} \quad ; \quad \sigma = \frac{24841.61}{625.17} = 3.97 \text{ bars.}$$

##### IV-2-4-2. Vérification du poinçonnement:

Conformément aux règles B-A-E-L 83, on fera une vérification aux poinçonnements, et ceci sous le voile le plus sollicité:

$$Q_u \leq 0.045 * U_c * h_o * f_{c28}.$$

$$U = (u+v) \text{ avec } u = u_o + h \quad ; \quad v = v_o + h.$$

$$u_o = 0.3 \text{ m} \quad ; \quad v_o = 1.00 \text{ m}$$

$$U_c = 4.60 \text{ m}$$

$$Q_u \leq 279.45 \text{ t}$$

\*  $Q_u$ : charge de la calcul à l'E.L.U, du voile le plus sollicité (VL6)

$$G = 624.70 \text{ t}$$

$$Q = 70.60 \text{ t.}$$

$$Q_u = \frac{1.35 * 624.70 + 1.5 * 70.60}{6.00} = 158.43 \text{ t} < 279.45 \text{ t}$$



Il n'y a donc pas de risque de poinçonnement.

#### IV-2-4-3. Vérification de la stabilité:

Sous les charges horizontales (sismiques), il y'a naissance d'un moment de renversement. Les extrémités du radier doivent alors être vérifiées, aux contraintes de traction (soulèvement), spécialement sous la combinaison  $0.8*G+E$  préconisée par le R-P-A. Une vérification de la contrainte de compression maximale sous  $G+Q+E$  s'impose.

##### -vérification du soulèvement

Dans ce cas, pour plus de sécurité le poids du radier ne sera pas pris en compte.

$$G=14591.50 \text{ t.}$$

$$N_{\text{sollicit}} = 0.8*14591.50+11673.2\text{t.}$$

##### \* sens longitudinal:

$$\begin{cases} M_l = 25114.69 \text{ t} \\ I_l = 38827.75\text{t} \\ v = 13.65 \text{ m} \end{cases}$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S} + \frac{M_l}{I_l} * v .$$

$$\begin{cases} \sigma_1 = 27.50 \text{ t/m}^2. \\ \sigma_2 = 9.83 \text{ t/m}^2. \end{cases}$$

$$\sigma_m = \frac{3*\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 23.08 \text{ t.}$$

$$* \sigma_{\text{moy}} < 1.33*\bar{\sigma}_s = 53.20 \text{ t/m}^2. \quad \text{vérifiée.}$$

$$* \sigma_1 < 1.33*\bar{\sigma}_s. \quad \text{vérifiée.}$$

##### \* sens transversal:

$$\begin{cases} M_t = 23734.98 \text{ t.} \\ I_t = 27320.45 \text{ m}^4 \\ v = 11.45 \text{ m} \end{cases}$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \pm \frac{M_t}{I_t} * v .$$

$$\begin{cases} \sigma_1 = 28.62 \text{ t/m}^2. \\ \sigma_2 = 8.72 \text{ t/m}^2. \end{cases}$$

$$* \sigma_{\text{moy}} = \frac{3*\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 23.63 \text{ t.}$$

$$* \sigma_{\text{moy}} < 1.33*\bar{\sigma}_{\text{sol}} = 53.20 \text{ t/m}^2.$$

$$* \sigma_1 < 1.33*\bar{\sigma}_{\text{sol}} = 53.20 \text{ t/m}^2.$$

- vérification de la compression maximale:

Pour plus de sécurité, le poids propre du radier sera pris en compte.

$$N = G+Q+E = 18140.29 \text{ t.}$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N + M}{S} - \frac{I}{I} * v.$$

\* sens longitudinal:

$$\begin{cases} \sigma_1 = 37.84 \text{ t/m}^2. \\ \sigma_2 = 20.16 \text{ t/m}^2. \end{cases} \cdot \sigma_{\text{moy}} = 33.42 \text{ t/m}^2.$$

$$* \sigma_{\text{moy}} < 1.33*\bar{\sigma}_{\text{sol}}.$$

$$* \sigma_1 < 1.33*\bar{\sigma}_{\text{sol}}$$

\* sens transversal:

$$\begin{cases} \sigma_1 = 38.95 \text{ t/m}^2. \\ \sigma_2 = 19.05 \text{ t/m}^2. \end{cases} \quad \sigma_{\text{moy}} = 33.97 \text{ t/m}^2.$$

$$* \sigma_1 < 1.33*\bar{\sigma}_{\text{sol}} = 53.20 \text{ t/m}^2.$$

$$* \sigma_{\text{moy}} < 1.33*\bar{\sigma}_{\text{sol}}.$$

#### IV-2-4-4. CONCLUSION:

Toutes les conditions de non soulèvement et de la compression maximale sont vérifiées.

#### IV-2-5. Ferrailage du radier

##### IV-2-5-1. Détermination de la sollicitation la plus défavorable:

Pour déterminer le ferrailage du radier, il est nécessaire de dégager la sollicitation la plus défavorable, entre la situation durable et accidentelle.

###### (1) Situation durable:

La contrainte maximale sous le radier calculée en tenant compte des charges permanentes (Gstructure, Gradier) et la surcharge combinée à l'E-L-U

$$\sigma_s = 3.97 \text{ bars}$$

###### (2) Situation accidentelle:

C'est la situation obtenue par l'effet des charges horizontales.

\* - sens long:  $\sigma_{\max} = 37.74 \text{ t/m}^2$ .

\* - sens trans:  $\sigma_{\max} = 38.74 \text{ t/m}^2$ .

###### conclusion

L'effet des charges durables sur le radier sont plus défavorables que l'effet des charges accidentelles. Par conséquent le radier sera calculé sous une charge uniformément répartie de valeur:

$$q = 37.9 \text{ t/m}^2$$

##### IV-2-5-2. ferrailage:

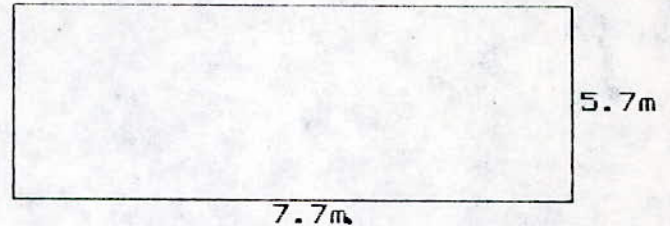
(1)- Le ferrailage du radier s'effectuera en considérant un panneau longitudinal de longueur totale  $L = 24.30 \text{ m}$  et un panneau transversal de  $20.30 \text{ m}$ .

(2)- Le calcul sera mené par les moments isostatiques  $M_{ox}$  et

Moy, du panneau dalle dont les dimensions sont les plus importantes (8m\*6m).

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{5.7}{7.7} = 0.74$$

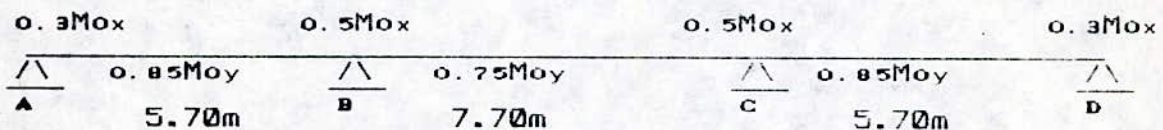
$$\begin{cases} \mu_x = 0.067. \\ \mu_y = 0.612. \end{cases}$$



$$M_{0x} = \mu_x * q * l_x^2 = 0.067 * 39.7 * 5.70^2 = 86.42 \text{ t.m.}$$

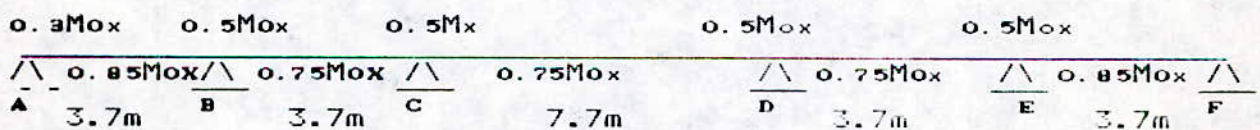
$$M_{0y} = \mu_y * M_{0x} = 0.612 * 86.42 = 52.89 \text{ t.m.}$$

-Panneau transversal:



$$\begin{cases} M_A = M_D = 25.93 \text{ t.} \\ M_C = M_B = 43.21 \text{ t.} \end{cases} ; \quad \begin{cases} M_{AB} = M_{CD} = 44.96 \text{ t.m.} \\ M_{BC} = 39.67 \text{ t.m.} \end{cases}$$

- Panneau longitudinal:



$$\begin{cases} M_A = M_F = 25.93 \text{ t.m} \\ M_B = M_C = M_D = M_E = 43.21 \text{ t.m} \end{cases} ; \quad \begin{cases} M_{AB} = M_{EF} = 73.46 \text{ t.m.} \\ M_{BC} = M_{CD} = M_{DE} = 64.82 \text{ t.m.} \end{cases}$$

SENS TRANSVERSAL

		Mu (t.m)	As (cm <sup>2</sup> )	As adoptée (cm <sup>2</sup> )
Tra vees	AB	44.96	32.29	7HA25 (34.36).
	BC	39.67	28.49	6HA25 (29.45).
	CD	44.96	32.29	7HA25 (34.36).
app uis	A	25.93	18.62	4HA25 (19.63)
	B	43.21	31.04	7HA25 (34.36)
	C	43.21	31.04	7HA25 (34.36)
	D	25.93	18.62	4HA25 (19.63)

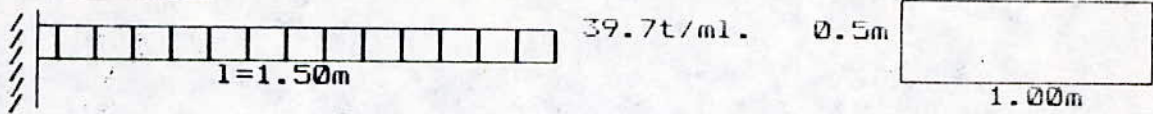
SENS LONGITUDINAL

		Mu (t.m)	As (cm <sup>2</sup> )	As adoptée (cm <sup>2</sup> )
tra vées	AB	73.46	52.77	7HA32 (56.29)
	BC	64.82	46.56	6HA32 (46.25)
	CD	64.82	46.56	6HA32 (46.25)
	DE	64.82	46.56	6HA32 (46.25)
	EF	73.46	52.77	7HA32 (56.29)
app uis	A	25.93	18.62	4HA25 (19.63)
	B	43.21	31.04	7HA25 (34.36)
	C	//	//	//
	D	//	//	//
	E	//	//	//
	F	25.93	18.62	4HA25 (19.63)

ETUDE DES DEBORDS:

Le débord est considéré comme une console encastrée, soumise à une charge uniforme  $q = 39.7 \text{ t/ml}$ .

(1) sens long:



$$M_{enc} = \frac{ql^2}{2} = \frac{39.7 * (1.50)^2}{2} = 44.66 \text{ t.m.}$$

avec:

$$Z + 0.8 * h = 40 \text{ cm. ; } b = 1 \text{ m.}$$

$$A_{su} = \frac{M_{enc}}{Z * f_{su}} = 32.08 \text{ cm}^2$$

section adoptée: 7HA25 (34.36)  $\text{cm}^2$

Armatures de répartition:  $\frac{A_{su}}{4} < A_r < \frac{A_{su}}{2}$

$$8.56 \text{ cm}^2 < A_r < 17.18 \text{ cm}^2$$

soit  $A_r = 7\text{HA}14$  (10.77  $\text{cm}^2$ ).

(2) sens trans

$$M_{enc} = 33.55 \text{ t.m. ; } A_{su} = 24.10 \text{ cm}^2.$$

Section adoptée:  $A_{ad} = 5\text{HA}25$  (24.54  $\text{cm}^2$ ).

Armatures de répartition:  $6.03 \text{ cm}^2 < A_r < 12.05 \text{ cm}^2$ .

$5\text{HA}14$  (7.69  $\text{cm}^2$ ).

### FONDATION DE LA STRUCTURE II (N-C)

La descente de charge de l'ensemble de la structure donne :

$$G = 12590.06 \text{ t ; } Q = 2414.79 \text{ t.}$$

L'effort normal à la base devient alors:

$$N = 1.35 * G + 1.5Q = 20618.17 \text{ t.}$$

Surface nécessaire du radier:

$$S_{nec} \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} = \frac{20618.17 \text{ t}}{40} = 515.45 \text{ m.}$$

$$S_{bat} = 20.80 * 24.80 = 515.84 \text{ m}^2.$$

$S_{bat} > S_{nec}$ . Néanmoins, il est nécessaire de prévoir un débord de 1m.

$$S_{rad} = 26.80 * 22.80 = 611.04 \text{ m}^2.$$

#### Épaisseur du radier:

Les deux conditions donnent une épaisseur de  $h_t = 50 \text{ cm}$ .

#### Vérifications diverses:

Les contraintes maximales et le poinçonnement sont vérifiées. Le cas de compression défavorable est donné par la contrainte de compression sous les charges durables.

$$\sigma_c = \frac{N}{S} = 35.43 \text{ t.}$$

#### Ferraillage:

La charge de calcul est:  $q = 35.43 \text{ t/ml}$ .

Les calculs sont menés de la même manière que le radier de la première structure. Les résultats des ferraillages seront disposés dans les tableaux ci-bas.

Moments isostatiques max:

$$M_{ox} = 77.12 \text{ t.}$$

$$M_{oy} = 47.20 \text{ t.}$$

FERRAILLAGE DU RADIER

SENS TRANSVERSAL

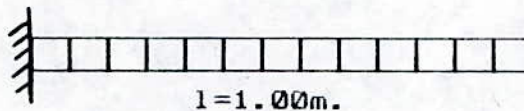
		Mu (t.m)	As (cm <sup>2</sup> )	As adoptée (cm <sup>2</sup> )
TRAVEES	AB	40.12	28.82	6HA25 (29.45) S=15cm
	BC	35.40	25.43	// // //
	CD	40.12	28.82	// // //
APPUIS	A	23.14	16.62	4HA25 (19.63) S=20cm
	B	23.56	16.92	// // //
	C	//	//	// // //
	D	23.14	16.62	// // //

SENS LONGITUDINAL

		Mu (t.m)	As (cm <sup>2</sup> )	As adoptée (cm <sup>2</sup> )
TRAVEES	AB	65.55	47.09	6HA32 (48.25) S=15cm
	BC	57.84	41.55	4HA32+2HA25 (41.99cm <sup>2</sup> ) S=15cm
	CD	//	//	// // //
	DE	65.55	47.09	6HA32 (48.25) S=15cm
APPUIS	A	23.14	16.62	4HA25 (19.63) S=20cm
	B	38.56	27.70	6HA25 (29.45) S=15cm
	C	//	//	// // //
	D	//	//	// // //
	E	23.14	16.62	4HA25 (19.63cm <sup>2</sup> ) S=20cm

ETUDE DES DEBORDS:

q = 35.43 t/ml



q=35.43t/ml.



$$Menc = \frac{q \cdot l}{2} = 17.715t/ml.$$

$$As = \frac{Menc}{Z \cdot f_{su}} = 13.72 \text{ cm}^2 /ml.$$

As adoptée : 5HA20 (15.70)

Armat de répartition  $\frac{As}{4} \leq Ar \leq \frac{As}{2}$

$$Ar = 6.15 \text{ cm}^2 \quad \text{soit 4HA14}$$

CAPITRE V

M E T R E

## A. METRE DE LA STRUCTURE EN VOILES

### A-1. NECESSITE DE LA STRUCTURE EN ACIERS

DIAM (mm)	LONG TOTA (m)	POID UNI (kg/ml)	POIDS TOTAL (kg)	CHUTES=5% (kg)	POIDS TOTAL A COMMANDER (kg)
32	5001.60	6.31	31575.10	1578.75	33153.86
25	11602.20	3.853	44703.28	2235.16	46938.44
20	23021.65	2.466	56771.39	2838.57	59609.96
16	69521.60	1.578	109705.08	5485.25	115190.34
14	12927.45	1.208	15616.36	780.82	16397.18
12	2840.96	0.888	2522.77	126.14	2648.91
10	150985.84	0.617	93158.26	4657.91	97816.18
08	11004.01	0.395	4346.58	217.33	4563.91

Le prix à payer selon le cours des aciers est :

$$P = 526846.92 \text{ DA}$$

### A-2. NECESSITE EN BETON

Le volume global de béton est approximativement égal à :  
 $V = 4632.04 \text{ m}^3$ .

Prix à payer pour le béton est : P = 13896120.00 DA

## B. METRE DE LA STRUCTURE A NOYAU CENTRAL

### B-1. NECESSITE EN ACIERS

DIAM (mm)	LOGUEUR TOTALE (m)	POIDS UNITAIRE (kg/ml)	POIDS TOTAL (kg)	CHUTES=5°/。	POIDS TOTAL A COMMANDER (kg)
32	16123.64	6.313	101788.54	5089.43	106877.97
25	17052.32	3.853	65702.59	3285.13	68987.72
20	14765.02	2.466	36410.54	1820.53	38231.07
16	10444.20	1.578	16480.95	824.05	17304.99
14	4517.40	1.208	5457.02	272.85	5729.87
12	100132.2	0.888	88917.39	4445.87	93363.26
10	23756	0.6176	14657.45	732.87	15390.32
08	49626	0.395	19602.27	980.11	20582.38

Prix à payer :

P = 51330546.16 DA

### B.1 NECESSITE EN BETON

Le volume global est estimé à :  $V = 4240.35 \text{ m}^3$

Le prix à payer pour le béton est de :

P = 12721050.00 DA

C . CONCLUSION

Pour la réalisation de l'infrastructure et de la superstructure , chaque ouvrage nécessite l'enveloppe financière suivante:

STRUCTURE I (VOILES) :

p = 19164582.92 DA

STRUCTURE II (N-C) :

P = 17851596.12 DA

CHAPITRE VI  
C O N C L U S I O N

# C O N C L U S I O N

## A . AU PLAN DE LA REALISATION

Quel que soit le caractère de la réalisation, un des objectifs premiers de son promoteur comme de son concepteur est son exécution avec une incidence financière la plus optimum.

Il importe donc de pousser toutes les investigations jusqu'à détecter, ou concevoir, des techniques pouvant assurer la réalisation la plus économique possible tout en la couvrant d'une protection sécuritaire indispensable : c'est la main du technicien.

Dans le domaine de la construction qui échappe encore moins à la règle en raison des besoins ou de la demande d'une part, et des pertes faciles en matériaux sans de judicieux calculs et précautions d'autre part, il transparaît clairement que la recherche et les études pour réduire au maximum les coûts deviennent le souci constant des hommes.

Dans un environnement encore plus près, le nôtre, la conjoncture économique comme les besoins en infrastructures sociales et domestiques du pays, exigent une réflexion vive et soutenue pour satisfaire, sécuriser et économiser : c'est la motivation principale de nos travaux.

Dans ce cadre et ce contexte, nous avons élaboré une étude comparative qui nous aura permis d'établir fondamentalement l'avantage d'une structure à noyau central par rapport à la même structure en voiles sur la base des points suivants:

### 1. EN ECONOMIE

En Algerie, la plupart des structures contreventées par voiles conduisent à un ferrailage minimum sur toute la hauteur du voile.

Ainsi nous avons été amenés à réduire le nombre de voiles dans la structure initiale pour répondre à un souci économique.

Malgré cette mesure, nous avons établi que la même structure mais à noyau central nécessitait un volume et une masse autrement plus réduits de béton et d'acier. L'incidence financière de ce gain se chiffre, sur la base des coûts courants, à plus de 1.500 000 Dh, soit environ 5% du coût de notre réalisation.

## 2. EN TECHNIQUE

La technique de réalisation est fonction, en grande partie, du type de coffrage à utiliser ainsi que de son utilisation rationnelle: il s'agit d'acquérir un coffrage réduit mais dont le programme d'utilisation est judicieusement élaboré.

Ainsi, le coffrage glissant pour la structure à noyau central malgré son coût élevé à l'acquisition, permet une rapidité d'exécution d'ou l'emploi permanent des équipes avec toutes les conséquences heureuses, comme la facilité de son utilisation.

A contrario, la structure en voiles coffrée par tables et banches nécessite des grues puissantes et un temps d'exécution plus long, ce qui engendre une lourdeur des mouvements et une lenteur préjudiciable dans la chaîne de réalisation avec ses conséquences coûteuses.

## 3. EN RATIONNALITE

Si les voiles de contreventement nous contraignent dans l'aménagement interne en raison de la fixation définitive des cloisons, la structure à noyau central, au contraire, permet un aménagement libre par l'emploi des cloisons amovibles : bureaux paysagistes.

Pour plus d'économie, l'utilisation de la charpente métallique pour



les éléments autres que le noyau central est intéressante, particulièrement dans le cas d'une structure élancée.

## B. AU PLAN DE L'ETUDE

Dans le cadre des études de structure, les résultats obtenus par la méthode de " LAREDO " approchent sensiblement ceux auxquels a abouti la méthode de " ALBIGES & GOULET " bien que la première ait procédé par une approche énergétique alors que la deuxième l'a été par un concept en déformations.

Cette convergence de résultats s'identifie et s'explique par le fait que les deux méthodes empruntent les mêmes hypothèses de base et découlent de la même théorie dite " THEORIE DES POUTRES " .

Ainsi, compléter ces travaux par une comparaison à la méthode des éléments finis, méthode exacte et d'actualité, nous paraît idéal.

A titre complémentaire, nous tenons à consigner que nos travaux nous ont conduits à constater que le calcul de l'inertie équivalente par le procédé énergétique émerge d'une logique plus évidente que celle procédant par les déformations. En effet, la première tient compte de l'énergie potentielle interne, ce qui nous rapproche davantage de la précision tant recherchée. Cependant, l'approche en déformations est caractérisée par le fait qu'elle tient compte certes de la déformation au sommet mais ne précise pas l'allure des déformations par ailleurs.

