

وزارة التربية الوطنية
MINISTERE DE L'EDUCATION NATIONALE

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

المدسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

DEPARTEMENT GENIE CIVIL

PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

ELABORATION D'UN LOGICIEL
DE CALCUL DES BATIMENTS
EN PORTIQUES AUTOSTAIBLES
+ANNEXE

Proposé par :

M^{me}. Chikh

Etudié par :

MM. Hariche Lazhar
Gadi Mabrouk

Dirigé par

M^{me}. Chikh

PROMOTION sept 1993

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التربية الوطنية
MINISTERE DE L'EDUCATION NATIONALE

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT GENIE CIVIL

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

ELAIBORATION D'UN LOGICIEL
DE CALCUL DES BATIMENTS
EN PORTIQUES AUTOSTAIBLES

Proposé par :

M^{me}. Chikh

Etudié par :

MM. Hariche Lazhar
Gadi Mabrouk

Dirigé par

M^{me}. Chikh

PROMOTION sept 1993

المؤلف : برنامج آلي للدراسات الأتوماتكية الكاملة لمشروع بنايات

جذعية

الملف : هي إنجاز برنامج آلي للدراسات الأتوماتكية لكل مراحل مشروع بنايات جذعية ، البرنامج يدرس كل أنواع العمارات الجذعية ، يبدأ البرنامج بدراسة ديناميكية للبنايات و يحسب القوى الثابتة والزلزالية القانونية و نستنتج القوى الداخلية في الخشب و الأعمدة لكل جذع من البناية

SUBJECT ELABORATION OF SOFTWARE OF FRAMED BUILDINGS ANALYSIS

ABSTRACT

The aim is the design of a computer software for an automatic study of the different stages of framed structure project. The software treats all framed buildings with the possible existence of plane or elevation set backs . The programme processes the data introduced in an interactive language, carries a pseudo-dynamic analysis of the structure, calculates the code static and seismic forces and deduces the internal loads in the beams and columns any frame of the structure.

SUJET ELABORATION D'UN LOGICIEL D'ETUDE DE BATIMENTS EN PORTIQUES

RESUME

L'objectif est l'élaboration d'un logiciel d'études automatique des différentes étapes d'un projet de structures en portiques . Le logiciel traite tous les batiments en portiques avec la présence éventuelle de plans ou en élévation ou de dalles vides. Le logiciel traite les données introduites en langage conversationnel, fait une analyse pseudo-dynamique de la structure, calcule les charges statiques et sismiques réglementaires et déduit les efforts internes introduites sur les poutres , poteaux de tous les portiques.

REMERCIEMENTS

Nous remercions plus particulièrement :

* Mme CHIKH qui n'a ménagé aucun effort pour nous venir en aide, apprendre, conseiller et diriger; qu'elle trouve ici le témoignage de notre reconnaissance.

* A tous les enseignants qui ont contribué à notre formation depuis le cycle primaire.

* A tous ceux qui ont contribué et on espère qu'ils se connaîtront.

I. HARICHE & M. GADI

DEDICACES

Je dédier ce modeste travail

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

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

* A ma grand mère et ma tante leurs esprits de sacrifice et leurs gentillesse, qu'elles trouvent ici le témoignage de ma reconnaissance.

* A mon frère.

* A mes soeurs.

* A toute ma famille.

Mabrouk

A mes parents,

A mes frères,

A mes soeurs,

A la mémoire de ma grande mère,

je dédie mon travail.

L. HARICHE

SOMMAIRE

CHAPITRE I :		
* Introduction	-----	2
CHAPITRE II :		
* Etude théorique :	-----	3
- Méthode de CAQUOT	-----	4
- Méthodes numérique pour le calcul des pulsation et des formes propres de vibration :	-----	16
+ Méthode de "RALEIGH"	-----	16
+ Méthode de "STODOLA"	-----	18
+ Méthode de "HOLZER"	-----	34
- Méthode de MUTO	-----	20
+ Sollicitation dans les différents éléments de contreventement (portiques)	-----	28
CHAPITRE III :		
* Application	-----	41
CHAPITRE IV :		
* Conclusions	-----	90

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
المكتبة — BIBLIOTHEQUE
Ecole Nationale Polytechnique

INTRODUCTION

INTRODUCTION

Nous sommes parvenus à une époque où les progrès technologiques sont devenus tels que plus personne ne s'étonne à l'annonce d'un nouveau succès.

Cette avance fulgurante des techniques a entraîné des besoins croissants dans le domaine du calcul.

Lapréparation de ce travail à nécessité le recours à un langage évolué, en l'occurrence le "TURBO - PASCAL", qui est actuellement disponible sur presque toutes les machines. Ce langage, tout en étant riche et puissant demeure aisément assimilable et permet de s'affranchir de maintes contraintes imposées par ses anciennes versions.

Il a fallu en outre passer en revue les différentes méthodes utilisées dans le calcul des bâtiments à usage d'habitation (portiques autostables), nécessitant le développement d'algorithmes par fois complexes et souvent difficilement exploitables lors d'un calcul manuel.

Dans cet objectif, nous avons entrepris une étude permettant de déterminer les efforts s'exerçant sur les éléments de contreventement d'une structure en portiques autostables.

D'une manière tout à fait automatique, et ce en élaborant un logiciel de calcul dont l'utilisation a été rendue aussi simple que possible.

Afin de faciliter la tâche à l'utilisateur, nous avons tout naturellement opté pour le mode ^{interactif} ~~intératif~~ en faisant en sorte que l'on puisse à chaque instant savoir quels calculs sont effectués, de quelle façon l'on doit introduire les données, comment se positionner sur un niveau donné du programme...

Un menu spécialement destiné à cet effet lui permet de travailler en mode passif c'est à dire que toutes les opérations s'effectuent directement (d'où un gain de temps appréciable) sans intervention extérieure.

A titre d'exemple, on pourra faire varier les dimensions de bâtiment, sections des poutres et poteaux, la hauteur du chaque niveau... etc ...

De la même façon, en diminuant ou en augmentant le nombre d'étages d'un bâtiment donné.

ETUDE THEORIQUE

METHODE DE CAQUOT

1-) DOMAINE D'APPLICATION :

* Calcul des poutres continues des planchers à charges d'exploitations élevées c'est à dire $Q > 2xG$, ou bien $Q = 5 KN/m^2$; s'applique particulièrement aux bâtiments industriel.

suivantes n'est pas remplie :

- Le moment quadratique des sections transversales est identique.
- Portées successives dans un rapport compris entre 0,80 et 1,25.
- Fissuration non préjudiciable.

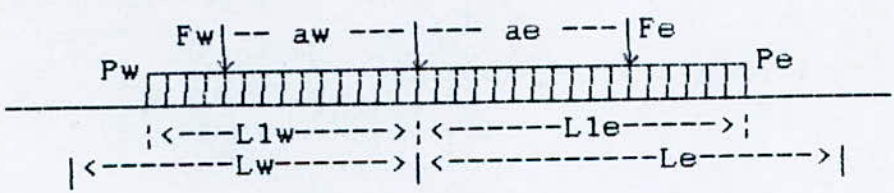
Cette méthode, établie initialement pour les poutres non solidaires des poteaux, à été étendue par la suite au calcul des poutres solidaires des poteaux.

Elle est basé sur la théorie générale des poutres continues, mais on a modifié légèrement les coefficient numériques obtenus par la théorie pour mettre les résultats en accord avec l'expérience.

En outre on a simplifié la théorie générale, en raison du fait que les charges éloignées d'une travée produisent sur celle - ci un effet négligeable.

A-) Poutres à moment d'inertie égaux dans les différentes travées et non solidaires des poteaux :

Nous étudions successivement les moment sur appuis et les moment en travée.



(fig 1)

a / Moment sur appuis :

Pour calculer le moment sur appui quelconque on ne tient compte que des charges agissant sur les deux travées fictives encadrant cet appui (fig 1).

Ces deux travées fictives sont simplement appuyées à leur extrémité opposée à l'appui commun et leurs portées, L1w pour la travée de gauche et L1e pour la travée de droite, sont déterminées de la manière suivante, en appelant L la longueur de la travée :

- L1= L pour une travée de rive avec appui simple de rive.
- L1= 0.8 x L pour une travée intermédiaire.

Des charges uniformément réparties, P_w sur la travée de gauche et P_e sur la travée de droite, produisent sur l'appui un moment donné, en valeur absolue par :

$$M_{w,e} = \frac{P_w \times L_{1w}^3 + P_e \times L_{1e}^3}{8.5 \times (L_{1w} + L_{1e})}$$

Remarque :

La formule de CAQUOT apporte une correction par rapport à la méthode des 3 moments pour tenir compte de :

- La variation des moments d'inerties transversaux.
- La variation de la largeur efficace de la dalle supérieure.
- aux arrêts des barres supérieurs et inférieurs.

Une charge concentrée " F_w " sur la travée de gauche située à la distance " a_w " de l'appui, et une charge concentrée " F_e " sur la travée de droite, située à la distance " a_e " de l'appui, produisent sur l'appui un moment donné, en valeur absolue par :

$$M_{w,e} = \frac{k_w \times F_w \times L_{1w}^2 + k_e \times F_e \times L_{1e}^2}{L_{1w} + L_{1e}}$$

k_w et k_e étant des coefficients donnés pour chaque travée, par :

$$k = \left[\frac{a}{2.125 \times L_1} \right] \times \left[-\frac{a}{L_1} + 1 \right] \times \left[2 - \frac{a}{L_1} \right]$$

La distance " a ", relative à une charge " F ", est toujours comptée par rapport à l'appui étudié et est toujours considérée comme positive.

Les valeurs de " a " et de " L_1 " donnée par :

- * $a = a_w$ et $L_1 = L_{1w}$ pour travée à gauche de l'appui;
- * $a = a_e$ et $L_1 = L_{1e}$ pour travée à droite de l'appui;

b / Moments en travées :

Pour les moments de travée il est indispensable de considérer les combinaisons des charges qui introduisent les sollicitations les plus défavorables.

On trace la courbe des moments de la travée indépendante de portée " L " (et non pas " L_1 ") sous l'effet :

- des charges permanentes;
- des charges permanentes et charges d'exploitation;

Et on prend comme ligne de fermeture :

- * pour les moments positifs (travée) celle qui joint le moment d'appui minimum;
- * pour les moments négatifs (travée) celle qui joint le moment d'appui maximum.

c / Efforts tranchants aux appuis :

Ils sont calculés par la méthode générale qui s'applique aux poutres continues en faisant états des moment de continuité.

* Travée sans console (2 combinaisons) :

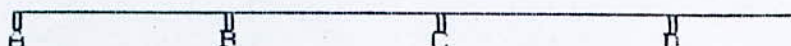
- travée chargée $1,35 \times G + 1,5 \times Q_B$;
- travée déchargée $1,35 \times G$.

* Travée prolongée par des consoles (4 combinaisons) :

- travée chargée $1,35 \times G + 1,5 \times Q_B$; $G + 1,5 \times Q_B$;
- travée déchargée $1,35 \times G$; G .

RECAPITULATIF :

* Calcul des moments sur appui et travées :

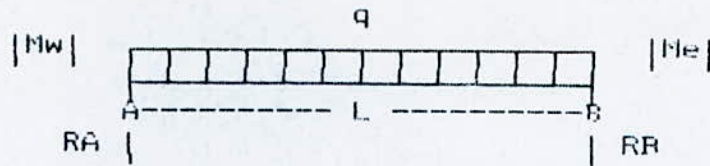


Moment Max sur appui	Moment Max sur travée	Moment min sur travée
chargement des travées en cadrant l'appui "i"	chargement de la travée considérée, travées voisines non chargées	travée considérée non chargée, voisines chargées
<p>Appui "A"</p>	<p>Travée "AB"</p>	<p>Travée "AB"</p>
<p>Appui "C"</p>	<p>Travée "BC"</p>	<p>Travée "BC"</p>

* Calcul des efforts tranchants maximaux :

cas des charges	Effort Tranchant Max sur
	Appui de rive "A"
	Appui intermediaire "B"
	Appui intermediaire "C"

* Etude d'une travée



Effort tranchant aux appuis	Moment de flexion
en "A" : $Vu(w) = q \cdot L/2 + (Mw - Me)/L$ en "B" : $Vu(e) = -q \cdot L/2 + (Mw - Me)/L$ Effort tranchant en travée : $Vu(X) = q \cdot L/2 - q \cdot X + (Mw - Me)$ Section d'effort tranchant nul : $X0 = L/2 + (Mw - Me)/(q - L)$ Action des appuis : - de rive "A" : $RA = Vu(w)$ - intermediaire "R" : $RB = Vu(w) + Vu(e) $	moment de flexion en travée : $M(X) = X \cdot q \cdot L/2 - q \cdot X^2/2 + X \cdot (Mw - Me)/L - Mw$ $= M0(X) - Mw + X \cdot (Mw - Me)/L$ Section de moment nul : $X1 = \left[Vu(w) \pm \sqrt{(Vu(w))^2 + 2 \cdot q \cdot Mw} \right] / q$ Valeurs particulière : * cas des travées indépendantes: $M0 = q \cdot L^2/8$ (pour $X=L/2$) * travée en continuité : $M(X=L/2) = M0 - Mw + (Mw - Me)/2$ * pour $X = X0 \implies$ moment Max en travée : $Mt = M0 - (Mw + Me)/2 + (Mw - Me)^2/(2 \cdot q \cdot L^2)$

* Vérification de l'équilibre :
 $RA + RB + RC + \dots = \Sigma(G + QB)$

B / POUTRES A MOMENTS D'INERTIES VARIABLES D'UNE TRAVÉE A L'AUTRE ET NON SOLIDAIRES DES POTEAUX :

Appelons :

Iw: Le moment d'inertie de la travée de gauche
 Ie: Le moment d'inertie de la travée de droite

On désigne par :

$$\beta = \frac{Iw \times L1e}{Ie \times L1w}$$

- Le moment sur appuis :

$$Mw,e = \frac{Pw \times L1w^2 + \beta \times Pe \times L1e^2}{8,5 \times (1 + \beta)}$$

s'il y a des charges concentrées Fw et Fe :

$$Mw,e = \frac{k_w \times Fw \times L1w + \beta \times k_e \times Fe \times L1e}{8,5 \times (1 + \beta)}$$

C/ Poutres solidaires des poteaux qui les supportent :

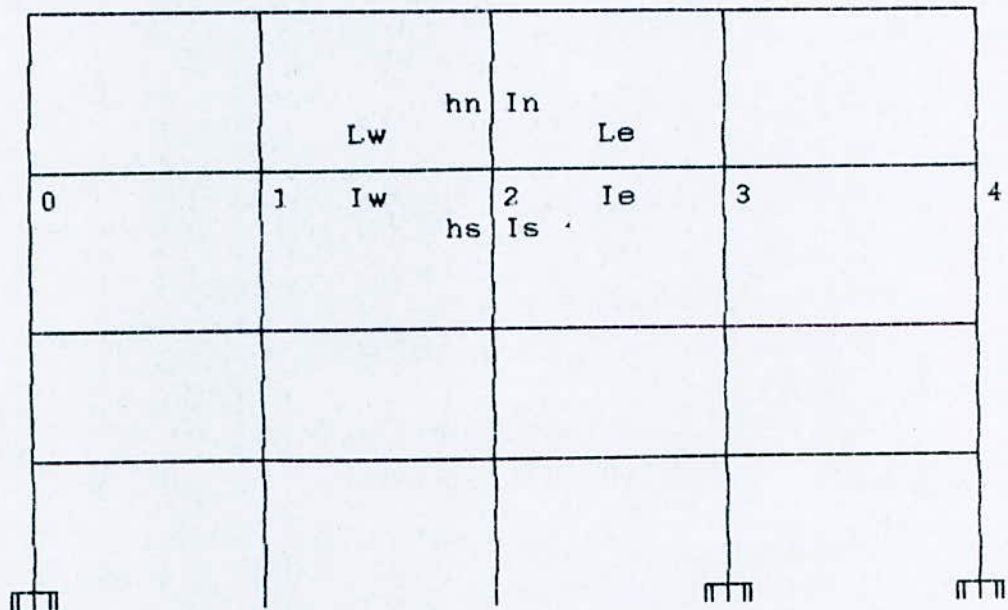
*) Introduction :

C'est une méthode approchée pour le calcul des poutres continues des poteaux qui les supportent.

Le cas où cette solidarité est négligée est un cas particulier de la méthode, on suppose que les poteaux ont une inertie constante (pour un niveau) et on ne tient pas compte des déplacements relatifs des planchers.

Les déplacements horizontaux supposés négligeables sous l'effet des charges verticales, les planchers sont supposés indéformables sous l'effet des rotations.

Considérons la construction représentée sur le fig (2) et un noeud de cette construction, par exemple le noeud "2":



(fig 2)

Appelons:

h_n : la hauteur du poteau situé au dessus du noeud
 h_s : la hauteur du poteau situé au dessous du noeud
 L_w : la portée de la travée située à gauche du noeud
 L_e : la portée de la travée située à droite du noeud.

Pour calculer les moments de continuité agissant dans les sections des nus d'un appui (M_w, M_n, M_e, M_s) on ne tient compte que des charges agissant sur les travées encadrant l'appui considéré (L_w, L_e) et de la résistance offerte par ces travées et par les tronçons inférieurs et supérieurs des poteaux aboutissant au noeud (h_s et h_n) on détache au dessous et au dessus des appuis ainsi que de chaque coté des tronçons fictif dont les longueurs, désignées par h_1 et L_1 , ont les valeurs suivantes :

$h_{1n} = 0,8 \times h_n$ sauf si le noeud considéré appartient à l'avant dernier plancher auquel cas on prend

$$h_{1n} = 0,8 \times h_n$$

$h_{1s} = 0,8 \times h_s$, sauf si les poteaux sont articulés à leur base, auquel cas on prend $h_{1s} = h_s$.

On prend pour longueur fictive :

* $L_{1w} = 0,8 \times L_w$ et $L_{1e} = 0,8 \times L_e$ pour une travée intermédiaire telle que 2-3 (fig 2).

* Pour le noeud de rive (noeud "0" -fig 2-)

$$L_{1e} = 0,8 \times L_e .$$

* Pour le noeud voisin de noeud de rive (noeud "1"-fig 2-) $L_{1w} = X_1 \times L_w$;

avec :

$$X_1 = 0,8 \quad \text{si } K_n + K_s \geq 1,5 * K_e$$

$$X_1 = 1 - \frac{K_s + K_n}{7,5 \times K_e} \quad \text{si } K_n + K_s < 1,5 * K_e$$

Telle que pour chaque noeud :

$$\left. \begin{array}{l} K_w = \frac{I_w}{L_{1w}} , \quad K_e = \frac{I_e}{L_{1e}} \\ K_s = \frac{I_s}{L_{1s}} , \quad K_n = \frac{I_n}{L_{1n}} \end{array} \right\} \rightarrow \text{soit : } D = K_w + K_e + K_n + K_s$$

Les K intervenant dans ces formules sont ceux relatifs au noeud de rive (noeud "0" , $K_w = 0$).

Et $L_{1e} = 0,8 \times L_e$ si la travée considérée n'est pas une travée de rive;
 $L_{1e} = X_3 \times L_e$ si la travée considérée est une travée de rive;

Avec :

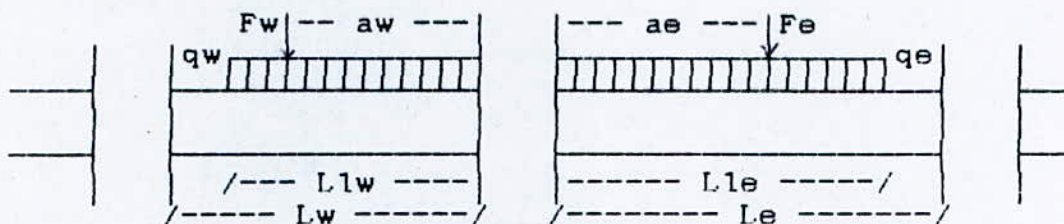
$$X3 = 0,8$$

$$\text{si } K_n + K_s \geq 1,5 * K_e$$

$$X3 = 1 - \frac{K_s + K_n}{7,5 \times K_e}$$

$$\text{si } K_n + K_s < 1,5 * K_e$$

Les K intervenant dans ces formules sont ceux relatifs au noeud de rive (noeud "4", $K_e = 0$).



(fig 3)

q_w une charge uniformément répartie par unité de longueur sur la travée de gauche, q_e sur celle de droit.

F_w une charge concentrée appliquée sur la travée de gauche à la distance "aw" du nu de l'appui, pour la travée de droite on aura F_e et "ae".

Calculons :

$$M_{lw} = \frac{q_w \times L_{lw}^2}{8.5} + L_{lw} \times \Sigma(k_w * F_w)$$

$$M_{le} = \frac{q_e \times L_{le}^2}{8.5} + L_{le} \times \Sigma(k_e * F_e)$$

Les valeurs de k_w et k_e sont données en fonction des rapports (a_w/L_{lw}) et (a_e/L_{le}) .

