

MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR

27  
8/88

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT GENIE CIVIL

*Les Sciences de l'Ingénieur*  
**THESE**

Présentée par : Madame **BAUCHE née MIHOUBI Nadja**

Ingénieur d'Etat ÉNP

Pour l'obtention du diplôme de MAGISTER en Génie Civil

**Calcul et comportement des poteaux courts  
sous un chargement modélisant dans une  
première approche l'action sismique**

Soutenue le 5 Mai 1988

Devant le Jury composé de :

Président	: B. TILIOUINE	Maître de conférences	ENP
Rapporteur	A. CHARIF	Maître de conférences	ENP
Examineurs	P. BONNEVILLE	Professeur	ENP
	<i>M. S. BARAKA</i>	Chargé de cours	ENP
	Med BELAZOUGUI	Directeur	CGS
Invité	: M. REBZANI	S. Directeur	MATUC

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT GENIE CIVIL



Présentée par : Madame **BAUCHE née MIHOUBI Nadjia**

Ingénieur d'Etat ENP

Pour l'obtention du diplôme de MAGISTER en Génie Civil

**Calcul et comportement des poteaux courts  
sous un chargement modélisant dans une  
première approche l'action sismique**

Soutenue le 5 Mai 1988

Devant le Jury composé de :

Président	: B. TILIOUINE	Maître de conférences	ENP
Rapporteur	A. CHARIF	Maître de conférences	ENP
Examineurs	P. BONNEVILLE	Professeur	ENP
	M. S. BARAKA	Chargé de cours	ENP
	Med BELAZOUGUI	Directeur	CGS
Invité	: M. REBZANI	S. Directeur	MATUC

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات  
المكتبة — BIBLIOTHEQUE  
Ecole Nationale Polytechnique

A LA MEMOIRE DE MES PARENTS

A MON MARI

A MES ENFANTS :

Amine-Redouane

Nacim

Mohamed-Chakib

Fouad.-Abderaouf

A MA SOEUR NACERA

A MON FRERE BOUALEM

## Remerciements.

Arrivé au terme de ce travail, je tiens à exprimer ma profonde gratitude à toutes les personnes ayant contribué de près ou de loin.

Je citerai particulièrement Monsieur TILIOUINE, Maître de Conférences de l'ENP qui a bien voulu présider le Jury d'examen.

Ma plus profonde gratitude va vers le Maître de Conférences Monsieur CHARIF rapporteur du Jury ainsi que le Docteur CRAINIC. Leurs aides efficaces et leurs conseils éclairés ont permis à ce travail de voir le jour.

Je remercie le Professeur BONNEVILLE et le Directeur BELAZOUGM d'avoir accepté de faire partie de ce Jury de thèse.

Le chargé de cours et membre de Jury Monsieur BARAKA n'a ménagé aucun effort pour que sa grande expérience profite à la présentation de ce travail. Je l'en remercie profondément.

Je remercie vivement Monsieur BENSLIMANE, Maître Assistant pour avoir minutieusement lu le manuscrit. Ses critiques constructives ont permis certaines améliorations dans la rédaction de ce travail.

Madame MAHI Saliha a patiemment assuré la rédaction dactylographique du manuscrit qu'elle soit vivement remerciée.

Je ne terminerai pas sans citer mon amie Madame CHEIKH pour son précieux concours moral.

TABLE DES MATIERES

CHAPITRE I. INTRODUCTION GENERALE

- I-1. Introduction
- I-2. Buts et limites de l'étude
- I-3. Contenu de la thèse

CHAPITRE II. BIBLIOGRAPHIE

- II-1. Introduction
- II-2. Définition des principales notions
  - II-2.1. Ductilité
  - II-2.2. Portée de cisaillement ou "shear span"
  - II-2.3. Elancement géométrique
- II-3. Cisaillement statique des éléments en béton armé
- II-4. Cisaillement cyclique des éléments en béton armé
- II-5. Etudes antérieures sur les poteaux courts
  - II-5.1. Etudes analytiques
  - II-5.2. Etudes expérimentales
- II-6. Conclusion

CHAPITRE III. ETUDE THEORIQUE

- III-1. Introduction
- III-2. Particularité des sollicitations sur les poteaux
  - III-2.1. Poteaux des structures soumises aux charges verticales
  - III-2.2. Comportement des poteaux vis à vis des charges sismique
- III-3. Classification des poteaux
  - III-3.1. Critère de plasticité de MOHR
  - III-3.2. Déformation d'effort tranchant et de moment fléchissant pour un matériau homogène
  - III-3.3. Comparaison des contraintes de cisaillement et de flé-

xion pour un matériau homogène

III-3.4. Interprétations des résultats précédents

III-3.5. Dimensionnement des armatures transversales des poteaux courts

III-3.5.1. Sous l'action d'un chargement dynamique cyclique

III-3.5.2. Sous l'action d'un chargement statique

IV-4. Conclusion

#### CHAPITRE IV. ETUDE EXPERIMENTALE

IV-1. Introduction

IV-2. Modélisation expérimentale

IV-3. Effets d'échelle

IV-4. Instrumentation et déroulement des essais

IV-4.1. Instruments de mesure

IV-4.2. Déroulement des essais

IV-5. Variables de l'étude

IV-5.1. Pourcentages d'armatures transversales

IV-5.2. Intensité de la charge axiale

IV-5.3. Elancement géométrique

IV-6. Résultats

IV-7. Interprétation des résultats

IV-7.1. Comportement en flexion.

IV-7.2. Comportement en effort tranchant

IV-8. Conclusion

#### CHAPITRE V. PROPOSITIONS D'AMELIORATION DES REGLES PARASIS- MIQUES ALGERIENNES

V-1. Introduction

V-2. Recommandations des "RPA 81" version 1983 (définitive)

V-2.1. Principales recommandations

V-2.2. Commentaires

V-3. Propositions d'amélioration

V-4. Conclusion

CHAPITRE VI. CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS

VI-1. Limitations de l'étude

VI-2. Conclusions

VI-3. Recommandations pour des recherches ultérieures

ANNEXES

A<sub>0</sub> : Principales figures

A<sub>1</sub> : Equation de la droite tangente aux cercles de MOHR

A<sub>2</sub> : Propriétés des matériaux utilisés

A<sub>3</sub> : Calcul de  $I_{rupture}$  théorique selon les BAEL

A<sub>4</sub> : Calcul de  $M_{rupture}$  théorique

A<sub>5</sub> : Diagramme d'interaction  $N=f(M)$ .

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- PRINCIPALES NOTATIONS -

- a = portée de cisaillement (shear span)
- $A_a$  = section d'acier tendu
- $A'_a$  = section d'acier comprimé
- $A_b$  = section transversale du poteau
- $A'_t$  = section d'armatures transversales
- b = largeur de la section
- $b_1$  = largeur du raidisseur
- c = enrobage
- $d$  = dimension de l'enrobage
- e = excentricité
- E = module d'élasticité de l'acier
- F = force de frottement
- g = accélération de la pesanteur
- G = poids total de la structure
- h = hauteur de la section transversale
- $h_1$  = hauteur du raidisseur
- $h_o$  = hauteur utile de la section transversale
- H = hauteur du poteau
- i = rayon de giration
- I = moment d'inertie
- m = nombre de cadres interceptés par la fissure critique
- M = moment fléchissant
- $M_{rup}^{exp}$  = moment expérimental de rupture
- $M_{rup}^{cal}$  = moment calculé de rupture
- $M_{cap}$  = moment capable
- n = facteur adimensionnel ( $n = \frac{N}{b \cdot h_o \cdot R_c}$ )



- N = effort normal
- p = pourcentage d'armatures longitudinales du poteau ( $\omega_l$ )
- $R_c$  = résistance du béton à la compression ( $\sigma_{28}$ )
- $R_t$  = résistance du béton à la traction
- S = force sismique
- $S_{el}$  = force sismique-élastique
- t = espacement des cadres
- T = effort tranchant de calcul
- $T_{cap}$  = effort tranchant capable
- $T_{réel}$  = effort tranchant expérimental de rupture
- $T_{théo}$  = effort tranchant théorique de rupture
- $\omega_t$  = pourcentage d'armatures transversales du poteau
- $\omega_l$  = pourcentage d'armatures longitudinales du poteau
- z = bras de levier
- $\alpha$  = rapport de résistance ( $\alpha = \frac{R_t}{R_c}$ )
- $\Delta$  = déplacement
- $\Delta_M$  = flèche due au moment fléchissant
- $\Delta_T$  = flèche due à l'effort tranchant
- $\mu$  = facteur de ductilité d'un élément
- $\nu$  = coefficient de poisson
- $\sigma$  = contrainte normale
- $\sigma_{at}$  = contrainte dans les armatures transversales
- $\sigma_e$  = contrainte d'écoulement de l'acier
- $\tau$  = contrainte de cisaillement
- $\tau_{max}$  = contrainte tangentielle maximale
- $\emptyset$  = diamètre des barres
- $\lambda_g$  = élancement géométrique
- $\lambda$  = élancement mécanique

$\phi$  = coefficient de frottement

$\theta$  = angle de glissement

CHAPÍTRE I. : INTRODUCTION GENERALE

## CHAPITRE I. INTRODUCTION GENERALE

### I-1. Introduction.

L'objectif principal de la conception parasismique est d'éviter des pertes en vies humaines et ce, quelle que soit l'intensité du séisme auquel une construction peut être soumise pendant sa durée de vie. Cet objectif est impossible à atteindre sans accepter dans la structure certaines formes de dégâts lors d'un séisme destructeur. Ces dégâts seront d'autant plus limités que la structure est ductile et apte à développer des déformations post-élastiques. Des accélérations atteignant 100 % de l'accélération de la pesanteur ont été mesurées lors de certains grands séismes (1) et ces valeurs dépassent largement celles des règlements qui varient de 5 à 50 %.

Les codes de calcul modernes imposent, en plus, des conditions et des détails constructifs visant à dissiper le reste de l'énergie sismique par un comportement ductile de la structure. De par la nature de la sollicitation combinée (moment de flexion, effort normal, effort tranchant) à laquelle ils sont soumis, les poteaux courts sont parmi les éléments les moins ductiles d'une construction. La présence d'un effort normal de compression important rend la rupture d'un poteau plus fragile que celle d'une poutre sous-armée soumise à la flexion simple et dont la ruine n'a lieu qu'après écoulement des armatures longitudinales tendues (2). Bien que les poteaux puissent être calculés convenablement en résistance pour reprendre les charges statiques, leur comportement vis à vis des charges dynamiques sismiques peut donc être préjudiciable. Les poteaux courts ont souvent un comportement différent de celui des poteaux longs. Si ces derniers se rompent généralement par flexion

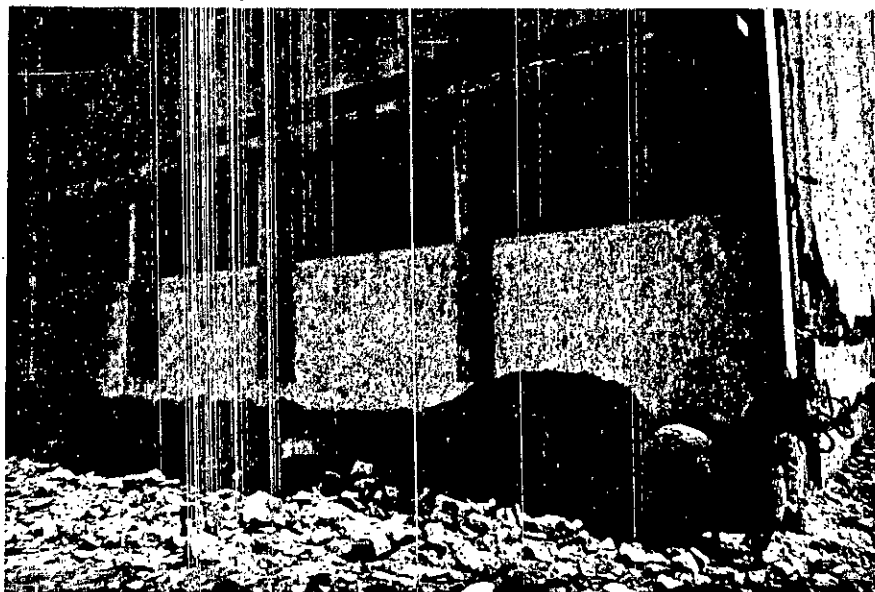


Figure I.1 : Vides sanitaires (séisme d'El-Chlef octobre 80)

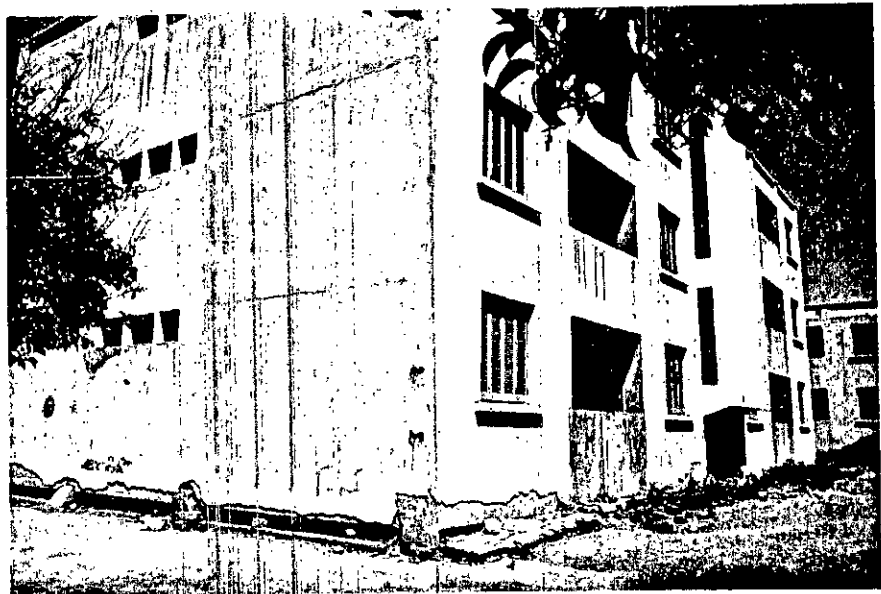


Figure I.2 : Vides sanitaires (séisme d'El-Chlef octobre 80)

composée, les poteaux courts par contre accusent une rupture très caractéristique.

La présence d'un effort tranchant important peut rendre le comportement du poteau encore plus fragile et causer des ruptures de cisaillement prématurées brutales et dangereuses. Cette rupture de cisaillement est d'autant plus prédominante que le poteau est court (3).

Les dégâts observés lors des grands séismes des vingt dernières années (4) ont montré que les poteaux courts étaient la cause principale de plusieurs effondrements d'ouvrages (surtout après le séisme de Tokachi-Oki au Japon en 1968).

Les dégâts constatés après le séisme du 10 octobre 1980 à Chlef confirment ces constatations (5), (6). En effet, beaucoup d'ouvrages en béton armé ont été gravement endommagés ou complètement détruits par rupture des poteaux courts et surtout ceux situés au niveau des vides sanitaires (figures I.1, I.2).

Le vide sanitaire, très employé en Algérie, est un sous-sol d'une hauteur d'environ deux mètres, inférieure à celle des étages courants. Les conséquences de ces poteaux courts étaient d'une tragédie telle que l'organisme de Contrôle Technique de la Construction CTC préconisa dans le Règlement Parasismique Algérien, RPA élaboré en 1981 et révisé en 1983, une condition imposant la prévision d'un voile périphérique autour des vides sanitaires. D'autres conditions relatives aux dimensions et ferraillements de ces poteaux y sont également stipulées.

Ces mesures sont malheureusement loin d'être suffisantes car un comportement de poteau court peut également être rencontré dans d'autres situations telles que :

- cages d'escaliers : chaînage supplémentaire pour le palier

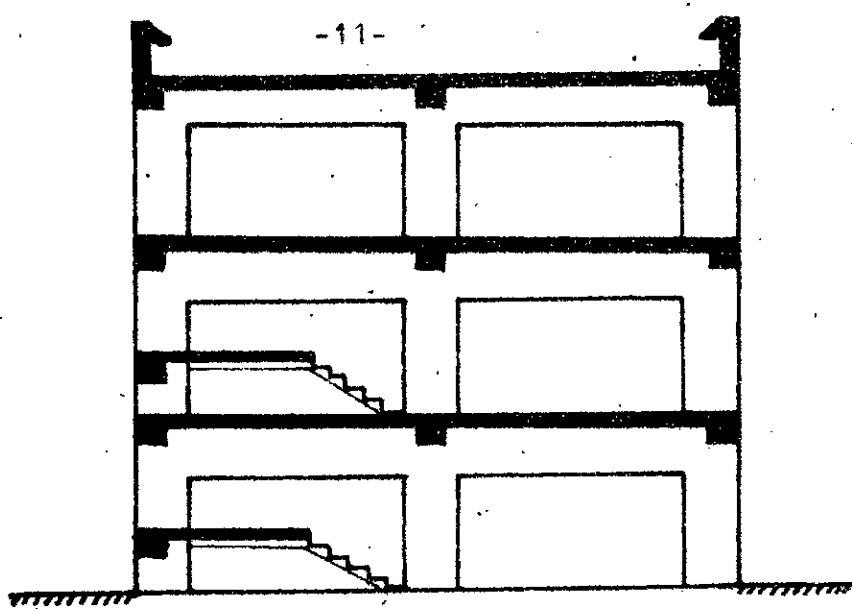


Figure 1.3 : Poteaux courts dans la cage d'escalier

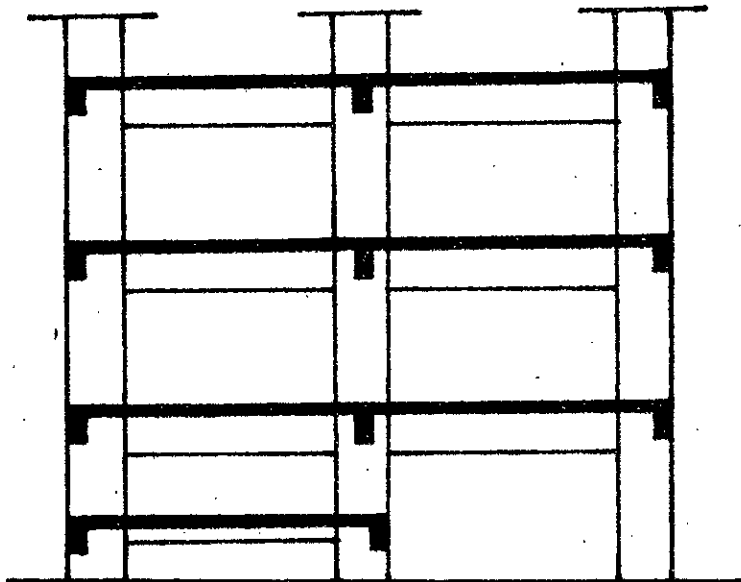
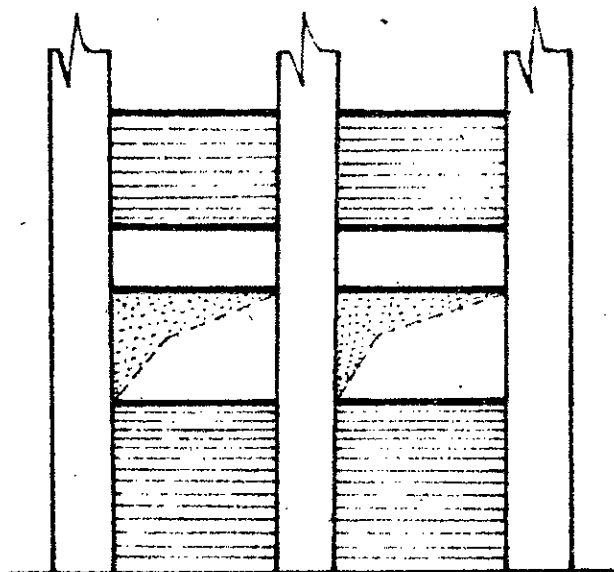


Figure 1.4 : Effet d'élément court.



intermédiaire à mi-hauteur d'étage (figure 1.3).

- poutres ajoutées parfois décorativement (figure 1.4) ou parapets en maçonnerie forte (figure 1.5) créant ainsi l'effet d'élément court.

D'autre part, le RPA, comme beaucoup d'autres codes étrangers d'ailleurs, utilise, pour la classification des poteaux en longs et courts le critère d'élançement mécanique relatif au flambement. Ce critère, valable pour les charges statiques verticales et utilisé par les règlements de calcul de béton armé (CCBA, BAEL, ACI,...) est malheureusement incompatible avec les charges dynamiques sismiques horizontales. Un poteau long pour les charges verticales peut être court pour les charges sismiques horizontales (7). Cette ambiguïté résulte du fait que la philosophie qui régit les règlements conçus pour les charges statiques (CCBA, BAEL,...), continue de conditionner encore les esprits de certains ingénieurs. Cette philosophie de résistance et de rigidité est en contradiction avec l'approche moderne de la conception parasismique basée sur la capacité de dissipation d'énergie en combinant la résistance et la ductilité.

Ce qui précède illustre les lacunes et les insuffisances qui résident dans les connaissances actuelles sur le comportement des poteaux courts. Le but principal de cette recherche est justement de compiler et d'apporter des informations supplémentaires, sur le domaine, susceptibles d'améliorer la sécurité parasismique des constructions.

## I-2. Buts et limites de l'étude

La présente étude s'intéresse au comportement des poteaux courts sous des charges modélisant l'action sismique.

Ce comportement sera étudié du point de vue capacité de résistance,



types de rupture et ductilité (capacité de déformation élastique et post-élastique).

Cette recherche se propose également, d'une part, d'améliorer les connaissances existantes sur les caractéristiques de résistance et de ductilité des poteaux courts afin de les introduire dans les calculs courants et d'autre part, parfaire les détails constructifs recommandés ou standardisés pour éviter tout accident ou phénomène indésirable. Le sujet traité sera développé suivant trois grandes directions :

- Une étude critique de la littérature existante
- Une étude analytique
- Une étude expérimentale

L'étude analytique comporte deux parties :

(i) - Une approche simplifiée précisant les domaines de comportement des poteaux (rupture par flexion, flexion-cisaillement, cisaillement pur) qui permettra d'introduire dans le critère "élancement géométrique", l'effet de l'effort normal.

(ii) - Des formules seront établies pour le dimensionnement des poteaux courts à partir du modèle de fissuration le plus approprié. Chaque approche a ses hypothèses simplificatrices qui limitent la fiabilité des résultats obtenus.

L'un des objectifs majeurs de l'étude expérimentale est la vérification du comportement des poteaux courts sous l'effet de fortes charges axiales et des forces de cisaillement modélisant le comportement des structures aux actions sismiques. Ce qui éventuellement permettra d'obtenir des informations supplémentaires sur l'influence de la force axiale et de la quantité d'armatures transversales sur le comportement inélastique des poteaux courts.

Le choix du dispositif d'essai et des dimensions des pièces

d'essai répond aux caractéristiques de l'appareillage du laboratoire génie civil de l'ENP:

Les limitations qui en résultent sont liées :

- aux dimensions réduites des pièces d'essai
- au chargement statique
- au schéma statique qui suppose les poteaux doublement encastrés aux extrémités.

D'autre part, le manque d'instrumentation du laboratoire limite les résultats à des constatations générales sur le comportement des pièces d'essai. Ce qui ne permet pas de déterminer avec exactitude les contraintes dans tous les points et les déformations jusqu'à la rupture de ces pièces.

Néanmoins, il sera possible de faire des comparaisons entre les résultats expérimentaux et analytiques ; et d'obtenir un ordre de grandeur sur l'exactitude de ces différentes approches.

### 1-3. Contenu de la thèse

Cette thèse comporte six grands chapitres. Le premier est consacré à la présentation de l'étude.

La synthèse bibliographique fait l'objet du deuxième chapitre. Dans celui-ci, les différentes recherches effectuées jusqu'à présent sont commentées.

Le troisième chapitre comporte une étude théorique du comportement des poteaux. Dans cette étude, une approche de la solution est faite en considérant des formules simples basées sur les modèles de la résistance des matériaux.

Le quatrième chapitre est consacré à l'étude expérimentale. Le modèle d'essai et la disposition des appareils de mesure sont présentés.

Dans ce même chapitre les résultats d'essai sont décrits et interprétés.

Des propositions en vue d'améliorer les Règles Parasismiques Algériennes dans ce domaine font l'intérêt du cinquième chapitre.

Le chapitre six, Conclusion et Recommandation, fait la synthèse de cette étude et met en évidence les limitations et les contributions apportées par cette recherche.

En annexes sont présentés les tableaux de diverses caractéristiques des pièces d'essai.

CHAPITRE II : BIBLIOGRAPHIE

## CHAPITRE II. BIBLIOGRAPHIE

### II-1. Introduction

Les études sur le comportement des poteaux courts sont peu nombreuses. Il n'existe pas de modèle de calcul du fait de l'insuffisance des résultats expérimentaux.

L'élaboration d'une théorie générale englobant les aspects calcul de résistance, déformation et ductilité devient donc difficile à établir.

La superposition des sollicitations (M, N et T) impose l'utilisation des solutions approximatives même si celles-ci ne peuvent être justifiées du point de vue de la théorie du béton armé.

Dans ce sens, des chercheurs ont utilisé, dans une première approche, les résultats de la résistance des matériaux dans le domaine linéaire élastique, et ensuite introduisent quelque éléments de plasticité.

Ce chapitre définit et décrit les principaux aspects relatifs aux comportements des poteaux en béton armé.

### II-2. Définition des principales notions

Cette recherche, ayant comme objectif l'étude du comportement des poteaux courts en béton armé face aux actions sismiques, utilise certaines notions de base qui font partie de la philosophie actuelle de la protection parasismique ou de la théorie actuelle du béton armé.

Pour mieux situer ce sujet, il est indispensable de définir et d'expliquer ces principales notions.

#### II-2.1. Ductilité

Les forces sismiques élastiques (c'est à dire qui supposent un comportement parfaitement élastique de la structure) calculées à partir d'accélérogrammes sont très élevées, de l'ordre :

$S_{\text{élastique}}^{\text{max}} = (20 \div 50 \%) G.$  ( $G = \text{poids total de la structure} = mg$ ) et peuvent parfois dépasser ces valeurs.

Or, tous les règlements parasismiques (RPA 81, PS 69, ...) préconisent des forces sismiques de calcul dont l'ordre de grandeur est de :

$$S_{\text{réglement}}^{\text{max}} = (1/5 \div 1/3) S_{\text{élastique}}^{\text{max}}$$

Donc, lors du calcul des structures, les charges verticales sont légèrement surévaluées (coefficient de sécurité supérieur à 1) tandis que les charges sismiques sont brutalement sous-évaluées. Cette sous-évaluation est due essentiellement à des raisons économiques et elle réside dans le fait que la fréquence d'apparition d'un séisme de grande intensité est tout à fait aléatoire et imprévisible mais généralement faible. Pendant la durée de vie d'une construction peut apparaître un, deux séismes de grandes intensités ou peut être aucun. Les règlements sont donc conçus de manière à assurer :

- un comportement parfaitement élastique de la structure pour des séismes de faible intensité qui se succèdent avec une assez grande fréquence.

- de faibles dégâts dans les éléments non structuraux (telles que vitres, cloisons) peuvent apparaître lors de séismes d'intensité moyenne (moins fréquents).

- pour des séismes de grandes intensités, les charges sismiques engendrées ne peuvent être supportées par la structure avec un comportement parfaitement élastique. Les déformations plastiques développées bloquent les forces sismiques à un certain niveau qui dépend de la force avec laquelle la structure a été dimensionnée c'est à dire la force donnée par le règlement. Le reste de l'énergie devrait être dissipé par des déformations post-élastiques.

Ce qui se dégage et qui est sous-entendu dans n'importe quel règlement est que la structure ne doit en aucun cas s'effondrer. Elle doit être munie de possibilités réelles de développer de grandes déformations plastiques sans se rompre afin de dissiper l'énergie développée par le séisme.

La capacité de la structure à développer des déformations plastiques porte le nom de "ductilité".

Pour exprimer la ductilité de manière quantitative, on définit un facteur de ductilité  $\mu$  tel que :

$$\mu = \frac{\text{déformation à la rupture}}{\text{déformation élastique maximale}}$$

La notion de ductilité conduit à distinguer les niveaux suivants :

- si les déformations prises en compte lors du calcul de  $\mu$  sont des déformations spécifiques ( $\epsilon, \gamma$ ) ; il s'agira de "ductilité du matériau".

- si les déformations prises en compte sont relatives aux sections (courbure, glissement dû à l'effort tranchant), "ductilité de la section".

- si les déformations sont des déplacements (flèche, déplacement linéaire  $\Delta$ ) ; "ductilité de l'élément". C'est la résultante du comportement des sections.

- et si les déformations prises en compte sont des déplacements de certains points de la structure (nœuds par exemple) ; "ductilité de la structure" (ensemble d'éléments tels que murs, poteaux, poutres, fondations, etc...).

Dans le cas des poteaux courts, il s'agit de ductilité d'élément qui s'exprime en fonction du déplacement latéral  $\Delta$ .

La notion de ductilité pour système à un degré de liberté est résumée dans la figure II.1.

L'aire hachurée (1) + (2) représente l'énergie absorbée élastiquement par le système soit  $1/2 S_{el} \cdot \Delta_{el}$ .

L'énergie élasto-plastique que peut absorber le système est représentée par l'aire (1) + (2').

La force sismique élastique est diminuée de manière à ce que les aires (2) et (2') soient égales.

Le facteur de ductilité  $\mu$  d'un élément est donc égal à :

$$\mu = \frac{\Delta_{lim}}{\Delta_R} \quad (II.1)$$

### II-2.2. Portée de cisaillement ou "shear span"

Les études effectuées ces dernières années sur les éléments en béton armé soumis à l'action de l'effort tranchant [(8) et (9)] ont démontré que leur comportement dépend essentiellement de la "portée de cisaillement". (shear span) relative  $a/h$  :

$$\frac{a}{h} = \frac{M}{Th} \quad (II.2)$$

où :

$a$  = portée de cisaillement

$M$  = moment fléchissant maximum ;  $M = T \cdot a$

$T$  = effort tranchant maximum

$a/h$  = portée de cisaillement relative

$h$  = hauteur de la section transversale

Les valeurs limites de  $a/h$  précisent la prédominance de la flexion ou de l'effort tranchant dans la rupture des poteaux.