20,80

6,00

4,00

4,00

6,00

6,00

6,20

6,20

8,40

1,40

2,20

6,20

24,90

6,00

2,95

2,50

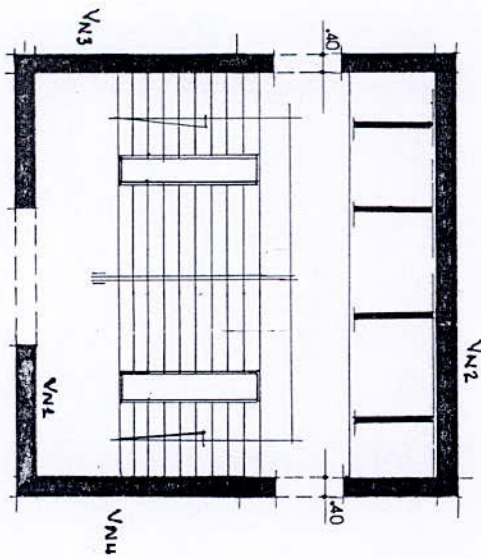
2,95

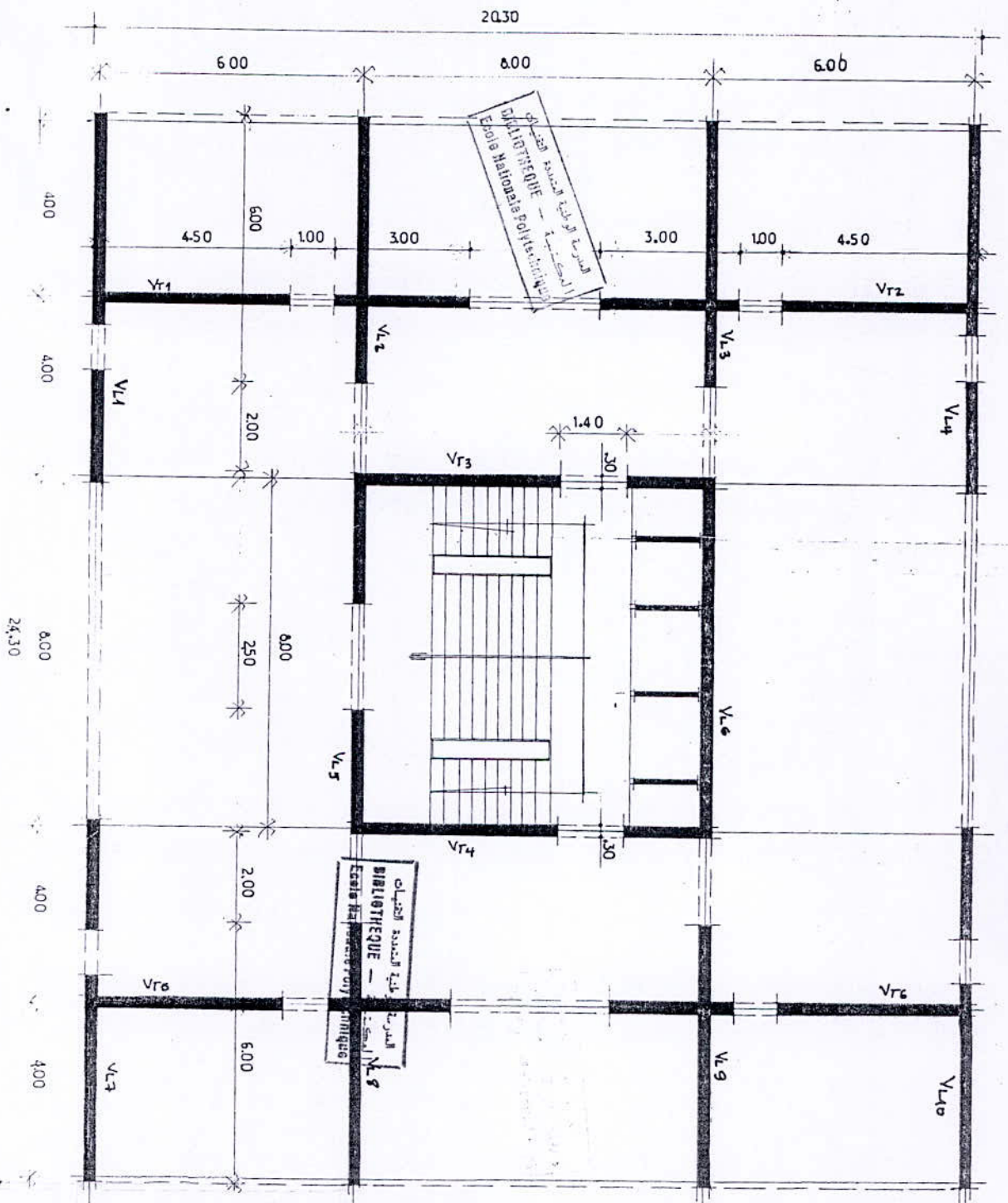
6,20

6,00

جامعة بغداد  
 المكتبة الوطنية  
 بغداد - العراق  
 رقم الوثيقة: 229  
 تاريخ التسجيل: 1970

جامعة بغداد  
 المكتبة الوطنية  
 بغداد - العراق  
 رقم الوثيقة: 229  
 تاريخ التسجيل: 1970





وزارة الجامعات والبحث العلمي  
Ministère aux Universités et de la Recherche Scientifique

**ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE**

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات  
BIBLIOTHEQUE — المكتبة  
Ecole Nationale Polytechnique

**DEPARTEMENT : GENIE CIVIL**

**ANNEXE**

Proposé par :

Mme BAUCHE

Etudié par :

Mrs FETTAH Rachid  
HASSAÏM Nouredine

Dirigé par :

Mme BAUCHE

**PROMOTION**

**JUILLET 1992.**

# SOMMAIRE

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات  
المكتبة — BIBLIOTHEQUE  
Ecole Nationale Polytechnique

## ANNEXE A :

A-1 . IMPLANTATION DE L'OUVRAGE.....	2.
A-2 . CARACTERISTIQUES MECANIQUES DES MATERIAUX.....	5.
A-3 . CHARGES ET SURCHARGES.....	10.
A-4 . PREDIMENSIONNEMENTS .....	13.
A-5 . CALCUL DU POIDS DE LA STRUCTURE.....	19.

## ANNEXE B:

B-1 . EFFORTS DANS LES VOILES.....	24.
B-2 . EFFORTS DANS LE NOYAU.....	45.
B-3 . FERRAILLAGE DES VOILES.....	52.
B-4 . FERRAILLAGE DU NOYAU.....	65.

## ANNEXE C :

C-1 . ETUDE DU PLANCHER.....	71.
C-2 . ETUDE DES POTEAUX.....	75.
C-3 . ETUDE DES POUTRES.....	80.
C-4 . ETUDE DES ESCALIERS.....	89.
C-5 . ETUDE DE L'ACROTERE.....	91.

ANNEXE - A -

A N N E X E - A 1 -  
IMPLANTATION DE L'OUVRAGE

Le présent projet qui fait l'objet d'une étude comparative entre deux tours R+18 à usage administratif est implanté à Alger, qui est une zone de moyenne sismicité.

#### -DIMENSIONS EN PLAN

La structure en voile:

\* largeur : 20.30m.

\* longueur : 24.30 m.

La structure à noyau central:

\* largeur : 20.80m.

\* longueur : 24.80m.

La hauteur égale entre étage est la même pour les deux structures:

$h = 3.40 \text{ m.}$

$H = 64.60 \text{ m.}$

On note que les planchers sont en dalle pleine d'épaisseur  $e = 20\text{cm}$  et les façades en éléments préfabriqués.

#### COFFRAGE UTILISE

Structure à noyau central:

Le coffrage glissant et les éléments modulaires.

Structure en voiles:

Le coffrage est en tables et banches et des éléments modulaires.



A N N E X E - A 2 -  
CARACTERISTIQUES MECANQUES  
DES MATERIAUX

# CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX SELON LES REGLES B A E L 83

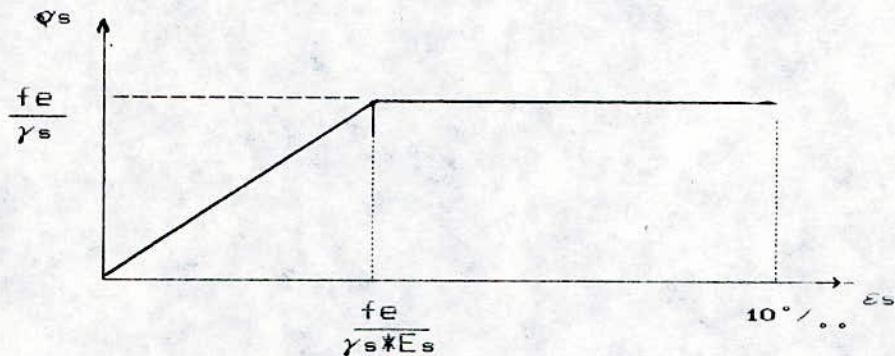
## A-2-1. ACIER

Les aciers à utiliser doivent présenter les caractéristiques suivantes:

- Module d'élasticité:  $E_s = 2 * 10^5 \text{ Mpa}$ .
- La limite d'élasticité: Elle est fonction du type d'acier.

Afin d'assurer une bonne adhérence " Acier - Béton " on opte pour des aciers HA (haute adhérence) de nuance FeE400.

- Diagramme de calcul " contraintes - déformations ":



Un coefficient de sécurité est introduit aux états limites :

$\gamma_s = 1$  : Situation accidentelle.

$\gamma_s = 1.15$  : Autres cas.

## A-2-2. BETON

Le béton se distingue par son dosage et la grosseur des granulats employés.

L'absence d'essais au début de notre étude, nous amène à fixer une valeur de la résistance caractéristique à la compression  $f_{c28}$ .

La résistance choisie est :  $f_{c28} = 27 \text{ Mpa}$ , doit être justifiée par une étude appropriée, car elle n'est pas homologuée dans les

reglements B A E L.

- Module d'élasticité:

$$E_v = 3700 * (f_{c28})^{1/3} = 11100 \text{ Mpa.}$$

$$E_i = 3 * E_v = 33300 \text{ Mpa.}$$

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

On introduit un coefficient de sécurité :  $\gamma_b$

$\gamma_b = 1.15$  : cas accidentel.

$\gamma_b = 1.5$  : autres cas.

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

$$\gamma_{BA} = 2500 \text{ kg/m}^3 .$$

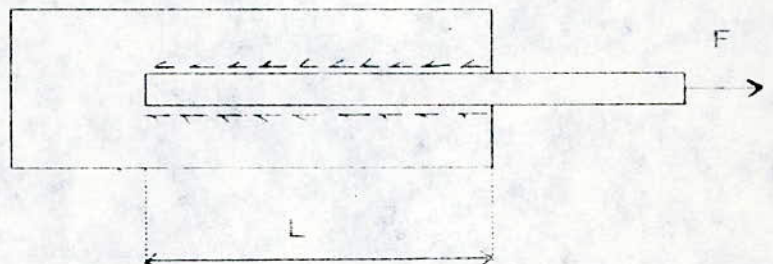
$$\gamma_B = 2200 \text{ kg/m}^3 .$$

### A-2-3. ADHERENCE

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.

Au niveau des extrémités d'un élément, les barres doivent être ancrées. Cet ancrage doit équilibrer les efforts s'y développant.

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



ui : Périmètre de la barre

F : Effort de traction.

Selon le B A E L 83:  $\bar{\tau}_s = 0.6 * \psi_s^2 * f_{t28}$  .

$\psi_s$  : coefficient de scellement.

$\psi_s = 1.5$  : pour les hautes adhérence

$\psi_s = 1$  : pour les ronds lisses.

$\tau_s = 3$  Mpa .

$\tau_s = 1.33$  Mpa .

Longeurs de scellement droit:

HA :  $l_s = 40 * \phi$  .

RL :  $l_s = 50 * \phi$  .

Jonctions par recouvrement:

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

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

#### A-2-4. LIMITATION DES CONTRAINTES

##### - Acier:

Les reglements B A E L 83 limitent la contrainte dans les aciers suivant le milieu environnant, à savoir :

- Fissuration peu nuisible: pas de limitation de contraintes.

- Fissuration préjudiciable:

$$\sigma_{st} \leq \min \left( \frac{2}{3} * f_{te} ; 150 * \eta \right)$$

- Fissuration très préjudiciable:

$$\sigma_{st} \leq \min \left( \frac{1}{2} * f_{te} ; 110 * \eta \right).$$

où  $\eta$  est le coefficient de fissuration.

$\eta = 1$  , pour les RL

$\eta = 1.6$  , pour les HA

-Béton:

-Etat limite de compression du béton :

$$\sigma_{bc} = 0.6 * f_{c28} = 16.2 \text{ Mpa} .$$

$$\sigma_{bt} = 0.6 = 0.06 * f_{c28} = 2.22 \text{ Mpa};$$

-Contraintes tangentielles ultimes pour des armatures droites:

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

Fissuration prej ou très prej :  $\tau_u \leq \min (0.10 * f_{c28} ; 3 \text{ Mpa} ) .$

CHAPITRE A - 3  
CHARGES ET SURCHARGES

## CHARGES ET SURCHARGES

► N-B Les poids spécifiques sont donnés en  $\text{kg/m}^2$  et par cm d'épaisseur.

### A-3-1. PLANCHER TERRASSE

#### \* Charges permanentes

- Gravillon pour la protection de l'étanchéité (4cm):  $20 \text{ kg/m}^2 * 4 = 80 \text{ kg/m}^2.$
  - Etanchéité multicouches :  $= 12 \text{ kg/m}^2.$
  - Chape de béton ( $e=3\text{cm}$ ) ; *X forme de pente*  $20 \text{ kg/m}^2 * 3 = 60 \text{ kg/m}^2. \Rightarrow ?$
  - Isolation thermique :  $= 12 \text{ kg/m}^2.$
  - Dalle pleine de ( 20 cm ) :  $25 \text{ kg/m}^2 * 20 = 500 \text{ kg/m}^2.$
  - Enduits de plâtre ( 1.5 cm ) :  $9 \text{ kg/m}^2 * 1.5 = 13.5 \text{ kg/m}^2.$
- 
- $G = 677.5 \text{ kg/m}^2.$

#### \* Surcharges d'exploitation

$$P = 100 \text{ kg/m}^2.$$

### A-3-2. PLANCHER COURANT

#### \* Charges permanentes

- Carrelage ( 2 cm ) :  $22 \text{ kg/m}^2 * 2 = 44 \text{ kg/m}^2.$
  - Mortier de pose ( 2 cm ) :  $20 \text{ kg/m}^2 * 2 = 40 \text{ kg/m}^2.$
  - Sable ( 3 cm ) :  $17 \text{ kg/m}^2 * 3 = 51 \text{ kg/m}^2.$
  - Isolation thermique :  $= 12 \text{ kg/m}^2.$
  - Dalle pleine ( 20 cm ) :  $25 \text{ kg/m}^2 * 20 = 500 \text{ kg/m}^2.$
  - Enduits de plâtre (1.5 cm ) :  $9 \text{ kg/m}^2 * 1.5 = 13.5 \text{ kg/m}^2.$
  - Cloisons ( 10 cm ) :  $14 \text{ kg/m}^2 * 10 = 140 \text{ kg/m}^2. \rightarrow$
- 
- $G = 800.50 \text{ kg/m}^2.$

\* Surcharges d'exploitation:

$$P = 250 \text{ kg/m}^2.$$

A-3-3. ESCALIER

\* Paillasse

- Charges:

→ Poids propre:  $\frac{e * \cos\theta}{2500} = 354.5 \text{ kg/m}^2.$

→ Poids des marches:  $2200 * h/2 = 187 \text{ kg/m}^2.$

→ Garde corps (acier) :  $= 20 \text{ kg/m}^2.$

→ Revêtement (4 cm) :  $2200 * 0.04 = 88 \text{ kg/m}^2.$

$$G = 649.5 \text{ kg/m}^2.$$

- Surcharges:  $P = 400 \text{ kg/m}^2.$

\* Palier:

- Charges:

→ Poids propre (e = 20 cm):  $= 500 \text{ kg/m}^2.$

→ Revêtement (carrelage + mortier) :  $= 88 \text{ kg/m}^2.$

$$G = 588 \text{ kg/m}^2.$$

- Surcharges:  $P = 400 \text{ kg/m}^2.$

A-3-4. ACROTERE

$$h = 40 \text{ cm} ; e = 15 \text{ cm}.$$

$$\text{Poids propre} : 2500 * 0.4 * 0.15 = 150 \text{ kg/m}^2.$$

\*Surcharges:  $P = 100 \text{ kg}$  (force horizontale).



CHAPITRE A - 4 -  
PREDIMENSIONNEMENTS

## PREDIMENSIONNEMENTS

### A-4-1. PREDIMENSIONNEMENT DES PLANCHERS

Les planchers à adopter sont des dalles pleines. Leur épaisseur doit être choisie de manière à éviter les fissurations naissantes dans les cloisons et les revêtements. Cette épaisseur est en relation directe avec la flèche limite du plancher.

$$f_{\max} \leq 1/500.$$

$$f_{\max} = \frac{5 * q * l^2}{384 * E * I} \leq 1/500. \quad \Rightarrow \quad I \geq \frac{5 * 500 * q * l^4}{384 * E}$$

$$\text{Avec } q = 1.35 * G + 1.5 * P = 1456.00 \text{ kg/m}^2.$$

Pour une bande de 1 m :

$$E_v = 3700 * (f_{c20})^{1/3} = 111000.$$

$$I \geq 37181.156 \text{ m}^4.$$

$$I = b * e^3 / 12. \quad \Rightarrow \quad e \geq \left( \frac{12 * I}{b} \right)^{1/3}; \quad e \geq 18.1 \text{ cm.}$$

Soit

$$e = 20 \text{ cm}$$

### A-4-2. PREDIMENSIONNEMENT DES POUTRES

Les poutres doivent vérifier les conditions dictées par le R.P.A à savoir :

- $b \geq 20 \text{ cm.}$
- $h \geq 30 \text{ cm.}$
- $h/b \leq 3.0$
- $b_{\max} \leq 1.5 * h + b_1.$

Les dimensions sont choisies à partir des limites suivantes:

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

$$0.3 * h_t \leq b \leq 0.7 * h_t .$$

### Poutres longitudinales:

$$l_{max} = 8.00 \text{ m.} \quad \rightarrow \quad 0.53 \text{ m} \leq h_t \leq 0.80 \text{ m.}$$

On choisit

$$h_t = 0.60 \text{ m}$$

$$0.3 * h_t \leq b \leq 0.7 * h_t \quad \rightarrow \quad 0.18 \text{ m} \leq b \leq 0.42 \text{ m.}$$

On choisit

$$b = 0.30 \text{ m}$$

### Poutres transversales:

$$l_{max} = 6.00 \text{ m.} \quad \rightarrow \quad 0.40 \text{ m} \leq h_t \leq 0.60 \text{ m}$$

On choisit

$$b * h = 0.60 * 0.30 \text{ m}^2$$

### A-4-3. PREDIMENSIONNEMENT DES VOILES ( STRUCTURE I )

Selon l'article 4-3-1 de l'R.P.A 88 l'épaisseur minimale des voiles est fixée à 15 cm.

De plus l'épaisseur est fixée par:

$$e \geq h_e / 20 \quad \rightarrow \quad h_e \geq 17 \text{ cm.}$$

8.  
X Comme la structure à étudier est assez élancée (R+18), on prendra pour des raisons de sécurité une épaisseur de 30 cm.

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

### A-4-4. PREDIMENSIONNEMENT DES POTEAUX DE LA STRUCTURE (II) (N-C)

Ils seront prédimensionnés en faisant une descente de charges du poteau le plus sollicité. Les dimensions obtenues devront

satisfaire les conditions de l'R.P.A 88 à savoir :

- $\min ( b ; h ) \geq 25 \text{ cm.}$
- $\min ( b ; h ) \geq h_e/20.$
- $1/3 \leq b/h \leq 3 .$

La contrainte de compression s'écrit :  $\sigma = N/A .$

$$\sigma = N/A < \bar{\sigma}_b . \quad ; \quad \bar{\sigma}_b = 0.6 * f_{c28} = 16.2 \text{ Mpa.}$$
$$b * h > N / \bar{\sigma}_b .$$

N : est l'effort normal à la base du poteau, calculé en tenant compte de la surface du plancher. Pour faire intervenir le poids des poteaux, des retombées de poutres ainsi que des imperfections d'exécution on majore l'effort normal de 50 %.

$$N = 1.5 * ( 1.35 * 6 + 1.5 * 0 ) * 8$$

$$N = 1.5 * ( 1080.675 + 375 ) = 2183.51 \text{ kg/m}^2$$

$$N = 9.95 \text{ MN} \quad \rightarrow A \geq 0.614 \text{ m}^2$$

$a = 80 \text{ cm à la base .}$

Dans un but économique, on fera varier les dimensions des poteaux sur la hauteur du bâtiment.

$$N = n * 52.39 \text{ t.}$$

Le changement de section des poteaux se fera comme suit :

80cm * 80cm	→	R.D.C au 4 <sup>ème</sup> .
70cm * 70cm	→	5 <sup>ème</sup> au 10 <sup>ème</sup> .
55cm * 55cm	→	11 <sup>ème</sup> au 15 <sup>ème</sup> .
35cm * 35cm	→	16 <sup>ème</sup> au 19 <sup>ème</sup> .

#### A-4-5. PREDIMENSIONNEMENT DU NOYAU

Pour la deuxième structure, le noyau seul reprendra les efforts horizontaux. Par conséquent le prédimensionnement de celui-ci doit se faire par une estimation de l'action sismique.

