

M0015/96B

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR

ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

## THESE DE MAGISTER

Présentée par **CHERID née TOUAT DJAMILA**  
Ingénieur d'Etat diplômée de l'E.N.P.

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات  
BIBLIOTHEQUE — المكتبة  
Ecole Nationale Polytechnique

## EFFETS DE L'INTERACTION DYNAMIQUE SOL - STRUCTURE *SUR LA REPONSE SISMIQUE DES BARRAGES*

Soutenue en Juin 1996 devant le jury composé de:

MM.	B.	TILIOUINE	Professeur	Président
	M.K.	BERRAH	Maître de conférences	Directeur de thèse
	S.	BELKACEMI	Maître de conférences	Examineur
	R.	BOUTEMEUR	Chargé de recherche	Examineur
	M.	DEMIDEM	Chargé de recherche	Examineur

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR

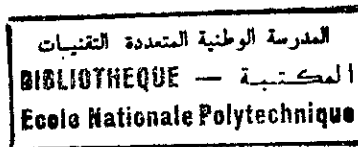
ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

## THESE DE MAGISTER

Présentée par **CHERID née TOUAT DJAMILA**  
Ingénieur d'Etat diplômée de l'E.N.P.



## EFFETS DE L'INTERACTION DYNAMIQUE SOL - STRUCTURE *SUR LA REPONSE SISMIQUE DES BARRAGES*

Soutenue en Juin 1996 devant le jury composé de:

MM. B.	TILIOUINE	Professeur	Président
M.K.	BERRAH	Maître de conférences	Directeur de thèse
S.	BELKACEMI	Maître de conférences	Examineur
R.	BOUTEMEUR	Chargé de recherche	Examineur
M.	DEMIDEM	Chargé de recherche	Examineur

## REMERCIEMENTS

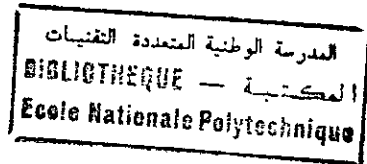
Qu'il me soit permis d'adresser, tout d'abord, mes plus vifs remerciements à mon directeur de thèse, M. K. BERRAH, Maître de conférences à l'E.N.P, pour avoir bien voulu m'introduire à un sujet d'actualité aussi intéressant et complexe que celui de l'analyse du comportement sismique des systèmes Sols-Barrages, tout comme il m'est particulièrement agréable de lui exprimer ma profonde reconnaissance pour son dévouement exemplaire, son soutien moral et ses précieux conseils sur les plans scientifique et technique.

Je tiens aussi à témoigner ma profonde reconnaissance à Monsieur B. TILIOUINE, Professeur à l'E.N.P, pour avoir bien voulu examiner cette thèse et me faire l'honneur d'en présider le jury de soutenance.

Je suis tout particulièrement reconnaissante envers Monsieur S. BELKACEMI, Maître de conférences à l'E.N.P ainsi qu'envers Messieurs R. BOUTEMEUR et M. DEMIDEM, Chargés de recherche, pour avoir bien voulu examiner cette étude et y apporter leurs critiques constructives. Je les remercie vivement pour le temps qu'ils ont consacré à ce travail et pour leur participation au jury de thèse.

Enfin, je ne saurais terminer sans exprimer ma sincère gratitude à Mademoiselle N. ABBOUN, Chef de département de Génie Industriel ainsi qu'à tous ceux qui m'ont aidé de loin ou de près à finaliser ce travail.

# SOMMAIRE



## INTRODUCTION GENERALE

### CHAPITRE I GENERALITES SUR LES SEISMES

#### I - 1 INTRODUCTION

#### I - 2 ONDES SISMIQUES

- I - 2 - 1 Ondes de volume
- I - 2 - 2 Ondes de surface

#### I - 3 MOUVEMENT SISMIQUE

- I - 3 - 1 Séismographe
- I - 3 - 2 Accélérogramme
- I - 3 - 3 Spectre de Réponse

#### I - 4 CONCLUSION

### CHAPITRE II GENERALITES SUR LES BARRAGES

#### II - 1 INTRODUCTION

#### II - 2 BARRAGES POIDS EN BETON

- II - 2 - 1 Introduction
- II - 2 - 2 Recensement des grands barrages
- II - 2 - 3 Nature des forces appliquées
- II - 2 - 4 Analyse statique des barrages poids
  - II - 2 - 4.1 Introduction
  - II - 2 - 4.2 Calcul statique des barrages poids
  - II - 2 - 4.3 Calcul des efforts internes
    - II - 2 - 4.3.1 Calcul des contraintes par la méthode de la résistance des matériaux
    - II - 2 - 4.3.2 Calcul des contraintes par la méthode de Pigeaud
- II - 2 - 5 Analyse dynamique des barrages poids
  - II - 2 - 5.1 Introduction
  - II - 2 - 5.2 Méthode pseudo-statique
  - II - 2 - 5.3 Méthode du système généralisé équivalent
  - II - 2 - 5.4 Méthode de calcul dynamique

#### II - 3 CONCLUSION

### CHAPITRE III METHODE DU MODELE GENERALISE EQUIVALENT

#### III - 1 INTRODUCTION

#### III - 2 INTERACTION SOL - STRUCTURE

#### III - 3 SYSTEME CONSIDERE

- III - 4 METHODES D'ANALYSE
  - III - 4 - 1 Méthode directe ou globale
  - III - 4 - 2 Méthode des sous - structures

### III - 5 METHODOLOGIE ADOPTEE

- III - 5 - 1 Réponse du barrage rapportée au mode fondamental de vibration
- III - 5 - 2 Introduction de l'interaction sol - structure
- III - 5 - 3 Approximation de la réponse due à la contribution du mode fondamental
- III - 5 - 4 Détermination des forces sismiques de calcul due au mode fondamental de vibration
  - III - 5 - 4.1 Caractéristiques vibratoires des barrages
  - III - 5 - 4.2 Détermination des efforts sismiques maximaux
  - III - 5 - 4.3 Approximation unidimensionnelle de la structure
  - III - 5 - 4.4 Influence de la période et du taux d'amortissement dans l'interaction sol- barrage
  - III - 5 - 4.5 Interaction fluide barrage avec absorption des ondes de pression dans les matériaux du fond de réservoir
  - III - 5 - 4.6 Masse et coefficient de la force généralisés
- III - 5 - 5 Calcul des forces latérales équivalentes dues aux modes supérieurs
  - III - 5 - 5.1 Barrage reposant sur une fondation rigide avec réservoir vide
  - III - 5 - 5.2 Barrage reposant sur une fondation flexible avec réservoir vide
  - III - 5 - 5.3 Barrage reposant sur sol flexible avec réservoir plein d'eau
- III - 5 - 6 Spectre de réponse de calcul
- III - 5 - 7 Calcul des contraintes
- III - 5 - 8 Calcul de la réponse sismique totale

### III - 6 PRESENTATION DE LA METHODE DU SYSTEME GENERALISE EQUIVALENT

- III - 6 - 1 Etapes de calcul
- III - 6 - 2 Présentation du logiciel

### III - 7 CONCLUSION

## CHAPITRE IV APPLICATION DE LA METHODE LES ELEMENTS FINIS

### IV - 1 INTRODUCTION

### IV - 2 LOGICIEL DE CALCUL

### IV - 3 ORGANIGRAMME

### IV - 4 CONCLUSION

## CHAPITRE V ESSAIS NUMERIQUES ET RESULTATS

### V - 1 INTRODUCTION

### V - 2 CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DES BARRAGES

### V - 3 CALCUL STATIQUE

- V - 3 - 1 Stabilité globale

## V - 4 PRINCIPALES OBSERVATIONS

V - 4 - 1 Périodes Propres

V - 4 - 2 Forces Sismiques Equivalentes

V - 4 - 2.1 Calcul des forces latérales équivalentes dues à la contribution du mode fondamental

V - 4 - 2.2 Calcul des forces latérales équivalentes dues aux modes supérieurs

V - 4 - 2.3 Calcul des forces sismiques latérales combinaison S.R.S.S

V - 4 - 2.4 Tracé des forces sismiques latérales

V - 4 - 3 Etude de l'Interaction Sol-Structure

V - 4 - 4 Calcul des Contraintes et Comparaison des deux Méthodes

V - 4 - 5 Déplacements

V - 4 - 5.1 Présentation du barrage Oued Fodda

V - 4 - 5.2 Comparaison des déplacements

## CHAPITRE VI CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS

### REFERENCES

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات  
BIBLIOTHEQUE — المكتبة  
Ecole Nationale Polytechnique

## INTRODUCTION

Parmi les phénomènes naturels non maîtrisés, il en existe un pour lequel est née une volonté certaine d'apporter des réponses aussi complètes que possible: c'est le tremblement de terre. Ce phénomène rassemble des chercheurs de disciplines très variées (séismologues, géologues, géotechniciens...) dont l'intérêt commun converge vers la maîtrise des moyens de prévention des risques de désastre. L'ampleur des pertes humaines et des dégâts matériels, incombant aux séismes (Algérie, Grèce, Italie, Japon, Mexique, USA, ex URSS, Turquie), a mis en évidence la nécessité absolue d'aborder la conception parasismique des ouvrages dans les régions les plus exposées. Les barrages constituent des ouvrages dont la destruction, lors d'un séisme, peut provoquer d'importants dégâts matériels et humains. En effet, lors de leur rupture, l'énergie libérée par le réservoir est si importante qu'elle engendre une catastrophe à l'aval. C'est pour cela que beaucoup de ces ouvrages sont implantés dans des zones faiblement ou non sismiques. De plus, si on doit tenir compte du problème de faible pluviométrie comme c'est le cas de l'Algérie; donc les sites d'implantation de barrage ne sont pas nombreux, d'où la nécessité d'une analyse dynamique du barrage.

Ainsi le calcul dynamique est d'une grande assistance dans l'analyse du comportement complexe des systèmes sols - barrages lors d'un séisme; cependant les paramètres à déterminer sont nombreux et généralement variables [11, 32, 40] sans parler du coût prohibitif et des erreurs inhérentes aux techniques d'analyse elles mêmes.

Pour cela, il convient de noter que les modèles de calcul dynamique simplifiés récemment développés par différents chercheurs [27, 28, 43, 44, 47, 48, 49] peuvent s'avérer d'une grande utilité en ce qu'ils permettent d'explorer rapidement un grand nombre de solutions, de caractériser globalement le comportement dynamique du sol de fondation et de procéder économiquement au prédimensionnement du type d'ouvrage retenu.

L'objet de cette recherche vise précisément à étudier l'influence des effets d'interaction sol-structure sur la réponse sismique des barrages poids en béton. A cet effet, un logiciel de calcul basé sur la méthode des éléments finis [50] utilisant un élément quadrilatéral isoparamétrique à 8 noeuds, est développé en vue de mieux appréhender le domaine de validité de l'approche considérée. Les principaux paramètres retenus dans cette étude sont:

- Les caractéristiques géométriques et mécaniques des barrages
- Les caractéristiques dynamiques des barrages
- Les caractéristiques mécaniques du sol de fondation et ses propriétés dissipatrices d'énergie
- L'excitation sismique à travers le spectre de réponse associé.

La réponse sismique finale est obtenue par une combinaison appropriée [31, 46] de la réponse du mode fondamental et de la contribution des modes supérieurs; cette dernière étant estimée par une correction de type statique [41].

Une étude paramétrique est d'abord effectuée sur les périodes propres de vibration en vue de déterminer le modèle de calcul le plus approprié compte tenu de la grande variabilité en élévation



des barrages construits de par le monde. Des expérimentations numériques portant sur les contraintes évaluées via deux approches différentes, sont ensuite effectuées sur une série de barrages, de hauteurs variables (30 à 250 mètres) pour cinq cas de figure différents: Barrage encastré sans eau (cas de référence), barrage encastré avec réservoir plein d'eau, barrage encastré avec réservoir plein d'eau en présence de sédiments, barrage vide reposant sur sol flexible et barrage reposant sur un sol flexible avec un réservoir plein d'eau en présence de sédiments.

Les résultats ainsi obtenus permettent de mieux appréhender le domaine d'applicabilité de la méthodologie adoptée et fournissent une estimation rapide des caractéristiques vibratoires des systèmes sols-structures, de la distribution des efforts sismiques, des déplacements maximaux ainsi que des déformations et des contraintes dans les corps des barrages poids soumis aux effets des séismes.

Le présent travail consiste à mettre en oeuvre une méthode relativement simple et très efficace pour les bureaux d'étude. Son application doit être rapide, économique, et ne doit pas nécessiter une connaissance approfondie des méthodes dynamiques et numériques. En outre, elle ne devra pas exiger de gros moyens de calcul tout en donnant des résultats comparables à ceux des autres méthodes numériques connues.

Le plan de travail suivant est adopté: des notions sur les séismes indispensables pour l'ingénieur sont présentées dans le chapitre I. Dans le chapitre II, les méthodes d'analyses de stabilité des barrages poids en béton sont exposées. Le troisième chapitre décrit les problèmes d'interaction sol - structure ainsi que la présentation de la méthode d'analyse simplifiée.

En vue d'établir une base de comparaison, une application de la méthode des éléments finis est présentée dans le quatrième chapitre. Le chapitre V est consacré aux applications et comparaisons des résultats. Des recommandations et des conclusions clôturent le travail effectué.

**CHAPITRE I**  
**GENERALITES SUR LES SEISMES**

**I - 1 INTRODUCTION**

Depuis son apparition sur terre l'Homme a eu à faire face, pour sa survie, à de nombreux phénomènes naturels tels que les tempêtes, les pluies diluviennes, les effondrements de cavernes, les grands glissements de terrains... Mais l'un des phénomènes le plus terrifiant, qu'il a dû affronter, c'est ce brusque mouvement de l'écorce terrestre, appelé tremblement de terre, qui ne survient que dans certaines régions et de façon imprévisible. Il arrive, souvent, que l'intensité de ce mouvement soit d'une importance telle qu'elle engendre des effets catastrophiques sur la vie de l'Homme et sur son oeuvre [18, 23], séisme de San Francisco (1906), séisme de Taft, Californie (1952), séisme d'El Asnam (1980) entre autres. Ceci a poussé l'Homme à les observer et les analyser, et ce faisant, à permis la mise en oeuvre d'une véritable science des tremblements de terre appelée "séismologie".

Le tremblement de terre provient de la vibration du sol provoquée par la libération brusque de l'énergie de déformation, due à l'accumulation des contraintes causée par les déplacements des plaques tectoniques. Il existe plusieurs types de séismes:

- Séisme d'effondrement pas très répandu (cavités naturelles ou artificielles dans le sol dans des régions minières).
- Séisme volcanique (à proximité d'un volcan avant ou lors d'une éruption volcanique).
- Séisme tectonique dû aux mouvements des plaques.

**I - 2 ONDES SISMQUES**

L'action sismique consiste en un mouvement vibratoire du sol de forte amplitude et de caractère aléatoire qui correspond à la propagation d'une perturbation ayant pris naissance à l'endroit où s'est produit le séisme (foyer ou hypocentre). A partir du foyer, la secousse sismique se propage sous forme d'ondes, appartenant à deux grandes catégories:

- a) les ondes de volume qui se propagent dans toutes les directions et qui prennent naissance dans le foyer,
- b) les ondes de surface sont celles qui arrivent à la surface de la terre et qui n'intéressent le sol que sur une faible profondeur.

**I - 2 - 1 Ondes de volume**

On distingue globalement:

- a) les ondes longitudinales, dites premières ondes ou P, s'accompagnent d'un changement de volume (compression et dilatation en alternance),

b) les ondes transversales, dites secondes ondes ou S, provoquent un cisaillement sans changement de volume.

### I - 2 - 2 Ondes de surface

Les principaux types d'ondes de surface sont:

- a) les ondes de Rayleigh ou ondes R,
- b) les ondes de Love ou ondes Q.

L'étude des ondes sismiques et de leur propagation constitue en elle même un axe recherche relativement complexe. Pour plus de détails, le lecteur intéressé pourra se référer aux ouvrages classiques de sismologie [18, 29, 36...].

## I - 3 MOUVEMENT SISMIQUE

### I - 3 - 1 Séismographe

Quand un tremblement de terre a lieu, les ondes sismiques se propagent dans toutes les directions à partir du foyer. L'instrument utilisé pour la détection des mouvements du sol est appelé séismomètre (détecteur), le dispositif d'enregistrement qui traduit la perturbation instantanée sous une forme permanente est le séismographe, et l'enregistrement obtenu est appelé séismogramme.

### I - 3 - 2 Accélérogramme

Le mouvement d'un point de sol est connu au moyen des accélérogrammes de ses trois composantes, c'est à dire d'enregistrements donnant pour chacune d'elles l'accélération en fonction du temps. Avant utilisation, les enregistrements bruts doivent subir certaines corrections de caractère très technique [ 7, 18.. ]. Les vitesses et les déplacements s'en déduisent par intégrations successives. Les résultats obtenus pour la composante S.74°W. sont illustrés, à titre indicatif sur la figure I-1 [18].

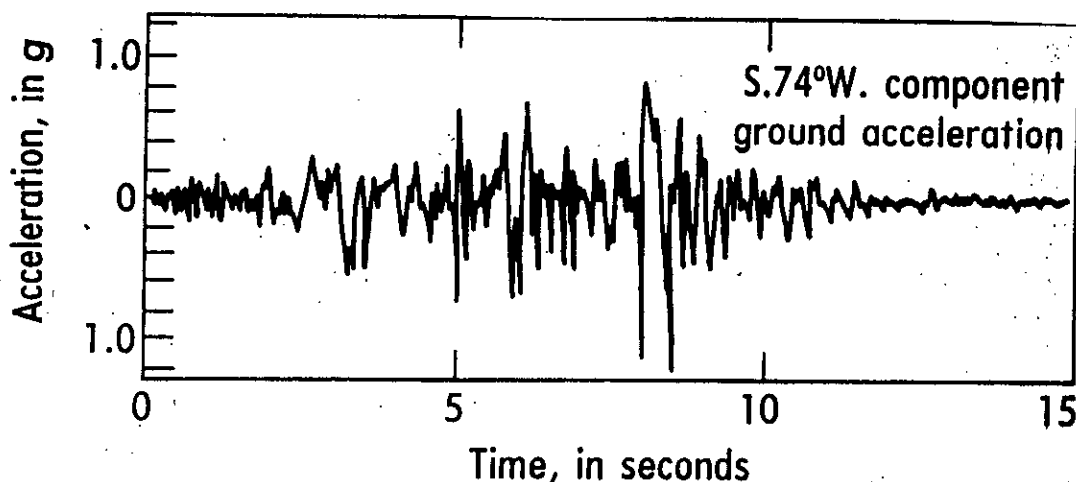


Figure I - 1 Représentation de l'accéléromètre composante sismique S.74°W.

### I - 3 - 3 Spectre de réponse

L'essentiel des informations contenues dans un accélérogramme peut être résumé en vue des applications par un spectre de la fonction  $\gamma(t)$  c'est à dire par une représentation non plus dans le domaine des temps mais dans celui des fréquences. La représentation, la plus couramment utilisée, est le spectre de réponse élastique qui dérive de l'étude de la réponse d'un oscillateur à un seul degré de liberté (oscillateur simple) à un mouvement sismique appliqué à sa base. A titre indicatif, une représentation tripartite logarithmique du spectre de réponse de la composante S69E du séisme de Taft (1952) est illustrée sur la figure I-3 pour divers pourcentages d'amortissement critique.

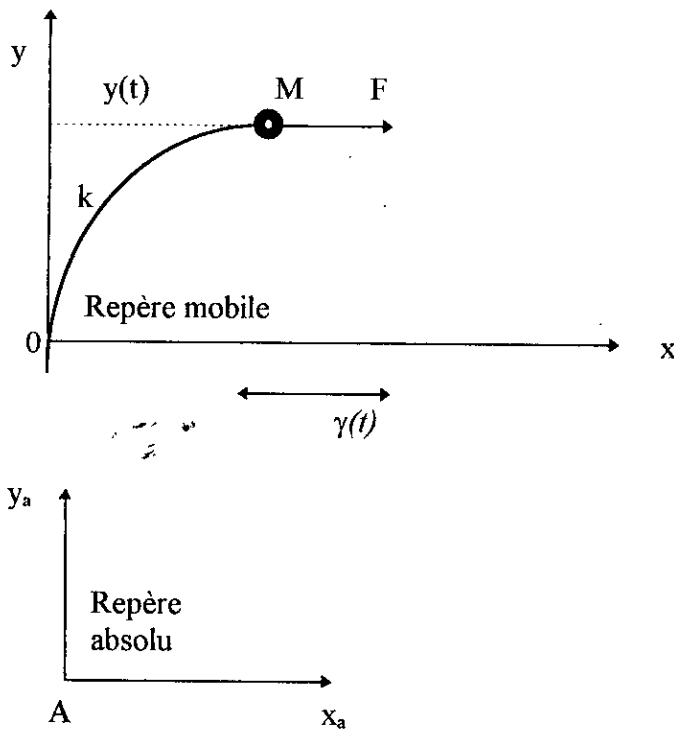


Figure I-2 Oscillateur simple soumis à une excitation sismique

$F = ky =$  force de rappel élastique  $T = 2\pi\sqrt{m/k}$  = période propre

$c = \sqrt{km}$  = coefficient d'amortissement

L'application de la loi fondamentale de la dynamique nous donne:

$$\ddot{Y} + c\dot{Y} + kY = -m\gamma(t) \mapsto \ddot{Y} + 2\xi\omega\dot{Y} + \omega^2Y = -\gamma(t)$$

avec  $2\xi\omega = c/m$  et  $\omega = \sqrt{k/m}$

sachant que  $\xi$  désigne le rapport d'amortissement critique et  $\omega$  est la pulsation propre =  $2\pi/T$

Le spectre des déplacements fournit directement le maximum de la déformation et par suite la force élastique maximale développée. Cependant, le spectre d'accélération est le plus employé, car il fournit directement la force d'inertie maximale (réponse maximale en accélération).

#### I - 4 - CONCLUSION

L'observation des désordres occasionnés par les séismes, conduit à l'établissement d'un projet de construction parasismique rationnel de la part du projeteur. Pour cela, il devra acquérir un minimum de connaissance concernant les caractères spécifiques de l'action sismique, les mécanismes généraux suivant lesquels elle produit ses effets et ceux par lesquels les structures peuvent résister (notamment en ce qui concerne les transformations, les échanges et les dissipations d'énergie).

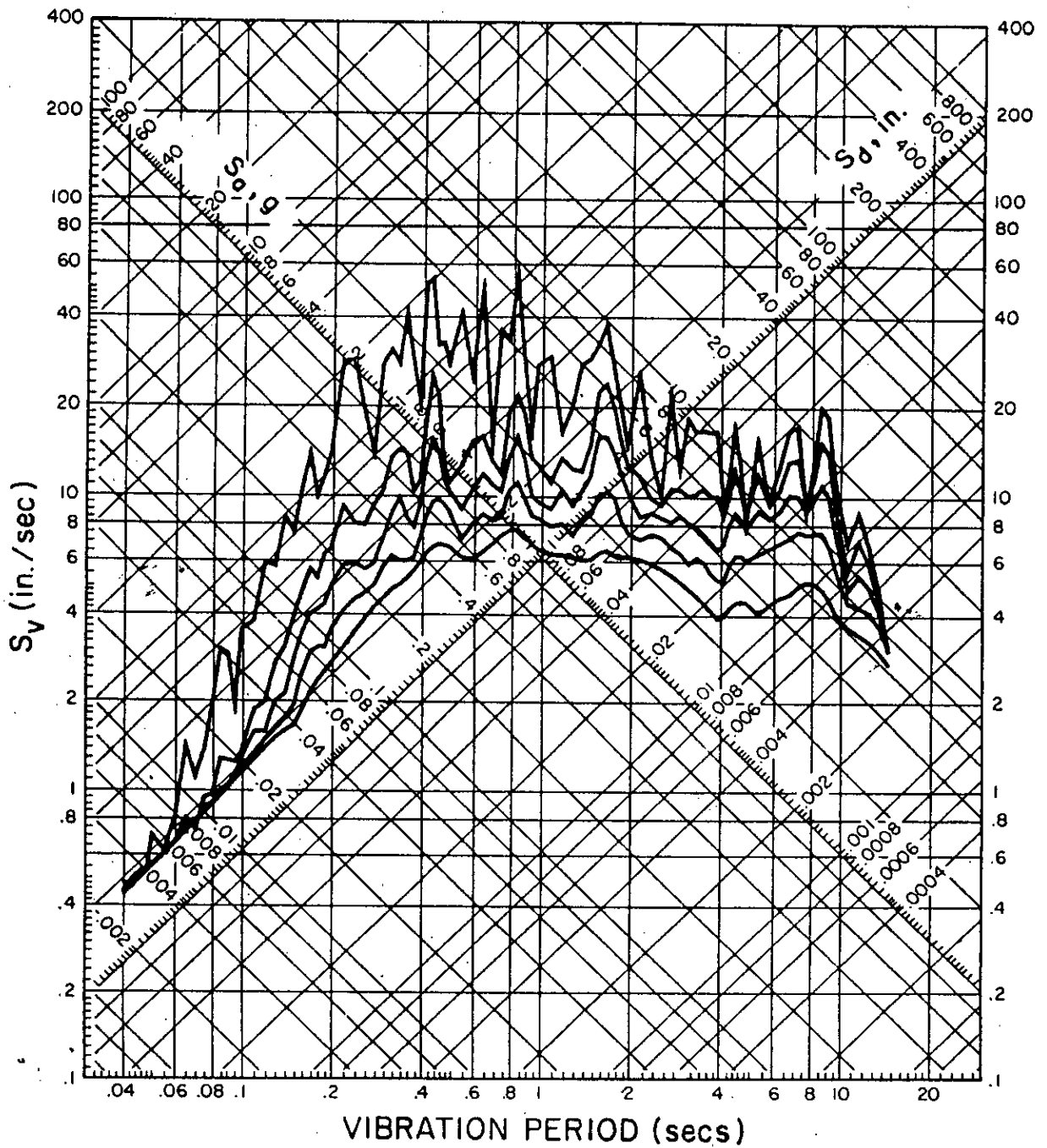


Figure I - 3 Spectre de réponse de la composante S69 E du séisme de Taft; pour des pourcentages d'amortissement critique  $\xi = 0, 2, 5, 10$  et  $20\%$

**CHAPITRE II**  
**GENERALITES SUR LES BARRAGES**



## CHAPITRE II GENERALITES SUR LES BARRAGES

### II - 1 INTRODUCTION

La construction des barrages à des fins d'irrigation est une pratique très ancienne. Mais son développement, à partir de la fin du XIX siècle, est surtout dû à la possibilité de produire de l'énergie électrique [6]. D'autres raisons peuvent aussi motiver la construction d'un barrage: régulation de cours d'eau, alimentation en eau potable, lutte contre la pollution et tourisme. On distingue deux grandes classes de barrages:

a) les barrages en maçonnerie ou en béton [42], qui peuvent être de différents types:

- les barrages poids, ouvrages massifs s'opposant par leur poids à la poussée de l'eau du lac.
- Les barrages voûtes qui, incurvés en plan, s'arc-boutent sur les flancs de la vallée.
- Les barrages à contreforts, dont la paroi amont est épaulée par une série de murs triangulaires parallèles au cours d'eau.

b) les barrages en matériaux meubles et enrochement. Les barrages en terre comptent parmi les ouvrages les plus anciens. Ils résistent comme un tas de cailloux ou de terre, auxquels sont adjoints des dispositifs d'étanchéité, c'est à dire par leur poids.