### II-2.3. Elancement géométrique

Les diagrammes des moments fléchissants et des efforts tranchants des poteaux soumis aux forces horizontales sismiques sont présentés sur la figure II.2.

soit :



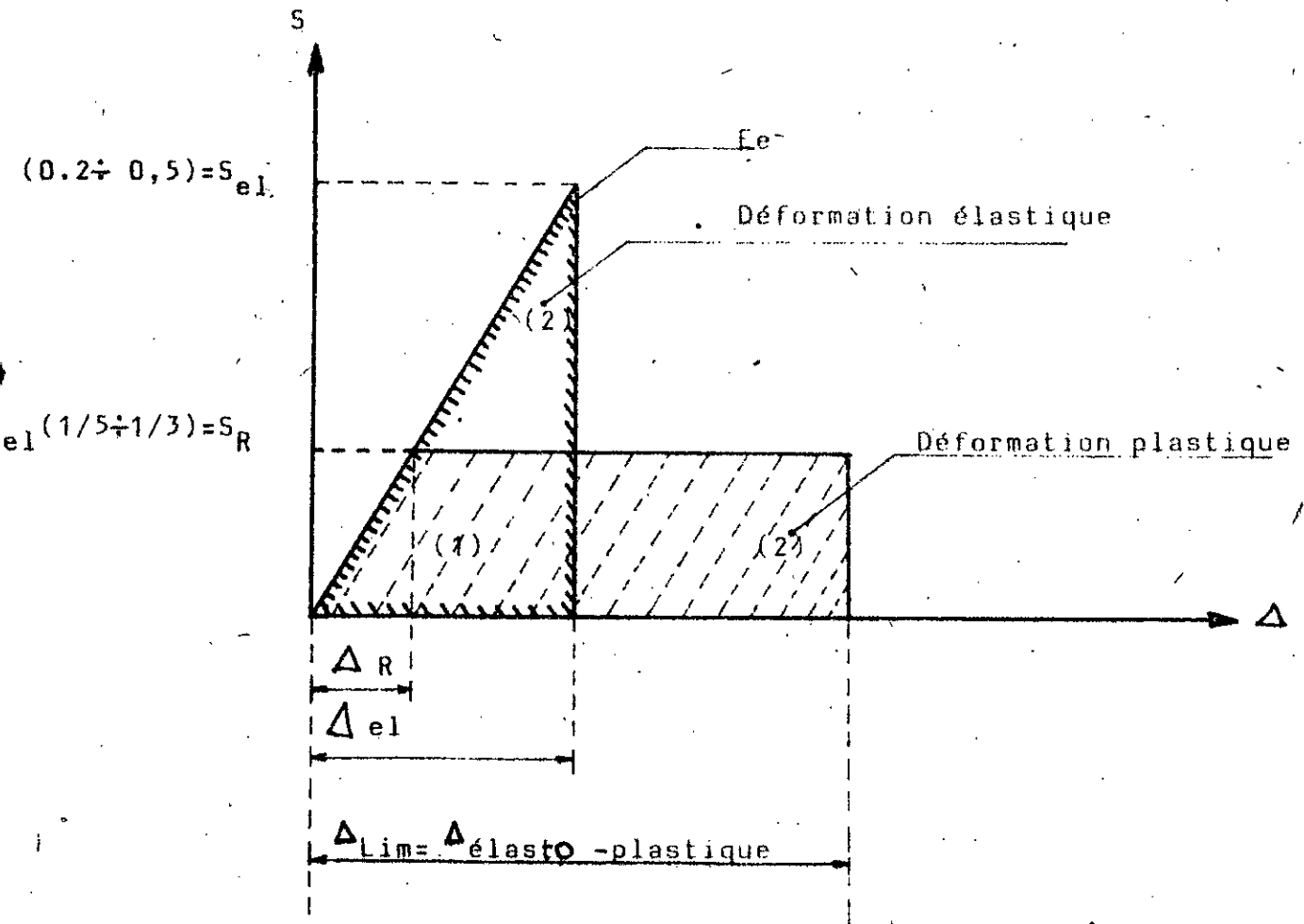


figure II.1 : Ductilité  $S=f(\Delta)$

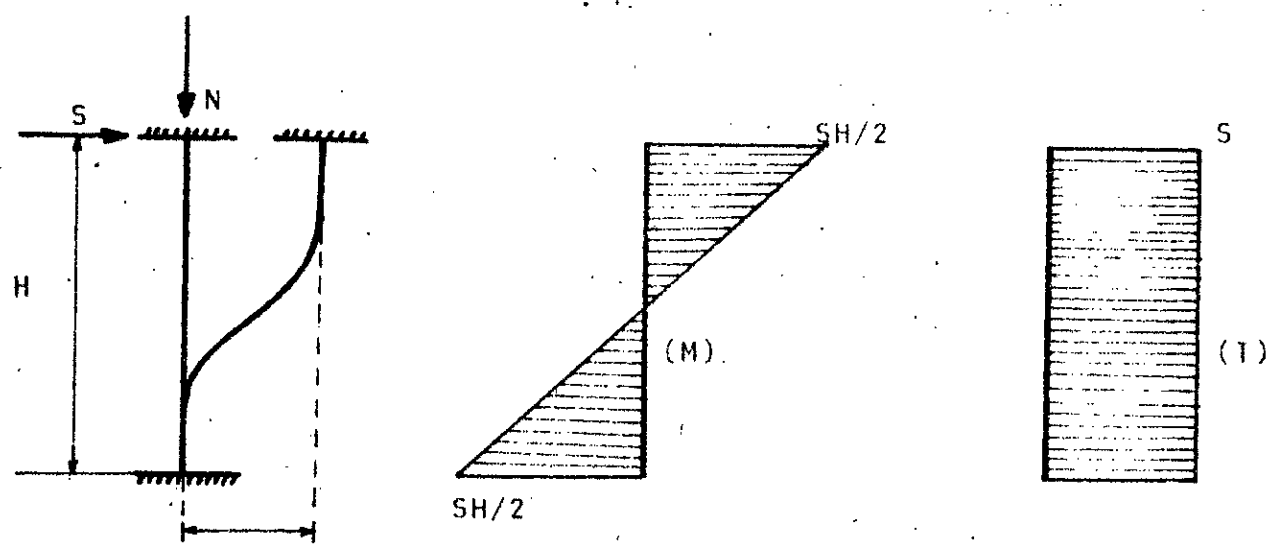


figure II.2 : Diagrammes (M) et (T) d'un poteau soumis aux charges sismiques.

$$\left. \begin{array}{l} M = SH/2 \\ T = S \end{array} \right\} M = T.a \rightarrow a = H/2 \rightarrow \boxed{a/h = H/2h} \quad (11.3)$$

H = hauteur du poteau

S = force sismique

L'élançement géométrique  $\lambda_g = H/h$  est donc le double de la portée de cisaillement  $a/h$ .

Le critère "portée de cisaillement" qui détermine le comportement des éléments soumis à la flexion et à l'effort tranchant devient pour les poteaux soumis aux actions sismiques le critère "élançement géométrique".

Remarque.

Dans le raisonnement ci-dessus, le diagramme des moments des poteaux est anti-symétrique (moments égaux aux extrémités). C'est le cas couramment utilisé dans la littérature de spécialité (10), (11), (12) et en pratique. Ce schéma correspond à des degrés d'encastrement égaux aux extrémités du poteau, soit à la limite à deux encastresments glissants. C'est le cas des poutres infiniment rigides par rapport aux poteaux (figure II.3). Cette hypothèse est assez restrictive car les moments aux extrémités peuvent être différents et changer de signe le long du poteau : cas des poteaux rigides par rapport aux poutres (figure II.4).

Pour le premier cas, le plus fréquent, (poutres rigides par rapport aux poteaux) la définition de l'élançement géométrique comme étant la transformée directe de la portée de cisaillement relative  $a/h$  reste valable. Quant au deuxième cas, (poteaux rigides par rapport aux poutres) très rarement utilisé, il faut se référer à la définition originale de cette dernière en calculant l'effort tranchant à partir des moments réels aux extrémités du poteau. Celui-ci n'a pas fait l'objet de la présente re-

cherche. Cependant, il est possible d'utiliser pour ces cas, les résultats de cette recherche à condition de remplacer l'élanement géométrique avec la portée de cisaillement suivant la définition développée dans le paragraphe II.2.2

### II-3. Cisaillement statique des éléments en béton armé

D'une manière générale, les différentes composantes du mécanisme de résistance au cisaillement d'un élément en béton armé sont comme l'indique la figure II.5 :

$I_c$  = résistance au cisaillement du béton comprimé au dessus de la fissure diagonale inclinée.

$I_f$  = résistance développée par le frottement et l'engrènement des agrégats le long de la fissure.

$I_g$  = opposition des armatures longitudinales tendues au glissement parallèlement à la fissure diagonale. Cette résistance est appelée aussi "effet goujon".

$I_{at}$  = résistance développée par les armatures transversales (étriers, cadres,...) que la fissure inclinée intercepte.

La portion reprise par chacune de ces composantes dépend de plusieurs paramètres : dimensions et élanement de l'élément, pourcentage d'armatures transversales et longitudinales, mode de fissuration (13), (14). Les résistances d'engrènement des agrégats et d'effet goujon ne sont développées qu'après apparition des fissures inclinées.

Les armatures longitudinales par effet goujon et les agrégats par frottement mutuel s'opposent aux glissements parallèles à la direction de la fissure.

Les forces de frottement dépendent de l'effort normal appliqué à l'élément selon la relation classique :

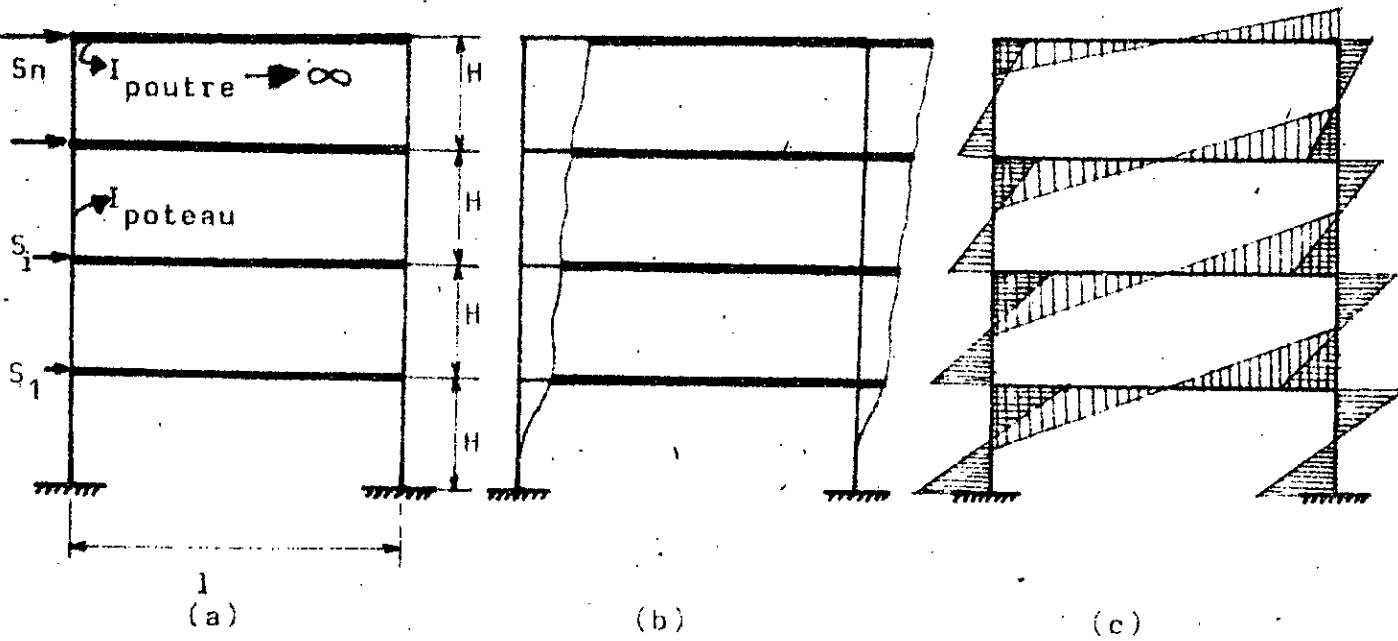


figure 11.3 Poutres infiniment rigides par rapport aux poteaux.

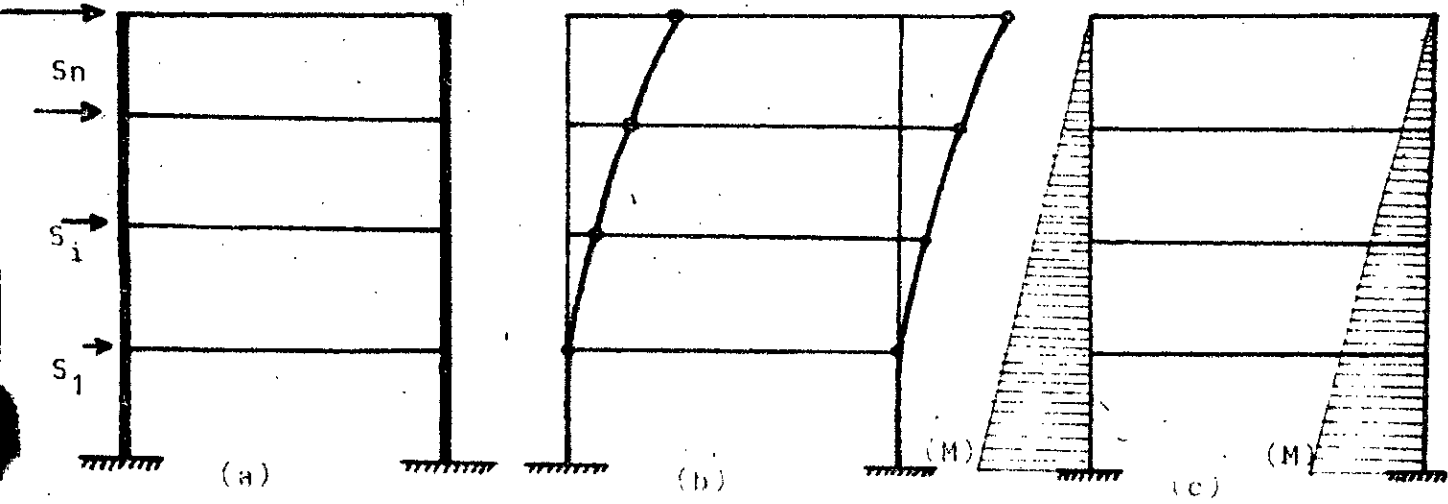
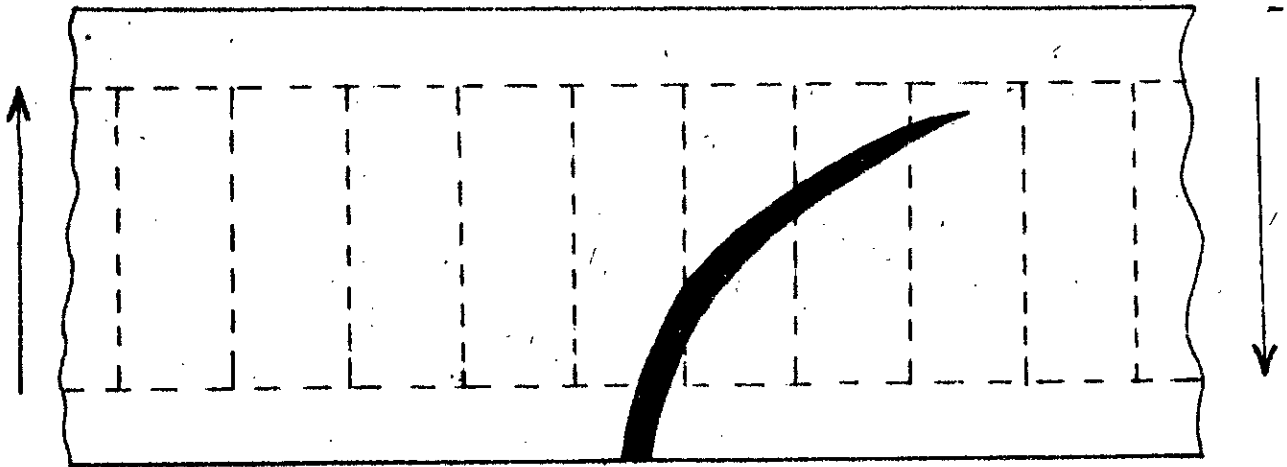
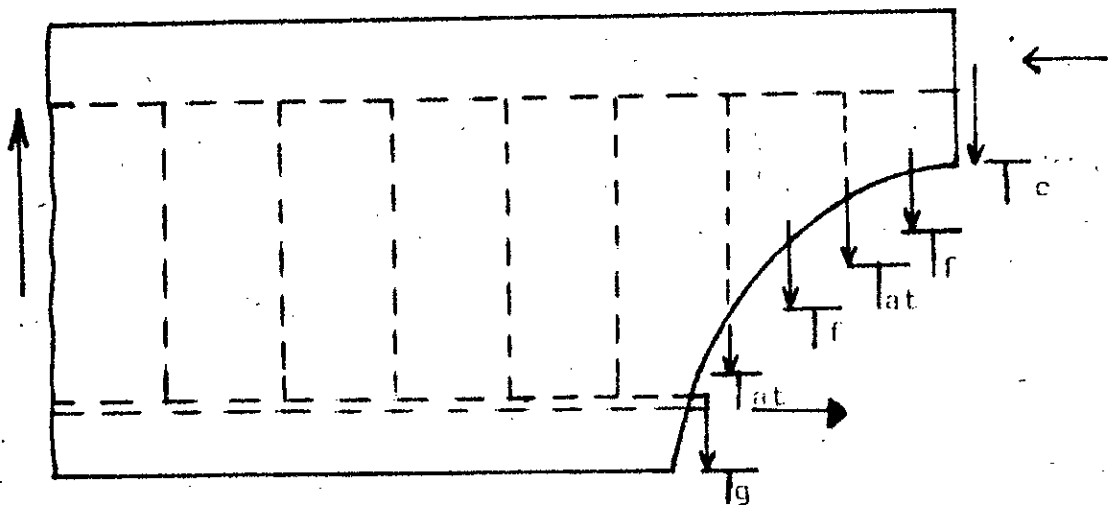


figure 11.4 : Poteaux rigides par rapport aux poutres.



a) Fissure diagonale de cisaillement dans un élément en béton armé.



b) Composantes de résistance au cisaillement

Figure II.5 : Mécanisme de résistance au cisaillement des éléments en béton armé.

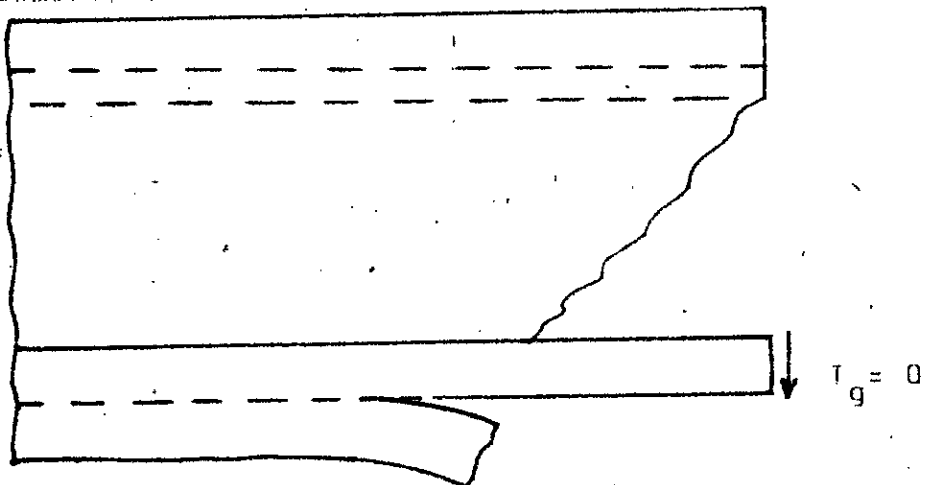


Figure II.6 : Fissure de fendage le long des armatures tendues.

$F = \varphi N$  où  $F$  = force développée par le frottement

$\varphi$  = coefficient de frottement

$N$  = effort normal

La résistance au cisaillement développée par l'engrènement des agrégats devrait donc être améliorée en présence d'un effort normal mais cela n'est pas toujours le cas car l'effort normal peut affecter le mode de fissuration et la surface de frottement.

La résistance développée par l'effet goujon disparaît après apparition de fissures de fendage parallèles aux armatures longitudinales (figure II.6) ou éclatement de l'enrobage (13), (14).

C'est pour ces raisons que la plupart des codes étrangers ne prennent en compte que les forces reprises par les armatures transversales et le béton comprimé (BAEL, ACI, CEB,...).

Les parts reprises par le béton comprimé et les armatures transversales dépendent de plusieurs paramètres mais surtout du volume de béton comprimé et du nombre de cadres ou étriers interceptés par les fissures diagonales donc d'une manière générale du mode de fissuration diagonale.

La résistance au cisaillement des éléments en béton armé et leur mode de fissuration dépend essentiellement du rapport ( $a/h$ ) de la portée de cisaillement sur la hauteur utile.

La contrainte nominale de cisaillement ultime varie considérablement avec ce rapport (figure II.7) et ne peut constituer par conséquent un indicateur objectif des ruptures diagonales de cisaillement.

Le rapport  $\frac{M_{rup}^{exp}}{M_{rup}^{theo}}$  du moment de rupture expérimental sur le moment de rupture théorique est un critère plus convenable. Il existe une région délimitée par deux valeurs limites de  $a/h$  à l'intérieur de laquelle la résistance ultime à la flexion est généralement développée (figure II.8) (13).

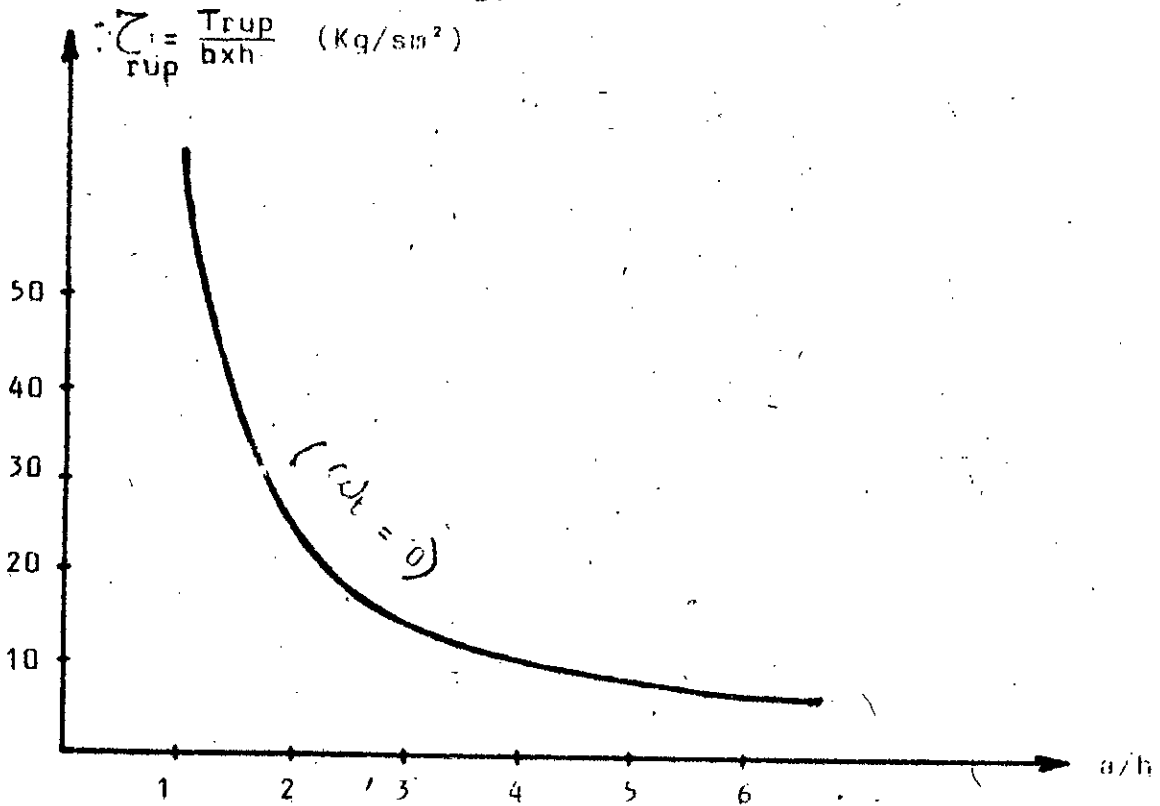


figure II.7 : Variation de la résistance de cisaillement avec a/n.

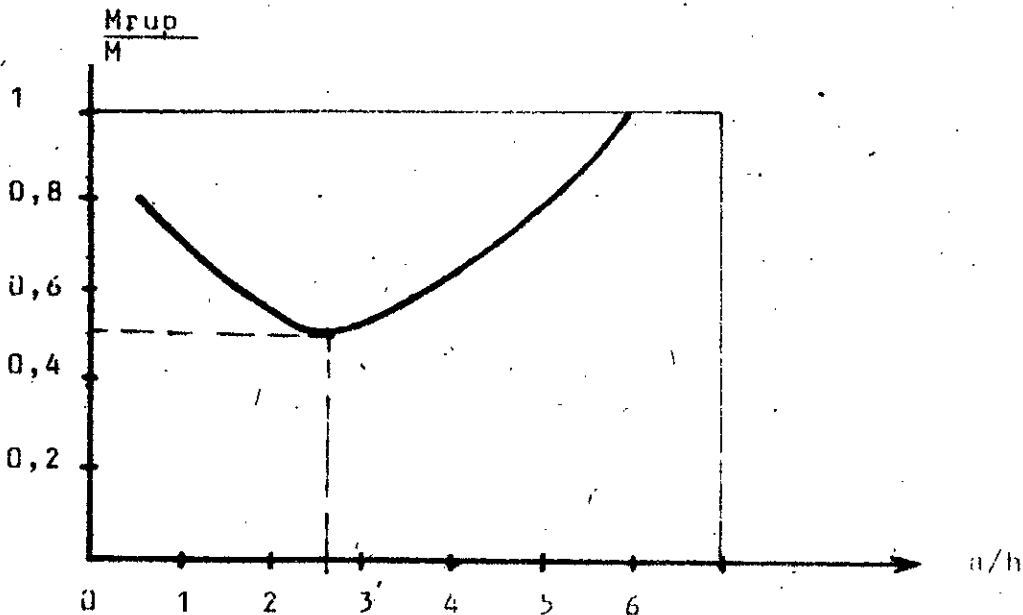


figure II.8 : Variation de la résistance au cisaillement relative à la résistance à la flexion avec a/n.

Les valeurs critiques  $a/h$  qui correspondent à un changement de mode de rupture dépendent des pourcentages des armatures longitudinales et transversales et de la résistance du béton. La valeur minimale de la résistance relative  $\frac{M_{EXP}}{M_{RUB}}$  est environ 0,5 et correspond à une valeur de  $a/h$  de 2,5 environ (13).

#### II-4. Cisaillement cyclique des éléments en béton armé

L'étude au cisaillement cyclique s'effectue généralement sur des consoles armées symétriquement (figure II.9).

Lors du premier chargement (+I), le béton tendu se fissure de plus en plus à cause de l'écoulement de l'armature tendue. De grandes ouvertures de fissures apparaissent, de largeurs allant de 0,5 à 2mm.

Une fois la force annulée, l'élément bien qu'il ne soit pas chargé, garde une déformation remanente due à l'écoulement de l'armature.

Au cours du deuxième chargement (-I) des fissures analogues apparaissent en sens opposé et peuvent même rencontrer les premières à proximité de l'encastrement. A cet endroit, l'élément est scié (figure II.9d)

A ce moment, l'effort tranchant est entièrement supporté par l'effet goujon ce qui entraîne une grave perte de la rigidité de l'élément (figure II.10).

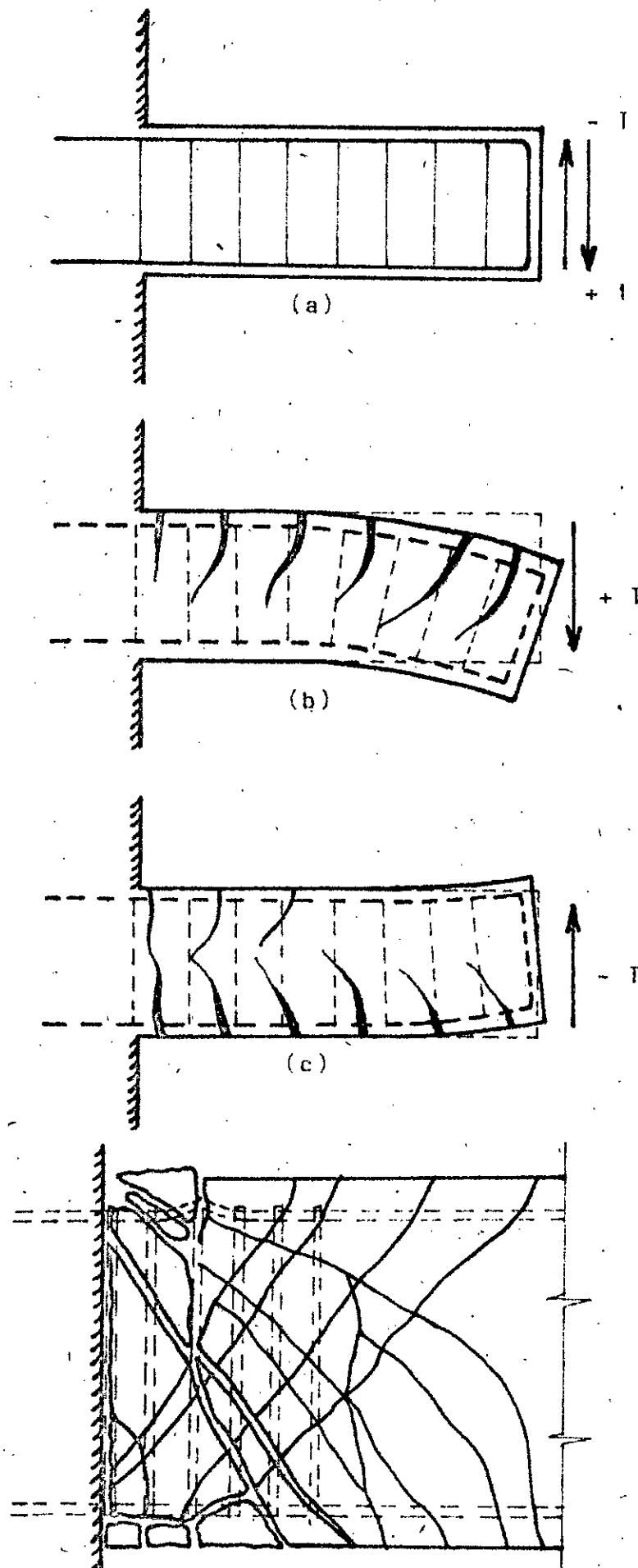
Quand les fissures supérieures se referment, la zone de béton comprimé entre en jeu pour reprendre une partie de l'effort tranchant, ainsi le béton comprimé assure la rigidité de la poutre (augmentation de la rigidité).

Après quelques cycles, le béton comprimé se dégrade complètement.