- ESTIMATION DE L'EFFORT SISMIQUE:

On utilisera la méthode statique équivalente, qui donne des efforts largement majorés.

$$V = A * B * D * C * W .$$

$$W_s = 1.2 \text{ t/m}^2. \quad \Rightarrow \quad W = 19 * W_s * S = 11108.16 \text{ t} .$$

$$T_1 = 0.08 * h / (1)^{1/2} * (h/1+h)^{1/2} = 0.9003 \text{ s} .$$

$$T_2 = 0.08 * h / (1)^{1/2} * (h/1+h)^{1/2} = 1.005 \text{ s} .$$

Pour un sol ferme:  $\left\{ \begin{array}{l} D_1 = 1.351 \\ D_2 = 1.260 . \end{array} \right.$

$$A = 0.15 ; \quad B = 0.25 ; \quad C = 1.2$$

L'effort sismique pour chaque sens à la base de la structure est:

$$V_1 = 675.32 \text{ t} .$$

$$V_t = 629.83 \text{ t} .$$

Le noyau étant symétrique, l'épaisseur sera déterminée par la sollicitation maximale à savoir :  $V = \max [V_1 ; V_t] = 675.32 \text{ t} .$

Le moment de sollicitation extérieur déterminé à la base est donné approximativement par:

$$M_{ext} = 2/3 * V * H = 29083.75 \text{ t} .$$

Comme le noyau est un élément fermé qui travaille par une flexion d'ensemble, les refends perpendiculaires au sens de la sollicitation reprendront un effort normal respectivement de traction et de compression de valeur:  $N_e = M_{ext}/a .$

a : distance entre axe des voiles du noyau.

$$N_e = 3635.47 \text{ t} .$$

$$N_g = [ 0.8005 * 31 ] + ( 0.8005 * 15 ) * 18 + 2.5 * ( 19 * 8 * 3.4 * e )$$

$$N_g = 240.95 + 1292 * e .$$

$$N_q = (0.250 \times 31 + 0.250 \times 15) \times 18 = 72.25 \text{ t.}$$

$$N_e + N_g + N_q = 3951.67 + 1292 * e$$

$$\sigma = N/A \leq 0.6 * f_{c20} \Rightarrow e \geq 0.34 \text{ m.}$$

on opte pour une épaisseur de :

$e = 40 \text{ cm.}$
----------------------

CHAPITRE A - 5 -  
POIDS DE LA STRUCTURE

## POIDS DE LA STRUCTURE

### A-5-1. CALCUL DE LA MASSE A CONCENTRER A CHAQUE NIVEAU (STRUCTURE EN VOILES)

- Poids du plancher terrasse:  $G = 330.08t.$  ;  $P = 48.72t.$
- Poids du plancher courant:  $G = 342.54t$  ;  $P = 106.98t.$
- Poids des voiles:  $G = 287.16 t.$
- Poids des escaliers:  $G = 26.90 t$  ;  $P = 17.55 t.$
- Poids de la façade :  $G = 50.26t.$
- Poids des poutres :  $G = 36 t.$
- Poids des voiles d'ascen :  $G = 6.5t.$
- Poids de l'acrotère:  $G = 13.29t.$

On concentrera au niveau terrasse les masses suivantes:

	dalle	acrot	1/2voil	1/2faça	poutres	voil d'asc
G(t)	330.08	13.29	143.58	26.13	36	6.25
Q(t)	48.72	0	0	0	0	0

$$\sum G = 551.33 t. \quad \sum P = 48.72 t;$$

- On concentrera au niveau courant les masses suivantes:

	Dalle	voiles	façades	escalier	poutre	voild'asc
G(t)	342.54	287.16	50.26	26.90	26.90	6.5
Q(t)	106.98	0	0	17.55	0	0

$$\sum G = 749.57t. \quad \sum P = 124.53t.$$



**A-5-2. CALCUL DE LA MASSE A CONCENTRER A CHAQUE NIVEAU ( STRUCTURE A NOYAU CENTRAL )**

- Poids des voiles:  $G = 94.75t.$
- Poids des poutres :  $G = 67.2 t.$
- Poids du plancher courant:  $G = 342.54t ; P = 106.98t.$
- Poids des escaliers:  $G = 26.90t ; P = 17.55t.$
- Poids de l'acrotère:  $G = 13.29t.$
- Poids des façades:  $G = 79.52t$
- Poids du plancher terrasse:  $G = 329.83t ; P = 48.72t.$
- Poids des voiles de l'ascenseur:  $P = 6.5t.$

Le poids des poteaux est variable.

On concentrera au niveau terrasse les masses suivantes:

	Dalle	Acrot	1/2voi	1/2fag	1/2pot	poutres	voil d'asc
G(t)	329.83	43.29	47.37	39.76	7.28	67.2	3.25
Q(t)	48.72	0	0	0	0	0	0

On concentrera au niveau courant les masses suivantes:

	Dalle	Voile	Façade	Escal	Poutres	Voilasc	Poteau
G(t)	342.5	94.75	79.52	26.90	67.20	6.50	x
Q(t)	106.98	0	0	17.55	0	0	0

$$\sum G = (617.38 + x)t. ; \quad \sum P = 124.53t.$$

$$x = A * 8.50 t. ; \quad A : \text{section du poteau au niveau considéré.}$$

ANNEXE - B -

A N N E X E - B 1 -  
EFFORTS DANS LES VOILES

SOLLICITATIONS DANS LE REFEND / VL2 ET VL8 /

voile	comb niv	TRA(t)	G(t)	Q (t)	M(t.m)	Ø.8*G (t)	G+Q (t)		
V O I L E	TERR	2.58	0	0	0	0	0		
	18	5.41	23.43	1.2	8.77	18.74	24.63		
	17	7.68	48.33	4.2	27.17	38.66	52.53		
	16	9.62	73.23	7.2	53.28	58.58	80.43		
	15	11.47	98.13	10.20	85.99	78.51	108.33		
	14	13.32	123.03	13.20	124.98	98.42	136.23		
	13	15.22	147.93	16.20	170.27	118.34	164.13		
	12	17.04	172.83	19.20	222.02	138.26	192.03		
	11	18.88	197.73	22.20	279.96	158.18	219.93		
	10	20.76	222.63	25.20	344.15	178.10	247.83		
	**	09	22.60	247.53	28.20	414.73	198.02	275.73	
	VL2 ET VL8	08	24.47	272.43	31.20	491.57	217.94	303.63	
		07	26.25	297.33	34.20	574.77	237.86	331.53	
		06	27.97	322.23	37.20	664.02	257.78	359.43	
		**	05	29.45	347.13	40.20	759.12	277.70	387.33
		04	30.57	372.03	43.20	859.25	297.62	415.23	
		03	31.28	396.93	46.20	963.18	317.54	443.13	
		02	31.59	421.83	49.20	1069.54	337.46	471.03	
		01	31.75	446.73	52.20	1176.94	357.38	498.93	
	R.D.C	31.75	471.63	55.20	1284.89	377.30	526.83		

SOLLICITATIONS DANS LE REFEND / VL6 /

voile	comb niv	TRA(t)	G(t)	Q (t)	M(t.m)	Ø.8*G (t)	G+Q (t)
	TERR	6.39	0	0	0	0	0
	18	13.41	41.40	3.10	21.73	33.12	44.50
	17	19.06	73.80	6.85	67.32	59.04	80.65
	16	23.88	106.20	10.60	132.12	84.96	116.80
	15	28.45	138.60	14.35	213.31	110.88	152.95
	14	33.06	171.00	18.10	310.04	136.80	189.10
	13	37.76	203.40	21.85	422.45	162.72	225.25
	12	42.27	235.80	25.60	550.83	188.64	261.40
	11	46.85	268.20	29.35	694.55	214.56	297.55
	10	51.50	300.60	33.10	853.84	240.48	333.70
**	09	56.08	333.00	36.85	1028.94	266.40	369.85
	08	60.74	365.40	40.60	1219.61	292.32	406.00
VL6	07	65.14	397.80	44.35	1426.13	318.24	442.05
	06	69.40	430.20	48.10	1647.60	344.16	478.30
**	05	73.06	462.60	51.85	1883.56	370.08	514.45
	04	75.86	495.00	55.60	2131.97	396.00	550.60
	03	77.63	527.40	59.35	2389.89	421.92	586.75
	02	78.41	559.80	63.10	2653.83	447.84	622.90
	01	78.78	592.20	66.85	2920.43	476.96	659.05
	R.D.C	78.78	624.60	70.60	3188.28	499.68	695.20

SOLLICITATIONS DANS LE REFEND / VL3 ET VL9 /

voile	comb niv	TRA(t)	G(t)	Q (t)	M(t.m)	Ø.B*G (t)	G+Q (t)
<b>V O I L E</b>  <b>**</b>  <b>VL3 ET VL9</b>  <b>**</b>	TERR	2.69	0	0	0	0	0
	18	5.66	23.43	1.2	9.15	21.14	24.63
	17	8.03	40.33	4.2	28.39	38.66	52.53
	16	10.07	73.23	7.2	55.69	58.58	80.43
	15	11.99	98.13	10.20	89.93	78.50	108.33
	14	13.94	123.03	13.20	130.69	98.42	136.23
	13	15.92	147.93	16.20	178.09	118.34	164.13
	12	17.82	172.83	19.20	238.68	138.26	192.03
	11	19.75	197.73	22.20	305.83	158.18	219.93
	10	21.72	222.63	25.20	379.68	178.10	247.83
	09	23.64	247.53	28.20	460.05	198.02	275.73
	08	25.60	272.43	31.20	547.09	217.94	303.63
	07	27.46	297.33	34.20	640.46	237.86	331.53
	06	29.26	322.23	37.20	739.94	257.78	359.40
	05	30.81	347.13	40.20	844.69	277.70	387.33
	04	31.98	372.03	43.20	953.43	297.62	440.13
	03	32.73	396.93	46.20	1062.16	317.54	443.13
	02	33.06	421.83	49.20	1173.44	337.46	471.03
	01	33.22	446.73	52.20	1285.85	357.04	498.93
R.D.C	33.22	471.63	55.20	1398.79	377.30	527.23	











SOLLICITATIONS DANS LE REFEND / VT1 ET VT2 /

voile	comb niv	G(t)	Q(t)	Ne(t)	M(t.m)	0.8*G-Ne(t)	G+Q+Ne (t)	
* VT1 ET VT2	* (1)	TERR	0	0	0	0	0	0
		18	13.77	0.82	3.99	- 0.95	7.03	18.58
		17	28.55	2.88	11.56	0.75	11.28	42.99
		16	43.33	4.94	23.45	3.94	11.21	71.72
		15	58.11	7.00	39.60	9.03	6.88	104.71
		14	72.89	9.06	59.78	13.75	- 1.47	141.73
		13	87.67	11.12	83.71	20.19	- 13.57	182.50
		12	102.45	13.18	111.15	27.56	- 29.19	226.78
		11	117.23	15.24	141.82	35.77	- 48.03	274.29
		10	132.02	17.30	175.45	44.76	- 69.83	324.77
		09	146.80	19.36	211.77	54.46	- 94.33	377.93
		08	161.58	21.42	250.51	64.79	- 121.24	474.41
		07	176.36	23.48	291.41	75.70	- 150.32	491.25
		06	191.14	25.54	334.18	87.10	- 181.26	550.86
		05	205.92	27.60	378.57	98.93	- 213.83	612.09
		04	220.71	29.66	424.27	111.15	- 247.70	674.64
		03	235.49	31.72	470.89	123.82	- 282.49	738.10
		02	250.27	33.72	517.54	137.55	- 317.32	801.53
		01	265.05	35.84	560.85	155.64	- 348.81	861.74
R.D.C	279.83	37.90	585.14	194.73	- 361.27	902.87		

SOLLICITATIONS DANS LE REFEND / ~~VT1 ET VT2~~ /

voile		comb niv	G(t)	Q(t)	Ne(t)	M(t.m)	0.8*G-Ne(t)	G+Q+Ne (t)
* VT1 ET VT2	* T R U M E A U * ( 2 ) *	TERR	0	0	0	0	0	0
		18	19.65	1.17	3.99	- 3.20	11.73	24.81
		17	39.67	4.11	14.56	2.55	20.17	55.34
		16	59.69	7.05	23.45	13.29	24.30	90.19
		15	79.71	10.00	39.60	28.05	24.16	129.31
		14	99.73	12.94	59.78	46.43	20.00	172.45
		13	119.75	15.89	83.71	68.16	12.09	219.35
		12	139.77	18.84	111.15	93.00	12.01	269.76
		11	159.79	21.78	141.82	120.72	- 13.98	323.39
		10	179.81	24.73	175.45	151.06	- 31.60	379.99
		09	199.83	27.67	211.77	183.79	- 51.91	439.27
		08	219.85	30.62	250.51	218.67	- 74.63	500.98
		07	239.88	33.57	291.41	255.47	- 99.50	564.86
		06	259.90	36.51	334.18	293.94	- 126.26	630.59
		05	279.92	39.46	378.57	338.87	- 154.63	697.95
		04	299.94	42.40	424.27	375.21	- 184.32	766.61
		03	319.96	45.35	470.89	417.89	- 214.92	836.20
		02	339.98	48.30	517.54	464.23	- 245.55	905.82
01	360.00	51.24	560.85	525.25	- 272.85	972.09		
R.D.C	380.02	54.19	585.14	657.19	- 281.12	1019.35		

SOLLICITATIONS DANS LE REFEND / VT5 ET VT6 /

voile	comb niv	G(t)	Q(t)	Ne(t)	M(t.m)	0.8*G-Ne(t)	G+Q+Ne (t)	
VOILE * VT5 ET VT6 *	TRUMEAU * (1) *	TERR	0	0	0	0	0	
		18	13.77	0.82	4.32	- 1.025	6.69	18.91
		17	28.55	2.88	12.50	0.82	10.34	43.93
		16	43.33	4.94	25.36	4.26	9.30	73.63
		15	58.11	7.00	42.82	8.98	3.67	107.93
		14	72.89	9.06	64.64	14.87	- 6.33	146.59
		13	87.67	11.12	90.53	21.84	- 20.39	189.32
		12	102.45	13.18	120.20	29.80	- 38.24	235.83
		11	117.23	15.24	153.36	38.68	- 59.57	285.83
		10	132.02	17.30	189.72	48.40	- 84.10	339.04
		09	146.80	19.36	229.00	58.89	- 111.56	395.16
		08	161.58	21.42	270.89	70.06	- 141.63	453.89
		07	176.36	23.48	315.12	81.86	- 174.03	514.96
		06	191.14	25.54	361.37	94.18	- 208.46	578.05
		05	205.92	27.60	409.37	106.98	- 244.63	642.89
		04	220.71	29.66	458.79	120.19	- 281.53	709.16
		03	235.49	31.72	509.20	133.90	- 320.80	776.41
		02	250.27	33.78	559.65	148.75	- 359.43	843.70
		01	265.05	35.84	606.50	168.30	- 394.46	907.39
		R.D.C	279.83	37.90	632.75	210.57	- 408.88	950.43

SOLLICITATIONS DANS LE REFEND / VT5 ET VT6 /

voile	comb niv	G(t)	Q(t)	Ne(t)	M(t.m)	0.8*G-Ne(t)	G+Q+Ne (t)	
* VT5 ET VT6	* * ( 2 ) * *	TERR	0	0	0	0	0	0
		18	19.65	1.17	4.32	- 3.46	11.40	25.14
		17	39.67	4.11	12.50	2.75	19.24	56.28
		16	59.69	7.05	25.36	14.37	22.39	92.10
		15	79.71	10.00	42.82	30.33	20.94	132.53
		14	99.73	12.94	50.21	48.21	15.14	177.31
		13	119.75	15.89	90.53	73.71	5.27	226.17
		12	139.77	18.84	120.20	100.57	- 8.38	278.81
		11	159.79	21.78	153.36	130.54	- 25.53	334.93
		10	179.81	24.73	189.72	163.35	- 45.87	394.26
		09	199.83	27.67	229.00	198.74	- 69.14	456.50
		08	219.85	30.62	270.89	236.46	- 95.01	512.36
		07	239.88	33.57	315.12	276.26	- 123.31	588.57
		06	259.90	36.51	361.37	317.86	- 153.45	657.78
		05	279.92	39.46	409.37	361.04	- 185.43	728.75
		04	299.94	42.40	458.79	405.64	- 218.84	801.13
		03	319.96	45.35	509.20	451.89	- 253.23	874.51
		02	339.98	48.30	559.65	502.00	- 287.66	947.93
		01	360.00	51.24	606.50	568.00	- 318.50	1017.74
R.D.C	380.02	54.19	632.75	710.66	- 328.73	1066.96		

SOLLICITATIONS DANS LE REFEND / VL7 ET VL1 /

voile	comb niv	G(t)	Q(t)	Ne(t)	M(t.m)	0.8*G-Ne(t)	G+Q+Ne (t)	
* VL7 ET VL1	* TRUMEAU * (1)	TERR	0	0	0	0	0	0
		18	9.00	0.3	3.18	0.41	4.02	12.48
		17	18.38	1.05	9.24	0.54	5.43	28.67
		16	27.76	1.8	18.78	2.28	3.42	48.34
		15	37.14	2.55	31.72	4.68	-2.00	71.41
		14	46.52	3.30	47.89	7.66	- 10.67	97.71
		13	55.91	4.05	67.08	11.19	- 22.35	127.04
		12	65.29	4.80	89.08	15.22	- 36.60	159.17
		11	74.67	5.55	113.66	19.72	-53.92	193.88
		10	84.05	6.30	140.62	24.65	- 73.38	230.97
		09	93.44	7.05	169.73	29.96	- 94.97	270.22
		08	102.82	7.80	200.77	35.63	- 118.51	311.39
		07	112.20	8.55	233.57	41.61	- 143.31	354.32
		06	121.58	9.30	267.87	47.86	- 170.61	398.75
		05	130.97	10.05	303.45	54.34	- 198.67	444.47
		04	140.35	10.80	340.08	61.04	- 227.80	491.23
		03	149.73	11.55	377.46	67.97	- 257.67	538.74
		02	159.11	12.30	414.88	75.42	- 287.59	586.29
		01	168.50	13.05	449.68	84.91	-314.88	631.23
R.D.C	177.88	13.80	469.25	104.71	- 326.94	660.93		





SOLLICITATIONS DANS LE REFEND / VL4 ET VL10 /

voile	comb niv	G(t)	Q(t)	Ne(t)	M(t.m)	0.8*G-Ne(t)	G+Q+Ne (t)
* VL4 ET VL10 *	TERR	0	0	0	0	0	0
	18	9.00	0.3	3.55	0.46	3.65	12.85
	17	18.38	1.05	10.31	0.61	4.39	29.74
	16	27.76	1.80	20.94	2.55	1.27	50.50
	15	37.14	2.55	35.37	5.22	- 5.60	75.06
	14	46.52	3.30	53.41	8.55	- 16.19	103.23
	13	55.91	4.05	74.81	12.48	- 30.10	134.77
	12	65.29	4.80	99.33	16.98	- 47.10	169.42
	11	74.67	5.55	126.74	21.99	- 67.00	206.96
	10	84.05	6.30	156.80	27.49	- 89.56	247.15
	09	93.44	7.05	189.27	33.41	- 114.52	289.76
	08	102.82	7.80	230.89	39.73	- 141.63	334.51
	07	112.20	8.55	260.44	46.39	- 170.68	381.19
	06	121.58	9.30	298.68	53.36	- 201.42	429.56
	05	130.97	10.05	338.36	60.59	- 233.58	479.38
	04	140.35	10.80	379.21	68.06	- 266.93	530.36
	03	149.73	11.55	420.89	75.79	- 301.11	582.17
	02	159.11	12.30	462.61	84.09	- 335.32	634.02
	01	168.50	13.05	501.41	94.73	- 366.61	682.96
	R.D.C	177.88	13.80	523.24	116.76	- 380.94	714.93

SOLLICITATIONS DANS LE REFEND / VL5 /

voile		comb niv	G(t)	Q(t)	Ne(t)	M(t.m)	0.8*G-Ne(t)	G+Q+Ne (t)
* VL5	* (1) ET (2)	TERR	0	0	0	0	0	0
		18	22.93	1.55	3.77	4.44	14.57	28.25
		17	36.88	6.35	9.84	4.37	19.66	53.07
		16	50.83	11.15	18.95	- 2.32	21.71	80.93
		15	64.79	15.95	31.19	0.87	20.64	111.93
		14	78.74	20.15	46.46	4.92	16.53	145.95
		13	92.70	25.55	64.57	9.70	9.59	182.82
		12	106.65	30.35	85.33	15.13	- 0.01	222.33
		11	120.61	35.15	108.55	21.14	- 12.06	264.31
		10	134.56	39.95	134.01	27.70	- 26.36	308.52
		09	148.52	44.75	161.51	34.76	- 42.69	354.78
		08	162.45	49.55	190.86	42.25	- 60.90	402.86
		07	176.43	54.35	221.84	50.16	- 80.70	452.62
		06	190.38	59.15	254.23	58.44	- 101.91	503.76
		05	204.34	63.95	287.79	67.16	- 124.32	556.08
		04	218.29	68.75	322.22	76.51	- 147.59	609.26
		03	232.25	73.55	357.00	87.33	- 171.20	662.80
		02	246.20	78.35	390.87	102.26	- 193.91	715.42
		01	260.16	83.15	420.41	129.75	- 212.28	763.72
		R.D.C	274.11	87.95	435.23	196.44	- 215.94	797.29

SOLICITATIONS DANS LE LINTEAU

VOILE / VL1 ET VL7 /

NIV	TRa(t)	Ta(t)	Ta(t)	TE(t)	Ta+Ta+TE (t)	Ma+Ma+ME(t.m)
TER	5.92	0.78	0.13	1.79	2.70	1.04
18	12.44	0.78	0.13	5.64	6.55	2.97
17	17.66	0.78	0.13	10.85	11.76	5.57
16	22.14	0.78	0.13	15.82	16.73	8.06
15	26.38	0.78	0.13	20.51	21.42	10.40
14	30.64	0.78	0.13	24.89	25.80	12.59
13	39.18	0.78	0.13	28.96	29.87	14.63
12	43.43	0.78	0.13	32.74	33.65	16.52
11	47.74	0.78	0.13	36.22	37.13	18.26
10	51.98	0.78	0.13	39.38	40.29	19.84
09	56.29	0.78	0.13	42.25	43.16	21.27
08	60.38	0.78	0.13	44.83	45.74	22.56
07	64.33	0.78	0.13	47.08	47.99	23.69
06	67.73	0.78	0.13	49.46	50.36	24.88
05	70.32	0.78	0.13	50.71	51.62	25.50
04	71.95	0.78	0.13	52.06	52.97	26.18
03	72.68	0.78	0.13	53.13	54.04	26.71
02	72.90	0.78	0.13	53.78	54.67	27.04
01	73.03	0.78	0.13	51.89	52.89	26.14
R.D.C	73.03	0	0	0	0	0