Les moments M_w , M_e , M_s et M_n au noeud "2" sont alors donnés, en valeur absolue :

$$M_w = M_{le} \times \frac{K_w}{D} + M_{lw} \times \left(1 - \frac{K_w}{D} \right)$$

$$M_e = M_{le} \times \left(1 - \frac{K_e}{D} \right) + M_{lw} \times \frac{K_e}{D}$$

$$M_s = (M_{le} - M_{lw}) \times \frac{K_s}{D}$$

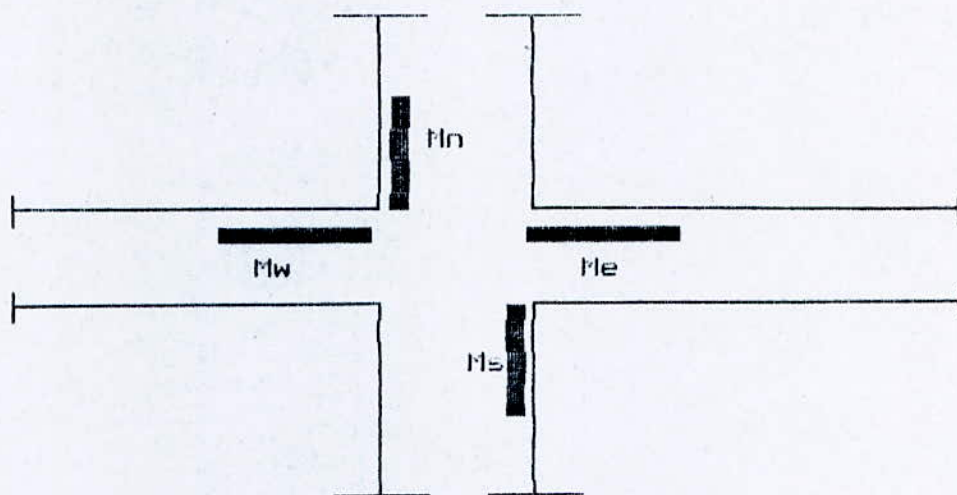
$$M_n = (M_{le} - M_{lw}) \times \frac{K_n}{D}$$

Pour les traverses, la face tendue se trouve à la partie supérieure. Pour les poteaux, la face tendue du poteau supérieur est du côté correspondant à la plus grande des deux valeurs absolues M_{1w} ou M_{1e} . La face tendue du poteau inférieur se trouve du côté opposé.

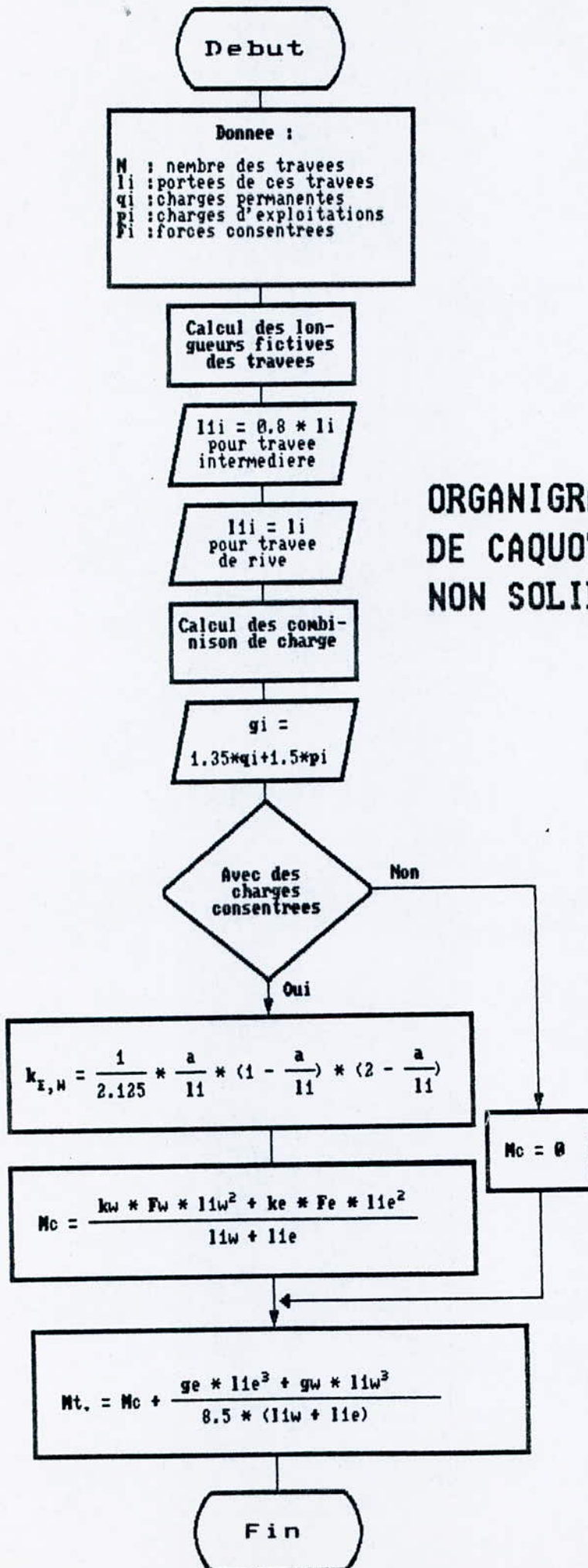
Remarque :

Dans le cas d'une travée prolongée par une console la valeur absolue du moment dans la console au nu de l'appui est facile à déterminer puisque la console est un élément isostatique, ainsi pour une charge concentrée F situé sur la console à la distance "a" de l'appui nous avons :

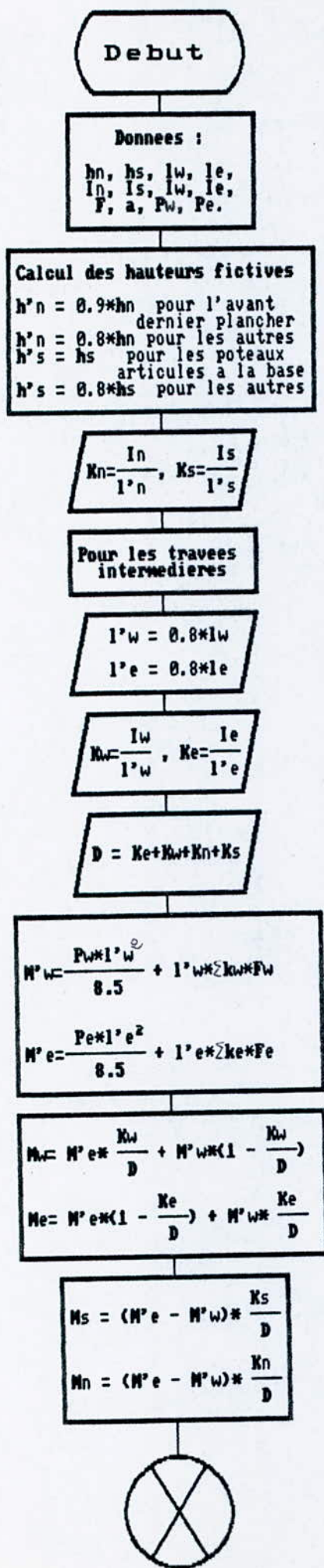
$$|M_{1w}| \text{ ou } |M_{1e}| \text{ égale à } F \times a$$



(fig 4)



ORGANIGRAMME DE LA METHODE DE CAQUOT POUR LES POUTRES NON SOLIDAIRES AUX POTEAUX





POUR LES TRAVÉES DE RIVES

POUR LE NOEUD DE RIVE

$$K = 0 ; l' = 0.8 * l' (1) ; D = K_e + K_s + K_n$$

$$M'w = M_w * F * a \text{ (s'il y a console)}$$

$$M'w = 0 \text{ (s'il n'y a pas de console)}$$

$$M'e = \frac{P_e * l'^2}{8.5} + l' * e * k * F_e$$

$$M_e = M'e * (1 - \frac{K_e}{D}) + M * \frac{K_e}{D}$$

$$M_s = (M'e - M'w) * \frac{K_s}{D}$$

$$M_n = (M'e - M'w) * \frac{K_n}{D}$$

POUR LE NOEUD VOISIN DU NOEUD DE RIVE

$K_s + K_n > 1.5 * K_e$

Oui

Non

$$X1 = 1 - \frac{K_s - K_n}{7.5 * K_e}$$

$$X1 = 0.8$$

$$l'w = X1 * lw$$

$N = 2$

Oui

Non

$K_s + K_n > 1.5 * K_w$

Oui

Non

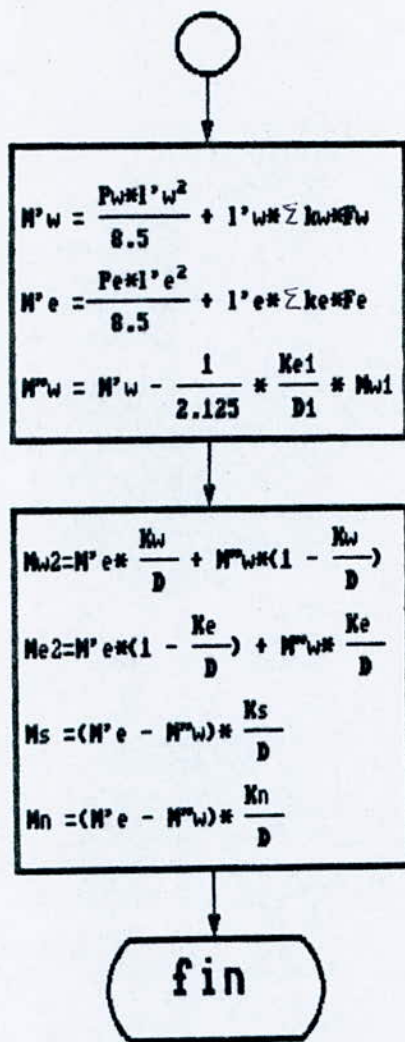
$$l'e = 0.8 * l_e$$

$$X3 = 1 - \frac{K_s + K_n}{7.5 * K_w}$$

$$X3 = 0.8$$

$$l'e = X3 * l_e$$





ORGANIGRAMME DE LA METHODE
DE CAQUOT POUR LES POUTRES
SOLIDAIRES AUX POTEAUX

METHODE NUMERIQUE POUR LE CALCUL DES PULSATIONS ET DES FORMES PROPRES DE VIBRATION :

Généralement le calcul exact des caractéristiques propres de vibration d'une structure par les méthodes mathématiques traditionnelles est extrêmement laborieux.

C'est pour cela que les méthodes approchées ont été élaborées, méthodes basées sur quelques hypothèses ou simplifications.

La plupart des méthodes qui seront présentées ont l'avantage de pouvoir être programmées sur les ordinateurs. L'élaboration des programmes représente un problème difficile.

Certaines méthodes donnent la possibilité de calculer seulement les caractéristiques propres du mode fondamental de vibration. Mais il faut voir qu'elles sont applicables au problème concret et leurs erreurs peuvent être contrôlées.

Le choix de la méthode sera fait en fonction de la technique de calcul dont dispose, de l'importance et du type de la structure analysée, de la précision désirée et du nombre de mode propre qui doivent être déterminés.

1 - La METHODE DE "RAYLEIGH" (ou méthode énergétique de Rayleigh)

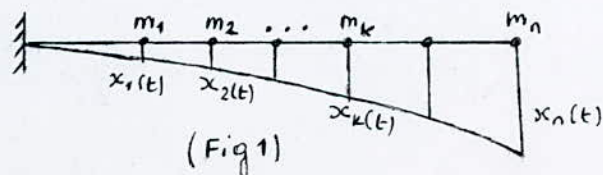
La méthode a été développée à partir de la loi de la conservation de l'énergie (des systèmes conservatifs), elle est utilisée pour la détermination de la pulsation fondamentale d'un système oscillant ayant un nombre limité ou indéfini de degrés de liberté dynamique. Pour élaborer sa méthode "RAYLEIGH" a formulé le principe suivant : la pulsation d'un système conservatif qui exécute un mouvement oscillatoire autour de sa position d'équilibre statique, a une valeur stationnaire dont le voisinage du mode propre correspondant, cette valeur stationnaire est toujours minimale et reste dans le voisinage du mode fondamental.

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

$$E_{\text{tot}} = E_c(t) + E_p(t) = \text{Cst} \quad (1)$$

où

$E_c(t)$: représente l'énergie cinétique
 $E_p(t)$: représente l'énergie potentielle du système oscillant, à un instant quelconque "t".



Evidement si un système oscillant exécuter des mouvements d'après le mode fondamental, alors tous les points (ou tous les masses) du système auront la même pulsation.

Dans le cas d'un système oscillant ayant plusieurs degrés de liberté (fig 4), les masses M1, M2,Mn auront les élongations X1(t), X2(t),..., Xn(t) mesurées d'après les directions des degrés de libertés à partir de la position d'équilibre statique.

Les deux énergies pourront être exprimées sous la forme:

$$Ec(t) = \frac{1}{2} \times \Sigma [M_k \times (\dot{X}_k(t))^2] \quad (2)$$

$$Ep(t) = \frac{1}{2} \times \Sigma [Q_k \times X_k(t)] \quad (3)$$

(Rem : $\dot{X}_k(t)$ est la dérivée de $X_k(t)$ par rapport a "t" c'est à dire $\dot{X}_k(t) = dX_k(t)/dt$)

Où $Q_k = M_k \times g$ (pour $k=1,2,....n$) sont les charges gravitationnelles correspondantes aux masses du système. Dans le cas du mode fondamental, les solutions sont des harmoniques simple.

$$X_k(t) = X_k \times \sin(W_1 \times t + \theta_1) \quad (K= 1,2,.... n) \dots (4)$$

Où X_k représente l'amplitude, W_1 la pulsation fondamentale et θ_1 le déphasage du mode fondamental.

En substituant (4) dans les expressions des énergies (2) et (3) on obtient :

$$Ec(t) = \frac{1}{2} \times W_1^2 \times \cos^2(W_1 \times t + \theta_1) \times \Sigma(M_k \times X_k^2)$$

$$Ec(t) = EcMax \times \cos^2(W_1 \times t + \theta_1) \dots\dots\dots (2')$$

$$Ep(t) = \frac{1}{2} \times \sin^2(W_1 \times t + \theta_1) \times \Sigma(Q_k \times X_k)$$

$$Ep(t) = EpMax \times \sin^2(W_1 \times t + \theta_1) \dots\dots\dots (3')$$

On observe que pendant le mouvement oscillatoire, le système passe par deux positions extrêmes, à cet instant l'énergie cinétique est nulle ($\dot{X}_k(t)=0$) et l'énergie potentielle est maximale ($X(t)= X =$ amplitude du déplacement).

De même le système passe par la position d'équilibre statique, à cet instant l'énergie cinétique est maximale ($\dot{X}_k(t)= \dot{X}_k =$ amplitude de la vitesse) tandis l'énergie potentielle est nulle ($X(t) = 0$).

Ecrité donc pour les deux moments du mouvement l'expression (1) devient :

$$Etot = 0 + EpMax = EcMax + 0 = cst$$

$$ou\ bien\ EpMax = EcMax \dots\dots\dots (5)$$

En remplaçant les valeurs maximales des énergies dans l'expression (5) on obtient :

$$\frac{1}{2} \times \Sigma(Q_k \times X_k) = \frac{1}{2} \times W l^2 \times \Sigma(M_k \times X_k^2) \dots \dots \dots (6)$$

d'où Rayleigh a pu tirer l'expression de la pulsation fondamentale :

$$W l, R^2 = \frac{\Sigma(Q_k \times X_k)}{\Sigma(M_k \times X_k^2)} = g \times \frac{\Sigma(M_k \times X_k)}{\Sigma(M_k \times X_k^2)} \dots \dots (7)$$

Afin de pouvoir obtenir la pulsation, Rayleigh a proposé d'introduire à la place des valeurs des amplitudes X_k (inconnues) les valeurs des déplacements statiques correspondants à l'action à l'action des charges Q_k (statiquement appliquées) d'après les directions des degrés de liberté dynamique l'erreur ne sera pas élevée pour les raisons suivantes :

- La déformée statique respecte les liaisons, exactement de la même manière que le système dynamique.

- La forme de la déformée statique peut être considérée comme étant proportionnelle avec celle de la position extrême du mode fondamental de vibration.

En déterminant les X_k par la méthode des forces.

2- METHODE DE "STODOLA" : (approximations successives)

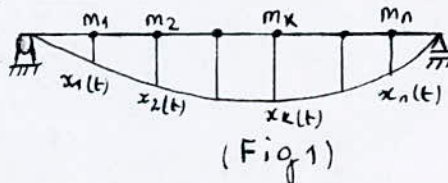
On utilise la méthode de STODOLA pour le calcul des formes et des pulsations propres des systèmes ayant n'importe quel nombre de degrés de liberté dynamiques. L'obtention de ceux ci a à la base un processus itératif qui permet d'effectuer le tirage des solutions correspondantes à un mode de vibration.

On suppose que le système oscillant ayant n degré de liberté dynamique (fig 1) exécute un mouvement vibratoire autour de sa position d'équilibre statique. D'après sa forme propre fondamentale, le mouvement étant oscillatoire.

Pour les déplacements $X_k(t)$ on admet des solutions harmoniques. Quand on atteint les déplacements maximaux égaux aux amplitudes X_k , les forces d'énergies maximales auront comme expression :

$$F_k = M_k \times W^2 \times X_k \quad (1) \quad (k = 1, 2, 3 \dots n)$$

Si le système est soumis à l'action des forces F_k , conformément au principe de d'Alambert on obtient les déplacements statiques X_k , égaux aux amplitudes du système oscillant (pour le cas du mode fondamental d'oscillation)



En considérant, pour le début, pour la pulsation fondamentale une valeur arbitraire par exemple $W=1$, il en résulte les forces d'inertie suivantes :

$$F_k \bar{q} = M_k \times X_k \quad (K= 1,2 \dots n) \dots (2)$$

lesquelles agissant sur la structure, produiront les déplacements $X_k \bar{q}$ (fig 2)

Il est clair maintenant que si pour une pulsation W on obtient les déplacements réels X_k et pour une pulsation $W = 1$ les déplacements $X_k \bar{q}$, alors entre les déplacements il y a la relation:

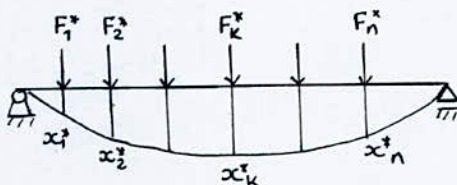
$$X_k = W^2 \times X_k \bar{q} \quad \text{d'où} \quad W^2 = \frac{X_k}{X_k \bar{q}} \quad (3)$$

Donc, si on connaît la déformée correspondante au mode fondamental de la vibration, à l'aide de la relation (3) écrite selon la direction de n'importe quel degré de liberté, on obtient la valeur réelle de la pulsation fondamentale. En réalité on ne connaît pas la déformée X_k et c'est pour cela qu'on procède à une suite d'approximations successive puisqu'au moment où à l'aide de la relation (3) on obtient pour deux étapes qui suivent deux valeurs approximativement égales de la fondamentale.

Afin d'accélérer le processus itératif on utilise souvent la relation :

$$W^2 = \frac{\sum X_k}{\sum X_k \bar{q}} \quad \dots \dots (7)$$

Pour le commencement on prend toujours en considération une déformée statique qui tient compte des liaisons du système habituellement, comme déformée statique on prend en considération la déformée produite par les charges considérées agissant selon les directions de degrés de liberté dynamique.



(Fig 2)

CALCUL DES RIGIDITES

METHODE DE MUTO

I / INTRODUCTION :

La méthode de MUTO proposée dans la réglementation parasismique japonaise se prête bien pour ce type de contreventement (par portique) elle est basée sur la rigidité relative de niveau d'un portique dont MUTO suggère comme valeur la rigidité avec poteaux parfaitement encastres multipliée par un coefficient "a" correcteur tenant compte de la flexibilité des poutres arrivant aux noeuds.