Le début du siècle a vu, avec l'apparition du béton, une floraison de barrages voûtes aux Etats-Unis. Cette solution a été éclipsée dans ce pays après la Seconde Guerre mondiale par les barrages massifs, en béton ou en terre, au moment même où l'Europe connaissait le début d'un essor considérable des barrages voûtes, technique également adoptée par le Japon ces vingt dernières années. La tendance actuelle donne un léger avantage aux barrages en matériaux meubles à cause de leur plus grande souplesse d'adaptation au site et à l'apparition de très gros engins de terrassement. On avait déjà construit avant le début du XX siècle de nombreux barrages en maçonnerie de dimensions relativement modestes. Avec le barrage Roosevelt, un pas décisif était franchi vers les grandes réalisations du XX siècle. Il reste encore le plus grand barrage en maçonnerie du monde. Son appareillage de pierre rustique lui confère un aspect quasi naturel, tout à fait approprié au paysage rocaillieux environnant. Les premiers sont calculés par des méthodes basées sur la résistance des matériaux et la théorie de l'élasticité notamment. Les seconds, et surtout les barrages en terre, sont les principaux champs d'application de la mécanique des sols dont les progrès leur sont pour une grande part redevables.

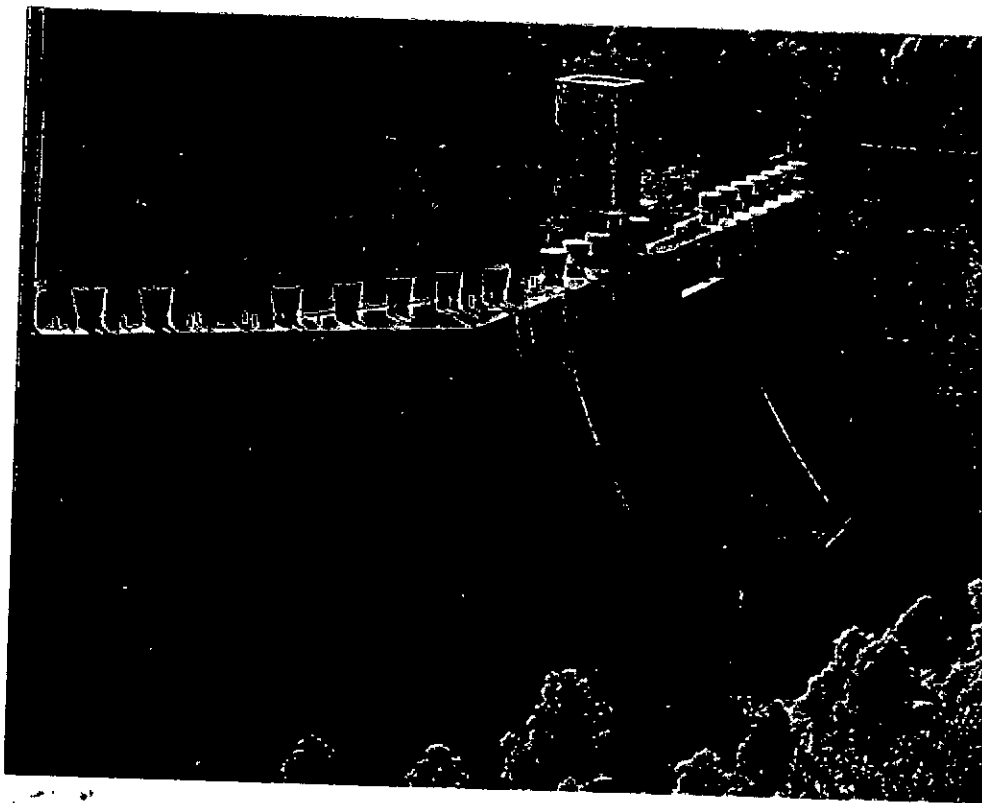


Figure II - 1 Barrage de Cheurfas II.

## II - 2 BARRAGES POIDS EN BETON

### II - 2 - 1 Introduction

Les barrages poids en béton sont des structures conçues et calculées pour résister par leur poids à la poussée des eaux qu'ils retiennent. Ils engendrent principalement (par leur poids) des forces de frottement sur le fond qui leur confèrent une stabilité au glissement. De plus, la section transversale triangulaire habituellement reconnue pour de tels ouvrages, alliée au poids, fournit le meilleur rapport de sécurité et de résistance.

Au type pur qu'est un barrage poids à profil triangulaire se rattache:

- a) les barrages poids précontraints dans la masse desquels sont disposés des tirants d'acier ancrés dans la fondation.
- b) Les barrages poids évidés, dans lesquels certains évidements ont été ménagés.
- c) Les barrages mobiles constitués essentiellement par des vannes qui reportent les efforts des piles et des radiers.

La construction d'un barrage est fondée, d'une part, sur le volume de rétention (la hauteur d'eau cumulée) et d'autre part son implantation. Le premier critère dépendra principalement du régime hydrologique de la région, le second est défini par le rôle que jouera la retenue dans la vie économique (production électrique retenue d'eau potable ou d'eau d'irrigation de

terres agricoles), il est lié à la topographie et la géologie du site où l'on projette de construire l'ouvrage.

Dans le cas de barrage poids, la qualité de l'assise du barrage est importante, puisqu'elle supportera le poids de l'ouvrage ainsi que l'effort des poussées hydrauliques et le rapport hauteur - inclinaison sera un point prédominant dans le choix du matériau.

## II - 2 - 2 Recensement des grands barrages

Des études récentes, on peut estimer qu'il existe dans le monde environ 30 000 barrages de plus de 15 mètres de hauteur, Chine incluse qui comprend à elle seule 13 517 (dont 12 006 barrages en remblai). Pour avoir un ordre d'idée des barrages existants dans le monde de hauteur dépassant 120 mètres J.Estienne [23] nous donne le tableau suivant:

Tableau II-1 Classification des barrages selon le type et leur hauteur:

hauteur maximum	120 à 139 m	140 à 159 m	160 à 179 m	180 à 199 m	200 à 219 m	220 à 239 m	240 à 259 m	sup à 260 m (1)
poids contreforts	23	11	5	3	2	1	-	1
voûtes v. multiples	27	21	8	7	7	5	1	2
barrages en terre	10	5	5	4	1	1	1	2
enrochement	19	16	6	2	1	1	-	1
total	79	53	24	16	11	8	2	6

(1) désigne les barrages suivants:

Barrage poids: Grande Dixence (Suisse): 285 mètres.

Barrages voûtes: Inguri (URSS) 272 mètres.

: Vaiont (Italie) 262 mètres.

Barrages terre: Rogun (URSS) 325 mètres.

Nurek (URSS) 300 mètres.

## II - 2 - 3 Nature des forces appliquées

Si l'on s'intéresse au comportement du barrage poids, on peut alors classer les sollicitations en trois catégories bien distinctes:

- 1 - les forces directement appliquées aux barrages,
- 2 - les forces d'inertie de la structure lors du mouvement imposé, par le séisme,
- 3 - les forces d'interaction du sol et du fluide avec la structure.

Dans la première catégorie, on trouve:

- le poids propre de l'ouvrage qui dépend du poids spécifique du matériau utilisé,
- les forces de pression de l'eau qui s'exercent sur le parement amont ou aval du barrage,
- les forces de pression interstitielle dues à l'infiltration d'eau dans le corps du barrage,
- les forces dues aux sous-pressions de l'eau qui agissent sur la base de l'ouvrage et qui tendent à soulever l'ouvrage. Elles apparaissent du fait du manque d'étanchéité de la fondation. En général on utilise des méthodes d'étanchement afin de diminuer fortement leurs effets.

Dans la deuxième:

- les forces d'inertie de la structure qui découlent de la deuxième loi de Newton et qui sont imposées par l'accélération du mouvement d'entraînement du sol.

La troisième catégorie de forces se rapporte à un problème d'interaction (sol - structure, fluide - structure, sol - fluide, sédiments - structure, ). Nous noterons à ce niveau que ces connections peuvent déboucher sur des interactions statiques ou dynamiques entre chaque domaine dont les caractéristiques mécaniques et cinématiques sont différentes:

- les forces d'interaction sol - structure fournissent une action (statique ou dynamique) supplémentaire sous le barrage et tiennent compte de l'effet de l'ensemble de la fondation (globalité du sol);
- les forces d'interaction fluide - structure apparaissent sous l'effet d'ondes de pression dues au mouvement du sol.

## II - 2 - 4 Analyse statique des barrages poids

### II - 2 - 4.1 Introduction

Les barrages poids en béton sont construits par tranches verticales ou plots indépendants les uns des autres. Ces derniers sont séparés par des joints de dilatation verticaux étanches qui permettent les mouvements dus aux variations de température. En effet, le béton est un matériau qui se dilate quand la température augmente et se contracte en cas contraire.

L'analyse de tels ouvrages passe par la définition des trois conditions suivantes:

- Stabilité élastique due à l'état de contrainte aux deux parements aval et amont,
- Stabilité au glissement limitant les contraintes de cisaillement, où
- Stabilité relative aux contraintes transmises au sol, devant tenir compte des effets d'interaction.

## II - 2 - 4.2 Calcul statique des barrages poids

Un barrage poids se calcule par tranches verticales d'épaisseur unité dans le sens transversal.

Pour cela on doit vérifier si la stabilité du massif sous ces différentes forces est assurée à savoir:

- 1 - Au renversement
- 2 - Au glissement
- 3 - Vérification des contraintes: condition de non extension et condition de Maurice Levy.

L'inclinaison des parements est définie généralement par le "fruit" qui est la tangente de l'angle que fait le parement avec la verticale:

- fruit amont:  $n$
- fruit aval:  $m$
- fruit total:  $f = m + n$ .

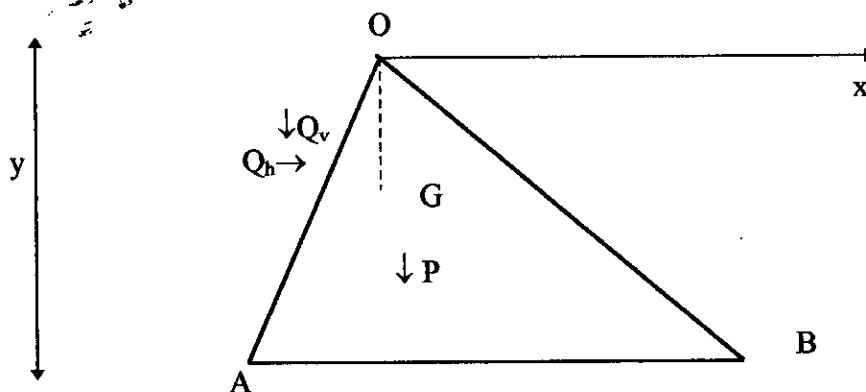


Figure II - 2 Le profil du barrage

Nous considérerons un profil rectangulaire de fruit amont nul  $n=0$

### 1 - Condition de renversement

Les efforts:

- le poids  $P$  du massif sera:  $P = \Delta my^2 / 2$  appliqué en  $G$  à  $2/3 my$
  - la poussée hydrostatique  $Q$  sera:  $Q = \rho y^2 / 2$  appliquée à  $y/3$  de la base
- avec  $\Delta$  est le poids volumique du béton et  $\rho$  est le poids volumique de l'eau.

Le profil risque de basculer autour du pied B du parement aval, si le moment des forces qui tendent à l'appliquer sur AB devenait inférieur au moment des forces qui tendent à le faire basculer. En négligeant les forces de cohésion entre le barrage et la fondation, la condition de stabilité au renversement s'écrit:

$$P * 2/3 my \geq Q * y/3 \rightarrow m \geq \sqrt{\frac{\rho}{2\Delta}}$$

## 2 - Effets des sous pressions

Supposons qu'une fissure horizontale existe en A sur le parement amont: l'eau s'y introduit avec sa pression  $p_y$ , tend à ouvrir la fissure qui se propagera jusqu'en B. Entre A et B on admettra plusieurs hypothèses de la répartition des sous pressions:

- les sous pressions ont une répartition linéaire:  
(hypothèse qu'on fait en général c'est à dire en A  $V = \rho y$  et en B  $V=0$ )

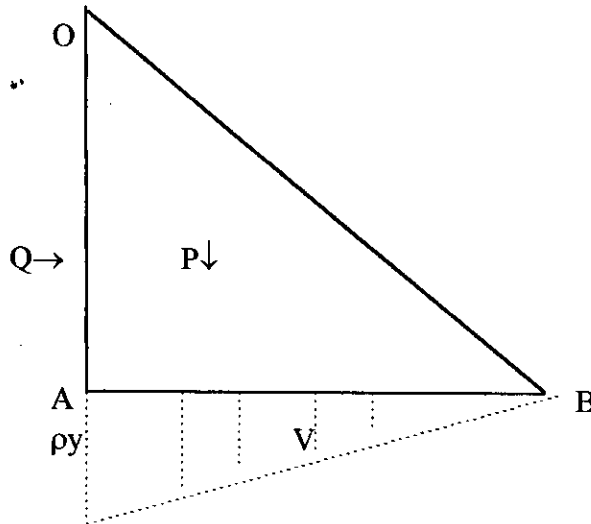


Figure II - 3 Répartition linéaire des sous pressions

La condition de stabilité s'écrira:

$$m \geq \sqrt{\frac{\rho}{2(\Delta - \rho)}}$$

On suppose que la fissure est largement ouverte et la sous pression pleine régnante sur toute la base:  $V = \rho my^2$

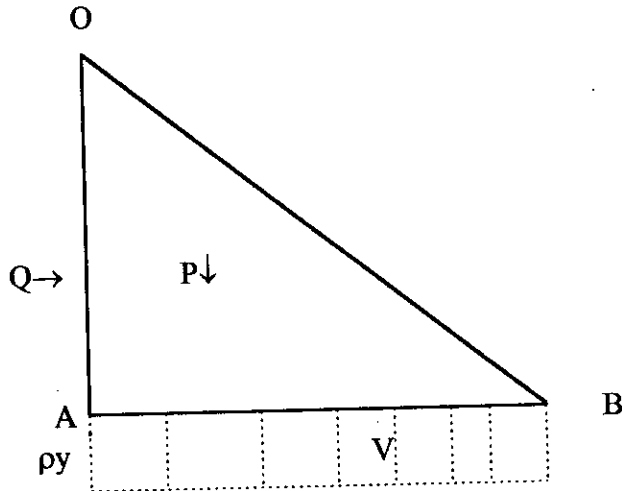


Figure II - 4 Répartition constante des sous-pressions

Les forces seront

- poids  $P = \Delta my^2 / 2$
- poussée  $Q = \rho y^2 / 2$
- sous pression  $V = \rho my^2$

La condition de stabilité s'écrira:

$$m \geq \sqrt{\frac{\rho}{2(\Delta - 3\rho)}}$$

3 - Condition de glissement:

Soit le vecteur R la résultante des forces appliquées et l'angle  $\gamma$  qu'elle fait avec la verticale tel que

$$\text{tgy} = \frac{Q}{P - V}$$

Pour qu'il n'y ait pas de glissement, il faut qu'au contact du solide OAB, naissent des forces de frottement suffisantes s'opposant à Q.

Soit  $f = \text{tg}\varphi$  = coefficient de frottement interne de la maçonnerie sur maçonnerie.

La condition de résistance au glissement s'écrira:

$$\text{tgy} = \frac{Q}{P - V} < \text{tg}\varphi \text{ on prend en général } \text{tg}\varphi = 0.7$$

- 1<sup>er</sup> cas: pas de sous pressions:

la condition de non glissement s'écrit:

$$m > \frac{4\rho}{3\Delta}$$

- 2<sup>ème</sup> cas: avec sous pressions linéaires:

$$m > \frac{4\rho}{3(\Delta - \rho)}$$

- 3<sup>ème</sup> cas: avec sous pressions maximales:

$$m > \frac{4\rho}{3(\Delta - 2\rho)}$$

Les conditions du 2<sup>ème</sup> cas et du 3<sup>ème</sup> cas ne sont jamais réalisées pratiquement. Si une fissure horizontale s'ouvre sur le parement amont d'un barrage poids et si de proche en proche elle progresse vers l'aval, l'eau s'introduit dans la cassure → la ruine de l'ouvrage est inéluctable et très rapide.

En conclusion, en pratique on doit toujours prendre des dispositions pratiques pour éviter toute sous pression c'est à dire toute fissure afin d'éviter au barrage tout risque de périr par glissement. Pour cela plusieurs dispositions [42] sont à prendre contre ses sous - pressions:

1<sup>ère</sup> ligne de défense: rendre aussi étanche que possible le parement amont:

- masque de Maurice - Levy (construire un écran en béton)
- amélioré l'étanchéité du parement et prolonger le parement amont dans le sol de fondation par un mur de garde
- surdosage du béton c'est à dire améliorer la qualité du ciment et sa granulométrie sur le parement amont.

2<sup>ème</sup> ligne de défense: réaliser un réseau de drains verticaux réguliers afin de capter les eaux qui auraient pu s'infiltrer à travers la face amont du barrage, à l'intérieur du corps du barrage et le prolonger en profondeur dans le sol de fondation.

3<sup>ème</sup> ligne de défense: réalisation des drains horizontaux en arrière du réseau de drains verticaux afin d'évacuer l'eau qui aurait réussi à franchir le parement amont, puis le réseau de drainage vertical.



## II - 2 - 4.3 Calcul des efforts internes

### II - 2 - 4.3.1 Calcul des contraintes par la méthode de la résistance des matériaux (RDM)

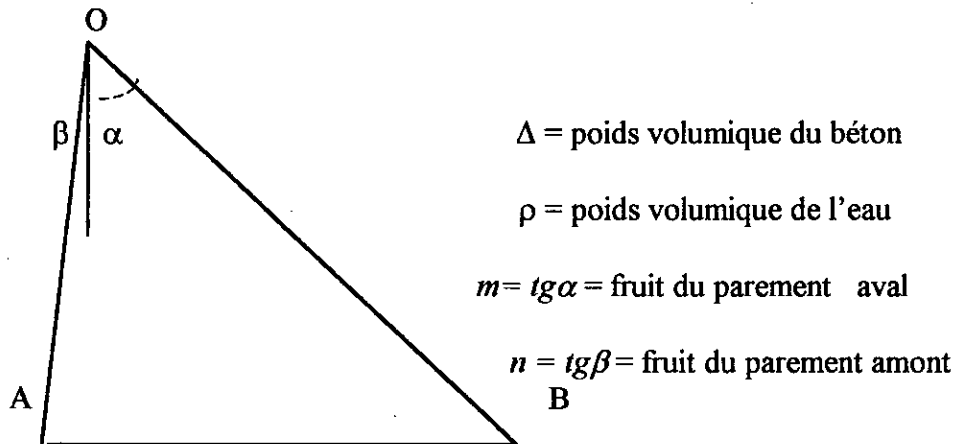


Figure II - 5 Modélisation du monolithe de barrage

Calcul les contraintes normales agissant par unité de surface

$$\sigma = \frac{N}{S} \pm \frac{Mh}{I}$$

$S =$  aire de la section  $= e = m + n$   
 $I =$  moment d'inertie de la section  $= \frac{b h^3}{12}$   
 $h =$  varie entre  $e/2$  et  $-e/2$

Calcul de la contrainte au pied amont:

$$\sigma_{\text{amont}} = \frac{y}{2} \left[ \Delta + \frac{\rho n}{(m+n)^2} \right] + \frac{y}{2(m+n)} \left[ \Delta (m^2 - n^2) + \rho (3mn + n^2 - 2) \right]$$

Calcul de la contrainte au pied aval:

$$\sigma_{\text{aval}} = \frac{y}{2} \left[ \Delta + \frac{\rho n}{(m+n)^2} \right] - \frac{y}{2(m+n)^2} \left[ \Delta (m^2 - n^2) + \rho (3mn + n^2 - 2) \right]$$

Pour un parement amont verticale,  $n = 0$ , on aura les contraintes suivantes:  
 le fruit  $n$  étant toujours très faible en général on considère un profil à parement vertical c'est à dire le fruit  $n = 0 \Rightarrow$

$$\sigma_{\text{amont}} = y \left( \Delta - \frac{\delta}{m^2} \right) \quad \text{et} \quad \sigma_{\text{aval}} = \frac{\delta y}{m^2}$$

Lorsque le barrage est vide  $\sigma_{\text{amont}} = \Delta y$  et  $\sigma_{\text{aval}} = 0$

**Remarque:** Les contraintes étant proportionnelles à la hauteur c'est dans la partie basse que nous aurons les contraintes les plus élevées.

### VERIFICATION DES CONTRAINTES:

- Condition de non extension

La contrainte en A au pied du parement amont  $\sigma_{\text{amont}} = y \left( \Delta - \frac{\delta}{m^2} \right)$  doit être positive ou nulle car on suppose que la résistance à la traction du béton est faible donc négligeable;

$$\text{d'où} \quad \Delta - \frac{\rho}{m^2} \geq 0 \quad \Rightarrow m \geq \sqrt{\rho / \Delta}$$

- Condition de Maurice Levy

Cette condition consiste à écrire que pour éviter toute sous pression, la contrainte élastique doit être supérieure à la pression hydrostatique de façon à refermer une fissure horizontale s'il venait à s'en produire une, au pied du parement amont donc:

$$y \left( \Delta - \frac{\rho}{m^2} \right) \geq y\rho \quad \Rightarrow m \geq \sqrt{\rho / (\Delta - \rho)}$$

#### II - 2 - 4.3.2 Calcul des contraintes par la méthode de Pigeaud

L'utilisation de la théorie de l'élasticité permet de calculer en plus des contraintes normales, les contraintes tangentielles en chaque point ( définir un certain nombre de lignes caractéristiques).

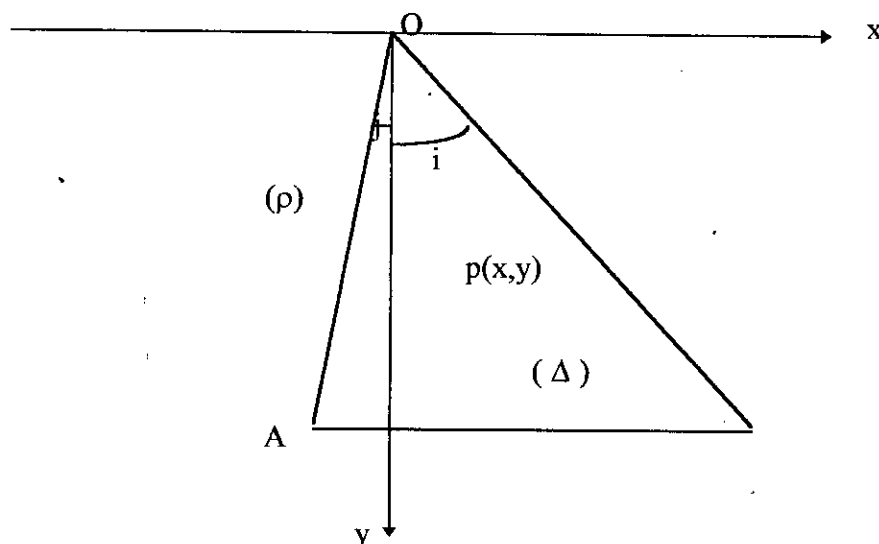
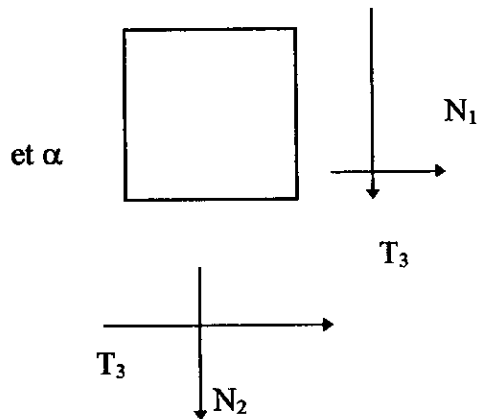


Figure II-6 Représentation du monolithe de barrage

Autour du point P(x,y) point quelconque, on découpe un cube élémentaire



Le point p de coordonnées x et y ou  $\rho$

tgi = m = fruit du parement aval  
tgj = n = fruit du parement amont

Les forces qui s'appliquent sur ce cube:

\* Sur ses faces parallèles à Oy:

- l'effort normal  $\pm N_1$

- l'effort tangentiel  $\pm T_3$

\* Sur ses faces opposées parallèles à OX

- l'effort normal  $\pm N_2$

- l'effort tangentiel  $\pm T_3$

\* Equations d'équilibre élastique (équation d'Airy):

$\sigma_{ij,j} + F_i = 0$  et  $F_i$  représente les composantes des forces volumiques suivant la direction i.

Le Laplacien  $(N_1 + N_2) = \Delta(N_1 + N_2) = 0$  et  $\Delta(\sigma_x + \sigma_y) = 0$  les forces de volume d'un potentiel.

$$\begin{cases} \frac{\partial N_1}{\partial x} + \frac{\partial T_3}{\partial y} = X \\ \frac{\partial T_3}{\partial x} + \frac{\partial N_2}{\partial y} = Y \end{cases}$$

Dans le cas du barrage poids on a  $X = 0$  et  $Y = \Delta$  on trouve:

$$\begin{cases} N_1 = a_1 x + b_1 y \\ N_2 = a_2 x + b_2 y \\ T_3 = c x + d y \end{cases}$$

Les coefficients  $a_1$ ,  $a_2$ ,  $b_1$ ,  $b_2$ ,  $c$  et  $d$  peuvent être déterminés par les conditions aux surfaces et les équations d'équilibre on aura:

$$\begin{cases} a_1 = \frac{\Delta mn(m-n)}{(m+n)^2} - \frac{\rho mn(2-mn+n)}{(m+n)^3} \\ b_1 = \frac{2\Delta m^2 n^2}{(m+n)^2} + \frac{\rho m^2(m+3n-2mn^2)}{(m+n)^3} \\ a_2 = \frac{-\Delta(m-n)}{(m+n)^2} - \frac{\rho(2-3mn-n^2)}{(m+n)^3} \\ b_2 = \frac{\Delta(m^2+n^2)}{(m+n)^2} - \frac{\rho(m-n-2m^2n)}{(m+n)^3} \end{cases}$$

$$c = \Delta - b_2$$

$$d = -a_1$$

Cas particulier:

Si le parement amont est vertical (le fruit amont est nul)

$$N_1 = \rho y$$

$$N_2 = \left[ \Delta - \frac{2\rho}{m^2} \right] \frac{x}{m} + \left[ \Delta - \frac{\rho}{m^2} \right] y$$

$$T_3 = \frac{\rho}{m^2}$$

On retrouve pour une côte  $y$  le même résultat que la méthode précédente R.D.M.

$$\text{Pour le pied du parement amont } y = 0 \Rightarrow N_2 = \left[ \Delta - \frac{\rho}{m^2} \right] y$$

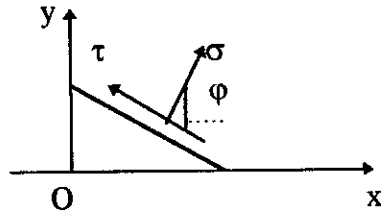
$$\text{pour le pied du parement aval } y = m y \Rightarrow N_2 = \frac{\rho y}{m^2}$$

**CONTRAINTES PRINCIPALES:**

Autour du point P, il existe deux contraintes principales dans le plan oxy. L'angle  $\varphi$  correspondant à ces contraintes est tel que

$$\frac{\partial \sigma}{\partial \varphi} = 0 \text{ et } \tau = 0$$

• Equilibre du tétraèdre élémentaire



$$\begin{Bmatrix} \mathbf{N} \\ \mathbf{T} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \sigma = x \cos \varphi + y \sin \varphi \\ \tau = -x \cos \varphi + y \sin \varphi \end{Bmatrix}$$

on aura

$$\left\{ \begin{array}{l} N = \frac{N_1 + N_2}{2} - \frac{N_1 - N_2}{2} \cos 2\varphi + T_3 \sin 2\varphi \\ T = \frac{N_1 - N_2}{2} \sin 2\varphi + T_3 \cos 2\varphi \end{array} \right.$$

• Contraintes élastique

$$\left\{ \begin{array}{l} A = \frac{N_1 + N_2}{2} + \frac{1}{2} \sqrt{(N_1 - N_2)^2 + 4 T_3^2} \\ B = \frac{N_1 + N_2}{2} - \frac{1}{2} \sqrt{(N_1 - N_2)^2 + 4 T_3^2} \end{array} \right.$$

Si les axes de référence sont des axes principaux, on retrouve la construction classique de Mohr

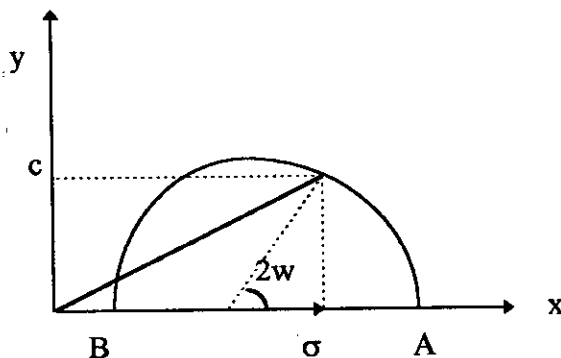


Figure II- 7 Représentation des contraintes sur le cercle de Mohr

• Conditions de stabilité:

Les conditions de stabilité s'en déduisent simplement en écrivant que les contraintes principales trouvées sont:

- la première positive
- la deuxième inférieure au taux de travail limité.
- Parement aval à vide

La condition s'écrit  $A > 0$  ou  $N_2 > 0 \Rightarrow \frac{\Delta ny}{(m+n)} > 0 \Rightarrow n > 0$

- Parement amont en charge

$$N_2 = y \left[ \frac{\Delta m}{(m+n)} + \rho \left[ 1 - \frac{1+m^2}{(m+n)^2} \right] \right] \quad \text{et B ( ou A ) est calculé par}$$

$$B = N_2 + (N_2 - \rho y)n^2$$

On trouve:

$$B = y \left[ \frac{\Delta m (1+n^2)}{(m+n)} - \frac{\rho (1-mn)^2}{(m+n)} \right]$$

- Condition de non extension

La condition de Levy impose qu'en tout point du parement amont la contrainte  $N_2$  soit supérieure à  $\rho y$  (élimination du danger des sous pressions):

$$\Rightarrow \Delta m (m+n) - \rho (1-m^2) \geq 0$$

- Sécurité et condition de stabilité du barrage:

La stabilité du barrage est assurée si les contraintes obtenues sont:

- Des contraintes de compression.
- Inférieures au taux de travail admissible de compression (contraintes admissible à la compression).
- Vérifier les conditions de rupture par le cercle de Mohr.