SOLLICITATIONS DANS LE LINTEAU

VOILE / VL4 ET VL10 /

NIV	TRA (t)	TG (t)	TQ (t)	TE (t)	TG+TQ+TE (t)	MG+MQ+ME (t.m)
TER	6.60	0.78	0.13	3.82	4.73	2.06
18	13.87	0.78	0.13	6.88	7.79	3.59
17	19.69	0.78	0.13	12.15	13.06	6.23
16	24.68	0.78	0.13	17.58	18.49	8.87
15	29.41	0.78	0.13	22.78	23.69	11.54
14	34.17	0.78	0.13	27.65	28.56	13.97
13	39.03	0.78	0.13	32.20	33.11	16.25
12	43.69	0.78	0.13	36.41	37.32	18.40
11	48.43	0.78	0.13	40.27	41.18	20.28
10	53.24	0.78	0.13	43.82	44.73	22.06
09	57.96	0.78	0.13	47.01	47.92	23.65
08	62.76	0.78	0.13	49.88	50.79	25.09
07	67.33	0.78	0.13	52.40	53.31	26.35
06	71.74	0.78	0.13	54.58	55.49	27.44
05	75.52	0.78	0.13	56.43	57.34	28.36
04	78.42	0.78	0.13	57.86	58.77	29.08
03	80.24	0.78	0.13	58.67	59.58	29.48
02	81.04	0.78	0.13	57.59	58.50	28.94
01	81.43	0.78	0.13	48.46	49.37	24.38
R. D. C	81.43	0	0	0	0	0

SOLLICITATIONS DANS LE LINTEAU

VOILE / VL5 /

NIV	TRA(t)	Ta(t)	Ta(t)	TE(t)	Tg+Ta+TE (t)	Mo+Ma+ME (t.m)
TER	5.61	2.81	0.58	4.53	7.92	7.14
18	11.78	2.81	0.58	6.59	9.98	9.71
17	16.73	2.81	0.58	10.55	13.94	14.68
16	20.97	2.81	0.58	14.95	18.34	20.16
15	24.99	2.81	0.58	19.29	22.68	25.58
14	29.03	2.81	0.58	23.39	26.78	30.71
13	33.17	2.81	0.58	27.26	30.65	35.54
12	37.12	2.81	0.58	30.82	34.21	40.00
11	41.15	2.81	0.58	34.12	37.51	44.11
10	45.24	2.81	0.58	37.13	40.52	47.88
09	49.26	2.81	0.58	39.84	43.23	51.27
08	53.33	2.81	0.58	42.26	45.65	54.30
07	57.21	2.81	0.58	44.41	47.80	56.98
06	60.96	2.81	0.58	46.22	49.61	59.25
05	64.19	2.81	0.58	47.68	51.07	61.07
04	66.63	2.81	0.58	48.62	52.01	62.24
03	68.18	2.81	0.58	48.48	51.87	62.07
02	68.86	2.81	0.58	45.65	49.04	58.53
01	69.19	2.81	0.58	34.92	38.31	45.11
R. D. C	69.19	0	0	0	0	0

SOLLICITATIONS DANS LE LINTEAU

VOILE / VT1 ET VT2 /

NIV	TRA (t)	Tg (t)	Tq (t)	TE (t)	Tg+Tq+TE (t)	Mg+Mq+ME (t.m)
TER	7.70	1.32	0.15	4.31	5.78	2.42
18	16.17	1.32	0.15	7.71	9.18	4.12
17	24.64	1.32	0.15	13.59	15.06	7.06
16	28.69	1.32	0.15	19.67	21.14	10.10
15	34.42	1.32	0.15	25.48	26.95	13.01
14	40.76	1.32	0.15	30.94	32.41	15.74
13	46.46	1.32	0.15	36.02	37.49	18.28
12	51.76	1.32	0.15	40.74	42.21	20.64
11	57.06	1.32	0.15	45.06	46.53	22.80
10	62.17	1.32	0.15	49.03	50.50	24.78
09	67.80	1.32	0.15	52.59	54.06	26.56
08	72.67	1.32	0.15	55.80	57.27	28.17
07	78.09	1.32	0.15	58.63	60.10	29.59
06	83.77	1.32	0.15	61.10	62.57	30.82
05	88.39	1.32	0.15	63.13	64.60	31.83
04	91.89	1.32	0.15	64.74	66.21	32.64
03	94.01	1.32	0.15	65.62	67.09	33.08
02	94.08	1.32	0.15	64.37	65.84	32.45
01	94.38	1.32	0.15	54.04	55.51	27.29
R.D.C	94.38	0	0	0	0	0

SOLLICITATIONS DANS LE LINTEAU

VOILE / VT3 /

NIV	TRA (t)	Tg (t)	Ta (t)	TE (t)	Tg+Ta+TE (t)	Mg+Ma+ME (t.m)
TER	6.19	1.36	0.26	4.16	5.78	3.29
18	12.98	1.36	0.26	6.65	8.27	5.03
17	18.17	1.36	0.26	12.85	14.47	8.79
16	23.90	1.36	0.26	16.10	17.72	12.65
15	27.63	1.36	0.26	20.83	22.45	14.96
14	32.41	1.36	0.26	25.28	26.90	18.07
13	37.05	1.36	0.26	29.45	31.07	21.00
12	41.55	1.36	0.26	33.30	34.92	23.69
11	49.90	1.36	0.26	36.85	38.47	26.17
10	49.90	1.36	0.26	40.09	41.71	28.44
09	54.42	1.36	0.26	43.02	44.64	30.49
08	58.33	1.36	0.26	45.64	47.26	32.33
07	62.68	1.36	0.26	47.15	48.77	33.94
06	67.53	1.36	0.26	49.95	51.57	35.34
05	70.95	1.36	0.26	51.59	53.21	36.49
04	73.76	1.36	0.26	52.79	54.41	37.33
03	75.46	1.36	0.26	53.17	54.79	37.60
02	76.09	1.36	0.26	51.19	52.81	36.21
01	76.24	1.36	0.26	41.02	42.64	29.09
R. D. C	76.24	0	0	0	0	0

SOLLICITATIONS DANS LE LINTEAU

VOILE / VT4 /

NIV	TRA(t)	Ta(t)	Ta(t)	TE(t)	Ta+Tq+TE (t)	Mg+Ma+ME (t.m)
TER	6.43	1.36	0.26	4.32	5.94	3.40
18	13.51	1.36	0.26	6.93	8.55	5.23
17	18.90	1.36	0.26	11.67	13.29	8.55
16	23.96	1.36	0.26	16.76	18.38	12.11
15	28.75	1.36	0.26	21.67	23.29	15.55
14	33.71	1.36	0.26	26.32	27.94	18.80
13	38.55	1.36	0.26	30.64	32.26	21.83
12	43.78	1.36	0.26	34.65	36.27	24.63
11	47.66	1.36	0.26	38.34	39.96	27.22
10	51.92	1.36	0.26	41.72	43.34	29.58
09	56.63	1.36	0.26	44.77	46.39	31.72
08	60.69	1.36	0.26	47.50	49.12	33.63
07	65.22	1.36	0.26	49.91	51.53	35.31
06	69.96	1.36	0.26	51.98	53.60	36.76
05	73.83	1.36	0.26	53.69	55.31	37.96
04	76.75	1.36	0.26	54.95	56.57	38.84
03	78.51	1.36	0.26	55.33	56.95	39.11
02	79.18	1.36	0.26	53.27	54.89	37.66
01	79.33	1.36	0.26	42.68	44.30	30.26
R.D.C	79.33	0	0	0	0	0



SOLLICITATIONS DANS LE LINTEAU

VOILE / VT5 ET VT6 /

NIV	TRA (t)	Ta (t)	Ta (t)	TE (t)	Tg+Ta+TE (t)	Mg+Ma+Me (t.m)
TER	8.33	1.32	0.29	4.66	6.27	2.60
18	17.49	1.32	0.29	8.34	9.95	4.44
17	21.48	1.32	0.29	14.07	15.68	7.30
16	34.02	1.32	0.29	21.26	22.87	10.90
15	37.23	1.32	0.29	27.55	29.16	14.04
14	43.36	1.32	0.29	33.46	35.07	16.99
13	49.92	1.32	0.29	38.19	39.80	19.36
12	55.97	1.32	0.29	44.04	45.65	22.29
11	61.70	1.32	0.29	48.73	50.34	24.63
10	67.22	1.32	0.29	53.02	54.63	26.78
09	73.31	1.32	0.29	56.88	58.49	28.71
08	78.58	1.32	0.29	60.34	61.95	30.44
07	84.43	1.32	0.29	63.42	65.03	31.98
06	90.58	1.32	0.29	66.04	67.65	33.29
05	95.58	1.32	0.29	68.26	69.87	34.40
04	99.36	1.32	0.29	70.00	71.61	35.27
03	101.65	1.32	0.29	70.95	72.56	35.75
02	102.50	1.32	0.29	69.61	71.22	35.07
01	102.70	1.32	0.29	58.44	60.05	29.49
R.D.C	102.70	0	0	0	0	0

A N N E X E - B 2 -  
EFFORTS DANS LE NOYAU

EFFORTS TRANCHANTS RESULTANTS DANS LE NOYAU (t)

VOILE NIV	VN1	VN2	VN3	VN4
19	23.58	28.55	24.43	27.60
18	48.34	58.53	50.08	56.57
17	67.98	82.31	70.43	79.56
16	85.70	103.77	88.79	100.31
15	102.62	124.25	106.32	120.11
14	118.99	144.08	123.29	139.27
13	138.03	167.13	143.01	161.55
12	154.77	187.39	160.35	181.14
11	170.31	206.21	176.45	199.33
10	185.38	224.47	192.07	216.98
09	199.29	241.30	206.48	233.25
08	213.72	258.77	221.42	250.13
07	229.14	277.44	237.40	268.18
06	242.98	294.20	251.74	284.39
05	256.14	310.13	265.38	299.79
04	267.86	324.33	277.52	313.47
03	275.30	333.34	285.23	322.22
02	278.20	336.85	288.24	325.61
01	278.94	337.74	288.99	326.47

REPARTITION DES EFFORTS INTERNES DANS LES VOILES DU NOYAU

VOILE VN1

NIV	$M_{ext}(t)$	$N1(t) = N2(t)$	$G(t)$	$Q(t)$	$0.8 * G - Ne(t)$	$G + Q + Ne(t)$
19	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
18	144.60	9.04	21.10	1.55	7.84	31.69
17	441.01	27.56	42.19	6.35	6.19	76.10
16	857.87	53.62	63.28	11.15	-2.99	128.05
15	1383.35	86.45	84.37	15.95	-18.95	186.77
14	2012.59	125.79	105.46	20.75	-41.42	252.00
13	2742.23	171.39	126.55	25.55	-70.15	323.49
12	3588.59	224.29	147.64	30.35	-106.18	402.28
11	4537.56	283.59	168.73	35.15	-148.61	487.47
10	5581.84	348.86	189.82	39.95	-197.00	578.63
09	6718.56	419.91	210.91	44.75	-251.18	675.57
08	7940.55	496.28	232.00	49.55	-310.68	777.83
07	9250.98	578.19	253.09	54.35	-375.72	885.63
06	10655.96	665.99	274.18	59.15	-446.65	999.32
05	12145.84	759.11	295.27	63.95	-522.89	1118.33
04	13716.40	857.27	316.36	68.75	-604.18	1242.38
03	15358.84	959.93	337.45	73.55	-689.97	1370.93
02	17046.91	1065.43	358.54	78.35	-778.60	1502.32
01	18752.76	1172.05	379.63	83.15	-868.35	1634.83
RDC	20463.09	1278.94	400.73	87.95	-958.35	1767.62

VOILE VN2

NIV	Mext(t.m)	Ne(t)	G(t)	Q(t)	0.8*G-Ne(t)	G+Q+Ne(t)
19	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
18	144.60	18.07	48.2	3.1	20.40	66.36
17	441.01	55.12	87.41	6.85	17.48	149.38
16	857.87	107.23	126.62	10.60	-5.94	244.45
15	1383.35	172.91	165.83	14.35	-40.24	353.09
14	2012.59	251.57	205.04	18.10	-87.53	474.71
13	2742.23	342.77	244.25	21.85	-147.37	608.87
12	3588.59	448.57	283.46	25.60	-221.80	757.63
11	4537.56	567.19	322.67	29.35	-309.05	919.19
10	5581.84	697.73	361.88	33.10	-408.88	1092.71
09	6718.56	839.82	401.09	36.85	-518.94	1277.70
08	7940.55	992.56	440.30	40.60	-640.32	1473.46
07	9250.98	1156.37	479.51	44.35	-772.76	1680.23
06	10655.96	1331.99	518.72	48.10	-917.01	1898.81
05	12145.84	1518.23	557.93	51.85	-1071.88	2128.01
04	13716.40	1714.55	597.14	55.60	-1236.83	2367.29
03	15358.84	1919.85	636.35	59.35	-1410.77	2615.55
02	17046.91	2130.86	675.56	63.10	-1590.41	2869.52
01	18752.76	2344.09	714.77	66.85	-1772.27	3125.71
RDC	20463.09	2557.88	753.98	70.5	-1954.61	3382.36

VN3 - VN4

TRUPEAU (1)					
NIV	Ne(t)	G(t)	Q(t)	0.8*G-Ne(t)	G+Q+Ne(t)
19	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
18	6.78	22.68	0.9	11.36	30.36
17	20.67	44.59	3.84	15.00	69.10
16	40.21	66.50	6.78	12.99	113.49
15	64.84	88.42	9.72	6.36	162.98
14	94.34	110.34	12.66	-6.07	217.34
13	128.53	132.26	15.60	-22.72	276.39
12	168.21	154.18	18.54	-44.86	340.93
11	212.70	176.10	21.48	-71.82	410.28
10	261.65	198.02	24.42	-103.23	484.09
09	314.93	219.94	27.39	-138.97	562.26
08	372.21	241.85	30.30	-178.73	644.36
07	433.64	263.77	33.24	-222.61	730.65
06	499.50	285.69	36.18	-270.95	821.37
05	569.34	307.61	39.12	-323.25	916.07
04	642.96	329.53	42.06	-379.33	1014.55
03	719.94	351.45	45.00	-438.78	1116.39
02	799.07	373.37	47.94	-500.37	1220.38
01	879.03	395.29	50.88	-562.79	1325.20
RDC	959.21	417.21	53.82	-625.40	1430.24

TRUPEAU (2)					
NIV	N2(t)	G2(t)	Q2(t)	0.8*G-Ne2(t)	G+Q+Ne(t)
19	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
18	11.29	37.80	1.5	18.95	50.59
17	34.45	74.33	6.40	25.01	115.18
16	67.02	110.86	11.30	21.66	189.18
15	108.05	147.40	16.20	9.85	271.67
14	157.23	183.94	21.11	-10.08	362.28
13	214.24	220.48	26.02	-37.85	460.74
12	280.36	257.01	30.93	-74.75	568.30
11	354.49	293.55	35.83	-119.65	683.87
10	436.08	330.09	40.74	-172.00	806.91
09	524.89	366.63	45.65	-231.58	937.17
08	620.35	403.16	50.55	-297.82	1074.06
07	722.73	439.70	55.46	-370.97	1217.89
06	832.49	476.25	60.36	-451.49	1369.09
05	948.89	512.78	65.27	-538.66	1526.94
04	1071.59	549.31	70.18	-632.14	1690.49
03	1199.91	585.85	75.08	-731.23	1860.84
02	1331.79	622.39	79.99	-833.87	2034.17
01	1465.06	658.93	84.90	-937.92	2208.89
RDC	1598.67	695.46	89.81	-1042.30	2383.94

A N N E X E - B 3 -  
FERRAILLAGE DES VOILES



VOILE - VL6 -

	ZONE I	ZONE II	ZONE III	ZONE IV
<i>Avert</i> ( $\text{cm}^2/\text{ml}/f$ )	21.61	11.62	7.50	7.50
<i>Avert adopt</i> ( $\text{cm}^2$ )	5 HA 25 (24.56)	4 HA 20 (12.56)	4 HA 16 (8.04)	4 HA 16 (8.04)
<i>St vert</i> (cm)	20	25	25	25
<i>Ahoriz</i> ( $\text{cm}^2/\text{ml}/f$ )	2.25	2.25	2.25	2.25
<i>Ahoriz adopt</i> ( $\text{cm}^2$ )	4 HA 10 (3.14)	4 HA 10 (3.14)	4 HA 10 (3.14)	4 HA 10 (3.14)
<i>St h</i> (cm)	25	25	25	25
$\sigma_{\text{max}}$ (Mpa)	12.86	8.03	4.01	1.03
<i>Nature de la sollic</i>	S P C	S P C	S P C	S P C

FERRAILLAGE DES VOILES - VL2 & VL8 -

	ZONE I	ZONE II	ZONE III	ZONE IV
<i>A vert</i> ( $\text{cm}^2/\text{ml}/f$ )	11.31	7.5	7.5	7.5
<i>Avert adop</i> ( $\text{cm}^2$ )	4 HA 20 (12.56)	4 HA 16 (8.04)	4 HA 16 (8.04)	4 HA 16 (8.04)
<i>St v</i> (cm)	25	25	25	25
<i>A horiz</i> ( $\text{cm}^2/\text{ml}/f$ )	2.25	2.25	2.25	2.25
<i>Ahor adopt</i> ( $\text{cm}^2$ )	4 HA 10 (3.14)	4 HA 10 (3.14)	4 HA 10 (3.14)	4 HA 10 (3.14)
<i>St H</i> (cm)	25	25	25	25
$\sigma_{\text{max}}$ (Mpa)	10.06	6.36	3.28	1.07
<i>Nature de la sollic</i>	S P C	S P C	S P C	S P C

- FERRAILLAGE DES VOILES -VL3 & VL9-

	ZONE I	ZONE II	ZONE III	ZONE IV
Averti (cm <sup>2</sup> /ml/f)	13.01	7.5	7.5	7.5
Avert adop (cm <sup>2</sup> )	5 HA 20 (15.77)	4 HA 16 (8.04)	4 HA 16 (8.04)	4 HA 16 (8.04)
St v (cm)	20	25	25	25
Ahoriz (cm <sup>2</sup> /ml/f)	2.25	2.25	2.25	2.25
Ahor adopt (cm <sup>2</sup> )	4 HA 10 (3.14)	4 HA 10 (3.14)	4 HA 10 (3.14)	4 HA 10 (3.14)
St H (cm)	25	25	25	25
σmax (Mpa)	10.69	6.84	3.48	1.1
Nature de la sollici tation	S P C	S P C	S P C	S P C

FERAILLAGE DU VOILE / VT4 /  
TRU MEAU (1)

ZONES ARMAT	ZONE (I) (R.D.C- 4 <sup>ème</sup> )	ZONE (II) 5 <sup>ème</sup> - 10 <sup>ème</sup>	ZONE (III) 11 <sup>ème</sup> - 15 <sup>ème</sup>	ZONE (IV) 15 <sup>ème</sup> -19 <sup>ème</sup>
Aver (cm <sup>3</sup> /ml)	7.50	7.50	7.50	7.50
Avert adop (cm <sup>2</sup> )	4 HA 16 ( 8.04 )	4 HA 16 ( 8.04 )	4 HA 16 ( 8.04 )	4 HA 16 ( 8.04 )
Stvert (cm)	25	25	25	25
Ahor (cm <sup>3</sup> /m <sup>3</sup> )	2.25	2.25	2.25	2.25
Ahor adopt (cm <sup>2</sup> )	4 HA 10 ( 3.14 )	4 HA 10 ( 3.14 )	4 HA 10 ( 3.14 )	4 HA 10 ( 3.14 )
St hor (cm)	25	25	25	25
σmax (Mpa)	15.41	9.82	5.13	1.58
Nature de la sollic	S.E.C	S.E.C	S.P.C	S.E.C

FERAILLAGE DU VOILE / VT4 /  
TRU MEAU (2)

ZONES ARMAT	ZONE (I) (R.D.C- 4 <sup>ème</sup> )	ZONE (II) 5 <sup>ème</sup> - 10 <sup>ème</sup>	ZONE (III) 11 <sup>ème</sup> - 15 <sup>ème</sup>	ZONE (IV) 15 <sup>ème</sup> -19 <sup>ème</sup>
Aver (cm <sup>3</sup> /ml)	10.86	7.50	7.50	7.50
Avert adop (cm <sup>2</sup> )	4 HA 20 ( 12.56 )	4 HA 16 ( 8.04 )	4 HA 16 ( 8.04 )	4 HA 16 ( 8.04 )
Stvert (cm)	25	25	25	25
Ahor (cm <sup>3</sup> /m <sup>3</sup> )	3.75	3.75	3.75	3.75
Ahor adopt (cm <sup>2</sup> )	5 HA 10 ( 3.93 )	5 HA 10 ( 3.93 )	4 HA 10 ( 3.14 )	4 HA 10 ( 3.14 )
St hor (cm)	20	20	25	25
σmax (Mpa)	14.64	8.78	4.55	1.27
Nature de la sollic	S.E.T	S.E.T	S.E.T	S.E.C

FERAILLAGE DU VOILE / VT3 /  
TRU MEAU (1)

ZONES ARMAT	ZONE (I) (R.D.C- 4 <sup>ème</sup> )	ZONE (II) 5 <sup>ème</sup> - 10 <sup>ème</sup>	ZONE (III) 11 <sup>ème</sup> - 15 <sup>ème</sup>	ZONE (IV) 15 <sup>ème</sup> -19 <sup>ème</sup>
Aver (cm <sup>3</sup> /ml)	7.50	7.50	7.50	7.50
Avert adop (cm <sup>2</sup> )	4 HA 16 ( 8.04 )	4 HA 16 ( 8.04 )	4 HA 16 ( 8.04 )	4 HA 16 ( 8.04 )
Stvert (cm)	25	25	25	25
Ahor (cm <sup>3</sup> /l)	2.25	2.25	2.25	2.25
Ahor adopt (cm <sup>2</sup> )	4 HA 10 ( 3.14 )	4 HA 10 ( 3.14 )	4 HA 10 ( 3.14 )	4 HA 10 ( 3.14 )
St hor (cm)	25	25	25	25
σmax (Mpa)	14.94	9.57	5.00	1.55
Nature de la sollic	S.E.C	S.E.C	S.E.C	S.E.C

FERAILLAGE DU VOILE / VT3 /  
TRU MEAU (2)