Soit :

R_0 : rigidité relative de niveau d'un portique avec poteaux parfaitement encastres (où bien poutres infiniment rigides)

R : rigidité relative de niveau d'un portique corrigé au sens de MUTO

$$\text{On a : } R = a \times R_0$$

II / ETAPES DE CALCUL :

II-1-1 / Calcul des raideurs des poteaux et des poutres :

* Si on suppose que les extrémités sont des encastrement:

$$K_{\text{poteau}} = (I / h_e) \quad \begin{array}{l} I : \text{inertie de l'élément} \\ \text{considère} \\ (\text{ poteau ou poutre }) \\ h_e : \text{hauteur du poteau} \\ \text{considère} \end{array}$$

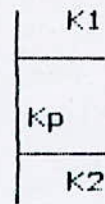
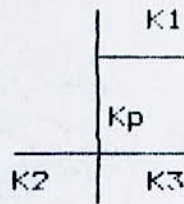
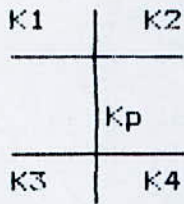
$$K_{\text{poutre}} = (I / L) \quad \begin{array}{l} L : \text{portée de la poutre} \\ \text{considère} \end{array}$$

* Si non on a :

$$K_{\text{poteau}} = (I / h_e) * 3/4$$

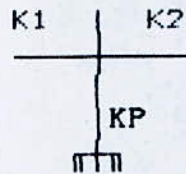
$$K_{\text{poutre}} = (I / L) * 3/4$$

II-1-2 / Calcul des coefficients K^* : (raideurs corrigées relatives aux portiques transversaux et longitudinaux)

a) Etage courant ou niveau courant :

$$\hat{K} = \frac{(K1+K2+K3+K4)}{2 \times Kp}, \quad \hat{K} = \frac{(K1+K2+K3)}{2 \times Kp}, \quad \hat{K} = \frac{(K1+K2)}{2 \times Kp}$$

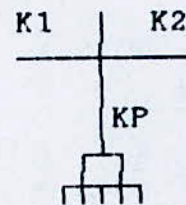
Formule generale : $\hat{K} = \frac{\Sigma Ki}{2 \times Kp}$

b) Premier niveau :encastrement
parfaits

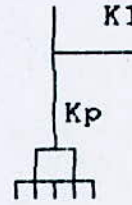
$$\hat{K} = \frac{K1 + K2}{Kp},$$

$$\hat{K} = \frac{K1}{Kp}$$

Formule générale : $\hat{K} = \frac{\Sigma Ki}{Kp}$



articulation



$$\hat{K} = \frac{K1 + K2}{Kp},$$

$$\hat{K} = \frac{K1}{Kp}$$

Formule générale : $\hat{K} = \frac{\Sigma Ki}{Kp}$

II-1-3 / Calcul des coefficients correcteurs "a" :a) Etage courant :

$$a = \frac{K^{\wedge}}{2 + K^{\wedge}}$$

b) Premier niveau (R.D.C) :

* Poteau encastré :

$$a = \frac{0,5 + K^{\wedge}}{2 + K^{\wedge}}$$

* Poteau articulé :

$$a = \frac{0,5 \times K^{\wedge}}{1 + 2 \times K^{\wedge}}$$

II-1-4/ Calcul des rigidités des poteaux suivants les deux sens :a) Etage courant :

$$rij = a \times \frac{12 \times E \times I}{he^3}$$

b) Premier niveau :

* Poteau encastré à la base :

$$rij = a \times \frac{12 \times E \times I}{he^3}$$

* Poteau articulé à la base :

$$rij = a \times \frac{3 \times E \times I}{he^3}$$

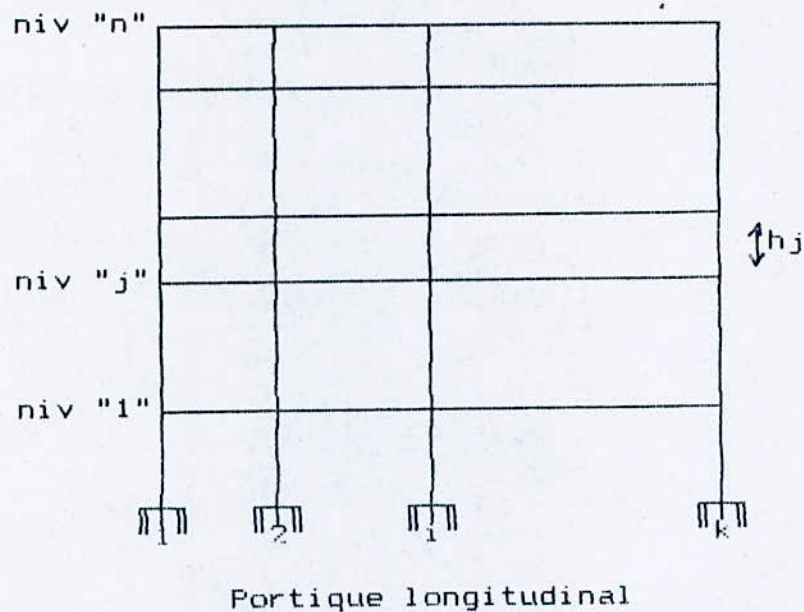
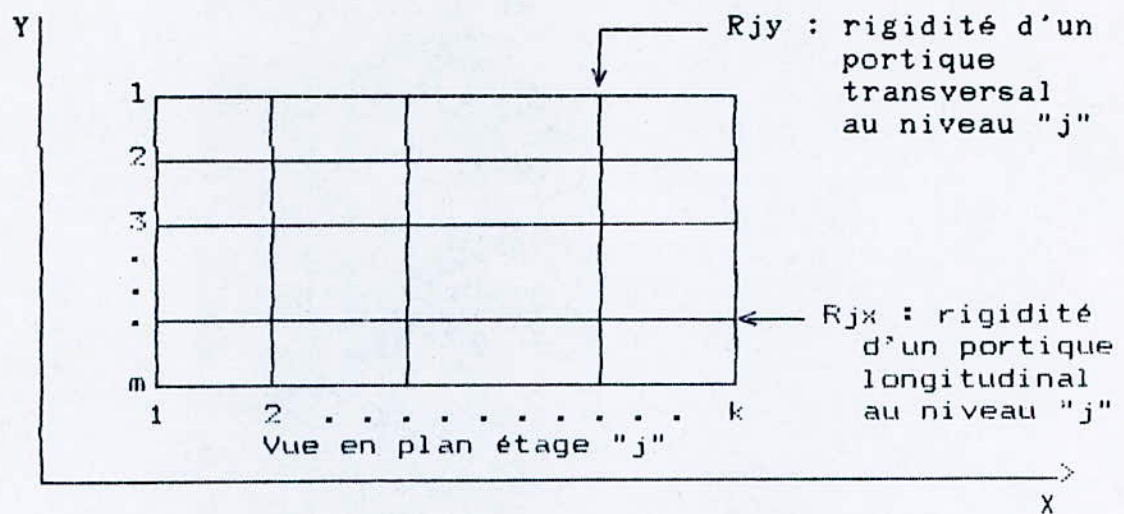
Avec :

E : module de YOUNG longitudinal du béton armé

I : inertie de la section du poteau suivant le sens considère.

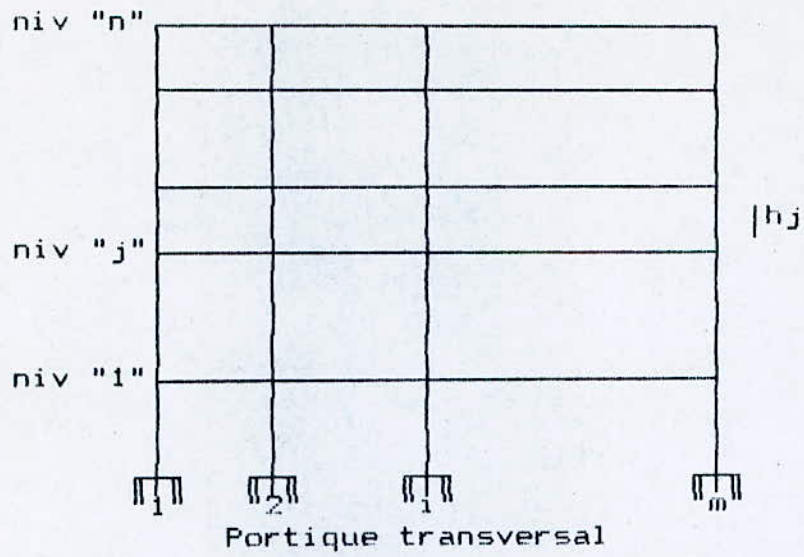
he : hauteur du poteau.

II-1-5/ Calcul des rigidités relatives de niveau des portiques transversaux et longitudinaux :



$$R_{jx} = \sum \left[a_i \times \frac{12 \times E \times I_i}{h_j^3} \right]$$

I_i : inertie par rapport à l'axe passant par le centre de gravité de la section du poteau "i" parallèle à l'axe "y".



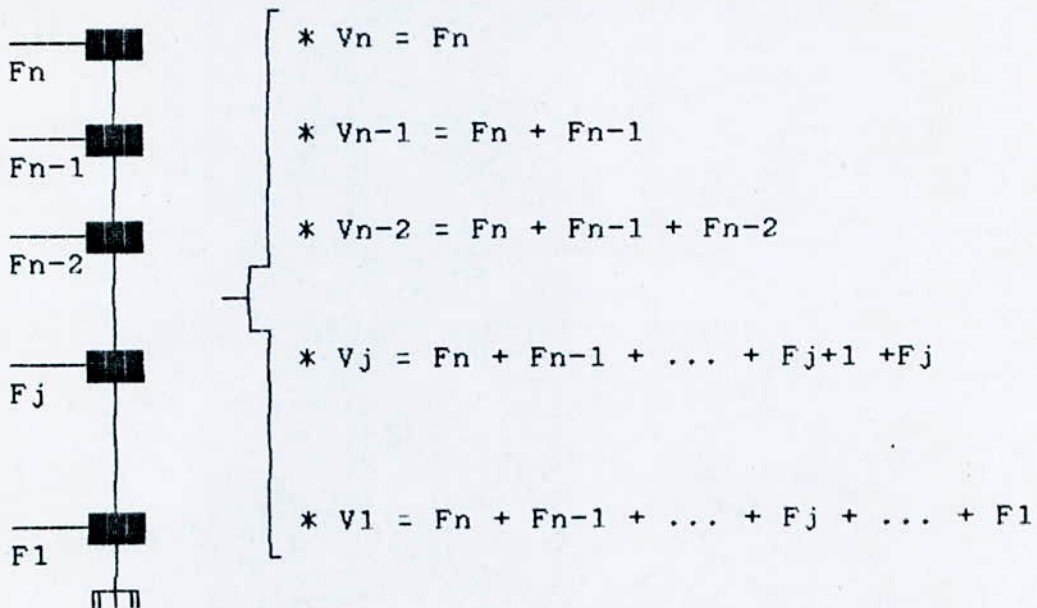
$$R_{jy} = \sum \left[a_i \times \frac{12 \times F \times I_i}{h_j^3} \right]$$

I_i : inertie par rapport à l'axe passant par le centre de gravité de la section du poteau "i" parallèle à l'axe "x".

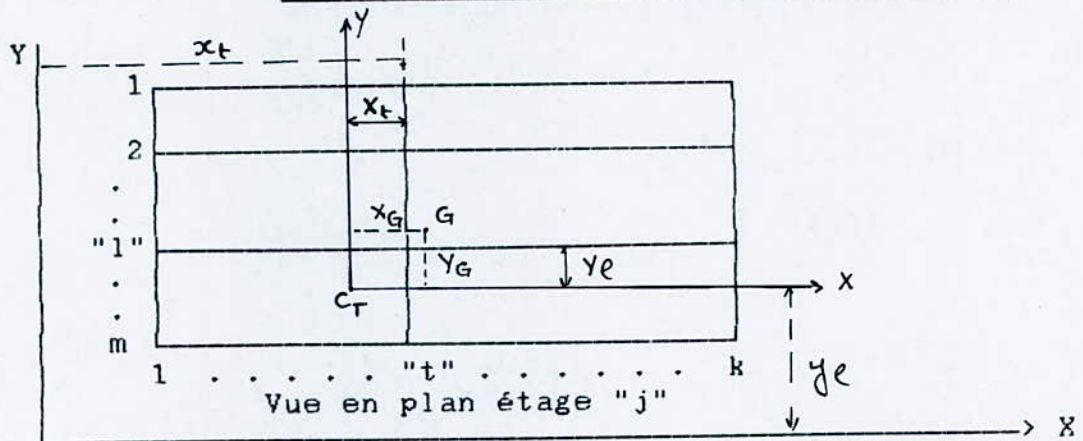
CALCUL DES EFFORTS SOUS CHARGES HORIZONTALES

I / Détermination des efforts tranchant de niveau par étage :

Soient F_1, F_2, \dots, F_n les forces sismiques calculées d'après le règlement en vigueur en ALGERIE R.P.A 88 ou bien les forces dues au vent (N.V 65)



II / Détermination du centre de torsion "Cj" à l'étage "j" et centre de masse "Gj" :



- * C_j : centre de torsion à l'étage "j"
 $C_j(X_c, Y_c)$ coordonnées de C_j par rapport à (O, X, Y)
- * G_j : centre de gravité du plancher "j"
 $G_j(X_G, Y_G)$ coordonnées de G_j par rapport au nouveau repère (C_j, X, Y)
- * O : point quelconque .
- * OX, OY axes parallèles aux directions principales du bâtiment.
- * X_t : distance d'un portique transversal à l'axe OY .
- * Y_l : distance d'un portique longitudinal à l'axe OX .

On a :

$$X_C = \frac{\Sigma(R_{jt} \times X_t)}{\Sigma(R_{jt})}$$

$$Y_C = \frac{\Sigma(R_{jl} \times Y_l)}{\Sigma(R_{jl})}$$

$$X_G = \frac{\Sigma(W_i \times X_i)}{\Sigma(W_i)}$$

$$Y_G = \frac{\Sigma(W_i \times Y_i)}{\Sigma(W_i)}$$

III / Détermination de la rigidité à la torsion à l'étage "j":

$$R_{j\theta} = \sum_{t=1}^k [R_{jt} \times X_t^2] + \sum_{l=1}^m [R_{jl} \times Y_l^2]$$

$R_{j\theta}$: rigidité à la torsion de l'étage "j"

X_t : distance d'un portique transversal à l'axe CY.

Y_l : distance d'un portique longitudinal à l'axe CX.

IV / REPARTITION DES EFFORTS TRANCHANTS PAR ETAGE AUX DIFFERENTS PORTIQUES :

Soient :

V_{jx} : effort tranchant engendré par le séisme ou le vent dans la sens "x" à l'étage "j".

V_{jy} : effort tranchant engendré par le séisme ou le vent dans le sens "y" à l'étage "j".

Dans le cas courant (bonne conception) les rigidités de niveau des portiques R_x et R_y ne varient pas ou varient progressivement de la même façon suivant la hauteur du bâtiment, on peut dans ce cas considérer que le centre de torsion "C" et le centre de gravité "G" varient peu d'un étage à l'autre.

$X_G = e_x = \text{cst}$ avec e_x excentricité théorique .

$Y_G = e_y = \text{cst}$ avec e_y excentricité théorique .

(* les centres de torsion "C_j" sont sensiblement sur la même verticale .

* Les centres de gravité "G_j" sont sensiblement sur la même verticale .)

Y - CALCUL D'EXCENTRICITE THEORIQUE :

$$ex\ theo = | XG - Xe | \text{ et } ey\ theo = | YG - Ye |$$

Selon le R.P.A 88 on prend :

$$ecalcul = \max (etheo , eacc = 5 \% * L) \text{ avec :}$$

L : longueur du bâtiment considéré

Alors on aura :

$$V_{jx}(l) = V_{jx} * \frac{R_{j1}}{\Sigma(R_{j1})} + V_{jx} * \frac{R_{j1} * Y_l}{R_{j\theta}} * e_{calcul}$$

$V_{jx}(l)$: effort tranchant de niveau "j" revenant au portique longitudinal "l".

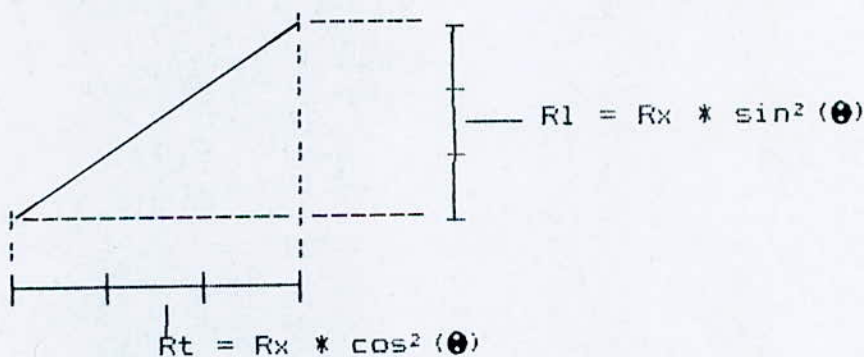
$$V_{jt}(t) = V_{jt} * \frac{R_{jt}}{\Sigma(R_{jt})} + V_{jt} * \frac{R_{jt} * X_t}{R_{j\theta}} * e_{calcul}$$

$V_{jt}(t)$: effort tranchant de niveau "j" revenant a portique transversal "t".

REMARQUE :

1^o/ selon le R.P.A - 88 on ne prend pas en considération la force négative (translation ou rotation).

2^o/ Dans le cas d'un bâtiment présentant quelque portiques inclinés (non parallèles aux directions principales "xycy") on se ramenera au cas précédant, on remplaçant chaque portique incliné par deux portiques fictifs, l'un transversal et l'autre longitudinal .



(fig)

3^o/ Le calcul de force de translation revenant aux différents portiques avec l'hypothèse d'indéformabilité de planchers, donc l'effort repris par chaque plan de contreventement et proportionnel à ces rigidités .

4^o/ Le calcul des forces de rotation avec l'hypothèse d'indéformabilité des planchers donc, la force du rappel due à M exercée à chaque plan de contreventement est proportionnelle à sa rigidité.

organigramme calcul
les rigidites
" MUTO 1 "

debut

donnees:
b1: largeur du poteau
h1: hauteur du poteau
b2: largeur de poutre
h2: hauteur de poutre
h3: longueur du poteau
l: longueur de poutre

moment d'inertie
du poteau
 $M_1 = b_1 * h_1^3 / 12$

moment d'inertie
de poutre
 $M_2 = b_2 * h_2^3 / 12$

raideur du poteau
 $k_1 = M_1 / h_3$

raideur de poutre
 $k_2 = M_2 / l$

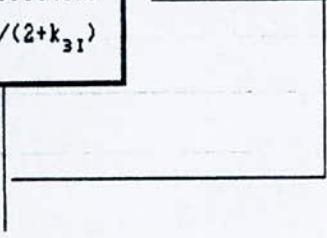
étage
courant
?

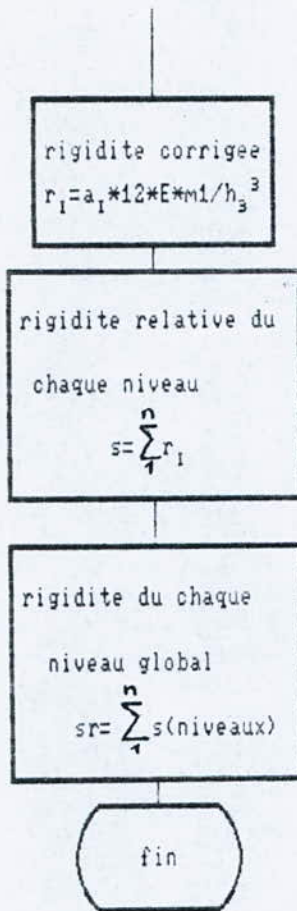
raideur corrigee
 $k_{31} = \sum_1 k_{21} / k_1$

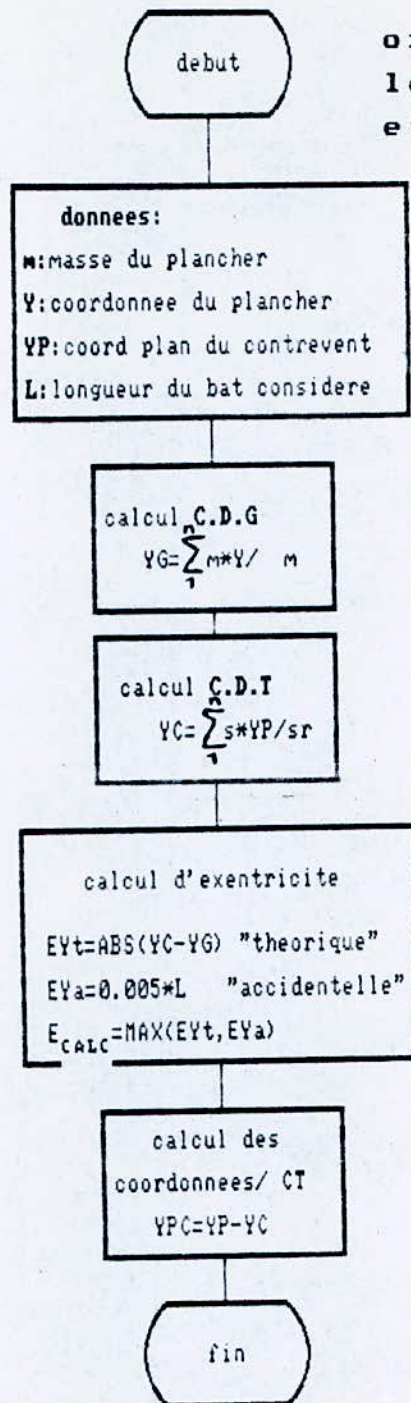
raideur corrigee
 $k_{31} = \sum_1 k_{21} / 2k_1$

coeff correcteur
 $a_1 = (0.5 + k_{31}) / (2 + k_{31})$
(encastre)
 $a_1 = (0.5 * k_{31}) / (1 + 2k_{31})$
(articule)

coeff correcteur
 $a_1 = k_{31} / (2 + k_{31})$

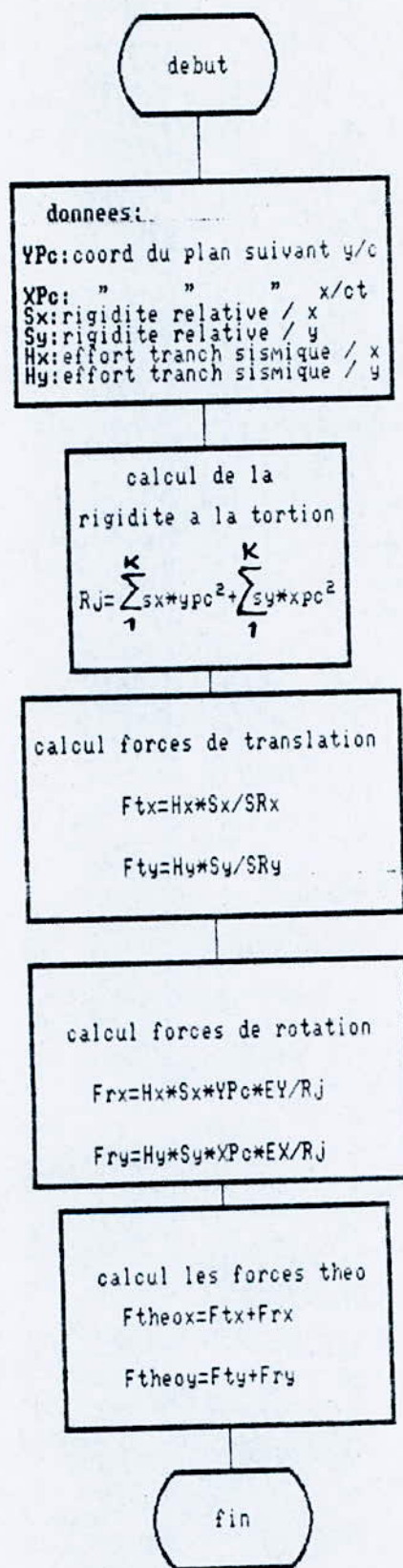






organigramme calcul
les c.d.g , c.d.t
et les coord du plan/ct

" MUTO 2 "



organigramme calcul
 les effets tranchant
 par étage aux différents
 portiques "MUTO 3"

SOLLICITATION DANS LES
DIFFERENTS ELEMENTS DE
CONTREVENTEMENT (PORTIQUES)

I - INTRODUCTION :

*/ Sollicitation dues aux charges horizontales :

Nous proposons la méthode de "MUTO" pour le calcul des moments de flexion dans les différents éléments (poutres-poteaux). Celle-ci présente un avantage assez important puisqu'elle nous permet d'évaluer les déplacements relatifs de niveau avec les moments fléchissants.

II - Déformations horizontales :

δ_j : déplacement relatif de niveaux "j".
 V_j : effort tranchant de niveau "j".
 R_j : rigidité relative de niveau "j".