## LES LIGNES CARACTERISTIQUES

### 1 - Lignes isostatiques:

Ce sont les trajectoires des contraintes principales. Elles donnent une représentation visuelle de la transmission des efforts; de première espèce pour la contrainte principale majeure et de deuxième espèce pour la contrainte principale mineure. Elles forment un réseau de courbes orthogonales qui sont normales ou tangentes suivant les conditions de Maurice Levy, aux deux parements. Chaque courbe représente une ligne d'égale compression.

Elles sont définies par leur angle  $\gamma$  avec la direction  $py$

$$\operatorname{tg} 2\gamma = \frac{2\tau_{yz}}{\sigma_y - \sigma_z}$$

### 2 - Lignes d'égale compression maximum

Il est intéressant de connaître leur forme, afin de proportionner autant que possible le dosage en ciment aux efforts que doit supporter le béton.

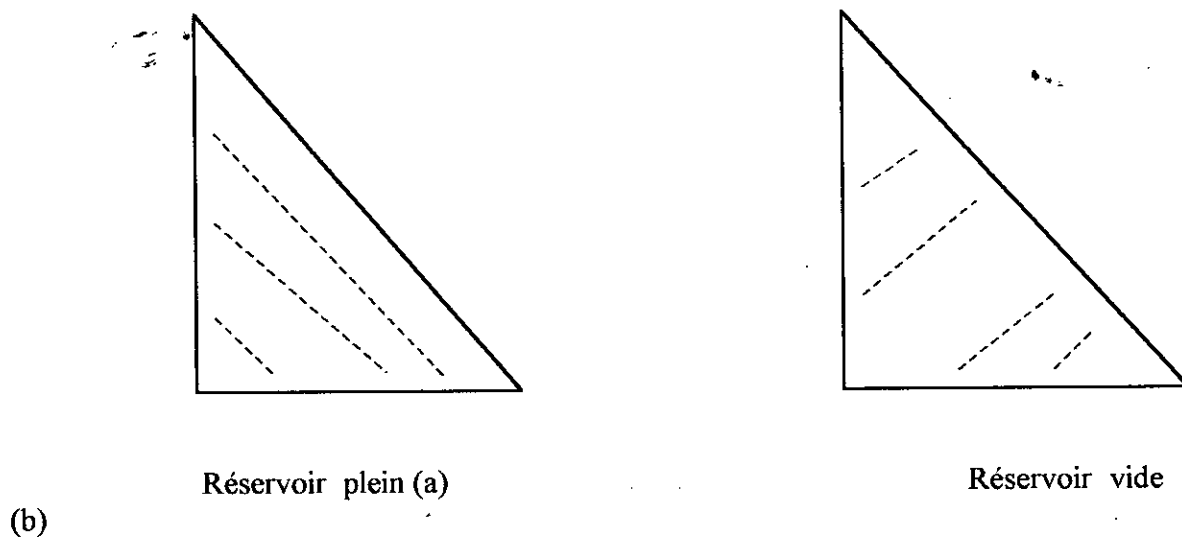


Figure II-8 Représentation des lignes d'égale compression maximum

A plein, on obtient des branches d'hyperbole très voisines de droites (figure 8a).  
A vide, on obtient des droites parallèles au parement aval (figure 8b).

Les différentes zones correspondant à des dosages en ciment différents auraient l'allure donnée par la figure 9a. Pour améliorer l'étanchéité du parement amont un surdosage est prévu et en tenant compte du système d'isostatique, on obtient le schéma de la figure 9b:

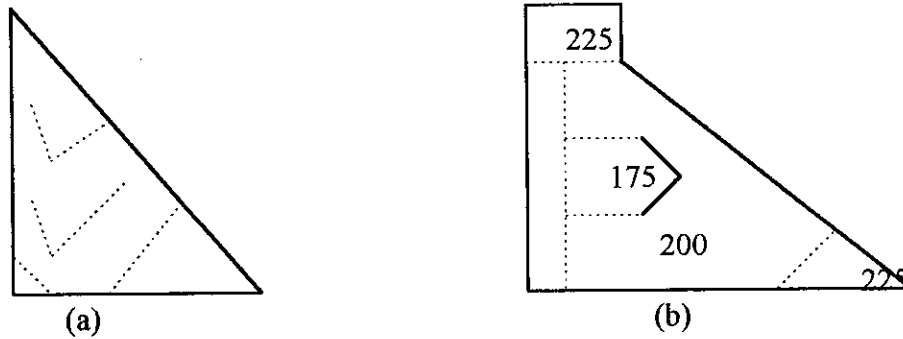


Figure II-9 Représentation des différentes zones correspondant à des dosages en ciment différents

### 3 - Lignes de glissement

Ce sont les lignes qui définissent les directions sous lesquelles l'effort de cisaillement effectif est maximum. Si on assimile la courbe intrinsèque du béton à deux droites inclinées de l'angle  $\varphi$  sur l'axe des contraintes normales, c'est aussi la direction de la fissure qui se produirait si toutes les contraintes augmentaient proportionnellement.

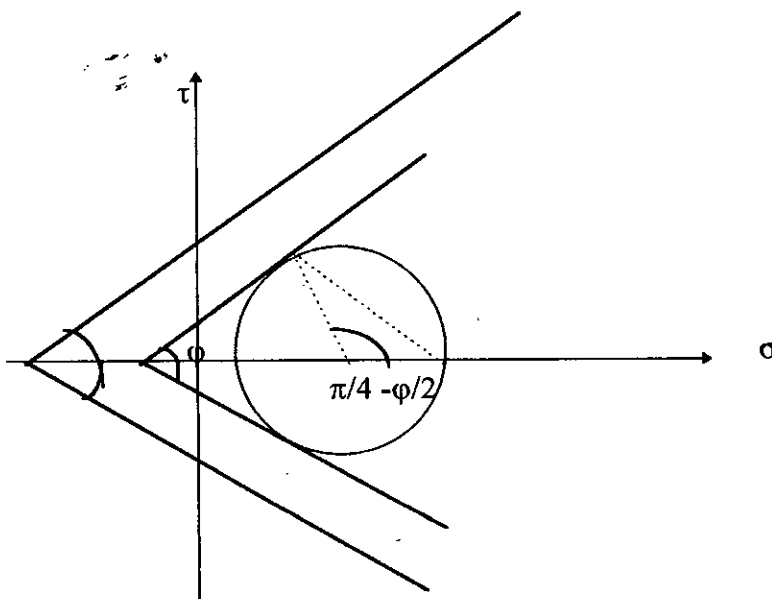


Figure II - 10 Représentation des lignes de glissement sur le cercle de Mohr

Ces lignes forment un angle  $\varphi$  de  $\pi/4 \pm (\pi/4 - \varphi/2)$  avec la ligne isostatique correspondant à la contrainte principale maximum: pour le béton l'angle  $\varphi$  est voisin de  $60^\circ$  ce qui donne  $(\pi/4 - \varphi/2) = 15^\circ$ .



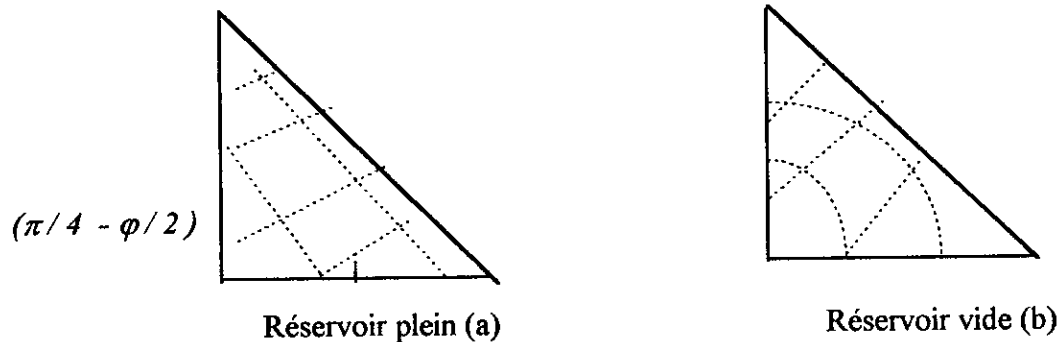


Figure II - 11 Représentation des lignes qui définissent les directions sous lesquelles l'effort de cisaillement effectif est maximum.

#### 4 - Conclusion

Les courbes d'égalité de compression maximum pour réservoir plein et vide sont d'un important intérêt car elles nous permettent de situer les zones sensibles de l'ouvrage (pour prévoir un surdosage du béton ou apporter un soin dans la granulométrie ou une bonne vibration du béton..). Les courbes de glissement de première espèce sont verticales, ne présentent pas de danger réel sauf si le sol de fondation vient à tasser. Les courbes de glissement de seconde espèce, légèrement inclinées vers l'aval: suivant cette direction il est contre indiqué de faire des reprises du béton. Si des conduites traversent le barrage, on évitera de les installer suivant les plans de glissement.

## II - 2 - 5 Analyse dynamique des barrages poids

### II - 2 - 5.1 Introduction

Dans les régions de forte sismicité il y a lieu de tenir compte de l'effet sismique dans les projets de barrages poids. On sait que les règles de la résistance des matériaux sur lesquelles sont basés les calculs de barrages, supposent implicitement que les forces appliquées à ces ouvrages sont statiques ou évoluent très lentement. Mais les tremblements de terre exercent des forces dynamiques de courte durée et de forte intensité, dont on peut tenir compte en effectuant un calcul dynamique, ou en leur substituant des forces statiques équivalentes (forces pseudo-statiques). On peut citer les différentes méthodes de calcul de barrage entre autres:

- le calcul statique en élasticité linéaire.
- Le calcul statique non linéaire.
- La méthode pseudo- statique.
- La méthode à système généralisé équivalent
- Le calcul dynamique.

## II - 2 - 5.2 La méthode pseudo- statique.

Elle consiste à schématiser l'action sismique sur un élément de barrage par une répartition de forces d'inertie égale à une fraction de la force de pesanteur. La sollicitation sismique est prise en compte sous forme d'un chargement statique particulier. Ce chargement statique est introduit dans le calcul de stabilité ou des contraintes.

### - Evaluation de ces forces sismiques latérales équivalentes:

Ces forces agissent sur:

a) la masse du barrage;

la masse de l'ouvrage se comporte comme une console verticale élastique encastrée dans le sol, qui sous l'effet d'une impulsion peut osciller avec une période d'oscillation propre. La console vibrera, d'autant plus que les secousses s'exerceront dans le sens horizontal. En général, l'accélération sismique  $\gamma$  s'évalue en pourcentage de l'accélération terrestre  $g$ :

$\gamma = a * g$  et  $a$  varie avec la nature du sol de fondation et du séisme.

Sachant que la masse du barrage  $M = P / g$ , l'intensité de la force d'inertie horizontale sera:

$$m\gamma = Pa.$$

Dans les calculs de stabilité au renversement et glissement ainsi que dans les calculs des contraintes, on considérera que la poussée  $Q$  est la somme de:  $Q =$  poussée de l'eau + force d'inertie  $Pa$

Remarque: deux ingénieurs yougoslaves Varlet [42] ont calculé que pour un barrage poids à profil triangulaire, de hauteur  $H$  admet pour un réservoir vide une période propre  $T$  tel que

$$T = \frac{H^2}{610e}$$

avec  $e$  est la base =  $m * H$ ,  $T$  en secondes et  $H$  en mètre.

Sachant que les plus grands barrages du monde n'atteignent pas 300 mètres et que le fruit  $m$  est égal en général à 0.80 ce qui impliquera que la période  $T$  n'est qu'une fraction de seconde donc on peut conclure que les possibilités de résonance (ruine) n'ont pas à être prises en considération pour ces ouvrages.

b) Action sur la masse d'eau du réservoir:

Par inertie, sous l'effet de secousses horizontales l'eau provoque un mouvement de va et vient sur le corps du barrage. Il en résulte une poussée supplémentaire sur la face amont; mais la pression ne se répartit pas suivant une loi linéaire habituelle  $Q = \rho y$

Certains chercheurs [42] ont donné des fonctions à cette répartition exemples:

• Press

$$Q = 0.8 \gamma (2H - y)y$$

avec  $\gamma =$  accélération sismique et  $y =$  profondeur sous l'eau.

- Westergaard

$$Q = \frac{0.875 \text{ Hz}}{1 - 3.38 \frac{H^2}{1000}}$$

c) Action sur le sol de fondation:

La période des ondes sismiques peut aller de 0.5 à 80 secondes mais entre 0.8 et 1.5 secondes il semble que les séismes se prolongent avec des ondes se répétant et ébranlant dangereusement les ouvrages. Mais en général, les épicentres sont rarement situés dans les régions montagneuses c'est pour cela que les plus grands barrages sont implantés en montagne donc moins exposés.

### II - 2 - 5.3 Méthode du système généralisé équivalent

La méthode du système généralisé équivalent est une méthode qui, à partir d'un spectre de réponse moyen lisse de calcul, aboutit à des résultats acceptables par rapport à ceux obtenus par des études performantes: modélisation et résolution de la réponse en fonction du temps par la méthode des éléments finis pour l'obtention des contraintes et des efforts induits par un séisme. Cette méthode tient compte de l'action sismique qui s'applique sur le barrage ainsi que des efforts internes induits par ce séisme:

- interaction barrage - eau ;
- interaction barrage - sol de fondation;
- effets d'absorption des ondes hydrodynamiques par le fond du réservoir (ondes réfléchies);
- contribution des modes supérieures ("correction statique").

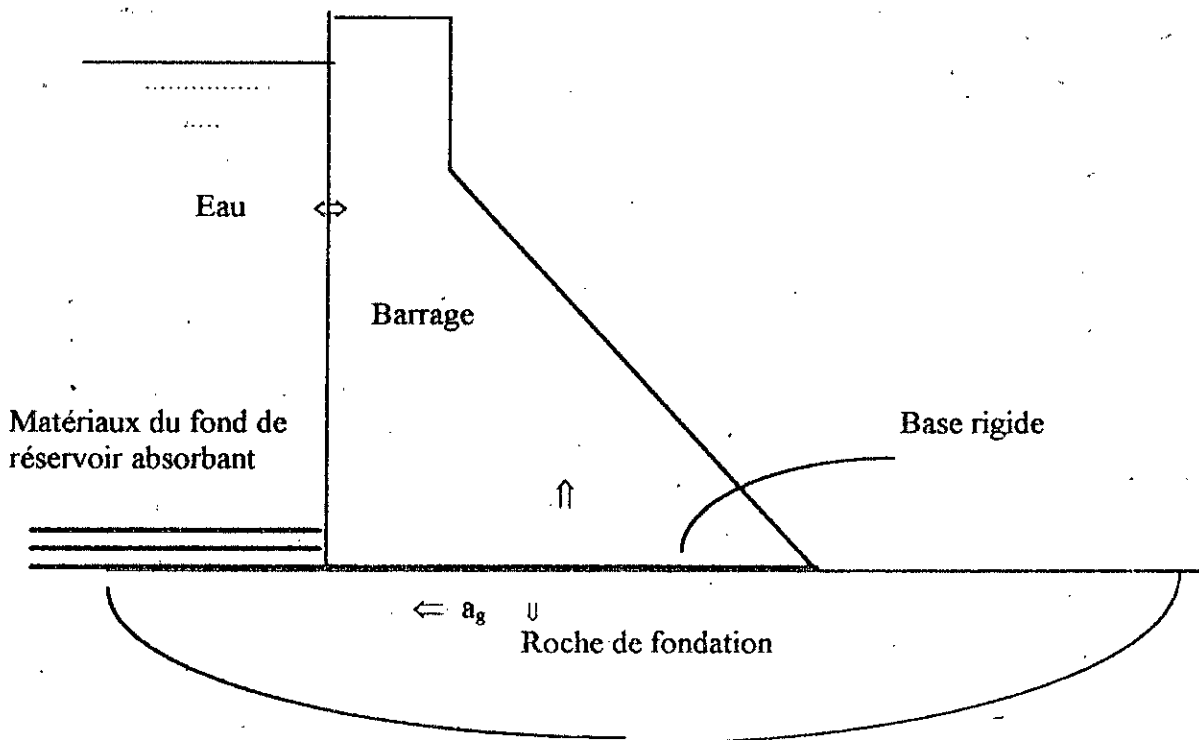


Figure II - 12 Représentation du système fluide - barrage - sol

## II - 2 - 5.4 Méthode de calcul dynamique

L'étude dynamique est une extension du calcul statique, moyennant l'introduction, dans l'équation d'équilibre, des forces dynamiques supplémentaires provoquées par le mouvement de l'ouvrage. La relation d'équilibre dynamique s'écrit:

$$M \ddot{u} + C \dot{u} + K u = F(t)$$

avec

$K$  = matrice de raideur des éléments du système considéré

$C$  = la matrice d'amortissement et

$M$  = la matrice de masse et  $F(t)$  = force excitatrice

### \* Différentes méthodes d'analyse dynamique des structures

Le comportement dynamique des structures joue un rôle tout aussi essentiel que le mouvement du sol dans l'évaluation des forces sismiques. Les mouvements sismiques engendrent dans les structures des actions dynamiques, dont les forces d'inertie, qui apparaissent dans les masses lorsqu'on impose le mouvement au niveau des appuis. L'analyse dynamique des structures a recours à différentes méthodes pour composer ces actions; elles sont regroupées en deux tendances, l'une déterministe et l'autre probabiliste. La première comprend la méthode temporelle pas à pas qui permet à chaque pas de temps d'évaluer la réponse de la structure, et la méthode spectrale ( la plus utilisée ), caractérisée par la définition d'un mouvement sismique imposé aux appuis sous forme de spectre de réponse et sous l'hypothèse d'un comportement global linéaire de la structure permettant l'utilisation des modes propres.

La seconde est basée sur la prise en compte d'un nombre fini d'harmoniques caractérisant la densité spectrale de puissance de l'enregistrement du mouvement du sol.

#### • L'analyse dynamique tridimensionnelle:

L'analyse dynamique tridimensionnelle d'un barrage ne soulève pas de difficultés techniques particulières. Les méthodes et modèles décrits pour les calculs dynamiques par éléments finis bidimensionnels sont directement applicables. Les lois de comportement élastique ou viscoélastique généralement adoptées pour les calculs dynamiques bidimensionnels se transpose immédiatement aux études tridimensionnelles. Cependant, deux difficultés à signaler:

1 - la taille importante et le coût élevé des modèles numériques à mettre en oeuvre;

2 - définition du mouvement sismique: dans les études bidimensionnelles, le mouvement du sol est défini à un certain niveau, par un accélérogramme unique, généralement correspondant à la propagation verticale d'une onde de cisaillement horizontale. Cette hypothèse est acceptable dans le cas bidimensionnel, elle devient plus contestable dans le cas tridimensionnel ou les effets de la topographie peuvent être très importants Bard[5].

## II - 3 CONCLUSION

L'outil le plus puissant actuellement disponible pour le calcul des structures complexes est la méthode des éléments finis. La difficulté principale est d'ordre pratique. Elle réside dans la taille des modèles numériques à mettre en oeuvre et par voie de conséquence dans le coût de telles études. Et pour ce qui est des méthodes statiques (pseudo- - statiques) elles ne sont pas exactes vu qu'elles sont basées sur des hypothèses simplificatrices telles que: barrage rigide et l'eau comme fluide incompressible. C'est pour cela que l'on s'intéresse à la méthode du système généralisé équivalent qui nous permet de passer d'un système réel complexe à un système équivalent assez simple tenant compte de tous ces phénomènes.

**CHAPITRE III**  
**METHODE DU MODELE**  
**GENERALISE EQUIVALENT**

## CHAPITRE III METHODE DU MODELE GENERALISE EQUIVALENT

### III - 1 INTRODUCTION

La sécurité des barrages lors des séismes est essentielle, puisque pour de tels ouvrages, les dégâts peuvent avoir des conséquences désastreuses sur la vie et les propriétés (maisons, écoles...). De plus, les dommages causés par le séisme de 1967 dans le barrage Koyna en Inde, ont démontré la vulnérabilité des méthodes traditionnelles d'évaluation des barrages poids.

Donc, les calculs de stabilité antérieurs fondés sur l'hypothèse d'un comportement quasi-statique de barrages supposés parfaitement encastés au sol de fondation, soumis à l'action essentiellement, de leurs poids propres et des pressions hydrostatiques, constituent une grossière simplification de la réalité, loin de satisfaire aux normes d'exigence en matière de conception et de sécurité parasismique de tels ouvrages.

Pour pallier ces problèmes, des méthodes de calcul ont été développées: méthodes directes, méthodes de sous-structures,...

En 1978, une méthodologie simplifiée[10] a été proposée, dans le domaine élastique où la réponse sismique maximale est estimée directement à partir d'un spectre de calcul (spectre de réponse pour un mouvement spécifié) et considère les effets d'interactions fluide - barrage et les effets de compressibilité de l'eau mais néglige l'interaction avec le sol.

En 1984, une méthode [24] basée sur l'approche des sous - structures, qui est l'étude temporelle de la réponse d'un monolithe de barrage discrétisé en éléments finis, en bidimensionnel, a été mise en oeuvre. Cette méthode tient compte des effets suivants:

- \* l'absorption des ondes de pressions hydrodynamiques dans les alluvions et sédiments déposés au fond du réservoir,
- \* l'interaction sol - structure,
- \* l'interaction fluide - barrage et de la compressibilité de l'eau.

Sachant que pour une structure de courte période tels que les barrages, la réponse sismique est donnée principalement par la réponse du mode fondamental. La section transversale des barrages poids ne varie pas beaucoup, les données standards des propriétés de vibrations et les quantités dont dépendent ces propriétés, sont présentées pour minimiser les calculs.

La réponse sismique finale est obtenue par une combinaison de la réponse du mode fondamental et de la contribution des modes supérieurs; cette dernière étant estimée par une correction de type statique. Deux règles de combinaisons modales sont données pour le calcul des contraintes:

- S.R.S.S (square root of sum of squares) racine de la somme des carrés;
- A.B.S.U.M (sum of absolute values) somme des valeurs absolues.

Cette méthode s'inscrit dans le contexte hypothétique suivant:

- le comportement du barrage en béton, du plein d'eau et du sol de fondation est linéaire;
- les surfaces du sol de fondation et des matériaux du fond de réservoir sont horizontales; et le sol est modélisé par un demi plan viscoélastique, homogène, isotrope;
- la masse du béton est homogène, linéaire, isotrope, élastique;
- le plein d'eau idéalisé par un domaine fluide de profondeur constante et de largeur infini dans la direction amont;
- les matériaux du fond de réservoir peuvent absorber partiellement les ondes de pressions hydrodynamiques incidentes et le coefficient  $\alpha$  quantifie cette absorption;
- certaines restrictions sur la géométrie sont imposées pour permettre une solution continue de la pression hydrodynamique: la face amont du monolithe est considérée verticale. Cette hypothèse est raisonnable car la face amont est verticale ou presque verticale pour les barrages en béton actuels. Basé sur les résultats des études antérieures [26], il a été démontré que la réponse à un mouvement vertical était relativement peu significative par rapport à celle due au mouvement horizontal.

### III - 2 INTERACTION SOL - STRUCTURE

Le comportement sismique d'un ouvrage dépend du mouvement sismique imposé par le sol, de la réponse dynamique de l'ouvrage, du comportement des fondations ainsi que de la capacité de résistance de la superstructure. L'analyse du comportement dynamique des barrages présente un certain nombre de traits spécifiques, indépendants du type particulier de l'ouvrage: barrage poids, barrage voûte, barrage en remblai ...

Tout d'abord, le comportement du barrage dépend des propriétés de sa fondation; il en résulte systématiquement lors d'un séisme, un couplage dynamique entre le barrage et le sol de fondation se traduisant par une interaction sol - structure: c'est à ce problème que l'on va s'intéresser. La deuxième particularité des barrages est de contenir un réservoir plein d'eau, il est alors nécessaire de prendre en compte l'interaction fluide-barrage. Puisque l'on s'occupe de l'interaction sol - structure nous allons la définir. Ayant une structure fondée sur le sol, si l'on ne tient pas compte de l'interaction, cela revient à avoir un seul système (structure encastree = un seul bloc), auquel on applique une excitation sismique au niveau de l'encastrement. Par contre si on tient compte de l'interaction notre système deviendra un système mixte et l'encastrement se situera au niveau du substratum. Quand on parle de dynamique des structures, on doit tenir compte de cette interaction car la présence du sol affecte la réponse de la structure et la présence de la structure affecte le comportement du sol.