ZONES ARMAT	ZONE (I) (R.D.C- 4 <sup>ème</sup> )	ZONE (II) 5 <sup>ème</sup> - 10 <sup>ème</sup>	ZONE (III) 11 <sup>ème</sup> - 15 <sup>ème</sup>	ZONE (IV) 15 <sup>ème</sup> -19 <sup>ème</sup>
Aver (cm <sup>3</sup> /ml)	10.82	7.50	7.50	7.50
Avert adop (cm <sup>2</sup> )	4 HA 20 ( 12.56 )	4 HA 16 ( 8.04 )	4 HA 16 ( 8.04 )	4 HA 16 ( 8.04 )
Stvert (cm)	25	25	25	25
Ahor (cm <sup>3</sup> /l)	3.75	3.75	3.75	3.75
Ahor adopt (cm <sup>2</sup> )	5 HA 10 ( 3.93 )	5 HA 10 ( 3.93 )	5 HA 10 ( 3.93 )	5 HA 10 ( 3.93 )
St hor (cm)	20	20	20	20
σmax (Mpa)	14.23	8.55	4.45	1.33
Nature de la sollic	S.E.T	S.P.C	S.P.C	S.P.C

FERAILLAGE DU VOILE / VT1 ET VT2 /  
TRUMEAU ( 1 )

ZONES ARMAT	ZONE (I) (R.D.C- 4 <sup>ème</sup> )	ZONE (II) 5 <sup>ème</sup> - 10 <sup>ème</sup>	ZONE (III) 11 <sup>ème</sup> - 15 <sup>ème</sup>	ZONE (IV) 15 <sup>ème</sup> - 19 <sup>ème</sup>
Aver (cm <sup>3</sup> /ml)	8.08	7.50	7.50	7.50
Avert adop (cm <sup>2</sup> )	5 HA 16 ( 10.05 )	4 HA 16 ( 8.04 )	4 HA 16 ( 8.04 )	4 HA 16 ( 8.04 )
Stvert (cm)	20	25	25	25
Ahor (cm <sup>3</sup> / <sub>f</sub> )	2.25	2.25	2.25	2.25
Ahor adopt (cm <sup>2</sup> )	4 HA 10 ( 3.14 )	4 HA 10 ( 3.14 )	4 HA 10 ( 3.14 )	4 HA 10 ( 3.14 )
St hor (cm)	25	25	25	25
σmax (Mpa)	14.36	9.00	4.60	1.35
Nature de la sollic	S.P.C	S.E.C	S.P.C	S.P.C

FERAILLAGE DU VOILE / VT1 ET VT2 /  
TRUMEAU ( 2 )

ZONES ARMAT	ZONE (I) (R.D.C- 4 <sup>ème</sup> )	ZONE (II) 5 <sup>ème</sup> - 10 <sup>ème</sup>	ZONE (III) 11 <sup>ème</sup> - 15 <sup>ème</sup>	ZONE (IV) 15 <sup>ème</sup> - 19 <sup>ème</sup>
Aver (cm <sup>3</sup> /ml)	7.50	7.50	7.50	7.50
Avert adop (cm <sup>2</sup> )	4 HA 16 ( 8.04 )	4 HA 16 ( 8.04 )	4 HA 16 ( 8.04 )	4 HA 16 ( 8.04 )
Stvert (cm)	25	25	25	25
Ahor (cm <sup>3</sup> / <sub>f</sub> )	3.75	3.75	2.25	2.25
Ahor adopt (cm <sup>2</sup> )	5 HA 10 ( 3.93 )	5 HA 10 ( 3.93 )	4 HA 10 ( 3.14 )	4 HA 10 ( 3.14 )
St hor (cm)	20	20	25	25
σmax (Mpa)	14.04	8.52	4.31	2.45
Nature de la sollic	S.P.C	S.P.C	S.E.T	S.P.C

FERAILLAGE DU VOILE / VT5 ET VT6 /  
TRU MEAU (1)

ZONES ARMAT	ZONE (I) (R.D.C- 4 <sup>ème</sup> )	ZONE (II) 5 <sup>ème</sup> - 10 <sup>ème</sup>	ZONE (III) 11 <sup>ème</sup> - 15 <sup>ème</sup>	ZONE (IV) 15 <sup>ème</sup> -19 <sup>ème</sup>
Aver (cm <sup>3</sup> /ml)	7.50	7.50	7.50	7.50
Avert adop (cm <sup>2</sup> )	4 HA 16 ( 8.04 )	4 HA 16 ( 8.04 )	4 HA 16 ( 8.04 )	4 HA 16 ( 8.04 )
Stvert (cm)	25	25	25	25
Ahor (cm <sup>2</sup> /p)	2.25	2.25	2.25	2.25
Ahor adopt (cm <sup>2</sup> )	4 HA 10 ( 3.14 )	4 HA 10 ( 3.14 )	4 HA 10 ( 3.14 )	4 HA 10 ( 3.14 )
St hor (cm)	25	25	25	25
σmax (Mpa)	15.22	9.48	4.83	2.53
Nature de la sollic	S.E.C	S.E.C	S.E.C	S.P.C

FERAILLAGE DU VOILE / VT5 ET VT6 /  
TRU MEAU (2)

ZONES ARMAT	ZONE (I) (R.D.C- 4 <sup>ème</sup> )	ZONE (II) 5 <sup>ème</sup> - 10 <sup>ème</sup>	ZONE (III) 11 <sup>ème</sup> - 15 <sup>ème</sup>	ZONE (IV) 15 <sup>ème</sup> -19 <sup>ème</sup>
Aver (cm <sup>3</sup> /ml)	7.50	7.50	7.80	7.50
Avert adop (cm <sup>2</sup> )	4 HA 16 ( 8.04 )	4 HA 16 ( 8.04 )	4 HA 16 ( 8.04 )	4 HA 16 ( 8.04 )
Stvert (cm)	25	25	25	25
Ahor (cm <sup>2</sup> /p)	3.75	3.75	2.25	2.25
Ahor adopt (cm <sup>2</sup> )	5 HA 10 ( 3.93 )	5 HA 10 ( 3.93 )	4 HA 10 ( 3.14 )	4 HA 10 ( 3.14 )
St hor (cm)	20	20	25	25
σmax (Mpa)	14.92	8.97	6.81	1.30
Nature de la sollic	S.P.C	S.P.C	S.E.T	S.P.C

FERAILLAGE DU VOILE / VL7 ET VL1 /  
TRU MEAU ( 1 )

ZONES ARMAT	ZONE (I) (R.D.C- 4 <sup>ème</sup>	ZONE (II) 5 <sup>ème</sup> - 10 <sup>ème</sup>	ZONE (III) 11 <sup>ème</sup> - 15 <sup>ème</sup>	ZONE (IV) 15 <sup>ème</sup> -19 <sup>ème</sup>
Aver (cm <sup>3</sup> /ml)	7.50	7.50	7.50	7.50
Avert adop (cm <sup>2</sup> )	4 HA 16 ( 8.04 )	4 HA 16 ( 8.04 )	4 HA 16 ( 8.04 )	4 HA 16 ( 8.04 )
Stvert (cm)	25	25	25	25
Ahor (cm <sup>3</sup> /m <sup>3</sup> )	2.25	2.25	2.25	2.25
Ahor adopt (cm <sup>2</sup> )	4 HA 10 ( 3.14 )	4 HA 10 ( 3.14 )	4 HA 10 ( 3.14 )	4 HA 10 ( 3.14 )
St hor (cm)	25	25	25	25
σmax (Mpa)	12.16	7.67	3.87	1.10
Nature de la sollic	S.E.C	S.E.C	S.E.C	S.P.C

FERAILLAGE DU VOILE / VL7 ET VL1 /  
TRU MEAU ( 2 )

ZONES ARMAT	ZONE (I) (R.D.C- 4 <sup>ème</sup>	ZONE (II) 5 <sup>ème</sup> - 10 <sup>ème</sup>	ZONE (III) 11 <sup>ème</sup> - 15 <sup>ème</sup>	ZONE (IV) 15 <sup>ème</sup> -19 <sup>ème</sup>
Aver (cm <sup>3</sup> /ml)	7.63	7.50	7.50	7.50
Avert adop (cm <sup>2</sup> )	4 HA 16 ( 8.04 )	4 HA 16 ( 8.04 )	4 HA 16 ( 8.04 )	4 HA 16 ( 8.04 )
Stvert (cm)	25	25	25	25
Ahor (cm <sup>3</sup> /m <sup>3</sup> )	3.75	2.25	2.25	2.25
Ahor adopt (cm <sup>2</sup> )	5 HA 10 ( 3.93 )	4 HA 10 ( 3.14 )	4 HA 10 ( 3.14 )	4 HA 10 ( 3.14 )
St hor (cm)	20	25	25	25
σmax (Mpa)	11.80	7.12	3.57	0.99
Nature de la sollic	S.P.C	S.P.C	S.E.T	S.P.C

FERAILLAGE DU VOILE / VL4 ET VL10 /  
TRU MEAU ( 1 )

ZONES ARMAT	ZONE (I) (R.D.C- 4 <sup>ème</sup> )	ZONE (II) 5 <sup>ème</sup> - 10 <sup>ème</sup>	ZONE (III) 11 <sup>ème</sup> -15 <sup>ème</sup>	ZONE (IV) 15 <sup>ème</sup> -19 <sup>ème</sup>
Aver (cm <sup>3</sup> /ml)	7.50	7.50	7.50	7.50
Avert adop (cm <sup>2</sup> )	4 HA 16 ( 8.04 )	4 HA 16 ( 8.04 )	4 HA 16 ( 8.04 )	4 HA 16 ( 8.04 )
Stvert (cm)	25	25	25	25
Ahor (cm <sup>3</sup> /m <sup>3</sup> )	2.25	2.25	2.25	2.25
Ahor adopt (cm <sup>2</sup> )	4 HA 10 ( 3.14 )	4 HA 10 ( 3.14 )	4 HA 10 ( 3.14 )	4 HA 10 ( 3.14 )
St hor (cm)	25	25	25	25
σmax (Mpa)	13.27	8.33	4.17	1.17
Nature de la sollic	S.E.C	S.E.C	S.E.C	S.E.C

FERAILLAGE DU VOILE / VL4 ET VL10 /  
TRU MEAU ( 2 )

ZONES ARMAT	ZONE (I) (R.D.C- 4 <sup>ème</sup> )	ZONE (II) 5 <sup>ème</sup> - 10 <sup>ème</sup>	ZONE (III) 11 <sup>ème</sup> -15 <sup>ème</sup>	ZONE (IV) 15 <sup>ème</sup> -19 <sup>ème</sup>
Aver (cm <sup>3</sup> /ml)	7.73	7.50	7.50	7.50
Avert adop (cm <sup>2</sup> )	4 HA 16 ( 8.04 )	4 HA 16 ( 8.04 )	4 HA 16 ( 8.04 )	4 HA 16 ( 8.04 )
Stvert (cm)	25	25	25	25
Ahor (cm <sup>3</sup> /m <sup>3</sup> )	3.75	3.75	2.25	2.25
Ahor adopt (cm <sup>2</sup> )	5 HA 10 ( 3.93 )	5 HA 10 ( 3.93 )	4 HA 10 ( 3.14 )	4 HA 10 ( 3.14 )
St hor (cm)	20	20	25	25
σmax (Mpa)	12.96	7.74	3.86	1.08
Nature de la sollic	S.P.C	S.P.C	S.E.T	S.P.C



FERAILLAGE DU VOILE / VL5 /  
TRU ME A U (1) ET (2)

ZONES ARMAT	ZONE (I) (R.D.C- 4 <sup>ème</sup> )	ZONE (II) 5 <sup>ème</sup> - 10 <sup>ème</sup>	ZONE (III) 11 <sup>ème</sup> - 15 <sup>ème</sup>	ZONE (IV) 15 <sup>ème</sup> -19 <sup>ème</sup>
Aver (cm <sup>3</sup> /ml)	9.57	12.42	7.50	7.50
Avert adop (cm <sup>2</sup> )	5 HA 16 ( 10.05 )	4 HA 20 ( 12.56 )	4 HA 16 ( 8.04 )	4 HA 16 ( 8.04 )
Stvert (cm)	20	25	25	25
Ahor (cm <sup>3</sup> /φ)	3.75	3.75	2.25	2.25
Ahor adopt (cm <sup>2</sup> )	5 HA 10 ( 3.93 )	5 HA 10 ( 3.93 )	4 HA 10 ( 3.14 )	4 HA 10 ( 3.14 )
St hor (cm)	20	20	25	25
σmax (Mpa)	14.84	8.51	4.45	3.64
Nature de la sollic	S.P.C	S.P.C	S.P.C	S.P.C

FERAILLAGE DU VOILE / \_\_\_\_\_ /

ZONES ARMAT	ZONE (I) (R.D.C- 4 <sup>ème</sup> )	ZONE (II) 5 <sup>ème</sup> - 10 <sup>ème</sup>	ZONE (III) 11 <sup>ème</sup> - 15 <sup>ème</sup>	ZONE (IV) 15 <sup>ème</sup> -19 <sup>ème</sup>
Aver (cm <sup>3</sup> /ml)				
Avert adop (cm <sup>2</sup> )				
Stvert (cm)				
Ahor (cm <sup>3</sup> /φ)				
Ahor adopt (cm <sup>2</sup> )				
St hor (cm)				
σmax (Mpa)				
Nature de la sollic				

ARMATURES DES LINTEAUX

- LINTEAUX LONGITUDINAUX -

	VL1 & VL7		VL4 & VL10		VL5	
	ZONE I	ZONE II	ZONE I	ZONE II	ZONE I	ZONE II
L(cm)	1.00	1.00	1.00	1.00	2.50	2.50
h(cm)	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
T(t)	54.68	40.28	59.57	44.72	52.01	40.52
$\tau_b$ (Mpa)	2.27	1.67	2.48	1.86	2.16	1.67
M(t.m)	27.04	19.84	29.48	22.06	62.24	47.88
Al (cm <sup>2</sup> )	7.51	5.51	8.18	6.12	17.28	13.27
A <sub>adopt</sub> (cm <sup>2</sup> )	4 HA 16 (8.04)	4 HA 14 (6.15)	2HA20+ 2HA16 (10.30)	4 HA 14 (6.15)	2HA25 + 4 HA 16 (17.86)	2 HA 25+ 2 HA 16 (13.84)
A <sub>t</sub> (cm <sup>2</sup> )	1.5 (s=20)	1.5	1.5	1.5	1.875	1.875
A <sub>t adp</sub> (cm <sup>2</sup> )	12 cadr HA 8	12 cadr HA 8	12 cadr HA 8	12 cadr HA 8	22 cadr HA 8	22 cadr HA 8
A <sub>r</sub> (cm <sup>2</sup> )	6	6	6	6	6	6
A <sub>r adp</sub> (cm <sup>2</sup> )	4 HA 14 (6.15)	4 HA 14 (6.15)	4 HA 14 (6.15)	4 HA 14 (6.15)	4 HA 14 (6.15)	4 HA 14 (6.15)
A <sub>D</sub> (cm <sup>2</sup> )	7.34	5.42	7.99	6.01	7.12	5.58
A <sub>D adp</sub> (cm <sup>2</sup> )	4 HA 16 (8.04)	4 HA 14 (6.15)	4 HA 16 (8.04)	4 HA 14 (6.15)	4 HA 16 (8.04)	4 HA 14 (6.15)
L <sub>ancr</sub> (m)	1.1	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10
L <sub>diag</sub> (m)	4.52	4.52	4.52	4.52	5.06	5.06

- LINTEAUX TRANSVERSAUX -

	- VT5 & VT6 -		- VT1 & VT2 -	
	ZONE I	ZONE II	ZONE I	ZONE II
$L(m)$	1.00	1.00	1.00	1.00
$h(m)$	1.00	1.00	1.00	1.00
$T(t)$	72.56	54.63	67.08	50.49
$\tau_b (Mpa)$	3.02	2.28	2.79	2.10
$MCt.m)$	35.75	26.78	33.08	24.78
$Al(cm^2)$	9.93	7.44	9.18	6.88
$Al_{adopt}(cm^2)$	2 HA 20 + 2 HA 16 (10.3)	4 HA 16 (8.04)	2 HA 20 + 2 HA 16 (10.3)	4 HA 16 (8.04)
$At(cm^2)$	1.5	1.5	1.5	1.5
$At_{adopt}(cm^2)$	12 Cadres HAB	12 cadres HA 8	12 cadres HA 8	12 cadres HA 8
$Ar(cm^2)$	6	6	6	6
$Ar_{adopt}(cm^2)$	4 HA 14 (4.52)	4 HA 14 (4.52)	4 HA 14 (4.52)	4 HA 14 (4.52)
$AD (cm^2)$	9.77	7.1	9.03	6.8
$AD_{adopt}(cm^2)$	2 HA 20 + 2 HA 16 (10.3)	4HA 16 (8.04)	2 HA 20 + 2 HA 16 (10.3)	4 HA 16 (8.04)
$L_{ancra}(m)$	1.30	1.30	1.30	1.30
$L_{diag}(m)$	5.09	5.09	5.09	5.09

	- VT4 -		- VT3 -	
	ZONE I	ZONE II	ZONE I	ZONE II
$L(m)$	1.40	1.40	1.40	1.40
$h(m)$	1.00	1.00	1.00	1.00
$T(t)$	56.95	43.34	54.79	41.71
$\tau_b$ (Mpa)	2.37	1.8	2.28	1.73
$M(t.m)$	39.11	29.58	37.60	28.44
$Al$ ( $cm^2$ )	10.86	8.21	10.44	7.9
$Al$ adopt ( $cm^2$ )	4 HA 20 (12.56)	2 HA 20 + 2 HA 16 (10.3)	4 HA 20 (12.56)	4 HA 16 (8.04)
$At$ ( $cm^2$ )	1.5	1.5	1.5	1.5
$At$ adopt ( $cm^2$ )	16 cadres HA 8	16 cadres HA 8	16 cadres HA 8	16 cadres HA 8
$Ar$ ( $cm^2$ )	6	6	6	6
$Ar$ adopt ( $cm^2$ )	4 HA 14 (6.15)	4 HA 14 (6.15)	4 HA 14 (6.15)	4 HA 14 (6.15)
$AD$ ( $cm^2$ )	9.50	7.26	9.15	6.99
$AD$ adopt ( $cm^2$ )	2 HA 20+ 2 HA 16 (10.3)	4 HA 16 (8.04)	2 HA 20 + 2 HA 16 (10.3)	4 HA 16 (8.04)
$L$ ancra (m)	1.30	1.30	1.30	1.30
$L$ diagon (m)	4.91	4.91	4.91	4.91

A N N E X E - B 4 -  
FERRAILLAGE DU NOYAU

VOILE - VN1 - TRUPEAUX 1 et 2

ZONES	ZONE I	ZONE II	ZONE III
$C_{cm^2/ml/f}$	43.56	15.40	7.5
$A_v$ adopt ( $cm^2$ )	6 HA 32 (40.21)	3HA25 + 2HA20 (17.85)	5 HA 14 (7.69)
$St$ (cm)	15	20	20
$AHC_{cm^2/ml/f}$	5	5	5
$A_h$ adoptée ( $cm^2$ )	5 HA 12 ( 5.65 )	5 HA 12 ( 5.65 )	5 HA 12 (5.65)
$St$ (cm)	20	20	20
$\sigma_c$ (Mpa)	16.06	6.13	2.29
$\tau_b$ (Mpa)	2.20	1.58	0.95

- VOILE - VN2 -			
ZONES	ZONE I	ZONE II	ZONE III
$A_v(\text{cm}^2/\text{ml}/f)$	30.53	11.65	7.5
$A_v$ adoptée ( $\text{cm}^2$ )	4 HA 32 ( 32.17 )	4 HA 20 (12.56)	4 HA 16 (8.04)
$St$ (cm)	25	25	25
$AH(\text{cm}^2/\text{ml}/f)$	5	5	3
$AH$ adoptée ( $\text{cm}^2$ )	5 HA 12 ( 5.65 )	5 HA 12 ( 5.65 )	5 HA 12 ( 5.65 )
$St$ (cm)	20	20	20
$\sigma_c$ (Mpa)	10.56	3.99	1.48
$\tau_b$ (Mpa)	1.83	1.32	0.78

VOILES - VN3 & VN4 - TRUMEAU 1			
ZONES	ZONE I	ZONE II	ZONE III
$A_v(\text{cm}^2/\text{ml}/f)$	32.90	7.5	7.5
$A_v$ adoptée ( $\text{cm}^2$ )	3HA32 + 2HA25 (33.94)	5 HA 14 (7.69)	5 HA 14 (7.69)
$St$ (cm)	20	20	20
$AH(\text{cm}^2/\text{ml}/f)$	5	5	5
$AH$ adoptée ( $\text{cm}^2$ )	5 HA 12 (5.63)	5 HA 12 (5.65)	5 HA 12 (5.65)
$St$ (cm)	20	20	20
$\sigma_c$ (Mpa)	15.54	6.10	2.35
$\tau_b$ (Mpa)	1.78	1.27	0.77

VOILE - VN3 & VN4 - TRUPEAU 2			
ZONES	ZONE I	ZONE II	ZONE III
$A_v(\text{cm}^2/\text{ml}/f)$	30.29	7.5	7.5
$A_v$ adoptée ( $\text{cm}^2$ )	4HA 32 (32.17)	4 HA 16 (8.04)	4 HA 16 (8.04)
$St$ (cm)	25	25	25
$A_h(\text{cm}^2/\text{ml}/f)$	5	5	5
$A_h$ adoptée ( $\text{cm}^2$ )	5 HA 12 (5.65)	5 HA 12 (5.65)	5 HA 12 (5.65)
$St$ (cm)	20	20	20
$\sigma_c$ (Mpa)	13.85	5.44	2.10
$\tau_b$ (Mpa)	2.36	1.69	1.01

### FERRAILLAGE DES LINTEAUX

- Efforts de ferrailage des linteaux:

VOILES - VN3 & VN4 -						
	$TG(t)$	$TQ(t)$	$1.4*Te$	$MG(t.m)$	$MQ(t.m)$	$Me(t.m)$
ZONE 1 (0-8)	3.16	1.04	150.47	0.74	0.24	105.33
ZONE 2 (9-13)	3.16	1.04	127.36	0.74	0.24	89.15
ZONE 3 (14-19)	3.16	1.04	83.87	0.74	0.24	58.71