On doit avoir :

$$\frac{\delta_j}{2 \times B} \leq \delta^{\wedge} \quad \text{avec} \quad \delta_j = \frac{V_j}{R_j}$$

B : facteur de comportement de la structure.
 δ^{\wedge} : déplacement relatif de niveau admissible donné par le règlement parasismique en vigueur (R.P.A 88 3.2.1.7.39)

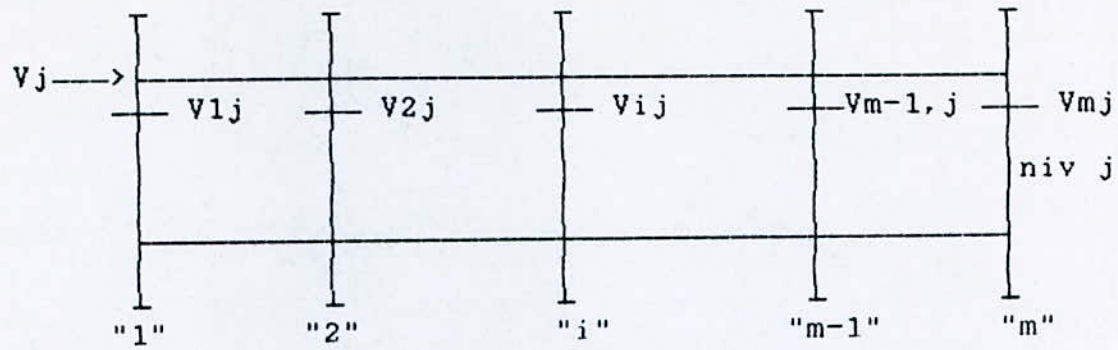
Ainsi on peut modifier le coffrage avant la détermination des moments dans le cas où la condition ci-dessus n'est pas satisfaite.

Selon les R.P.A 88 $\delta^{\wedge} = 0,0075 \times h_e$
avec h_e : hauteur d'étage.

III - Différentes étapes de calcul pour le
moment de flexion dans les poutres et
poteaux :

- (a) Calcul de la rigidité de niveau des poteaux et des portiques.
- (b) Calcul des efforts tranchants de niveau pour chaque portique.

(c) Calcul des efforts tranchants V_{ij} relatifs revenant à chaque poteau dans chaque sens :



$$V_{ij} = V_j \times \frac{r_{ij}}{R_j}$$

Avec :

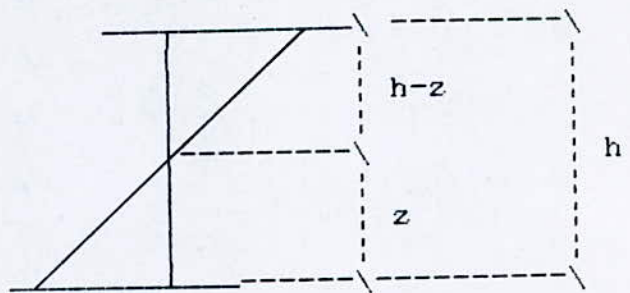
* $r_{ij} = a_i \times \frac{12 \times E \times I_i}{h e^2 \times h e}$ pour étage courant et RDC avec poteaux encastrés à la base.

* $r_{ij} = a_i \times \frac{3 \times E \times I_i}{h e^2 \times h e}$ pour RDC avec poteaux articulé à la base.

$$R_j = \Sigma r_{ij}$$

a_i : Coefficient correcteur tenant compte de la flexibilité des poutres.
 I_i : Inertie du poteau de la file "i" au niveau "j".

IV - Détermination de la position du point de moment nul dans les poteaux :



(fig)

La cote (z) (position du point de moment nul) est donnée par $z = y \times h$

avec $y = y_0 + y_1 + y_2 + y_3$

*) y_0 : coefficient donné par des tableaux en fonction de :

- du nombre total du niveau que comporte la portique
- du rang du niveau occupé par le poteau considéré
- et de K^{\wedge} défini dans le chapitre précédent .

REMARQUE : Les tableaux et donnent " y_0 " pour des poteaux supposés encastres à leurs bases, cependant pour le cas de poteaux articulés à la base (premier niveau) les valeurs de " y_0 " du premier niveau seront remplacées par "zéro" et les valeurs relatives aux autres niveaux seront maintenues.

*) y_1 : terme de correction dû à la variation de la rigidité linéaire (I/L) des poutres supérieures et inférieures donné en fonction de α_1 et K^{\wedge}

$$\alpha_1 = \frac{K_1 + K_2}{K_3 + K_4} = \frac{K_s}{K_i}$$

K_1, K_2 : poutres supérieures,
 K_3, K_4 : poutres inférieures

*) y_2 : terme de correction dû à la variation de hauteur d'étage supérieur adjacent, donné en fonction de α_2 et K^{\wedge} :

$$\alpha_2 = h_s/h \quad \begin{array}{l} h_s: \text{ hauteur de poteau adjacent} \\ \text{supérieur} \\ h : \text{ hauteur de poteau considéré} \end{array}$$

REMARQUE :

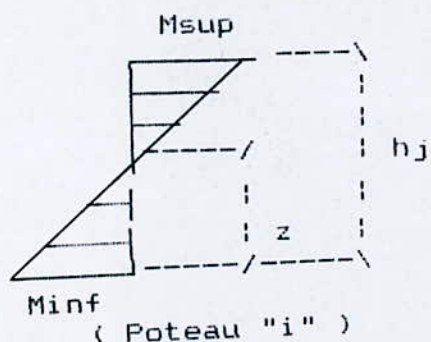
Pour les poteaux du dernier niveau on a $y_2 = 0$.

*) y_3 : terme correcteur dû à la variation d'hauteur d'étage inférieur adjacent donné en fonction de α_3 et K^{\wedge} :

$$\alpha_3 = h_i/h \quad \begin{array}{l} h_i : \text{ hauteur de poteau inférieur} \\ \text{adjacent} \\ h : \text{ hauteur du poteau considéré.} \end{array}$$

REMARQUE : Au premier niveau on a $y_3 = 0$.

V - CALCUL DES MOMENTS EN TETE DES POTEAUX :



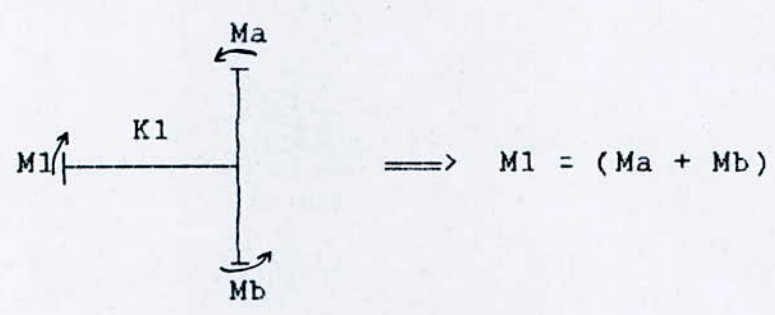
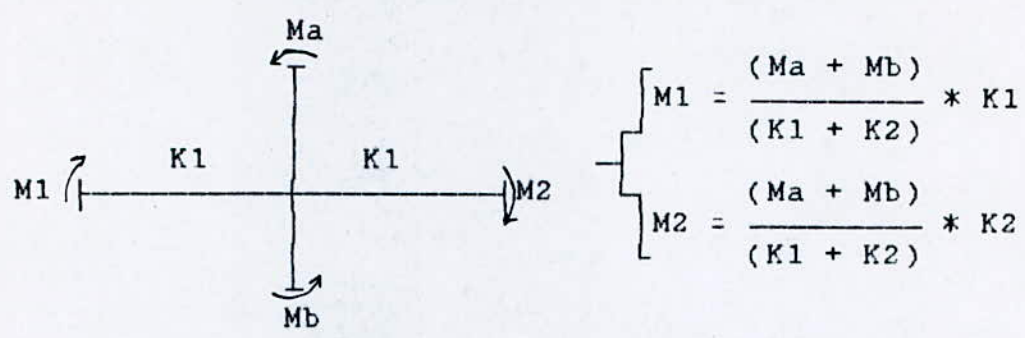
$$M_{sup} = V_{ij} \times (h_j - z)$$

$$M_{inf} = V_{ij} \times z$$

$$\text{avec } z = y \times h_j$$

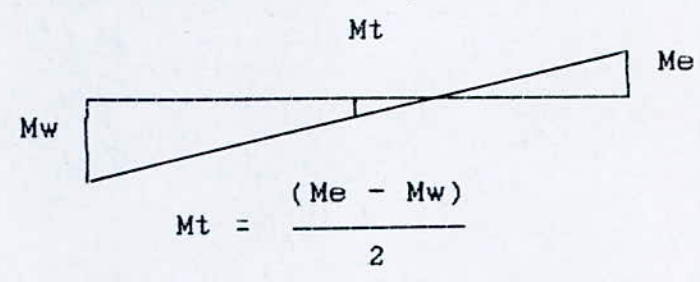
VI - CALCUL DES MOMENTS DANS LES POUTRES :

Dans un noeud, le moment résultant des poteaux aboutissant à ce noeud est répartie entre les poutres proportionnellement à leurs rigidités linéaires.

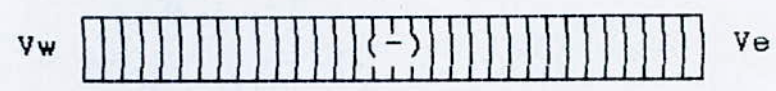


VII - CALCUL DES MOMENTS EN TRAVEES DANS LES POUTRES :

Sous l'action d'une force latérale le diagramme du moment fléchissant dans une poutre est linéaire :



VIII - EFFORT TRANCHANT DANS LES POUTRES :



L'équation du moment fléchissant peut s'écrire :

$$M(X) = A * X + b$$

$$V = \frac{dM(X)}{dX} = A$$

Les conditions aux limites (ou conditions d'extrémités) permettent de déterminer "A".

En effet:

$$M(X) = A \cdot X + b \implies \begin{cases} X = 0 \implies M(0) = M_w \\ X = L \implies M(L) = A \cdot L + b = M_e \end{cases}$$

$$\implies A = \frac{|M_w| + |M_e|}{L}$$

$$\text{d'où } V = - \frac{|M_w| + |M_e|}{L}$$

VX - CALCUL DES EFFORTS NORMAUX DANS LES POTEAUX :

- Les efforts tranchants s'exerçant sur les noeuds des poutres se transmettent comme des efforts normaux dans les poteaux:

$$N = V_e - V_w$$

- Cet effort normal est réversible selon que les séisme agit dans un sens ou dans un autre.

COMBINAISON DES SOLLICITATIONS

I - INTRODUCTION :

Les règles "BAEL" prévoient que les calculs de béton armé seront conduit en application de la théorie des états limites

On distingue :

- Les états limites ultimes, qui correspondent à la valeur maximale de la capacité portante de la construction et dont le déplacement entrainerait la ruine de l'ouvrage.

- Les états limites de service qui constituent les limites au delà desquelles les conditions normales d'exploitation de la construction ne sont plus satisfaites.

II- COMBINAISON QUI SERVIRONT AU CALCUL DU FERRAILLAGE :

II -1- Combinaison à considérer vis à vis des états limites ultimes :

* Situations durables ou permanentes :

$$1,35 * G + 1,5 * Q$$

* Situations accidentelles:

Ces actions sont celles provenant de phénomènes se produisant rarement avec une faible durée d'application à titre d'exemple le séisme. Les actions ne sont à considérer que pour les états limites ultimes. Les valeurs à prendre en compte sont fixées par les textes réglementaires tels que les règles parasismique.

Les combinaisons à prendre en compte sont :

13/ Poteaux :

a) $G + Q + 1,2 * E$

b) $0,8 * G \pm E$

- La combinaison "a)" donne un effort normal maximal et un moment correspondant, elle dimensionne le coffrage des sections des béton (contrainte de compression maximale).

- La combinaison "b)" donne un effort normal minimum et un moment correspondant, elle dimensionne la section d'acier (contrainte de traction maximale).

23/ Poutres :

a) $G + Q + E$

b) $0,8 * G \pm E$

- La combinaison "a)" donnera le moment négatif maximal en valeur absolue sur les appuis, elle détermine le ferrailage supérieur ou niveau des appuis.

- La combinaison "b)" donnera le moment négatif ou positif minimum en valeur absolue sur les appuis, elle détermine le ferrailage inférieur (dans le cas où les fibres inférieurs sont tendues).

II-2- Les combinaisons à considérer vis à vis des états limites de services :

sont : $G + Q$

CALCUL DES CARACTERISTIQUES
DYNAMIQUES PAR LA METHODE DE
"HOLZER"

15/ Principe de la méthode :

C'est une méthode itérative basée sur la notion de rigidité relative de niveau, elle se prête très bien pour les bâtiments contreventés par des portiques.

Par définition la rigidité de niveau "j" est donnée par :

$$R_j = \frac{T_j}{x_j - x(j-1)}$$

C'est à dire on peut écrire :

$$x(j-1) = x_j - \frac{T_j}{R_j}$$

Or $T_j = \sum_{k=1}^n (F_k)$ avec F_k : forces d'inerties
 $F_k = M_k * \omega^2 * x_k(t)$

$$x(j-1) = x_j - \frac{\omega^2 * \sum_{k=1}^n (M_k * x_k)}{R_j}$$

Comme $x_j(t) = X_j * \sin(\omega t + \emptyset)$ $j = 1 \dots n$

la dernière équation peut s'écrire :

$$X(j-1) = X_j - \frac{\omega^2 * \sum_{k=1}^n (M_k * X_k)}{R_j} \dots \dots (1)$$

25/ Conditions aux limites :

* A la base de la structure, le déplacement relatif de niveau est nul $X_0 = 0$.

* Au sommet, généralement on prend $X_n = 1$, les formes propres étant définies à une constante près.

$$X_1 = X_2 - \frac{\omega^2 * \sum_{k=2}^n (M_k * X_k)}{R_2}$$

$$X_0 = 0 = X_1 - \frac{\omega^2 * \sum_{k=1}^n (M_k * X_k)}{R_1}$$

$$\implies X1 = \frac{W^2 * \sum_1^n (Mk * Xk)}{R1}$$

La condition à la base peut être formulée comme suit :

$$X0 = 0 \iff (2)$$

$$\frac{W^2 * \sum_1^n (Mk * Xk)}{R1} = X2 - \frac{W^2 * \sum_1^n (Mk * Xk)}{R2} \dots\dots (2)$$

La méthode de "HOLZER" consiste à la détermination des pulsations $W1, W2, \dots, Wn$ et des formes propres correspondantes à ces valeurs en résolvant l'équation de recurrence (1) par approximation successives sur (W) dont la bonne valeur satisfait la condition à la condition (2).

REMARQUE :

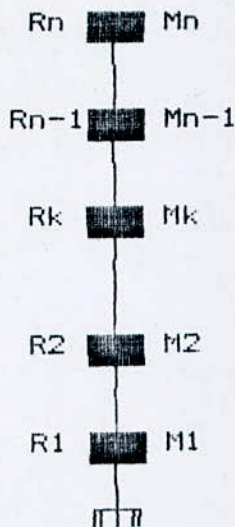
* Cette méthode peut être utilisée pour tous les modes de vibrations.

* Pour assurer une convergence rapide, on adoptera comme première valeur des pulsations $W1, W2, \dots, Wn$ des valeurs données par des méthodes approchées (empiriques).

METHODE SIMPLIFIEE RELATIVE AUX
BATIMENTS CONTREVENTES PAR
PORTIQUE :

13/ Domaine d'application :

- * bâtiment contreventé par portiques
- * les portiques sont réguliers
- * pas de torsion



* M1, M2 ..., Mn : masse
M1 = M2 = ... = Mk = ... = Mn = M = Cste

* R1, ..., Rn : rigidité relative de niveau
R1 = R2 = ... = Rk = ... = Rn = R = Cste

23/ Etapes de calcul :

* Calculer la masse (M), et la rigidité relative de niveau par la méthode de "MUTO" .

REMARQUE :

- Dans le cas où les masses Mk et les rigidités relatives de niveau Rk sont légèrement différentes, on peut appliquer cette méthode, alors on prendra :

$$M = \frac{\sum_1^n (M_k)}{n}, \quad R = \frac{\sum_1^n (R_k)}{n}$$

* Calcul le coefficient δ^{\wedge} de derive :

$$\delta^{\wedge} = \frac{M \times g}{R} \quad g = 9,8 \text{ m/s}^2$$

* Calculer les trois premières périodes par les formules suivantes :

$$T_i = \varnothing_i * J\delta^{\wedge} \quad i = 1, 2 \text{ et } 3$$

Les coefficients \varnothing_i des trois premiers modes et pour des bâtiments de 1 à 20 niveaux sont donnés dans le tableau n°1 .

* Déterminer les formes propres par la formule suivante:

X_{ji} = ordonnée de la masse ' M_j ' pour le mode ' i ' de vibration.

$$X_{ji} = \frac{\sin \left[\pi j \times \frac{(2 \times i - 1)}{(2 \times n + 1)} \right]}{\sin \left[\pi n \times \frac{(2 \times i - 1)}{(2 \times n + 1)} \right]}$$

Les coefficients X_{ji} des trois premiers modes et pour des bâtiments de 1 à 20 niveaux sont dans les tableaux n° 2, 3, et 4.

Coefficients X_i

n	1	2	3
1	0.200	-	-
2	0.324	0.124	-
3	0.449	0.160	0.111
4	0.576	0.200	0.131
5	0.703	0.241	0.153
6	0.830	0.282	0.175
7	0.957	0.324	0.200
8	1.084	0.365	0.224
9	1.211	0.407	0.249
10	1.338	0.449	0.274
11	1.465	0.492	0.299
12	1.593	0.534	0.324
13	1.720	0.576	0.349
14	1.847	0.618	0.374
15	1.974	0.660	0.399
16	2.102	0.703	0.424
17	2.229	0.745	0.449
18	2.356	0.787	0.475
19	2.483	0.830	0.500
20	2.611	0.872	0.525

Tableau N°: 1

1 ère forme :

J	n	20	19	18	17	16	15	14	13	12	11
20	/ /	1.000									
19	/ /	0.994	1.000								
18	/ /	0.982	0.994	1.000							
17	/ /	0.965	0.981	0.993	1.000						
16	/ /	0.942	0.961	0.978	0.992	1.000					
15	/ /	0.913	0.936	0.957	0.976	0.991	1.000				
14	/ /	0.879	0.904	0.929	0.952	0.973	0.990	1.000			
13	/ /	0.840	0.867	0.894	0.920	0.946	0.969	0.988	1.000		
12	/ /	0.796	0.824	0.852	0.881	0.911	0.939	0.965	0.986	1.000	
11	/ /	0.747	0.775	0.805	0.835	0.867	0.899	0.930	0.960	0.984	1.000
10	/ /	0.694	0.722	0.751	0.783	0.815	0.850	0.885	0.920	0.953	0.981
09	/ /	0.637	0.664	0.693	0.724	0.757	0.792	0.829	0.867	0.907	0.944
08	/ /	0.576	0.601	0.629	0.659	0.691	0.726	0.763	0.803	0.846	0.890
07	/ /	0.511	0.535	0.560	0.588	0.619	0.652	0.689	0.729	0.772	0.819
06	/ /	0.444	0.465	0.488	0.513	0.541	0.572	0.606	0.644	0.686	0.733
05	/ /	0.374	0.392	0.412	0.434	0.459	0.486	0.516	0.550	0.589	0.633
04	/ /	0.302	0.317	0.333	0.352	0.372	0.395	0.424	0.450	0.483	0.521
03	/ /	0.228	0.240	0.252	0.266	0.282	0.300	0.320	0.343	0.369	0.399
02	/ /	0.153	0.161	0.169	0.179	0.189	0.202	0.215	0.231	0.249	0.270
01	/ /	0.077	0.081	0.085	0.090	0.095	0.102	0.108	0.116	0.126	0.270

Tableau N° : 2

1 ère forme

J	n	10	09	08	07	06	05	04	03	02
10	/ /	1.000					!!!!	!!!!	!!!!	!!!!
09	/ /	0.978	1.000							
08	/ /	0.933	0.973	1.000						
07	/ /	0.868	0.919	0.966	1.000					
06	/ /	0.784	0.840	0.899	0.956	1.000				
05	/ /	0.682	0.738	0.801	0.871	0.942	1.000			
04	/ /	0.565	0.616	0.677	0.747	0.829	0.919	1.000		
03	/ /	0.425	0.478	0.529	0.591	0.668	0.764	0.879	1.000	
02	/ /	0.296	0.326	0.363	0.409	0.468	0.546	0.653	0.802	1.000
01	/ /	0.149	0.165	0.185	0.209	0.241	0.285	0.347	0.445	0.618

Suite du tableau N° : 2

2 eme forme

j	n	20	19	18	17	16	15	14	13	12	11
20	/	1.000									
19	/	0.947	1.000								
18	/	0.845	0.942	1.000							
17	/	0.698	0.829	0.935	1.000						
16	/	0.514	0.668	0.811	0.928	1.000					
15	/	0.304	0.468	0.633	0.789	0.919	1.000				
14	/	0.077	0.241	0.415	0.593	0.764	0.908	1.000			
13	/	-0.154	0.000	0.170	0.355	0.546	0.733	0.895	1.000		
12	/	-0.376	-0.241	-0.085	0.090	0.285	0.491	0.697	0.879	1.000	
11	/	-0.579	-0.468	-0.336	-0.180	0.000	0.204	0.425	0.653	0.851	1.000
10	/	-0.752	-0.668	-0.565	-0.438	-0.285	-0.102	0.110	0.347	0.598	0.834
09	/	-0.884	-0.829	-0.757	-0.664	-0.546	-0.399	-0.218	0.000	0.253	0.531
08	/	-0.971	-0.942	-0.900	-0.842	-0.764	-0.659	-0.522	-0.347	-0.187	0.139
07	/	-1.006	-0.999	-0.986	-0.960	-0.919	-0.859	-0.772	-0.653	-0.490	-0.276
06	/	-0.988	-1.000	-1.007	-1.008	-1.000	-0.979	-0.941	-0.879	-0.784	-0.645
05	/	-0.919	-0.942	-0.964	-0.984	-0.999	-1.010	-1.012	-1.000	-0.968	-0.907
04	/	-0.801	-0.829	-0.858	-0.889	-0.919	-0.949	-0.976	-1.000	-1.016	-1.019
03	/	-0.640	-0.668	-0.698	-0.729	-0.734	-0.800	-0.839	-0.899	-0.921	-0.962
02	/	-0.447	-0.468	-0.492	-0.518	-0.546	-0.578	-0.613	-0.653	-0.697	-0.746
01	/	-0.229	-0.241	-0.254	-0.268	-0.285	-0.303	-0.324	-0.347	-0.375	-0.407