Dans ce cas contrairement au chargement statique, le béton comprimé ne peut participer à la reprise de l'effort tranchant. Cette dégradation peut être réduite par la présence d'un effort normal de compression



figure II.9 : Cisaillement cyclique des éléments en b.a



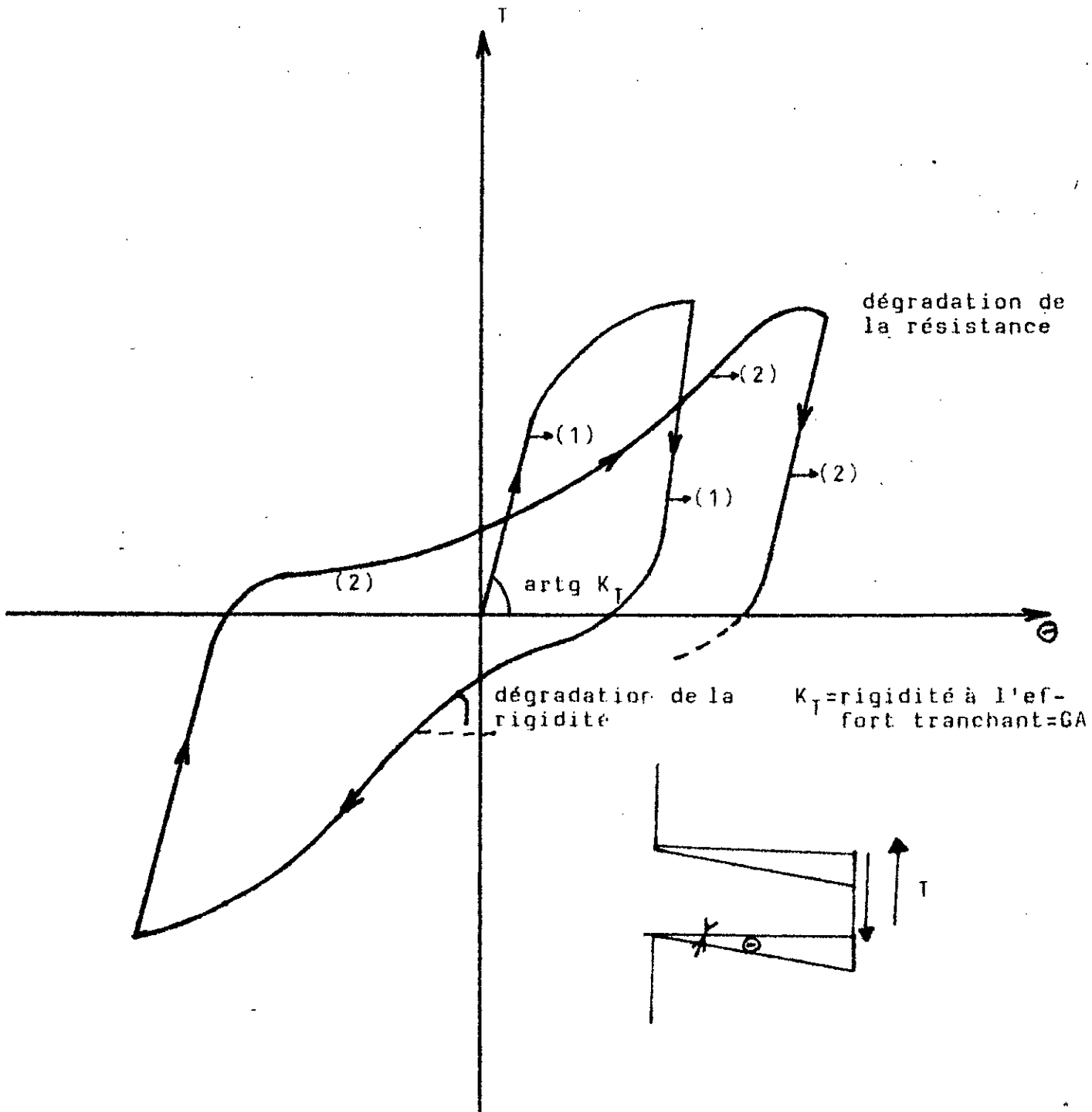


figure II.10 variation de  $T$  avec  $\theta$  lors d'un chargement et déchargement répétés.

(14) et le confinement du béton peut retarder et même empêcher cette dégradation.

Dans le cas d'un chargement cyclique, pour éviter une rupture prématurée suivant un mécanisme instable, il faut dimensionner les armatures transversales en négligeant la contribution des autres facteurs (béton comprimé, effet goujon).

Cette constatation servira de base pour le dimensionnement des armatures transversales des poteaux courts lorsqu'ils sont soumis aux actions sismiques.

## II-5. Etudes antérieures sur les poteaux courts

### II-5.1. Etudes analytiques

Bien que l'on dispose de quelques données expérimentales, il n'y a aucune formulation de théorie donnant une relation entre l'effort tranchant, le moment fléchissant et l'effort normal.

Les principales recherches théoriques effectuées dans ce sens sont les suivantes :

- YAMADA et FURUI (10) ont utilisé un modèle très simplifié basé sur la méthode des éléments finis pour l'étude de la propagation des fissures. Le poteau testé a été découpé en petits éléments (figure II.11) et pour chacun d'entre eux, ils ont calculé la condition de rupture selon le critère de MOHR. Et, au fur et à mesure que l'élément atteint l'état de rupture, il est éliminé.

Ainsi, ils ont pu démontrer que dans les poteaux courts, les fissures se propagent diagonalement et non normalement comme dans le cas des poteaux longs.

- YAMADA et YAGI (11) ont étudié l'effet de la force axiale  $N$  sur la charge de rupture en effort tranchant des poteaux courts en béton armé.

A partir des courbes d'interaction  $N_{rup} = f(M)$ , ils ont abouti au rapport :

$$\boxed{(H/h)_{lim} = \frac{n + (1+n) \cdot \sqrt{v_c/R_c} \cdot P}{7/8\sqrt{-0,1n^2+0,009n+0,01}}} \quad (II.4)$$

où :

$P = \frac{A_a + A_a'}{bh}$  représente le % d'armatures longitudinales du poteau.

$$n = \frac{N}{bh_o R_c}$$

La représentation graphique de cette relation (II.4) est donnée par la figure II.12. On remarque que pour :

- $H/h > (H/h)_{lim} \rightarrow$  rupture par flexion
- $H/h < (H/h)_{lim} \rightarrow$  rupture par cisaillement

Ils ont utilisé le critère de MOHR pour déterminer le moment de rupture c'est à dire la combinaison (M.NI) qui provoque la ruine.

Ce traitement analytique est très conventionnel et ne tient pas compte du pourcentage d'armatures transversales  $\omega_t$ .

- CISMIGIU et DOGARU (15) se sont intéressés au problème de ductilité des poteaux courts. Pour que ces derniers se comportent ductilement, ils recommandent :

Si  $2,5 < \lambda_g < 5$  prendre  $\omega_t \% = \frac{10}{\lambda_g}$

et si  $\lambda_g < 2,5$  prendre  $\omega_t \% = 1,5$

où :

$$\lambda_g = H/h$$

$$\omega_t \% = \frac{A_t}{b \times t} \times 100$$

$A_t$  = section d'armatures transversales

$b$  = largeur de la section

$t$  = espacement des  $A_t$

Il faut souligner que les pourcentages  $\omega_t = 1,2$  à  $1,5$  % sont parfois impossibles à réaliser et ces pourcentages sont valables pour les poteaux semblables à ceux étudiés par CISMIGIU et DOGARU (15).

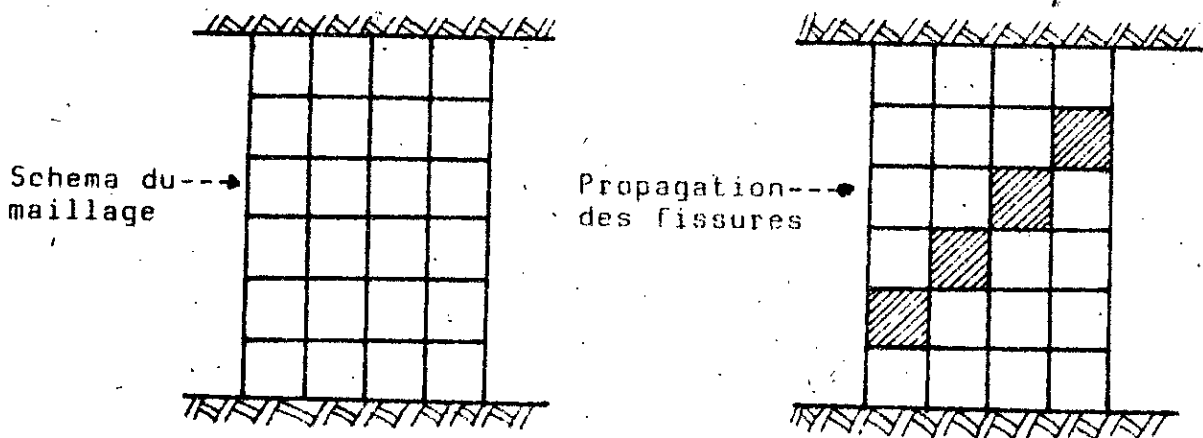


figure II.11 modèle théorique de YAMADA et FURUI.

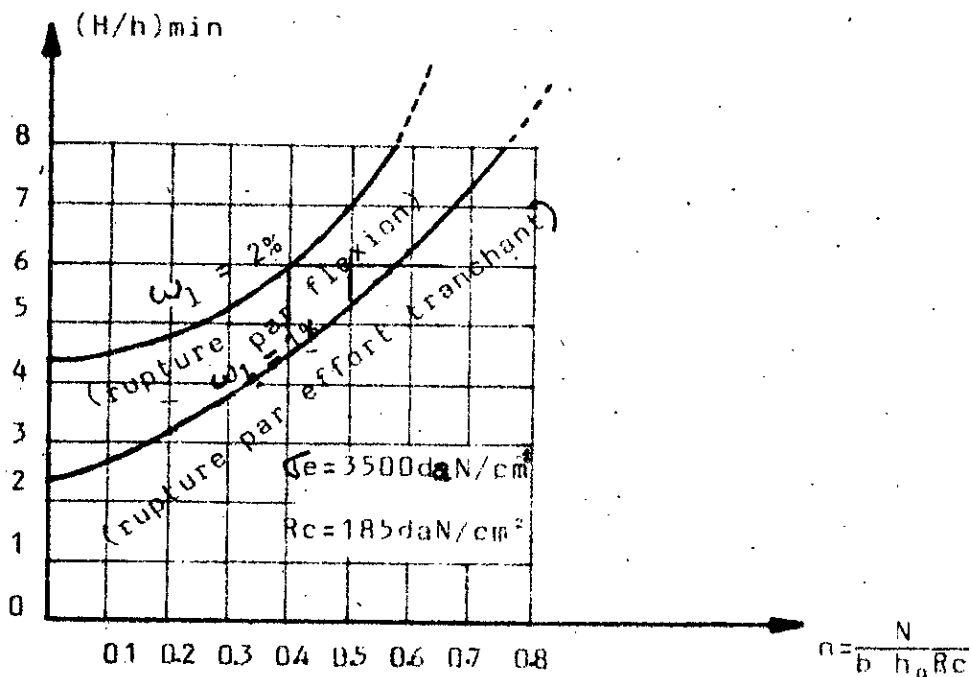


figure II.12. diagrammes  $(H/h)_{min} = f(n)$

- Une des plus importantes recherches analytiques dans le domaine des poteaux courts est celle de ZAGAJESKI (12). Celle-ci utilise la méthode des éléments finis qui tient compte d'une part, des propriétés différentes de l'acier et du béton et d'autre part, de l'adhérence entre acier-béton.

Le béton est considéré dans l'état plan de contraintes, il est représenté par des éléments rectangulaires, isoparamétriques à 4 points nœuds. L'équation constitutive est non linéaire et tient compte de l'effet de l'état biaxial des contraintes sur la résistance et la déformabilité du béton.

Les armatures longitudinales et transversales sont représentées par des éléments finis linéaires, élasto-plastiques, écrouis.

L'adhérence entre les armatures et le béton est représentée par des éléments de liaison sans dimensions, le choix de leur caractéristique de déformation a été fait pour modéliser aussi l'effet goujon et l'engrenage des granulats le long des fissures.

La solution choisie pour résoudre ce problème est une solution incrémentale, par corrections successives des conditions d'équilibre.

Le modèle théorique de ZAGAJESKI prévoit la formation et la propagation des fissures. Cependant, l'utilisation des liens adimensionnels pour modéliser l'adhérence acier-béton, l'engrenement des agrégats et l'effet goujon engendrent des concentrations de contraintes qui affectent la formation et la propagation des fissures.

ZAGAJESKI observe une dégradation de la rigidité avec le chargement cyclique. Il remarque, par ailleurs, que le confinement-spiral est plus efficace que le confinement rectangulaire car l'étreinte de confinement dans le 1<sup>er</sup> cas est uniformément distribuée alors que dans le 2<sup>ème</sup> cas, elle est localisée dans les coins des cadres.

ZAGAJESKI conclue que l'effet de l'effort normal sur le comportement à la rupture des poteaux est positif (comportement ductile) si ce dernier ne dépasse pas 40 à 50 % de l'effort normal ultime (voir annexe A 5).

### II-5.2. Etudes expérimentales

Beaucoup de recherches expérimentales ont été effectuées sur des pièces simplement fléchies, mais très peu d'essais ont été faits sur les pièces sollicitées en flexion composée et leurs résultats restent parfois très différents (8), (10), (11), (12), (14). Les plus récentes études sur le comportement des poteaux en béton armé soumis à des forces latérales de cisaillement sont revues ci-dessous.

YAMADA (10) a étudié le comportement monotone des poteaux en béton armé soumis à des forces de cisaillement latérales et à un chargement axial. Le modèle expérimental et le schéma de chargement sont représentés sur la figure II.13.a.

La recherche de YAMADA s'intéresse à l'effet de la portée de cisaillement relative  $a/h$ , de l'intensité de la charge axiale et de la quantité d'armatures transversales sur le comportement des poteaux.

Il a constaté que les poteaux dont le rapport  $a/h$  est inférieur à deux se rompent violemment. Cette rupture explosive est due essentiellement à l'effort tranchant. La ductilité de ces poteaux est très faible (voisine de 1/10) par rapport à celle des poteaux longs qui se rompent essentiellement en flexion.

YAMADA conclut que le comportement inélastique s'améliore avec un plus fort pourcentage d'armatures transversales, une plus faible charge axiale et une plus grande portée de cisaillement relative  $a/h$ .

YAMADA (11) a, par la suite étendu sa recherche en étudiant l'effet

de la variation cyclique des déformations (figure II.13b).

Il considère deux types de variation. L'un des modèles est soumis à un cycle réversible avec une flèche d'amplitude constante, l'autre modèle à une série croissante d'augmentation cyclique de l'amplitude de la flèche.

La charge axiale et la quantité d'armatures transversales varient également.

La rupture explosive due à l'effort tranchant est observée dans les deux types de variations. A travers ses essais, YAMADA remarque que la déformation plastique avant la rupture diminue dans les poteaux soumis à de plus fortes charges axiales et munis d'un plus petit pourcentage d'armatures transversales.

Il recommande (11) un pourcentage d'armatures transversales  $\omega_t$  supérieur à 1 % dans le cas où la portée de cisaillement relative  $a/h$  indique une plastification par cisaillement.

$$\omega_t = \frac{A_t}{bxt} \quad \text{où} \quad \begin{array}{l} A_t = \text{section d'armatures transversales} \\ b_t = \text{largeur de la section} \\ t = \text{espacement des cadres} \end{array}$$

Wight, J et SOZEN, M (14) se sont intéressés aux éléments soumis à des forces de cisaillement cyclique et des forces axiales constantes.

Le modèle expérimental et le schéma de chargement sont représentés sur la figure II.14.

Ils ont étudié l'effet de la quantité d'armatures transversales et de l'intensité de la charge axiale sur le comportement des poteaux. Deux variations de chargement ont été utilisées. Dans l'une, le poteau est soumis à un déplacement cyclique avec une ductilité constante égale à 4. Dans l'autre, la grandeur du déplacement augmente par étape jusqu'à atteindre une ductilité de 4.

Les poteaux testés sont longs ( $a/h = 2,8$ ).



Ils observent une dégradation cyclique de la rigidité. Celle-ci est en relation directe avec le pourcentage d'armatures transversales et devient de plus en plus petite dans les modèles d'essai munis d'un plus fort pourcentage  $\omega_t$ .

Ils recommandent que la contribution du béton à la reprise de l'effort tranchant doit être réduite pour les éléments soumis à des charges de cisaillement réversible et négligée pour les éléments non soumis aux charges axiales.

Cette prescription vient du fait que dans les prescriptions modernes du calcul du béton armé, on accepte qu'une partie de l'effort tranchant soit reprise par le cisaillement de la zone comprimée, par le frottement entre les agrégats le long de la fissure inclinée et par l'effet goujon.

Pour les poteaux, la présence de l'effort axial augmente la partie de l'effort tranchant repris par le béton (l'effort axial augmente la zone comprimée et donc la résistance au cisaillement du béton comprimé). L'effet du renversement du chargement se traduit par une détérioration progressive du béton comprimé (qui dans le cycle précédent était soumis à la traction, donc son taux de participation à la reprise de l'effort tranchant diminue et devient même négligeable).

HIRUŞAWA, M ; OZAKI et WAKABAYASHI (16) ont étudié l'effet de la portée de cisaillement relative  $a/h$ , les pourcentages d'armatures transversales et longitudinales et l'intensité de la charge axiale sur le comportement hystérétique des poteaux en béton armé.

Le modèle expérimental et le schéma de chargement sont représentés sur la figure II.15.

Ils considèrent un déplacement cyclique augmentant progressivement.

Ils remarquent que si les armatures transversales prévues sont suffisantes, le comportement du poteau sera ductile ; mais ils ne donnent pas suffisamment des détails des essais.

KÜSTÜ, Ö (17) a considéré des poteaux à différents niveaux d'une ossature en béton armé, constituée de 10 étages. Il a fait varier l'intensité de la charge axiale, les pourcentages d'armatures transversales et longitudinales. Le dispositif d'essai est représenté sur la figure II.6.

Tous les poteaux d'essai subissent des ruptures par effort tranchant. KÜSTÜ remarque que les poteaux des étages supérieures subissent plus de rupture cassante à l'effort tranchant que les poteaux des étages inférieures bien qu'ils soient soumis à de plus faibles charges axiales. Cela est du probablement à la reprise de l'effort tranchant par le béton comprimé.

Dans cette étude, les pourcentages d'armatures transversales varient ( $\omega_t = 0\%$  à  $2,6\%$ ) ainsi que l'intensité de la force axiale.

Les poteaux testés ont une portée de cisaillement relative  $a/h$  comprise entre 0,6 et 2,8.

La recherche expérimentale sur le comportement des poteaux courts de ZAGAJESKI (12) est une extension du travail de KÜSTÜ. Il a utilisé le même dispositif d'essai dans le but d'obtenir des informations supplémentaires sur l'influence de la force axiale et les différents types d'armatures transversales sur le comportement inélastique des poteaux. Dans cette étude expérimentale, ZAGAJESKI aboutit aux mêmes conclusions que celles données par son modèle théorique (paragraphe II.5.1.).

## II-6. Conclusion

Les résultats de ces recherches indiquent, en général, que le comportement inélastique des poteaux s'améliore avec une plus grande portée de cisaillement relative  $a/h$ , une plus petite charge axiale et un plus grand pourcentage d'armatures transversales. Cependant, les résultats de KÜSTÜ (17) et WIGHT (14) démontrent qu'une diminution de la force axiale ne garantit pas une amélioration du comportement. Cette apparente contradiction sur l'effet de l'effort axial sur le comportement des poteaux pourrait être due au fait que l'effort normal augmente la résistance donc change le mode de rupture mais rend la rupture fragile et diminue la ductilité.

L'effet de la force axiale sur la contrainte de cisaillement du béton doit être admis et les armatures transversales doivent être conçues en conséquence. Cet effet dépend surtout de la valeur de l'effort normal  $N$  par rapport à celle du seuil critique  $N_B$  (point de balance).

Le point de balance est défini comme étant la combinaison de la force axiale et du moment fléchissant dans laquelle la déformation du béton comprimé atteint sa valeur ultime et les aciers tendus atteignent leur contrainte plastique simultanément.

Un diagramme d'interaction type  $N = f(M)$  pour un élément en béton armé est représenté en annexe A<sub>5</sub>.

CHAPITRE III : ETUDE THEORIQUE

## CHAPITRE III. ETUDE THEORIQUE

### III-1. Introduction

Lors d'une assez forte secousse sismique, les forces latérales d'inertie dans un système structural engendrent des sollicitations supérieures à la capacité élastique des éléments, les obligeant ainsi à développer des déformations inélastiques. Celles-ci apparaissent généralement aux zones fortement sollicitées.

Une protection parasismique correcte exige, qu'une grande quantité de l'énergie induite par le séisme dans la structure, soit dissipée par les déformations plastiques sans provoquer la rupture.

L'étude d'une structure soumise aux actions sismiques doit donc, s'intéresser à deux aspects essentiels qui sont : la résistance et la ductilité. Le calcul de résistance s'avère relativement simple car il s'agit de vérifier que les sollicitations maximales dans chaque section de la structure ne doivent pas dépasser la capacité portante. Cependant, il faut tenir compte de certains aspects spécifiques :

- présence de déformations plastiques importantes dans certaines zones.
- variation des différentes sollicitations pendant l'action sismique.
- caractère dynamique de l'action sismique qui soumet les matériaux aux chargements et déchargements répétés, souvent au-delà du domaine élastique du comportement.

La ductilité, capacité d'une structure à développer de grandes déformations plastiques sans provoquer la rupture, est beaucoup moins étudiée et particulièrement pour le cas des poteaux des ossatures en béton armé. Ces éléments sont soumis à un état de sollicitation assez complexe ce qui rend l'étude de la ductilité difficile.

De ce fait, cette recherche insiste sur les aspects résistance et ductilité des poteaux en béton armé.

Les principaux aspects du comportement des poteaux sont exposés dans ce qui suit afin de mettre en évidence la différence qui existe entre le comportement aux charges verticales et le comportement aux charges horizontales.

### III-2. Particularités des sollicitations sur les poteaux

#### III-2.1. Poteaux des structures soumises aux charges verticales.

Considérons une ossature élastique soumise à un chargement croissant jusqu'à la rupture. Celui-ci engendre des efforts internes ( $M$ ,  $N$ ,  $T$ ), (figure III.1).

Pour un poteau quelconque, le rapport  $e = \frac{M}{N}$  demeure constant pendant l'augmentation des charges extérieures.

Les sections des poteaux en béton armé sont ainsi classées en deux catégories :

- sections en flexion composée avec une faible excentricité.
- sections en flexion composée avec une grande excentricité.

L'effet de l'effort tranchant est généralement négligé.

Les charges verticales provoquent également le phénomène de flambement (cas de l'excentricité nulle) ou flambement en flexion composée avec l'effet "P- $\Delta$ ".

De ce fait, les poteaux sont classés en :

- poteaux courts (les phénomènes de flambement sont négligeables).
- poteaux élancés (la flexibilité du poteau doit être prise en compte).

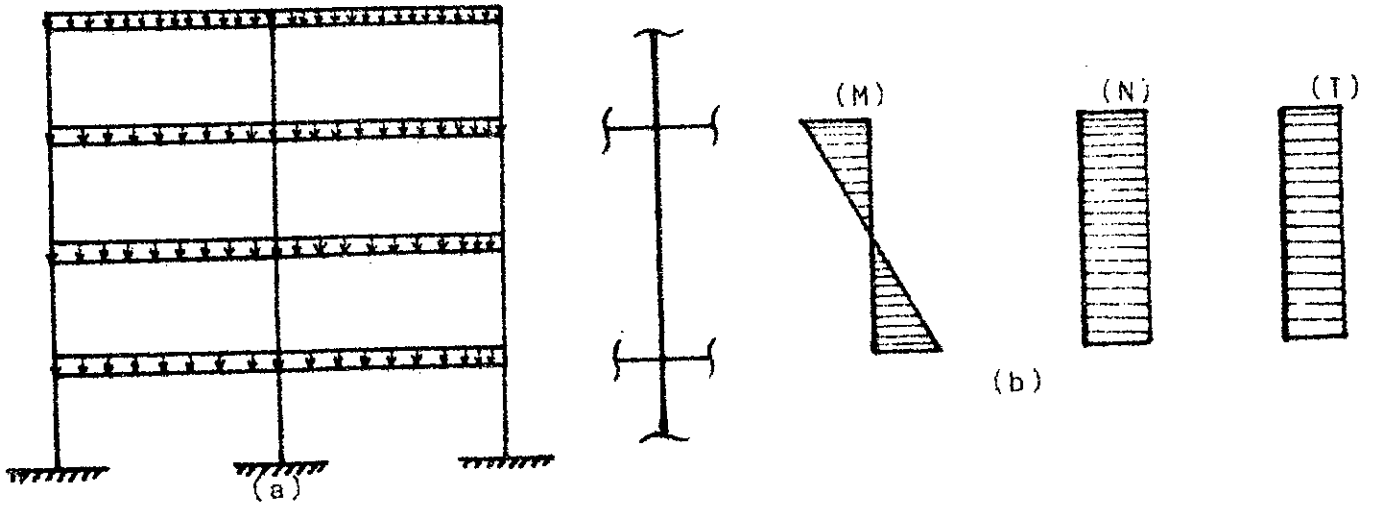


Figure III.1 : Ossature soumise aux charges verticales.

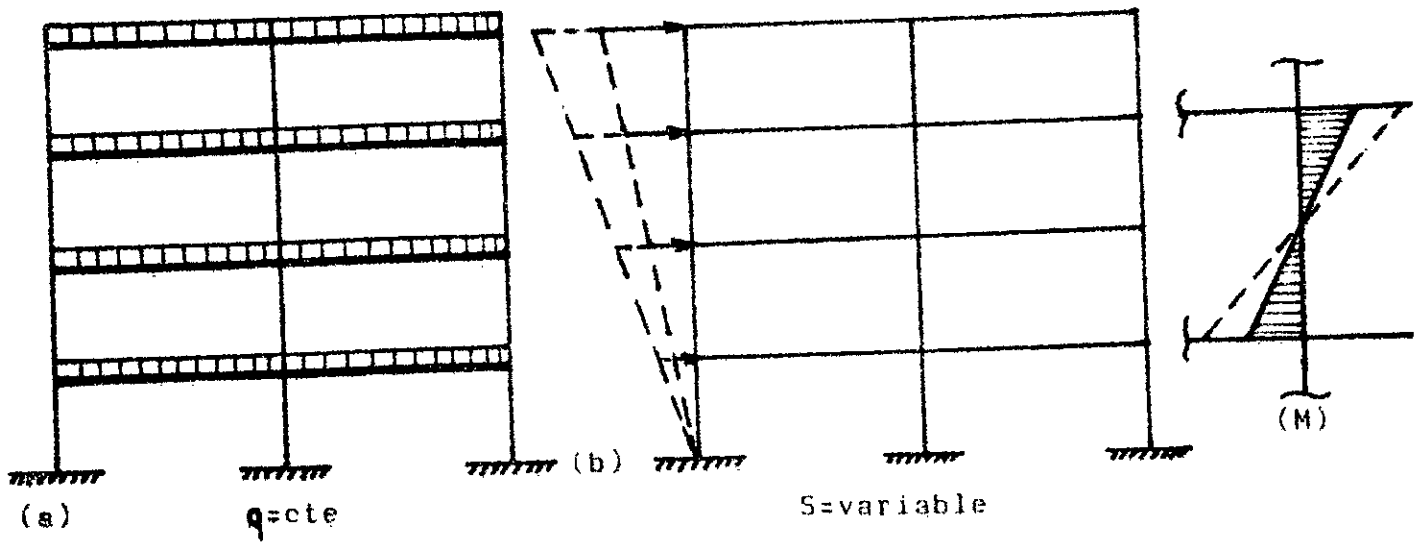


Figure III.2 Ossature soumise aux charges sismiques.

Le critère séparant ces deux catégories est l'élancement mécanique  $\lambda$ .

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \quad \text{où} \quad \begin{cases} l_f = \text{longueur de flambement du poteau} \\ i = \text{rayon de giration de la section transversale} \end{cases}$$

Ce critère conduit à une classification des poteaux à section rectangulaire, selon différents règlements, comme suit :

- poteaux courts si  $\Rightarrow \frac{l_f}{h} \ll 8, \dots 10$
- poteaux longs si  $\Rightarrow \frac{l_f}{h} > 8, \dots 10$

(h étant la hauteur de la section transversale).

Cette classification, suivant l'excentricité et l'élancement mécanique, est celle justement, retenue par les règlements de calcul du béton armé (CCBA 68. BAEL, ...).

### III-2.2. Comportement des poteaux vis à vis des charges sismiques

L'action sismique, phénomène dynamique complexe, est généralement modélisée par un système de forces horizontales. En négligeant l'effet des accélérations verticales, une structure est soumise lors d'un séisme, d'une part aux charges verticales pratiquement constantes et d'autre part aux charges horizontales variables (figure III.2). Un poteau quelconque appartenant à cette structure, est sollicité par :

- des moments fléchissants et des efforts tranchants variables, qui en augmentant, peuvent entraîner la rupture ;

- un effort axial considéré approximativement constant (variation faible par rapport à celle de M et l).

$$e = \frac{M}{N} = \text{variable} = 0, \dots, e_{\text{rupture}}$$

Des chercheurs ont démontré (18) que le comportement de ces poteaux à la flexion composée (types de rupture) dépend essentiellement du "niveau de chargement axial n" (figure III.3) :



$$n = \frac{N}{A_b \cdot \sigma_{28}}$$

où :

$A_b$  = représente l'aire de la section transversale du poteau.

$n$  = effort normal adimensionnel.

Dans ce contexte, les poteaux sont classés en trois catégories :

- poteaux ductiles ;  $n = 0 ; \dots ; 0,2$  (rupture par grandes déformations de l'armature tendue).
- poteaux semi-ductiles ;  $n = 0,2 ; \dots ; 0,5$  (rupture amorcée par l'écoulement de l'armature tendue et achevée par la déformation limite du béton comprimé).
- poteaux cassants :  $n > 0,5$ .

L'importance de l'effet de l'effort tranchant sur le comportement des poteaux pendant l'action sismique nécessite une attention particulière.

En effet, l'effort tranchant est variable et peut provoquer la rupture par cisaillement.

Des chercheurs (10), (19), démontrent que le comportement à l'effort tranchant des poteaux soumis aux actions sismiques est fonction du rapport  $\lambda_g = H/h$ . Celui-ci équivaut à un élancement géométrique. Sa signification par contre, est très différente de l'élancement mécanique :

- élancement mécanique  $\lambda = \frac{l_f}{i}$  → comportement au flambement
- élancement géométrique  $\lambda_g = \frac{H}{h}$  → comportement au cisaillement

Les différents types de comportement des poteaux définis par l'élancement géométrique sont en général :

- $\lambda_g > 5$  : poteaux longs, comportement de type "flexion-composée", l'effet de l'effort tranchant est négligeable.
- $2,5 < \lambda_g < 5$  : poteaux moyens, comportement de type "flexion-

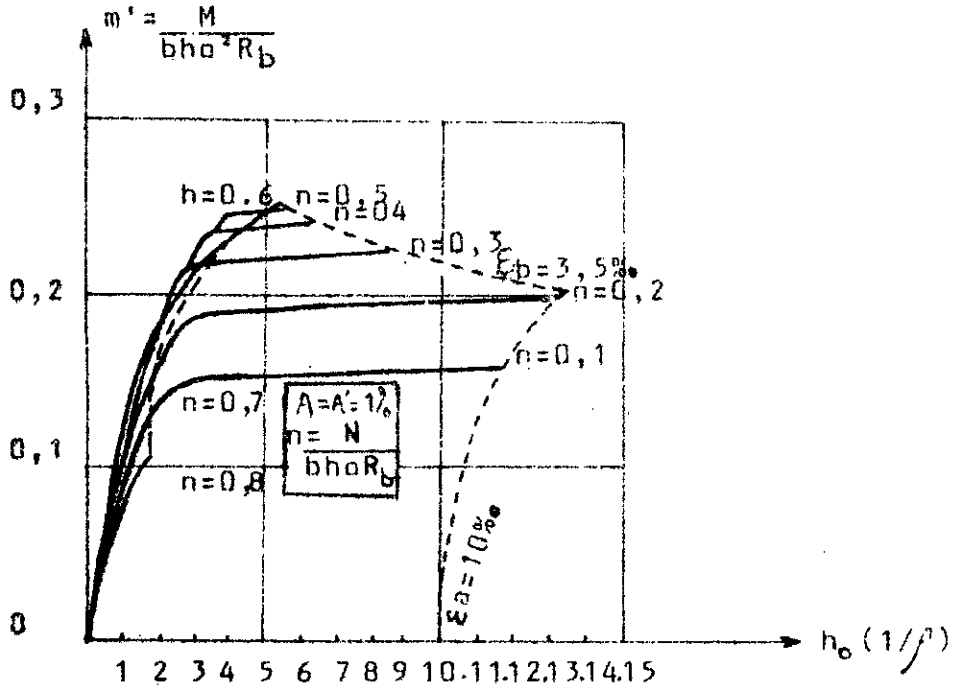


figure III.3 : comportement à la rupture en fonction du niveau de chargement axial  $n$ .