VOILE - VN1 -						
	TG(t)	TQ(t)	1.4*Te	MG(t.m)	MQ(t.m)	Me(t.m)
ZONE 1 (0-8)	3.12	0.59	129.20	1.3	0.24	161.50
ZONE 2 (9-13)	3.12	0.59	96.81	1.3	0.24	121.01
ZONE 3 (14-19)	3.12	0.59	60.02	1.3	0.24	75.03

- FERRAILLAGE -

	LINTEAUX - VN3 & VN4 -			LINTEAUX - VN1 -		
	ZONE 1	ZONE 2	ZONE 3	ZONE 1	ZONE 2	ZONE 3
L(m)	1.40	1.40	1.40	2.50	2.50	2.50
H(m)	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
$\tau$ (Mpa)	4.81	4.09	2.75	4.12	3.12	1.97
Al(cm <sup>2</sup> )	35.83	24.94	16.38	45.12	34.16	19.42
Al adp (cm <sup>2</sup> )	5 HA 32 (40.21)	2HA32+ 2 HA 25 (25.88)	4 HA 25 (19.63)	6 HA 32 (48.25)	4 HA 32 (48.258)	4 HA 25 (19.63)
At(cm <sup>2</sup> )	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
At adop (cm <sup>2</sup> )	20 cadr HA 8	20 cadr HA 8	20 cadr HA 8	34 cadr HA 8	34 cadr HA 8	34 cadres HA 8
Ar(cm <sup>2</sup> )	8.04	8.04	8.04	8.04	8.04	8.04
Ar adop (cm <sup>2</sup> )	4 HA 16 (8.04)	4 HA 16	4 HA 16	4 HA 16	4 HA 16	4 HA 16
AD(cm <sup>2</sup> )	36.83	27.97	18.03	47.71	31.90	19.42
AD adop (cm <sup>2</sup> )	4 HA 32 (32.17)	6 HA 25 (29.43)	4 HA 25 (19.63)	6 HA 32 (48.25)	4 HA 32 (32.17)	4 HA 25 (19.63)
L ancr (m)	1.90	1.90	1.90	1.90	1.90	1.90
L diag (m)	6.23	6.23	6.23	6.73	6.73	6.73

ANNEXE - C -

A N N E X E - C 1 -

ETUDE DU PLANCHER

## ETUDE DU PLANCHER

Les panneaux dalles de la structure I possèdent 4 appuis.  
On utilise la méthode simplifiée exposée dans l'annexe F3 du B.A.E.L  
Les moments au centre du panneau, par unité de largeur sont:

$$\begin{cases} M_x = \mu_x * q * l_x^2. \\ M_y = \mu_y * M_x. \end{cases} \quad \mu_x \text{ et } \mu_y \text{ sont donnés en fonction de:}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y}$$

Dans notre cas:  $0.4 \leq \rho \leq 1.$

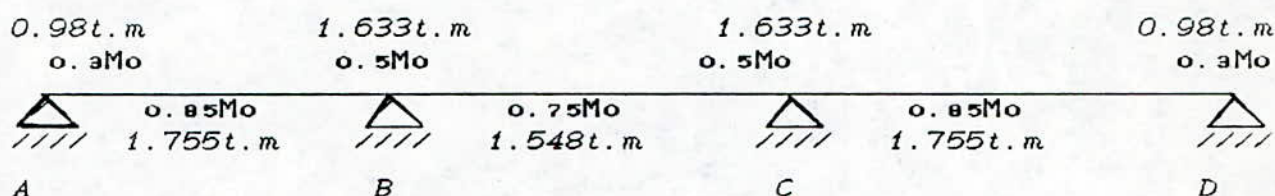
$$G = 0.8005 \text{ t/m}^2.$$

$$Q = 0.250 \text{ t/m}^2.$$

$$\Rightarrow p = 1.35 * G + 1.5 * Q = 1.445 \text{ t/m}^2.$$

### EXEMPLE D'ETUDE

#### 1- Panneau dalle dans le sens longitudinale



- Moments isostatiques:

$$\begin{cases} l_x = 5.70 \text{ m.} \\ l_y = 7.70 \text{ m.} \end{cases} \quad \Rightarrow \rho = 0.74025$$

$\mu_x$ ,  $\mu_y$  sont lues dans des abaques, pour  $\nu = 0.2$  (beton non fissuré)

$$M_{ox} = \mu_x * p * l_x^2 = 0.0696 * 1.445 * (5.70)^2 = 3.267 \text{ t.m.}$$

$$M_{oy} = \mu_y * M_{ox} = 0.632 * 3.267 = 2.065 \text{ t.m.}$$

1-1. : Détermination du ferrailage:

1-1-1. Armatures du panneau de rive (AB)

Armatures en travée:  $M_t = 1.755 \text{ t.m.}$

$$\phi = 12 \text{ mm.}, \quad d_x = 2 \text{ cm.} \quad \Rightarrow d_x = 17.4 \text{ cm.}$$

$$d_y = d_x - \frac{\phi_x + \phi_y}{2} = 16.2 \text{ cm.}$$

$$A_{yt} = \frac{M_{ty}}{Z * f_{su}} = \frac{1.755 * 10^{-2}}{0.9 * 0.162 * 348} = 3.46 \text{ cm}^2 \text{ soit } 4 \text{ HA } 12 / \text{ml.}$$

$$A_{yt} = 4 \text{ HA } 12 / \text{ml.} \quad \# \quad 4.52 \text{ cm}^2.$$

Armatures d'appui:  $M_a = 0.98 \text{ t.m.}$

On choisit des barres en  $\phi 8$ ;  $d_y = 16.8$

$$A_{ya} = \frac{M_{app}}{0.9 * d * f_{su}} = 1.86 \text{ cm}^2 / \text{ml.} \quad \text{soit } 4 \text{ HA } 8 / \text{ml.}$$

$$A_{ya} = 4 \text{ HA } 8 / \text{ml.} \quad \# \quad 4.52 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

1-1-2. Armatures du panneau de intermédiaire:

Armatures en travée:  $M_t = 1.548 \text{ t.m.}$

$$A_{yt} = M / z * f_{su} = 3.05 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

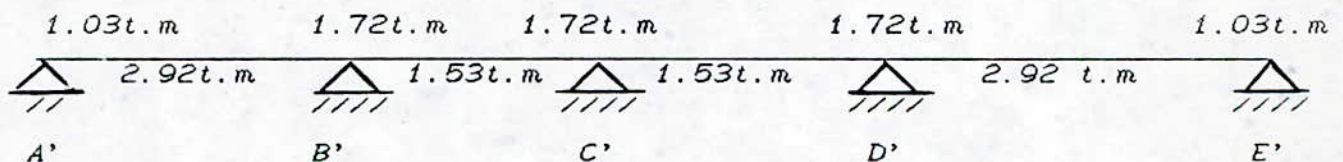
$$A_{yt} = 4 \text{ HA } 12 / \text{ml.} \quad \# \quad \text{soit } 4.52 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

Armatures d'appui:  $M_{app} = 1.633 \text{ t.m.}$

$$A_{ya} = 3.159 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

$$A_{ya} = 4 \text{ HA } 10 / \text{ml.} \quad \text{soit } 3.14 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

2. Panneau dalle dans le sens transversal:



$$l_x = 5.7 \text{ m.}$$

$$l_x = 3.7 \text{ m}$$

$$l_x = 3.7 \text{ m}$$

$$l_x = 5.7 \text{ m.}$$

$$\rho_1 = \rho_4 = 0.7125 \quad ; \quad \rho_2 = \rho_3 = 0.4625$$

$$M_{ox1} = M_{ox4} = 3.432 \text{ t.m} \quad ; \quad M_{ox2} = M_{ox3} = 2.041 \text{ t.m.}$$

$$M_{oy1} = M_{oy4} = 2.045 \text{ t.} \quad ; \quad M_{oy2} = M_{oy3} = 0.6969 \text{ t.m.}$$

$$\frac{M_{oy}}{M_{ox}} = 25\% .$$

2-1. Armatures du panneau de rive:

$$\underline{A'B'} \& \underline{D'E'}: M_t = 2.92 \text{ t.m.}$$

$$A_{xt} = 5.38 \text{ t.m.} \quad \text{Soit } 4 \text{ HA } 14 / \text{ml.}$$

appuis A' & E':  $M_a = 1.03 \text{ t.m.}$ ;  $A_{xa} = 1.86 \text{ cm}^2/\text{ml.}$

$$A_{xa} = 4 \text{ HA } 8 \text{ cm}^2/\text{ml.} \quad \text{soit } 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

2-2. Armatures du panneau intermédiaire:

En travée:  $M_t = 1.53 \text{ t.m.}$

$$A_{xt} = 2.84 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

$$A_{xt} = 4 \text{ HA } 12 \text{ cm}^2/\text{ml.} \quad \text{soit } 4.52 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

appuis B' et C':

$$A_{xa} = 3.13 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

$$A_{xa} = 4 \text{ HA } 10 / \text{ml.}$$

ETUDE DU TRANCHANT:

$$T_x = p * l_x/2 * \frac{1}{1 + \alpha/2} = 3.0057 \text{ t.}$$

$$T_y = p * l_x/3 = 2.7455 \text{ t.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b*d} = \frac{0.030057}{1*0.8*0.2} = 0.1878 \text{ Mpa.}$$

$$\bar{\tau}_u = 0.05 * f_{ct0} = 1.35 \text{ Mpa.}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \quad \Rightarrow \text{ aucune armature d'effort tranchant n'est requise.}$$

- VERIFICATIONS:

$$s_t = 25 \text{ cm} < \min [ 4 * h_t ; 45 \text{ cm} ] \quad \text{vérifié.}$$

$$s_t = 25 \text{ cm} < \min [ 3 * h_t ; 33 \text{ cm} ] \quad \text{vérifié}$$

- FERRAILLAGE MINIMUM:

Pour les dalles les règlements B.A.E.L 83 imposent un ferraillement minimum d'après l'article A:2-8-4 à :

$$\frac{A_x}{b*h} \geq \left( \frac{3-\alpha}{2} \right)^2 * \rho_o \quad \text{et} \quad \frac{A_y}{b*h} \geq \rho_o$$

$$\alpha = l_x/l_y. \quad \rho_o = 0.0008 \text{ pour des barres HA, FE400.}$$

$$\Rightarrow A_y \geq \rho_o * b * h \Rightarrow A_y \geq 1.6 \text{ cm}^2/.$$

$$\Rightarrow A_x \geq b * h * \left( \frac{3-\alpha}{2} \right)^2 * \rho_o = 2.03 \text{ cm}^2.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{\min y} = 1.6 \text{ cm}^2. \\ A_{\min x} = 2.03 \text{ cm}^2. \end{array} \right.$$

ce qui est vérifié .

→ RQ: Selon les regles B.A.E.L 83, les armatures minimales au niveau des appuis ne sont pas fixées .

- TABLEAUX RECAPITULATIFS ( STRUCTURE A NOYAU CENTRAL II )

Sens longitudinal

	A	AB	B	BC	C	CD	D
Arma ture	1.86cm <sup>2</sup> /ml soit 4 HA 8/ ml.	3.46cm <sup>2</sup> soit 4 HA 12/ ml.	4 HA 10/ ml.	4 HA 12 /ml.	4 HA 10/ ml.	4 HA 12/ ml.	4 HA 8 /ml.

Sens transversal

	A'	A'B'	B'	B'C'	C'	C'D'	D'	D'E'	E'
ARM ATU RE	4HA8/ ml.	4HA14 /ml.	4HA10/ ml.	4HA12 /ml.	4HA10 /ml.	4HA/12 /ml.	4HA10 /ml.	4HA14/ ml.	4HA8/ ml.

TABLEAUX RECAPITULATIFS ( STRUCTURE EN VOILES )

Sens longitudinal

	A	AB	B	BC	C	CD	D	DE	E	EF	F
ARM ATU RE	2HA10 /ml.	4HA 10/ ml	2HA 10 /ml.	4HA 10/ ml.	5HA 10/ ml.	4HA 10/ ml.	5HA 10/ ml.	4HA 10/ ml.	2HA10 /ml.	2HA 10/ ml.	2HA10/ ml.

-Sens transversal

	A'	A'B'	B'	B'C'	C'	C'D'	D'
ARMA TURE	2HA10/ml	4HA8/ml	4HA8/ml	4HA8/ml	4HA8/ml	4HA8/ ml	2HA10/ ml

A N N E X E - C 2 -

ETUDE DES POTEAUX



## ETUDE DES POTEAUX

### 1. EFFORTS CONCENTRES SOLLICITANT LES POTEAUX

#### 1-1. Réaction des poutres:

Poteaux type (P<sub>1</sub>) : R<sub>1</sub> = 40.80 t / niveau.

Poteaux type (P<sub>2</sub>) : R<sub>2</sub> = 20.39 t / niveau.

Poteaux type (P<sub>3</sub>) : R<sub>3</sub> = 33.27 t / niveau.

Poteaux type (P<sub>4</sub>) : R<sub>4</sub> = 25.76 t / niveau.

#### o Poids des poteaux cummulés:

Zone (I) (80\*80) cm<sup>2</sup> du R-D-C au 4<sup>ème</sup> niv.

$$N_I = 68.16 \text{ t.}$$

Zone (II) (70\*70) cm<sup>2</sup> du 5<sup>ème</sup> au 10<sup>ème</sup> niv.

$$N_{II} = 40.96 \text{ t.}$$

Zone (III) (55\*55) du 10<sup>ème</sup> au 15<sup>ème</sup> niv.

$$N_{III} = 15.97 \text{ t.}$$

Zone (VI) (35\*35) du 16<sup>ème</sup> au 18<sup>ème</sup> niv.

$$N_{VI} = 3.123 \text{ t.}$$

#### 1-2. FERRAILLAGE DES POTEAUX

##### o Armatures longitudinales:

Selon les regles B.A.E.L 83, les armatures longitudinales doivent vérifier l'inégalité suivante:

$$A_s \text{ nec } \geq \frac{1}{0.85 * f_{su}} * \left[ \beta * N_u - \frac{A_{br} * f_{bu}}{0.9} \right].$$

N<sub>u</sub> : Effort normal de compression .

$$f_{bu} = \frac{0.85 * f_{c28}}{1.5} \quad ; \quad f_{su} = \frac{f_e}{1.15}$$

A<sub>br</sub> : section réduite obtenue en retranchant 1 cm de béton sur toute la périphérie du poteau.

β : coefficient supérieur à l'unité dont les valeurs sont données par :

$$\beta = 1 + \left[ \frac{\lambda}{35} \right]^2 * 0.2 \quad \text{avec } \lambda = \frac{l_f}{i} \quad ; \quad i = \left[ \frac{I}{B} \right]^{1/2}.$$

\* Ce ferrailage doit vérifier les prescriptions de l'R.P.A88a

savoir:

\* Pourcentage minimum : 0.8 % en zone courante.

\* Diametre minimum ( $\phi$ ) :  $\phi 12$ .

\* Longueur de recouvrement :  $40 * \phi$  en zone (II).

(les jonctions par recouvrement étant faites à l'exterieur des zones nodales).

\* Distance entre barres verticales: inférieur à 25 cm (zone II)

### o Armatures transversales

Selon les règles B.A.E.L 83, ces armatures ne rentrent pas dans la résistance du poteau mais servent à maintenir les armatures longitudinales tout en les empêchant de flamber.

\* Choix de  $\phi_t$  :  $\phi_t = \phi / 3$ .

\* Espacements:  $S_t \leq 15 * \phi_{\min}$ .

## II- EXEMPLE DE CALCUL

### o Poteau (type P<sub>1</sub>) en zone I

$$N_u = 68.16 + 19 * 40.80 = 843.36t.$$

$$N_u = 8.43 \text{ MN.}$$

$$L_f = \frac{l_0}{2} = 1.7 \text{ m.} \quad \lambda = 7.60 < 35 \Rightarrow \beta = 1.0094$$

$A_{s\text{req}} < 0 \Rightarrow$  on dispose le ferrailage minimum.

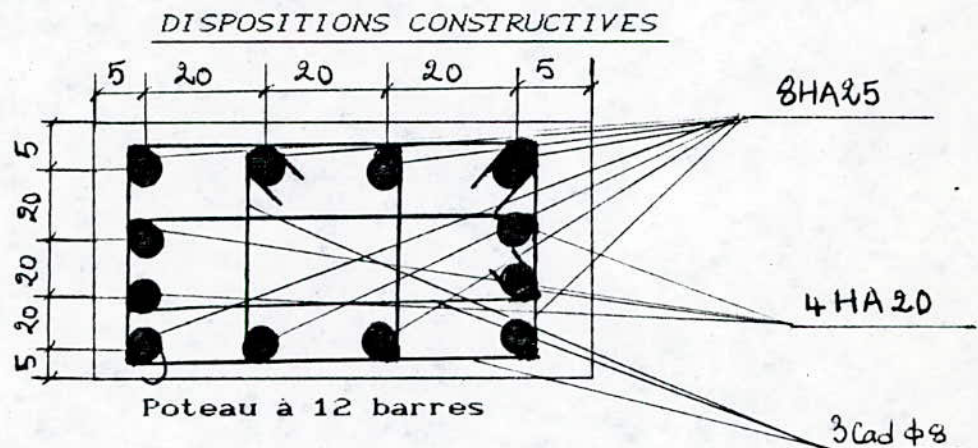
$$A_{\min} = \frac{0.8 * (0.64)}{100} = 51.2 \text{ cm}^2 \quad \# 8 \text{ HA } 25 + 4 \text{ HA } 20$$

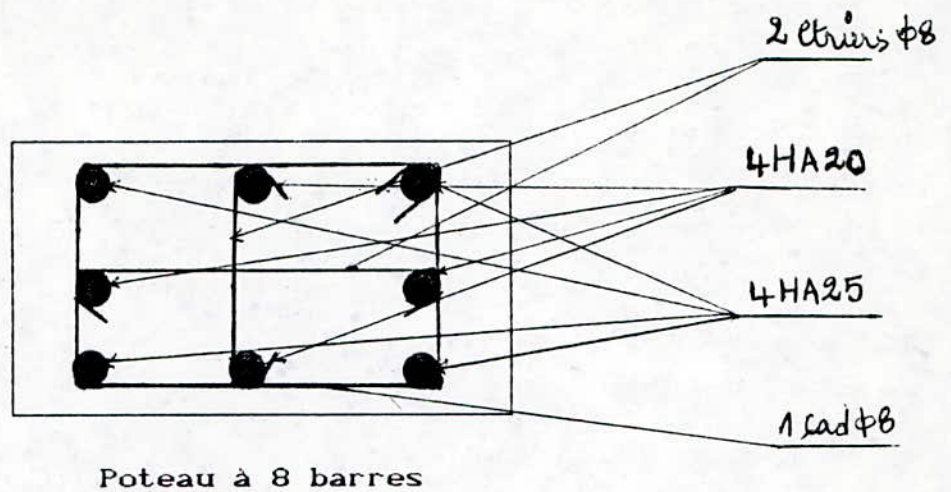
$$S_t = 15 \text{ cm.}$$

Ferrailage transversal:

$\phi_t = 8 \text{ mm.} \quad \rightarrow 3 \text{ cadres en } \phi 8$

$S_t \leq 15 * \phi$  soit  $S_t = 25 \text{ cm.}$





RECAPITULATIF DU FERRAILLAGE DES POTEAUX-

pot zone	Poteau type (1)			Poteau type (2)		
	Nu(MN)	Asl(cm <sup>2</sup> )	St(cm)	Nu(MN)	Asl (cm <sup>2</sup> )	St(cm)
zone(1)	8.43	8HA25+4HA20 ( 51.8cm <sup>2</sup> )	25	4.55	8HA25+4HA20 (51.8)	25
zone(2)	6.12	4HA25+8HA20 (44.76cm <sup>2</sup> )	15	3.26	4HA25+8HA20 (44.76)	15
zone(3)	3.42	8HA25 (39.27cm <sup>2</sup> )	18	2.04	8HA25 (39.76)	18
zone(4)	1.25	8HA14 (12.31)	12	1.02	8HA14 (12.31)	12

Tous les poteaux sont ferrailés par le minimum réglementaire.  
(mêmes valeurs pour les poteaux du type (3) et (4) ).

A N N E X E - C 3 -  
E T U D E D E S P O U T R E S

## CALCUL DES POUTRES

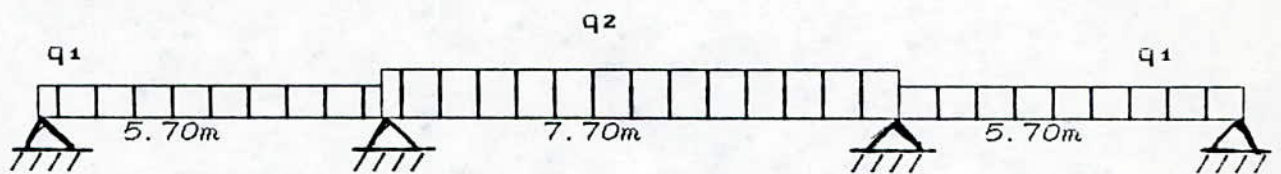
Les planchers sont à surcharges modérées, l'étude des poutres se fera par la méthode forfaitaire.