Durant le séisme, la structure emmagasine une certaine quantité d'énergie se dissipant de trois manières:

- une partie est renvoyée dans le sol, où elle s'irradie et se perd à travers le phénomène de interaction sol structure,
- une seconde partie est transformée en chaleur par le phénomène de frottement,
- le reste d'énergie se retrouve dans la structure sous forme d'énergie cinétique et d'énergie de déformation.

Pour mettre en évidence cette interaction, on peut modéliser notre ouvrage par une console et le sol sous-jacent par des ressorts agissants à la translation ou en rotation reliés à une base rigide, à laquelle on impose le mouvement. Mais, il existe une autre manière encore de



modéliser tout le système par des éléments finis où les calculs sont mis en oeuvre par des programmes généraux ou spécifiques (modélisation tenant compte des propriétés dynamiques du sol ainsi que de ses hétérogénéités). Le sol est modélisé par des couches successives d'éléments empilés sur une base qui représente le soubassement rocheux.

### III - 3 LE SYSTEME CONSIDERE

Le système considéré consiste en un monolithe de barrage en béton reposant sur un sol de fondation flexible schématiquement représenté sur la figure III-1. L'excitation sismique considérée dans la présente étude est représentée par une composante accélérométrique horizontale enregistrée en champ libre. Les efforts sismiques induits sont appliqués dans le plan du barrage transversalement à son axe longitudinal. Le système sol - barrage est en outre supposé être dans un état de contraintes planes.

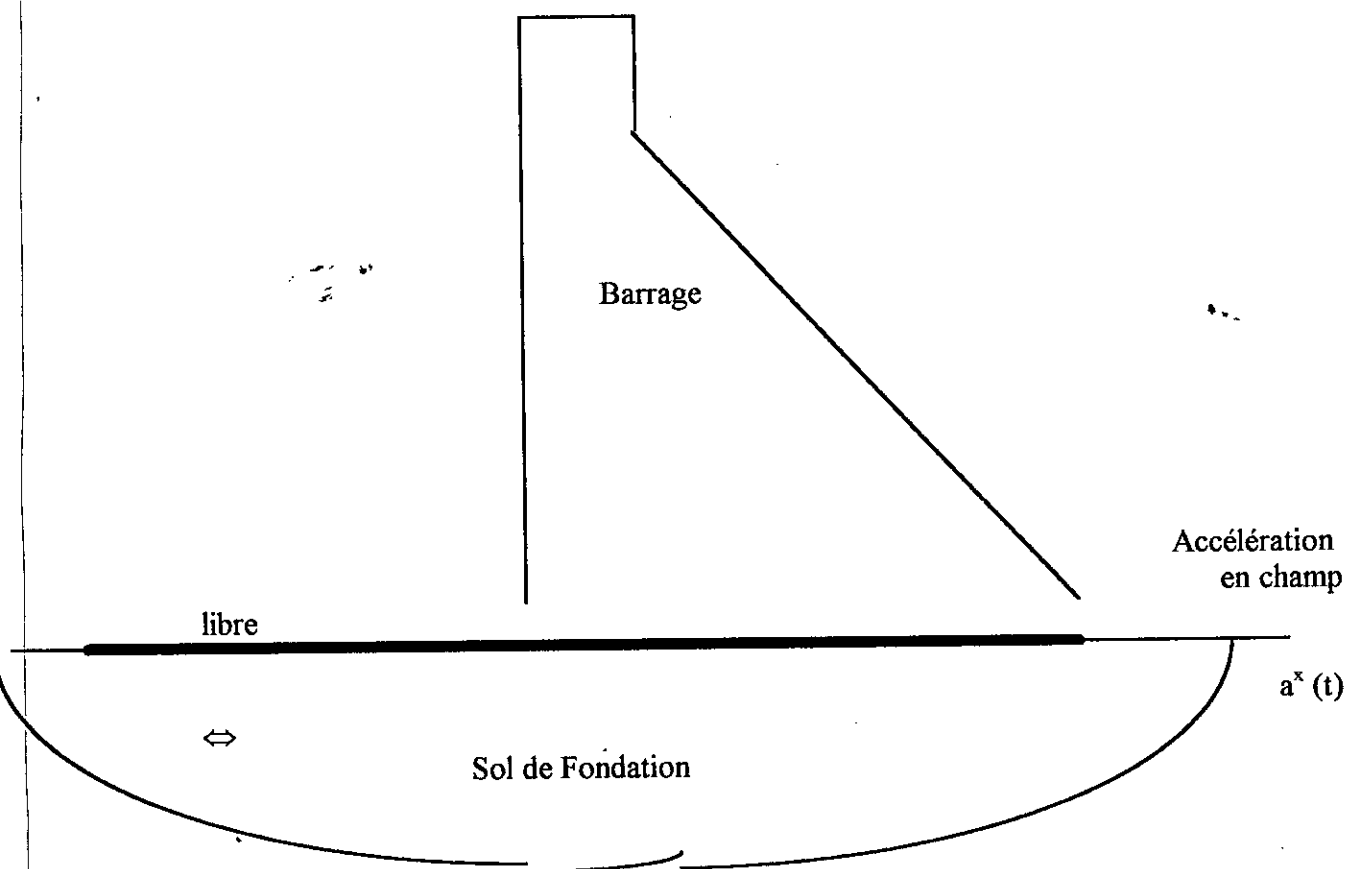


Figure III - 1 Représentation du système sol-barrage-fluide

Les mouvements du sol sont définis par deux accélérogrammes correspondant à deux directions, dans le plan de la section transversale du barrage. Une donnant une composante horizontale  $a^x(t)$  perpendiculaire à l'axe du barrage et l'autre une composante verticale  $a^y(t)$ . On prendra l'accélération sismique en champ libre (enregistrement effectué à la surface libre du sol sans aucune construction). Le mouvement de surface en champ libre est supposé identique en tous points nodaux de la base horizontale du barrage c'est à dire que l'accélération sismique est appliquée au niveau de l'interface sol - barrage.

### III - 4 METHODES D'ANALYSE

Pour l'évaluation de la réponse sismique des barrages poids en béton soumis à une excitation sismique, nous avons deux méthodes:

#### III - 4 - 1 Méthode directe ou globale

Cette méthode consiste à faire une analyse dynamique directe en utilisant un modèle où sont représentés tous les éléments intervenant dans le problème interaction sol - structure. Les avantages des méthodes directes est la prise en compte des non-linéarités (telles que la plastification du sol et le décollement du radier...) rencontrés dans le problème de interaction sol - structure et de donner directement l'effort dynamique dans la fondation, interaction cinétique et inertielle confondue. Mais leur inconvénient est le choix du modèle représentant ce phénomène qui est très délicat vu la complexité du phénomène interaction (tridimensionnel, dynamique et non linéaire).

#### III - 4 - 2 Méthode des sous - structures

Cette approche consiste à diviser le problème interaction sol- structure en une série de problèmes simples traitables de manière indépendante, où les résultats obtenus sont superposés, ainsi cette méthode est basée essentiellement sur le théorème de superposition.

##### Théorème de superposition

On considère le système de la figure III - 2

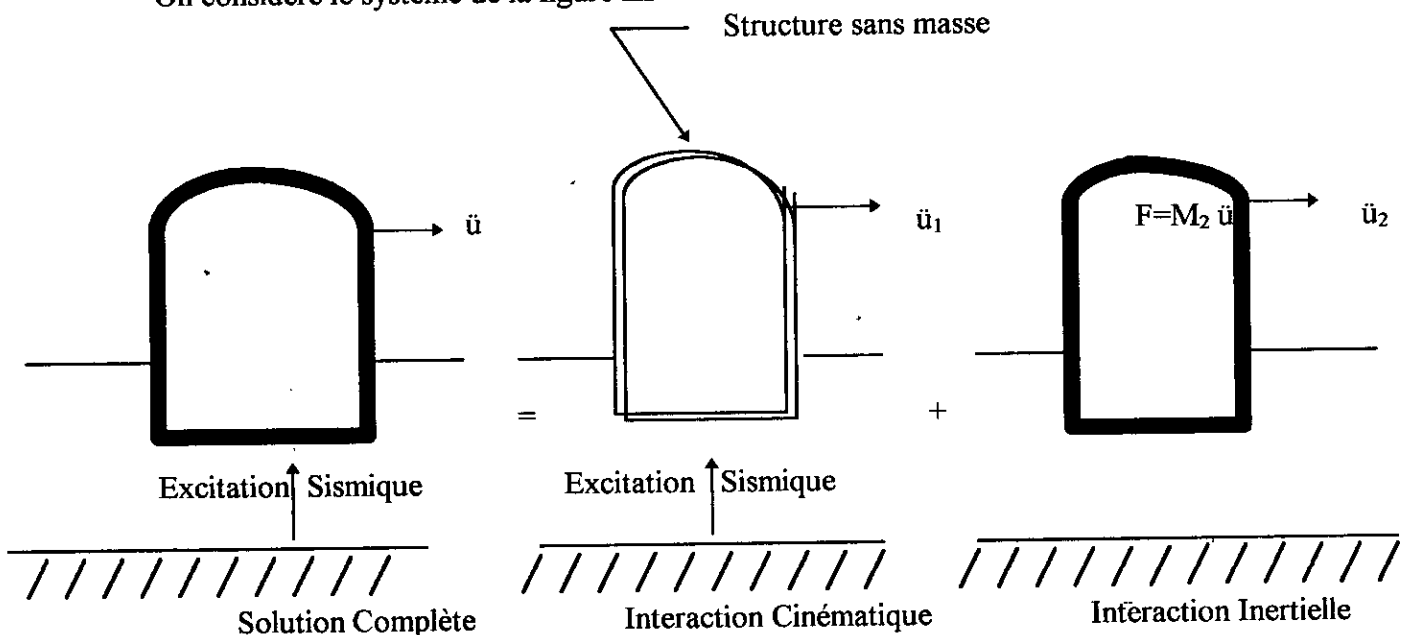


Figure III - 2 Théorème de Superposition

Cette représentation suppose une discrétisation du sol et de la structure en éléments linéiques reliés entre eux aux niveaux jonctions appelées noeuds. La généralisation à un milieu continu peut être obtenue en supposant une infinité de noeuds et d'éléments. Les équations régissant le mouvement sont données par:

$$M \ddot{u} + C \dot{u} + K u = - R(t) \quad (1)$$

où  $M$ ,  $C$  et  $K$  désignent respectivement la matrices masse, la matrice d'amortissement et de la raideur du système;  $u$  représente le vecteur déplacement absolu et  $R$  le vecteur force résultant. La solution de l'équation (1) est équivalente à la solution des deux équations suivantes:

$$M_1 \ddot{u}_1 + C \dot{u}_1 + K u_1 = - R(t) \quad (2a)$$

$$M \ddot{u}_2 + C \dot{u}_2 + K u_2 = - M_2 \ddot{u}_1 \quad (2b)$$

$$u = u_1 + u_2 \text{ et } M = M_1 + M_2$$

$M_1$  représente la matrice de masse du sol sans tenir compte de la masse de la structure,  $M_2$  la matrice de masse de la structure sans tenir compte de la masse du sol.

Dans la première étape (équation 2a), la structure sans masse est soumise à la même excitation sismique que celle du système d'origine, mais aucune force d'inertie ne surgit dans la structure. Le déplacement,  $u_1$  est appelé "interaction cinématique". Dans la seconde étape (équation 2b), le chargement est appliqué uniquement à la structure et il consiste en des forces d'inertie fictives proportionnelles à calculées dans l'étape précédente. Les mouvements additionnels,  $u_2$ , obtenus par ce calcul sont appelés "interaction inertielle".

Ainsi, la solution finale serait la somme des deux solutions: application du principe de superposition de Boltzmann, qui stipule que si deux causes  $c_1$  et  $c_2$  agissent ensemble, elles produisent un effet  $e_1 + e_2$ .

### - Théorème des sous-structures

C'est une formulation très illustratrice et très utilisée du théorème de superposition. Elle est restreinte aux systèmes linéaires figure III - 3.

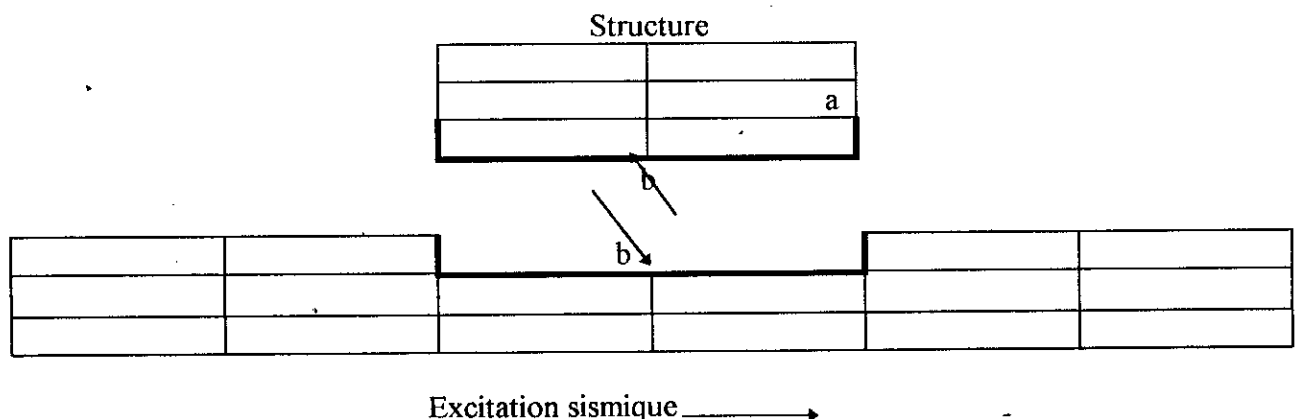


Figure III - 3 Problème interaction sol-structure .Théorème des sous-structure

L'équation de mouvement du mouvement global représentant le sol et la structure s'écrivent sous forme matricielle:

$$M \ddot{u} + C \dot{u} + K u = - M r \ddot{u}_s \quad (3)$$

où  $M$ ,  $C$  et  $K$  sont les matrices de masse, d'amortissement et de raideur;  
 $u$  est le vecteur des déplacements relatifs par rapport à la base du modèle;  $r$  le vecteur unité; et  $\ddot{u}_s$  l'accélération de la base du monolithe.

On peut résoudre directement ce système d'équation par la méthode directe, soit décomposer par la méthode des sous-structures; nous aurons alors les deux équations suivantes:

$$M_s \ddot{u}_1 + C \dot{u}_1 + K u_1 = - M_b r \ddot{u}_s \quad (4a)$$

$$M \ddot{u}_2 + C \dot{u}_2 + K u_2 = - M_s (\ddot{u}_1 + r \ddot{u}_s) \quad (4b)$$

avec  $u = u_1 + u_2$  et  $M = M_s + M_b$

$M_s$  représente la matrice de masse du sol, et  $M_b$  la matrice de masse de la structure  
 $u_1$  est le mouvement relatif par rapport à la base du modèle si la masse de la structure n'est pas prise en compte: on l'appelle mouvement interaction cinématique.

$u_2$  est le mouvement additionnel du aux forces d'inertie engendrées par le mouvement sismique dans la structure: on l'appelle mouvement interaction inertielle.

La réponse totale sera la somme:

- du mouvement de la base du modèle  $u_s$ ,
- du mouvement interaction cinématique  $u_1$
- du mouvement interaction inertielle  $u_2$ .

Cette méthode est particulièrement puissante quand une partie du système, la fondation par exemple, a une géométrie simple alors que la structure requiert une analyse tridimensionnelle. Elle peut également présenter des avantages pour identifier la part relative de chaque composante: interaction cinématique ou inertielle.

### III - 5 METHODOLOGIE ADOPTÉE

#### III - 5 - 1 Réponse du barrage rapportée au mode fondamental de vibration

La réponse sismique des structures de périodes courtes étant essentiellement dominée par la réponse du mode fondamental de vibration, le déplacement instantané d'un point de coordonnées  $x, y$  du barrage peut être approximativement déterminé en introduisant la notion de coordonnée modale généralisée [13],  $Y_1(t)$  telle que:

$$r_k(x, y, t) = \phi_1^k(x, y) Y_1(t) \quad (5)$$

où  $k$  représente la direction de composante de la réponse sismique suivant les directions  $x$  ou  $y$   
 $r_x(x, y, t)$  et  $r_y(x, y, t)$  sont les composantes horizontale et verticale du déplacement relatif par

rapport à la base du barrage.

$\phi_1^x(x,y)$  = composante horizontale du déplacement du barrage vide reposant sur une fondation rigide dans le mode fondamental de vibration.

$\phi_1^y(x,y)$  = composante verticale du déplacement du barrage vide reposant sur une fondation rigide dans le mode fondamental de vibration.

$Y_1(t)$  = coordonnée modale généralisée associée au mode fondamental de vibration.

En utilisant la théorie des travaux virtuels, on peut alors montrer [13,39] que l'équation de mouvement du barrage vide encastré dans le sol et soumis à l'effet d'une accélération horizontale  $a^x(t)$  se réduit à:

$$M_1 \ddot{Y}_1 + C_1 \dot{Y}_1 + K_1 Y_1 = -L_1 a^x(t) \quad (6)$$

où  $M_1$ ,  $K_1$  et  $C_1$  représentent respectivement la masse, la raideur et le coefficient d'amortissement visqueux du modèle mathématique à paramètres généralisés, tels que:

$$M_1 = \iint \{ m_x(x,y) [\phi_1^x(x,y)]^2 + m_y(x,y) [\phi_1^y(x,y)]^2 \} dx dy \quad (7)$$

$m_k(x,y)$  est la densité de masse du béton ( $k = x,y$ ),  $K_1 = \omega_1^2 M_1$  et  $C_1 = 2 M_1 \xi_1 \omega_1$

$$L_1 = \iint m_x(x,y) \phi_1^x(x,y) dx dy \quad (8)$$

Dans les équations précédentes  $\xi_1$ ,  $\omega_1$  et  $L_1$  désignent le pourcentage d'amortissement critique, la fréquence naturelle et le coefficient de la force sismique généralisée, associés au mode fondamental de vibration du barrage.

### III - 5 - 2 Introduction de l'interaction sol - structure

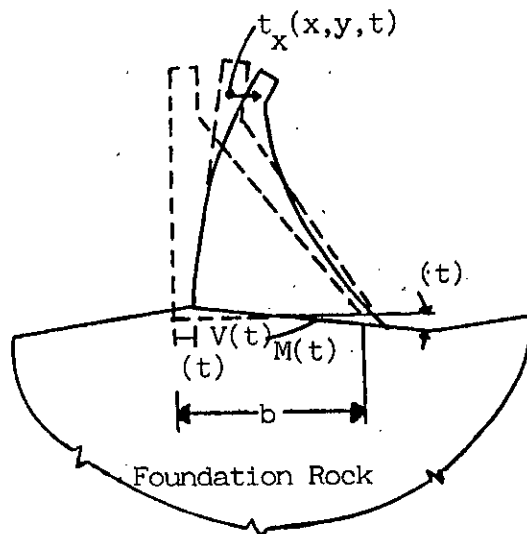


Figure III - 4 Représentation des déplacements du barrage de base rigide reposant sur sol flexible

Pour tenir compte de l'interaction sol - structure, [27], l'équation de mouvement est modifiée pour inclure:

1) la rotation,  $\theta(t)$  et la translation,  $u_0(t)$  de la base rigide, relatives à un mouvement de surface et permises par la flexibilité du sol de fondation;

2) le moment de base associé,  $M(t)$  et le cisaillement à la base,  $V(t)$  dus à interaction entre le barrage et la fondation rocheuse. Les équations de mouvement en termes de coordonnées modales  $Y_1(t)$  sont:

$$M_1 \ddot{Y}_1(t) + C_1 \dot{Y}_1(t) + K_1 Y_1(t) + L_1 u_0(t) + L_1^\theta \theta(t) = -L_1 a_g(t) \quad (9a)$$

$$L_1 \ddot{Y}_1(t) + m_t u_0(t) + L_\theta^x \theta(t) + V(t) = -m_t a_g(t) \quad (9b)$$

$$L_1^\theta \ddot{Y}_1(t) + L_\theta^x u_0(t) + I_t \theta(t) + M(t) = -L_\theta^x a_g(t) \quad (9c)$$

Dans lesquels:  $m_t$  est la masse totale du monolithe de barrage et  $I_t$  le moment d'inertie du monolithe de barrage autour du centre de sa base,

$$I_t = \iint \left\{ m_x(x, y) y^2 + m_y(x, y) \left[ \frac{1}{2}b - x \right]^2 \right\} dx dy \quad (10)$$

$b$  = largeur de la base du barrage

$$L_1^\theta = \iint \left\{ m_x(x, y) \phi_1^x(x, y) + m_y(x, y) \left[ \frac{1}{2}b - x \right] \theta_1^x(x, y) \right\} dx dy \quad (11)$$

$$L_\theta^x = \iint m_x(x, y) y dx dy \quad (12)$$

### III - 5 - 3 Approximation de la réponse due à la contribution du mode fondamental

Comme on l'a déjà vu précédemment, pour les barrages poids en béton, c'est le mode fondamental qui est prédominant et que c'est la composante horizontale de l'excitation sismique qui est la plus importante. De plus, la complexité des équations: la présence des termes dépendant des fréquences et à valeurs complexes, il serait plus approprié de choisir un système à un degré de liberté équivalent avec des termes réels et indépendants des fréquences pour représenter approximativement la réponse du mode fondamental des barrages poids en béton. Ainsi, les propriétés de ce système équivalent sont définies tenant compte de la réduction de la rigidité et du changement dans l'amortissement.

On définit  $\tilde{\omega}_1$  la fréquence naturelle du système pendulaire équivalent et  $\tilde{\zeta}_1$  son taux d'amortissement.

Les déplacements maximaux du barrage sont:

$$[r_k(x, y, t)]_{\max} = \left\{ \frac{\omega_f}{\tilde{\omega}_1} \right\}^2 \frac{\tilde{L}_1}{\tilde{M}_1} S_d(\tilde{T}_1, \tilde{\zeta}_1) \phi_1^k(x, y) \quad (13)$$

avec

$k$  = composante suivant  $x$  ou  $y$  et  $S_d(\tilde{T}_1, \tilde{\zeta}_1)$  = ordonnée du déplacement donnée par le spectre pour une période  $\tilde{T}_1$  et un taux d'amortissement  $\tilde{\zeta}_1$ .

### III - 5 - 4 Détermination des forces sismiques de calcul dues au mode fondamental de vibration

#### III - 5 - 4.1 Caractéristiques vibratoires des barrages

L'évaluation des forces sismiques de calcul dépend des caractéristiques vibratoires du système sol-barrage considéré. En particulier, la période propre de vibration du mode fondamental du barrage vide,  $T_1$ , est un paramètre de référence déterminant dans la prise en compte de l'interaction sol-structure. Les résultats de nombreux essais numériques par la méthode des éléments finis effectués sur une série de barrages ont montré que les formules suivantes peuvent être utilisées:

- Pour les barrages de faible hauteur [37,38],  $H_s \leq 50$  m

$$T_1 = C_T \frac{H_s^2}{v_L r_0} \text{ avec un coefficient de corrélation } = 0.985 \quad (14a)$$

où  $H_s$  représente la hauteur du barrage en mètres,  $C_T$  un coefficient adimensionnel dépendant de  $H_s$  et de la pente du parement aval,  $v_L$  la vitesse de propagation des ondes longitudinales et  $r_0$  le rayon de giration de la base du barrage,

$$v_L = \sqrt{\frac{E_s g}{\rho_s}}$$

$E_s$  est le module de Young du béton dans le domaine élastique exprimé en Méga-Pascals et  $\rho_s$  la densité du béton.

- Pour les barrages de plus grande hauteur [38],  $H_s \geq 50$  m

$$T_1 = \frac{0.39 H_s}{\sqrt{E_s}} \text{ avec un coefficient de corrélation égal à } 0.9836 \quad (14b)$$

Il est important de noter que les effets interaction eau - barrage - sol de fondation sur les paramètres du système pendulaire équivalent: période naturelle, taux d'amortissement critique, masse généralisée, coefficient de la force sismique, sont calculés indépendamment les uns des autres et appliqués séquentiellement pour évaluer les paramètres qui prennent en compte les effets des interactions simultanées. La capacité de séparer les effets interaction dans le calcul de ces paramètres est la conséquence du fait que interaction sol barrage à une petite influence sur la masse additionnelle hydrodynamique et que interaction eau - barrage n'altère pas substantiellement les effets de flexibilité du sol [28]. Pour la prise en compte des différents effets interactions on a procédé à une approche par coefficients correcteurs multiplicateurs.

De manière analogue à la procédure développée pour les systèmes sols-bâtimens, la contribution du mode fondamental du barrage à la réponse sismique peut être modélisée par la réponse d'un système pendulaire équivalent. Les propriétés de ce système équivalent doivent permettre de prendre en considération la flexibilité du sol de fondation et le changement des caractéristiques d'amortissement du barrage induits par le phénomène d'interaction sol-structure.

La période propre de vibration du système généralisé sol-barrage,  $\tilde{T}_1$ , peut être calculée à partir de la relation:

$$\tilde{T}_1 = R_r T_1 \quad (15a)$$

où  $T_1$  représente la période fondamentale de vibration du barrage vide encastré.

Le coefficient  $R_r$  représente un coefficient correcteur (supérieur à l'unité) d'autant plus grand que la flexibilité du sol est plus importante.

Par ailleurs, que le pourcentage d'amortissement critique, [27],  $\tilde{\xi}_1$ , s'écrit:

$$\tilde{\xi}_1 = \frac{1}{(R_r)^3} \xi_1 + \xi_f \quad (15b)$$

expression dans laquelle  $\xi_1$  représente le pourcentage d'amortissement du barrage encastré vide, et  $\xi_f$ , le pourcentage de l'amortissement ajouté résultant de l'interaction sol-structure.

Le coefficient  $R_r$  et l'amortissement ajouté  $\xi_f$  dépendent essentiellement du rapport des modules d'élasticité sol-barrage et du coefficient d'amortissement hystérique du sol,  $\eta_f$ .

Il est à noter que si le barrage reposant sur sol flexible est rempli d'eau, les caractéristiques dynamiques précédentes peuvent être modifiées en introduisant un coefficient correcteur  $R_r$  et un pourcentage d'amortissement ajouté  $\xi_r$  (pour tenir compte de l'interaction fluide-structure) tels que:

$$\tilde{T}_1 = R_r R_f T_1 \quad (16a)$$

$$\tilde{\xi}_1 = \frac{1}{R_r} \frac{1}{(R_f)^3} \xi_1 + \xi_r + \xi_f \quad (16b)$$



Le coefficient  $R_r$  (supérieur à l'unité) et l'amortissement ajouté  $\xi_r$ , dépendent essentiellement du module d'élasticité du béton, du taux de remplissage d'eau et du coefficient de réflexion des ondes de pressions hydrodynamiques  $\alpha$ .

Il convient également de noter que si le taux de remplissage est nul, les équations 16a et 16b se réduisent aux équations 15a et 15b.