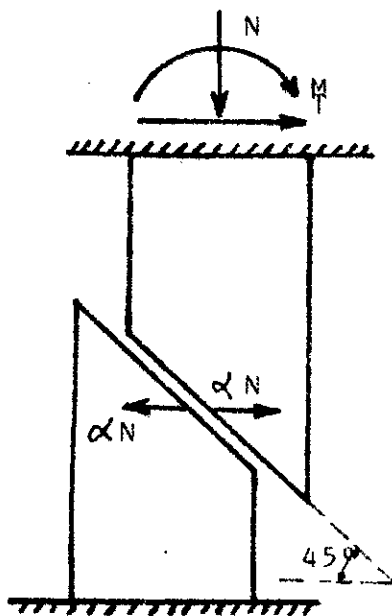


figure III.4 : effet de luge.

cisaillement" (les deux sollicitations ont des effets comparables).

-  $\lambda_g < 2,5$  : poteaux courts, comportement déterminé par l'effort tranchant conduisant à une rupture brutale provoquée par des fissures inclinées. La présence de l'effort axial N accentue le comportement cassant de ces poteaux, entraînant ainsi un effet de "luge" (tendance au glissement des deux parties du poteau séparées par la fissure inclinée). Voir figure III.4.

Les limites de l'élançement  $\lambda_g$  énumérées ci-dessus, doivent être acceptées à titre informatif.

Un des buts de cette recherche est, justement, d'examiner ces valeurs limites.

### III-3. Classification des poteaux

Des chercheurs (3), (10), (11) ont utilisé pour la classification des poteaux les résultats de la résistance des matériaux et, ensuite introduit quelques éléments de plasticité.

Des méthodes de calcul de ce type, s'intéressant au problème du domaine de définition des poteaux courts sont développées dans la présente recherche. Elles ne donnent, évidemment, qu'un ordre de grandeur et une idée globale sur les facteurs influant sur le comportement des poteaux courts en béton armé. Mais, même dans de pareilles conditions, elles constituent une base assez importante pour l'amélioration des connaissances actuelles.

#### III-3.1. Critère de plasticité de MOHR

Il n'existe actuellement aucun critère définissant les domaines de résistance du béton armé après la fissuration. Le critère de MOHR n'est valable que pour le béton seul. Dans celui-ci la rupture intervient lorsque l'état de contraintes dans un point satisfait au

critère de MOHR.

Les valeurs de  $\sigma$  et  $\tau$  sont celles données par le calcul élastique.

Le béton est supposé ayant un comportement différent en traction (résistance =  $R_t$ ) et en compression (résistance =  $R_c$ ).

Les états extrêmes de contraintes-rupture par compression pure et rupture par traction pure - sont donc donnés par deux cercles de MOHR de rayon  $R_t$  et  $R_c$ . La rupture dans un état intermédiaire de contraintes, caractérisée par une combinaison ( $\sigma - \tau$ ), intervient si le cercle de MOHR qui définit cet état, est tangent à la droite tangente aux deux cercles extrêmes (critère de plasticité ou de rupture-MOHR).

Figure III.5.

L'équation de la droite tangente aux deux cercles de diamètres  $R_t$  et

$R_c$  est :

$$\tau = \frac{R_c - \alpha R_c}{2 \sqrt{\alpha} R_c} \cdot \sigma + \frac{\alpha R_c^2}{2 \sqrt{\alpha} R_c} \quad \text{avec } \alpha = \frac{R_t}{R_c}$$

(voir démonstration en annexe A<sub>1</sub>)

$$\tau = \frac{1 - \alpha}{2 \sqrt{\alpha}} \cdot \sigma + \frac{\alpha R_c}{2 \sqrt{\alpha}} \quad (\text{III.1})$$

L'équation d'un cercle tangent à la courbe intrinsèque (du béton)

est (3) :

$$\frac{(1 + \alpha)^2}{\alpha} \cdot \tau^2 + \left[ \sigma - \frac{1 - \alpha}{2} R_c \right]^2 = \frac{(1 + \alpha)^2}{4} \cdot R_c^2 \quad (\text{III.2})$$

En admettant que  $\alpha = \frac{R_t}{R_c} \cong \frac{1}{10}$  ; on obtient :

$$\frac{(1 + 0,1)^2}{0,1} \cdot \tau^2 + \left[ \sigma - \frac{1 - 0,1}{2} R_c \right]^2 = \frac{(1 + 0,1)^2}{4} R_c^2$$

$$\tau^2 \cong R_c^2 \left[ 0,01 - 0,08 \left( \frac{\sigma}{R_c} \right)^2 + 0,07 \cdot \frac{\sigma}{R_c} \right]$$

D'où :

$$\tau_{\text{cap}} = R_c \sqrt{-0,08 \cdot \left( \frac{\sigma}{R_c} \right)^2 + 0,07 \cdot \frac{\sigma}{R_c} + 0,01} \quad (\text{III.3})$$

Pour une section rectangulaire (ou en I),  $\tau_{\text{max}} = 1/b \cdot z = \frac{1}{b \cdot 7/8 \cdot h_0}$

A partir de cette expression, l'effort tranchant maximum (ou effort

tranchant capable) du poteau peut s'écrire sous la forme :

$$T_{cap} = z.b. \tau_{cap} = 7/8 h_o b R_c \sqrt{-0,08(\sigma/R_c)^2 + 0,07 \sigma/R_c + 0,01} \quad (III.4)$$

La contrainte  $\sigma$  qui se trouve dans la relation (III.4) est la contrainte moyenne donnée par la force axiale N, donc  $\sigma/R_c = N/A.R_c = n$  (en réalité pour déterminer la contrainte engendrée par N, il faudra utiliser la section homogénéisée  $A_h = A_b + \frac{E_a}{E_b} \cdot A_a$ , mais comme les calculs sont approximatifs, il n'est pas nécessaire d'utiliser  $A_h$ ). L'expression finale de T sera donc, en remplaçant  $\sigma/R_c \cong N/A_b R_c = n$  dans la relation (III.4).

$$T_{cap} \cong 7/8 h_o b R_c \sqrt{-0,08 n^2 + 0,07n + 0,01} \quad (III.5)$$

La représentation graphique de celle-ci (III.5) est donnée par la figure III.6.

A partir de ce graphe, on remarque, que pour les valeurs de  $n = 0,4, \dots, 0,5$ ; l'effort tranchant est maximum.

Par ailleurs, l'effort tranchant peut s'exprimer en fonction du moment fléchissant engendré par la force sismique, soit :

$$M_{cap} = SH/2 \quad T_{cap}^M = \frac{M_{cap}}{H/2} \quad (III.6)$$

En égalisant les formules (III.4) et (III.5), on peut définir une valeur limite du rapport  $H/h$  capable de séparer les domaines dans lesquels la rupture est déterminée, soit par l'effort tranchant, soit par le moment fléchissant.

C'est ainsi que YAMADA et YAGI (11), en admettant une expression simplifiée de la relation  $M = f(N)$ , ont abouti à la relation (II.4).

### III-3.2. Déformations d'effort tranchant et de moment fléchissant pour un matériau homogène.

#### a) hypothèses

L'utilisation des lois de la résistance des matériaux suppose que l'élément à étudier est homogène. Ceci est une grossière simplifi-

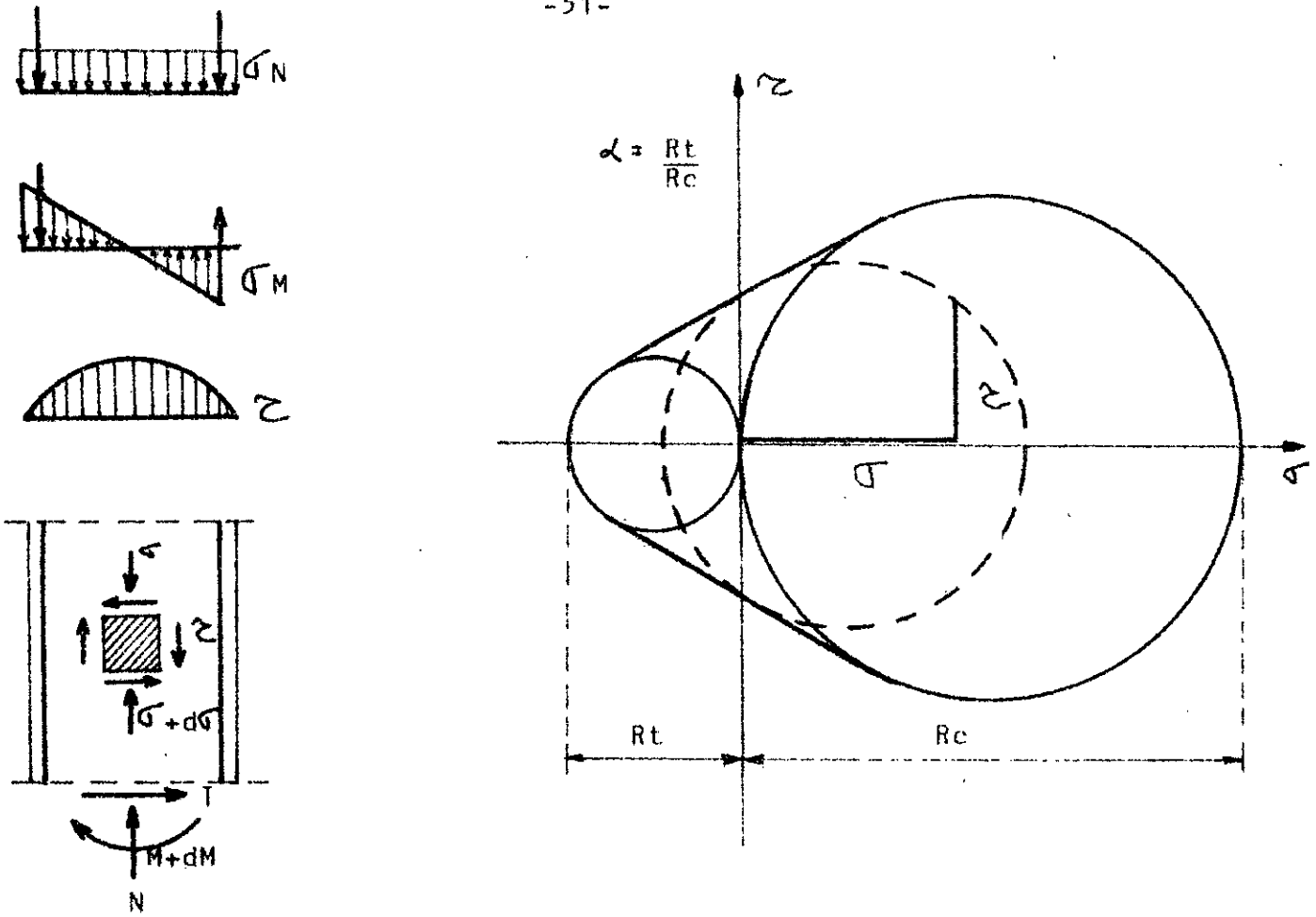


figure III.5 cercle de MOHR.

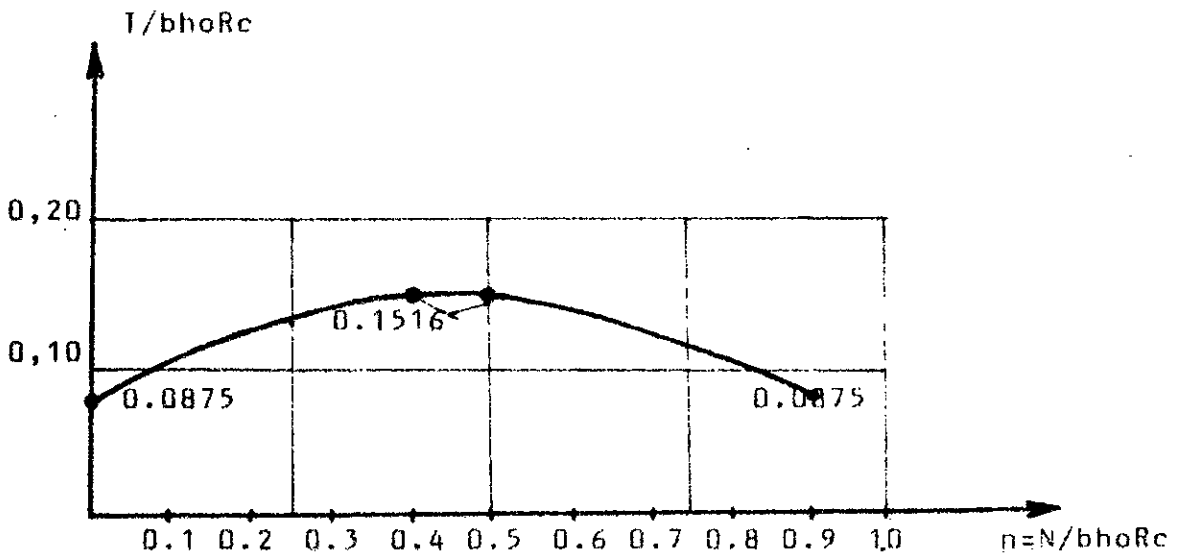


figure III.6 variation de T en fonction de N.

cation et d'autre part, l'hypothèse de Saint-Venant n'est pas vérifiée pour les éléments courts.

Dans cette approche, l'influence des armatures et des caractéristiques linéaires du béton sont négligées. Les hypothèses ne sont pas exactes mais elles permettent de situer d'une manière approchée, les différents types de comportement des poteaux.

Les résultats ainsi obtenus seront comparés avec les résultats expérimentaux.

### b) démonstrations

Considérons une ossature soumise aux forces horizontales (figure III.2). Les sollicitations d'un poteau quelconque appartenant à cette structure sont représentées sur la figure III.7.

Déterminons les flèches dues au moment fléchissant et à l'effort tranchant et calculons leur rapport.

#### - Flèche théorique de flexion $\Delta_M$ .

Le problème consiste à composer l'équation différentielle approximative de la ligne élastique  $EI d^2\Delta / dy^2 = M(y)$  et à déterminer  $\Delta_M$ . Pour une section quelconque appartenant à l'élément considéré (figure III.7), l'équation du moment fléchissant est :

$$M(y) = SH/2 - SH/H \cdot y = SH/2 - Sy$$

soit :

$$EI \Delta'' = SH/2 - Sy$$

Ce qui donne après intégration :

$$EI \Delta' = SH/2 \cdot y - Sy^2/2 + C \text{ et } EI \Delta = SH/4 \cdot y^2 - Sy^3/6 + Cy + D$$

où C et D sont des constantes. Pour les déterminer, il faut considérer les conditions aux limites :

$$\text{si } y = 0 ; \Delta = 0 \text{ et } \Delta' = 0 \text{ alors : } C = 0 \text{ et } D = 0$$

$$EI \Delta = SH/4 \cdot y^2 - Sy^3/6$$

Au point  $y = H$ , la valeur de la flèche est :

$$\Delta_M = SH^3/12EI \quad (\text{III.7})$$

- flèche de cisaillement  $\Delta_T$

La flèche due à l'effort tranchant peut être déterminée à partir du théorème de Castigliano (la dérivée partielle de l'énergie potentielle par rapport à une force est égale au déplacement correspondant à cette force).

L'énergie potentielle du système sous l'action de  $T$  est :

$$U = \int_0^H K \frac{T^2 dx}{2GA}$$

$$T(x) = S = \text{cte.}$$

D'où :

$$U = \frac{KS^2H}{2GA} \quad \text{et} \quad \Delta_T = \frac{\partial U}{\partial S} = \frac{KSH}{GA} \quad \longrightarrow \quad \boxed{\Delta_T = \frac{KSH}{GA}} \quad (\text{III.8})$$

- comparaison des flèches de flexion et de cisaillement  $\Delta_T/\Delta_M$ .

$$\Delta_M = \frac{SH^3}{12EI}$$

où

$EI$  = rigidité en flexion

$E$  = module d'élasticité longitudinale

$I$  = moment d'inertie de la section droite de l'élément considéré

$$* \Delta_M = \frac{SH^3}{12E \cdot \frac{bh^3}{12}} = \frac{S}{b \cdot E} \cdot (H/h)^3 \quad \longrightarrow \quad \Delta_M = r (H/h)^3$$

$$\Delta_M = \frac{S}{bE} (H/h)^3$$

$$* \Delta_T = \frac{KHS}{GA}$$

où :

\* $K$  = Coefficient sans dimension dépendant de la forme géométrique de la section.

$$K = \frac{A}{I_x} \int_A \frac{S_x^* dA}{b^2}$$

Ainsi, pour une section rectangulaire de dimension  $b$  et  $h$  (figure III.9 le moment statique  $S^*$  de l'aire hachurée par rapport à l'axe  $x$  est



égal à :

$$S_x = \frac{1}{2} b \left( \frac{h^2}{4} - y^2 \right)$$

D'autre part :  $dA = bdy$  ,  $A = bh$  ,  $I_x = \frac{bh^3}{12}$

Après de simples transformations, il vient :  $K = 6/5$

\*  $G$  = module d'élasticité pour le cisaillement ;

$$G = \frac{E}{2(1+\mu)} \quad ; \mu = \text{coefficient de Poisson} \approx 0.25$$

$$G \approx 0,4 E$$

soit :

$$\Delta_T = \frac{6}{5} \cdot \frac{HS}{0,4 \cdot Ebh} = \frac{3HS}{EBh} = 3 \cdot \frac{S}{bE} \left( \frac{H}{h} \right) \longrightarrow \Delta_T = f(H/h)$$

$$\Delta_T = 3 \cdot \frac{S}{bh} \left( \frac{H}{h} \right)$$

Calculons le rapport  $\frac{\Delta_T}{\Delta_M}$  :

$$\Delta_T / \Delta_M = \frac{3 \frac{S}{bE} \left( \frac{H}{h} \right)}{\frac{S}{bE} (H/h)^3} = \frac{3}{(H/h)^2}$$

$$\frac{\Delta_T}{\Delta_M} = \frac{3}{(H/h)^2} \quad (\text{III.9})$$

### III-3.3. Comparaisons des contraintes de cisaillement et de flexion pour un matériau homogène

Les hypothèses utilisées pour ce sous chapitre sont identiques aux précédentes (paragraphe III.3.2).

- calcul de  $\tau_{\max}$  (figure III.9)

$$\tau = \frac{IS^*}{I_x \cdot b}$$

Pour un élément à section carrée, de côté  $b = h$  on a :

$$\tau = \frac{6 \cdot S}{bh^2} \left[ \frac{h^2}{4} - y^2 \right] \quad (\text{III.10})$$

L'épure des contraintes tangentielles selon la hauteur de la section est représentée par une parabole quadratique. La contrainte maximale a lieu au point  $y = 0$  ; ce qui donne :

$$\tau_{\max} = 3/2 \cdot S/bh$$

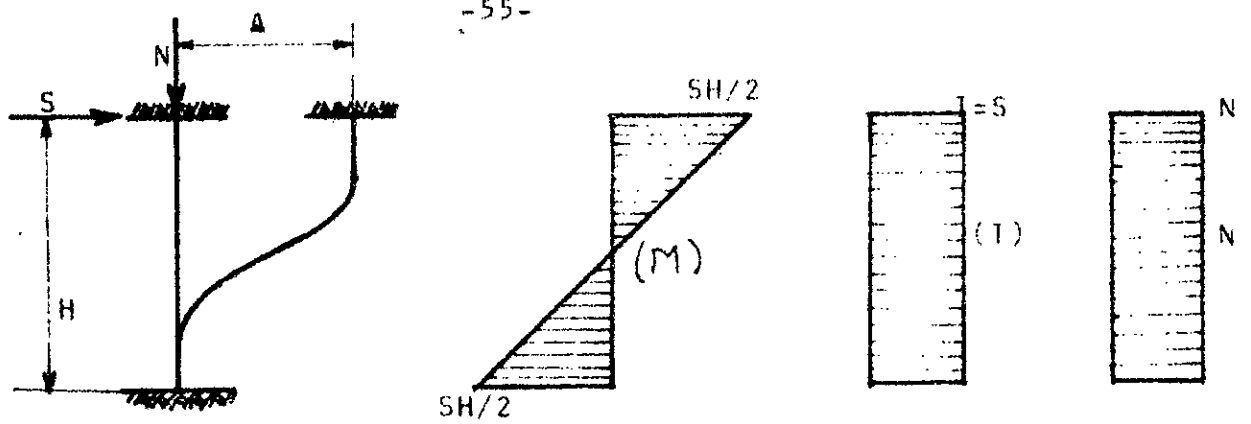


FIGURE III. 7 : éléments de réduction d'un poteau soumis aux charges sismiques.

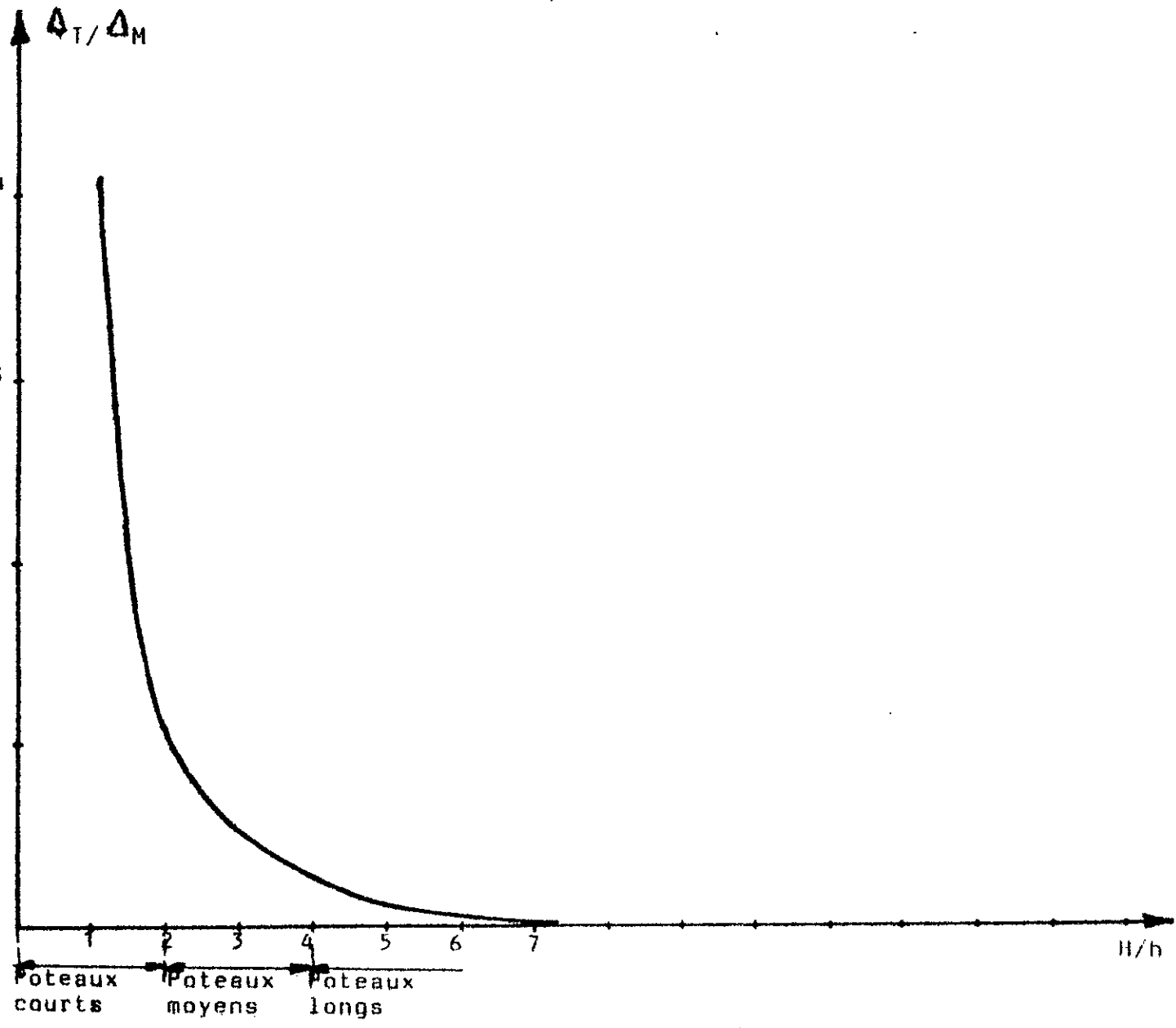


figure III.8 : variation de  $\Delta T / \Delta M$  en fonction de  $H/h$ .

- calcul de  $\sigma_{\max}$

$$\sigma_{\min}^{\max} = \frac{N}{A} \pm \frac{Mv}{I} \quad \text{avec :}$$

$$A = bh$$

$$M = SH/2$$

$$I = bh^3/12$$

$$v = h/2$$

$$\sigma_{\min}^{\max} = \frac{N}{bh} \pm \frac{SH/2 \cdot h/2}{bh^3/12} \rightarrow \boxed{\sigma_{\min}^{\max} = \frac{N}{bh} \pm \frac{3SH}{bh^2}} \quad (III.11)$$

- calcul de  $\frac{\tau_{\max}}{\sigma_{\max}}$

$$\frac{\tau_{\max}}{\sigma_{\max}} = \frac{3/2 \cdot S/bh}{N/bh + 3SH/bh^2} = \frac{1}{2/3Sh(Nh + 2SH)}$$

$$\boxed{\frac{\tau_{\max}}{\sigma_{\max}} = \frac{1}{2/3 \cdot N/S + 2 \cdot H/h}} \quad (III.12)$$

La représentation graphique de  $\frac{\tau_{\max}}{\sigma_{\max}}$  en fonction de H/h (figure III.10) montre que pour les éléments courts (H/h < 2), les contraintes tangentielles sont prépondérantes.

### III-3.4. Interprétations des résultats

Les solutions élémentaires, très approximatives, présentées ci-dessus peuvent être comparées afin de définir un critère correct de classification des poteaux longs (rupture par flexion), moyens (rupture par flexion-cisaillement) et courts (rupture par cisaillement).

L'étude comparative des contraintes et flèches de flexion et de cisaillement met en évidence la prépondérance de l'effort tranchant pour les éléments courts.

La valeur limite de l'élançement géométrique H/h déduite du critère de MOHR pour laquelle la rupture a lieu par cisaillement varie de 2,4 à 4,2 pour un effort normal nul et un pourcentage d'armatures longitudinales variant de 1 % à 2 %. (voir figure II.12).

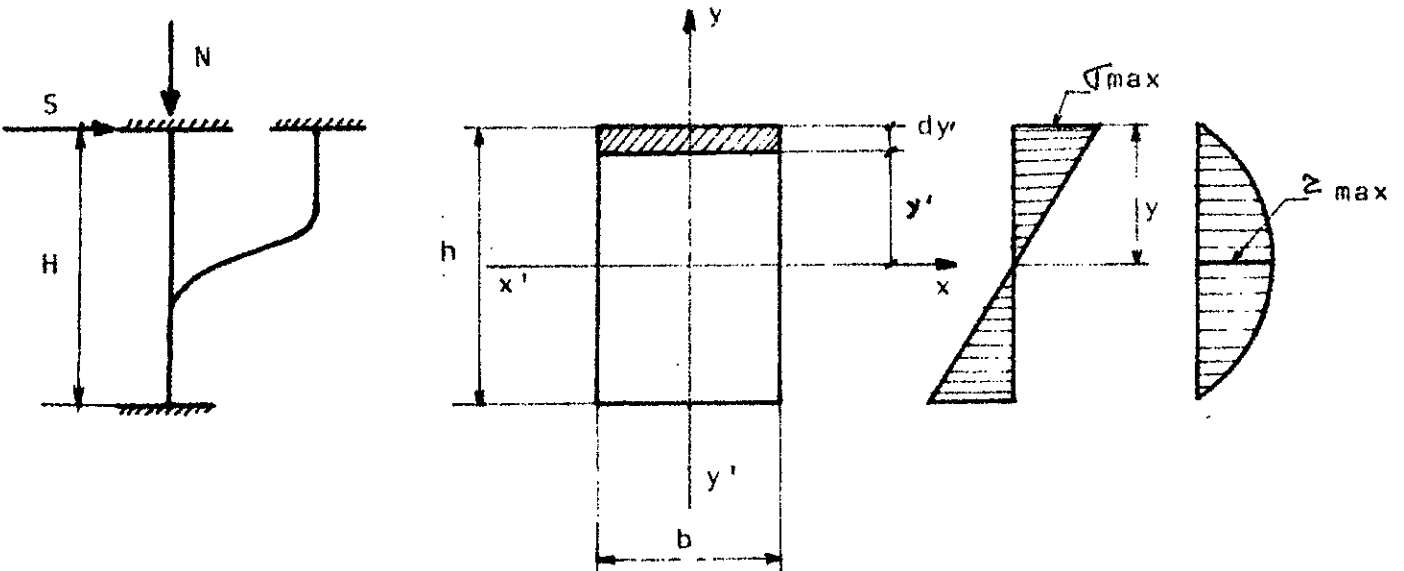


figure III.9 : contraintes en flexion composée pour un matériau homogène.

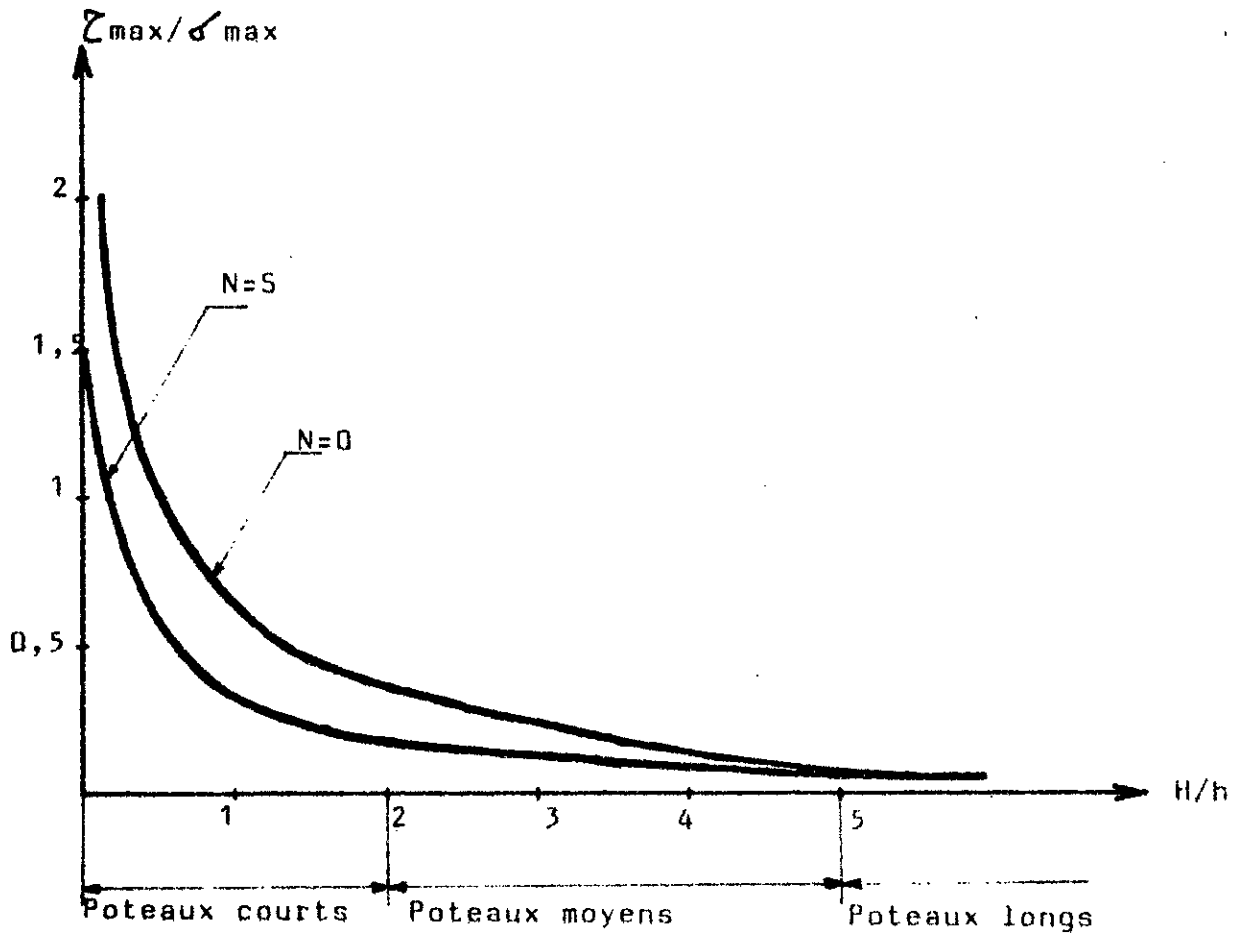


figure III.10 : variation de  $\tau_{max}/\sigma_{max}$  en fonction de  $H/h$ .