Ces poutres sont de deux types:

- \*- Poutres à section rectangulaire: (poutres de rive)
- \*- Poutres à table de compression (T): (poutres intérieures)

### EXEMPLE DE CALCUL

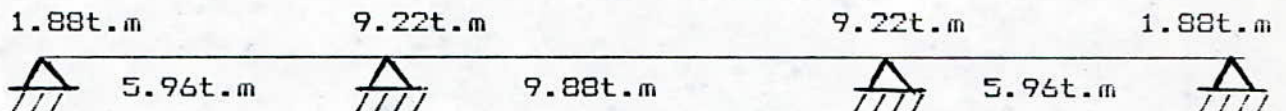
\*- POUTRE RECTANGULAIRE:



.  $q_1, q_2$  : sont des charges uniformément réparties en t/ml (pour le calcul des moments) équivalentes aux charges trapézoïdales.

$$q_1 = 2.31 \text{ t/ml.} \quad ; \quad q_2 = 2.49 \text{ t/ml.}$$

$$\alpha = \frac{Q_B}{Q_B + G} = \frac{250}{250 + 800.5} = 0.238 .$$



$$M_t \geq \frac{(1+0.3\alpha)}{2} * M_0 \quad \text{en travée intermédiaire.}$$

$$M_t \geq \frac{(1.2+0.3\alpha)}{2} * M_0 \quad \text{en travée de rive.}$$

$$\text{avec : } M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \text{Max} [1.05 * M_0 ; (1+0.3 * \alpha) * M_0].$$

NB On suppose pour les appuis de rive un encastrement partiel de  $0.2 * M_0$ . Donc  $M_A = M_D = 0.2 * 9.38 = 1.88 \text{ t.m.}$

CALCUL DU FERRAILLAGE

\*-Travée AB et CD

$$f_{bu} = 15.3 \text{ Mpa} ; f_{su} = 348 \text{ Mpa.}$$

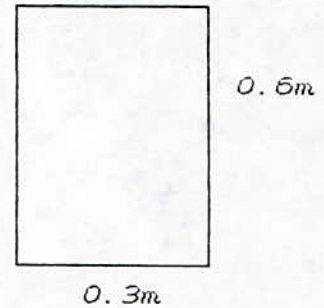
$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = 0.0445 < 0.3.$$

$$\rightarrow A_s = 0.$$

$$\alpha = 1.25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu_{bu}}) = 0.057 < 0.259$$

$$Z_b = d(1 - 0.4 \cdot \alpha) = 0.527 \text{ m.}$$

$$A_s = 3.42 \text{ cm}^2 \quad \text{soit 3HA14 (4.62 cm}^2\text{).}$$



\*-Travée BC

$$\mu_{bu} = 0.074 < \mu_{lu} \quad , \quad \alpha = 0.096 \quad ; \quad Z = 0.519$$

$$\rightarrow A_{su} = 5.46 \text{ cm}^2 \quad \text{soit 4HA14 (6.15 cm}^2\text{)}$$

Armatures transversales:

Appuis A et D

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = 0.377 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2 \cdot \tau_u}{0.9} < \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{vérifiée.}$$

On prend 1 cadre et 1 étrier en HA8  $\rightarrow A_{st} = 2.01 \text{ cm}^2$ .

$$S_t <= \frac{2.01 \cdot 10^{-4} \cdot 348 \cdot 0.486}{5.46 \cdot 10^{-2}} = 0.62 \text{ m.}$$

$$\tau_u = 0.337 < [0.13 \cdot f_{c28} ; 4 \text{ Mpa}] \quad \text{Vérifiée.}$$

$$S_t <= \bar{S}_t = \text{Min} [0.9 \cdot 0.3 ; 40 \text{ cm}] = 27 \text{ cm.}$$

On prend  $S_t = 25 \text{ cm.}$

$$\phi_l = \text{Min} [\phi_l ; h/35 ; 40 \text{ cm}] ;$$

Armatures longitudinales:

$$A_{sl} >= \frac{V_u \cdot 3.75}{b \cdot \sigma_{cj}} \rightarrow a > 2.5 \text{ cm} \quad \text{vérifiée.}$$

Appuis B et C

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = 0.68 \text{ Mpa.} \quad \tau_u < \bar{\tau} = 3.5 \text{ Mpa.} \rightarrow \text{vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{vérifiée.}$$

$$A_{st} = 2.01 \text{ cm}^2 \rightarrow S_t <= 33 \text{ cm.} \quad ; \quad \bar{S}_t = 27 \text{ cm.}$$

On prend  $S_t = 25 \text{ cm.}$

\*-  $a \geq 4.67\text{cm}$ . vérifiée.

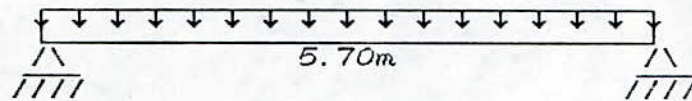
\*-  $A_{s1} \geq 2.88\text{cm}^2$ . vérifiée.

\*- POUTRE A TABLE DE COMPRESSION:

Exemple d'étude:

$$M_t = 6.14\text{t.m.}$$

$$M_a = 1.53\text{t.m.}$$



$$b = 1.90\text{m.}$$

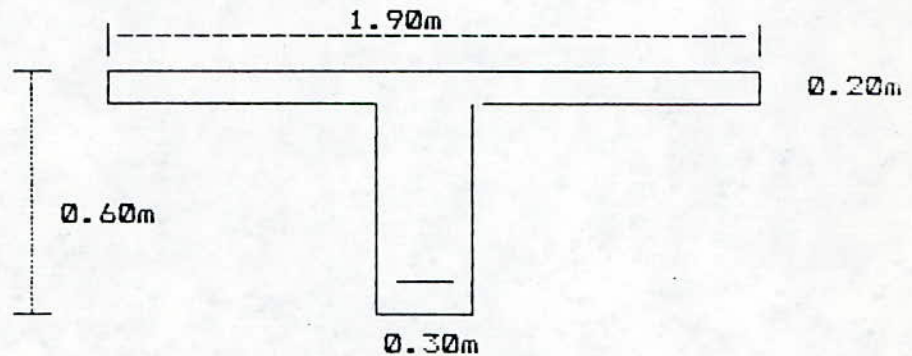
$$b_o = 0.30\text{m.}$$

$$d = 0.54\text{m.}$$

$$h_o = 0.20\text{m.}$$

$$f_{bu} = 15.3\text{Mpa.}$$

$$f_{su} = 348\text{Mpa.}$$



Moment équilibré par la table seule:

$$M_{tu} = b * h_o * (d - h_o/2) * f_{bu} = 255.82\text{t.m.}$$

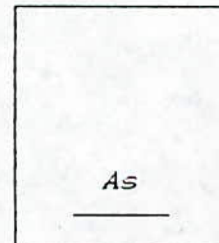
Dans ce cas, la table seule est surabondante, en équilibrant le moment agissant. Le calcul se ramène à la détermination des armatures tendues d'une section rectangulaire de dimension  $(b * h)$ .

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b * d^2 * f_{bu}} = 0.046 < 0.3 \Rightarrow A_s' = 0.$$

$$\alpha = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2 * \mu_{bu}}) = 0.059 < 0.259$$

$$z_b = d(1 - 0.4 * \alpha) = 0.53\text{m.}$$

$$A_{su} = \frac{6.14 * 10^{-2}}{0.53 * 348} = 3.35 \text{ cm}^2.$$



soit 3HA14 ( $4.62 \text{ cm}^2$ )

Les résultats du ferrailage des deux structures seront donnés dans les tableaux ci-bas.

STRUCTURE EN VOILES

SENS TRANSVERSAL

TRAVEE	APPUIS	MTS EN TRAVEE (t.m)	MTS EN APPUIS (t.m)	SECTION EN TRAVEE (cm <sup>2</sup> )	SECTION EN APPUI (cm <sup>2</sup> )
AB	A	5.96	1.88	3 HA 14 (4.62)	2 HA 12 (2.26)
	B		9.22		4 HA 14 (6.15)
BC	B	9.88	9.22	4 HA 14 (6.15)	// // //
	C		9.22		// // //
CD	C	5.96	9.22	3 HA 14 (4.62)	// // //
	D		1.88		2 HA 12 (2.26)
EF	E	8.90	2.23	4 HA 14 (6.15)	// // //
	F		2.23		// // //

- SENS LONGITUDINAL

TRAVEE	APPUIS	MTS EN TRAVEE (t.m)	MTS EN APPUIS (t.m)	SECTION EN TRAVEE (cm <sup>2</sup> )	SECTION EN APPUIS (cm <sup>2</sup> )
GH	G	20.16	5.02	4 HA 20 (12.56)	3 HA 12 (3.08)
	H		5.02		// // //

- STRUCTURE A NOYAU CENTRAL



- SENS TRANSVERSAL

		A	B	C	D	E	F	G
		5.70m	3.70m	3.70m	5.70m		5.70m	
TRAVEE	APPUIS	MIS EN TRAVEE (t.m)	MIS EN APPUIS (t.m)	SECTION EN TRAVEE (cm <sup>2</sup> )	SECTION EN APPUIS (cm <sup>2</sup> )			
AB	A	4.86	1.53	3 HA 12(3.39)	2 HA 12(2.26)			
	B		3.82		//	//	//	
BC	B	1.13	3.82	2 HA 12(2.26)	// // //			
	C		0.45		//	//	//	
CD	C	1.13	0.45	2 HA 12(2.26)	// // //			
	D		3.82		//	//	//	
DE	D	4.86		3 HA 12(3.39)	// // //			
	E		1.53		//	//	//	
FG	F	6.14	1.53	3 HA 14(4.62)	// // //			
	G		1.53		//	//	//	

- SENS LONGITUDINAL

		A	B	C	D	E	F	G	H
		7.70m	7.70m	7.70m	7.70m		7.70m		
TRAVEE	APPUI	MIS EN TRAVEE	MIS EN APPUIS	SECTION EN TRAVEE	SECTION EN APPUIS				
AB	A	11.76	3.68	4 HA 16(8.04)	4 HA 12(4.52)				
	B		9.20		4 HA 14(6.15)				
BC	B	9.86	9.20	4 HA 14(6.15)	// // //				
	C		9.20		//	//	//		
CD	C	11.76	9.20	4 HA 16(8.04)	// // //				
	D		3.68		4 HA 12(4.52)				
EF	E	49.50	10.87	6 HA 25(29.45)	4 HA 14(6.15)				
	F		10.87		//	//	//		
GH	G	29.46	7.36	6 HA 20(18.84)	3 HA 14(4.62)				
	H		7.36		//	//	//		

A N N E X E - C 4 -

ETUDE DES ESCALIERS

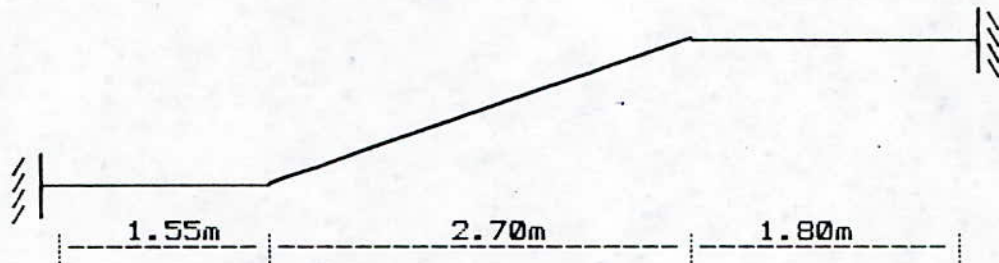
## LES ESCALIERS

La cage d'escalier est limitée de part et d'autre par des voiles, et les escaliers sont coulés sur place.

La paillasse et le palier forment un élément continu. Le 1<sup>er</sup> palier est encastré dans le refend, alors que le 2<sup>ème</sup> repose sur une poutre palière.

### REMARQUE

La liaison palier paillasse doit être assurée pour éviter tout risque d'effondrement.



$$\begin{cases} \theta = 32.19^\circ \\ \cos \theta = 0.846. \\ \sin \theta = 0.573. \end{cases}$$

### DETERMINATION DE L'ÉPAISSEUR:

L'épaisseur de la paillasse est choisie de manière à satisfaire la relation suivante:

$$\frac{1}{30} \leq e \leq \frac{1}{20} \Rightarrow 10.63 \text{ cm} \leq e \leq 15.95 \text{ cm}.$$

$$e = 12 \text{ cm}$$

? (flèche) ?

### VERIFICATION DE LA RELATION DE "BLONDEL"

$$\begin{cases} h = 17 \text{ cm.} \\ g = 30 \text{ cm.} \end{cases} \quad 59 \text{ cm} \leq g + 2 \cdot h \leq 66 \text{ cm}.$$

Ces dimensions correspondent à des locaux publics.

Calcul du poids de l'escalier:

- Paillasse:

$$G = 0.6495 \text{ t/m}^2.$$

$$S = 2.70 * 6.70 = 18.09 \text{ m}^2.$$

$$P = 0.400 \text{ t/m}^2.$$

$$G = 11.75 \text{ t.}$$

$$P = 7.24 \text{ t.}$$

- Palier  $S = S_1 + S_2 = 7.7 * 3.35 = 25.795 \text{ m}^2.$

$$G = 15.16 \text{ t.}$$

$$P = 10.31 \text{ t.}$$

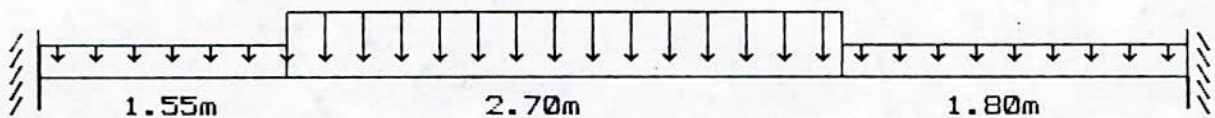
- Escalier

$$G = 26.90 \text{ t.}$$

$$P = 17.55 \text{ t.}$$

- CALCUL DES EFFORTS

\* - schéma statique - \*



$$q_1 = 1.35 * G + 1.50 * Q = 1.48 \text{ t/ml.}$$

$$q_2 = 1.35 * G + 1.50 * Q = 1.39 \text{ t/ml.}$$

- moment isostatique:

Le moment maximum se trouve à 3.047m de valeur :

$$M_{\max} = 8.88 \text{ t.m}$$

- moment hyperstatique:

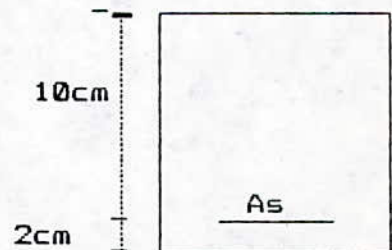
$$M_{\text{hyp}} = 0.75 * M_{\max} = 6.66 \text{ t.m.}$$

- section d'acier nécessaire:

$$z = 0.9 * d = 9 \text{ cm.}$$

$$A = \frac{6.66 * 10^{-2}}{9 * 10^{-2} * 348} = 20 \text{ cm}^2$$

soit 10.HA 16 (20.10cm<sup>2</sup>).



- Armatures de répartition:

$$A_r = A/4 = 5 \text{ cm}^2 . \quad \text{soit 5 ha 12 ( 5.65cm}^2\text{)}.$$

-Vérifications diverses:

-\* ferraillage minimal:

$$A = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.28 \text{ cm}^2.$$

-\* contrainte tangentielle:

$$\tau_u = \frac{V_u}{b*d} = \frac{7.446}{0.018} = 0.414 \text{ Mpa} < 3.25 \text{ Mpa} .$$

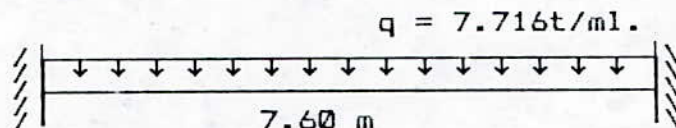
### PRECAUTIONS A PRENDRE POUR LA DISPOSITION DU FERRAILLAGE

Certaines précautions sont à prendre dans le ferraillage de l'escalier , à savoir :

1- Adapter un ferraillage aux coudes des escaliers.

2- Au niveau des coudes , les armatures horizontales et inclinées doivent être distinctes. Au cas contraire cela produirait une poussée au vide.

### CALCUL DE LA POUTRE PALIERE



cette poutre est soumise à :

- La réaction transmise par l'escalier (palier + paillasse).
- Son poids propre.  $q = R_0 + 1.35 * P.$

- Dimensions de la poutre:

On choisit les dimensions suivantes de la poutre

$$b * h = 40 * 30 \text{ cm}^2.$$

$P = 2.5 * 0.3 * 0.4 = 0.2 \text{ t/ml. t}$  , partie sur la longueur de la poutre .

\* - calcul des efforts :

- efforts sur appuis :  $M_a = -q \cdot l^2 / 2 = -37.14 \text{ t.m.}$

- effort en travée:  $M_t = M_a / 2 = 18.57 \text{ t.m.}$

\*- calcul du ferailage :

Armatures en travée:

$M_t = 0.1857 \text{ t.m.}$

$f_{bu} = 15.3 \text{ Mpa}$  ;  $b \cdot d^2 \cdot f_{bu} = 0.594$

$\mu_{bu} = 0.3126$

$\mu_{bu} > \mu_{lu} \Rightarrow$

$$A'_{s} = \frac{M_u - M_{lu}}{\sigma_{sce}(d-d')} = \frac{0.1875 - 0.182}{305(0.36-0.02)} = 0.75 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = \frac{M_{lu}}{Z \cdot f_{eu}} + A'_{s} \cdot \frac{\sigma_{sce}}{f_{eu}} = 18.12 \text{ cm}^2.$$

soit alors :

$$A_s = 4 \text{ HA } 25 ( 19.63 \text{ cm}^2 ).$$

$$A'_{s} = 4 \text{ HA } 8 ( 2.01 \text{ cm}^2 ) .$$

Armatures en appuis

$$A'_{s} = 18.63 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = 36.05 \text{ cm}^2$$

soit alors:  $A'_{s} = 4 \text{ HA } 25 (19.63 \text{ cm}^2).$

$$A_s = 5 \text{ HA } 32 (40.21 \text{ cm}^2 ).$$

A N N E X E - C 4 -  
E T U D E D E L ' A C R O T E R E

## L'ACROTERE

L'acrotère est une console encastrée dans le plancher terrasse.

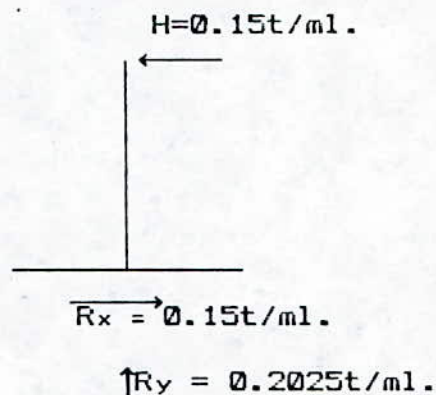
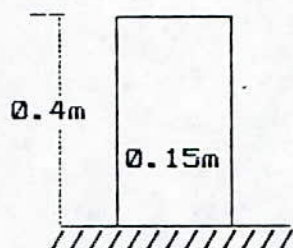
### - Caractéristiques:

$$h = 40 \text{ cm.}$$

$$e = 15 \text{ cm.}$$

$$\text{poids propre: } 0.15 \text{ t/ml.}$$

$$\text{surcharge horizontale: (H) = } 0.1 \text{ t/ml. \# main courante.}$$



### - Ferraillage: Pour une bande de 1m.

$$N_u = 0.2025 \text{ t/ml.}$$

$$M_u = 0.06 \text{ t.m.}$$

$$e_o = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.06}{0.2025} = 0.3 \text{ m.}$$

La section est partiellement comprimée.

$$M_{uA} = M_u + N_u(d-h/2). \quad ;$$

$$M_{uA} = 0.07 \text{ t.m.}$$

$$\mu_{bu} = 0.0031 < 0.3 \Rightarrow \text{pas d'armatures de compression. } (A_s') = 0.$$

$$\alpha = 0.004 < 0.259 \Rightarrow \text{pivot A.}$$

$$Z = 0.119 \text{ m.}$$

L'acrotère ne nécessite pas de ferraillage, néanmoins un ferraillage minimum est à adopter.

### - Section minimale:

$$A_{smin} = 0.23 * b * d * f_{t28} / f_e = 1.53 \text{ cm}^2.$$



soit  $A_s = 4 \text{ HA } 8 / \text{ml.} \quad \# 2.01 \text{ cm}^2.$

-espacement:  $st = 25 \text{ cm.}$

-armature de répartition :  $A_r = A/4.$  soit 1 HA 6/ml.

Effet du cisaillement:

$V_u = 0.15 \text{ t/ml.}$

$\tau_u = \frac{V_u}{b*d} = 0.0125 \text{ Mpa.} < \overline{\tau} = 0.05 * f_{c20}.$

VERIFICATION AU SEISME LOCAL: ( Vérification des forces horizontales dans les éléments des structures secondaires).

Les éléments secondaires soumis aux efforts horizontaux doivent être vérifiés à ces séismes (séisme local) selon:

$$F_p = 4 * A * C_p * W_p.$$

$A = 0.15$  .Coefficient d'accélération de zone (zone II).

$C_p$  : Est le facteur de force horizontale. (tableau 5 du R.P.A )= 0.8

$W_p$  : Poids propre de l'acrotère = 0.2025t/ml.