Tableau N° : 3

2 eme forme

j	n	10	09	08	07	06	05	04	03	02
10	/	1.000								
09	/	0.802	1.000							
08	/	0.445	0.759	1.000						
07	/	0.000	0.355	0.700	1.000					
06	/	-0.445	-0.170	0.191	0.618	1.000				
05	/	-0.802	-0.634	-0.376	0.000	0.497	1.000			
04	/	-1.000	-0.945	-0.830	-0.618	-0.256	0.310	1.000		
03	/	-1.000	-1.028	-1.035	-1.000	-0.880	-0.594	0.000	1.000	
02	/	-0.802	-0.864	-0.931	-1.000	-1.062	-1.088	-1.000	-0.555	1.000
01	/	-0.445	-0.491	-0.547	-0.618	-0.709	-0.831	-1.000	-1.247	-1.618

Suite du tableau N° : 3

3 eme forme

j	n	20	19	18	17	16	15	14	13	12	11
20	/	1.000									
19	/	0.855	1.000								
18	/	0.585	0.840	1.000	!!!!!!						
17	/	0.232	0.545	0.822	1.000						
16	/	-0.155	-0.164	0.499	0.802	1.000					
15	/	-0.521	-0.244	0.087	0.445	0.778	1.000				
14	/	-0.810	-0.613	-0.321	0.000	0.382	0.749	1.000			
13	/	-0.982	-0.882	-0.708	-0.445	-0.098	0.309	0.714	1.000		
12	/	-1.012	-1.013	-0.949	-0.802	-0.556	-0.208	0.223	0.671	1.000	
11	/	-0.895	-0.980	-1.022	-1.000	-0.891	-0.673	-0.331	0.121	0.618	1.000
10	/	-0.648	-0.791	-0.913	-1.000	-1.028	-0.969	-0.791	-0.468	0.000	0.551
09	/	-0.307	-0.474	-0.643	-0.802	-0.936	-1.021	-1.024	-0.904	-0.618	-0.145
08	/	-0.078	-0.082	-0.258	-0.445	-0.636	-0.817	-0.964	-1.042	-1.000	-0.776
07	/	-0.452	0.323	0.173	0.000	-0.195	-0.407	-0.628	-0.837	-1.000	-1.059
06	/	0.760	0.677	0.573	0.445	-0.290	-0.105	-0.112	-0.357	-0.618	-0.867
05	/	-0.959	0.922	0.871	0.802	0.710	0.590	0.436	0.241	0.000	-0.286
04	/	1.018	1.020	1.015	1.000	0.972	0.927	0.859	0.759	0.618	0.423
03	/	0.930	0.954	0.978	1.000	1.019	1.032	1.036	1.028	1.000	0.942
02	/	0.706	0.736	0.768	0.802	0.838	0.877	0.917	0.958	1.000	1.039
01	/	0.381	0.400	0.421	0.445	0.472	0.501	0.535	0.574	0.618	0.670

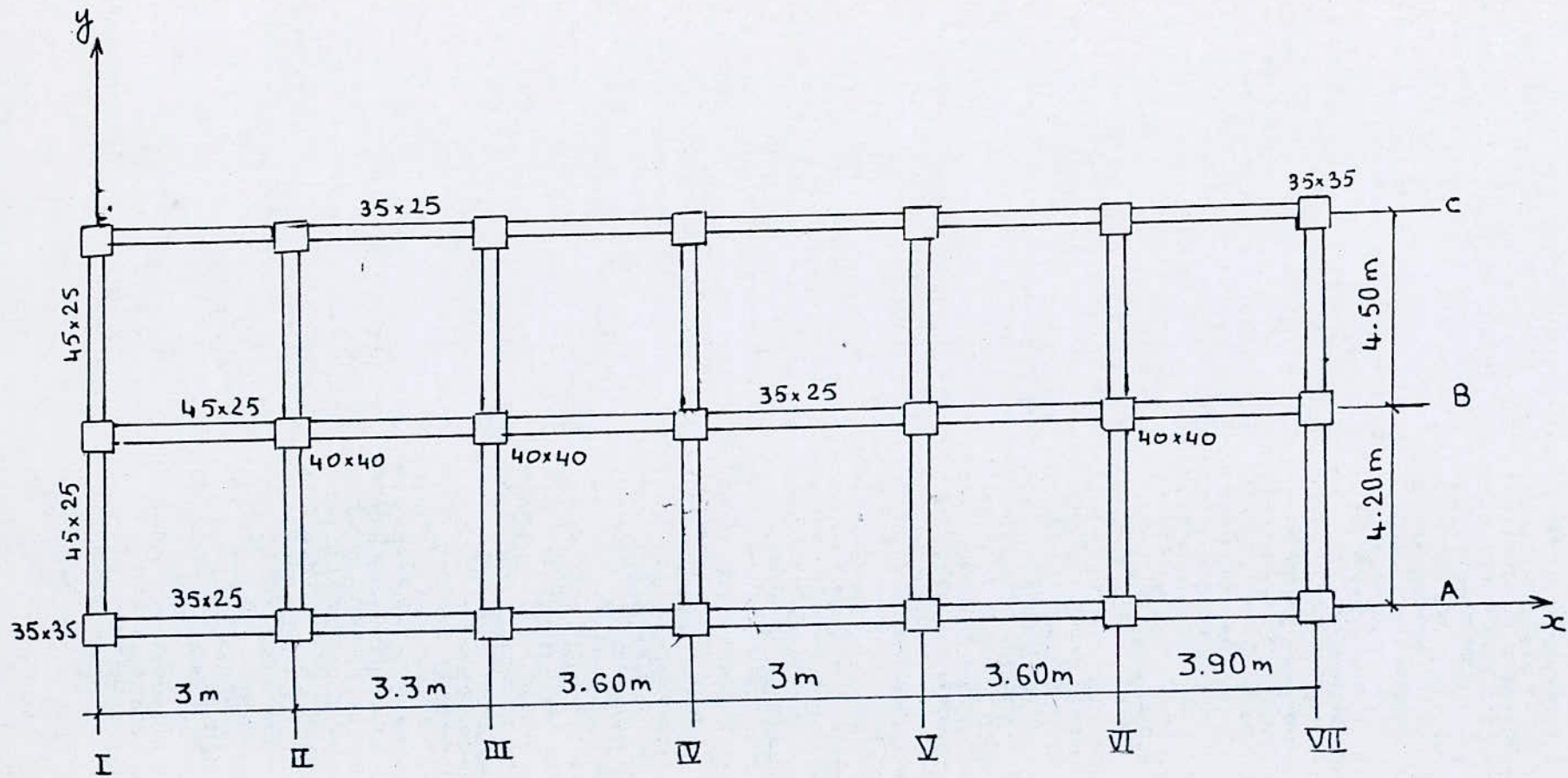
Tableau N° : 4

3 eme forme

j	n	10	09	08	07	06	05	04	03
10	/	1.000							
09	/	0.466	1.000						
08	/	-0.317	0.355	1.000					
07	/	-0.930	-0.520	0.205	1.000				
06	/	-1.047	-1.059	-0.753	0.000	1.000			
05	/	-0.605	-0.914	-1.112	-1.000	-0.291	1.000		
04	/	0.160	-0.180	-0.588	-1.000	-1.206	-0.715	1.000	
03	/	0.840	0.671	0.404	0.000	-0.565	-1.204	-1.347	1.000
02	/	1.071	1.088	1.074	1.000	0.806	0.373	-0.532	-2.247
01	/	0.731	0.803	0.891	1.000	1.136	1.310	1.532	1.802

Suite du tableau N° : 4

APPLICATION



OSSATURE DU BATIMENT

EXEMPLE DE CALCUL

I - GENERALITES :

L'exemple porte sur le calcul des éléments résistants en béton armé d'un bâtiment à usage d'habitation, ce bâtiment sera situé dans une ville classée en zone II par les R.P.A 88 .

Il se compose:

- D'un ^e rez de chaussée qui est à usage commercial
- de huit étages courants .
- Une cage d'ascenseur .
- D'un sous sol qui est à usage de parking
- D'un vide sanitaire.

1/ Caractéristiques géométriques du bâtiment :

1-1 Ossature :

Le contreventement du bâtiment est assuré par des portiques autostables en béton armé dans les deux sens.

Les dimensions sont les suivants :

- sens longitudinal L = 20,40 m
- sens transversal l = 8,70 m
- hauteur du R.D.C 4,08 m
- hauteur de l'étage courant ... 3,06 m
- hauteur totale du bâtiment ... H = 32,26 m

1-2 Plancher :

Tous les planchers sont à corps creux à l'exception du plancher R.D.C qui est un plancher dalle.

1-3 Cage d'escalier :

L'escalier est du type droit est constitué par deux volées adjacentes appuyés sur les deux paliers.

Les éléments d'escalier seront tous coulés sur place.

2/ Caractéristiques des matériaux :

2-1 Béton :

Pour le béton entrant dans la réalisation de notre ouvrage, nous nous conformerons aux règles de conception et de calcul des ouvrages en béton armé (B.A.E.L 83) et à tous les règlements en vigueur applicables en Algérie.

2-2 Aciers :

Pour l'acier nous utiliserons de l'acier à haute adhérence (FeE 40).

CARACTERISTIQUES MECANIKES DES MATERIAUXI- Acier :1/ Catégories d'aciers :

Les armatures sont des barres à haute adhérence obtenues par laminage à chaud d'un acier naturellement dur, ce sont des armatures de type (1) fr nuance FeE (40).

2/ contraintes de calcul a l'état limite ultime :

Elles sont données en fonction de la déformation de l'acier par le diagramme ci-dessous .

- De l'origine au point A ($f_e / \phi * E_s$), f_e / ϕ_s) une droite d'équation $\sigma_s = E_s * \epsilon_s$
- Du point A au point B une horizontale d'ordonnée f_e / ϕ

f_e : Limite d'élasticité de l'acier

E_s : Module d'élasticité $\Rightarrow E_s = 2E + 5 \text{ Mpa}$

ϕ_s = Coefficient de sécurité ayant pour valeurs

$\phi_s = 1$ pour les situations accidentelles $\Rightarrow f_m = 400 \text{ Mpa}$

$\phi_s = 1,15$ pour les autres cas $\Rightarrow f_m = 348$

l'allongement maximale de l'acier est limité à 10%. le diagramme est symétrique par rapport à l'origine (cas d'une compression)

3/ Contraintes calcul à l'état limite de service :

L'acier dans ce cas est considéré comme un matériau linéairement élastique ,c'est à dire que les contraintes sont proportionnelles aux déformations :

$$\sigma_s = E_s * \epsilon_s$$

II Béton :1/ Résistances caractéristiques :

Dans les cas courants ,le béton est défini au point de vue mécanique par sa résistance à la compression à 28 jours d'âge $\Rightarrow f_{c28} = 27 \text{ MPa}$

La résistance caractéristique à la traction du béton à "j" jours est déduite de celle à la compression par la relation :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 * f_{cj}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 * f_{c28} = 2,22 \text{ MPa}$$

2/ Diagramme déformation - contrainte :

- Pour la vérification à l'état limite ultime, on doit utiliser pour le béton un diagramme non linéaire "Parabole - rectangle" ou bien, dans un but de simplification, le diagramme rectangulaire qui en est déduit.

- Pour la vérification à l'état limite de service, le béton considéré comme élastique et linéaire, est défini par son module d'élasticité.

a) Diagramme parabole- rectangle :

$$f_{bc} = 0,85 \times f_{c28} / \phi_b$$

b) Diagramme rectangulaire :

Lorsque la section considérée n'est pas entièrement comprimée le calcul à l'état limite ultime peut être effectué en substituant au diagramme parabole-rectangle le diagramme rectangulaire simplifié .

3/ Module de déformation longitudinale :

Pour les vérifications courantes, l'âge du béton est supérieur à 28 jours et l'on considère un module " de courte durée" (E_i) et un module de "longue durée" (E_v) donnés par :

$$E_i = 11000 * (f_{c28})^{1/3} = 33\ 000 \text{ MPa}$$

$$E_v = E_i / 3 = 11000 \text{ Mpa}$$

CHARGES ET SURCHARGES1/ Plancher terrasse : Terrasse inaccessible :a) Charges permanentes :

- Gravillons de protection (5cm)	100 kg/m ²
- Etanchéité multicouches (2cm).....	12 kg/m ²
- forme de pente (1,5 %)	198 kg/m ²
- Isolation thermique (4 cm).....	16 kg/m ²
- Dalle + hourdis (16+ 4 cm)..	275 Kg/m ²
- Enduit + plâtre (2 cm)	20 kg/m ²

$$G = 621 \text{ kg/m}^2$$

b) surcharges d'exploitations: $Q = 100 \text{ kg/m}^2$

25/ Plancher courant :a) Charges permanentes :

- Carrelage (2cm)..... ..	40 kg/m ²
- Mortier (2cm).....	36 kg/m ²
- Sable (2cm).....	36 kg/m ²
- Dalle + Hourdis (16+4).....	275 kg/m ²
- Cloison	75 kg/m ²
- Enduit + plâtre (3 cm).....	30 kg/m ²

$$G = 492 \text{ kg/m}^2$$

b) Surcharges d'exploitations: $Q = 175 \text{ kg/m}^2$

35/ Plancher R.D.C :a) Charges permanentes :

- Carrelage (2 cm)	40 kg/m ²
- Mortier (2 cm)	36 kg/m ²
- Sable (2 cm)	36 kg/m ²
- Dalle en béton armé (20 cm)	500 kg/m ²
- Cloisons	75 kg/m ²
- Enduit + plâtre (3cm)	30 kg/m ²

$$G = 717 \text{ kg/m}^2$$

b) Surcharges d'exploitations : $Q = 400 \text{ kg/m}^2$

4/ Mur extérieur :

Le mur extérieur est formé d'un double cloison l'un de 15 cm d'épaisseur et l'autre de 5 cm avec un vide de 5 cm entre eux.

- Brique creuse (15 cm)	130 kg/m ²
- Brique creuse (5 cm)	90 kg/m ²
- Enduit intérieur (1 cm)	34 kg/m ²
- Enduit extérieur (1 cm)	44 kg/m ²

$$G = 298 \text{ kg/m}^2$$

5/ Balcon :

$$\text{Poids propre } G = 2500 (180 \times 15 + 115 \times 14) \times 10$$

$$= 1077.5 \text{ kg/ml}$$

$$\text{Surcharge d'exploitation } Q = 350 \text{ kg/ml}$$

6/ Accroutere :

$$\text{Poids propre } G = 2500 (0.5 \times 0.1)$$

$$G = 125 \text{ kg/ml}$$

$$\text{Surcharge d'exploitation } Q = 100 \text{ kg/ml}$$

7/ Escalier :1- Volée d'escalier :a) Charge permanente :

$$\text{- Paillasse} = \frac{2500 \times 0.14}{0.843} = 415 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{- Marches} = \frac{2200 \times 0.17}{2} = 187 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{- Carrelage + Mortier} = 80 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{- Enduit + plâtre} = 30 \text{ kg/m}^2$$

$$G = 712 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{b) Charges d'exploitations : } Q = 400 \text{ kg/m}^2$$

2- Palier :a) Charges permanentes :

$$\text{- Dalle } 0.20 \times 2500 = 500 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{- Carrelage + Mortier} = 80 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{- Enduit + plâtre} = 30 \text{ kg/m}^2$$

$$G = 610 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{b) Charges d'exploitations : } Q = 400 \text{ kg/m}^2$$

DESCENTE DE CHARGEI - Poteau central :

Surface lui revenant :

$$S = (1.95 + 1.8) \times (2.1 + 2.25) \\ = 16.32 \text{ m}^2$$

a) Charges permanentes :* Niveau 10 : (niveau terrasse)

- Terrasse inaccessible $621 \times 16.31 = 10.13 \text{ t}$
- Poutre longitudinale
(2.1 + 2.5) $\times 0.35 \times 0.25 \times 2500 = 0.816 \text{ t}$
- Poutre transversale
 $0.45 \times 0.25 \times (1.95 + 1.8) \times 2500 = 1.055 \text{ t}$

$$N10 = 12 \text{ t}$$

* Niveau 9 : (niveau courant)

- Plancher courant : $492 \times 16.31 = 8.024 \text{ t}$
- Poutre longitudinale = 0.816 t
- Poutre transversale = 1.055 t

$$M = 9.9 \text{ t}$$

- Venant du niveau 10 = 12 t

$$N9 = 21.9 \text{ t}$$

* Niveau 2 : (niveau courant)

- 6 X M = 59.4 t
- Venant du niveaux 9 et 10 = 21.9 t

$$N2 = 81.3 \text{ t}$$

* Niveau 1 : (RDC)

- Plancher RDC $717 \times 16.31 = 11.69 \text{ t}$
- Poutre longitudinale = 0.816 t
- Poutre transversale = 1.055 t
- Venant du niveau supérieur = 81.3 t

$$N1 = 94.9 \text{ t}$$

b) Surcharges d'exploitations :

En tenant compte de la dégression de charges on obtient à la base $Q = 22.57 \text{ t}$

$$\text{A l'état limite ultime } N_u = 1.35 G + 1.5 Q \\ = 162 \text{ t}$$

$$\text{A l'état limite de service } N_{ser} = G + Q \\ = 117.5 \text{ t}$$

II - Poteau de rive :

Surface lui revenant :

- Plancher : 8.44 m²
- Balcon : 3.48 m²

a) Charges permanentes :* Niveau 10 : (niveau terrasse)

- Plancher terrasse	621 X	8.44 =	5.24 t
- Acrotère	125 X	3.75 =	0.469 t
- Poutre longitudinale			
	0.35 X 0.25 X	3.75 X	2500 = 0.82 t
- Poutre transversale			
	0.45 X 0.25 X	2.25 X	2500 = 0.633 t
			N10 = 7.162 t

* Niveau 9 : (niveau courant)

- Plancher courant :	492 X	8.44 =	4.152 t
- Poutre longitudinale		=	0.82 t
- Poutre transversale		=	0.633 t
- Mur extérieur		=	1.46 t
- Balcon		=	3.125 t
			M = 10.19 t
- Venant du niveau 10		=	7.162 t
			N9 = 17.352 t

* Niveau 2 : (niveau courant)

- 6 X M		=	61.14 t
- Venant du niveaux 9 et 10		=	17.352 t
			N2 = 78.5 t

* Niveau 1 : (RDC)

- Plancher RDC	717 X	8.44 =	6.051 t
- Poutre longitudinale		=	0.82 t
- Poutre transversale		=	0.633 t
- Venant du niveau supérieur		=	78.5 t
			N1 = 86.000 t

b) Surcharges d'exploitations :

En tenant compte de la dégression des charges on obtient à la base $Q = 19 \text{ t}$

$$\text{A l'état limite ultime } N_u = 1.35 G + 1.5 Q \\ = 144.6 \text{ t}$$

$$\text{A l'état limite de service } N_{ser} = G + Q \\ = 105 \text{ t}$$

PREDIMENSIONNEMENTI - POUTRELLES :

La condition de limitation de flèche dans les poutrelles est le critère le plus important pour le prédimensionnement .

$l = 3.90$ m (portée de la poutrelle)

$h_p = l / 22.5 = 390 / 22.5 = 17.33$ cm

On opte finalement pour un plancher (16 + 4 cm)

II - POUTRES :

Les poutres sont prédimensionnées d'après les limites de déformation imposées par Mr Pierre CHARON.

* Sens longitudinal : (poutres non porteuses)

$$1\bar{5} / \frac{L_{max}}{15} \leq ht \leq \frac{L_{max}}{10}$$

$$\frac{390}{15} \leq ht \leq \frac{360}{10}$$

On prend $ht = 35$ cm

avec L_{max} : Longueur maximale de la travée selon le sens considéré.

$$2\bar{5} / 0.3 ht \leq b \leq 0.7 ht \implies 10.5 \leq b \leq 24.5$$

On prend $b = 25$ cm

* Sens transversal : (poutres porteuses)

$$1\bar{5} / \frac{L_{max}}{15} \leq ht \leq \frac{L_{max}}{10}$$

$$\frac{450}{15} \leq ht \leq \frac{450}{10}$$

On prend $ht = 45$ cm

$$2\bar{5} / 0.3 \times ht \leq b \leq 0.7 \times ht \implies 13.5 \leq b \leq 31.5$$

On prend $b = 25$ cm

Le dimensionnement de ces poutres doivent respectées les condition ci-après selon le RPA 88 :

- | | |
|-----------------------------------|----------------------|
| - $b \geq 20$ cm en zone II | (condition vérifiée) |
| - $h \geq 30$ cm | " " |
| - $h/b \leq 3$ | " " |
| - $1.5 \times h + b \geq b_{max}$ | " " |

III - POTEAUX :

On majore l'effort normal de 20% vu qu'on néglige les poteaux dans la descente de charge.

En B.A.E.L:

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_c \times 28}{1,5} = 15,3 \text{ MPa}$$

On considère trois types de poteaux :

18/ Poteau central :

$$N_u = 1,2 \times 162 = 194,4 \text{ t}$$

$$N_u/S \leq f_{bu} \implies S \geq N_u / f_{bu} = 1270 \text{ cm}^2$$

On prend:

$$S = (40 \times 40) \text{ cm}^2$$

Condition exigées par les R.P.A 88 :

- Min (b , h) \geq 25 cm en zone II (condition vérifiée)
- $1/3 \leq b/h \leq 3$ " "
- Min (b,h) \geq h/20 " "

28/ Poteaux de rive et d'angle :

$$N_u = 1,2 \times 144,6 = 173,5 \text{ t}$$

$$N_u/S \leq f_{bu} \implies S \geq N_u / f_{bu} = 1134 \text{ cm}^2$$

On prend :

$$S = (35 \times 35) \text{ cm}^2$$

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions exigées par les R.P.A 88:

- Min (b ,h) \geq 25 cm en zone II (condition vérifiée)
- $1/3 \leq b/h \leq 3$ " "
- Min (b , h) \geq h/20 " "

CALCUL DES ELEMENTSI - ESCALIER

Les escaliers prévus pour notre bâtiment sont du type escaliers à paillasse avec deux paliers, l'ensemble est coulé sur place.