### III - 5 - 4.2 Détermination des efforts sismiques maximaux

Notre méthode proposée pour le calcul dynamique des barrages est basée sur l'utilisation des spectres de réponse. La détermination des forces maximum permet d'évaluer les efforts maximum dans la structure. Selon que l'on dispose d'un spectre de déplacement ou d'un spectre d'accélération, on aura ainsi ces efforts. Les forces latérales maximales agissant horizontalement sur un barrage poids reposant sur un sol flexible s'écrivent:

$$f_1(x, y) = \frac{\tilde{L}_1}{\tilde{M}_1} \frac{S_a}{g} (\tilde{T}_1, \tilde{\xi}_1) \left[ w_s(x, y) \phi_1^x(x, y) + g \bar{p}_1(y, \tilde{T}_r) \delta(x) \right] \quad (17)$$

où

$x$  est la coordonnée suivant la largeur du monolithe du barrage et  $y$  la coordonnée suivant la hauteur mesurée à partir de la base du barrage

$w_s(x, y) = gm(x, y)$ , poids par unité de longueur du barrage

$S_a(\tilde{T}_1, \tilde{\xi}_1)$ , l'ordonnée du spectre de réponse en accélération associée à la période fondamentale de vibration  $\tilde{T}_1$  et à un pourcentage d'amortissement critique  $\tilde{\xi}_1$  du système sol-structure-fluide équivalent.

$$\tilde{M}_1 = M_1 + R_e \left[ \int_0^h \bar{p}_1(y, \tilde{T}_r) \phi_1^x(o, y) dy \right] \quad (18a)$$

$$M_1 = \iint m_s(x, y) \left\{ \left[ \phi_1^x(x, y) \right]^2 + \left[ \phi_1^y(x, y) \right]^2 \right\} dx dy \quad (18b)$$

$$\tilde{L}_1 = L_1 + \int_0^h \bar{p}_1(y, \tilde{T}_r) dy \quad (19a)$$

$$L_1 = \iint m_s(x, y) \phi_1^x(x, y) dx dy \quad (19b)$$

avec  $M_1$  représentant la masse généralisée et  $L_1$  le coefficient des forces sismiques généralisées.

$\bar{p}_1(y, \tilde{T}_r)$  est la fonction représentant la pression hydrodynamique sur la face amont due à une accélération harmonique à valeur complexe.

$h$  désigne la hauteur du plein d'eau,  $\delta(x)$  = fonction de Dirac et  $g$  est l'accélération de la pesanteur

Vu la complexité des termes (dépendants des fréquences et à valeurs complexes) et sur la base de résultats d'essais, des approximations sont faites pour déterminer plus simplement ces forces latérales.

### III - 5 - 4.3 Approximation unidimensionnelle de la structure:

L'équation (17) peut en outre être simplifiée du fait que les variations des déplacements dans le mode fondamental de vibration,  $\phi_1^x(x, y)$ , à travers la largeur du monolithe sont faibles. Dans ce cas, les forces latérales maximales  $f_1(x, y) = f_1(y)$  par unité de hauteur du barrage associées au mode fondamental de vibration s'écrivent:

La masse généralisée et le coefficient de la force sismique sont représentés par des intégrales unidimensionnelles:

$$f_1(y) = \frac{\tilde{L}_1}{\tilde{M}_1} \frac{S_a(\tilde{T}_1, \tilde{\zeta}_1)}{g} \{w_s(y) \phi(y) + g \bar{P}_1(y, \tilde{T}_1)\} \quad (20)$$

où  $\phi_1^x(x, y) \cong \phi_1^x(0, y) = \phi(y)$  est la composante horizontale du déplacement du barrage dans le mode fondamental de vibration et  $w_s(y)$  est le poids par unité de hauteur. On en déduit que la masse généralisée  $M_1$  et le coefficient de force sismique généralisée  $L_1$  définis par les équations (18b) et (19b) peuvent être représentés par des intégrales unidimensionnelles telles que:

$$M_1 = \frac{1}{g} \int_0^{H_1} w_s(y) \phi^2(y) dy \quad (21a)$$

$$L_1 = \frac{1}{g} \int_0^{H_1} w_s(y) \phi(y) dy \quad (21b)$$

On remarque: qu'en absence d'eau dans le réservoir l'équation (20) s'écrira:

$$f_1(y) = \frac{L_1}{M_1} \frac{S_a(\tilde{T}_1, \tilde{\zeta}_1)}{g} \{w_s(y) \phi(y)\} \quad (22)$$

### III - 5 - 4.4 Influence de la période et du taux d'amortissement dans interaction sol - barrage

Interaction sol de fondation -barrage augmente la période naturelle de vibration et le taux d'amortissement critique du système généralisé équivalent représentant la réponse du mode fondamental de vibration du barrage. Comme on l'a déjà noté précédemment le rapport de période  $R_f$  et le taux d'amortissement critique  $\zeta_r$ .

$\tilde{T}_1$ , dus à interaction sol de fondation - barrage, dépendent de plusieurs facteurs à savoir: Le rapport  $E_f/E_s$  avec  $E_s$  = module d'élasticité du barrage en béton,  $E_f$  = module d'élasticité du sol de fondation,  $\eta_f$  = la constante d'amortissement hystérisique du sol de fondation (dissipation d'énergie, hystérésis).

Il est à noter que  $R_f$  est indépendant de  $\eta_f$ , et augmente quand le rapport  $E_f / E_s$  diminue (pour une valeur fixe de  $E_s$ , plus  $E_f / E_s$  est petit plus le sol est flexible).

Les résultats d'analyses de plusieurs sections de barrages, obtenus en utilisant les méthodes dynamiques développées dans la référence [27] ont permis de donner  $R_f$  et  $\xi_f$  pour différentes valeurs de  $E_f / E_s$  et  $\eta_f$ .

Le taux d'amortissement  $\xi_f$  augmente pour la diminution du rapport  $E_f / E_s$  et avec une augmentation du facteur d'amortissement hystérique  $\eta_f$ .

On conclue à la lumière des différents résultats, que pour un rapport  $E_f / E_s$  supérieur à 4 les effets d'interaction sont négligeables: le sol de fondation est considéré rigide.

### III - 5 - 4.5 Interaction fluide barrage avec absorption des ondes de pression dans les matériaux du fond de réservoir

Si on considère l'absorption des ondes hydrodynamiques dans les matériaux du fond du réservoir, on aura:

$$f_1(y) = \frac{\tilde{L}_1}{\tilde{M}_1} \frac{S_a(\tilde{T}_1, \tilde{\zeta}_1)}{g} [w_s(y) \phi(y) + gP(y, \tilde{T}_1)] \quad (23)$$

Pour déterminer  $p(y, \tilde{T}_1)$  une forme adimensionnelle de cette fonction est calculée

$\frac{gP(\hat{y})}{wH}$  où  $\hat{y} = \frac{y}{H}$  et  $w =$  poids unitaire de l'eau; et les valeurs de cette dernière sont et les valeurs de cette dernière sont données pour différentes valeurs du coefficient d'absorption d'onde  $\alpha$  ( $\alpha = 0, .25, .5, .75, .9, 1$ ) et du rapport  $R_w$  défini par le rapport des périodes ( $R_w = \frac{T_1^r}{\tilde{T}_r}$ ) avec  $T_1^r = 4h/C =$  la période fondamentale de vibration de l'eau,  $C$  étant

la vitesse des ondes de pressions dans l'eau et  $\tilde{T}_r$  représente la période fondamentale de vibration du barrage encastré plein d'eau.

### III - 5 - 4.6 Masse et coefficient de la force généralisés

Le calcul de la masse généralisée  $M$  du système généralisé équivalent représentant la réponse du barrage avec réservoir plein d'eau est donnée par [24]:

$$\tilde{M}_1 = (R_r)^2 M_1 \quad (24a)$$

dans laquelle  $M_1$  est donnée par l'équation (21a). Dans le but de trouver une méthode de calcul convenable du coefficient de la force sismique généralisée  $\tilde{L}_1$  l'équation (21b) est exprimée comme suit:

Le coefficient des forces sismiques généralisées s'écrira:

$$\tilde{L}_1 = L_1 + \frac{1}{g} F_{st} \left\{ \frac{h}{h_s} \right\}^2 A_p \quad (24b)$$

$F_{st} = \frac{1}{2} w h^2$  représente la force hydrostatique résultante s'appliquant sur le barrage et  $w$  le poids volumique de l'eau.

$A_p$  désigne l'intégrale de la fonction  $\frac{g p(\hat{y})}{w H}$  où  $\hat{y} = \frac{y}{H}$  pour  $h/h_s = 1$

où  $F_{st} = 1 / 2w H^2$  est la force hydrostatique totale sur le barrage et

$A_p$  est l'intégrale de la fonction  $2 \frac{g p(\hat{y})}{w H}$  au dessus de la hauteur du plein d'eau pour  $H/H_s = 1$ .

Les valeurs du coefficient de la force hydrodynamique  $A_p$  sont données pour une fourchette de valeurs du rapport de la période  $R_w$  et du coefficient d'absorption des ondes de pressions dans les matériaux du fond de réservoir ( $\alpha$ ).

### III - 5 - 5 Calcul des forces latérales équivalentes dues aux modes supérieurs

#### III - 5 - 5.1 Barrage reposant sur une fondation rigide avec réservoir vide

Les périodes des modes supérieurs de vibration des barrages poids en béton sont courtes, alors les ordonnées de la pseudo-accelération du spectre de réponse sont pratiquement égales à l'ordonnée correspondant à la période nulle (à l'accélération maximale du sol). Avec une petite amplification dynamique, les modes supérieurs de vibration répondent d'une manière statique à un mouvement de surface sismique, ce qui conduit à un concept de "correction statique" [39,41].

Les effets maximaux du séisme associés aux modes supérieurs peuvent être approximativement exprimés par une correction statique comme suit:

Par ailleurs, on peut aisément montrer que les effets maximaux du séisme associés aux modes supérieurs

$$f_{sc}(y) = \frac{1}{g} \left\{ w_s(y) \left[ 1 - \frac{L_1}{M_1} \phi(y) \right] \right\} a_{max}^x \quad (25)$$

où  $a_{max}^x$  désigne l'accélération maximale du sol.

Seule la forme propre correspondant au mode fondamental de vibration intervient dans cette équation et les formes propres correspondant aux modes supérieurs de vibration ne sont pas exigées ainsi la méthode s'en trouve considérablement simplifiée.

#### III - 5 - 5.2 Barrage reposant sur une fondation flexible avec un réservoir vide

Dans le cas du calcul de l'interaction sol-structure des barrages, la contributions des modes supérieurs de vibration dans la méthode utilisée, est négligeable. Ce qui est généralement le cas des bâtiments à plusieurs étages.

Ainsi l'équation précédente reste valable. Afin, de montrer la précision de cette équation (basée sur la méthode de "correction statique"), un monolithe de barrage du Pine Flat a été modélisé en éléments finis, soumis à la composante S69E du séisme de Taft. En prenant l'hypothèse de base rigide [27], la réponse du barrage a été calculée comme une fonction du temps, en considérant un nombre variable de modes propres de vibration du barrage encastré

en plus des deux modes propres correspondant à la flexibilité de la fondation, il a été démontré d'après les résultats obtenus à partir de trois analyses suivantes:

- 1) En utilisant les huit premiers modes de vibration, qui donnent pratiquement la réponse exacte;
- 2) En utilisant uniquement le mode fondamental de vibration;
- 3) En utilisant le mode fondamental de vibration et la correction statique pour la réponse des contributions des modes supérieurs; que dans certains cas, la contribution des modes supérieurs peut être significative et cette contribution est estimée de manière satisfaisante par la méthode de "correction statique".

### III - 5 - 5.3 Barrage reposant sur sol flexible avec plein d'eau

Les forces sismiques latérales équivalentes associées aux modes supérieurs de vibrations des barrages, en tenant compte du plein d'eau, sont données par:

$$f_{sc}(y) = \frac{1}{g} \left\{ w_s(y) \left[ 1 - \frac{L_1}{M_1} \phi(y) \right] + \left[ g p_0(y) - \frac{B_1}{M_1} w_s(y) \phi(y) \right] \right\} a_g \quad (26)$$

$$\text{et } B_1 = 0.052 \frac{F_{sb}^2}{g} \left[ \frac{h}{h_s} \right]$$

$p_0(y)$  représente la pression hydrodynamique sur un barrage rigide soumis à une accélération unitaire.

### **III - 5 - 6 Spectre de réponse de calcul**

Lorsqu'il s'agit de déterminer le spectre de réponse à prendre en compte pour le calcul des constructions en un site donné, il est nécessaire d'utiliser plusieurs accélérogrammes afin de déterminer un spectre de calcul. Ce dernier sera l'enveloppe d'un ensemble de spectres correspondant à des accélérogrammes enregistrés dans le site donné ou des sites comparables du point de vue de la nature du sol.

Le spectre de calcul doit être un spectre de réponse lisse, sans irrégularités naturelles, représentant l'intensité et les caractéristiques vibratoires d'un calcul sismique qui devrait être confirmé, par des investigations sismologiques et géologiques poussées [7].

### **III - 5 - 7 Calcul des contraintes**

On calcule les forces sismiques latérales équivalentes relatives au mode fondamental de vibration  $f_1(y)$  et celles relatives aux modes supérieurs  $f_{sc}(y)$  par les formules précédentes. On a divisé le barrage en vingt (20) blocs d'égale hauteur, on remplace ces forces  $f_1(y)$  et  $f_{sc}(y)$  réparties par des forces concentrées équivalentes appliquées aux centres de gravité des blocs. On considère le monolithe du barrage comme une poutre console et on calcule les contraintes de flexion sur la face amont et sur la face aval du monolithe au bas de chaque bloc à partir des formules élémentaires de la résistance des matériaux. On passe ensuite au

calcul des contraintes principales (ce sont les contraintes extrêmes et le cisaillement maximum est connu: rayon du cercle de Mohr).

### III - 5 - 8 Calcul de la réponse sismique totale

En général, les efforts maximaux  $f_1$  et  $f_{sc}$ , ne se produisent pas en même temps lors d'un séisme, de sorte que la somme de leurs valeurs absolues conduira inévitablement à une borne supérieure excédant de loin la réponse sismique totale. Plusieurs règles de combinaisons quadratiques (partielle de type S.R.S.S ou complète de type C.Q.C) ont été proposées en vue de mieux estimer les efforts maximaux à partir des valeurs spectrales.

Dans cette étude, les efforts ont été combinés selon la règle S.R.S.S en vue d'obtenir la sollicitation sismique maximale de calcul:

$$f_d = \sqrt{f_1^2 + f_{sc}^2} \quad (27)$$

Par ailleurs, les réponses (déplacements et contraintes en particulier) étant directement proportionnelles aux coordonnées modales généralisées et les intercorrélations modales étant faibles du fait de la séparation des modes de vibration des systèmes sols-barrages poids, les réponses dynamiques maximales totales pourront être également déterminées à l'aide d'une expression identique à la relation (27).

Les contraintes principales sur les parements amont et aval peuvent alors être évaluées par la formule suivante:

$$\sigma_d = \frac{1}{\cos^2 \theta} \sigma_y + p_1 \operatorname{tg}^2 \theta \quad (28)$$

où  $\theta$  désigne l'angle que fait la direction du parement considéré avec la verticale et où  $p_1$  représente la pression hydrodynamique.

Pour le cas du barrage vide reposant sur un sol flexible, les contraintes normales sont ainsi égales aux contraintes principales sur le parement amont ( $\theta=0$  et  $p_1=0$ ). On remarque également que les contraintes principales sur le parement aval seront plus importantes que celles qui s'appliquent sur la face amont.

Les réponses maximales  $r_1$  et  $r_{sc}$  ne se produisent pas en même temps durant le séisme; elles peuvent être combinées pour obtenir une estimation de la réponse dynamique  $r_d$  suivant des règles de combinaisons modales de type S.R.S.S (Square Root of Sum of Squares).

$$r_d = \sqrt{r_1^2 + r_{sc}^2} \quad (29)$$

ou encore de type S.A.V. (Sum of Absolute Values) qui fournit un résultat sécuritaire, pas toujours compatible avec l'économie du projet.

$$r_d = |r_1| + |r_{sc}| \quad (30)$$

La règle S.R.S.S est retenue ici du fait qu'elle repose notamment sur la considération fondamentale que les réponses sont directement proportionnelles aux coordonnées modales généralisées.

### III - 6 PRESENTATION DE LA METHODE DU SYSTEME GENERALISE :

La méthode du système généralisé équivalent est une méthode qui donne des résultats satisfaisants, dans le calcul des contraintes et des efforts induits par un séisme, par rapport aux méthodes dynamiques. C'est une méthode qui, à partir d'un spectre de réponse moyen lisse de calcul tient compte des effets d'interactions à savoir:

- 1 - interaction barrage -eau et eau considérée comme fluide compressible:  $R_r$ ,  $\xi_r$ ,  $R_w$ ;
- 2 - interaction barrage-sol de fondation :  $R_f$ ,  $\xi_f$  ;
- 3 - effets d'absorption du fond de réservoir  $\alpha$  ;
- 4 - contribution des modes supérieures ("correction statique"):  $F_{SC}$  .

Cette méthode d'analyse demande peu de paramètres pour décrire le système sol - eau - barrage:  $E_s$ ,  $\xi_1$ ,  $H_s$ ,  $E_f$ ,  $\eta_f$ ,  $H$  et  $\alpha$ . Le module d'élasticité  $E_s$  du barrage en béton, le taux d'amortissement visqueux  $\xi_1$  pour les barrages en béton est compris entre 1 et 10 %. Cependant, pour le cas d'un séisme intense, on prendra un taux d'amortissement  $\xi_1 = 5$  % (résultat déduit des tests de vibrations forcés sur les barrages) La hauteur du barrage est mesurée à partir de la base jusqu'à la crête  $H_s$ . Le module d'élasticité du sol de fondation  $E_f$  et  $\eta_f$  le coefficient d'amortissement hystérisique du sol de fondation déterminé à partir des investigations sur site et des tests appropriés. En l'absence de données sur les propriétés de l'amortissement du sol de fondation, on prendra la valeur de  $\eta_f = 0.1$ .  $H$  est la hauteur du plein d'eau, mesurée de la surface libre au fond du réservoir. Le poids volumique de l'eau  $w = 9.81$  KN / m<sup>2</sup> et  $c$  la célérité de propagation des ondes dans l'eau  $c = 1440$  m / s . Le coefficient de réflexion des ondes  $\alpha$  sera égale à la valeur (parmi les données disponibles) qui approxime le mieux par excès le  $\alpha$ , calculé.

#### III - 6 - 1 Etapes de calcul :

Le calcul de la réponse sismique du barrage se fait en trois parties:

Première partie : Le calcul des forces et des contraintes sismiques dues au mode fondamental de vibration

1) calcul de la période (en secondes) du mode fondamental de vibration du barrage  $T_1$ , encastré avec un réservoir vide (sans aucune interaction).

2) Calcul de la période du mode fondamental de vibration du barrage sur un sol rigide avec réservoir plein  $\tilde{T}_r$

3) Calcul du rapport de période  $R_w$  (utilisé pour déterminer la pression hydrodynamique)

$$R_w = \frac{\tilde{T}_r}{T_1}$$

avec  $\tilde{T}_r$  calculée dans la deuxième étape

$T_1^r$  : période de vibration du plein d'eau,  $T_1^r = 4 H/C$

$C$  = vitesse des ondes de pression dans l'eau = 1440

$H$  = hauteur d'eau

4) Calcul de la période du mode fondamental de vibration du barrage sur un sol flexible avec plein d'eau:  $T_1$  (période du mode fondamental d'un système à un degré liberté équivalent)

- S'il n'y a aucune interaction  $\Rightarrow \tilde{T}_1 = T_1$
- S'il y a interaction eau - barrage  $\Rightarrow \tilde{T}_1 = R_r T_1$
- S'il y a interaction sol - barrage  $\Rightarrow \tilde{T}_1 = R_f T_1$
- S'il y a interaction eau - barrage - sol  $\Rightarrow \tilde{T}_1 = R_r R_f T_1$

Si  $H/H_s < 0.5 \Rightarrow R_r = 1$  et  $\zeta_r = 0$  on néglige l'interaction eau-barrage

Si  $E_f/E_s > 4 \Rightarrow R_f = 1$  et  $\zeta_f = 0$  on néglige l'interaction sol-barrage (sol rigide)

5) Calcul du taux d'amortissement  $\tilde{\zeta}_1$  du barrage pour la période du mode fondamental de vibration du système généralisé équivalent .

$\zeta_r$  : taux d'amortissement ajouté dû à l'interaction eau-barrage et l'absorption des sédiments du fond de réservoir est donnée en fonction de  $E_s$ ,  $H/H_s$  et  $\alpha$ .

$\zeta_f$  : taux d'amortissement dû à l'interaction sol-barrage est donné en fonction de  $E_f/E_s$  et  $\eta_f$ .

On remarque que cinq cas peuvent se présenter:

1<sup>er</sup> cas : lorsque le barrage est encastré avec un réservoir vide:

$$R_r = 1; R_f = 1; \zeta_r = 0 \text{ et } \zeta_f = 0 \Rightarrow \tilde{\zeta}_1 = \zeta_1$$

2<sup>ème</sup> cas : lorsque le barrage est encastré avec réservoir plein d'eau ( $\alpha = 1$ ):

$$R_r \neq 1; R_f = 1; \zeta_r \neq 0 \text{ et } \zeta_f = 0 \Rightarrow \tilde{\zeta}_1 = \frac{1}{R_r} \zeta_1 + \zeta_r$$

$$\text{si } \tilde{\zeta}_1 < \zeta_1 \Rightarrow \tilde{\zeta}_1 = \zeta_1$$

3<sup>ème</sup> cas : lorsque le barrage est encastré barrage avec réservoir plein d'eau et en présence de sédiments au fond de réservoir ( $\alpha \neq 1$ ): utilise les mêmes formules que le 2<sup>ème</sup> cas.



4<sup>ème</sup> cas : lorsque le barrage repose sur un sol flexible avec un réservoir vide:

$$R_r = 1; R_f \neq 1; \zeta_r = 0 \text{ et } \zeta_f \neq 0 \Rightarrow \tilde{\zeta}_1 = \frac{1}{R_f^3} \zeta_1 + \zeta_f$$

$$\text{si } \tilde{\zeta}_1 < \zeta_1 \Rightarrow \tilde{\zeta}_1 = \zeta_1$$

5<sup>ème</sup> cas : lorsque le barrage repose sur sol flexible avec réservoir plein d'eau et fond de réservoir absorbant:

$$R_r \neq 1; R_f \neq 1; \zeta_r \neq 0 \text{ et } \zeta_f \neq 0 \Rightarrow \zeta_1 = \frac{1}{R_r} \frac{1}{R_f^3} \zeta_1 + \zeta_r + \zeta_f$$

6) Détermination de la pression hydrodynamique  $p(y, \tilde{T}_r)$  donnée en fonction du rapport de périodes  $R_w$  calculé dans l'étape 3. Le rapport de périodes  $R_w$  sera égal à la valeur (parmi les données disponibles) qui approxime le mieux (par excès) le rapport de périodes  $R_w$  calculé. On trouve ainsi la valeur de  $gp(y, \tilde{T}_r)$  pour un  $\alpha$  donné correspondant à un réservoir plein d'eau ( $H/H_s = 1$ ). Pour trouver la valeur de  $gp(y, \tilde{T}_r)$  pour une valeur de  $H/H_s \neq 1$ , on multiplie la valeur trouvée par  $wH \cdot (H/H_s)^2$   
Avec  $w$  = poids volumique de l'eau.

**Remarque:**

Si  $H/H_s < 0.5 \Rightarrow$  on néglige l'effet de l'eau  $\Rightarrow p(y, \tilde{T}_r) = 0$

7) Calcul de la masse généralisée  $\tilde{M}_1$

$$\tilde{M}_1 = R_r^2 M_1$$

avec  $R_r$  = rapport déterminé dans l'étape 2.

$$M_1 = \frac{1}{g} \int_0^{H_s} w_s(y) \phi^2(y) dy = \frac{1}{g} \sum_{i=1}^n w_i \phi^2(y)$$

On divise le monolithe de barrage en  $n$  blocs et  $w_i$  est le poids du bloc  $i$

On peut aussi utiliser une formule approchée.  $M_1 = 0.043W_s / g$  avec  $w_s$  = poids total du monolithe

8) Calcul du coefficient de la force sismique généralisée :

$$\tilde{L}_1 = L_1 + \frac{1}{g} \int_0^{H_s} w_s(y) \phi(y) dy = \frac{1}{g} \sum_{i=1}^n w_i(y_i) \phi_i(y)$$

$A_p$  = coefficient donné pour des valeurs de  $R_w$  et  $\alpha$ .

$$F_{s,t} = 0.5 w H^2$$

On peut aussi calculer  $L_1$  à partir d'une formule approchée :  $L_1 = 0.13 W_s g$

avec  $W_s$  = poids total du monolithe.

Nota : On peut éviter le calcul des étapes 7 et 8 en utilisant:

$$\tilde{L}_1 / \tilde{M}_1 \cong 4 \text{ pour les barrages plein d'eau}$$

$$L_1 / M_1 \cong 3 \text{ pour les barrages avec réservoir vide.}$$

9) Calcul des forces sismiques latérales équivalentes associées au mode fondamental de vibration :

Le rapport  $\tilde{L}_1 / \tilde{M}_1$  calculé dans les étapes 7 et 8

$S_a(\tilde{T}_1, \tilde{\zeta}_1)$  = ordonnée de la pseudo-accélération du spectre sismique (sur le spectre de réponse nous avons  $S_{vitesse}$  en fonction de  $\tilde{\zeta}$  et  $\tilde{T}_1$ ):

$$f_1(y) = \frac{S_a \tilde{L}_1}{\tilde{M}_1 W_s \phi(y)} + \frac{S_a \tilde{L}_1}{\tilde{M}_1 gp(y)}$$

↓

↓

terme de masse

terme de pression hydrodynamique

10) Calcul des efforts concentrés sur chaque bloc:

- Terme de masse : masse répartie trapézoïdale que l'on transforme en un effort concentré  $F_i = (q_i + q_{i+1}) / (2 h)$  qui est appliqué au centre de gravité du bloc (point déjà connu).
- Terme de pression : masse répartie trapézoïdale que l'on transforme en un effort concentré  $F_i = (q_i + q_{i+1}) / (2 h)$  qui est appliqué au centre de gravité de chaque trapèze.

Connaissant les efforts concentrés et leur point d'application, on considère notre monolithe comme une poutre console, tout en négligeant son poids (monolithe), et on suppose que ce dernier travaille en flexion simple.

La console ainsi considérée est assez élancée pour que les efforts de cisaillement soient négligeables; dans le cas d'une poutre élancée, la poutre travaille en flexion ; mais dans le cas d'un poteau court, le poteau travaille plus en cisaillement qu'en flexion. Donc pour notre cas nous allons déterminer :

Calcul des moments de flexion au niveau de chaque bloc.

**Deuxième partie :** Contribution des modes Supérieurs

**11) Calcul des forces latérales dues aux modes supérieurs**

$$f_{s.c}(y) = \frac{a_g}{g} \left\{ w_s(y) \left[ 1 - \frac{L_1}{M_1} \phi(y) \right] + \left[ gp_0(y) - \frac{B_1}{M_1} w_s(y) \phi(y) \right] \right\}$$

avec :

- y : ordonnée suivant la hauteur
- g : accélération de la pesanteur
- $w_s$  et  $\phi$  sont calculés dans l'étape précédente.
- $gp_0(y)$  donné en fonction de  $y/H$ . Pour avoir  $gp_0$ , il faut multiplier la valeur par  $wH$ .
- $B_1 = 0.052/g F_{st} H^2/H_s^2$  avec  $F_{st} = 0.5 wH^2$

$a_g$  = accélération maximale donnée par le spectre de réponse pour  $T = 0$  et  $\zeta_r = 0.10$  on trouve

$$S_a = a_g$$

**Troisième partie:** Calcul des contraintes

Calcul des contraintes du mode fondamental  $\sigma_1$ :

1 - Les contraintes de flexion sur chaque face (amont et aval) et à chaque niveau.