$F_p = 0.0972 < 0.15 \text{t.} \quad \Rightarrow$  vérifiée.

```
PROGRAM LAREDO(INPUT,OUTPUT);
```

```
USES CRT;
```

```
VAR
```

```
  CAR :CHAR;
```

```
  TZ,M1Z,M2Z ,Q,ETAZ,D,L,E,I1,I2,S1,S2,A,V,HT,HE,EL :REAL;
```

```
  LMDCAR,EPSILON,LAMBDA,P,C1,C2,Z,BETA :REAL;
```

```
  N,Y,NIVEAU :INTEGER;
```

```
BEGIN
```

```
  Y:=1;
```

```
  WHILE (CAR<> upcase('o')) AND (CAR<>upcase('0')) DO
```

```
  BEGIN
```

```
    CLRSCR;
```

```
    WRITE('ENTRER LE NOMBRE DE NIVEAUX: '); READLN(NIVEAU); WRITELN;
```

```
    WRITE('ENTRER LA HAUTEUR DU LINTEAU: '); READLN(D); WRITELN;
```

```
    WRITE('ENTRER LA LONGUEUR DU LINTEAU: '); READLN(L); WRITELN;
```

```
    WRITE('ENTRER LA LARGEUR DU LINTEAU: '); READLN(E); WRITELN;
```

```
    WRITE('ENTRER LINERTIE DU TRUMEAU1: '); READLN(I1); WRITELN;
```

```
    WRITE('ENTRER LINERTIE DU TRUMEAU2: '); READLN(I2); WRITELN;
```

```
    WRITE('ENTRER LA SECTION DU TRUMEAU1: '); READLN(S1); WRITELN;
```

```
    WRITE('ENTRER LA SECTION DU TRUMEAU2: '); READLN(S2); WRITELN;
```

```
    WRITE('LA DISTANCE ENTRE C.D.G DES TRUMEAUX 1 ET 2: '); READLN(A); WRITELN;
```

```
    WRITE('EFFORT TRANCHANT A LA BASE: '); READLN(V); WRITELN;
```

```
    WRITE('ENTRER LA HAUTEUR TOTALE DU BATIMENT: '); READLN(HT); WRITELN;
```

```
    WRITE('ENTRER LA HAUTEUR ETAGE: '); READLN(HE); WRITELN;
```

```
    WRITE('ENTRER LE MODULE ELASTICITE: '); READLN(EL); WRITELN;
```

```
  P:=(2*V)/HT;
```

```
  EPSILON:=(HE*L*(L*L/(D*D)+2.76))/(EL*E*D);
```

```
  LMDCAR:=( A*A/(EL*(I1+I2)) + 1/(EL*S1) + 1/(EL*S2) ) / EPSILON;
```

```
  LAMBDA:=SQRT(LMDCAR);
```

```
  BETA:=(A/(EPSILON*EL*(I1+I2))) * (P/(6*HT));
```

```
  C1:=((6*BETA*HT*LAMBDA) - ((3*BETA*HT*HT*LMDCAR)-6*BETA)*EXP(-LAMBDA*HT)  
    ( LMDCAR*LMDCAR*LAMBDA*( EXP(LAMBDA*HT)+ EXP(-LAMBDA*HT)) ));
```

```
  C2:=C1 + (3*BETA*HT*HT)/(LMDCAR*LAMBDA) - 6*BETA/(LMDCAR*LMDCAR*LAMBDA);
```

```
  WRITELN('JEUX: ',Y);
```

```
  WRITELN('-----');
```

```
  FOR N:=0 TO NIVEAU DO
```

```
  BEGIN
```

```
    Z:=N*HE;
```

```
    TZ:=-BETA*Z*Z*Z/LMDCAR;
```

```
    TZ:=TZ + ( 3*BETA*HT*HT/LMDCAR - 6*BETA/SQR(LMDCAR) ) *Z;
```

```
    TZ:=TZ - 2*BETA*HT*HT*HT/LMDCAR;
```

```
    TZ:=TZ + C1*EXP(LAMBDA*Z);
```

```
TZ:=TZ + C2*EXP(-LAMBDA*Z);
```

```
ETAZ:=-3*BETA*Z*Z/LMDCAR;
```

```
ETAZ:=ETAZ + (3*BETA*SQR(HT)/LMDCAR)-6*BETA/(SQR(LMDCAR));
```

```
ETAZ:=ETAZ + C1*LAMBDA*EXP(LAMBDA*Z);
```

```
ETAZ:=ETAZ - C2*LAMBDA*EXP(-LAMBDA*Z);
```

```
Q:=ETAZ*HE;
```

```
M1Z:=(I1/(I1+I2))*((-P/(6*HJ))*(2*SQR(HT)*HT-3*SQR(HT)*Z+SQR(Z)*Z)-
```

```
TZ);
```

```
M2Z:=M1Z*I2/I1;
```

```
WRITELN('D= ',D,');
```

```
L= ', L, '
```

```
E= ',E);
```

```
WRITELN('I1= ',I1,');
```

```
I2= ', I2, '
```

```
A= ',A);
```

```
WRITELN('S1= ',S1,');
```

```
S2= ',S2, '
```

```
V= ',V);
```

```
WRITELN('HT= ',HT,');
```

```
HE= ',HE, '
```

```
E= ',EL);
```

```
WRITELN('-----');
```

```
WRITELN('Z= ',Z, ' T(Z)= ',TZ, ' Q(z)= ',Q);
```

```
WRITELN('ETA(Z)= ',ETAZ, ' M1= ',M1Z, ' M2= ',M2Z);
```

```
WRITELN;WRITELN;WRITELN;
```

```
delay(5000);
```

```
END;
```

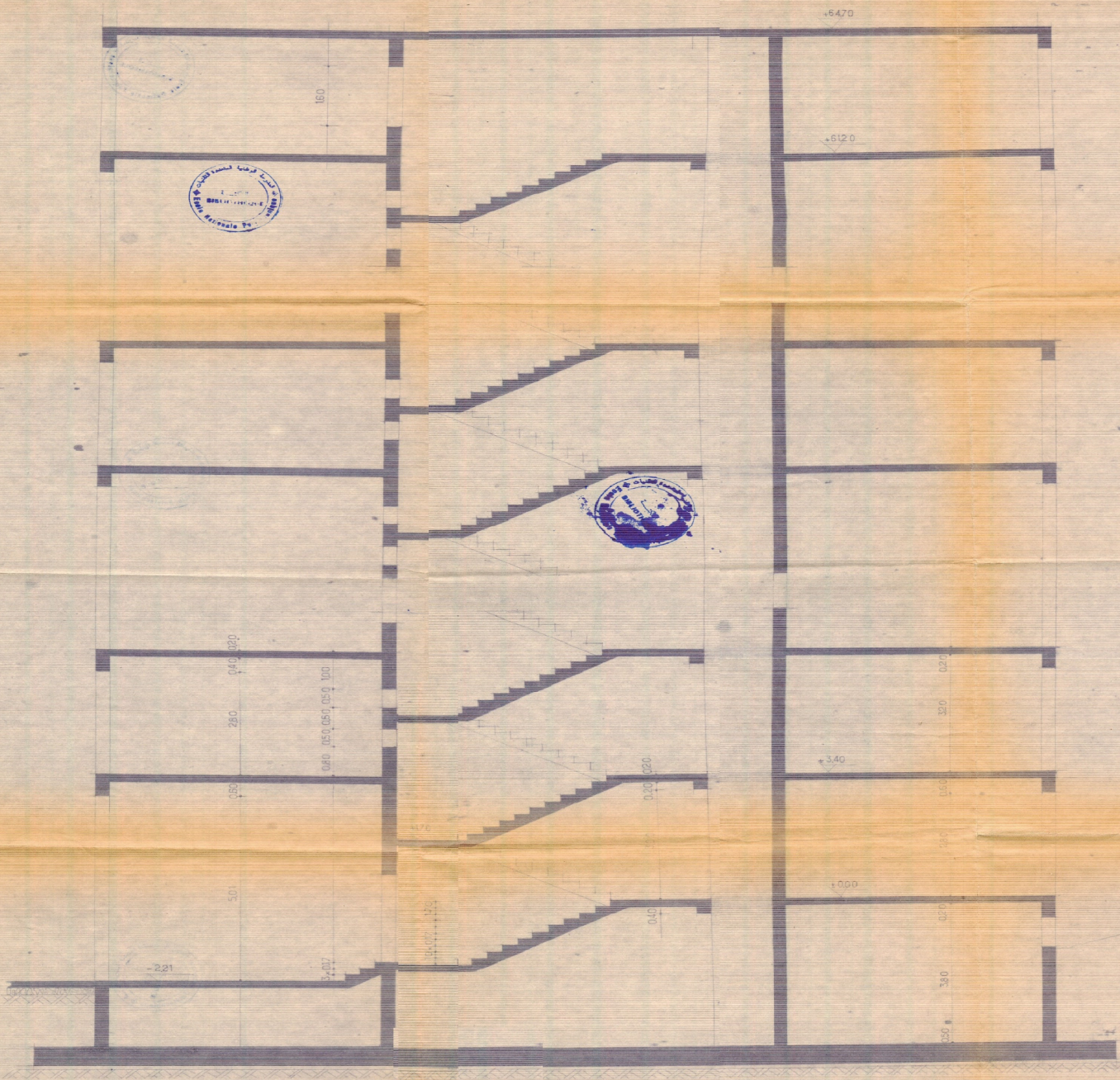
```
WRITELN('VOULEZ VOUS ARRETER (O/N)? ');
```

```
READLN(CAR);
```

```
Y:=Y+1;
```

```
END;
```

```
END.
```



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
 Ministère des Universités et de la Recherche Scientifique

ECOLE NATIONALE  
 POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT GENIE CIVIL

PROJET DE FIN D'ETUDES  
 SUJET. TOUR R+18

PROMOTION. juillet 1992

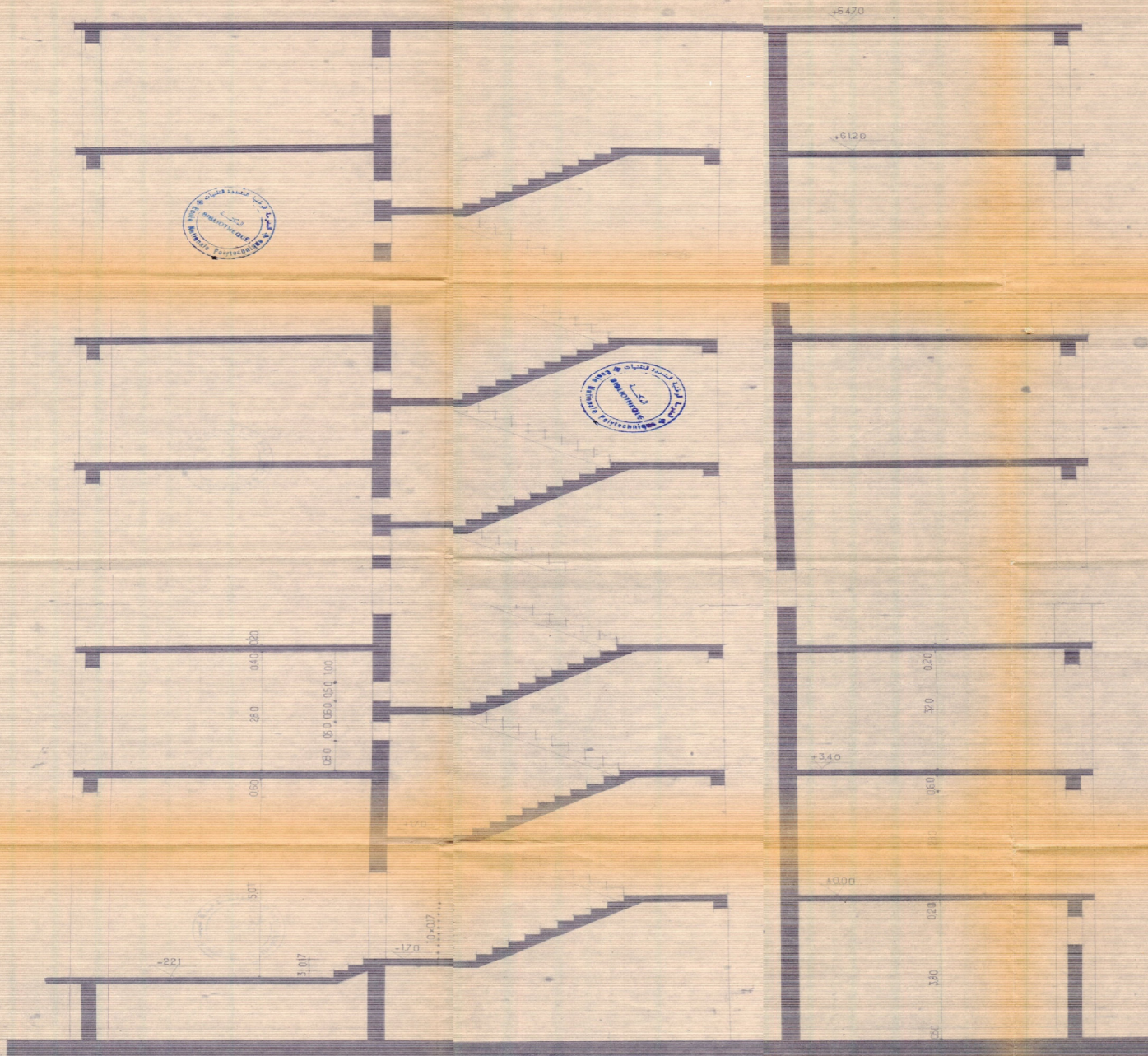
Etudiants.  
 Rachid FETTAH  
 Noureddine HASSAIM

CONTENU  
 COUBE

ECH: 1/50.



STRUCTURE A VOILES  
 coupe



STRUCTURE A NOYAU, CENTRAL  
coupe

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
Ministère des Universités et la Recherche Scientifique

ECOLE NATIONALE  
POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT GENIE CIVIL

PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET: TOUR R+J8

PROMOTION: juillet

Etudiants:

Rachid FETTAH  
Nouredine HASSAIM

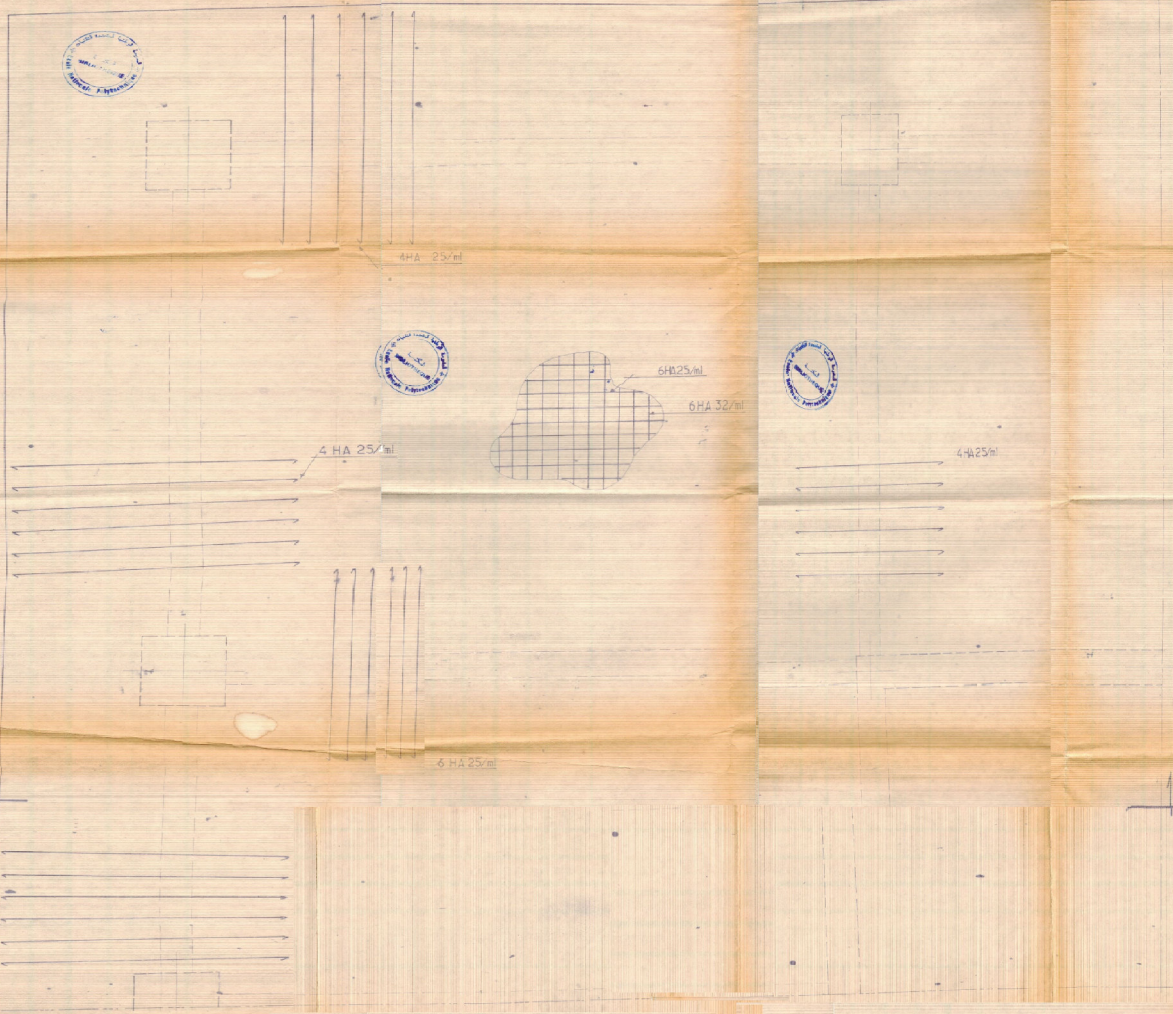
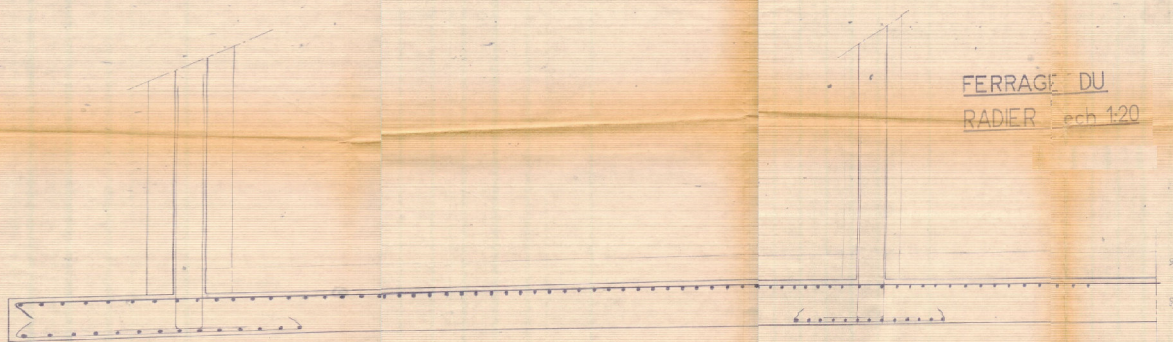
CONTENU:

COUPE

Ech: 1/50

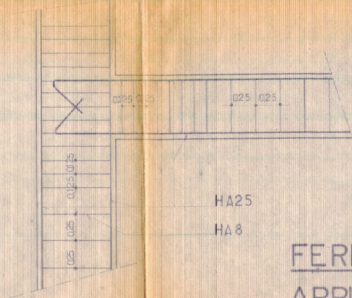


FERRAGE DU  
RADIER ech 1:20



Ministère des Universités et de la Recherche Scientifique  
ECOLE NATIONALE  
POLYTECHNIQUE  
DEPARTEMENT GENIE CIVIL  
PROJET DE FIN D'ETUDES  
SUJET : TOUR 2x18  
PROMOTION : juillet 1992  
Etudiants :  
Rachid FETTAH  
Naoureddine HASSAN  
CONTENU :  
FERRAILLAGE DU RADIER  
ECH : 1/50

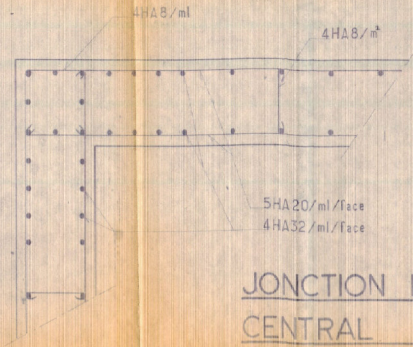




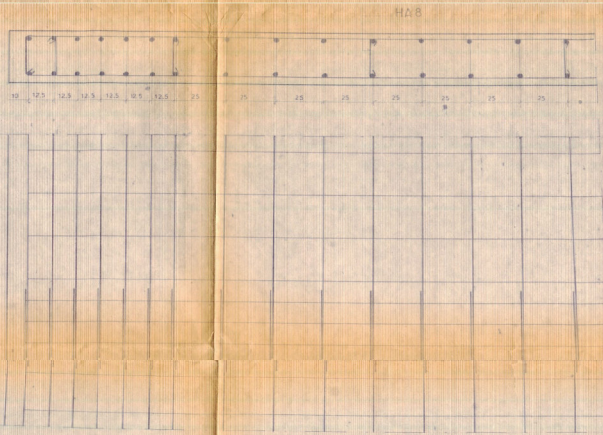
HA25  
HA8

### FERRAILLAGE APPUI .ech 1:10

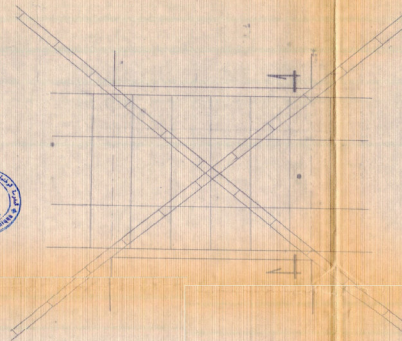
4HA20/ml/face  
4HA20/ml/face



### JONCTION DU NOYAU CENTRAL .ech 1:10



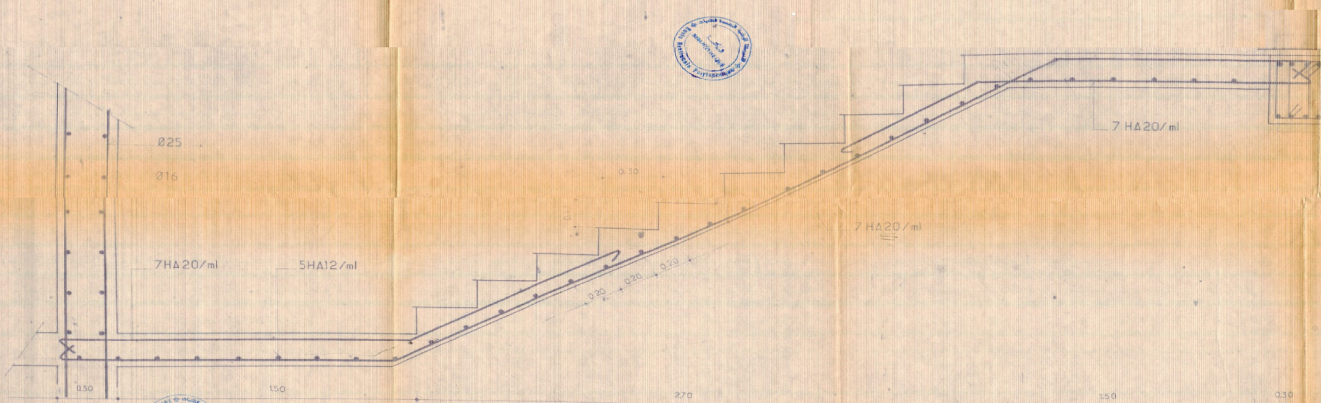
### FERRAILLAGE DU VOILE VL<sub>2</sub>-VL<sub>8</sub> .ech 1:10



### LINTEAU VL<sub>2</sub>-VL<sub>8</sub> .ech 1:10



### ESCALIERS .ech 1:10



4HA8  
4HA8/ml  
4HA8/ml  
4HA25



ECOLE NATIONALE  
 POLYTECHNIQUE  
 DEPARTEMENT **GENIE CIVIL**  
 PROJET DE FIN D'ETUDES  
 TITRE : TOUR R116  
 PROMOTION : Juin 1992  
 Etudiants :  
 Rachid FETTAH  
 Noureddine HASSANI



CONTENU  
DETAILS

Ech: 1/40