Bien que les calculs soient basés sur des hypothèses très simplifi-  
catrices et à partir de raisonnements très différents, les trois solu-  
tions élémentaires aboutissent à des résultats très approchés.

### III-3.5. Dimensionnement des armatures transversales des poteaux courts

#### III-3.5.1. Sous l'action d'un chargement dynami- que cyclique

Le dimensionnement classique à l'effort tranchant des poteaux tient compte de l'effet favorable de l'effort axial sur la contrainte de cisaillement  $\tau$ . En effet, celle-ci diminue d'une certaine valeur qui dépend, normalement, de l'intensité N.

Les recherches effectuées ces dernières années (10), (11), (12) sur le comportement des poteaux courts aux actions dynamiques, cycliques montrent que la rupture de ces derniers se produit par une fissure diagonale. Celle-ci apparaît brusquement et sépare effectivement le poteau en deux parties.

Donc, pour le dimensionnement des armatures transversales des poteaux courts, il serait erroné de parler de l'effet favorable de l'effort normal.

A partir de ces constatations, une méthode de dimensionnement des armatures transversales des poteaux courts, est exposée ci-dessous.

Supposons que la fissure critique soit inclinée à peu près à 45°, elle coupe un nombre m de cadres de telle sorte, qu'à la limite, la somme des forces reprises par ces cadres, équilibre, l'effort tranchant T du poteau (contribution du béton négligée). (figure III.11a).

Le nombre de cadres interceptés par la fissure critique sera donc ;

$$m = \frac{h - 2d}{t}$$

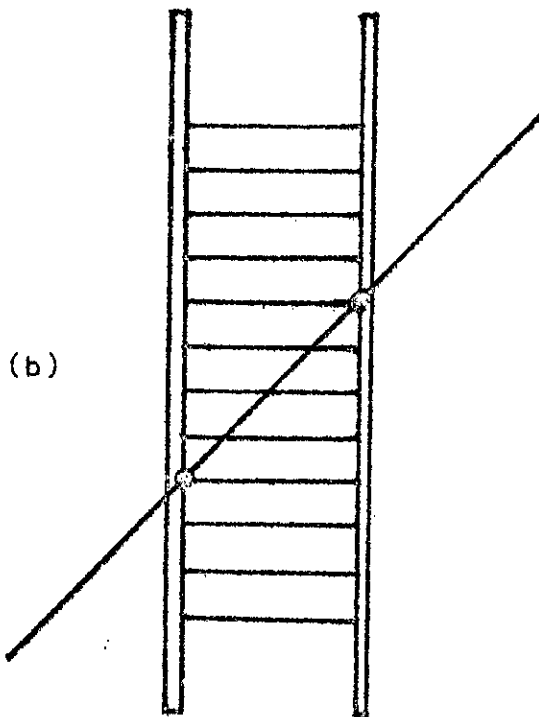
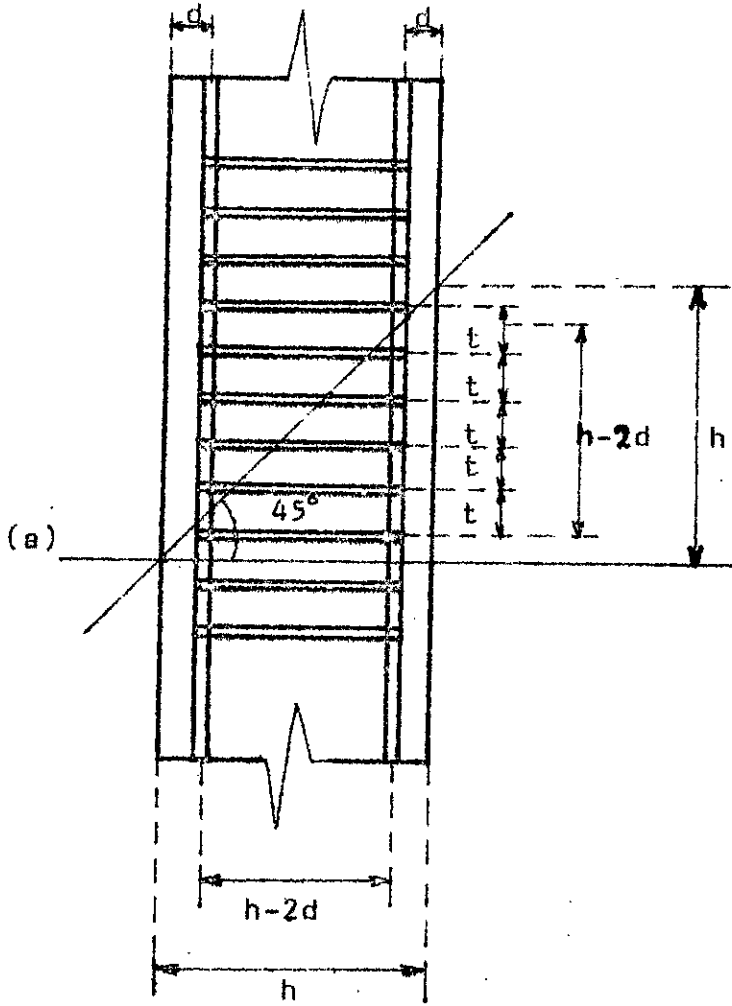


figure III.11 : cadres interceptés par la fissure critique

Mais, il existe une situation où la fissure critique démarre de l'extrémité d'un cadre et arrive à l'extrémité d'un autre cadre (figure III.11b) ; dans ce cas précis, le nombre de cadres interceptés sera plus petit, soit :

$$m = \frac{h - 2d}{t} - 1$$

La capacité portante des cadres interceptés par la fissure critique est :

$$T_{cap} = m \cdot A_t \cdot \sigma_{at} = A_t \cdot \sigma_{at} \left[ \frac{h - 2d}{t} - 1 \right]$$

d'où :

$$t = \frac{(h - 2d) \cdot A_t \cdot \sigma_{at}}{T_{cap} + A_t \cdot \sigma_{at}} \quad (III.12)$$

L'espacement des cadres est obtenu en égalisant la capacité portante avec l'effort tranchant effectif ( $T = T_{cap}$ )

$$t = \frac{(h - 2d) \cdot A_t \cdot \sigma_{at}}{T + A_t \cdot \sigma_{at}} \quad (III.13)$$

### III-3.5.2. Sous l'action d'un chargement statique

Dans la plupart des règlements, la reprise de l'effort tranchant est assurée d'une part, par la zone de béton comprimé et d'autre part, par les armatures transversales.

A cet effet, les BAEL proposent pour le dimensionnement des armatures transversales la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} \gg \frac{(\sigma_u - 0,5 K) b}{0,8 R_{at}} \quad (\text{article A 5.1, 232}).$$

### III-4. Conclusion

Les différentes approches utilisées, basées sur des hypothèses très simplificatrices, aboutissent aux mêmes critères et limites de classification. Ceci permet de les accepter comme une base assez fiable pour la séparation des trois types de comportement des

poteaux suivant leur "élancement géométrique"  $H/h$ . Ce qui donne :

- $H/h < 2,5$  : poteaux courts  $\longrightarrow$  rupture par cisaillement pur
- $2,5 \leq H/h \leq 5$  : poteaux moyens  $\longrightarrow$  rupture par flexion-cisaillement
- $H/h > 5$  : poteaux longs  $\longrightarrow$  rupture par flexion



CHAPITRE IV : ETUDE EXPERIMENTALE

## CHAPITRE IV : ETUDE EXPERIMENTALE

### IV-1. Introduction

La recherche théorique ne suffit pas à elle seule pour fixer les règles de dimensionnement et de ferrailage des poteaux courts en béton armé. C'est pourquoi, il est indispensable d'effectuer une série d'essais sur des poteaux soumis à un système de forces modélisant l'action sismique. Celle-ci est considérée comme un système de forces horizontales croissantes pouvant engendrer la rupture. C'est l'hypothèse généralement retenue par les règlements parasismiques (PS 69, RPA 81, UBC; ...).

Une structure soumise à un tel chargement est représentée par la figure IV-1 a.

Si la rigidité des poutres de cette structure est très grande par rapport à celle des poteaux (c'est le cas le plus fréquemment utilisé dans la pratique), l'allure des diagrammes des moments fléchissants est semblable à celle schématisée par la figure IV-1b.

Un poteau d'une telle structure est soumis d'une part, à une charge axiale  $N$  et d'autre part, à une charge horizontale  $S$ .

La variation de  $N$  est faible par rapport aux variations du moment fléchissant et de l'effort tranchant engendrées par  $S$ .

L'étude du comportement de ces poteaux peut se faire sur des pièces d'essai chargées axialement par une force constante et transversalement par un système de forces appliquées de manière à ressortir une distribution des moments fléchissants semblable au diagramme de la figure IV-1b.

Des modèles d'essai conçus selon ce principe ont été utilisés par différents chercheurs (voir paragraphe II.5.2).

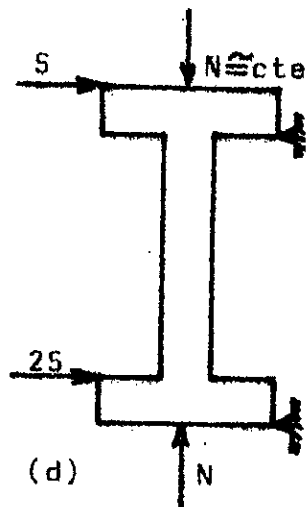
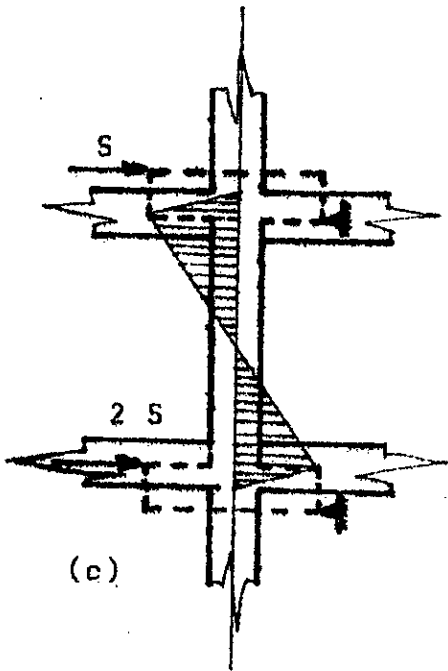
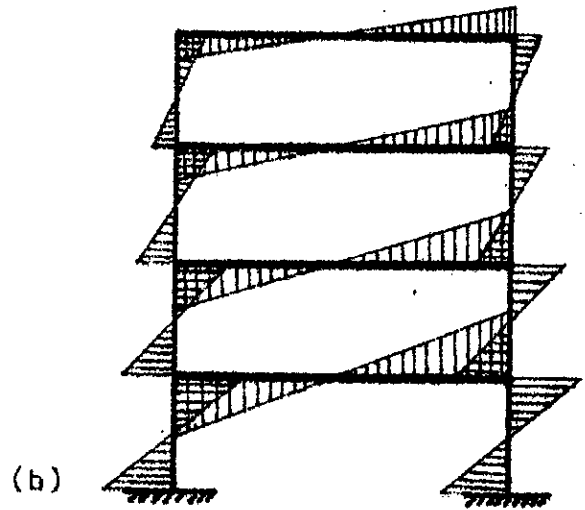
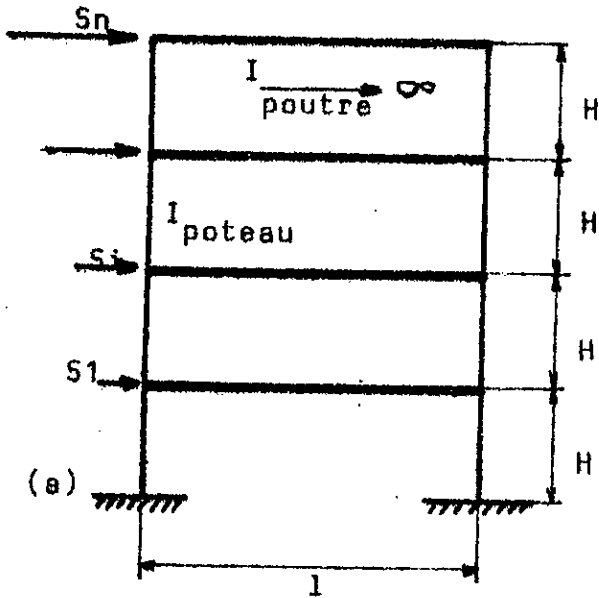


figure IV.1 Choix du modèle d'essai.

Dans la présente étude expérimentale, le choix de la pièce s'est basé sur cette méthode de conception des éléments destinés à modéliser l'action sismique.

Les problèmes rencontrés lors de la mise au point du dispositif d'essai sont les suivants :

- dimensions de la pièce d'essai
- détails constructifs concernant le chargement

i) Les dimensions de la pièce d'essai sont imposées par la capacité des presses du laboratoire de l'Ecole Nationale Polytechnique. Les presses disponibles ne peuvent pas développer transversalement des charges dépassant 18 tonnes et longitudinalement 20 tonnes.

Ces limitations engendrent des dimensions réduites de la pièce d'essai. La section résultante est de  $10 \times 10 \text{ cm}^2$  (voir tableau I).

Ce qui entraîne obligatoirement l'utilisation d'un micro-béton et d'un ferrailage approprié (annexe A2).

Les conséquences de la limitation de cette modélisation sont exposées au paragraphe IV.3.

ii) Les détails constructifs concernant l'application de la charge axiale et les charges transversales sont décrits dans le paragraphe IV.2.

#### IV-2. Modélisation expérimentale.

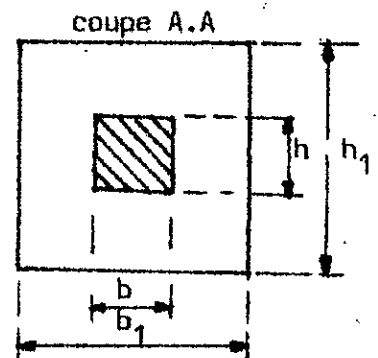
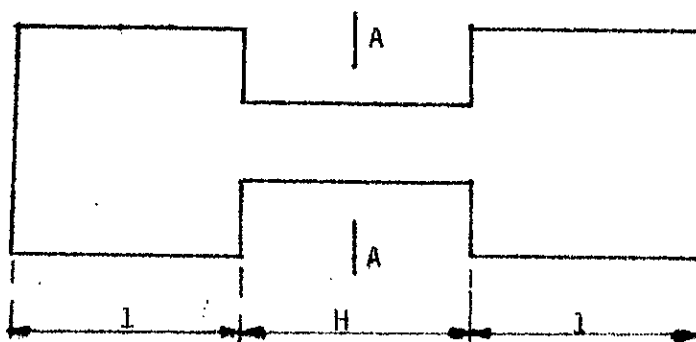
Le choix du schéma expérimental s'inspire des modèles existants (10), (11), (12), (14).

Les pièces d'essai sont des poteaux grandeur réduite, encastrés à leurs extrémités dans des blocs en béton armé de plus grande épaisseur simulant les noeuds d'encastresments.

La figure IV.2 permet de définir les caractéristiques des pièces

TABLEAU I : Ferrailage et caractéristiques géométriques des pièces d'essai

Poteaux	Ferrailage longitudinal		Ferrailage transversale		$\lambda_g = \frac{H}{h}$	H	l (cm)	b (cm)	$b_1$ (cm)	h (cm)	$h_1$ (cm)
	Nombre de cadres	$\omega_1$ %	Nombre de cadres	$\omega_t$ %							
1A1	4HA10	1,57	1 cadre Ø 4/2cm	1,2	2	20	22	10	26	10	26
1A2	4HA10	1,57	1 cadre Ø 4/2cm	1,2	2	20	22	10	26	10	26
1A3	4HA10	1,57	1 cadre Ø 4/2cm	1,2	2	20	22	10	26	10	26
1B1	4HA10	1,57	1 cadre Ø 4/3cm	0,8	2	20	22	10	26	10	26
1B2	4HA10	1,57	1 cadre Ø 4/3cm	0,8	2	20	22	10	26	10	26
1B3	4HA10	1,57	1 cadre Ø 4/3cm	0,8	2	20	22	10	26	10	26
1C1	4HA10	1,57	1 cadre Ø 3/3cm	0,4	2	20	22	10	26	10	26
1C2	4HA10	1,57	1 cadre Ø 3/3cm	0,4	2	20	22	10	26	10	26
1C3	4HA10	1,57	1 cadre Ø 3/3cm	0,4	2	20	22	10	26	10	26
2B1	4HA10	1,57	1 cadre Ø 4/3cm	0,8	4	40	32	10	26	10	26
2B2	4HA10	1,57	1 cadre Ø 4/3cm	0,8	4	40	32	10	26	10	26
2C1	4HA10	1,57	1 cadre Ø 3/3cm	0,4	4	40	32	10	26	10	26
2C2	4HA10	1,57	1 cadre Ø 3/3cm	0,4	4	40	32	10	26	10	26



d'essai dont les valeurs sont, pour chaque poteau, reportées dans le tableau 1.

La figure IV-3 schematise le dispositif de chargement.

L'essai s'effectue comme suit :

- deux charges transversales appliquées de façon à donner un diagramme de moment semblable à celui d'un poteau d'une structure soumise à un chargement latéral.

- Une charge longitudinale transmettant l'effort axial désiré (voir figure IV.3).

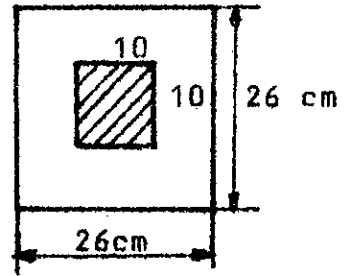
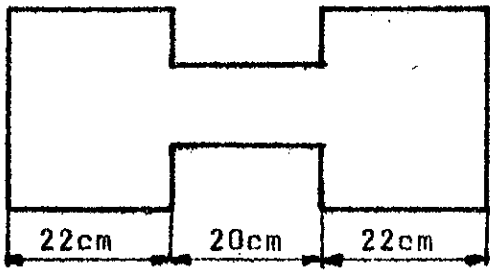
Chaque poteau sera chargé longitudinalement avec un effort  $N$  constant et transversalement avec une force  $S$  croissante jusqu'à la rupture. Le chargement longitudinal est assuré par une machine d'essai comprenant 4 tirants servant à fixer les appuis de la presse. Les charges normales sont appliquées à l'aide d'un verin actionné par une pompe à main et mesurées sur un manomètre. Celles-ci sont transmises à la pièce d'essai au moyen d'un dispositif constitué par une articulation. Cette dernière est posée entre deux plaques d'acier rigide ayant les mêmes dimensions que les renforcements des poteaux ( $26 \times 26 \text{ cm}^2$ ). Le chargement transversal est réalisé à l'aide d'une presse verticale. Les charges sont appliquées à l'aide d'un verin et d'un répartisseur de forces (poutre métallique rigide) placés de façon à donner la distribution des moments désirés.

L'ensemble du dispositif d'essai est représenté sur les photos n° = 1 et n° = 2.

#### IV-3. Effets d'échelle

Les performances du laboratoire de l'ENP ne permettent pas de tester des pièces d'essai de dimensions réelles. La section trans-

$\lambda_g=2$



$\lambda_g=4$

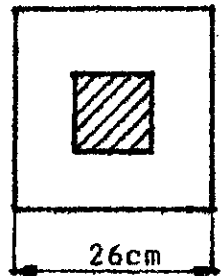
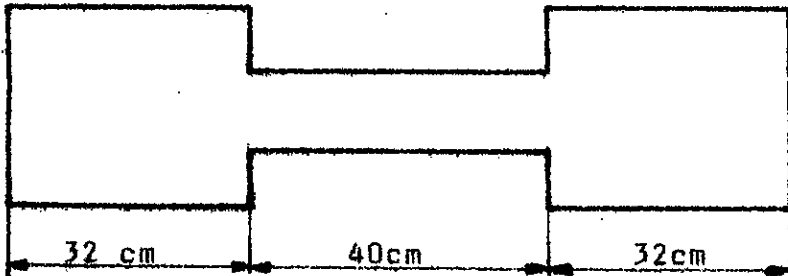


figure IV.2 : caractéristiques des pièces d'essai.

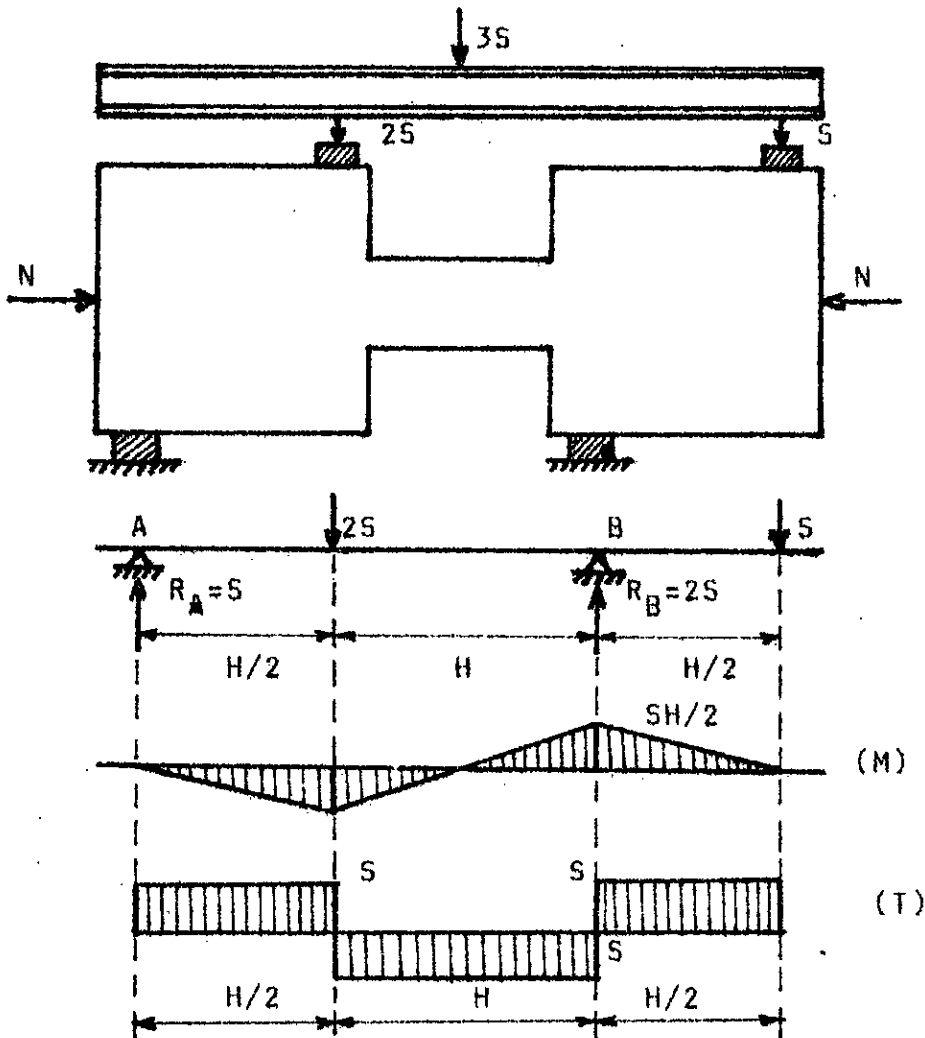
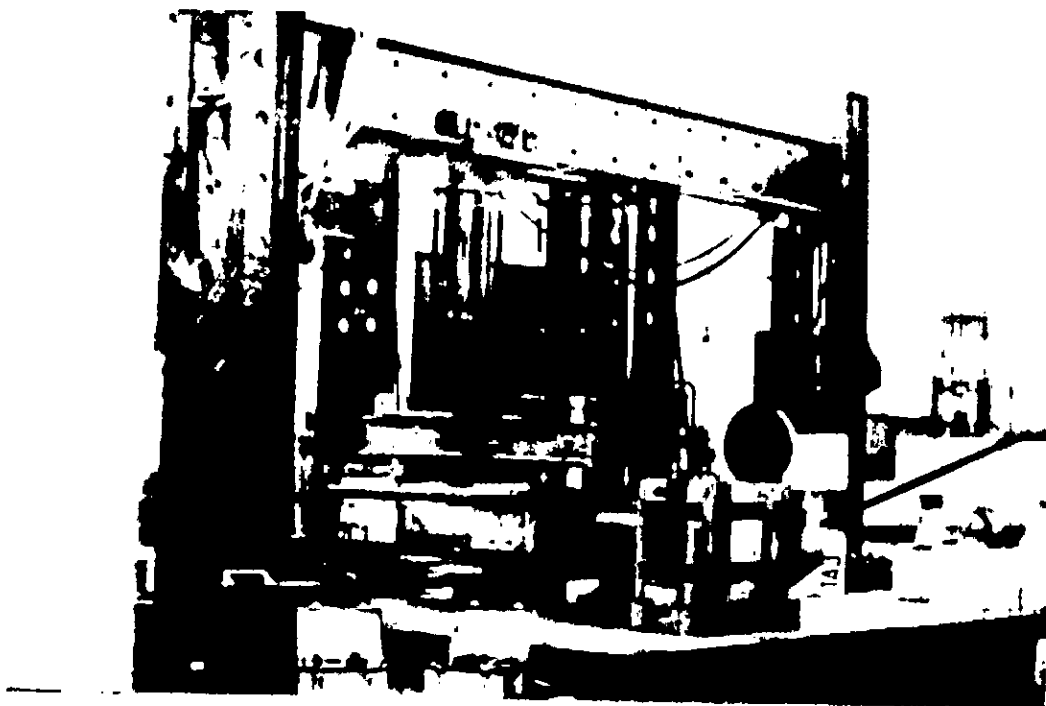
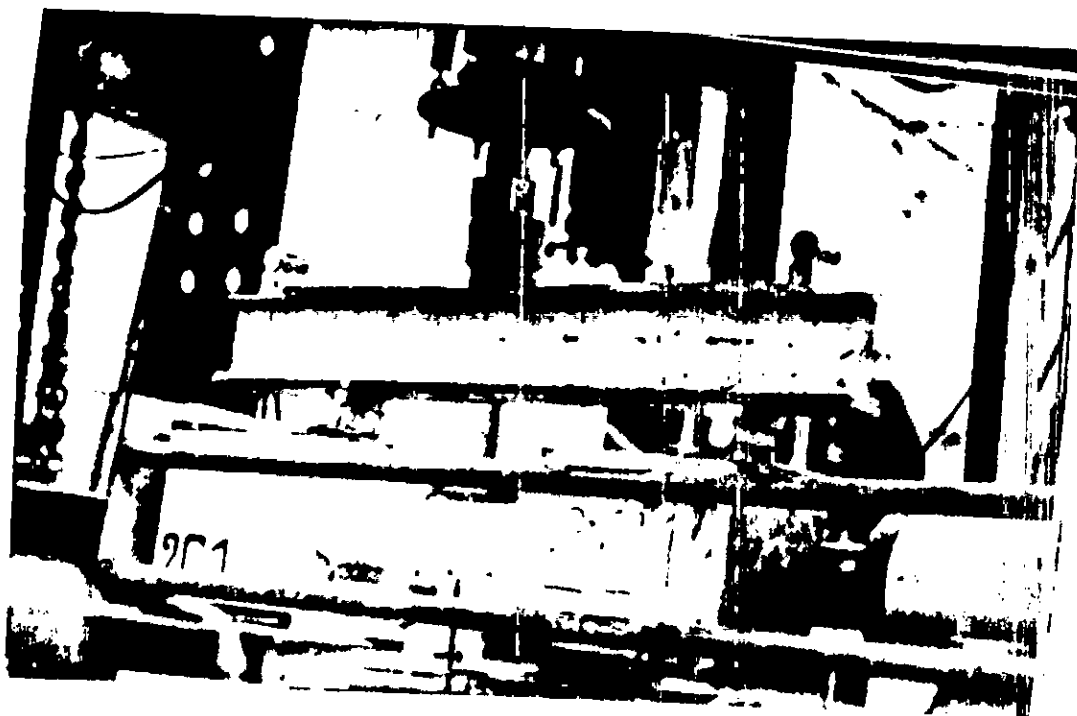


figure IV.3 : schéma de chargement.

.Dispositif d'essai



. Photo n°3



. Photo n°2



versale réduite ( $10 \times 10 \text{ cm}^2$ ) représente le  $1/3$  au  $1/10$  des sections de poteaux réels ( $30 \times 30 \text{ cm}^2$  à  $100 \times 100 \text{ cm}^2$ )

Pour respecter la similitude géométrique entre la pièce d'essai et les poteaux réels, les mêmes pourcentages d'armatures longitudinales et transversales, les mêmes nuances d'acier et la même résistance du béton sont utilisés.

Cependant, certaines concessions sont obligatoirement faites au vu des dimensions réduites des pièces d'essai ; ce qui entraîne des différences entre les paramètres des poteaux d'essai par rapport aux poteaux réels. Ces concessions sont principalement les suivantes :

i) l'enrobage des pièces d'essai est de un centimètre ce qui représente le  $1/10$  de la hauteur de la pièce. Pour les poteaux réels, cet enrobage est démesuré. Il en résulte une hauteur utile et un noyau confiné par les cadres relativement plus petite dans les pièces d'essai que dans les poteaux réels

ii) l'espacement des cadres, variant entre trois et quatre centimètres, est réalisé pour respecter le pourcentage d'armatures transversales. Ceci engendre un effet de confinement du béton plus important qu'en réalité où l'espacement des cadres dépasse  $10 \text{ cm}$  (même si le pourcentage d'armatures transversales reste le même).

iii) les imperfections d'exécution des armatures et du coffrage ont une influence plus importante sur les éléments réduits que sur les poteaux grandeur réelle.

iv) les excentricités accidentelles qui ne peuvent être déterminées avec exactitude, ont une plus grande importance sur les pièces réduites que sur les pièces réelles.

v) pour un même pourcentage d'armatures longitudinales, le dia-

mètre des barres est plus grand que pour les pièces grandeur réelle car le nombre de barres est plus petit. Ce qui entraîne un effet goujon plus important.

vi) pour les éléments réduits, il est difficile de déterminer avec exactitude les points d'application des forces transversales et les portées réelles (distances entre appuis). Cette lacune est due essentiellement aux petits déplacements accidentels, à l'écrasement local du béton et à l'imperfection du parallélisme entre les pièces d'appui.

vii) les inexactitudes (mesure des déformations, déplacement latéral, ...) de l'ordre de grandeur de un millimètre ont une assez grande influence sur les résultats. Ce type d'erreurs a un effet moindre sur les poteaux grandeur réelle.