$\sigma = M / I$  avec  $M$  : moment de flexion =  $\sum F_i x_i$

$v = b / 2$  ;  $I = b^3 h / 12$  et  $\sigma = 6 M / b^2$

$$\sigma_1 = \sigma_y \sec^2 \theta + p_1 \tan^2 \theta = \frac{1}{\cos^2 \theta} \sigma_y + p_1 \tan^2 \theta$$

avec  $\theta$  (°) = angle que fait la verticale et la face du barrage.

$$p_1(y) = \frac{\tilde{L}_1}{\tilde{M}_1} S_a(\tilde{T}_1, \tilde{\zeta}_1) p(y, \tilde{T}_1)$$

**Remarque:**

face aval, pas d'eau  $\Rightarrow p_1 = 0$

face amont,  $\theta$  très faible  $\Rightarrow p_1 = 0$

2 - Calcul des contraintes des modes supérieurs  $\sigma_{sc}$  (de la même façon que  $\sigma_1$ )

3 - Calcul des contraintes dynamiques  $\sigma_d$  :

$$\text{Combinaison } \sigma_d = |\sigma_1| + |\sigma_{sc}| \quad \text{ABSUM}$$

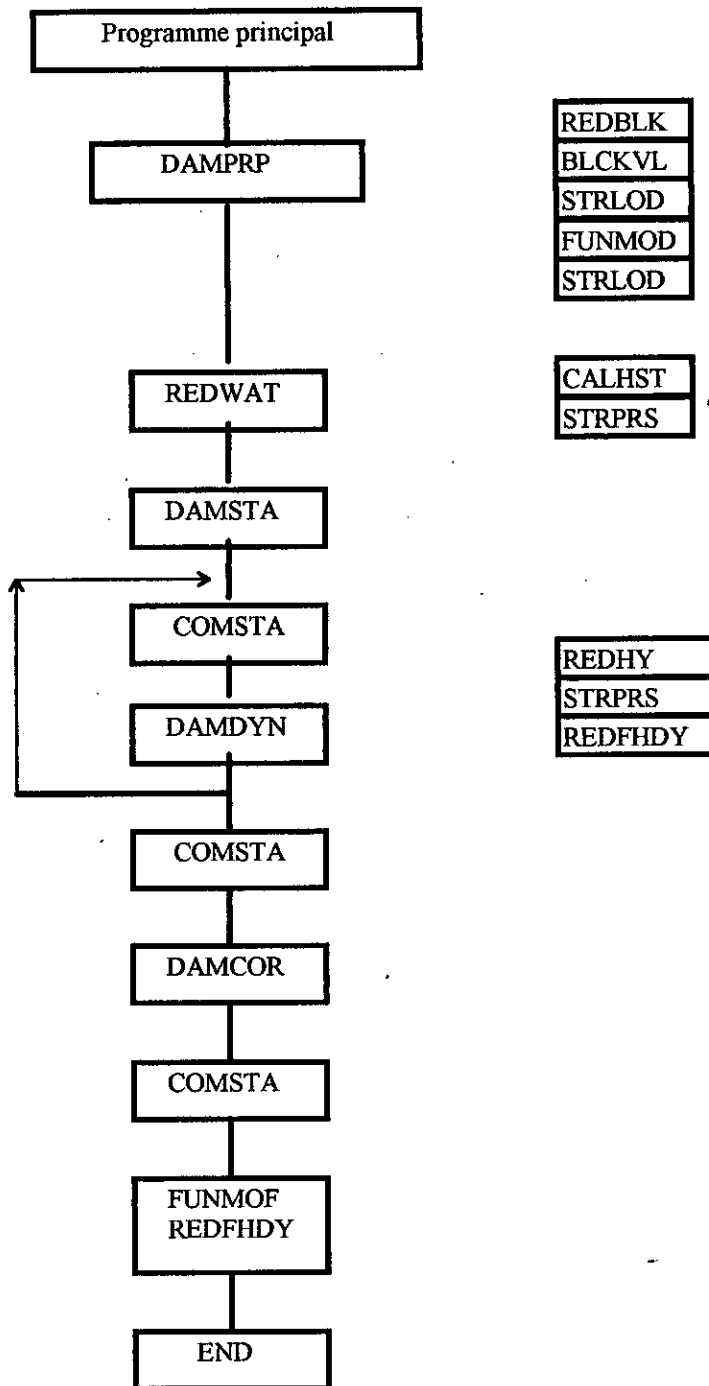
$$\sigma_d = \sqrt{\sigma_1^2 + \sigma_{sc}^2} \quad \text{SRSS}$$

4 - Calcul des contraintes statiques ( $\sigma_{st}$ ) : voir le chapitre 2.

5 - Calcul des contraintes totales ( $\sigma_{tot}$ ) :

$$\sigma_{tot} = \sigma_d + \sigma_{st}$$

### III - 6 - 7.2 Présentation du logiciel



DAMPRP = Calcul du facteur de contribution du poids  
REDBLK = Lecture des propriétés de chaque bloc dans le barrage  
BLCKVL = Calcul des centres de gravité et poids des blocs  
STRLOD = Calcul des contraintes normales au centre de gravité des blocs  
FUNMOF = Calcul du terme masse  
FUNMOD = Calcul des coefficients généralisés  $M_1$  et  $L_1$   
STRLOD = Calcul des contraintes  $\sigma = Mv/I = 6M/b$   
CALHST = Calcul de la pression hydrostatique sur la face  
STRPRS = Calcul des contraintes normales  
REDWAT = Lecture de la cote d'eau et de la profondeur du fond de réservoir  
DAMSTA = Calcul des contraintes statiques du plein d'eau  
DAMDYN = Contrainte due à la pression hydrodynamique  
REDHY = Lecture et calcul de la pression hydrodynamique à chaque niveau  
DAMCOR = Contrainte due à l'eau du mode supérieur  
CORPRS = Calcul de la pression  $g p_0(y)$

### III - 7 CONCLUSION

La méthode qui a été présentée en 1978 [10] pour l'étude sismique des barrages poids en béton et pour l'évaluation de la sécurité sismique pour les barrages existants. Cette méthode est basée sur deux conditions:

\* La première est que le comportement des barrages reste essentiellement dans le domaine élastique linéaire pour des tremblements de terre intenses attendus pendant la durée de vie de la structure.

\* La seconde est la tolérance de quelques fissures, mais suffisamment réduites de manière à ne pas affecter la contenance en eau du barrage et que la réparation de ces fissures se fasse à moindre coût.

Pour cela une autre méthode a été proposée plus tard [24,28]; cette méthode d'analyse de la réponse en fonction du temps pour pallier aux insuffisances de la première méthode.

**CHAPITRE IV**  
**APPLICATION DE LA METHODE**  
**DES ELEMENTS FINIS**

## CHAPITRE IV APPLICATION DE LA METHODE DES ELEMENTS FINIS

### IV - 1 INTRODUCTION

Pour le calcul des déplacements et des contraintes de la structure, on utilisera la méthodes éléments finis, dont les bases théoriques reposent sur la formulation des bilans énergétiques et de méthodes d'approximation [11, 22....].

Pour un milieu élastique continu, le bilan énergétique est fourni par la minimisation d'une fonctionnelle qu'est l'énergie potentielle totale

$$d(U + W) = 0 \quad (1)$$

où  $U$  désigne l'énergie de déformation de la structure et  $W$  l'énergie des forces extérieures. L'équation (1) impose la stationnarité de l'énergie potentielle totale, c'est à dire un équilibre entre les forces internes et externes à la structure.

Ce milieu continu est divisé en un certain nombre d'éléments finis, liés les uns aux autres par un nombre fini de points (noeuds). Pour tout élément, on définit des fonctions de pondération à partir desquelles on détermine de manière unique, le champ de déplacement à l'intérieur de chacun d'eux par rapport aux déplacements nodaux. Ceci nous fournit le moyen d'évaluer l'état de déformation de la structure via le nombre de noeuds de sa discrétisation, après avoir assembler les éléments en prenant en considération les conditions de surface et de volume ainsi que des conditions inter éléments et sur l'élément lui-même.

Pour le problème qui nous concerne, nous avons jugé suffisant d'utiliser pour un élément fini de référence, l'élément quadratique utilisé sous sa forme isoparamétrique dans un système de coordonnées curvilignes.

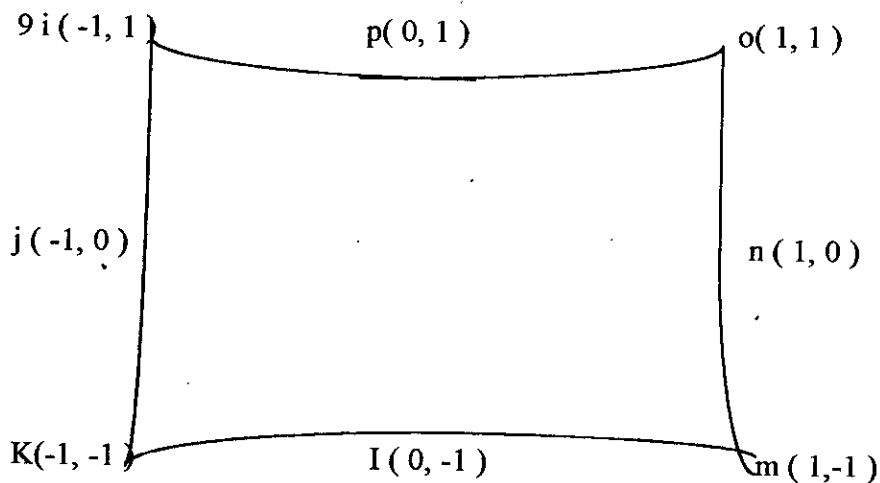


Figure VI - 1 : Élément quadrilatéral isoparamétrique à huit noeuds

Cela nous permet d'unifier les fonctions de pondération définissant la géométrie de l'élément avec celles qui expriment le champs de déplacement et de travailler dans un repère

local unique dit de référence: Elément Quadrilatéral Isoparamétrique à 8 noeuds (Figure VI-1).

Si on note par  $u(x,y)$  le champ de déplacement à l'intérieur de l'élément, il s'exprimera alors, à partir des fonctions de pondération  $N(\xi, \eta)$  définies dans le système de référence  $(\xi, \eta)$  et des valeurs nodales des déplacements dans le système de repère général  $(x,y)$ , soit

$$u(x,y) = \sum_{i=1}^k N_i(\xi, \eta) q_i(x,y) \quad (2)$$

où

$N_i$  est la fonction de pondération numéro  $i$  de l'élément de référence,  $q_i(x,y)$  sont les déplacements nodaux de la structure, se référant au noeud  $i$  de l'élément de référence et  $k$  le nombre de fonction de pondération.

Le champ de déformation  $\epsilon(x,y)$  en état plan de contrainte s'écrira:

$$\epsilon(x,y) = \sum_{i=1}^k B_i(\xi, \eta) q_i(x,y) \quad (3)$$

$B_i(\xi, \eta)$  = Représentant la matrice des contraintes, c'est à dire:

$$B_i(\xi, \eta) = [L N_i]'(\xi, \eta)$$

où

$L$  = représente la matrice d'opérateur suivante

$$L = \begin{bmatrix} \frac{\partial}{\partial x} & 0 \\ 0 & \frac{\partial}{\partial y} \\ \frac{\partial}{\partial y} & \frac{\partial}{\partial x} \end{bmatrix}$$

Le champ de contrainte  $\sigma(x,y)$ : relatif aux déformations ci-dessus

$$\{\sigma(x,y)\} = [D]\{\epsilon(x,y)\}$$

$D$  = La matrice de Hooke relative à un état de contrainte (relation contrainte - déformation).

La rigidité de l'élément de structure découle de l'application du principe des travaux virtuels.

L'énergie de déformation dans le cas d'un déplacement virtuel  $\delta q$  s'écrit:



$$\delta U = \int_V (\delta \epsilon)^T \sigma \, dv$$

selon ( 3 ) et ( 6 ) nous pouvons écrire:

$$\delta U = \int_V \delta (B q)^T D \delta(B q) \, dv$$

comme le déplacement  $\delta q$  est arbitraire

$$\delta U = \delta q^T \left[ \int_V B^T D B \right] dq$$

nous en déduisons la matrice de rigidité élémentaire d'un élément de surface S de la structure

$$K^e = \int_V B^T D B \, dv \quad ( 7 )$$

On résout le système

$$F = K U \quad ( 8 )$$

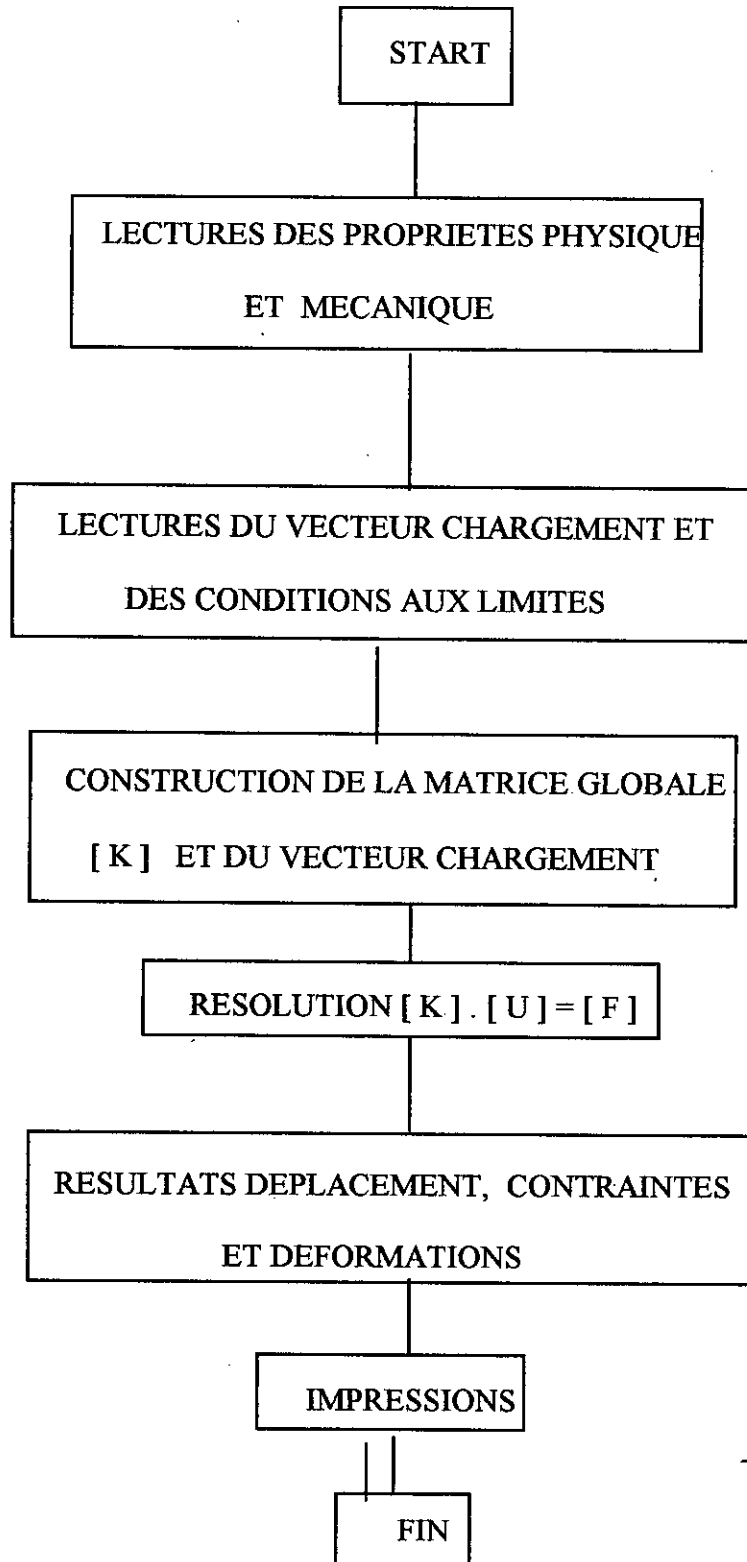
F représente les forces extérieures égales aux forces latérales calculées par la méthode pseudo-statique équivalente (charge sismique = charge statique équivalente ).

#### IV - 2 LOGICIEL DE CALCUL

Ce logiciel permet d'évaluer l'état de déformation et de contraintes dans le corps du barrage pour différents cas de sollicitations. Nous avons utilisés les programmes suivants:

- 1) Un programme pour le maillage automatique ainsi que pour visualiser le barrage avec tous les éléments et les noeuds et permettre ainsi de vérifier la position (les coordonnées) de n'importe quel point du barrage sur l'écran ainsi que son impression graphique.
- 2) Elaboration du programme d'éléments finis pour le calcul des contraintes et des déformations aux points de Gauss et les déplacements aux noeuds [49].

V - 3 ORGANIGRAMME



#### IV - 4 CONCLUSION

Après avoir calculer les contraintes les contraintes principales verticales ,on a tracé les isocontraintes pour les 20 barrages étudiés.

Ce logiciel donne les contraintes aux points de Gauss.

On remarque que les contraintes maximales sont concentrées au niveau de la base

<p>Barrage H = 50 m à la base</p> <p><math>\sigma_{MEF} = 737.5</math> erreur = 20% <math>\sigma_{RDM} = 932.48</math></p> <p>à <math>y = 2 H/3 = 33.3m</math></p> <p><math>\sigma_{MEF} = 566</math> erreur = 51% <math>\sigma_{RDM} = 1167</math></p>	<p>Barrage H = 150 m à la base</p> <p><math>\sigma_{MEF} = 3294</math> erreur = 7% <math>\sigma_{RDM} = 3550</math></p> <p>à <math>y = 2 H/3 = 100</math></p> <p><math>\sigma_{MEF} = 1668.86</math> erreur = 45% <math>\sigma_{RDM} = 3048</math></p>
<p>Barrage H = 100 m à la base</p> <p><math>\sigma_{MEF} = 2219</math> erreur = 23% <math>\sigma_{RDM} = 2849</math></p> <p>à <math>y = 2 H/3 = 66,6</math></p> <p><math>\sigma_{MEF} = 133.36</math> erreur = 51% <math>\sigma_{RDM} = 2763.9</math></p>	<p>Barrage H = 200 m à la base</p> <p><math>\sigma_{MEF} = 3777</math> erreur = 2% <math>\sigma_{RDM} = 3718</math></p> <p>à <math>y = 2 H/3</math></p> <p><math>\sigma_{MEF} = 1700.5</math> erreur = 42% <math>\sigma_{RDM} = 2977.6</math></p>

A partir des figures de l'annexe C représentant les valeurs des contraintes principales déterminées respectivement en utilisant la théorie classique de la résistance des matériaux (R.D.M ) et la méthode des éléments finis (M.E.F), on peut conclure que:

- Les contraintes principales sont substantiellement plus importantes au voisinage de l'encastrement et au niveau du changement brusque de rigidité qu'au niveau des autres points du corps du barrage considéré.
- Les contraintes maximales au niveau des sections horizontales, calculées par R.D.M sont généralement plus élevées que celles déterminées par la M.E.F à l'exception des contraintes situées au voisinage des zones de concentrations.
- Les contraintes au niveau d'une section horizontale donnée, calculées en utilisant la M.E.F sont généralement plus faibles que celles obtenues par la R.D.M. Les deux méthodes conduisent à des distributions différentes aussi bien pour les contraintes normales que pour les contraintes tangentielles.

- Les contraintes maximales  $\sigma_{yy}$  évaluées d'après la théorie de la R.D.M au niveau d'une section, sont situées aux extrémités de cette section, ce qui est conforme à l'hypothèse de linéarité des déformations.

En revanche, la méthode des éléments finis permet de distinguer des positions différentes des niveaux maxima des contraintes dont la distribution est clairement non linéaire ce qui est plus conforme à la réalité des faits.

On remarque que les contraintes moyennes sur des sections horizontales calculées par la R.D.M (résistance des matériaux) sont généralement plus élevées que celles étudiées par la M.E.F (Méthode des Eléments Finis).

**CHAPITRE V**  
**APPLICATIONS ET COMPARAISONS**  
**DES RESULTATS**

## CHAPITRE V APPLICATIONS ET COMPARAISONS DES RESULTATS

### V - 1 INTRODUCTION

Après une recherche bibliographique approfondie ayant permis de bien cerner la méthode, cette dernière a été programmée puis validée par le calcul manuel du barrage Pine Flat [27,28...].

Une étude paramétrique de période a été fait pour trois formulations différentes: la première celle donnée par Chopra [10] . La seconde donnée par Saini et Kulkarni [ 37 ] et la dernière les périodes données par un calcul dynamique [32] . Cette étude a été faite en vue de déterminer le modèle de calcul le plus approprié compte tenu de la grande variabilité en élévation des barrages construits de par le monde.

En suite, les effets d'interactions du système eau-barrage-sol de fondation avec un fond de réservoir absorbant ont été introduit dans la méthode. Cette dernière programmée permet ainsi de donner les forces latérales dues au mode fondamental, les forces latérales équivalentes dues aux modes supérieurs, les forces combinées (S.R.S.S), et les contraintes à la base de chaque bloc.

Puis, pour étudier l'interaction sol-structure, on a pris cinq barrages de hauteur différentes. En faisant varier le rapport des coefficients d'élasticité du sol et celui du béton on a tracé les courbes d'efforts correspondantes.

Des expérimentations numériques portant sur les contraintes évaluées via deux approches différentes, sont ensuite effectuées sur une série de barrages, de hauteurs variables (30 à 250 mètres ). Un programme de calcul utilisant la méthode des éléments finis est mis au point donnant les contraintes, les déformations à chaque point de Gauss et les déplacements à chaque noeud. Des essais numériques concernant cinq barrages de différentes hauteur ont été sélectionnés parmi les 20 barrages donnés dans la littérature et le barrage Oued fodda avec un maillage automatique approprié sont effectués, des isocontraintes sont tracées et les résultats obtenus sont comparés à ceux donnés par la méthode précédente.

Les différents cas d'interactions étudiées sont:

- cas N°1 le barrage est encastré avec un réservoir vide,
- cas N°2 le barrage est encastré avec un réservoir plein d'eau,
- cas N°3 le barrage est encastré avec un réservoir plein d'eau et présence des sédiments
- cas N°4 le barrage reposant sur un sol flexible avec un réservoir vide
- cas N°5 le barrage reposant sur un sol flexible avec plein d'eau et présence de sédiments.

Les principaux paramètres retenus dans cette étude sont:

- Les caractéristiques géométriques et mécaniques des barrages
- Les caractéristiques dynamiques des barrages
- Les caractéristiques mécaniques du sol de fondation et ses propriétés dissipatrices d'énergie
- L'excitation sismique à travers le spectre de réponse associé.

Les résultats ainsi obtenus permettent de mieux appréhender le domaine d'applicabilité de la méthodologie adoptée et fournissent une estimation rapide des caractéristiques vibratoires des systèmes sols-structures, de la distribution des efforts sismiques, des déplacements maximaux ainsi

que des déformations et des contraintes dans les corps des barrages poids soumis aux effets des séismes.

## V - 2 CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DES BARRAGES .

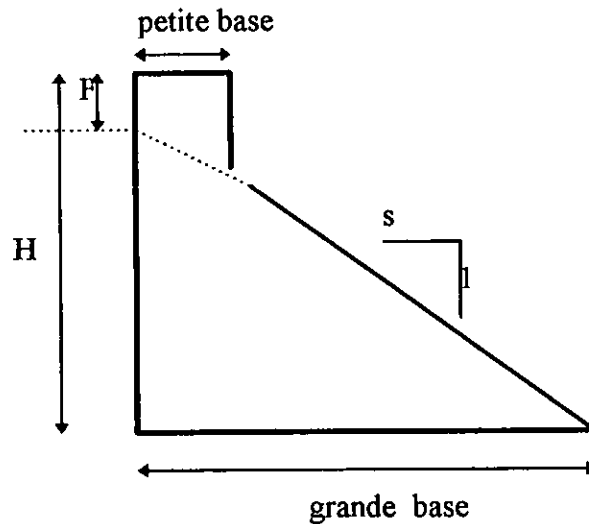


Figure V - 1 - Profil de barrage choisi pour l'analyse dynamique

### Dimensions des barrages

N° du barrage	H (m) hauteur	s pente	petite base	F (m)	grande base
1	30	0.70	8.00	2.00	19.60
2	30	0.80	8.00	2.00	22.40
3	30	0.90	8.00	2.00	25.20
4	50	0.70	8.00	2.00	33.60
5	50	0.80	8.00	2.00	38.40
6	50	0.90	8.00	2.00	43.20
7	100	0.70	8.00	3.00	67.90
8	100	0.80	8.00	3.00	77.60
9	100	0.90	8.00	3.00	87.30
10	100	1.00	8.00	3.00	97.00
11	150	0.70	8.00	4.50	101.85
12	150	0.80	8.00	4.50	116.40
13	150	0.90	8.00	4.50	130.95
14	150	1.00	8.00	4.50	145.50
15	200	0.80	8.00	5.00	156.00
16	200	0.90	8.00	5.00	175.50
17	200	1.00	8.00	5.00	195.00
18	250	0.80	8.00	5.00	196.00
19	250	0.90	8.00	5.00	220.50
20	250	1.00	8.00	5.00	245.00

## V - 3 CALCUL STATIQUE

### V- 3 - 1 Stabilité globale

La stabilité du barrage résulte essentiellement des conditions de stabilité au renversement et à la stabilité au glissement.

#### 1 - Stabilité au renversement

En considérant un profil triangulaire pour le monolithe de barrage, cette condition est donnée dans le chapitre III . Trois cas peuvent se présenter:

Si  $\rho$  est le poids volumique de l'eau pris égal à  $9.81 \text{ KN/m}^3$  et  $\Delta$  le poids volumique du béton égal à  $24.30 \text{ KN/m}^3$  on aura

\* pas de sous pression:

$$m \geq \sqrt{\frac{\rho}{2\Delta}}$$

Application numérique  $m > 0.45$

La condition est vérifiée pour tous les barrages donc la stabilité au renversement est assurée.

\* Répartition linéaire des sous pressions

La condition de stabilité s'écrira:

$$m \geq \sqrt{\frac{\rho}{2(\Delta - \rho)}}$$

Application numérique  $m > 0.58$

Condition vérifiée pour tous les barrages.

\* Répartition constante des sous pressions:

$$m \geq \sqrt{\frac{\rho}{2(\Delta - 3\rho)}}$$

Application numérique  $m > 0.72$

Condition non vérifiée pour certains barrages à savoir les barrages N°1, N° 4, N° 7 et N°11.

Cette condition est non réaliste , car elle fournit des résultats en contradiction avec les règles courantes. En outre, il convient de noter qu'une répartition constante des sous pressions constitue un critère sans ancrage physique.



## 2 - Stabilité au glissement

La vérification de la condition de stabilité au glissement des barrages poids en béton est donnée dans le chapitre III et trois cas des sous pressions apparaissent:

\* Si l'on ne tient pas compte des sous-pressions

$$m > \frac{4\rho}{3\Delta}$$

Application numérique  $m > 0.54$  donc la sécurité au glissement de tous les barrages est assurée.

\* sous-pression linéaire:

$$m > \frac{4\rho}{3(\Delta - \rho)}$$

Application numérique  $m > 0.9$

La condition de stabilité est satisfaite pour la moitié des barrages.

Cette condition n'est pas satisfaite pratiquement. Si jamais une fissure horizontale s'ouvre sur le parement amont d'un barrage poids et si, de proche en proche, elle progresse vers l'aval, l'eau s'introduit dans la cassure franche obtenue, et exerce ses forces de sous pressions comme si un levier était introduit dans la fente: la ruine de l'ouvrage est inéluctable dans un délai extrêmement court.