13- Dimensionnement :

Pour assurer une montée confortable, on vérifie la relation de "Blondel"

$$60 \text{ cm} \leq g + 2xh \leq 64 \text{ cm} \quad (*)$$

* Nombre de marches

$$64 \times n^2 - (64 + 2xH + L) \times n + 2H = 0$$

avec $L = 2,40 \text{ m}$, $H = 1,53 \text{ m}$
donc

$$64 n^2 - 610 \times n + 306 = 0$$

$$\implies n = 9 \text{ marches}$$

* hauteur d'une marche

$$h = H/n = 1,53/9 = 17 \text{ cm}$$

* Giron

$$g = L / (n - 1) = 240/8 = 30 \text{ cm}$$

* Vérification de (*)

$$g + 2h = 30 + 2 \times 17 = 64 \implies \text{donc vérifié}$$

* Inclinaison

$$\alpha = \arctg (H/L) \implies \alpha = 32,5$$

* Epaisseur de la paillasse : $1/30 \leq e \leq 1/20$

$$\text{avec } l = L/\cos(\alpha) = 2,85 \text{ m}$$

On prend

$$e = 14 \text{ cm}$$

23/ Détermination des charges et surcharges :2-1 Volée d'escaliers :a) Charges permanents :

- Paillasse	415 kg/m ²
- Marches	187 kg/m ²
- Carrelage + Mortier	80 kg/m ²
- Enduit	30 kg/m ²

$$G = 712 \text{ kg/m}^2$$

b) Charges d'exploitations :

$$Q = 400 \text{ kg/m}^2$$

A l'état limite ultime :

$$Q_u = 1.35 \times 712 + 1.5 \times 400 = 1561 \text{ kg/m}^2$$

A l'état limite de service :

$$Q_s = 712 + 400 = 1112 \text{ kg/m}^2$$

2-2 Palier :

a) Charges permanentes :

- Dalle	0.20 x 2500 =	500 kg/m ²
- Carrelage + Mortier		80 kg/m ²
- Enduit		30 kg/m ²

$$G = 610 \text{ kg/m}^2$$

$$Q = 400 \text{ kg/m}^2$$

b) Charges d'exploitations :

A l'état limite ultime :

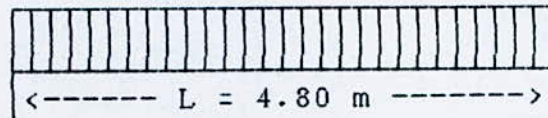
$$Q_{u'} = 1.35 \times 610 + 1.5 \times 400 = 1424 \text{ kg/m}^2$$

A l'état limite de service :

$$Q_{s'} = 610 + 400 = 1010 \text{ kg/m}^2$$

Vue que $Q' = Q$, on calculera l'escalier avec une charge uniforme répartie $Q_u = 1561 \text{ kg/m}^2$.

Q_u



- Moment isostatique :

$$M_{ou} = Q_u \cdot L^2 / 8 = 44.96 \text{ kN.m/ml}$$

$$M_{os} = Q_s \cdot L^2 / 8 = 32.03 \text{ kN.m/ml}$$

- Moment hyperstatique :

Les appuis présentent un encastrement partiel dont on réduit les moments en travée et on calcule les moments aux appuis soient :

A l'E.L.U :

$$\text{- En travée : } M_t = 0.8 * M_u = 35.97 \text{ kN.m/ml}$$

$$\text{- Sur appuis : } M_a = 0.3 * M_u = 13.50 \text{ kN.m/ml}$$

A l'E.L.S :

$$\text{- En travée : } M_t = 0.8 * M_s = 25.62 \text{ kN.m/ml}$$

$$\text{- Sur appuis : } M_a = 0.3 * M_s = 9.61 \text{ kN.m/ml}$$

33/ Calcul des aciers : Le calcul se fait en flexion simple.

3-1 En travée :

$$f_{su} = \frac{f_e}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\text{Acier type 1} \implies \epsilon_l = \frac{f_e}{\sigma_s \times E_s} = 1.739 \%$$

$$y_1 = \frac{8.5 \times 12}{1.739 + 3.5} = 8.02 \text{ cm}$$

$$M_r = 0.80 \times f_{bu} \times y_1 \times (d - 0.4 \times y_1) = 86.31 \text{ kN.m/ml}$$

On a $M_r > M_t \implies$ pas d'aciers comprimés.

$$y = 1.25 \times \left[1 - \sqrt{\left[1 - \frac{2 \times M}{f_{bu} \times b \times d^2} \right]} \right] \times d$$

$$y = 2.7 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_t}{(d - 0.4 \times y) \times f_{su}} = 9.47 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Condition de non fragilité : la section minimale des armatures tendues est telle que:

$$A_s > \frac{0.23 \times f_{t28} \times b \times d}{f_e} = 1.53 \text{ cm}^2$$

$$\implies A_s = 10.05 \text{ cm}^2 \text{ soit donc } (5 \text{ } \emptyset 16)/\text{ml} \text{ et } S_t = 25 \text{ cm}$$

Vérification à l'E.L.S :

La fissuration est peu nuisible.

En flexion simple pour une section rectangulaire dont les aciers sont des FeE 40, si la fissuration est peu nuisible et si la condition suivante est vérifiée :

$$\left[\frac{\sigma - 1}{2} \right] + \frac{f_{c28}}{100} \geq \alpha \quad (*) \text{ vérification non nécessaire}$$

$$\alpha = y / d = 2.7 / 12 = 0.225$$

$$\delta = M_u / M_s = 35.97 / 25.62 = 1.4$$

L'inégalité (*) est vérifiée donc vérification non nécessaire.

3-2 Sur appui :

$$y_1 = \frac{3.5 \times d}{(\epsilon_1 + 3.5)} = \frac{3.5 \times 15}{(1.739 + 3.5)} = 10.02 \text{ cm}$$

$$M_r = 0.8 \times f_{bu} \times y_1 \times b \times (d - 0.4 \times y_1) = 134.8 \text{ kN.m/ml}$$

On a $M_r > M_a \implies$ pas d'aciers comprimés.

$$y = 1.25 \times \left[1 - \sqrt{\left[1 - \frac{2 \times M_a}{f_{bu} \times b \times d^2} \right]} \right] \times d$$

$$y = 0.75 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_a}{(d - 0.4 \times y) \times f_{su}} = 2.72 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Condition de non fragilité :

$$A_s > \frac{0.23 \times f_{t28} \times b \times d}{f_e} = 1.91 \text{ cm}^2$$

$$\implies A_s = 3.14 \text{ cm}^2 \quad \text{soit donc } (4 \text{ } \emptyset 10)/\text{ml} \quad \text{et } S_t = 34 \text{ cm}$$

Vérification à l'E.L.S :

$$\left[\frac{\delta - 1}{2} \right] + \frac{f_{c28}}{100} \geq \alpha \quad (*) \quad \text{vérification non nécessaire}$$

$$\alpha = y / d = 2.7 / 12 = 0.05$$

$$\delta = M_u / M_s = 13.5 / 9.61 = 1.4$$

$$\implies 0.47 > 0.05$$

L'inégalité (*) est vérifiée donc vérification non nécessaire.

Armatures de répartitions :

$$A_t = A_s / 4 = 9.47 / 4 = 2.37 \text{ cm}^2$$

$$\implies A_t = 2.51 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } (5 \text{ } \emptyset 8)/\text{ml} \quad \text{et } S_t = 25 \text{ cm}$$

Vérification de l'effort tranchant à l'appui :

$$V_u = \frac{Q_u \times L}{2} = 3746.4 \text{ kg/ml}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.25 \text{ MPa}$$

La fissuration est peu nuisible :

$$\implies \tau^u = \text{Min} (0.13 \times f_{c28}, 4 \text{ MPa}) = 3.51 \text{ MPa}$$

On a bien $\tau_u < \tau^u$

Armatures transversales :

Aucune armature transversale n'est nécessaire si :

- la dalle est bétonnée sans reprise sur toute son épaisseur, ce qui est le cas.

$$- \tau_u \leq 0.05 \times f_{c28} = 1.35 \text{ MPa} \quad \text{c'est vérifié}$$

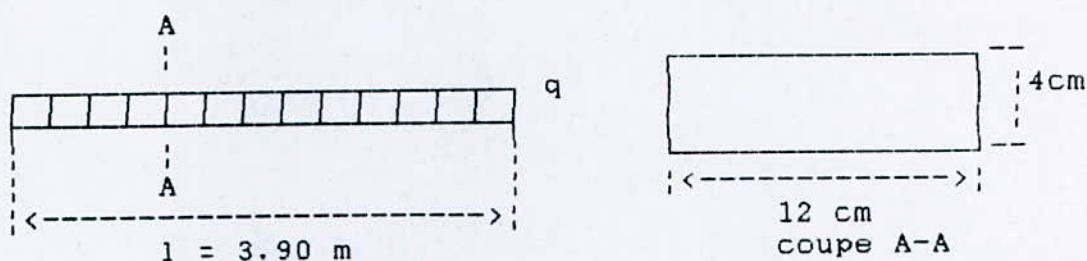
CALCUL DES POUTRELLES

Les planchers sont constitués de poutrelles préfabriquées associées au corps creux (16 + 4).

Les poutrelles sont disposées dans le sens longitudinal du bâtiment, on les calcule pour qu'elles résistent avant et après coulage du béton. Donc le calcul se fera en deux étapes :

1) Etape (avant coulage du béton) :

Avant le coulage du béton, la poutrelle est considérée comme simplement appuyée, elle supporte son poids propre, les hourdis et la surcharge due à l'ouvrier qui pose l'hourdis.



Charges supportées par la poutrelle :

- Poids propre de la poutrelle :
 $0.12 \times 0.04 \times 2500 = 12 \text{ kg/ml}$
- Poids propre du corps creux :
 $0.65 \times 0.095 = 62 \text{ kg/ml}$
- Surcharges due à l'ouvrier :
 $0.10 \times 0.65 = 65 \text{ kg/ml}$

Soit :

$$Q_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 197.4 \text{ kg/ml}$$

$$\text{Moment ultime en travée : } M_u = \frac{Q_u \times l^2}{8} = 0.375 \text{ t.m}$$

$$\text{Effort tranchant ultime : } T_u = \frac{Q_u \times l}{2} = 0.385 \text{ t}$$

Calcul des armatures d'une section rectangulaire :

$$M_u = 0.375 \text{ t.m}$$

$$M_{ser} = 0.264 \text{ t.m}$$

$$\delta = M_u / M_{ser} = 1.42$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = 5.1$$

$$\mu_{lu} = 0.341 \times 1.42 - 0.1776 = 0.307$$

$$\text{On a } \mu_{bu} > \mu_{lu}$$

Donc les armatures comprimées sont nécessaires vu que la section (12 x 4) est très petite, elle ne peut pas contenir la section des armatures tendues et des armatures comprimées, donc on doit obligatoirement chercher une autre solution. On prévoit des échafaudages sous la poutrelle pour l'aide à supporter les charges avant le coulage de la dalle de compression.

2) Etape :

La poutrelle doit résister après coulage. On a des poutrelles reposant sur plusieurs appuis et travaillent comme une poutre continue, le calcul et le ferrailage se fait sous le cas le plus défavorable sur appuis et en travées pour la détermination des efforts tranchants et moments.

L'application de la méthode forfaitaire concernant la distribution des moments est possible.

Donc le calcul sera fait pour la poutrelle de 3.9 m de portée.

Détermination de la charge Q :

A l'E.L.U : plancher terrasse $Q_u = 642.43 \text{ kg/ml}$

plancher courant $Q_u = 602.36 \text{ kg/ml}$

Vue qu'il n'y a pas une grande différence on prend : $Q_u = 642.43 \text{ kg/ml}$ pour tous les planchers.

Ferrailage de la poutrelle :

$$M_{ou} = \frac{Q_u \times l^2}{8} = 1221.42$$

$$\text{En travée : } M_{tu} \geq \frac{(1.2 + 0.3 \times \alpha)}{2} \times M_{ou}$$

$$\text{Avec : } \alpha = \frac{Q}{Q + G} = \frac{100}{100 + 621} = 0.14$$

$$\text{Donc : } M_{tu} \geq 0.621 \times M_{ou} \dots\dots (1)$$

$$\text{Et } M_{tu} + \frac{(M_{uw} + M_{ue})}{2} \geq 1.05 \times M_{ou} \dots\dots (2)$$

Prenons : $M_{uw} = 0.2 \times M_{ou}$ et $M_{ue} = 0.5 \times M_{ou}$

$$M_{tu} + \frac{0.2 + 0.5}{2} \times M_{ou} \geq 1.05 \times M_{ou}$$

$$(2) \implies M_{tu} \geq 0.7 \times M_{ou}$$

Soit $M_{tu} = 0.7 \times M_{ou} = 855 \text{ kg.m/ml}$

Détermination de la longueur L de la table de compression :

$$b_1 \leq \text{Min} [1/10, (65 - b_0)/2, 1']$$

$$b_1 \leq \text{Min} [39 \text{ cm}, 26 \text{ cm}, 150 \text{ cm}]$$

$$\Rightarrow b_1 = 26 \text{ cm}$$

$$b_0 = 12 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow b = 2 \times 26 + 12 = 64 \text{ cm}$$

$$M_{tr} = b \times h_0 \times f_{bu} \times (d - h_0/2) = 6266.88 \text{ kg.m/ml}$$

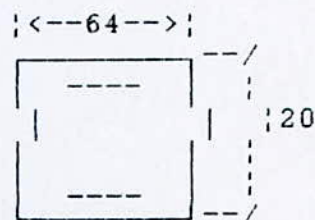
Or $M_{tu} < M_{tr} \Rightarrow$ l'axe neutre tombe dans la table de compression donc la section sera calculée comme une section rectangulaire de largeur b et de hauteur h .

$$b = 64 \text{ cm}, h = 20 \text{ cm}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = 0.027$$

$$\delta = M_u / M_{ser} = 1.37$$

$$\mu_{lu} = 0.341 \times 1.37 - 0.1776 = 0.29$$



On a $\mu_{bu} > \mu_{lu} \Rightarrow$ Il n'est pas nécessaire de mettre des armatures comprimées.

$$\alpha = 1.25 \times \left[1 - \sqrt{(1 - 2 \times \mu_{bu})} \right] = 0.0342$$

$$Z_b = 0.18 \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.177 \text{ m}$$

$$\alpha < 0.259 \Rightarrow \text{Pivot "A"} \quad \epsilon_s = 10\%$$

$$\sigma_s = f_{su} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{su} = \frac{M_u}{Z_b \times f_{su}} = 1.39 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit a prendre } 2 \text{ } \emptyset 10 \Rightarrow A_{su} = 1.57 \text{ cm}^2$$

En appui

$$M_{ao} = 0.2 \times M_{ou} = 244.3 \text{ kg}$$

$$\sigma = 1.37$$

$$\mu_{lu} = 0.29$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{au}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = 0.0077$$

On a $\mu_{bu} > \mu_{lu} \Rightarrow$ Il n'est pas nécessaire de mettre des armatures comprimées.

$$Z_b = 0.179 \text{ m}$$

$$A_{su} = \frac{M_{au}}{Z_b \times f_{su}} = 0.39 \text{ cm}^2$$

On adopte un treillis à souder en $\emptyset 5$ /ml
 On prend $A_s = 1.40 \text{ cm}^2 \implies 6 \emptyset 5$ /ml

Vérification nécessaire :

* Condition de non fragilité :

- En travée :

$$\frac{A_s}{b \times d} = 5.3E-03 \geq 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.28E-03$$

- En appui :

$$\frac{A_s}{b \times d} = 4.77E-03 \geq 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.28E-03$$

Vérification à l'effort tranchant :

Les poutrelles soumises à l'effort tranchant sont justifiées vis à vis de l'E.L.U cette justification pour une section courante concerne les armatures transversales de l'âme et la contrainte du béton.

* Vérification du béton :

Pour les armatures d'âme droite (perpendiculaire à la ligne moyenne) il faut que dans la section du nu d'appui :

$\tau^u \leq \text{Min}(0.13 \times f_{c28}, 4 \text{ MPa})$ La fissuration est peu nuisible, $\tau^u = 3.51 \text{ MPa} \implies$ contrainte tangente conventionnelle du béton :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.624 < \tau^u = 3.51 \text{ MPa}$$

* Vérification au voisinage des appuis :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.624 < \tau^u = 0.4 \times \frac{f_{c28}}{1.5} = 7.2 \text{ MPa}$$

Armatures transversales :

$$\frac{A_t}{b \times S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.5}{0.8 \times f_e}$$

On prend $A_t = 0.56 \text{ cm}^2$ soit 2 $\emptyset 6$

$$S_t \leq \frac{0.8 \times f_e \times A_t}{(\tau_u - 0.5) \times b} = 22.6 \text{ cm}$$

Avec $7 \text{ ou } 8 \leq S_t \leq \text{Min}(0.9 \times d, 40 \text{ cm})$

On prend $S_t = 14 \text{ cm}$

CALCUL DU PLANCHER R.D.C
(PLANCHER DALLE)

- Charges permanentes : $G = 717 \text{ kg/m}^2$
 - Charges d'exploitation $Q = 400 \text{ kg/m}^2$
 A l'E.L.U $q_u = 1.35 \times G + 1.5 Q = 1568 \text{ kg/m}^2$
 A l'E.L.S $q_{ser} = G + Q = 1177 \text{ kg/m}^2$

I / Panneau dalle N 3 :

$$\left. \begin{array}{l} l_x = 3.6 - 0.25 = 3.35 \text{ m} \\ l_y = 4.5 - 0.20 = 4.30 \text{ m} \end{array} \right\} \Rightarrow \frac{l_x}{l_y} = 0.78$$

$$0.4 \leq \frac{l_x}{l_y} \leq 1 \Rightarrow \text{Le panneau dalle porte dans les 2 sens}$$

$$\mu_x = 0.060$$

$$\mu_y = 0.543$$

Moments isostatiques :

A l'E.L.U $M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 10.56 \text{ kN.m/ml}$
 $M_y = \mu_y \times M_x = 5.73 \text{ kN.m/ml}$
 A l'E.L.S $M_x = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 = 7.92 \text{ kN.m/ml}$
 $M_y = \mu_y \times M_x = 4.30 \text{ kN.m/ml}$

Moments hyperstatiques :

Les appuis de la dalle présentent un encastrement partiel donc on réduit les moments en travée et on calcule les moment aux appuis :

A l'E.L.U :

$$\begin{array}{l} M_{tx} = 0.75 \times M_x = 7.92 \text{ kN.m/ml} \\ M_{ax} = 0.50 \times M_x = 5.28 \text{ kN.m/ml} \\ M_{ty} = 0.85 \times M_y = 4.87 \text{ kN.m/ml} \\ M_{ay} = 0.50 \times M_x = 5.28 \text{ kN.m/ml (intermédiaire)} \\ M_{ay} = 0.35 \times M_x = 3.70 \text{ kN.m/ml (rive)} \end{array}$$

A l'E.L.S :

$$\begin{array}{l} M_{tx} = 0.75 \times M_x = 5.94 \text{ kN.m/ml} \\ M_{ax} = 0.50 \times M_x = 3.96 \text{ kN.m/ml} \\ M_{ty} = 0.85 \times M_y = 3.65 \text{ kN.m/ml} \\ M_{ay} = 0.50 \times M_x = 3.96 \text{ kN.m/ml (intermédiaire)} \\ M_{ay} = 0.35 \times M_x = 2.77 \text{ kN.m/ml (rive)} \end{array}$$

Calcul des armatures :

a) Sens X :

l₀/ En travée :

$$\begin{array}{l} M_u = 7.92 \text{ kN.m/ml} \\ M_{ser} = 5.94 \text{ kN.m/ml} \\ f_{bu} = 15.3 \text{ MPa} \\ f_{su} = 348 \text{ MPa} \end{array}$$

$$\text{Acier type 1} \implies \epsilon l = \frac{3.5}{1.739 + 3.5} \times 16 = 10.69 \text{ cm}$$

$$M_r = f_{bu} \times 0.8 \times y_l \times b \times (d - 0.4 \times y_l) = 153.4 \text{ kN.m/ml}$$

$M_u \ll M_r \implies$ pas d'acier comprimés.

$$y = 1.25 \times \left[1 - \sqrt{\left[1 - \frac{2 \times M_a}{f_{bu} \times b \times d^2} \right]} \right] \times d$$

$$y = 0.41 \text{ cm}$$

Pour les dalles dont l'épaisseur est comprise entre 0.12 m et 0.30 m, le pourcentage minimum des armatures dans chaque direction est calculé à partir d'un pourcentage de référence "0" qui a pour valeur.

$\rho = 0.8 \%$ pour les barres à haute adhérence FeE40

$$A_s \geq \rho \times (3 -) \times b \times h_0 / 2 = 0.008 \times (3 - 0.52) \times 100 \times 20 / 2 = 1.98 \text{ cm}^2 > 1.43 \text{ cm}^2$$

Soient 4 $\emptyset 8$ /ml $A_s = 2.01 \text{ cm}^2$ $St = 33 \text{ cm}$

VERIFICATION A L'E.L.S :

$$\delta = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{7.92}{5.94} = 1.4$$

$$\alpha = \frac{y}{d} = \frac{0.41}{1.60} = 0.026$$

$$\implies \alpha < \frac{\sigma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

Donc il n'y a pas lieu de faire la vérification à l'E.L.S.

23/ Sur appui :

$$M_u = -5.28 \text{ KN.m/ml}$$

$$M_{ser} = -3.96 \text{ KN.m/ml}$$

$M_r = 153 \text{ KN.m/ml} \gg M_u \implies$ pas d'acier comprimé vu que M_u sur appui est inférieur à M_u en travée alors on adoptera les armatures données par la condition de non fragilité.