Les aspects énumérés ci-dessus peuvent expliquer une certaine dispersion des valeurs numériques enregistrées pendant les essais ainsi que les résultats quantitatifs expérimentaux.

#### IV-4. Instrumentation et déroulement des essais

##### IV-4.1. Instruments de mesure

Les appareils utilisés pour la concrétisation des essais sont disposés de manière à mesurer :

- les déformations des armatures transversales et longitudinales.
- la largeur des fissures critiques.

i) Mesure des déformations. Sur chaque modèle d'essai, trois jauges de contraintes (en moyenne) sont collées aux aciers. Les déformations mesurées par celles-ci sont lues directement sur un pont d'extensométrie. Malheureusement la plupart des jauges sont détruites au cours du montage.

ii) Mesure des déplacements. Les déplacements sont mesurés au moyen de comparateurs ayant une précision de 1/100. Comme la dimension des pièces d'essais est réduite, un seul comparateur est placé à l'extrémité du poteau (à proximité de l'encastrement).

iii) Mesure de la largeur des fissures. Elle est réalisée au moyen d'une loupe graduée.

#### IV-4.2. Déroulement des essais

Les modèles d'essai sont soumis simultanément à un effort normal constant et à une force transversale croissante.

La mise en charge de chaque modèle est réalisée par paliers successifs jusqu'à la rupture.

Chaque essai dure en moyenne deux heures. A chaque pas de chargement et après stabilisation des comparateurs toutes les mesures sont notées, et toutes les fissures sont relevées.

Vu la dimension réduite des pièces d'essai, il en résulte des difficultés comme :

- la limitation du nombre de comparateurs ;
- la détérioration de certaines jauges.

Les conclusions sont plutôt générales, plus qualitatives que quantitatives.

L'interprétation des résultats d'essai est basée principalement sur :

- l'histoire du développement des fissures et le type de rupture (ductile, semi-ductile, cassante) ;
- les valeurs des sollicitations à la rupture (moments fléchissants de rupture, efforts tranchants de rupture) ;
- la nature de la rupture (par flexion, flexion-cisaillement ou cisaillement pur).

Ces résultats d'essai seront comparés aux résultats théoriques.

#### IV-5. Variables de l'étude

Parmi les paramètres susceptibles d'être étudiés, seules les variations du pourcentage d'armatures transversales  $\omega_t$ , de l'intensité de la charge axiale N et de l'élançement géométrique  $\lambda_g$  sont retenues compte tenu de leur grande influence sur le comportement des poteaux.

##### IV-5.1. Pourcentage d'armatures transversales

Les pièces d'essai sont des poteaux courts et longs. Ils sont en nombre de 13, classés selon leur pourcentage d'armatures transversales en trois séries comme suit :

- série I : poteaux 1A1, 1A2, 1A3
- série II : poteaux 1B1, 1B2, 1B3, 2B1, 2B2
- série III : poteaux 1C1, 1C2, 1C3, 2C1, 2C2

Les poteaux sont armés transversalement avec les pourcentages suivants :

- série I : pourcentage très fort,  $\omega_t = 1,2 \%$
- série II : pourcentage fort,  $\omega_t = 0,8 \%$
- série III : pourcentage normal  $\omega_t = 0,4 \%$

Le choix de  $\omega_t$  est déduit des résultats d'essai de YAMADA (11).

Pour réaliser ces pourcentages, les pièces d'essai seront ferrillées avec des cadres dont l'espacement varie entre deux et trois centimètres (figure IV.4).

##### IV-5.2. Intensité de la charge axiale

Pour la charge axiale, trois niveaux de chargement sont pris en con-

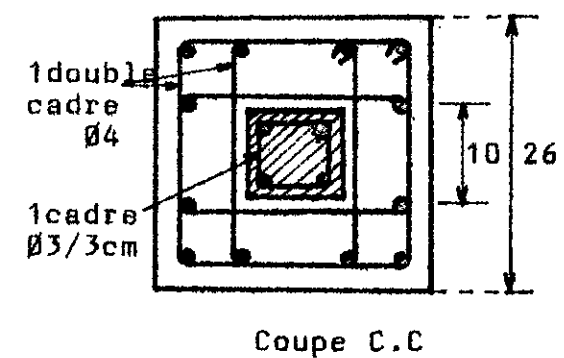
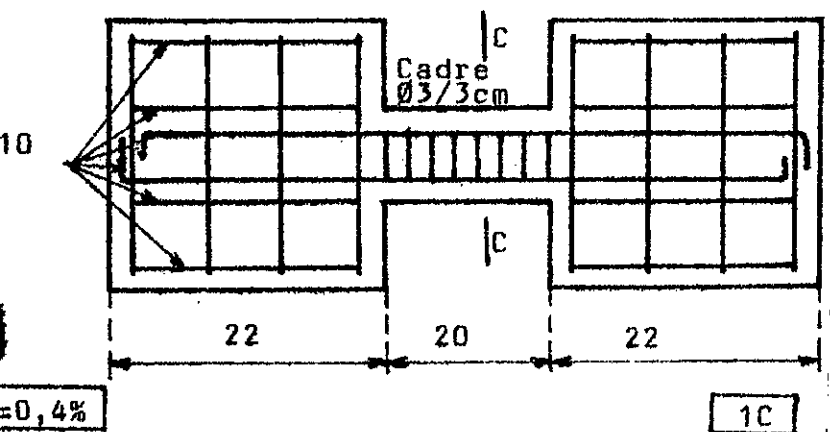
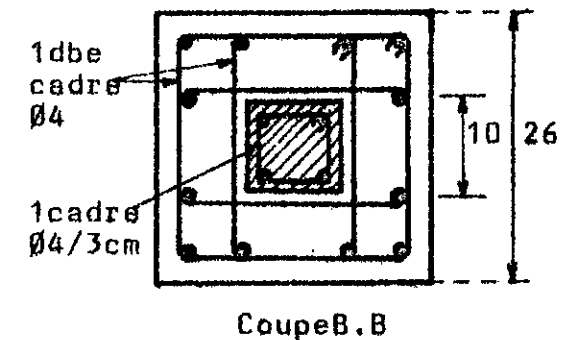
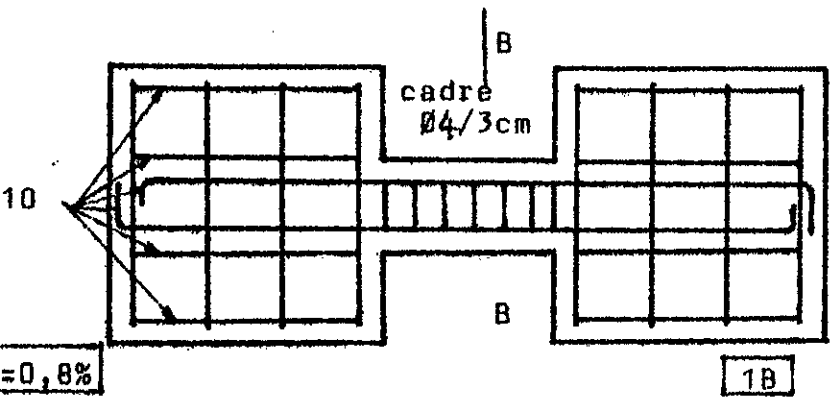
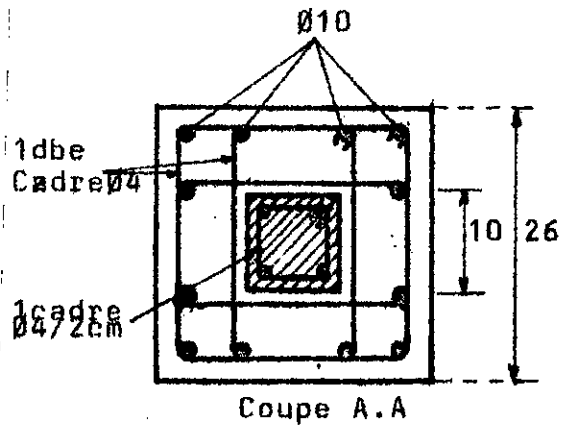
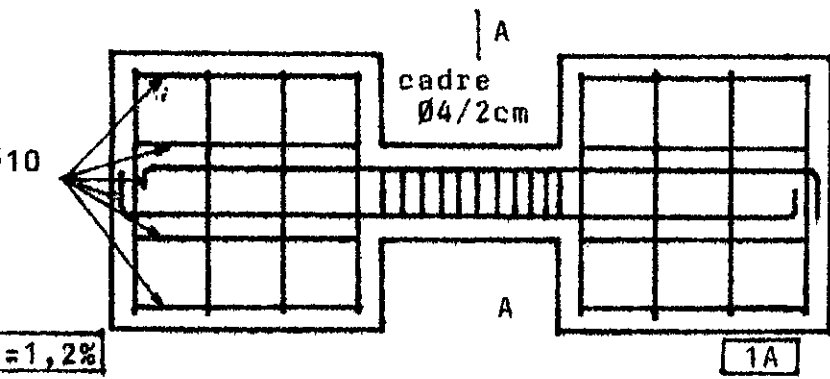


figure IV.4 : Ferrailage des pièces d'essai.

sidération et qui sont :

-  $N_1 = 0,6 \times$  capacité portante du poteau en compression (poteaux 1A3, 1B3, 1C3).

-  $N_2 = 0,4 \times$  capacité portante du poteau en compression (poteaux 1A2, 1B2, 1C2, 2B2, 2C2).

-  $N_3 = 0,2 \times$  capacité portante du poteau en compression (poteau 1A1, 1B1, 1C1, 2B1, 2C1).

Pour les poteaux courts, ces niveaux de chargement devraient correspondre respectivement à un comportement cassant, semi-ductile et ductile.

#### IV-5.3. Elancement géométrique

Deux élancements géométriques sont pris en compte (figure IV.2) :

-  $\lambda_g = 2$  : poteaux courts (poteaux 1A, 1B, 1C)

-  $\lambda_g = 4$  : poteaux longs (poteaux 2B, 2C)

#### IV-6. Résultats

Les principaux résultats des essais sont résumés et représentés dans les tableaux II et III.

Le tableau II fait ressortir le comportement en flexion-composée des poteaux.

Les valeurs mesurées de la force transversale (effort tranchant) permettent de calculer le moment de rupture correspondant.

Le moment théorique de rupture est calculé à partir d'une loi de comportement exposée en Annexe A<sub>4</sub>.

Les caractéristiques des matériaux utilisés sont celles déterminées expérimentalement (voir annexe A<sub>2</sub>).

Les valeurs mesurées et calculées des moments fléchissants de rupture

sont comparées, leurs rapports sont inscrits dans la dernière colonne du tableau III.

Un traitement similaire est entrepris pour suivre le comportement en effort tranchant-cisaillement (tableau III).

L'effort tranchant  $T$  théorique est calculé de deux manières ; selon les BAEL (annexe A<sub>3</sub>) et selon la formule proposée au paragraphe III.3.5. Les valeurs mesurées et calculées des efforts tranchants sont comparées afin de déterminer la nature de la rupture.

#### IV-7. Interprétation des résultats

##### IV-7.1 Comportement en flexion

Les trois premières pièces du tableau II (série 1A) sont caractérisées par un élançement géométrique  $\lambda_g = 2$ , un fort pourcentage d'armatures transversales ( $\omega_t = 1,2 \%$ ) et un pourcentage d'armatures longitudinales constant ( $\omega_l = 1,57 \%$ ).

Dans cette série, le seul paramètre qui varie est l'effort normal  $N$ . Ces trois premières pièces se sont rompues à des moments supérieurs aux moments calculés.

Le fort pourcentage d'armatures transversales a empêché une rupture prématurée par effort tranchant et a permis le développement total de la résistance en flexion (photos n° 3, 4, 5).

La différence entre le moment expérimental et théorique est due à l'amélioration du comportement par le confinement.

Dans ce sens, les pièces d'essai se sont comportées ductilement. Ceci explique la valeur des rapports  $\frac{M_{FUB}^{exp}}{M_{FUB}^{theo}}$  supérieur à 1.

La deuxième série (1B) constituée de trois pièces, de même ferrailage longitudinal, même élançement géométrique  $\lambda_g$  que la série précédente

Poutres	$\lambda_g$	$\omega_c$ %	- Valeurs			$M_{rup}^{théo}$ (tm)	$M_{rup}^{exp}$ (tm)	$M_{rup}^{théo} / M_{rup}^{exp}$	OBSERVATIONS
			N. Group	$M_{rup}^{exp}$ (t)	$M_{rup}^{théo}$ (t)				
1A1	2	1,2	5	4,17	0,58	0,39	1,49 > 1	rupture par flexion après fissuration diagonale --> rupture ductile.	
1A2	2	1,2	10	4,33	0,61	0,48	1,27 > 1	" " "	
1A3	2	1,2	15	4,67	0,65	0,36	1,81 > 1	" " "	
1B1	2	0,8	5	2,67	0,37	0,39	0,95 ≈ 1	rupture par flexion-cisaillement --> comportement semi-ductile.	
1B2	2	0,8	10	3,0	0,42	0,47	0,89 ≈ 1	" " "	
1B3	2	0,8	15	3,0	0,42	0,35	1,20 ≈ 1	" " "	
1C1	2	0,4	5	1,6	0,22	0,39	0,56 < 1	rupture par cisaillement --> rupture explosive, brutale --> comportement cassant, fragile.	
1C2	2	0,4	10	1,6	0,22	0,46	0,48 < 1	" " "	
1C3	2	0,4	15	1,5	0,21	0,33	0,64 < 1	fissures diagonales mais ne s'est pas rompue (essai interrompu).	
2B1	4	0,8	5	3,33	0,80	0,39	2,05 > 1	rupture par flexion avec formation très nette de rotules plastiques.	
2B2	4	0,8	10	4,00	0,96	0,47	2,04 > 1	" " "	
2C1	4	0,4	5	2,67	0,64	0,39	1,64 > 1	" " "	
2C2	4	0,4	10	3,00	0,72	0,46	1,57 > 1	" " "	

\* Remarque :

Pour le calcul de  $M_{rup}^{théo}$  voir annexe A<sub>4</sub>

Données

$\lambda_g = 2$  --> H = 28 cm

$\lambda_g = 4$  --> H = 48 cm

$R_{aI} = 4456 \text{ Kg/cm}^2$   $R_c = 226 \text{ Kg/cm}^2$



mais le ferrailage transversal est plus faible ( $\omega_t = 0,8 \%$ ).

Ces trois pièces se sont rompues en flexion-cisaillement. La cause finale de la rupture est le glissement le long de la fissure inclinée, (photos n° = 6, 7, 8).

Les déformations de flexion ne se sont pas complètement développées ; ce qui explique les valeurs des rapports  $\frac{M_{FUB}}{M_{théo}}$  voisins de l'unité. La série suivante suivante (1C) de même élancement géométrique  $\lambda_g$ , même quantité d'armatures longitudinales ( $\omega_l = 1,57 \%$ ) est ferrailée transversalement avec un pourcentage encore plus faible que la série précédente ( $\omega_t = 0,4 \%$ ).

Ces trois pièces présentent une rupture brutale, prématurée, typique de cisaillement. Les fissures normales sont presque invisibles (très fines).

Il n'y a donc pas eu la formation de rotules plastiques, ni l'écoulement des armatures longitudinales.

Les valeurs des moments mesurés sont sensiblement inférieures à celles des moments de rupture calculés.

L'augmentation de l'effort normal n'a fait que précipiter la rupture à la suite du glissement le long de la fissure inclinée ("effet de luge"). Voir photos n° 9, 10, 11.

Donc, les prévisions des résultats analytiques qui soulignent l'effet favorable de l'effort normal à la reprise de l'effort tranchant ne sont plus valables pour les poteaux chargés transversalement et pour lesquels la rupture se produit par cisaillement.

Comme poteaux d'élancement géométrique  $\lambda_g = 4$ , 4 pièces classées en deux catégories (2B et 2C) sont testées.

Toutes ces pièces, indépendamment du pourcentage d'armatures transver

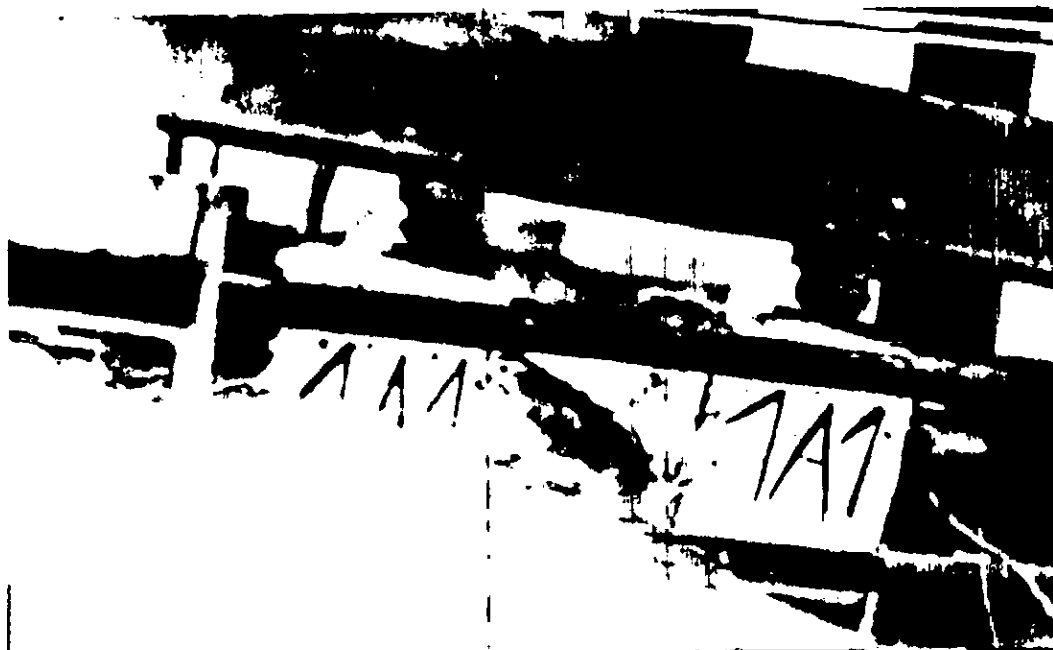


Photo N° 3



Photo N° 4



Photo N° 5

seales  $\omega_t$  se sont rompues par flexion avec formation très nette de rotules plastiques aux extrémités (photos n° = 12, 13, 14, 15, ... 25). Les moments expérimentaux sont sensiblement supérieures aux moments théoriques ; ceci est du en partie au confinement du béton. Par ailleurs, il y a eu, peut-être, en effet d'augmentation de la contrainte de l'acier après avoir atteint sa limite d'écoulement.

#### IV-7.2. Comportement en effort tranchant

Bien que les deux effets effort tranchant-moment fléchissant ne peuvent être traités séparément, il serait intéressant de refaire les mêmes raisonnements et interprétations que les précédents mais en prenant comme terme de référence l'effort tranchant au lieu du moment fléchissant.

La capacité portante en effort tranchant ( $T_{rup}^{théo}$ ) est calculée selon l'article A5. 1,232 des BAEL (voir annexe A<sub>4</sub>). Celle-ci est comparée à la valeur de l'effort tranchant de rupture déterminée expérimentalement (tableau III). Les remarques qui découlent de l'examen de ce tableau sont les suivantes :

- les pièces de la première série 1A, caractérisées par une rupture en flexion après la fissuration diagonale, présentent des rapports  $\frac{T_{rup}^{exp}}{T_{rup}^{théo}}$  voisine de l'unité mais inférieure aux rapports  $\frac{M_{rup}^{exp}}{M_{rup}^{théo}}$ . Cela est dû au fait que les cadres ont bien résisté en empêchant une rupture prématurée par cisaillement. Le développement des déformations de flexion est donc assuré avec une légère augmentation de la charge de rupture au moment de la formation de la fissure critique inclinée grâce à l'effet de confinement.

- les pièces de la deuxième série (1B) se sont rompues par flexion - cisaillement ; la rupture est due au cisaillement sans pour

TABLEAU III : Capacité portante au cisaillement (valeurs à la rupture).

Poteaux	$\lambda_g$	$\omega_t$ %	$A_t$ (cm <sup>2</sup> )	t (cm)	N (t)	$T_{rup}^{exp}$	$T_{rup}^{théo}$	$\frac{exp}{théo}$ $\frac{rup}{rup}$	$T^{**}$ prop	$\frac{exp}{prop}$ $\frac{rup}{rup}$	OBSERVATIONS
1A1	2	1,2	0,13X2	2	5	4,17	3,98	1,05	3,25	1,28	rupture par flexion après fissuration diagonale --> comportement ductile.
1A2	2	1,2	0,13X2	2	10	4,33	4,01	1,08	3,25	1,33	" " "
1A3	2	1,2	0,13X2	2	15	4,67	4,03	1,16	3,25	1,44	" " "
1B1	2	0,8	0,13X2	3	5	2,67	2,68	$\approx 1$	2,52	1,06	rupture par flexion-cisaillement --> comportement semi-ductile.
1B2	2	0,8	0,13X2	3	10	3,0	2,70	1,11	2,52	1,19	" " "
1B3	2	0,8	0,13X2	3	15	3,0	2,73	1,10	2,52	1,19	" " "
1C1	2	0,4	0,07X2	3	5	1,6	1,63	0,98	1,5	$\approx 1$	rupture par cisaillement --> comportement fragile --> rupture très explosive.
1C2	2	0,4	0,07X2	3	10	1,6	1,66	0,96	1,5	$\approx 1$	" " "
1C3	2	0,4	0,07X2	3	15	1,5	1,69	0,89	1,5	$\approx 1$	fissures diagonales mais ne s'est pas rompue (essai - interrompu).
2B1	4	0,8	0,13X2	3	5	3,33	2,68	1,24			rupture par flexion avec formation très nette de rotules plastiques.
2B2	4	0,8	0,13X2	3	10	4,00	2,70	1,48			" " "
2C1	4	0,4	0,07X2	3	5	2,67	1,63	1,64			" " "
2C2	4	0,4	0,07X2	3	10	3,00	1,66	1,81			" " "

Remarques :

- Pour le calcul de  $T_{rup}^{théo}$  voir annexe A<sub>3</sub>
- $T^{**}_{proposé} = A_t \cdot \sigma_{at} \left( \frac{h-2d}{t} - 1 \right)$

Données :

$R_{at} \emptyset 4 = 4167 \text{ Kg/cm}^2$   
 $R_{at} \emptyset 3 = 4615 \text{ Kg/cm}^2$

autant présenter un caractère cassant. Les efforts tranchants à la rupture sont légèrement supérieures aux valeurs calculées.

Les rapports  $\frac{T_{EXP}}{T_{UPO}}$  et  $\frac{M_{EXP}}{M_{UPO}}$  sont tous les deux voisins de l'unité.

- les pièces de la troisième série (1C) se sont brutalement cassées par cisaillement, d'une manière très caractéristique.

Les rapports  $\frac{T_{EXP}}{T_{UPO}}$  sont voisins de l'unité mais sont supérieurs aux rapports  $\frac{M_{EXP}}{M_{UPO}}$ .

- quant aux autres pièces (séries 2B et 2C), il n'y a pas eu la formation de fissures inclinées (rupture par flexion) ; les cadres n'ont donc pas atteint la limite d'élasticité et la force de rupture est déterminée par le moment fléchissant.

#### IV-8. Conclusions

Les principales constatations découlant de cette étude expérimentale sont les suivantes :

i) avec les mêmes pourcentages d'armatures longitudinales et transversales, le même effort normal ; les poteaux se rompent par flexion-cisaillement pour  $\lambda_g = 2$  et par flexion pure pour  $\lambda_g = 4$  s'ils sont armés transversalement avec un pourcentage fort ( $\omega_t = 0,8$ ). Il s'agit des poteaux 1B et 2B.

Avec un pourcentage  $\omega_t$  normal (0,4 %), les poteaux se rompent par cisaillement pur pour  $\lambda_g = 2$  et par flexion pure pour  $\lambda_g = 4$  (poteaux 1C et 2C).

ii) les armatures transversales n'augmentent pas seulement la résistance au cisaillement mais également la résistance à la flexion par effet de confinement.

iii) l'effort normal augmente la résistance à la flexion mais affecte et précipite les ruptures de cisaillement. Ceci explique les

contradictions observées par les autres chercheurs.

iv) la formule des BAEL pour le calcul de la résistance au cisaillement est plus adéquate pour les petits élancements ( $\lambda_g = 2$ ). Pour les grands élancements, cette formule est trop sécuritaire

$$\left( \frac{T_{RdB}}{T_{RdB0}} \gg 1 \right).$$



Photo n°6

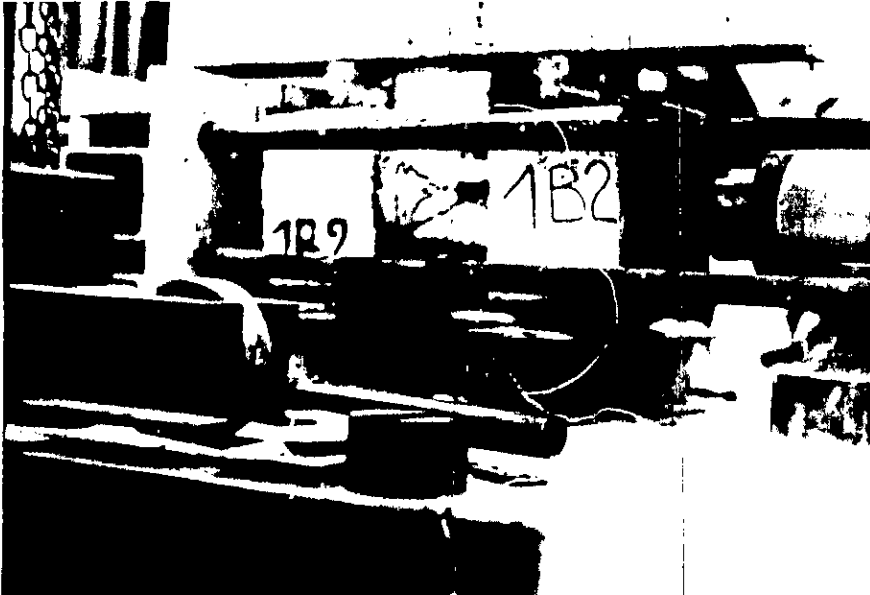


Photo n°7



Photo n°8

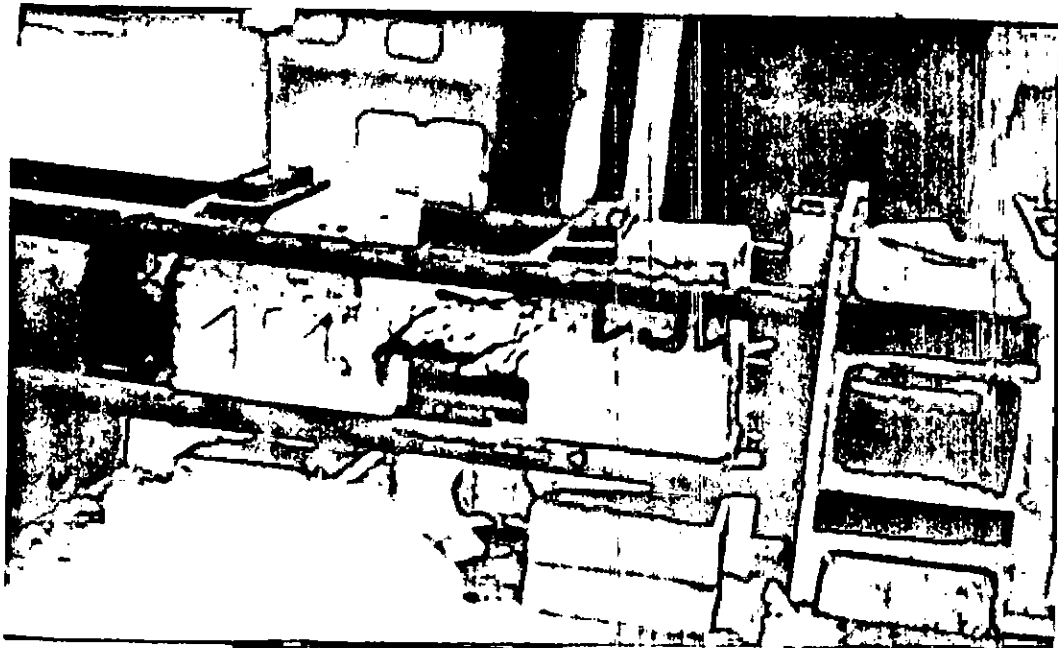


Photo n°9

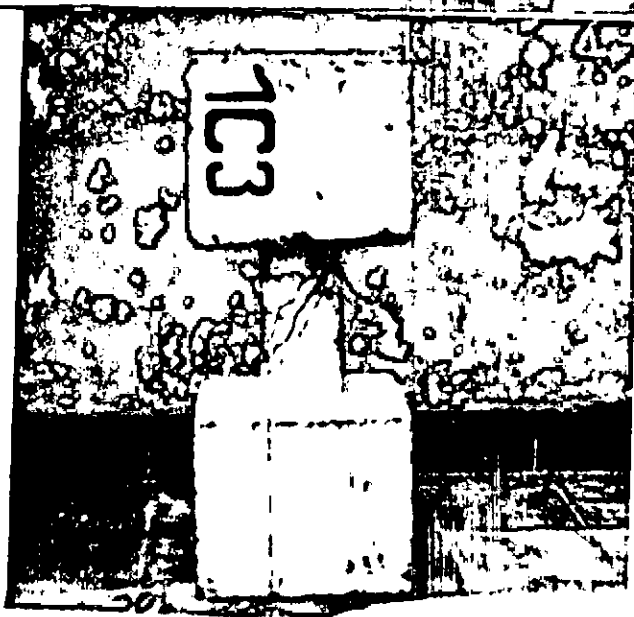


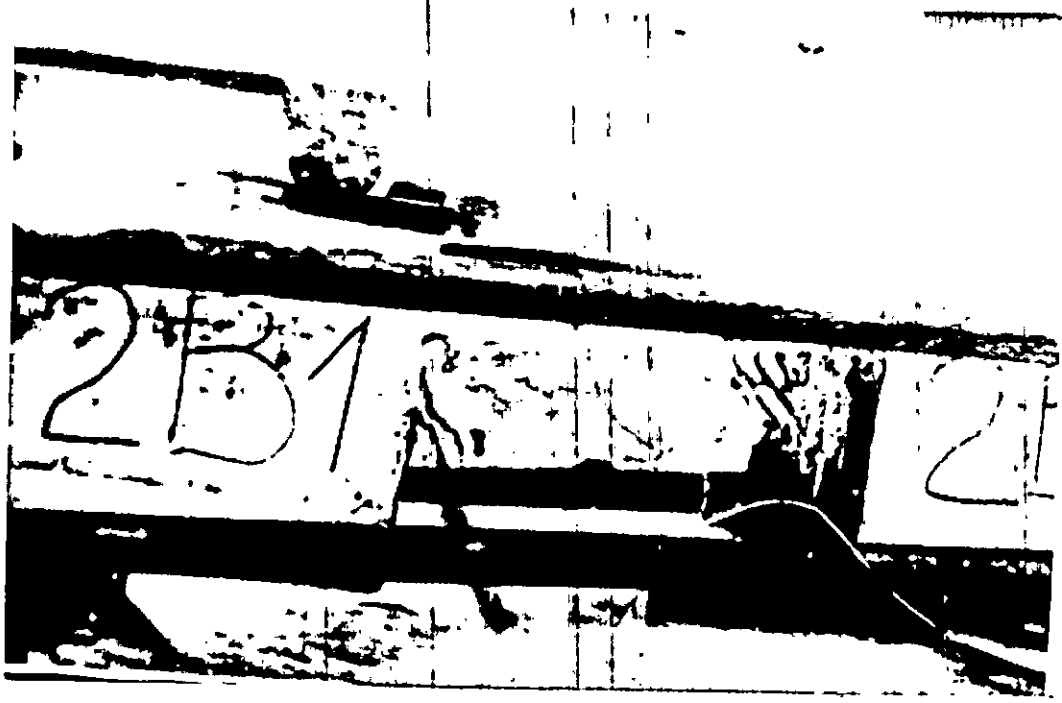
Photo n°10



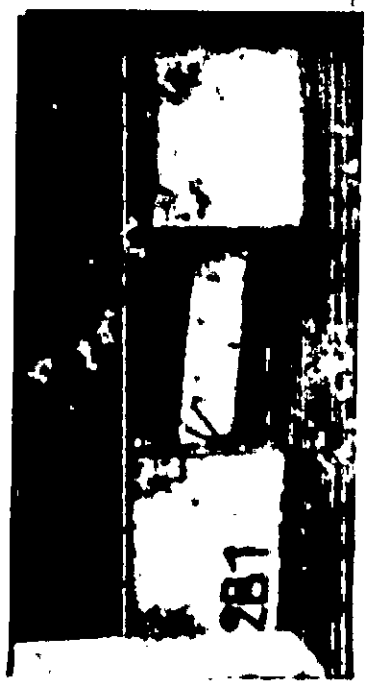
Photo n°11



. SERIE 2 B (  $\lambda_g = 4$  )