En résumé quand des sous pressions naissent à l'amont du barrage, la stabilité au glissement est principalement compromise, son existence risque d'être mise en jeu, si les sous pressions s'accroissent et progressent dans le corps du barrage, il est donc important d'empêcher l'apparition de sous pressions par des dispositions constructives.

## V - 3 - 2 Stabilité locale

Deux conditions à vérifier:

1) Condition de non - extension: pas de traction sur la face amont

$$\Delta - \frac{\rho}{m^2} \geq 0 \quad \Rightarrow m \geq \sqrt{\rho / \Delta}$$

Application numérique  $m \geq 0.64$

condition vérifiée pour tous les barrages.

2) Condition de Maurice Levy: la contrainte élastique doit rester supérieure à la pression hydrostatique de façon à refermer toute fissure.

$$y \left( \Delta - \frac{\rho}{m^2} \right) \geq y\rho \quad \Rightarrow m \geq \sqrt{\rho / (\Delta - \rho)}$$

Application numérique  $m \geq 0.82$

Cette condition n'est pas vérifiée pour tous les barrages mais nous savons que le respect de la condition de Maurice Levy s'avère trop onéreux du fait de la grande valeur du fruit amont  $m$ . Cependant on y satisfait partiellement en introduisant un coefficient correcteur  $r$  compris entre 1 et 0 tel que:

$$y \left( \Delta - \frac{\rho}{m^2} \right) \geq r y \rho \Rightarrow m \geq \sqrt{\rho / (\Delta - r \rho)}$$

## V - 4 - PRINCIPALES OBSERVATIONS

Les principales constatations et conclusions déduites de la présente étude, sont résumées dans les paragraphes subséquents.

### V - 4 - 1 Périodes Propres

Dans le tableau 2 sont représentées les valeurs des périodes propres fondamentales d'une série de barrages encastrés vides, déterminées selon deux formules fréquemment utilisées dans la pratique [37,38]. Les valeurs sont comparées à celles obtenues par un calcul dynamique [33]. On constate que:

- L'utilisation de la formulation de [37] donne une approximation excellente des périodes pour les barrages dont la hauteur est inférieure ou égale à 50 mètres, à l'encontre de la formulation [38] qui fournit de meilleurs résultats pour les barrages de plus grande hauteur.
- Les périodes propres des modes fondamentaux des barrages sont des fonctions linéairement croissantes de leur hauteur, et relativement indépendantes de l'effet de pente (fruit aval).

Par ailleurs, à titre indicatif, les périodes de vibrations de cinq barrages de caractéristiques géométriques différentes, calculées en prenant en considération le phénomène d'interaction sol-structure, sont indiquées sur le tableau 3 et les figures V-1a et V-1b, pour différents rapports des modules d'élasticité et coefficients d'amortissement hystérisique  $\eta_f$  ( $\eta_f = 0.01, 0.10, 0.25$  et  $0.50$ ). On voit immédiatement que:

- L'interaction sol-structure conduit à une augmentation sensible des périodes propres de vibration (quelque soient les caractéristiques géométriques des barrages) notamment pour les sols de fondation flexibles.
- La période fondamentale de résonance d'un barrage tend vers celle obtenue pour le même barrage supposé encastré à sa base, lorsque le rapport des modules d'élasticité sol-barrage tend vers des valeurs supérieures ou égales à 4 (sol de fondation très rigide).
- Lorsqu'on considère le barrage encastré, on a:
  - la période du mode fondamentale de vibration est sous-estimée,
  - la valeur du taux d'amortissement critique est sous estimée, puisqu'on ne fait pas intervenir l'amortissement du sol, il en résulte une surestimation de la réponse.
 Donc la flexibilité du sol de fondation influe sur la réponse dynamique d'un barrage lors d'une sollicitation sismique.

N° Barrage	Hauteur (m)	Base (m)	$T_1$ (s)	$T_1^*$ (s)	$T_1^{exacte}$ (s)	Erreur %	
						$\frac{T_1^{exacte} - T_1}{T_1^{exacte}}$	$\frac{T_1^{exacte} - T_1^*}{T_1^{exacte}}$
1	30	19.60	.075	.125	.1255	40.2	0.4
2	30	22.40	.075	.109	.1117	37.6	2.42
3	30	25.20	.075	.097	.1014	26	4.34
4	50	33.60	.126	.1567	.1752	28.1	10.6
5	50	38.40	.126	.139	.156	19.2	10.9
6	50	43.20	.126	.123	.143	11.9	15.9
7	100	67.90	.252	.262	.2962	14.9	11.5
8	100	77.60	.252	.238	.2684	6.11	11.3
9	100	87.30	.252	.217	.2495	-1	13
10	100	97.00	.252	.2	.2359	-6.82	15.2
11	150	101.85	.377	.381	.4193	10.1	9.1
12	150	116.40	.377	.342	.3853	2.15	11.2
13	150	130.95	.377	.318	.3614	-4.32	12
14	150	145.50	.377	.298	.3436	-9.72	13.3
15	200	156.00	.500	.451	.504	0.79	10.5
16	200	175.00	.500	.414	.487	-2.67	15
17	200	195.00	.500	.390	.471	-6.07	17.3
18	250	196.00	.630	.561	.6362	0.97	11.5
19	250	220.50	.630	.514	.6013	-4.77	11.8
20	250	245.00	.630	.489	.6362	0.97	13.7

Tableau V - 2: Périodes propres fondamentales de vingt barrages encastés vides.

$T_1$  = Période fondamentale calculée en utilisant la formule [38].

$T_1^*$  = Période fondamentale calculée en utilisant la formule [37].

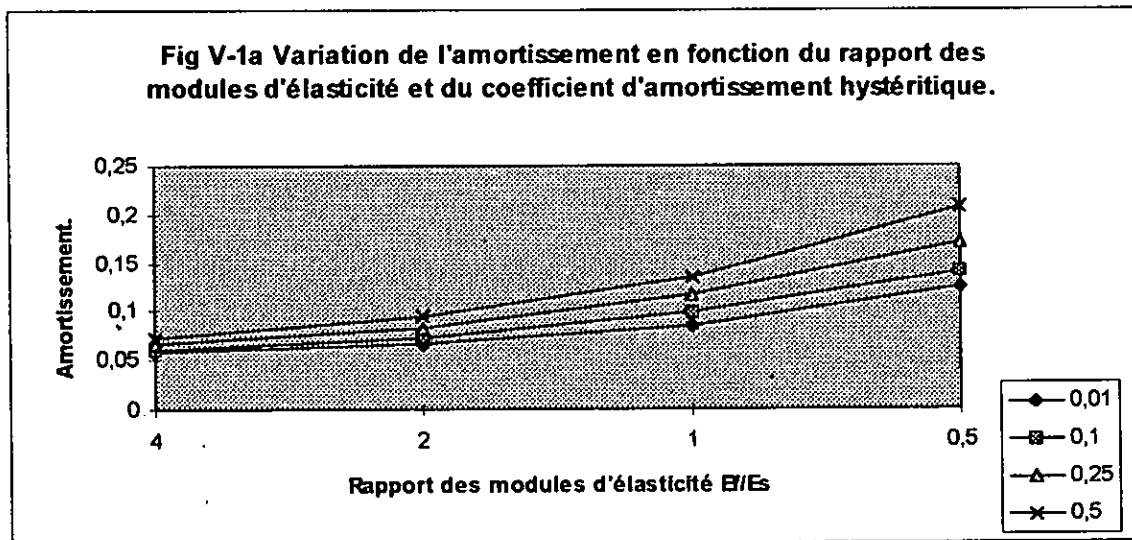
$T_1^{exacte}$  = Période fondamentale calculée en utilisant la méthode des éléments finis [33].

N°	B (m)	H (m)	$\tilde{T}_1 = R_f T_1$			T <sub>exacte</sub>			Erreur %		
			E <sub>f</sub> /E <sub>s</sub>								
			4	1	2	4	1	2	4	1	2
1	25.2	30	.079 (.102)	.089 (.115)	.1 (.129)	.107	.124	.146	26.2 (4.5)	28.0 (7.17)	31.5 (11)
2	38.4	50	.133 (.146)	.15 (.165)	.168 (.185)	.164	.191	.227	19.3 (10.5)	15.7 (13.5)	26.2 (18.3)
3	130.95	150	.397	.447	.503	.392	.492	.621	-1.21	9.25	19.1
4	145.5	150	.397	.447	.503	.376	.484	.619	-5.52	7.68	18.8
5	156	200	.527	.527	.668	.544	.670	.834	3.12	11.4	19.9

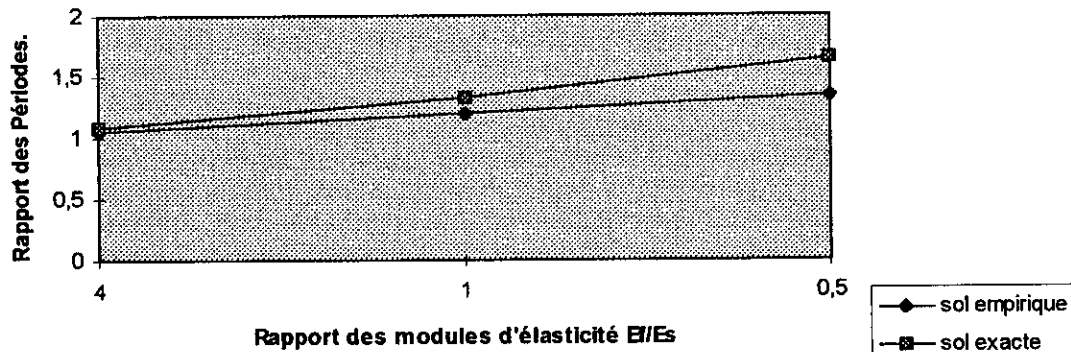
Tableau V - 3. Résultats principaux d'une étude paramétrique des périodes fondamentales d'une série de barrages poids en béton compte tenu de l'interaction Sol-Structure.

$\tilde{T}_1$  = période calculée en utilisant les formules données par [27]. Les valeurs entre parenthèses correspondent aux formules données par [37] et appliquée [27].

T<sub>exacte</sub> = Période fondamentale calculée en utilisant la méthode des éléments finis[33].



**Fig V-1b Comparaison des Rapports de Période de la solution exacte et celle du système pendulaire équivalent.**



#### V - 4 - 2 Forces Sismiques Equivalentes

Les figures données en annexe A représentent les distributions des forces sismiques équivalentes le long du parement amont de vingt barrages de hauteur différente, soumis à la composante accélérométrique horizontale S69E du séisme de Taft 1952 pour les cinq cas de figure.

##### V - 4 - 2.1 Calcul des forces latérales équivalente dues à la contribution du mode fondamental

Les forces  $f_1(y)$  dues au mode fondamental sont calculées par la méthode du système généralisé équivalent, on voit que pour les :

##### Barrages de 30 mètres de hauteur.

Les forces latérales sont très petites à la base dans les cas N°1 N°4 et sont maximales pour toutes les courbes à la crête.

On remarque que les effets d'interactions sol-structure sont négligeables: les courbes du cas N°4 sont confondues avec celles du cas N°1; et les courbes du cas N°3 sont confondues avec celles du cas N°5.

##### Barrages de 50 mètres de hauteur.

Les courbes N°1 et N°4 sont confondues à la base et l'effort à ce niveau est nul. Toutes les courbes ont un effort maximal à la crête. On constate que:

- l'effort est plus important pour  $\alpha = 1$
- l'effort pour le cas N°4 est plus faible que le cas N°1.

##### Barrages de 100 mètres de hauteur.

L'effort dans le cas N°4 est proche du cas N°1 en diminuant de plus en plus jusqu'à s'annuler à la base. Les efforts dans les cas N°3 et N°5 sont très proches et vont en augmentant jusqu'au 2/3 de la hauteur, puis ils diminuent après.

### Barrages de 150 mètres de hauteur.

Les efforts dans les cas N°1, N°4 sont très proches et s'annulent à la base. En ce qui concerne les autres cas les efforts vont en augmentant de la base jusqu'au les 2/3 de la hauteur ensuite ils diminuent.

### Barrages de 200 mètres de hauteur.

L'effort maximal et l'effort minimal sont donnés par le cas N°4. On remarque:

- L'effort est nul à la base dans les cas N°1 et N°4 (réservoir vide).
- L'effort maximum est atteint dans tous les cas au 2/3 de la hauteur après il diminue.

### Barrages de 250 mètres de hauteur.

Mêmes constatations que pour les barrages de 200 mètres de hauteur. On souligne une différence dans ce cas de barrages l'effort du cas N°4 est nettement plus faible que dans le cas N°1

### V - 4 - 2.2 Calcul des forces latérales dues aux modes supérieurs

- Pour les barrages de 30 mètres de hauteur les forces latérales sont maximales à la base et négatives à la Crête. On remarque que les effets d'interactions sont négligeables: interactions sol - structure; fluide - structure et absorption du fond de sédiment. Les courbes du 4 cas sont confondues avec celles du 1 cas; et le 2 cas, le 3 cas et le 5 cas sont confondues: on a une courbe pour le cas où le réservoir est vide et une autre lorsque le réservoir est plein.
- Pour les barrages de 50 mètres on trouve deux courbes; la première correspond au cas où le réservoir est vide et la deuxième correspond au cas où le réservoir est plein d'eau. Les forces latérales sont maximales et négatives à la crête.
- Les remarques apportées précédemment sont appliquées aux barrages de hauteur 100 et 150 mètres. Pour les barrages de 200 mètres de hauteur l'effort maximal (positif) se trouve à la base. l'effort négatif se situe au sommet de grandeur 1/10 de l'effort maximal positif. Pour les barrages de 250 mètres de hauteur mêmes constatations leurs sont attribuées que les barrages de 200 mètres de hauteur.

### V - 4 - 2.3 Calcul des forces sismiques latérales combinaison S.R.S.S

- \* Pour les barrages de 30 mètres de hauteur les effets d'interactions sol-structure sont négligeables. Les forces latérales sont du même ordre de grandeur à la base et à la crête.
- \* Pour les barrages de 50 mètres de hauteur, l'effort est plus important quand on néglige les sédiments.
- \* Pour les barrages de 100 mètres de hauteur, les efforts sont proches pour les cas où le réservoir est vide reposant sur un sol flexible et pour le cas de référence. L'effort augmente de la base jusqu'aux 2/3 de la hauteur et il diminue par la suite.

\* Pour les barrages de 150 mètres de hauteur, l'effort le plus grand est obtenu dans le cas du réservoir plein d'eau sans sédiments et l'effort le plus petit est donné pour le cas du réservoir vide reposant sur un sol flexible.

\* Pour les barrages de 200 mètres de hauteur, l'effort maximal se trouve à la base et le minimum se situe à la crête.

\* Pour les barrage de 250 mètres de hauteur, l'effort maximal se trouve à la base, l'effort est minimal de la crête jusqu'au 1/5 de la hauteur.

#### V - 4 - 2.4 Tracé des forces sismiques latérales

Le tracé des forces latérales équivalentes a été fait pour les cinq cas d'interactions ( 5 cas ) des vingt barrages considérés. Remarques:

- 1) Lorsqu'on tient compte uniquement de l'interaction fluide - barrage, les forces sismiques latérales sont surestimées.
- 2) La réflexion de l'onde décroît avec  $\alpha$ , dans ce cas l'effort sismique est faible.
- 3) Plus la réflexion de l'onde des matériaux du fond de réservoir est grande, et plus l'effort sismique sera important.
- 4) Pour  $\alpha = 0$ : il n'y a pas de réflexion d'onde ( il n'existe pas de matériau naturel qui réponde à cette condition, il y a toujours une partie réfractée et une partie réfléchi ).
- 5) Pour  $\alpha = 1$ : l'onde est totalement réfléchi. Physiquement, une partie de l'onde est toujours absorbée par un matériau.
- 6) Si  $\alpha < 0.5$ : l'effort sismique est faible, la sécurité de la structure est assurée.
- 7) Si  $\alpha > 0.5$ : l'effort sismique est important, la sécurité de la structure n'est plus assurée.

#### V - 4 - 3 Etude de l'interaction sol-structure

Les figures données en annexe B représentent les distributions des forces sismiques équivalentes le long du parement amont de vingt barrages de hauteur différente, soumis à la composante accélérométrique horizontale S69E du séisme de Taft 1952 pour une plage de valeurs  $E_f / E_s = 5, 4, 3, 2, 1.4, 1.2, 1, 0.8, 0.6, 0.4, 0.2$ . Ces distributions sont comparées à celles correspondantes au cas du barrage supposé encastré vide (cas de référence  $R_0$ ) et au cas plus réaliste du barrage supposé plein d'eau en présence de dépôts sédimentaires au fond du réservoir et reposant sur un sol flexible (cas R). Les distributions sont représentées séparément pour le mode fondamental, les modes supérieurs et les forces combinées au sens quadratique moyen.

On voit que pour les:

Barrages dont la hauteur est égale à 30 m.

On voit que quelque soit le module d'élasticité (rapport  $E_f/E_s$ ) nous avons les mêmes forces que le cas N°1 (aucune interaction).

Barrages dont la hauteur est égale à 50 m

On remarque que les forces sont confondues pour les 11 cas au cas  $R_0$  à la base, puis se détachent légèrement le long de la hauteur de celle ci. L'effort est maximal à la base.

Barrages dont la hauteur est égale à 100 mètres

On remarque que les forces sont confondues pour les 11 cas au cas  $R_0$  de la base au  $1/5$  de  $H$ , puis se détachent légèrement le long de la hauteur. Les forces sont maximum à la base. Les courbes sont classées par ordre décroissant (11, 10, ..., 2, 1,  $R_0$ , R).

Barrages dont la hauteur est égale à 150 mètres

On remarque que les forces sont confondues pour les 11 cas au cas  $R_0$  de la base à  $1/5$  de la hauteur, puis s'écarte un peu plus le long de la hauteur. Les forces sont maxima à la base et varient dans le même sens que le rapport des modules d'élasticité (les courbes sont décroissantes). La courbe N°11 se détache du fuseau. Au fur et à mesure que la hauteur du barrage augmente le fuseau s'éclate.

Barrages dont la hauteur est égale à 200 mètres

Les forces forment un fuseau serré à la base et s'éclatant tout le long de la hauteur avec une valeur maximale à la base.

Barrages dont la hauteur est égale à 250 mètres

Le fuseau s'écartent de plus en plus et on retrouve aux extrémités

le cas 11 correspondant à un sol très flexible ( $E_f / E_s = 0.2$ ) et le cas de référence  $R_0$ . Les mêmes remarques que précédemment reste valables

On retiendra que:

- La distribution des forces sismiques latérales de calcul des barrages de faible hauteur exhibe des différences notables par rapport à celles des barrages de grande hauteur.
- La distribution des forces sismiques en élévation est non linéaire. Il est à remarquer que l'effort maximum n'est pas situé en crête, hypothèse couramment admise pour le calcul des forces sismiques latérales prescrit par les règlements parasismiques dans le cas des bâtiments réguliers.
- La résultante des forces sismiques est située approximativement au  $2/3$  de la hauteur à partir de la base.
- Contrairement à l'interaction fluide-structure, l'interaction sol-structure n'influe pratiquement pas sur les efforts sismiques induits par la contribution des modes supérieurs.
- La contribution des modes supérieurs dans le calcul des forces sismiques pour les barrages de grande hauteur ( $H_s \geq 100m$ ), est relativement importante à la base où elle atteint sa valeur maximale (pratiquement du même ordre de grandeur que celle du mode fondamental).
- Les forces sismiques de calcul diminuent de manière significative lorsque la flexibilité du sol de fondation augmente à l'exception des forces au voisinage de la base où elles deviennent pratiquement confondues.
- L'effet de couronnement se traduit par une augmentation des efforts et une modification de la distribution des forces sismiques latérales de calcul à partir du point de changement brusque de rigidité.



## V - 4 - 4 Calcul des contraintes et comparaison des deux méthodes

A partir des figures données en annexes C représentant les valeurs des contraintes principales déterminées respectivement en utilisant la théorie classique de la résistance des matériaux (R.D.M) et la méthode des éléments finis (M.E.F), un calcul d'erreur a été fait pour différents barrages pour le 5<sup>ème</sup> cas (toute interaction) :

### 1 - Le barrage de hauteur H = 50 mètres, de pente s = 0.7

\* pour une section  $y = 0$  l'erreur relative est:

$$\frac{(\sigma_{RDM} + \sigma_{MEF})}{\sigma_{RDM}} = 21\%$$

\* pour  $y = H / 3 = 16.5$  m l'erreur relative est:

$$\frac{(\sigma_{RDM} + \sigma_{MEF})}{\sigma_{RDM}} = 42\%$$

\* pour  $y = 2H / 3 = 33.3$  m l'erreur relative est:

$$\frac{(\sigma_{RDM} + \sigma_{MEF})}{\sigma_{RDM}} = 51\%$$

### 2 - Barrage de hauteur 100 mètres, de pente s = 0.7

\* pour une section  $y = 0.282$  l'erreur relative est:

$$\frac{(\sigma_{RDM} + \sigma_{MEF})}{\sigma_{RDM}} = 23\%$$

\* pour  $y = H / 3 = 33.8$  m l'erreur relative est:

$$\frac{(\sigma_{RDM} + \sigma_{MEF})}{\sigma_{RDM}} = 52\%$$

\* pour  $y = 2H / 3 = 66.3$  m l'erreur relative est:

$$\frac{(\sigma_{RDM} + \sigma_{MEF})}{\sigma_{RDM}} = 54\%$$

### 3 - Barrage de hauteur 150 mètres, de pente s = 0.8

\* pour une section  $y = 0.423$  l'erreur relative est:

$$\frac{(\sigma_{RDM} + \sigma_{MEF})}{\sigma_{RDM}} = 7\%$$

\* pour  $y = H / 3 = 49.2$  m l'erreur relative est:

$$\frac{(\sigma_{RDM} + \sigma_{MEF})}{\sigma_{RDM}} = 47\%$$

\* pour  $y = 2H / 3 = 100$  m l'erreur relative est:

$$\frac{(\sigma_{RDM} + \sigma_{MEF})}{\sigma_{RDM}} = 54\%$$

#### 4 - Barrage de hauteur 200 mètres, de pente $s = 0.8$

\* pour une section  $y = 0.564$  l'erreur relative est:

$$\frac{(\sigma_{RDM} + \sigma_{MEF})}{\sigma_{RDM}} = 2\%$$

\* pour  $y = H / 3 = 65.5$  m l'erreur relative est:

$$\frac{(\sigma_{RDM} + \sigma_{MEF})}{\sigma_{RDM}} = 39\%$$

\* pour  $y = 2H / 3 = 133$  m l'erreur relative est:

$$\frac{(\sigma_{RDM} + \sigma_{MEF})}{\sigma_{RDM}} = 47\%$$

#### 5 - Barrage de hauteur 250 mètres, de pente $s = 1$

\* pour une section  $y = 0.564$  l'erreur relative est:

$$\frac{(\sigma_{RDM} + \sigma_{MEF})}{\sigma_{RDM}} = - 87\%$$

\* pour  $y = H / 3 = 84.4$  m l'erreur relative est:

$$\frac{(\sigma_{RDM} + \sigma_{MEF})}{\sigma_{RDM}} = 10\%$$

\* pour  $y = 2H / 3 = 166$  m l'erreur relative est:

$$\frac{(\sigma_{RDM} + \sigma_{MEF})}{\sigma_{RDM}} = 39\%$$

on peut conclure que:

- Les contraintes principales sont substantiellement plus importantes au voisinage de l'encastrement et au niveau du changement brusque de rigidité qu'au niveau des autres points du corps du barrage considéré.
- Les contraintes maximales au niveau des sections horizontales, calculées par R.D.M sont généralement plus élevées que celles déterminées par la M.E.F à l'exception des contraintes situées au voisinage des zones de concentrations.

On voit aussi que sur les figures représentant les distributions des contraintes normales et tangentielles le long de deux sections d'un barrage ( la première située à 1/3 de la hauteur à partir de la base et la seconde au niveau du changement brusque de rigidité) que:

- Les contraintes au niveau d'une section horizontale donnée, calculées en utilisant la M.E.F sont généralement plus faibles que celles obtenues par la R.D.M. Les deux méthodes conduisent à des distributions différentes aussi bien pour les contraintes normales que pour les contraintes tangentielles.

Les contraintes maximales  $\sigma_{yy}$  évaluées d'après la théorie de la R.D.M au niveau d'une section, sont situées aux extrémités de cette section, ce qui est conforme à l'hypothèse de linéarité des déformations. En revanche, la méthode des éléments finis permet de distinguer des positions différentes des niveaux maxima des contraintes dont la distribution est clairement non linéaire ce qui est plus conforme à la réalité des faits.

## V - 4 - 5 Déplacements

### V - 4 - 5.1 Présentation du barrage Oued Fodda

Le barrage de l'Oued Fodda [16] est le premier en date des grands ouvrages modernes construit en Algérie, le début de sa mise en eau remontant à la fin de l'année 1932. Situé à 10 Km environ en amont de la ville de Chelef, la vallée de l'Oued Fodda s'encaisse en une gorge profonde à travers un massif calcaire connu sous le nom de « Koudiat Larouah ». Le barrage de l'Oued Fodda est construit à l'entrée d'une gorge profonde, dans un site particulièrement favorable à l'établissement d'un grand ouvrage d'accumulation. Il est fondé sur les calcaires durs, d'âge liasique, immédiatement à l'aval d'une cuvette de grande capacité où dominent les terrains perméables.

L'existence d'une stratification oblique ayant fait écarter les solutions en voûtes qui reportent tout ou une partie des poussées sur les appuis latéraux, l'ouvrage est du type « poids », de profil classique, avec une crête rectiligne de longueur 170 mètres.

Il offre, en coupe, la forme d'un triangle de 101m de hauteur et 67.5 m de base, un fruit amont de 1/10° et un fruit aval de 0.675 (voir figure ci-dessous).

Le barrage choisi pour cette étude est le barrage de Oued Fodda, il a été discrétisé en 24 éléments et 93 noeuds (9 points de Gauss).

Le comportement du béton est supposé homogène linéaire élastique de masse volumique égale à  $2640 \text{ Kg/m}^3$ , d'un module de Young  $E_s = 24600 \text{ Mpa}$  et d'un coefficient de poisson égal à 0.2. Le taux d'amortissement critique pour un barrage encastré vide est pris égale à 5%. Pour le cas de interaction sol - structure, le sol est supposé homogène linéaire élastique de coefficient d'élasticité  $E_f = 20000 \text{ Mpa}$  correspondant à un sol calcaire dur tel que celui de Koudiat Larouh.

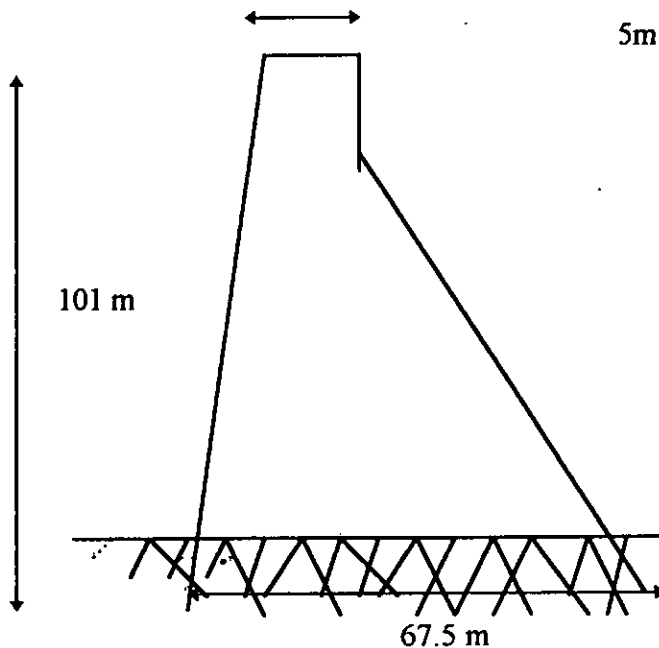


Figure VII - 2 Représentation du barrage Oued Fodda

#### V - 4 - 5.2 Comparaison des déplacements

Une étude comparative a été fait pour le calcul des déplacements du barrage Oued Fodda avec les résultats obtenus par M<sup>r</sup> Moussaoui. Les déplacements horizontaux dépendent du rapport des modules d'élasticité  $E_f/E_s$ , de la présence de l'eau et du spectre de réponse.