Soient donc 4 $\emptyset 8$ /ml $A_s = 2.01 \text{ cm}^2$, $St = 33 \text{ cm}$.

b) Sens Y :

Supposons que nous utilisons des $\emptyset 6$ comme armatures dans ce sens.

$$d_y = 20 - (4 + 0.4 + 0.3) = 15.3 \text{ cm}$$

1§/ En travée :

$$\begin{aligned} M_u &= 4.87 \text{ KN.m/ml} \\ M_{ser} &= 3.655 \text{ KN.m/ml} \end{aligned}$$

$$y_e = \frac{3.5}{\epsilon_1 + 3.5} \times d = 10.22 \text{ cm}$$

$$M_r = 0.8 \times f_{bu} \times y_e \times b \times (d - 0.4 \times y_e) = 140.25 \text{ KN.m/ml}$$

$M_u \ll M_r \implies$ les aciers comprimés ne sont pas nécessaires.

$$y = 1.25 \times \left[1 - \sqrt{\left[1 - \frac{2 \times M_u}{f_{bu} \times d^2} \right]} \right] \times d = 0.262 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{(d - 0.4 \times y) \times f_{su}} = 0.921 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_s \geq \rho \times b \times h_0 = 0.0008 \times 100 \times 20 = 1.60 \text{ cm}^2 > 0.921 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 6 \text{ } \emptyset 6 \text{ /ml} = 1.70 \text{ cm}^2, \text{ } S_t = 20 \text{ cm}$$

Verification a l'E.L.S :

$$\delta = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{4.87}{3.655} = 1.4$$

$$\alpha = \frac{y}{d} = 0.017$$

$$\alpha \ll \frac{\delta - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

La verification à l'E.L.S n'est pas necessaire

$$A_{sy} = 1.7 \text{ cm}^2$$

$$\frac{A_{sx}}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.50 \text{ cm}^2$$

$$\implies A_{sy} > \frac{A_{sx}}{4}$$

2§/ Sur appui :

$$\begin{aligned} M_u &= -5.28 \text{ KN.m/ml} \\ M_{ser} &= -3.96 \text{ KN.m/ml} \end{aligned}$$

Nous conserverons la qualité des armatures travées dans le sens X soit 4 $\emptyset 8$ /ml puisque $M_{ax} = M_{ay}$.

Il est inutile de refaire à nouveau les calculs tenant compte de fait que $d_y < d_x$.

Effort tranchant : l'effort tranchant maximal est donnée par :

- Au milieu de l_y :

$$V_u = \frac{P}{2l_y + l_x} \quad \text{avec } P = q * l_x * l_y$$

$$P = 22600 \text{ Kg}$$

$$V_u = 18.91 \text{ KN /ml}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.12 \text{ MPa}$$

$$\tau^u = 0.05 \times f_{c28} = 1.35 \text{ MPa}$$

$$\left. \begin{array}{l} \tau_u = 0.12 \text{ MPa} \\ \tau^u = 1.35 \text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \tau_u < \tau^u$$

Donc il n'y a pas lieu de prévoir des armatures transversales.

Verification de la flèche : Etat de déformation dans le cas des dalles de bâtiment courants dont le rapport des portées est compris entre 0.4 et 2.5, on peut se dispenser des calculs de flèche si les conditions suivantes sont réalisées à la fois :

$$*) \frac{b}{l_x} > \frac{1}{20} \times \frac{M_t}{M_x}$$

$$*) \frac{b}{l_x} \geq \frac{1}{27}$$

$$*) \rho = \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \quad (f_e \text{ en MPa})$$

Par ailleurs l'épaisseur de la dalle ne doit pas être inférieure à :

4 cm : en cas d'association à des corps creux.
5 cm : dans les autres cas.

$$M_x = 10.56 \text{ KN.m}$$

$$M_{tx} = 7.92 \text{ KN.m}$$

$$\frac{b}{l_x} = \frac{100}{335} = 0.30$$

$$\frac{1}{20} \times \frac{M_t}{M_x} = 0.0375$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{b}{l_x} = 0.30 \\ \frac{1}{20} \times \frac{M_t}{M_x} = 0.0375 \end{array} \right\} \Rightarrow \frac{b}{l_x} > \frac{1}{20} \times \frac{M_t}{M_x}$$

$$\left. \begin{aligned} \frac{1}{27} &= 0.037 \\ \frac{b}{l_x} &= 0.30 \end{aligned} \right\} \Rightarrow \frac{b}{l_x} > \frac{1}{27}$$

$$\left. \begin{aligned} \frac{A_s}{b * d} &= \frac{2.01}{100 * 16} = 1.26 * 10^{-3} \\ \frac{2}{f_e} &= 5 * 10^{-3} \end{aligned} \right\} \Rightarrow \frac{A_s}{b * d} \leq \frac{2}{f_e}$$

En conclusion : la verification de la fleche est inutile.

Resumé : Dalle (3)

Sens X : en travée : 4 Ø8 /ml , St = 33 cm
sur appui : 4 Ø8 /ml , St = 33 cm

Sens Y : en travée : 6 Ø6 /ml , St = 20 cm
sur appui : 4 Ø8 /ml , St = 33 cm

Remarque :

L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser dans la région centrale la plus faible des deux valeurs suivantes :

Armatures Ax parallèles à lx:

3 * h0 et 33cm (60 et 33)cm Ok!

Armatures Ay parallèles à ly :

4 * h0 et 45cm (80 et 45)cm Ok!

Tous les autres panneaux des dalles sont ferrillées des même manieres.

POIDS TOTAL DE LA STRUCTURE

POIDS TOTAL DE LA STRUCTURE

Selon les RPA 88 (Art 3.2.1.35), la valeur de W comprend la totalité des charges permanentes (poids propre de la structure, poids des remplissages et des revêtements, poids des équipements fixes, etc...).

Pour les bâtiments à usage d'habitation, il faut considérer : 20 % de la charge d'exploitation, pour les salles, entrepôts, hangars et magasins accessibles au public, un minimum de 50 % de la charge d'exploitation doit être inclus dans la valeur de W.

Ainsi
$$W = G + 0.2 * Q_{\text{logement}} + 0.5 * Q_{\text{magasin}}$$

13/ Niveau 10 : (niveau terrasse)

a) Charges permanentes :

- terrasse inaccessible	110.21	t
- poutres.....	15.36	t
- acrotère.....	7.28	t
- poteaux (1/2 niveau).....	15.26	t
- façade (1/2 niveau).....	26.53	t

G10 = 174.64 t

b) Surcharges d'exploitations : $Q10 = 17.748 \text{ t}$

$W10 = G10 + 0.2 * Q10 = 178.19 \text{ t}$

23/ Niveau 9 : (niveau courant)

a) Charges permanentes :

- plancher courant.....	87.32	t
- poutres.....	15.36	t
- paliers.....	4.40	t
- volée.....	5.13	t
- poteaux (1 niveau).....	30.26	t
- façade (1 niveau).....	53.07	t
- balcons.....	5.39	t

G9 = 201 t

b) Surcharges d'exploitations : $Q9 = 38.51 \text{ t}$

$W9 = G9 + 0.2 * Q9 = 208.71 \text{ t}$

On considère tous les autres niveaux sont égaux

$W9 = W8 = W7 = W6 = W5 \dots = W2 = 208.71 \text{ t}$

* Sauf le 1er niveau (R.D.C.):

35/ Niveau 1 : (niveau R.D.C)**a) Charges permanentes :**

- plancher R.D.C.....	127.25	t
- poutres.....	15.36	t
- paliers.....	4.40	t
- volée.....	5.125	t
- poteaux (1 niveau).....	30.26	t
- façade (1 niveau).....	53.07	t
	<hr/>	
	G1 =	235.465 t

b) Surcharges d'exploitations : Q1 = 78.50 t

$$W1 = G1 + 0.2 * Q1 = 274 t$$

En conclusion , le poids total de la structure

$$W = \sum_{i=1}^{i=10} W_i = 2144.2 t$$

ETUDE PSEUDO-DYNAMIQUE

ETUDE PSEUDO - DYNAMIQUE15/ Introduction :

L'étude sismique à été faite en utilisant la méthode pseudo - dynamique, toute fois, l'utilisation de cette méthode nous amène à consederer certains hypotheses à savoir :

* Les masses sont concentres au niveau de chaque plancher.

* Seul les déplacements horizontaux des noeuds sont pris en compte.

* Les planchers et les fondations doivent - être rigides dans leurs plans.

* Le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des coefficients de participations de ces modes soit au moins égale a 90.

25/ Calcul des caracteristiques dynamique :
(periodes et formes propres)

En utilisant la méthode de "HOLZER"

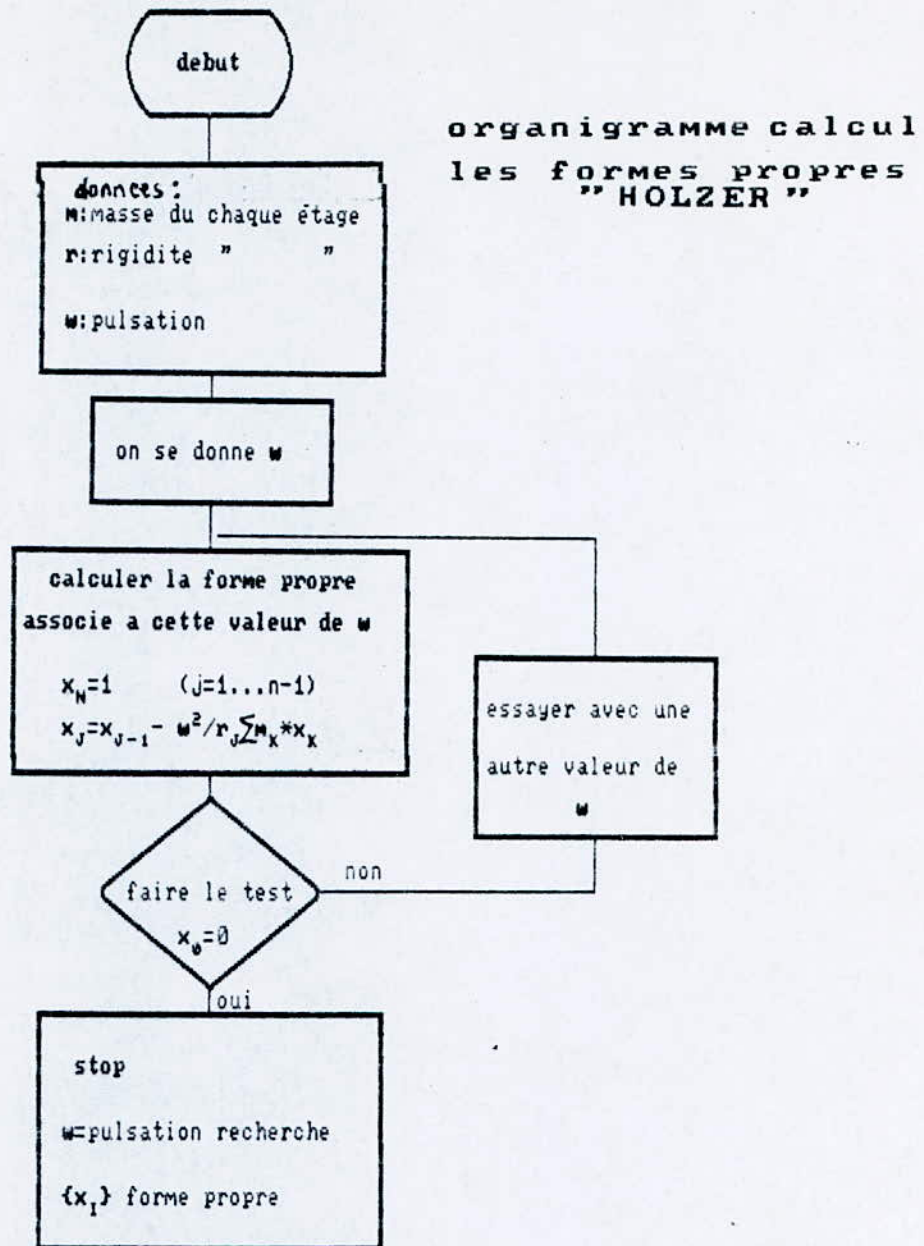
Sens longitudinal

Niveau	Wi (Kg) * 1000	Ri (N/m)	Formes propres		
			1er MODE w1 ² =8.41 (rd/s) ²	2eme MODE w2 ² =87.8 (rd/s) ²	3eme MODE w3 ² =249.64 (rd/s) ²
10	178.19	12.16 E07	1.000	1.000	1.000
9	211.50	12.16 E07	0.998	0.871	0.634
8	211.50	12.16 E07	0.972	0.610	-0.007
7	211.50	12.16 E07	0.931	0.254	-0.645
6	211.50	12.16 E07	0.876	-0.138	-1.003
5	211.50	12.16 E07	0.808	-0.511	-0.925
4	211.50	12.16 E07	0.730	-0.805	-0.446
3	211.50	12.16 E07	0.639	-0.977	0.227
2	211.50	5.23 E07	0.540	-0.999	0.801
1	274.00	4.80 E07	0.300	-0.696	1.328
Periodes (s)			T1=2.165	T2=0.67	T3=0.397

Sens transversal

Niveau	Wi (Kg) * 1000	Ri (N/m)	Formes propres		
			1er MODE $w1^2=10.76$ (rd/s) ²	2eme MODE $w2^2=106.1$ (rd/s) ²	3eme MODE $w3^2=300$ (rd/s) ²
10	178.19	14.45 E07	1.000	1.000	1.000
9	211.50	14.45 E07	0.986	0.370	0.630
8	211.50	14.45 E07	0.958	0.603	-0.016
7	211.50	14.45 E07	0.914	0.243	-0.656
6	211.50	14.45 E07	0.855	-0.153	-1.007
5	211.50	14.45 E07	0.784	-0.527	-0.916
4	211.50	14.45 E07	0.699	-0.810	-0.423
3	211.50	14.45 E07	0.604	-0.983	0.256
2	211.50	7.212 E07	0.500	-0.995	0.802
1	274.00	5.82 E07	0.276	-0.709	1.230
Periodes (s)			T1=1.914	T2=0.61	T3=0.362

ETUDE SISMIQUE



ETUDE SISMIQUE

Bien que les conditions d'application de la méthode statique équivalente, exposée dans les RPA 88 (Art 3.2.1.2) soient remplies dans notre cas de structure, nous optons pour l'utilisation de la méthode dynamique "HOLZER" qui reflète aussi fidelement que possible le comportement réel de la structure.

La force sismique latéral au niveau "k" pour le mode "i" est donnée par :

$$F_{ki} = A * B * D * Q * \Gamma_i * m_k * X_{ik}$$

A : Depend du groupe d'usage de la structure et de la zone sismique, notre structure fait partie du groupe d'usage 2, zone de sismicité II $\Rightarrow A = 0.15$

B : Depend du type et de la nature du contreventement, notre batiment appartient à la 3ème categorie $\Rightarrow B = 0.25$

D : Fait appel à la classification des sols et à l'évaluation de la periode T de l'ouvrage, le sol sur lequel repose la structure est ferme :

seisme sens X-X	periode T(s)	D	seisme sens Y-Y	periode T(s)	D
Mode 1	2.165	0.564	Mode 1	1.914	0.587
Mode 2	0.67	1.20	Mode 2	0.61	1.25
Mode 3	0.397	1.66	Mode 3	0.362	1.68

Q : A pour expression :

$$Q = 1 + \frac{\sqrt{P_q}}{q=1}$$

Avec P_q : penalite dependant de l'observation ou non du critère q, lorsque le critère est observé :

$$P_q = 0$$

Critère q	P_q
1- conditions minimales de files porteuses	0
2- surabondance en plan	0.05
3- symetrie en plan	0.05
4- regularite en elevation	0.05
5- controle de la qualite des materiaux	0.05
6- controle de la qualite de la costruction	0.10

$$Q = 1.25$$

Ainsi :

$$F_{ik} = 37.5 \cdot E \cdot 0.3 \cdot D_i \cdot \Gamma_i \cdot m_k \cdot X_{ik}$$

Γ_i : Coefficient de distribution de la charge sismique revenant à chaque mode (R.P.A Annexe V).

$$\Gamma_i = \frac{\sum_{i=1}^{i=10} \left[m_k \cdot X_{ki} \right]}{\sum_{i=1}^{i=10} \left[m_k \cdot X_{ki}^2 \right]}$$

Le coefficient de distribution Γ_i à pour valeur :

Seisme sens X-X	Γ_i	D_i	F_{ik}
Mode 1	1.203	0.564	$0.0254 \cdot m_k \cdot X_{1k}$
Mode 2	0.317	1.20	$0.01426 \cdot m_k \cdot X_{2k}$
Mode 3	0.178	1.66	$0.01108 \cdot m_k \cdot X_{3k}$
Seisme sens Y-Y	Γ_i	D_i	F_{ik}
Mode 1	1.226	0.587	$0.0269 \cdot m_k \cdot X_{1k}$
Mode 2	0.327	1.25	$0.0153 \cdot m_k \cdot X_{2k}$
Mode 3	0.176	1.60	$0.0111 \cdot m_k \cdot X_{3k}$

* Exemple de calcul des forces sismique

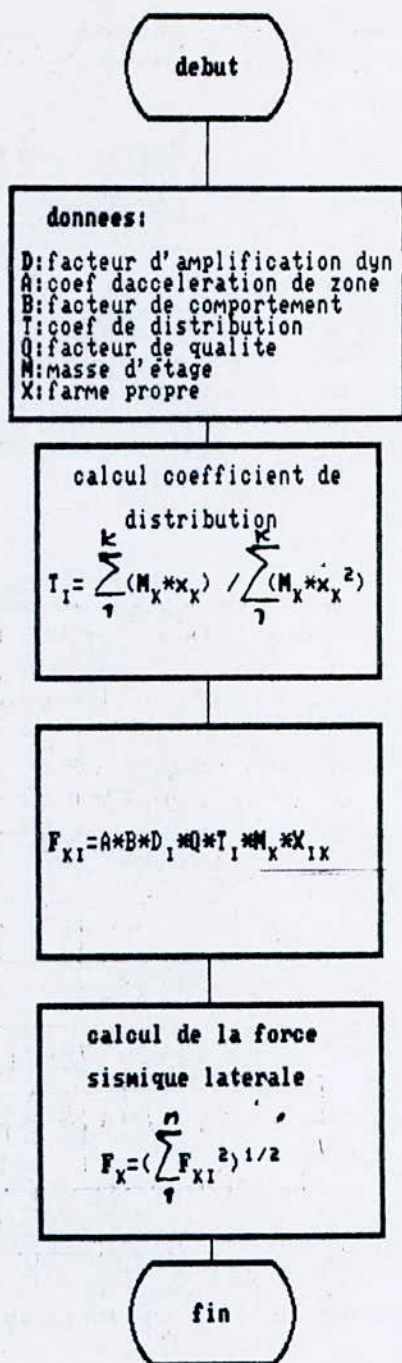
- Seisme sens X-X, niveau "k" :

$$F_k = \sqrt{F_{k1}^2 + F_{k2}^2 + F_{k3}^2}$$

Au niveau 1 : on a $m = 274 \text{ t}$

//////	X_i	$F_i (t)$
Mode 1	$X_{11} = 0.30$	$F_{11} = 2.087$
Mode 2	$X_{12} = -0.696$	$F_{12} = -2.72$
Mode 3	$X_{13} = 1.328$	$F_{13} = 4.032$

$$F_1 = \sqrt{F_{11}^2 + F_{12}^2 + F_{13}^2} = 5.3 \text{ t}$$



organigramme calcul
 les forces sismique
 " FORCE "

En procédant de la même manière que précédemment on obtient les valeurs des forces sismiques s'exerçant à tous les niveaux et selon les deux directions principales du bâtiment, les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Niveaux	Seisme sens X-X F(t)	Seisme sens Y-Y F(t)
10	5.56	5.36
9	6.16	6.47
8	5.54	5.80
7	5.30	5.50
6	5.30	5.44
5	5.10	5.25
4	4.70	4.90
3	4.56	4.73
2	4.60	4.72
1	5.30	5.20

* Effort tranchants de niveaux : L'effort tranchant de niveau "k" est donnée par :

$$V_j = \sum_{k=j}^{k=n} F_k$$

Répartitions des efforts tranchants dans chaque niveau

Niveau	Effort tranchant sens X-X V(t)	Effort tranchant sens Y-Y V(t)
10	5.56	5.37
9	11.72	12.34
8	17.26	18.14
7	22.56	23.64
6	27.86	29.08
5	32.96	34.33
4	37.66	39.23
3	42.22	43.96
2	46.82	48.68
1	52.12	53.86

Limitation des déplacements relatifs

Niv	Sens longitudinal				Sens transversal			
	Vj(t)	Rj (t/cm)	$24\delta_j$ (cm)	δ_j (cm)	Vj(t)	Rj (t/cm)	$24\delta_j$ (cm)	δ_j (cm)
10	5.56	12160	0.091	2.3	5.07	14450	0.061	2.3
9	11.72	12160	0.193	2.3	12.34	14450	0.169	2.3
8	17.26	12160	0.284	2.3	16.14	14450	0.250	2.3
7	22.56	12160	0.372	2.3	23.64	14450	0.327	2.3
6	27.86	12160	0.46	2.3	29.08	14450	0.402	2.3
5	32.96	12160	0.542	2.3	34.33	14450	0.474	2.3
4	37.66	12160	0.618	2.3	39.23	14450	0.542	2.3
3	42.22	12160	0.694	2.3	43.96	14450	0.608	2.3
2	46.82	5230	1.790	3.06	48.68	7212	1.55	3.06
1	52.12	4800	2.172	2.775	53.88	5820	1.95	2.775

On remarque bien que les déplacements horizontaux sont conformes aux limitations données par le RPA 88.