. Photo n°12



. Photo n°13



Photo n°14



Photo n°13

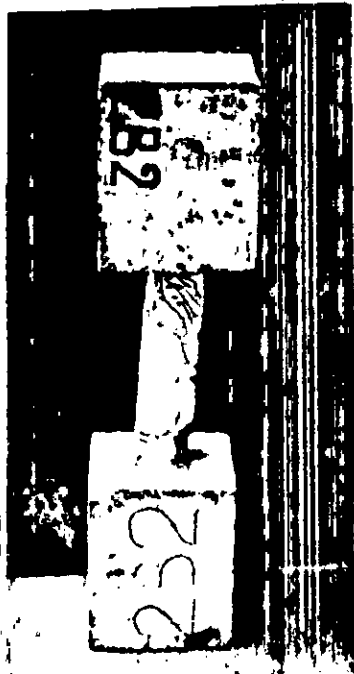


Photo n°16

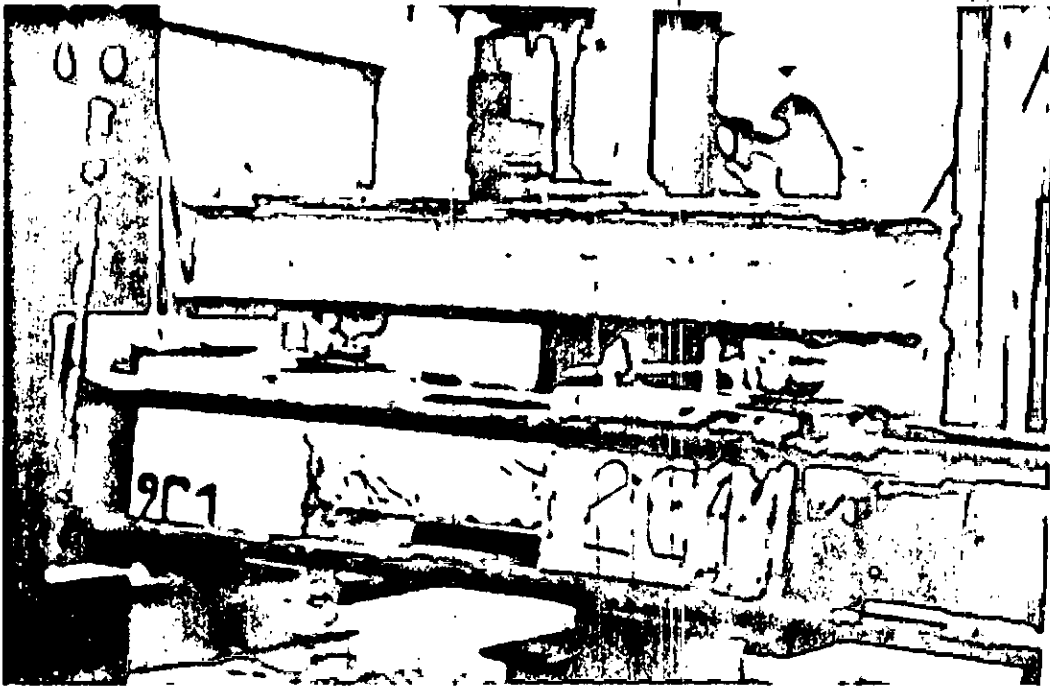


Photo n°17



Photo n°18



Photo N°19



Photo N°20



Photo N°21

CHAPITRE V : PROPOSITION D'AMELIORATION DES REGLES

PARASISMIQUES ALGERIENNES

CHAPITRE V : PROPOSITIONS D'AMELIORATION DES REGLES  
PARASISMIQUES ALGERIENNES.

V-1. Introduction

Devant le danger constant que représentent en Algérie les tremblements de terre ; le CTC (Organisme de Contrôle Technique de la Construction) en 1978, a élaboré un règlement parasismique, appelé actuellement "RPA 81" version 83 avec la collaboration de l'Université de Stanford (U.S.A.).

Celle-ci s'est chargée de faire l'étude du risque sismique en Algérie et fournir une carte de risque sur la base de la biographie sismique du pays (20).

Il est à signaler qu'entre l'année 1978 - 1983, plusieurs transformations ont été apportées et notamment certaines relatives aux poteaux. Ce qui s'est traduit par les recommandations énumérées ci-après.

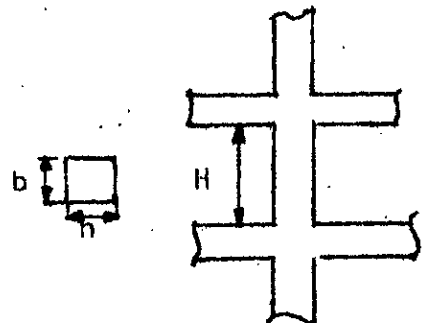
V-2. Recommandations des "RPA 81" version 1983 (définitive).

V-2.1. Principales recommandations.

i) Dimensions des poteaux (article 4.2.1.1).

Les dimensions transversales du poteau doivent satisfaire les conditions suivantes :

- $\text{Min}(b, h) \geq 25$  en zone I et II
- $1/3 \leq b/h \leq 3$
- $\text{Min}(b, h) \geq H/20$



ii) Vérification de la résistance à l'effort tranchant (article 4.2.2.1)

Elle doit s'effectuer avec :

T = 2 fois l'effort tranchant de calcul si l'élançement mécanique dans la direction considérée est supérieur ou égal à 15.

T = 3 fois l'effort tranchant de calcul si l'élançement mécanique dans la direction considérée est inférieur à 15 ; avec en plus, les conditions suivantes :

- . N = 0
- .  $\xi_b = 0,15 R_c$
- .  $\sigma_{at} = \sigma_e$

iii) armatures transversales (article 4.2.312). Elles sont calculées selon la théorie de Ritter et Mörsh, soit :

$$* \frac{A_t}{t} = \frac{1,25T}{h_o \cdot \sigma_e} \longrightarrow \frac{A_t}{bt} = \frac{1,25T}{bh_o \cdot \sigma_e} \text{ d'où } \omega_t = 1,25 \frac{T}{\sigma_e b h_o}$$

où :

T = effort tranchant indiqué dans l'article 4.2.2.1.

t = espacement entre les cours successifs d'armatures qui ne devra pas dépasser 12 fois le diamètre de la plus petite dimension des armatures longitudinales en zone courante et le minimum de (10  $\phi$ , 15 cm) en zone nodale.

\* la quantité d'armatures transversales minimale est donnée par :

$$\omega_t = 0,4 \% \text{ en zone II}$$

$$\omega_t = 0,3 \% \text{ en zone I}$$

Telles sont les principales recommandations des "RPA 81" version définitive relatives aux poteaux.

Dans la version 1981 provisoire des règles parasismiques publiées par le CTC, est ajoutée, aux conditions de dimensionnement de la section du poteau énumérées ci-dessus, la suivante :

$$A = bh \geq \frac{kN}{R_c} \text{ avec } k = \begin{cases} 5 \text{ en zone III} \\ 4 \text{ en zone II} \\ 3 \text{ en zone I} \end{cases}$$

Quant au calcul des armatures transversales des poteaux (article 4.2.3.1.2) ; il se fait à l'aide de la formule :

$$A_t = \frac{1,25 T \cdot t}{h \cdot \sigma_e}$$

mais l'effort tranchant dans le poteau n'est plus calculé comme précédemment. Celui-ci est égal à :

$$T = \frac{M^s + M^i}{H} \quad \text{pour } \lambda \gg 15$$

T = 3 fois l'effort tranchant de calcul pour  $\lambda \ll 15$ .

$M^s$  et  $M^i$  représentent respectivement les moments résistants limites c'est à dire moments plastiques correspondant à l'écoulement des armatures longitudinales des sections transversales supérieures et inférieures.

En outre, le pourcentage minimum des armatures transversales n'est pas comme dans la version définitive. Il est pris égal à :

$$\omega_t = \frac{A_t}{t(b-2d)}$$

et dans la zone nodale,  $\omega_t = 0,12 \cdot \frac{R_c}{\sigma_e}$

où :

d = dimension de l'enrobage en cm.

t = espacement des cadres en cm

b = dimension du poteau perpendiculaire à la force

Dans la plus ancienne version des règlements (1978), les armatures transversales, quelque soit leur sveltesse géométrique, sont calculées selon la théorie des poutres à treillis améliorée avec la contribution du béton comprimé à la reprise de l'effort tranchant (article 4.2.5.2.2)

$$A_t = \frac{1,25 T - T_b}{b \cdot \sigma_e} \cdot t$$

Cette contribution n'est prise en compte que dans les cas où



$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{N_{\max}}{A_b} = \frac{P}{A_b} \geq \frac{\sqrt{b_p}}{2} \\ T_b = \sigma_b \cdot A_b \text{ avec } \sigma_b = 0,5\sqrt{R_c} \end{array} \right. \text{ et } \left\{ \begin{array}{l} P = \text{effort axial} \\ A_b = \text{section de béton} \end{array} \right.$$

L'effort tranchant T est calculé avec la formule suivante :

$$T = \frac{M^s + M^i}{H} \quad (M^s \text{ et } M^i, \text{ définis comme précédemment})$$

Selon cette même version (1978), le pourcentage minimum des armatures transversales dans la zone du noeud doit être calculé avec la formule (article 4.2.5.2.2.3) :

$$\omega_t^{\min} = 0,12 \frac{R_c}{V_e}$$

et l'aire totale des armatures transversales rectangulaires normales du côté de longueur "b" (article 4.2.5.2.2.4) est :

$$A_t^{\min} = \omega_t^{\min} \cdot t \cdot (b-2d)$$

où

d = étant l'enrobage des barres de résistance en cm

t = espacement des cadres

b = dimension du poteau, perpendiculaire à la direction de la force.

De même, l'espacement des armatures transversales (article 4.2.5.2.2) doit être déterminé comme suit :

- dans la zone nodale :  $t_{\max} \leq 10 \text{ cm}$

- en dehors de la zone nodale :

$$t_{\max} \leq 12 \varnothing_{\min}$$

$t_{\max} \leq 1/2 b$  ou  $1/2 h$  suivant la direction de la sollicitation

$$t_{\max} \leq 20 \text{ cm}$$

#### V-2.2. Commentaires

Cet aperçu général sur le contenu des Normes Parasismiques Algériennes et leurs évolutions, entraîne les constatations de principes sui-

vantes :

i) la classification des poteaux en longs et courts est faite selon les charges verticales (possibilité de flambement). Or, pour le cas des éléments courts soumis aux actions sismiques, le cisaillement est prédominant donc la classification suivant les charges sismiques est à étudier.

Par ailleurs, il faut souligner que la valeur  $\lambda = \frac{l_f}{i} = 15$  séparant les poteaux longs des poteaux courts ( $\frac{l_f}{i} < 15 =$  poteaux court ;  $\frac{l_f}{i} > 15 =$  poteaux longs) retenue par les "RPA 81" est assez faible. La valeur généralement utilisée dans la littérature de spécialité est  $\lambda = \frac{l_f}{i} = 30$  à 35.

La longueur de flambement  $l_f$  des poteaux des ossatures courantes varie entre  $0,7 H$  et  $2,0 H$  ; le critère de classification du Règlement Parasismique Algérien donne donc :

- poteaux courts pour  $H/h < 6,2 - 7$  ;
- poteaux longs pour  $H/h > 6,2 - 7$  ;

ii) dans le calcul des armatures transversales, l'effort tranchant de calcul pris en compte résulte de la majoration de l'effort tranchant déterminé par les charges sismiques réglementaires. Ce coefficient de majoration est de :

- $1,25 \times 2 = 2,5$  pour les poteaux dits "longs"
- $1,25 \times 3 = 3,75$  pour les poteaux dits "courts"

Le calcul de l'effort tranchant, à partir de la capacité portante en flexion n'est pas retenu dans la version définitive ; par contre, dans la version provisoire, cette condition établit l'effort tranchant de calcul pour les poteaux dits "longs".

Les quantités d'armatures transversales minimales prévues sont de

0,4 et 0,3 % selon la zone sismique de calcul. Ces pourcentages sont indépendants de l'élançement du poteau.

### V-3. Propositions d'amélioration

Une amélioration du Règlement Parasismique Algérien s'impose compte tenu, d'une part, des différentes constatations énumérées et d'autre part, des résultats de la présente recherche.

#### i) classification des poteaux

Sous l'action des charges sismiques, les poteaux accusent un comportement très différent selon leur élançement géométrique  $\lambda_g$ .

Ils doivent donc être dimensionnés et ferrailés suivant cet élançement.

Les résultats de la présente recherche (voir chapitre II, III et IV) confirment, en général, la classification existante dans la littérature de spécialité (10), (11), (12), (14), (15), (16), (17).

Il est recommandé d'adopter la classification suivante :

- poteaux longs  $\lambda_g = H/h > 6$
- poteaux moyens  $3 \leq \lambda_g \leq 6$
- poteaux courts  $\lambda_g < 3$

#### ii) dimensionnement en flexion composée

Pour ces trois catégories de poteaux, le dimensionnement des armatures longitudinales est similaire. Il s'agit du calcul courant en flexion composée sous les sollicitations engendrées par les charges sismiques.

Les pourcentages minimal et maximal (0,8 à 1% ; 14%) prévus par les

"RPA 81" (articles 4.2.3.1.1) sont ceux généralement admis par les normes et par la littérature de spécialité.

Pour ces trois catégories de poteaux, la présence d'un effort normal important, entraîne un comportement cassant qui doit être évité dans les zones de sismicité moyenne et forte.

Il est conseillé d'éviter dans les zones II et III, les poteaux ayant un facteur  $n = \frac{N}{bh_o R_c} > 0,4$  (condition de ductilité en flexion composée). Cette condition impose les dimensions minimales du poteaux (prendre  $n = \frac{N}{bh_o R_c} \ll 0,4$ ).

iii) armatures transversales des poteaux longs ( $\lambda_g > 6$ )

Les armatures transversales dans les poteaux longs sont nécessaires :

- dans la zone courante du poteau pour empêcher le flambement des barres longitudinales ;
- dans les zones nodales pour améliorer la ductilité en confinant le béton comprimé et en empêchant le flambement plastique des barres comprimées lors de la formation de rotules plastiques.

L'effet du confinement des armatures transversales devient effectif quand l'espacement des cadres ne dépassent pas 10 centimètres (21). Donc, indépendamment des armatures longitudinales, l'espacement des armatures transversales dans les zones nodales doit être inférieur à 10 cm. Par contre, dans la zone courante, l'espacement des cadres doit être lié au diamètre des barres longitudinales comme pour le cas des charges verticales, soit :

$$t < 15 \varnothing l_{\min}$$

où

$\varnothing l_{\min}$  = diamètre minimum des armatures longitudinales.

iv) armatures transversales des poteaux moyens (3/19/6)

Pour cette catégorie de poteaux, la rupture est de type flexion-cisaillement. Les deux effets sont comparables : les déformations d'effort tranchant jouent un rôle aussi important que celles d'origine flexionnelle.

Il faut donc calculer et prévoir des cadres sur toute la hauteur du poteau pour reprendre, d'une part, l'effort tranchant et d'autre part, pour assurer l'effet de confinement en les serrant dans les zones nodales à  $t \ll 10\text{cm}$  (si leur espacement dépasse 10 cm).

Le dimensionnement à l'effort tranchant peut se faire à l'aide des formules classiques données par l'analogie des poutres à treillis.

$$\frac{A_t}{t} = \frac{T}{h_0 \cdot \sigma_e}$$

où :

$T$  = effort tranchant de calcul

$h_0$  = hauteur utile

$t$  = espacement des cadres

$\sigma_e$  = limite d'écoulement

Pour l'effort tranchant de calcul, il faut tenir compte de sa valeur possible maximale qui peut être, soit :

- la valeur de  $T_1$  engendrée par la plastification des deux extrémités du poteau :

$$T_1 = \frac{\bar{M}^s + \bar{M}^i}{H}$$

$\bar{M}^s$  et  $\bar{M}^i$  sont les moments capables des sections extrêmes du poteau où les rotules plastiques peuvent apparaître.

Ces moments capables doivent être calculés comme moments de rupture

en acceptant la valeur  $\sigma_e$ , valeur probable de la contrainte élastique des armatures longitudinales (valeur caractéristique selon les BAEL) et la résistance nominale en compression du béton ( $\sigma_{28}$  selon les CCBA. 68)

- la valeur de  $T_2$  pouvant être engendrée par un séisme de forte intensité et où le comportement de la structure reste élastique. Comme les valeurs des charges sismiques établies par les "RPA 81" sont relativement élevées, il serait acceptable de prendre :

$$T_2 = T_{\text{élastique}} = 3 T_{\text{réglement}}$$

où

$T_{\text{réglement}}$  = effort tranchant calculé selon les charges réglementaires (RPA 81).

L'effort tranchant de calcul à prendre en considération ne pourra donc dépasser la plus petite des valeurs ( $T_1, T_2$ ), soit :

$$T = \text{Min} (T_1, T_2)$$

v) armatures transversales des poteaux courts ( $\lambda_g < 3$ ).

Les armatures transversales des poteaux doivent répondre à deux conditions :

- assurer la reprise de l'effort tranchant
- assurer la ductilité.

Compte tenu de la fragilité des transmissions d'efforts par effet goujon ou d'engrènement des agrégats, il est conseillé de dimensionner les armatures transversales des poteaux courts sans réduction de l'effort tranchant (condition de résistance) et en utilisant la formule proposée dans le paragraphe II-4, qui est :

$$t = \frac{(h-2d) \cdot A_t \cdot \sigma_{at}}{T + A_t \cdot \sigma_{at}}$$

Pour les poteaux courts, l'effort tranchant de calcul  $T$  ne peut pas

être lié aux moments capables des extrémités car les rotules plastiques ne se développent jamais dans ces éléments.

Dans ce cas, il serait souhaitable de prendre comme effort tranchant de calcul la valeur suivante :

$$T = 3 T_{\text{réglement}}$$

quant à la condition de ductilité, il faut que le pourcentage d'armatures transversales soit supérieur à 1 %.

$$\omega_t = \frac{A_t}{bt} \cdot 100 \geq 1 \%$$

La section des armatures transversales et l'espacement doivent être choisis de la façon la plus défavorable entre ces deux conditions.

#### V-4. Conclusion :

Il résulte de ce qui précède que les poteaux courts doivent être toujours ferrailés transversalement avec des pourcentages d'armatures supérieurs à 1 %.

Pour les poteaux ayant une section transversale assez importante, la quantité d'armatures déduite est souvent impossible à réaliser.

Dans ce cas, il faut trouver des solutions constructives appropriées afin d'empêcher les déplacements latéraux des poteaux courts (par exemple la disposition de voiles).

Pour les structures étagées, il faut limiter le nombre de niveaux afin d'éviter les grandes dimensions des sections transversales des poteaux des étages inférieures.

Les structures autostables ne dépassant pas 6 niveaux sont acceptables.

Pour les ossatures beaucoup plus élevées, il faut faire appel à une des solutions suivantes :

- Structures en voiles

- structures à portiques tubulaires (poteaux très serrés uniquement sur le contour avec des poutres très puissantes).
- structures à noyau.



CHAPITRE VI : CONCLUSIONS ET

RECOMMANDATIONS.

## CHAPITRE VI : CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS

### VI-1. Limitations de l'étude

Le comportement des poteaux face aux actions sismiques est un problème qui n'a commencé à être étudié que très récemment. Généralement, les règles relatives aux structures soumises aux charges verticales sont utilisées pour celles soumises aux actions sismiques. Cependant, les accidents des structures comportant des poteaux courts durant les séismes, ont attiré l'attention sur la nécessité de développer des méthodes appropriées de calcul, de ferrailage et de dimensionnement.

Cette recherche est une contribution à l'amélioration du calcul et du dimensionnement de ces éléments aux actions sismiques.

Ce présent sujet s'est intéressé à trois grands domaines qui sont :

- une étude bibliographique
- une étude analytique
- une étude expérimentale

L'étude critique de la littérature existante a mis l'accent sur l'état actuel du problème et a orienté cette recherche.

Dans le cadre de l'étude analytique, plusieurs procédés de calcul à partir de méthodes simples comme celles basées sur la résistance des matériaux, ont été utilisés. Ces différents procédés ont permis de décrire avec plus de précision le comportement des poteaux courts, d'établir les critères de classification appropriée des poteaux (en longs, moyens et courts) et de suggérer des méthodes de dimensionnement et ferrailage.

Dans la présente recherche, un programme d'expérimentation, modélisant le comportement des poteaux sous des forces horizontales statiques, a été établi. Il constitue une première approche dans la compréhension

du comportement des poteaux soumis aux actions sismiques.

Les modèles d'essai représentant les poteaux, en nombre de 13, ont été choisis de telle manière à ce qu'ils puissent modéliser les poteaux des structures réelles ayant différents élancements et ferrillages.

Cependant, cette modélisation expérimentale a des limitations qui sont :

- les pièces d'essai sont des modèles réduits et leur nombre est limité (deux élancements ont été étudiés seulement).

- le chargement est monotone statique (ni cyclique, ni dynamique).

- un même béton et un même ferrillage longitudinal ont été utilisés.

- l'instrumentation limitée a empêché la mesure des déformations.

## VI-2. Conclusions

Les conclusions suivantes sont tirées des conclusions détaillées des différents chapitres et ne sont valables que dans le cas des limitations précédentes.

Les résultats de l'étude expérimentale montrent que, lorsque le pourcentage d'armatures transversales ( $\omega_t$ ) est proche de 0,4 %, les poteaux courts présentent une rupture explosive, cassante, immédiatement après la fissuration diagonale.

D'autre part, les poteaux présentant un pourcentage  $\omega_t$  supérieur ou égal à 0,8 % sont ductiles après fissuration diagonale.

Selon les essais, des ordres de grandeur des pourcentages d'armatures transversales nécessaires pour empêcher une rupture par explosion due

au cisaillement et pour donner une ductilité suffisante, peuvent être déduits.

Par ailleurs, sur la base de cette recherche, des propositions en vue d'améliorer les Normes Algériennes existantes, sont formulées.

Les résultats auxquels a abouti cette étude permettent, s'ils sont développés et suivis, la mise au point d'un modèle de calcul plus fiable et plus précis que ceux utilisés jusqu'à présent.

En résumé, les principales contributions apportées par cette recherche sont dans les directions suivantes :

a - la revue de la littérature existante concernant le comportement des poteaux courts face aux actions sismiques ;

b - la mise au point d'un programme d'essai des poteaux avec différents élancements sous des sollicitations pouvant modéliser l'action sismique dans une première approche (chargement statique). Le programme a été adapté aux possibilités existantes du laboratoire de l'ENP et a constitué une base de comparaison plutôt qualitative que quantitative sur le comportement de ces éléments par rapport aux différentes approches analytiques existantes ;

c - l'utilisation de différents procédés de calcul à partir de méthodes simples, comme celles basées sur la résistance des matériaux, en vue de décrire correctement le comportement de ces éléments.

Les principaux résultats découlant de cette étude sont liés à ;

- la classification des poteaux soumis aux actions sismiques suivant leur élancement géométrique ;

- l'étude de la ductilité de ces éléments ;

- l'influence de l'effort normal sur le comportement au cisaillement ;

- au développement de méthodes simples de dimensionnement ;

- la formulation de propositions pour l'amélioration des normes existantes pour les poteaux courts des structures soumises aux actions sismiques.

### VI-3. Recommandations pour des recherches ultérieures

Les recherches entreprises dans ce présent travail sont limitées par :

- le nombre réduit des pièces d'essai et l'effet d'échelle ;
- le chargement statique ;
- des approches théoriques simplifiées donnant seulement un ordre de grandeur sur les facteurs influants.

Toutes ces limitations suggèrent des axes de recherches futures en vue de corriger les insuffisances actuelles.

Dans ce sens, il faut envisager des essais à échelle réelle (grandeur nature) avec des conditions d'appuis variables aux deux extrémités du poteau.

Le chargement doit être non seulement statique mais aussi dynamique, cyclique.

En outre, toutes les données disponibles sont obtenues sous l'effet d'un chargement qui ne produit qu'une force axiale de compression constante et un cisaillement et une flexion dans un plan principal de l'élément.

Du fait que les poteaux subissent en général des contraintes de cisaillement et de flexion bilatérales, il serait intéressant d'effectuer des études analytiques et expérimentales sur le comportement inélastique des poteaux, sous les effets combinés de la force axiale et des contraintes de cisaillement et de flexion biaxiale ainsi que des torsions.

D'autre part, une approche théorique à l'aide d'un programme d'éléments finis non linéaires s'avère très intéressante. Cette approche doit tenir compte de la variation des caractéristiques mécaniques des matériaux (aciers, béton) et de leur adhérence pendant le chargement statique ou cyclique.

ANNEXES ET TABLEAUX

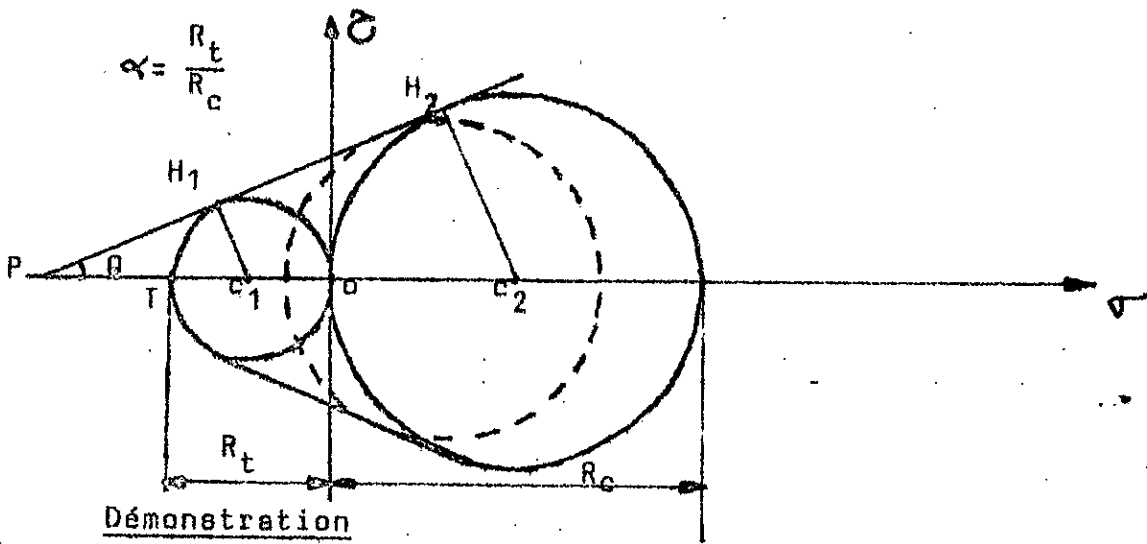
ANNEXE A<sub>0</sub> : Principales figures.

- Figure I. 1 - Vide sanitaire (séisme d'El Chlef -octobre 1980)
- Figure I. 2 - Vide sanitaire (séisme d'El Chlef -octobre 1980)
- Figure I. 3 - Poteaux courts dans la cage d'escaliers.
- Figure I. 4 - Effet d'élément court
- Figure I. 5 - Parapets en maçonnerie forte
- Figure II. 1 - Ductilité ( $S = f(\Delta)$ )
- Figure II. 2 - Diagramme (M) et (T) d'un poteau soumis aux charges sismiques.
- Figure II. 3 - Poutres infiniment rigides par rapport aux poteaux.
- Figure II. 4 - Poteaux infiniment rigides par rapport aux poutres.
- Figure II. 5 - Mécanisme de résistance au cisaillement des éléments en béton armé.
- Figure II. 6 - Fissure de fendage le long des armatures tendues.
- Figure II. 7 - Variation de la résistance de cisaillement avec  $a/h$ .
- Figure II. 8 - Variation de la résistance au cisaillement relative à la résistance à la flexion avec  $a/h$ .
- Figure II. 9 - Cisaillement cyclique des éléments en béton armé.
- Figure II. 10 - Variation de la rigidité.
- Figure II. 11 - Modèle théorique de YAMADA et FURUI.
- Figure II. 12 - Variation de  $(H/h)_{\min}$  en fonction de  $n(n=N/bh_o R_c)$ .
- Figure II. 13 - Dispositif d'essai de YAMADA
- Figure II. 14 - Dispositif d'essai de WIGHT et SOZEN.
- Figure II. 15 - Dispositif d'essai d'HIROSAWA.
- Figure II. 16 - Dispositif d'essai de KÜSTU.
- Figure III. 1 - Ossature soumise aux charges verticales.



- Figure III. 2 - Ossature soumise aux charges sismiques.
- Figure III. 3 - Comportement à la rupture avec le niveau de chargement  $n$ .
- Figure III. 4 - Effet de luge.
- Figure III. 5 - Cercle de MOHR
- Figure III. 6 - Variation de l'effort tranchant en fonction de l'effort axial  $N$ .
- Figure III. 7 - Éléments de réduction d'un poteau soumis aux charges sismiques.
- Figure III. 8 - Variation de  $\Delta_T / \Delta_M$  en fonction de  $H/h$ .
- Figure III. 9 - Contraintes en flexion composée pour un matériau homogène.
- Figure III. 10 - Variation de  $\sigma_{max} / \sigma_{max}$  en fonction de  $H/h$ .
- Figure III. 11 - Cadres interceptés par la fissure critique.
- Figure IV. 1 - Choix de modèle d'essai.
- Figure IV. 2 - Caractéristiques des pièces d'essai.
- Figure IV. 3 - Schéma de chargement.
- Figure IV. 4 - Ferrailage des pièces d'essai.