VERIFICATION AU RENVERSEMENT

VERIFICATION AU RENVERSEMENT

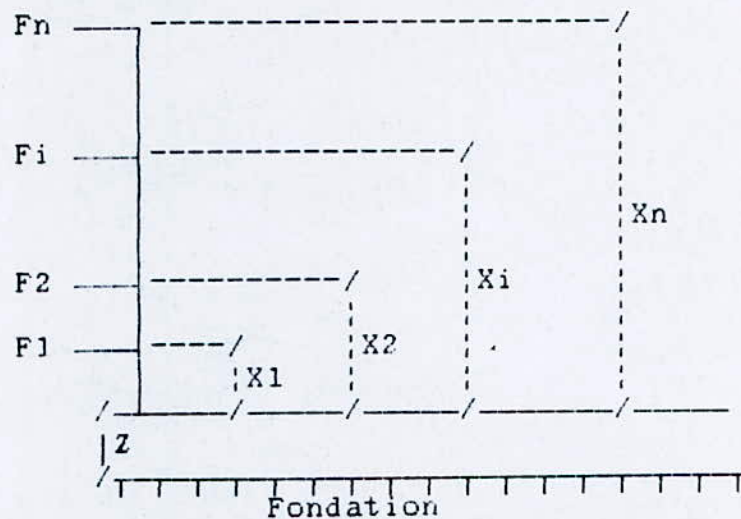
Selon les RPA 88 (Artic 3.2.1.6) la structure doit obligatoirement être vérifiée au renversement peuvent - être causé par des efforts horisontaux (tels que les efforts sismiques).

Chaque structure doit résister aux efforts qui provoquent son renversement. En effet les efforts sismiques calculées au niveau de chaque plancher ainsi que l'effort tranchant à la base tendent à renverser la structure.

Il faut donc vérifier que :

$$\frac{M(\text{résistant})}{M(\text{renversant})} > F_s$$

où F_s : coefficient de sécurité.



* Calcul du moment de renversement :

$$M_{\text{renv}} = \sum_{i=1}^{i=n} \left[F_i * X_i \right] + V * Z$$

Avec :
 V : Effort tranchant à la base.
 F_i : Effort sismique au niveau X_i .
 Z : Profondeur de la fondation.

* Calcul du moment résistant :

$$M_{\text{res}} = W * b/2$$

Avec :
 W : Poids total du bâtiment.
 b : Longueur du bâtiment dans le sens considéré.

Dans notre cas on a :

a) Sens longitudinal : $z = 4\text{m}$, $b = 20.4\text{m}$

$i=10$

$$\begin{aligned} \sqrt{\sum_{i=1}^{10} F_i * X_i} &= 5.3*3.70 + 4.6*7.78 + 4.56*10.84 + 4.7*13.9 \\ &+ 5.1*16.96 + 5.3*20.02 + 5.3*23.08 + 5.5*26.14 \\ &+ 6.16*29.2 + 5.56*32.26 \\ &= 989.138 \end{aligned}$$

$$\Rightarrow M_{renv} = 989.138 + 52.12*4 \Rightarrow M_{renv} = 1197.618 \text{ t.m}$$

$$M_{res} = W * b/2 = 2144.2 * 20.4/2 = 21870.84 \text{ t.m}$$

$$\frac{M_{resis}}{M_{renv}} > 1.5$$

Donc pas de renversement dans le sens longitudinal.

b) Sens transversal : $z = 4\text{m}$, $b = 8.7\text{m}$

$i=10$

$$\begin{aligned} \sqrt{\sum_{i=1}^{10} F_i * X_i} &= 5.2*3.70 + 4.72*7.78 + 4.73*10.84 + 4.9*13.9 \\ &+ 5.2*16.96 + 5.4*20.02 + 5.5*23.08 + 5.8*26.14 \\ &+ 6.47*29.2 + 5.87*32.26 \\ &= 1030.124 \text{ t.m} \end{aligned}$$

$$\Rightarrow M_{renv} = 1030.124 + 215.52 \Rightarrow M_{renv} = 1245.27 \text{ t.m}$$

$$M_{res} = W * b/2 = 2144.2 * 8.7/2 = 9327.27 \text{ t.m}$$

$$\frac{M_{resis}}{M_{renv}} > 1.5$$

Idem pour le sens transversal.

RESULTATS

RESULTATS

Rigidité de (niveau + portique) sens longitudinal

Niveau	Plan du contreventement	y_i (m)	rigidité de portique $R_i(x)$	rigidite de niveau $R(N/m)$
10	A	0	3.855 E07	12.16 E07
	B	4.20	4.450 E07	
	C	8.70	3.855 E07	
9	A	0	3.855 E07	12.16 E07
	B	4.20	4.450 E07	
	C	8.70	3.855 E07	
8	A	0	3.855 E07	12.16 E07
	B	4.20	4.450 E07	
	C	8.70	3.855 E07	
7	A	0	3.855 E07	12.16 E07
	B	4.20	4.450 E07	
	C	8.70	3.855 E07	
6	A	0	3.855 E07	12.16 E07
	B	4.20	4.450 E07	
	C	8.70	3.855 E07	

Niveau	Plan du contreventement	y_i (m)	rigidité de portique R_i (x)	rigidité de niveau R (N/m)
5	A	0	3.855 E07	12.16 E07
	B	4.20	4.450 E07	
	C	8.70	3.855 E07	
4	A	0	3.855 E07	12.16 E07
	B	4.20	4.450 E07	
	C	8.70	3.855 E07	
3	A	0	3.855 E07	12.16 E07
	B	4.20	4.450 E07	
	C	8.70	3.855 E07	
2	A	0	1.930 E07	5.23 E07
	B	4.20	1.370 E07	
	C	8.70	1.930 E07	
1	A	0	1.930 E07	5.23 E07
	B	4.20	1.370 E07	
	C	8.70	1.930 E07	

Rigidité de (niveau + portique) sens Transversal

Niveau	Plan du contreventement	x_i (m)	rigidité de portique R_i (y)	rigidité de niveau R (N/m)
10	I	0	1.907 E07	14.45 E07
	II	3	2.127 E07	
	III	6.3	2.127 E07	
	IV	9.9	2.127 E07	
	V	12.9	2.127 E07	
	VI	16.5	2.127 E07	
	VII	20.4	1.907 E07	
9	I	0	1.907 E07	14.45 E07
	II	3	2.127 E07	
	III	6.3	2.127 E07	
	IV	9.9	2.127 E07	
	V	12.9	2.127 E07	
	VI	16.5	2.127 E07	
	VII	20.4	1.907 E07	
8	I	0	1.907 E07	14.45 E07
	II	3	2.127 E07	
	III	6.3	2.127 E07	
	IV	9.9	2.127 E07	
	V	12.9	2.127 E07	
	VI	16.5	2.127 E07	
	VII	20.4	1.907 E07	
7	I	0	1.907 E07	14.45 E07
	II	3	2.127 E07	
	III	6.3	2.127 E07	
	IV	9.9	2.127 E07	
	V	12.9	2.127 E07	
	VI	16.5	2.127 E07	
	VII	20.4	1.907 E07	
6	I	0	1.907 E07	14.45 E07
	II	3	2.127 E07	
	III	6.3	2.127 E07	
	IV	9.9	2.127 E07	
	V	12.9	2.127 E07	
	VI	16.5	2.127 E07	
	VII	20.4	1.907 E07	

Niveau	Plan du contreventement	x_i (m)	rigidité de portique R_i (y)	rigidité de niveau R (N/m)
5	I	0	1.907 E07	14.45 E07
	II	3	2.127 E07	
	III	6.3	2.127 E07	
	IV	9.9	2.127 E07	
	V	12.9	2.127 E07	
	VI	16.5	2.127 E07	
	VII	20.4	1.907 E07	
4	I	0	1.907 E07	14.45 E07
	II	3	2.127 E07	
	III	6.3	2.127 E07	
	IV	9.9	2.127 E07	
	V	12.9	2.127 E07	
	VI	16.5	2.127 E07	
	VII	20.4	1.907 E07	
3	I	0	1.907 E07	14.45 E07
	II	3	2.127 E07	
	III	6.3	2.127 E07	
	IV	9.9	2.127 E07	
	V	12.9	2.127 E07	
	VI	16.5	2.127 E07	
	VII	20.4	1.907 E07	

Niveau	Plan du contreventement	x_i (m)	rigidité de portique R_i (y)	rigidité de niveau R (N/m)
2	I	0	9.441 E06	7.211 E07
	II	3	1.066 E07	
	III	6.3	1.066 E07	
	IV	9.9	1.066 E07	
	V	12.9	1.066 E07	
	VI	16.5	1.066 E07	
	VII	20.4	9.441 E06	
1	I	0	7.830 E06	5.820 E07
	II	3	8.507 E06	
	III	6.3	8.507 E06	
	IV	9.9	8.507 E06	
	V	12.9	8.507 E06	
	VI	16.5	8.507 E06	
	VII	20.4	7.830 E06	

Centre de torsion - centre du gravité
- excentricité -

Niv	Xc (m)	Yc (m)	XG (m)	YG (m)	ex cal (m)	ey cal (m)
10	9.845	4.295	12.25	6.557	2.40	2.26
9	9.845	4.295	12.25	6.557	2.40	2.26
8	9.845	4.295	12.25	6.557	2.40	2.26
7	9.845	4.295	12.25	6.557	2.40	2.26
6	9.845	4.295	12.25	6.557	2.40	2.26
5	9.845	4.295	12.25	6.557	2.40	2.26
4	9.845	4.295	12.25	6.557	2.40	2.26
3	9.846	4.295	12.25	6.557	2.40	2.26
2	9.845	4.310	12.25	6.557	2.40	2.25
1	9.845	4.288	12.25	6.557	2.41	2.27

Répartition des efforts tranchants dans les portiques
Sens longitudinal

Niveau	Poteau	Fl (t)	F ₀ (t)	Ftheo (t)	F RPA (t)
10	A	1.751	-0.319	1.432	1.751
	B	2.020	-0.002	2.028	2.028
	C	1.764	0.3367	2.1007	2.1007
9	A	3.692	-0.672	3.020	3.692
	B	4.275	0.153	4.428	4.428
	C	3.720	0.708	4.428	4.428
8	A	5.437	-0.990	4.447	5.437
	B	6.296	-0.007	6.289	6.296
	C	5.478	1.043	6.521	6.521
7	A	7.106	-1.453	5.653	7.106
	B	8.228	-0.007	8.221	8.228
	C	7.1602	1.3628	8.523	8.523
6	A	8.776	-1.597	7.179	8.776
	B	10.162	-0.009	10.153	10.162
	C	8.832	1.694	10.526	10.526

Niveau	Poteau	Ft (L)	F θ (L)	Ftheo(L)	F RPA(L)
5	A	10.383	-1.89	8.493	10.383
	B	12.022	-0.011	12.011	12.022
	C	10.461	1.992	12.453	12.453
4	A	11.900	-2.196	9.704	11.900
	B	13.730	-0.006	13.724	13.730
	C	11.952	2.277	14.229	14.229
3	A	13.300	-2.500	10.800	13.300
	B	15.400	-0.064	15.386	15.400
	C	13.400	2.568	15.952	15.952
2	A	17.270	-2.780	14.490	17.270
	B	12.260	-0.050	12.210	12.260
	C	17.270	2.830	20.116	20.116
1	A	13.800	-3.070	10.730	13.800
	B	25.280	-0.070	27.210	25.280
	C	13.800	3.160	16.960	16.960

Repartitions des efforts tranchants dans les portiques
Sens transversal

Niveau	Poteau	Ft (t)	F θ (t)	Ftheo(L)	F RPA(L)
10	I	0.774	-0.420	0.354	0.774
	II	0.864	-0.326	0.538	0.864
	III	0.864	-0.131	0.733	0.864
	IV	0.864	0.254	1.109	1.109
	V	0.864	0.254	1.109	1.109
	VI	0.864	0.114	1.008	1.008
	VII	0.864	0.236	1.180	1.180
9	I	1.628	-0.005	0.743	1.628
	II	1.812	-0.681	1.131	1.812
	III	1.812	0.520	2.332	2.332
	IV	1.812	0.307	2.119	2.119
	V	1.812	0.669	2.481	2.481
	VI	1.812	0.669	2.481	2.481
	VII	1.812	0.669	2.481	2.481
8	I	2.393	-1.300	1.093	2.393
	II	2.669	-1.006	1.663	2.669
	III	2.669	-0.524	2.145	2.669
	IV	2.669	0.760	3.429	3.429
	V	2.669	0.446	3.115	3.115
	VI	2.669	0.978	3.647	3.647
	VII	2.393	0.139	2.532	2.532
7	I	3.119	-1.691	1.425	3.119
	II	3.479	-1.312	2.167	3.479
	III	3.479	-0.683	2.796	3.479
	IV	3.479	0.989	4.468	4.468
	V	3.479	0.581	4.060	4.060
	VI	3.479	1.274	4.753	4.753
	VII	3.119	0.180	3.299	3.299
6	I	3.836	-2.083	1.753	3.836
	II	4.279	-1.614	2.665	4.279
	III	4.279	-0.840	3.439	4.279
	IV	4.279	1.218	5.497	5.497
	V	4.279	0.715	4.994	4.994
	VI	4.279	1.567	5.846	5.846
	VII	3.836	0.224	4.060	4.060

Niveau	Poteau	Ft (t)	F θ (t)	Ftheo(t)	F RPA(L)
5	I	4.529	-2.460	2.069	4.529
	II	5.052	-1.859	3.193	5.052
	III	5.052	-0.992	4.060	5.052
	IV	5.052	1.437	6.489	6.489
	V	5.052	0.844	5.896	5.896
	VI	5.052	1.850	6.902	6.902
	VII	4.529	0.263	4.792	4.792
4	I	5.176	-2.811	2.365	5.176
	II	5.774	-2.117	3.657	5.774
	III	5.774	-1.134	4.640	5.774
	IV	5.774	1.642	7.416	7.416
	V	5.774	0.963	6.737	6.737
	VI	5.774	2.113	7.887	7.887
	VII	5.176	0.299	5.475	5.475
3	I	5.800	-3.140	2.650	5.800
	II	6.470	-2.430	4.030	6.470
	III	6.470	-1.260	5.200	6.470
	IV	6.470	1.840	8.310	8.310
	V	6.470	1.080	7.550	7.550
	VI	6.470	2.360	8.838	8.838
	VII	5.800	0.335	6.136	6.136

Niveau	Poteau	Ft (t)	F θ (t)	Ftheo(t)	F RPA (t)
2	I	6.350	0.0023	6.3523	6.3523
	II	7.190	0.005	7.195	7.195
	III	7.190	0.005	7.195	7.195
	IV	7.190	0.005	7.195	7.195
	V	7.190	0.005	7.195	7.195
	VI	7.190	0.005	7.195	7.195
	VII	6.350	0.0023	6.3523	6.3523
1	I	7.250	-2.230	5.020	7.250
	II	7.870	-1.680	6.190	7.870
	III	7.870	-0.870	7.000	7.870
	IV	7.883	1.260	9.143	9.143
	V	7.872	0.748	8.620	8.620
	VI	8.140	1.630	9.500	9.500
	VII	7.717	-0.237	7.480	7.717

Moments dans les poteaux
Portique transversal II - II

Niveau	Poteau	y (m)	V (t)	Msup(t.m)	Minf (t.m)
10	A	1.2546	0.226	0.408	0.283
	B	1.2852	0.42	0.745	0.54
	C	1.2240	0.215	0.395	0.263
9	A	1.3770	0.474	0.797	0.652
	B	1.3770	0.879	1.478	1.210
	C	1.3770	0.451	0.76	0.621
8	A	1.4050	0.698	1.155	0.980
	B	1.4070	1.295	2.14	1.822
	C	1.3770	0.655	1.12	0.915
7	A	1.5300	0.911	1.39	1.39
	B	1.5300	1.688	2.582	2.582
	C	1.5300	0.867	1.326	1.326
6	A	1.5300	1.1205	1.714	1.714
	B	1.5300	2.076	3.176	3.176
	C	1.5300	1.066	1.631	1.631

Niveau	Poteau	y (m)	V (t)	Msup(t.m)	Minf (t.m)
5	A	1.5300	1.323	2.024	2.024
	B	1.5300	2.451	3.75	3.75
	C	1.5300	1.258	1.924	1.924
4	A	1.5300	1.512	2.313	2.313
	B	1.5300	2.801	4.28	4.28
	C	1.5300	1.438	2.20	2.20
3	A	1.5300	1.70	2.601	2.601
	B	1.5300	3.139	4.802	4.802
	C	1.5300	1.612	2.466	2.466
2	A	2.0400	1.876	3.827	3.827
	B	2.0400	3.47	7.078	7.078
	C	2.0400	1.815	3.702	3.702
1	A	2.29	2.103	4.815	4.815
	B	2.29	3.691	8.452	8.452
	C	2.29	2.072	4.744	4.744

Efforts dans les poteaux
Portique transversal II - II

Niveau	Poteau	Msup (t.m)	Msup(t.m)	N (t)
10	A	0.408	0.283	0.134
	B	0.745	0.54	-0.018
	C	0.395	0.263	-0.116
9	A	0.797	0.652	0.50
	B	1.479	1.210	-0.066
	C	0.76	0.621	-0.434
8	A	1.155	0.980	0.831
	B	2.14	1.822	-0.107
	C	1.12	0.915	-0.724
7	A	1.39	1.39	1.20
	B	2.582	2.582	-0.153
	C	1.326	1.326	-0.047
6	A	1.714	1.714	1.452
	B	3.176	3.176	-0.181
	C	1.631	1.631	-0.271

Niveau	Poteau	Msup (t.m)	Msup(t.m)	N (t)
5	A	2.024	2.024	1.747
	B	3.75	3.75	-0.217
	C	1.924	1.924	-1.53
4	A	2.313	2.313	2.026
	B	4.28	4.28	-0.254
	C	2.20	2.20	-1.772
3	A	2.601	2.601	2.53
	B	4.802	4.802	-0.295
	C	2.466	2.466	-2.005
2	A	3.827	3.827	3.001
	B	7.078	7.078	-0.364
	C	3.702	3.702	-2.637
1	A	4.815	4.815	3.98
	B	8.452	8.452	-0.447
	C	4.744	4.744	-3.533

Efforts dans les poutres
Portique transversal II - II

Niveau	Travée	Me(t.m)	Mw(t.m)	Mt (t.m)	T (t)
10	A-B	0.28	0.283	-0.0015	-0.134
	B-C	0.263	0.26	0.0015	-0.116
9	A-B	1.017	1.06	-0.0215	-0.50
	B-C	1.016	0.938	0.039	-0.434
8	A-B	1.716	1.777	-0.0305	-0.831
	B-C	1.675	1.584	0.0455	-0.724
7	A-B	2.455	2.545	-0.045	-1.20
	B-C	2.446	2.267	1.3125	-1.047
6	A-B	2.994	3.104	-0.055	-1.452
	B-C	2.957	2.763	0.097	-1.271
5	A-B	3.601	3.738	-0.0695	-1.727
	B-C	3.555	3.324	0.1155	-1.53
4	A-B	4.175	4.337	-0.081	-2.026
	B-C	4.124	3.854	0.135	-1.772
3	A-B	4.722	4.914	-0.096	-2.30
	B-C	4.666	4.36	0.153	-2.006
2	A-B	6.177	6.428	-0.1255	-2.901
	B-C	6.168	5.7024	0.2328	-2.637
1	A-B	8.075	8.642	-0.2835	-3.98
	B-C	8.446	7.454	0.496	-3.532

CONCLUSIONS

CONCLUSIONS

L'objet de notre logiciel est l'étude complète d'un projet de bâtiment en portiques droits en béton armé avec ou sans décrochements plans ou en élévation.

Le logiciel peut - traiter tous les bâtiments de ce genre qu'on peut rencontrer en pratique. La présence éventuelle d'un vide au niveau d'un ou plusieurs planchers est également prévue. Toute fois par souci d'économie de mémoire, nous nous sommes limités aux cas courants ou les charges (ou surcharges) sont uniformes et constantes pour chaque plancher.

La prévision des option pour des surcharges concentrées ou variables dans un même plancher est très simple à faire mais risque de surcharger et d'alourdir le logiciel sans appreciable.

Les avantages d'un logiciel par rapport aux anciens programmes de calcul de portiques sont considérables :

- le logiciel peut calculer les efforts sous n'importe quelle combinaison de charges permanentes, surcharges d'exploitations et forces sismiques pour chaque portique longitudinal ou transversal du bâtiment.

- Les données à introduire sont les caractéristiques architecturales et mécaniques du bâtiment.

- Les caractéristiques classiques des portiques relatives aux anciens programmes (nombre, numérotation et position des noeuds et des barres, section, inertie, et module d'élasticité des barres, charges appliquées) sont déduites automatiquement.

- L'étude pseudo - dynamique est faite pour tout le bâtiment avant de répartir les forces sismiques sur les différents portiques, ceci évite les erreurs induites par une étude pseudo - dynamique par portique et dues aux différences des poids repris par les portiques de rive et les portiques centraux.

Recommandations :

Plusieurs extensions et améliorations du logiciel peuvent être envisagées tant dans la prévision d'options supplémentaires que dans la réduction de la mémoire et du temps d'exécution.

Les options pouvant - être ajoutées sont :

- Ferrailages des éléments (planchers, poutres, ...)
- Dimensionnement et ferrailage des fondations.
- Graphisme d'exécution (plans de ferrailage)
- Métré des quantités (coffrage, béton, acier).
- Etude au vent.
- Effet de la température, du retrait et du fluage.
- Déplacement et relaxations des appuis ou des noeuds.

BIBLIOGRAPHIE

- * Conception et calcul des structures soumises
aux seismes / M.Daoudi; M.Rili; A.Salhi
- * Conception des ouvrages de grandes hauteurs
en B.A / Fuentes
- * Calcul pratique des ossatures de batiment en B.A
/ Fuentes
- * Dynamique des structures et sismologie de
l'ingenieur / Dobrescu
- * Dynamique des structures en zones sismiques
/ C.Davidovici
- * Calcul des ouvrages en B.A suivants les regles
B.A.E.L (cours et exercices)
/ P.Charon
- * ~~R.P.A 88~~
- * Calcul des ouvrages en beton armé
/ M.Belazougui
- * Calcul pratiques des tours en B.A
/ M.Divers
- * Grand livre de Turbo Pascal 6.0