ANNEXE A<sub>1</sub> : Equation d'une droite tangente au cercle de MOHR.



Triangles  $\begin{cases} C_1 H_1 P \\ C_2 H_2 P \end{cases} \longrightarrow$  semblables  $\frac{C_1 H_1}{C_2 H_2} = \frac{H_1 P}{H_2 P} = \frac{C_1 P}{C_2 P}$

Soit :

$$* \frac{R_t/2}{R_c/2} = \frac{H_1 P}{H_2 P} = \frac{C_1 P}{C_2 P} \rightarrow \frac{R_t}{R_c} = \frac{C_1 P}{C_2 P} = \frac{C_1 T + TP}{C_2 T + TP} = \frac{R_t/2 + TP}{R_c/2 + R_t + TP}$$

$$R_t (R_c/2 + R_t + TP) = R_c (R_t/2 + TP)$$

$$\frac{R_t \cdot R_c}{2} + R_t^2 + R_t TP - \frac{R_c R_t}{2} - R_c \cdot TP = 0$$

$$TP (R_t - R_c) + R_t^2 = 0 \rightarrow TP = \frac{R_t^2}{R_c - R_t}$$

$$* |C_1 P| = \frac{R_t}{2} + \frac{R_t^2}{R_c - R_t} = \frac{R_t(R_c - R_t) + 2R_t^2}{2(R_c - R_t)} \rightarrow C_1 P = \frac{R_t R_c + R_t^2}{2(R_c - R_t)}$$

$$* OP = \frac{R_t}{2} + \frac{R_t R_c + R_t^2}{2(R_c - R_t)} = \frac{R_t(R_c - R_t) + R_t R_c + R_t^2}{2(R_c - R_t)} \rightarrow OP = \frac{R_t \cdot R_c}{R_c - R_t}$$

\*  $H_1 P$  ? : Pythagore  $\rightarrow (C_1 H_1)^2 + (H_1 P)^2 = (C_1 P)^2$

$$(H_1 P)^2 = \left[ \frac{R_t R_c + R_t^2}{2(R_c - R_t)} \right]^2 - \left[ \frac{R_t}{2} \right]^2 = \frac{R_t^3 \cdot R_c}{(R_c - R_t)^2}$$

$$H_1 P = \frac{R_t \sqrt{R_t R_c}}{R_c - R_t}$$

$$\text{Or : } \operatorname{tg} \theta = \frac{C_1 H_1}{H_1 P} = \frac{R_t/2}{\frac{R_t \sqrt{R_t R_c}}{R_c - R_t}} = \frac{R_c - R_t}{2 \sqrt{R_t R_c}}$$

L'équation de la droite est de la forme  $y = mx + b$  avec  $m = \operatorname{tg} \theta$ , d'où :

$$y = \frac{R_c - R_t}{2 \sqrt{R_t R_c}} x + b$$

ANNEXE A<sub>2</sub> : Propriétés des matériaux utilisés.

A) - Béton

Le béton utilisé pour la confection des pièces d'essai est un micro-béton dosé à 350 kg/m<sup>3</sup>.

Les pièces d'essai, en nombre de 13, sont réalisées avec une même gachée de laquelle 11 éprouvettes ont été prélevées. Celles-ci sont conservées dans les mêmes conditions que les modèles d'essai et sont testées à la compression simple dans le laboratoire du département génie civil juste avant les expériences.

Un traitement statistique des résultats d'essai est ébauché par le calcul des valeurs moyennes et des caractéristiques de dispersion (écart type et coefficient de variation). (tableau IV).

La résistance moyenne du béton est  $\sigma_{\text{moy}} = 226 \text{ daN/cm}^2$  avec un écart type  $\sigma_R = 17,11 \text{ daN/cm}^2$  et un coefficient de variation  $C_v = 8 \%$ .

La valeur du coefficient de variation ( $C_v = 8 \%$ ) entre dans le domaine courant de variation pour le béton ; ce qui implique une homogénéité et un groupement correct des résultats autour de la valeur moyenne.

B) - Acier

De même que pour le béton, des échantillons correspondant aux différents types d'acier utilisé pour la concrétisation des modèles d'essai, sont prélevés.

Les aciers utilisés pour les armatures transversales (haute adhérence) sont des Ø3 et Ø4 livrés en rouleaux. De chaque rouleaux, sont prélevées 4 éprouvettes. Leurs limites d'écoulement et de rupture sont déterminées par des essais de traction effectués sur la presse du labo-

ratoire ENP. Les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux V et VI.

Les armatures longitudinales Ø 10, sont constituées par des aciers à haute adhérence. Leurs limites d'écoulement et de rupture sont déterminées comme pour les aciers Ø4 et Ø3. (tableau VII).

C) - Composition du micro-béton.

Les agrégats sont constitués de sable 0/3 et de gravillons 3/8. Le ciment appartient à la classe CPA 325.

La même composition de béton a été utilisée pour tous les poteaux soit :

- 350 kg de ciment
- 650 kg de sable 0/3
- 1220 kg de gravillons 3/8

Chaque série de poteaux a été coulée en même temps.

TABLEAU IV : Eprouvettes de béton

Numéro de l'éprouvette i	Force de rupt. F <sub>i</sub> (KN)	Contrainte de rupture (Kg/cm <sup>2</sup> ) σ <sub>R</sub>
1	450	223,81
2	475	236,25
3	455	226,30
4	420	208,89
5	440	218,84
6	500	248,68
7	440	218,84
8	520	258,63
9	440	218,84
10	390	193,97
11	470	233,76

Surface de l'éprouvette = 201,0619 cm<sup>2</sup>

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{\sum \sigma_i}{11} = 226,07 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_R = \text{écart type} = \sqrt{\frac{\sum (\sigma_i - \sigma_{\text{moy}})^2}{11}} = 17,11$$

$$C_v = \text{Coéfficient de variation} = \frac{\sigma_R}{\sigma_{\text{moy}}} = \frac{17,11}{226,07} = 0,08 = 8 \%$$

TABLEAU V : Eprouvettes d'acier Ø 4

Numéro de l'éprouvette i	Charge d'apparition de l'écoulement (kg)	Contrainte de l'écoulement : $\sigma_e$ (kg/cm <sup>2</sup> )	Charge de rupture (kg)	Contrainte de rupture : $\sigma_R$ (kg/cm <sup>2</sup> )
1	520	4136,83	528	4200,47
2	535	4256,16	539	4287,98
3	515	4097,05	520	4136,83
4	525	4176,61	530	4216,38

Surface de l'éprouvette = 0,1257 cm<sup>2</sup>

Contrainte d'écoulement

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{e \text{ moy}} = \frac{\sum \sigma_{ei}}{4} = 4166,66 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_{eR} = \sqrt{\frac{\sum (\sigma_{ei} - \sigma_{e \text{ moy}})^2}{4}} = 58,8316 \\ C_{ve} = \frac{\sigma_{eR}}{\sigma_{e \text{ moy}}} = \frac{58,8316}{4166,66} = 0,0141 \approx 1,4 \% \end{array} \right.$$

Contrainte de rupture

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{R \text{ moy}} = \frac{\sum \sigma_{Ri}}{4} = 4210,415 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_{RR} = \sqrt{\frac{\sum (\sigma_{Ri} - \sigma_{R \text{ moy}})^2}{4}} = 53,7717 \\ C_{vr} = \frac{\sigma_{RR}}{\sigma_{R \text{ moy}}} = 0,0128 \approx 1,3 \% \end{array} \right.$$

TABLEAU VI : Eprouvettes d'acier Ø 10

Numéro de l'éprouvette	Charge d'apparition de l'écoulement (kg)	Contrainte de l'écoulement : (kg/cm <sup>2</sup> )	Charge de rupture (kg)	Contrainte de rupture : (kg/cm <sup>2</sup> )
1	3600	4583,65	3700	4710,97
2	3500	4456,33	3600	4583,65
3	3300	4201,68	3350	4265,34
4	3600	4583,65	3650	4647,31

Surface de l'éprouvette = 0,7854 cm<sup>2</sup>

Contrainte d'écoulement

$$\left\{ \begin{aligned} \sigma_{e \text{ moy}} &= \frac{\sum \sigma_{ei}}{4} = 4456,43 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_{e R} &= \sqrt{\frac{\sum (\sigma_{ei} - \sigma_{e \text{ moy}})^2}{4}} = 155,94 \\ C_{ev} &= \frac{155,94}{4456,32} = 0,0350 = 3,5 \% \end{aligned} \right.$$

Contrainte de rupture

$$\left\{ \begin{aligned} \sigma_{r \text{ moy}} &= \frac{\sum \sigma_{ri}}{4} = 4551,82 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_{rR} &= \sqrt{\frac{\sum (\sigma_{ri} - \sigma_{r \text{ moy}})^2}{4}} = 171,414 \\ C_{rR} &= \frac{\sigma_{rR}}{\sigma_{r \text{ moy}}} = 0,0377 = 3,7 \% \end{aligned} \right.$$



TABLEAU VII : Epreuve d'acier Ø 3

Numéro de l'éprouvette	Charge d'apparition de l'écoulement (kg)	Contrainte d'écoulement (kg/cm <sup>2</sup> )	Charge de rupture (kg)	Contrainte de rupture (kg/cm <sup>2</sup> )
1	325	4596,8883	350	4950,4951
2	350	4950,4951	370	5233,3805
3	320	4526,1669	350	4950,4951
4	310	4384,7242	330	4667,6096

Surface de l'éprouvette = 0,0707 cm<sup>2</sup>

Contrainte d'écoulement

$$\left\{ \begin{aligned} \sigma_{e \text{ moy}} &= \frac{\sum \sigma_{ei}}{4} = 4614,5686 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_{e R} &= \sqrt{\frac{\sum (\sigma_{ei} - \sigma_{e \text{ moy}})^2}{4}} = 208,4481 \\ C_{ev} &= \frac{\sigma_{e R}}{\sigma_{e \text{ moy}}} = 0,0452 = 4,5 \% \end{aligned} \right.$$

Contrainte de rupture

$$\left\{ \begin{aligned} \sigma_{r \text{ moy}} &= \frac{\sum \sigma_{ri}}{4} = 4950,4951 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_{r R} &= \sqrt{\frac{\sum (\sigma_{ri} - \sigma_{r \text{ moy}})^2}{4}} = 200,0302 \\ C_{rv} &= \frac{\sigma_{r R}}{\sigma_{r \text{ moy}}} = 0,0404 = 4 \% \end{aligned} \right.$$

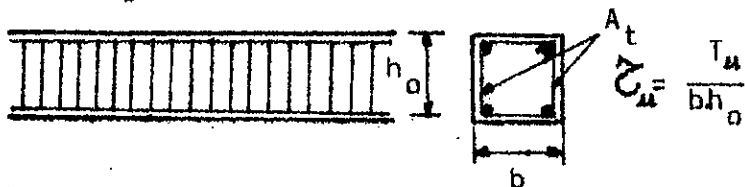
\* Remarque : La valeur élevée de ce coefficient de variation démontre l'incertitude de la lecture.

ANNEXE A<sub>3</sub> : Calcul de  $T$  théorique rupture selon les BAEL (article A.5.1,232)

$$\frac{A_t}{t} \frac{(\sigma_u - 0,5 k) b}{0,8 R_{at}} \rightarrow \sigma_u \leq \frac{0,8 R_{at}}{b} \cdot \frac{A_t}{t} + 0,5 k$$

où :

.  $\sigma_u$  = Contrainte tangente conventionnelle du béton ; pour une section rectangulaire ou en T :



.  $T_u$  = effort tranchant à l'état limite ultime dans la section considérée.

.  $A_t$  = section d'une nappe d'armatures d'âme

.  $t$  = espacement de ces nappes mesuré parallèlement à la ligne moyenne.

.  $R_{at}$  = limite d'élasticité des armatures d'âme.

.  $K = 1 + \frac{3N}{BR_c}$  (dans le cas de la flexion composée avec compression)

$B$  = aire totale de la section transversale =  $b \times h$ .

$N$  = effort normal concomitant avec  $T_u$ .

$$\sigma_u \leq \frac{0,8 R_{at}}{b} \cdot \frac{A_t}{t} + 0,5 \left[ 1 + \frac{3N}{BR_c} \right]$$

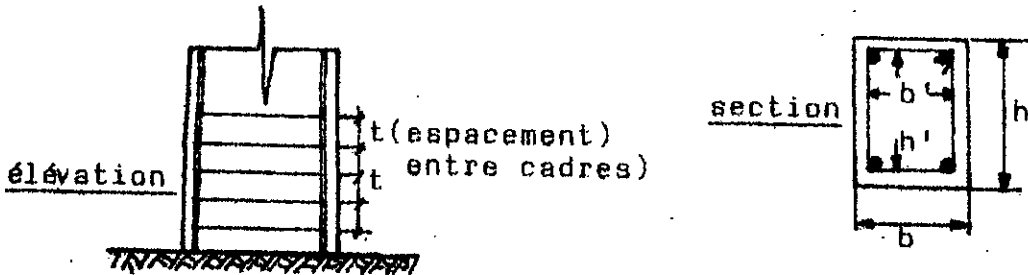
$$\frac{T_u}{bh_0} \leq \frac{0,8 R_{at}}{b} \cdot \frac{A_t}{t} + 0,5 \left[ 1 + \frac{3N}{BR_c} \right]$$

D'où :

$$T_u \leq 0,8 \cdot h_0 \cdot R_{at} \cdot \frac{A_t}{t} + 0,5 \left[ bh_0 + \frac{3N h_0}{h R_c} \right]$$

ANNEXE A<sub>4</sub> : Calcul de M<sup>théorique</sup><sub>rupture</sub>

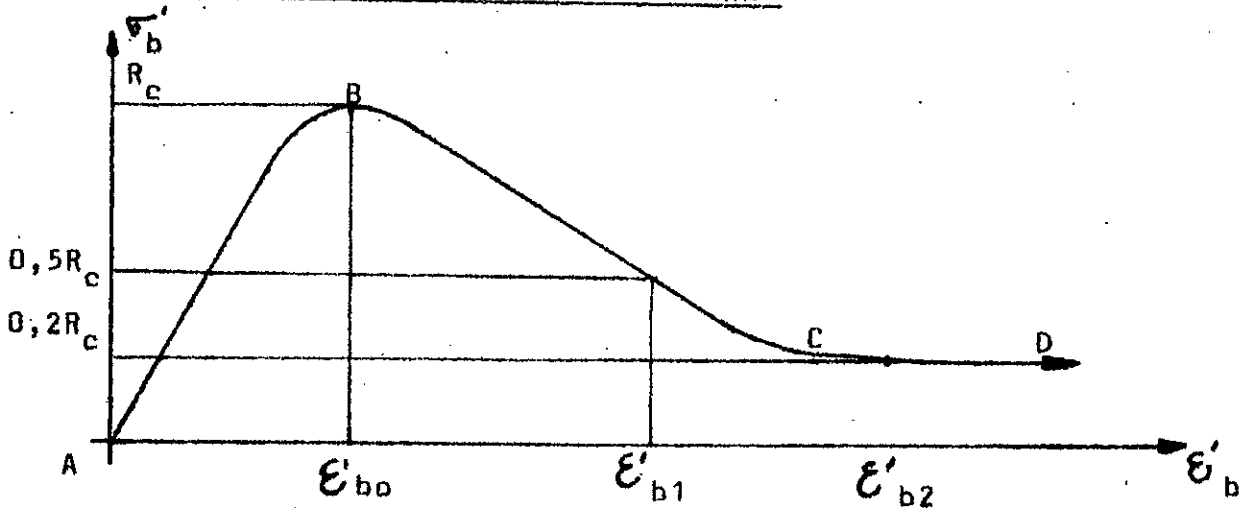
Résistance en flexion d'éléments en ba (calcul de M<sup>théo</sup><sub>rup</sub>)



Hypothèses :

- loi de comportement de Kent et Park (béton confiné)
- béton tendu négligé
- loi de comportement avec écrouissage pour l'acier
- compatibilité des déformations

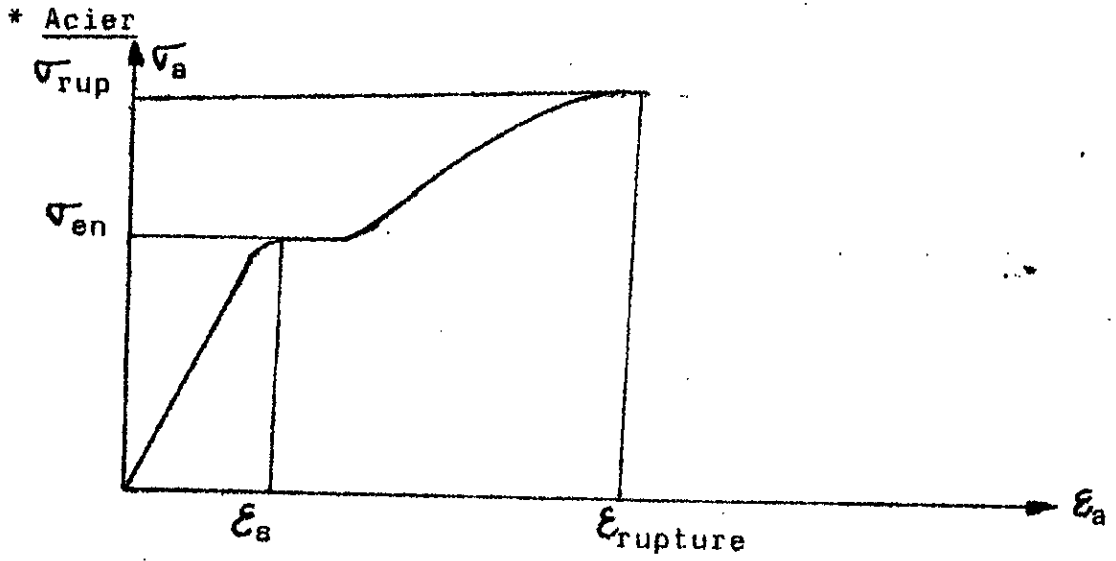
\* Loi de comportement de KENT et PARK



- Région AB :  $\sigma'_b = R_c \left[ \frac{2\epsilon'_b}{\epsilon'_{b0}} - \left(\frac{\epsilon'_b}{\epsilon'_{b0}}\right)^2 \right]$  ;  $\epsilon'_b \leq \epsilon'_{b0}$
  - Région BC :  $\sigma'_b = R_c \left[ 1 - Z(\epsilon'_b - \epsilon'_{b0}) \right]$  ;  $\epsilon'_{b0} \leq \epsilon'_b \leq \epsilon'_{b2}$
  - Région CD :  $\sigma'_b = 0,2 R_c$  ;  $\epsilon'_b \leq 0,01$
- $\epsilon'_{b2} = \frac{0,8}{Z} + \epsilon'_{b0}$  ;  $\epsilon'_{b1} = \frac{3}{4} \omega_t \sqrt{\frac{b'}{t}}$

$$\omega_t = \% \text{ d'acier transversal} ; z = \frac{0,5}{\epsilon'_{b_1} + \epsilon'_{b_k} - \epsilon'_{b_0}}$$

$$\epsilon'_{b_k} = \frac{3 + 0,03 R_c}{14,5 R_c - 1000}$$



Procédure :

- Effort normal de plastification

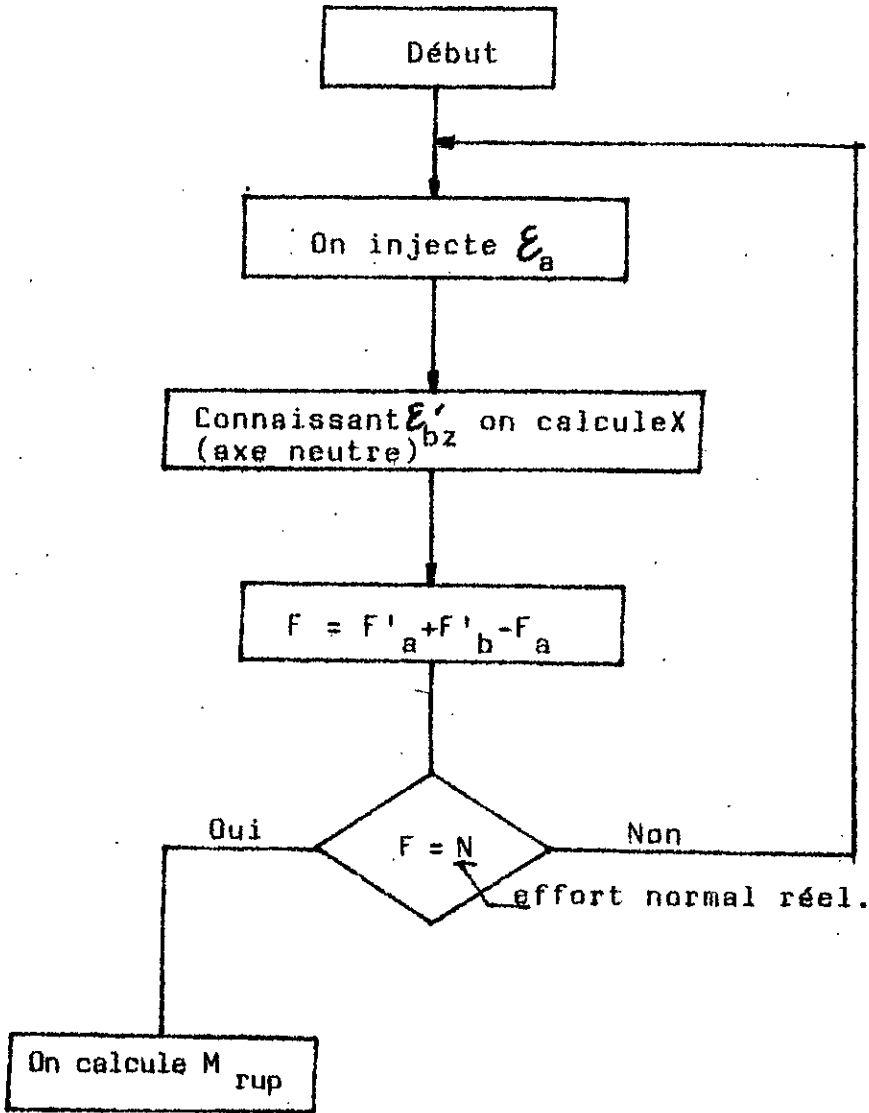
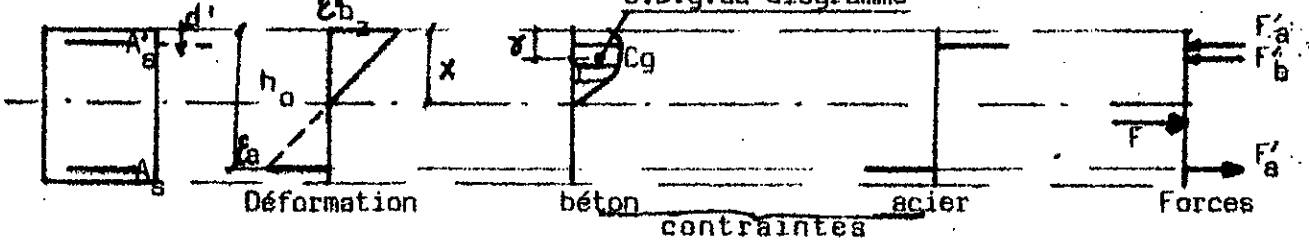
$$N_M = R_c (bh - A_s - A'_s) + \sigma_{en} (A_s + A'_s)$$

- Centre de plastification de la section :

$$c_p = \frac{R_c (bh - A_s - A'_s) \cdot h/2 + A'_s \cdot \sigma_{en} \cdot d' + A_s \cdot \sigma_{en} \cdot h_0}{N_M}$$

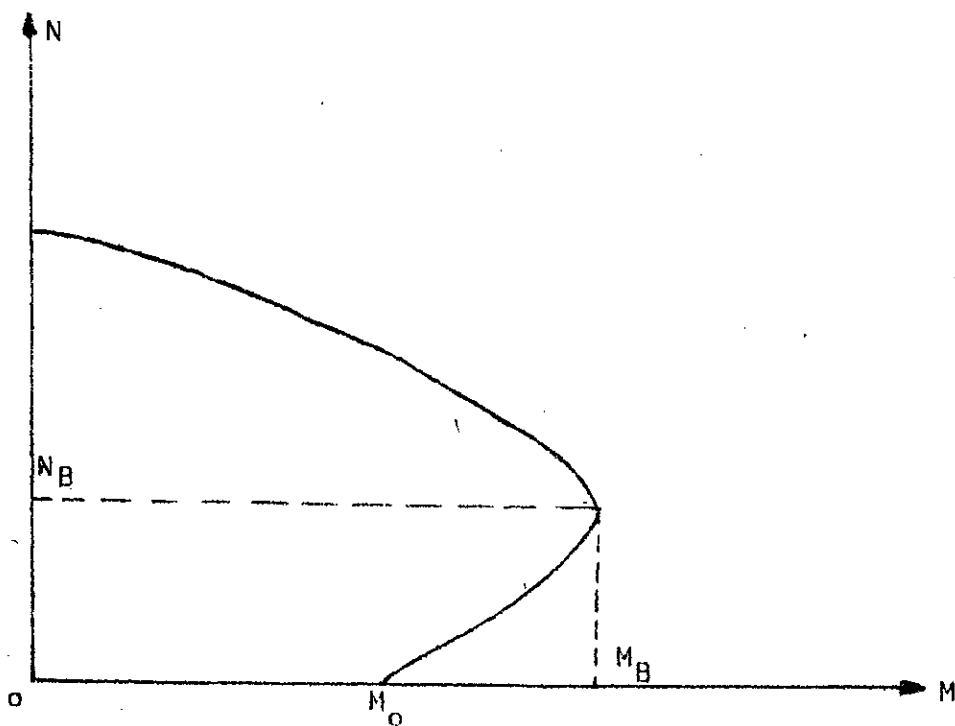
\* Algorithme.

C.D.g. du diagramme



$$M_{rup}^{théo} = F_a (h_0 - c_p) + F_a' (c_p - d') + F_b' (c_p - \delta x)$$

ANNEXE A<sub>5</sub> : Diagramme d'interaction  $N = f(M)$ .



$N_B$  = point de balance de la force axiale.

$M_B$  = moment plastique correspondant à  $N_B$ .

$M_0$  = moment plastique à  $N = 0$ .

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- ( 1) - E. ROSENBLUETH "Design of Earthquake Résistant Structures"  
Halsted Press Book, (1981).
- ( 2) - F.K KONG ; R.H EVANS "Reinforced and Prestressed Concrete"  
Thomas NELSON and SONS LTD (1978).
- ( 3) - CRAINIC L. HANGAN S. "Concept si metode energetice in dinamica constructurilor" Editura Academiei, Republica Socialiste, Romania, (1980).
- ( 4) - WEIGEL, R.L., et al. EARTHQUAKE ENGINEERING, Prentice Hall, (1970)
- ( 5)-CHAKER A. "Evaluation des dégats du séisme de Chlef". Recueil des communications du 1er séminaire Inter-Arabe sur le séisme et ses conséquences. Alger, (1982).
- ( 6)-REBZANI B. "Causes des dommages du séisme de Chlef". Recueil des communications du 1er séminaires Inter-Arabe sur le séisme et ses conséquences. Alger, (1982).
- ( 7)-CRAINIC L. conférence sur "le comportement des poteaux". Constantine. Avril, (1985).
- ( 8)-LEONHARDT F. ; WALTHER R. 1961-1965, Beiträge zur Behandlung der Schuhprobleme im Stahlbetonbau, 12 (1961), 2,3,6,7,8 (1962) 8,9



(1963), 1,2,3,4 (1965).

- (9)-ACI-Committee 326, 1962, Shear and Diagonal Tension, Journal of the ACI n°1, Jan., n°2, Febr., n°3, March.
- (10)-YAMADA M. ; FURUI S. 1968, Shear Resistance and Explosive Cleavage Failure of Reinforced Concrete Members Subjected to Axial Load, IABSE, 8th Congress, Finl. Rep., New York.
- (11)-YAMADA M. ; YAGI S. 1973, Shear Explosion of Reinforced Concrete Short Columns. Proc. of 5 th World Conf. on Earth. Eng., Rome.
- (12)-ZAGAJESKI, SW ; BERTERO V.V ; BOWKAMP, J.G ; (1978) "Hysteretic Behaviour of Reinforced Concrete Columns Subjected to High axial and cyclic Shear Forces. Report EERC 78/05. Berkeley. California.
- (13)-A.CHARIF "Structural Behaviour of Reinforced Concrete Beams Strengthened with Epoxy Bonded Steel Plates".  
PHD. Thesis. Sheffield University, 1983.
- (14)-J.K. WIGHT ; MA. SOZEN "Shear Strength Decay in Reinforced concrete Columns Subjected to Large Deflection Reversals".  
Research Report, University of Illinois, 1973.
- (15)-CISMIGIU AL. ; DOGARU L. (1976) "Proiectarea Rezistentei si Ductilitatului Tranzilor si stlpilor din beton armat," Rev.Construc-ti,2, Bucuresti.

- (16)-HIROSAWA M. ; ET AL (1973) "Expérimental Study of Large Models of Reinforced Concrete Columns." Proceedings of the Fifth World Conference on Earthquake Engineering, Rome.
- (17)- KÜSTÜ Ö. (1975) "Behaviour of Reinforced Concrete Deep Beam-Column, Subassemblages under cyclic Loads," Earthquake Engineering Research Center, Report N° EERC 73.8 ; University of California Berkeley.
- (18)-CRAINIC, L; (1974) "Cercetăria supra comportărū si calculului structurilor de beton armat in domeniul plastic" Teză de doctorat Institutul de Constructū Bucuresti.
- (19)-WALTHER, R; (1964) "Critical Appraisal of the moment Shear-Ratio" IABSE 7 th Congr. Preliminary Publication. Rio de Janeiro.
- (20)-SALHI A. (1982) "Présentation du RPA 81" Recueil des communications du 1er séminaire Inter-Arabe sur le séisme et ses conséquences. Alger.
- (21)-PARK, R; PAULAY, T; (1975). "Reinforced Concrete Structures". JOHN WILEY and SOHR ; New York.
- (22)-NEWMARK N. ROSENBLUTH E. (1971) "Fundamentals of Earthquake Engineering ", Englewood CLIFFES. Prentice HALL
- (23)-Régles Parasismiques Algeriennes "RPA 81", version définitive.

- (24)-Règles Parasismiques Algériennes, (1981), version provisoire.
- (25)-Règles Parasismiques Algériennes, (1978), version provisoire.
- (26)-Règles BAEL. Collection UTI. Editions EYROLLES 1980.
- (27)-Règles PS 69. EYROLLES (septembre 1976).
- (28)-Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé. Règles CCBA 68. EYROLLES
- (29)-BERTERO V.V ; HOLLINGS J. KÜSTÜ Ö. ; STEPHEN RM. BOUWKAMP JP.  
(1973) "Effect of Diffirents Types of Reinforcing Seismic Behaviour of Short Concrete Columns" Report EERC 73,18. Berkeley California.
- (30)-CLOUGH ,R.M ; Penzien J. ; (1975) "Dynamics of Structures"  
Mc Graw Hill Book Company, New York.
- (31)-Code of Praticce for the design of Concrete Structures.  
SANZ. Standards Association of New Zealand.