Le tableau 4 illustre l'influence de l'effet de l'interaction sol-barrage sur les déplacements en deux points, le premier en crête (noeud n°1) et le second au niveau du changement brusque de rigidité (noeud n°2) du monolithe du barrage Oued Fodda sous l'excitation de la réplique d'El Attaf (séisme d'El- Asnam 1980). On remarque clairement que:

- L'interaction sol-structure conduit à des déplacements plus importants indépendamment du modèle de calcul choisi et de la position du noeud sur le parement.
- Le modèle pendulaire équivalent fournit une approximation excellente des déplacements aux deux points par rapport à un calcul dynamique du système sol-barrage par la méthode des éléments finis.

	Noeud n°1	Noeud n°2
M.E.F. barrage encastré	0.44	0.19
M.E.F. Modèle sous-structures Barrage reposant sur sol flexible	0.507	0.265
M.E.F. Modèle généralisé équivalent Barrage reposant chargement continu sur sol flexible	0.597	0.250

Tableau V- 4. Déplacements horizontaux du barrage Oued Fodda (à vide) en cm sous la réplique d'El-Attaf (séisme d'El Asnam 1980).

## CHAPITRE VI CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS

Les effets du phénomène de l'interaction sol-structure sur les efforts et la réponse sismiques dans les barrages poids en béton courts et élevés, ont été étudiés. La méthodologie et le programme de calcul en éléments finis développés dans le cadre de la présente étude permettent d'obtenir une estimation rapide des forces sismiques latérales de calcul, des niveaux de déplacements et de contraintes dans les barrages. Les résultats numériques obtenus sur la base de l'étude d'une série de barrages mondiaux de hauteurs variables, conduisent aux conclusions suivantes:

- La réponse sismique d'un barrage peut être substantiellement affectée par ses caractéristiques dynamiques ainsi que par les propriétés mécaniques et de dissipation d'énergie du sol de fondation sous-jacent.
- La prise en compte de la flexibilité du sol de fondation conduit à une augmentation sensible des périodes propres de vibration quelque soient les caractéristiques géométriques et mécaniques des barrages.
- La période fondamentale de résonance d'un barrage tend vers celle obtenue pour le même barrage supposé encasté à sa base, lorsque le rapport des modules d'élasticité sol-barrage tend vers des valeurs supérieures ou égales à 4 (effet d'interaction sol-structure négligeable).
- Le pourcentage d'amortissement critique du système sol-barrage équivalent est d'autant plus grand que la flexibilité et le facteur d'amortissement hystérisique du sol de fondation sont plus importants.
- L'effet de l'interaction sol-structure sur le pourcentage d'amortissement critique du système sol-barrage équivalent peut être négligé pour des rapports d'élasticité sol - barrage relativement importants ( $E_f/E_s \geq 4$ ).

En ce qui concerne les efforts sismiques, il y a lieu d'observer que:

- La distribution des forces sismiques en élévation compte tenu de l'interaction sol-barrage est non linéaire, l'effort maximum n'étant pas situé en crête.
- Contrairement à l'interaction fluide-structure, l'interaction sol-structure n'influe que très peu ou pratiquement pas sur les efforts sismiques induits par la contribution des modes supérieurs de vibration.
- L'effet de couronnement se traduit par une augmentation des efforts et une modification de la distribution des forces sismiques latérales de calcul à partir du point de changement brusque de rigidité.

Par ailleurs, il convient de faire remarquer que:

- Le modèle généralisé équivalent fournit en général une bonne approximation des déplacements maximaux comparativement à ceux déduits d'un calcul dynamique par éléments finis.
- L'interaction sol-structure conduit à une augmentation des valeurs des déplacements maximaux ainsi qu'à une réduction des contraintes maximales par rapport à celles obtenues dans l'hypothèse d'un barrage supposé encastré à sa base.
- Les contraintes maximales au niveau d'une section horizontale donnée, calculées par la résistance des matériaux sont généralement plus élevées que celles déterminées par la méthode des éléments finis à l'exception des contraintes situées au niveau des points de concentrations.

Les deux méthodes conduisent à des distributions différentes aussi bien pour les contraintes normales que les contraintes tangentielles.

- Les contraintes normales maximales évaluées par la R.D.M au niveau d'une section, sont situées aux extrémités de cette section, ce qui est conforme à l'hypothèse de linéarité des déformations, mais contraire à la distribution non uniforme des contraintes déterminées par la M.E.F.

Cependant, il importe de noter que l'application du modèle généralisé équivalent à des barrages de faible hauteur ( $H_b < 50\text{m}$ ) conduit à des différences notables par rapport au cas réel dans l'évaluation des caractéristiques dynamiques d'une part et dans la distribution des forces sismiques latérales de calcul d'autre part.

La méthode proposée dans le cadre de ce travail est simple, efficace et ne nécessite pas l'utilisation de méthodes numériques sophistiquées. C'est pourquoi nous la recommandons aux ingénieurs, pour les études d'avant projets de barrages situés dans des zones sismiques ainsi que pour vérification rapide de la stabilité des barrages existants.

## **BIBLIOGRAPHIE**



## REFERENCES

- 1 - Abada M et A. Arezki, "*Analyse des Structures Complexes par Eléments Finis Isoparamétriques*", Département Génie Civil, Ecole Nationale Polytechnique Alger (1990).
- 2 - Abdelouel L. , "*Algraph Version 1.0*", Département de Génie Electrique, Ecole Nationale Polytechnique Alger (1992).
- 3 - Aubry D. , "*Eléments Finis en Mécanique*", Ecole Centrale des Arts & Manufactures (1986).
- 4 - Bathe K. J. , "*Finite Element Procedures in Engineering Analysis*", Prentice-Hall, Englewood Cliffs, U.S.A,(1982).
- 5 - Bard P. Y. "*Les effets de Site d'Origine Structurale en Séismologie. Modélisation et Interprétation. Application au Risque Sismique*", Thèse de Doctorat Université de Grenoble (1983).
- 6 - Bourgin, "*Cours de Calcul des Barrages*", Eyrolles, (1955).
- 7 - Capra A. et Davidovici V. , "*Calcul Dynamique des Structures en Zone Sismique*", Eyrolles, (1984).
- 8 - Chandorkar A.V. , "*Design Seismic Coefficient and Costs of Gravity Dams*", Synopsis.
- 9 - Chopra A.K. , "*Earthquake Response of Concrete Gravity Dams*", Journal of Engineering Mechanics Division,(1970).
- 10 - Chopra A.K. , "*Earthquake Resistant Design of Concrete Dams*", Journal of Structural Division, ASCE, vol.104, (1978).
- 11 - Chopra A.K. et Corns C.F. , "*Dynamic Method for Earthquake Resistant Design and Safety Evaluation of Concrete Gravity Dams*", Treizième Congrès des Grands Barrages New Delhi, (1979).
- 12 - Chopra A.K. et Chakrabarty P. , "*Earthquake Response of Concrete Gravity Dams Including Hydrodynamic and Foundation Interaction Effects*", Report UCB-EERC 80-01 Earthquake Engineering Research Center , Univ. of California, Berkeley, California, (1980).
- 13 - Clough R.W. et Penzien J. , "*Dynamique des Structures*", Copyright, Pluralis, (1980).
- 14 - Commission Internationale des Grands Barrages , "*Calcul Sismique des Barrages*", (1978).

- 15 - Commission Internationale des Grands Barrages , " *La méthode des Eléments Finis Appliquée aux Calculs et à la Conception des Barrages* " , (1978).
- 16 - Congrès Géologique International , " *Eléments de Technologie des Barrages Algériens*" Le Barrage de Oued Fodda, (1952).
- 17 - 1<sup>er</sup> Congrès National des Grands Barrages, Agence Nationale des Barrages, (1993).
- 18 - Davidovoci V. , " *Genie Parasismique* " , Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, (1985).
- 19 - Dhatt G. et Touzot G. , " *Présentation de la Méthode des Eléments Finis* " , Collection Université de Compiègne, (1984).
- 20 - Despyroux J. , " *Le Projet de Construction Parasismique*" , Dans le Genie Parasismique de Davidovoci V..
- 21 - Dobrescu A. et Dobrescu L. , " *Dynamique des Structures et Sismologie de l'Ingénieur* " , O.P.U.
- 22 - Dougill J.W. , " *La Reponse of Concrete to Short Terme Loading* " , Dams and Earthquake Kags Collège London, (1980).
- 23 - Estienne Jacques , " *Calcul et Construction de Barrages* " , Institut National Polytechnique de Toulouse, Tome 1.
- 24 - Fenves G. et Chopra A.K., " *Earthquake Analysis of Concrete Gravity Dams Including Reservoir Bottom Absorption and Dam - Water - Foundation Rock Interaction*" , Earthquake Engineering Structural Dynamics, vol. 12, (1984).
- 25 - Fenves G. et Chopra A.K., " *Effects of Reservoir Bottom Absorption and Dam-Water-Foundation Rock Interaction on Frequency Response Functions for Concrete Gravity Dams*" , Earthquake Engineering Structural Dynamics, vol. 13, ( 1985).
- 26 - G. Fenves et A. K. Chopra " *Reservoir Bottom Absorption Effects in Earthquakes Response of Concrete Gravity Dams*" , Journal of Structural Engineering, ASCE, vol. 111, (1985).
- 27 - Fenves G. et Chopra A.K., " *Simplified Earthquake Analysis of Concrete Gravity Dams: Separate Hydrodynamic and Foundation Interaction Effects*" , Journal of Engineering Mechanics, ASCE, Vol. 111, N°6, (1985).
- 28 -- Fenves G. et Chopra A.K., " *Simplified Earthquake Analysis of Concrete Gravity Dams: Combined Hydrodynamic and Foundation Interaction Effects*" , Journal of Engineering Mechanics, ASCE, Vol. 111, N°7, (1985).
- 29 - Foray P. , " *Eléments de Sismologie, Comportement Dynamique des Barrages en Terre et en Enrochements* " , Cours donné à l'Ecole Nationale Polytechnique d'Alger (1984).

- 30 - Grapher logiciel, "*Représentations graphiques*", (1988).
- 31 - Kiureghian A. Der, "*C.Q.C Modal Combination Rule for High-Frequency Modes*", Transactions of the 11th International Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology, Tokyo, Japan, (1991).
- 32 - Léger P. et Boughoufalah M. , "*Earthquake Input Models in Dam-Foundation Interaction Studies*", Proceedings of Ninth World Conference on Earthquake Engineering, Tokyo, Japan, (1988).
- 33 - Moussaoui S.E., "*Investigation du Comportement Sismique des Systèmes Sols-Barrages par la Technique des Vecteurs de Ritz*", Thèse de Magister, Département de Génie Civil, Ecole Nationale Polytechnique , (1995).
- 34 - Post G. , Tardieu B. et Lino M. , "*Conception Parasismique des Barrages*" dans le Genie Parasismique de Davidovici V..
- 35 - Pouyet P. , "*Méthodes d'Analyse Numérique des Problèmes Dynamiques*", Dans le Genie Parasismique de Davidovici V..
- 36 - Revue Scientifique , "*Techniques et Sciences*" , Directeur Kadi A. (1990).
- 37 - Saini S.S. et Kulkarni V.H. , "*Behaviour of Concrete Gravity Dams Subjected to Earthquakes*", Synopsis.
- 38 - Sais D., "*Analyse Dynamique des Barrages Poids en Béton en Tenant Compte de l'Interaction Sol-Structure*", Thèse de Magister, Département de Génie Civil, Ecole Nationale Polytechnique, (1992).
- 39 - Tiliouine B., "*Dynamique des Structures*", Notes de Cours, Ecole Nationale Polytechnique, Alger, Algérie, (1995).
- 40 - Tiliouine B. et Moussaoui S.E , "*Sur la Performance des Vecteurs de Ritz pour l'Analyse Vibratoire des Systèmes Sols-Barrages*", 1<sup>er</sup> Congrès Magrèbin de Mécanique, Ghardaïa, Algérie, (1996).
- 41 - Tiliouine B. et Taïbi A. , "*Investigation Analytique des Effets de Troncature Modale sur la Réponse Dynamique des Structures*", Journal of Technology, Série A, Vol. 9, N° 1, (1993).
- 42 - Varlet H. ; "*Barrages - Réservoirs*" tome II Eyrolles.
- 43 - Veletsos, A. S. and Meek, J. W. , "*Dynamic Behaviour of Building-Foundation Systems*", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 3, N°2, (1974).
- 44 - Veletsos, A. S. , "*Dynamics of Structure-Foundation Systems*", Structural and Geotechnical Mechanics, W. J. Hall, ed., Prentice-Hall, Clifton, N. J., U.S.A, (1977)

- 45 - Walter J.P. , " *Méthodes de Prise en Compte de l'Intéraction Sol-Structure*", Dans le Genie Parasismique de Davidovoci V..
- 46 - Wilson E.L., Kiureghian A.Der and Bayo E. , " *A Replacement for the SRSS Method In Seismic Analysis* ", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 9, (1981).
- 47 - Wolf J.P. " *Dynamic Soil - Structure Interaction*", Prentice-Hall, Englewood Cliffs, N. J., U.S.A, (1985).
- 48 - Wolf J.P. " *Simple Physical Models for Foundation Vibration: Towards a Strength of Materials Approach*", 10th World Conference on Earthquake Engineering, Madrid, (1992).
- 49 - Wolf J.P. " *Foundation Vibration Analysis Using Simple Physical Models*", Prentice-Hall, Englewood Cliffs, N. J., (1994).
- 50 - Zienkiewicz O. C., " *La Méthode des Eléments Finis*", Mc. Graw. Hill, England, (1991).

## **NOTATIONS**

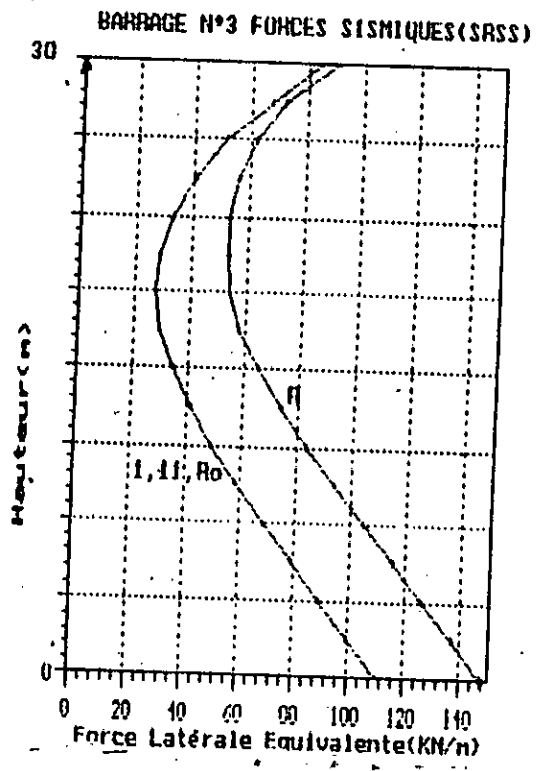
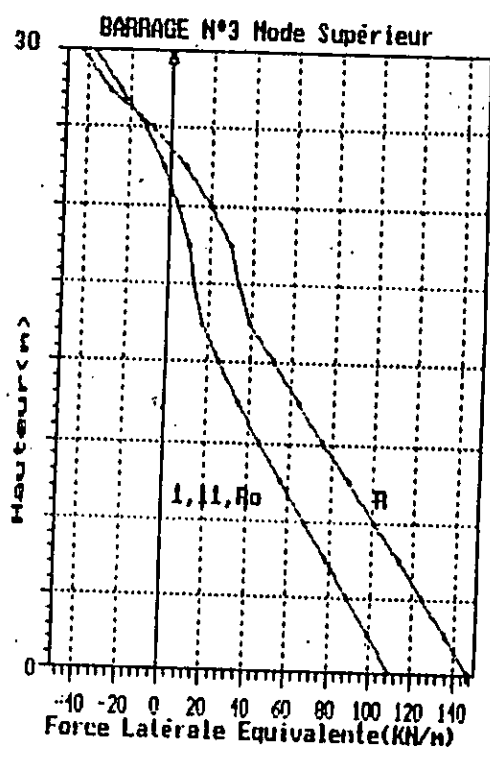
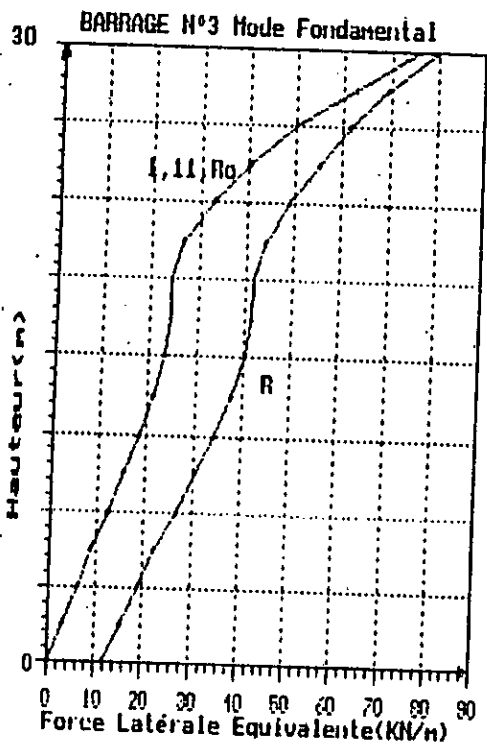
## NOTATIONS ET UNITES

$A_p$	= $\int \frac{2gp(y)}{wH}$ quand $H/H_s=1$ (sans Unité)
$a_g$	= Accélération maximale du mouvement (Unité g)
$B_1$	= Coefficient
$c$	= Vitesse des ondes de pression dans l'eau
$E_f$	= Module d'élasticité de Young du sol de fondation
$E_s$	= Module d'élasticité de Young du Barrage en béton
$F_s$	= $0.5 w H^2$
$f_l(x,y)$	= Forces latérales équivalentes dues au mode de vibration fondamental agissantes sur le barrage (en KN/m pour une longueur de 1 m)
$f_{sl}(y)$	= Forces latérales équivalentes dues à la contribution des modes supérieurs agissantes sur le barrage en KN/m par mètre linéaire )
$g$	= accélération de la pesanteur
$H$	= Hauteur d'eau dans le réservoir (en mètres)
$H_s$	= Hauteur du barrage ( en mètres)
$L_1$ et $\tilde{L}_1$	= Coefficients d'intégrales définis dans l'équation (en 1/g)
$M_1$ et $\tilde{M}_1$	= Coefficients de masse définis dans l'équation (en 1/g)
$m_s(x,y)$	=Masse unité du béton
$P_0(y)$	=Pression hydrodynamique appliquée sur un barrage rigide et supposant l'eau incompressible (en kN/m)
$p(y, \tilde{T}_1)$	=Pression hydrodynamique appliquée sur la face amont due au vibration du mode fondamental (en kN/m)
$R_f$	=Rapport de période du aux effets de flexibilité. coefficient tenant compte de l'interaction sol-barragee (sans unité)
$R_r$	=Rapport de période du aux effets de flexibilité. coefficient tenant compte de l'interaction eau-barrage (sans unité)
$R_w = \frac{T_1^r}{\tilde{T}_r}$	= Rapport de période ( sans unité)
$r_1$	=Réponse maximale due au mode fondamental
$r_d$	=Réponse dynamique maximale
$r_{max}$	=Réponse totale maximal du barrage
$r_{sc}$	=Réponse maximale due aux mode supérieurs
$S_\alpha(\tilde{T}_1, \tilde{\zeta}_1)$	=Ordonnée de la pseudo-accélération de spectre de réponse pour un mouvement de surface donné, pour une période de $T_1$ et un amortissement $X$ (en g)
$T_1$	=Période de vibration fondamental du barrage sur un sol rigide et réservoir vide (en secondes )
$\tilde{T}_1$	=Période de vibration du barrage avec toutes les interactions
$\tilde{T}_1^r = 4H/c$	=Période de vibration fondamentale du plein d'eau
$\tilde{T}_f$	=Période de vibration fondamental du barrage tenant compte de l'interaction sol-barrage
$\tilde{T}_r$	=Période de vibration fondamental du barrage en tenant compte uniquement de l'interaction eau-barrage
$t$	=Temps (en secondes)

$w$	= $9.81 \text{ kN/m}^2 * 1 \text{ mètre de longueur}$ = poids volumique de l'eau
$w_s$	= $24.3 \text{ kN/m}^2 * 1 \text{ mètre de longueur}$ = poids volumique du béton
$w_s(y)$	= poids volumique du barrage (en $\text{kN/m}$ pour 1 mètre de longueur et 1 mètre de hauteur)
$x$	= Coordonnée suivant la largeur du barrage (en mètres)
$y$	= Coordonnée suivant la hauteur du barrage (en mètres)
$\alpha$	= Coefficient de réflexion des ondes dans les matériaux du fond de réservoir (sans unité)
$\delta(x)$	= Fonction de Dirac
$\eta_f$	= Constante d'amortissement hystéristique du sol de fondation (sans unité)
$\zeta_1$	= Taux d'amortissement du barrage sur sol rigide et réservoir vide
$\tilde{\zeta}_1$	= Taux d'amortissement du barrage sur sol flexible et réservoir plein (sans unité)
$\tilde{\zeta}_r$	= Taux d'amortissement tenant compte de l'interaction eau-barrage
$\tilde{\zeta}_f$	= Taux d'amortissement tenant compte de l'interaction sol-barrage
$\Phi_y$	= Fonction de forme (courbure) du barrage du mode fondamental (sans unité)

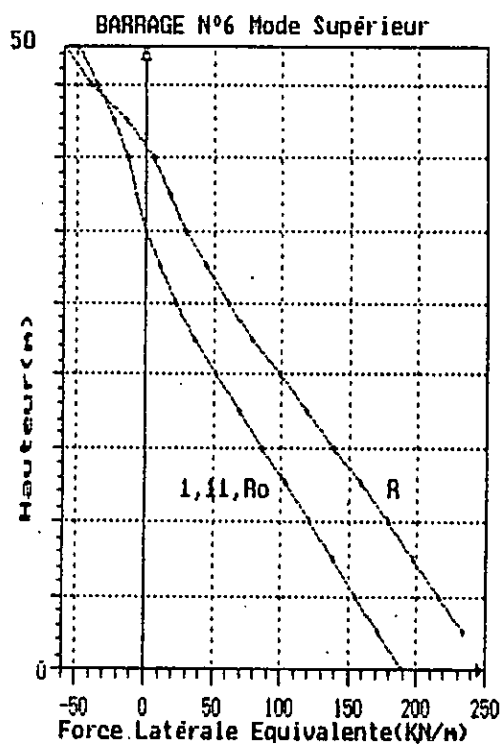
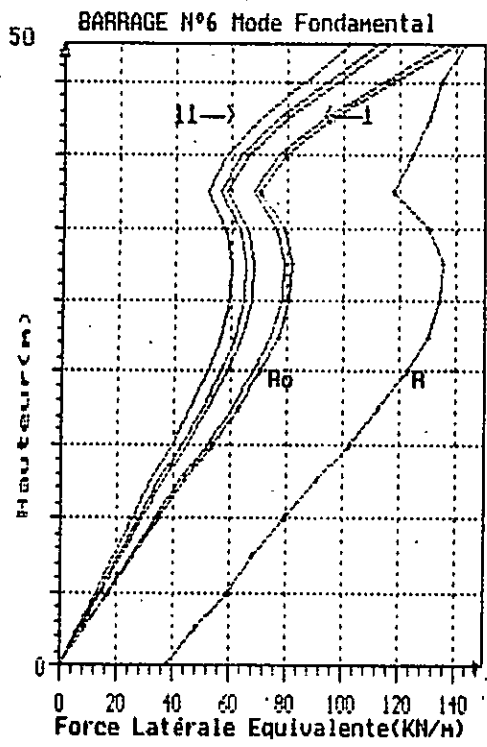
**ANNEXE A**



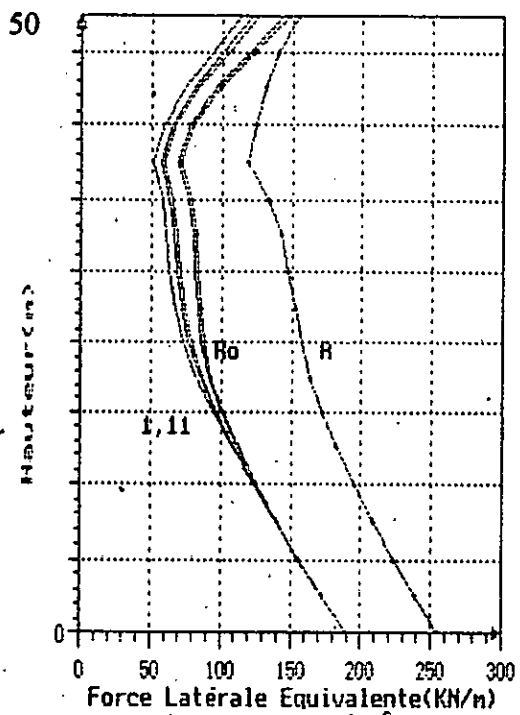


- 1° cas  $E_f/E_s=5$
- 2° cas  $E_f/E_s=4$
- 3° cas  $E_f/E_s=3$
- 4° cas  $E_f/E_s=2$
- 5° cas  $E_f/E_s=1.4$
- 6° cas  $E_f/E_s=1.2$
- 7° cas  $E_f/E_s=1$
- 8° cas  $E_f/E_s=.8$
- 9° cas  $E_f/E_s=.6$
- 10° cas  $E_f/E_s=.4$
- 11° cas  $E_f/E_s=.2$
- cas de référence  $R_0$  ( $E_f/E_s=0$ )  
(sans aucune interaction)
- toutes interactions R
- Les 11 cas sont confondus à  $R_0$

Figure 1: Distribution des Forces Sismiques Latérales du Barrage de Hauteur 30 mètres et de Base 25.2 mètres sous la Composante Accélérométrique S69E du Seisme de Taft. Interaction sol-barrage.



**BARRAGE N°6 FORCES SISMQUES (SRSS)**



- 1° cas  $E_f/E_s=5$
  - 2° cas  $E_f/E_s=4$
  - 3° cas  $E_f/E_s=3$
  - 4° cas  $E_f/E_s=2$
  - 5° cas  $E_f/E_s=1.4$
  - 6° cas  $E_f/E_s=1.2$
  - 8° cas  $E_f/E_s=18$
  - 9° cas  $E_f/E_s=.6$
  - 10° cas  $E_f/E_s=.4$
  - 11° cas  $E_f/E_s=.2$
- cas de référence  $R_0$   
(sans aucune interaction)  
toutes interactions  $R$   
 $R_0=1^\circ$  cas =

**Figure 2: Distribution des Forces Sismiques Latérales du Bafrage de Hauteur 50 mètres et de Base 43.2 mètres sous la Composante Accélérométrique S69E du Seisme de Taft. Interaction Sol-Barrage**

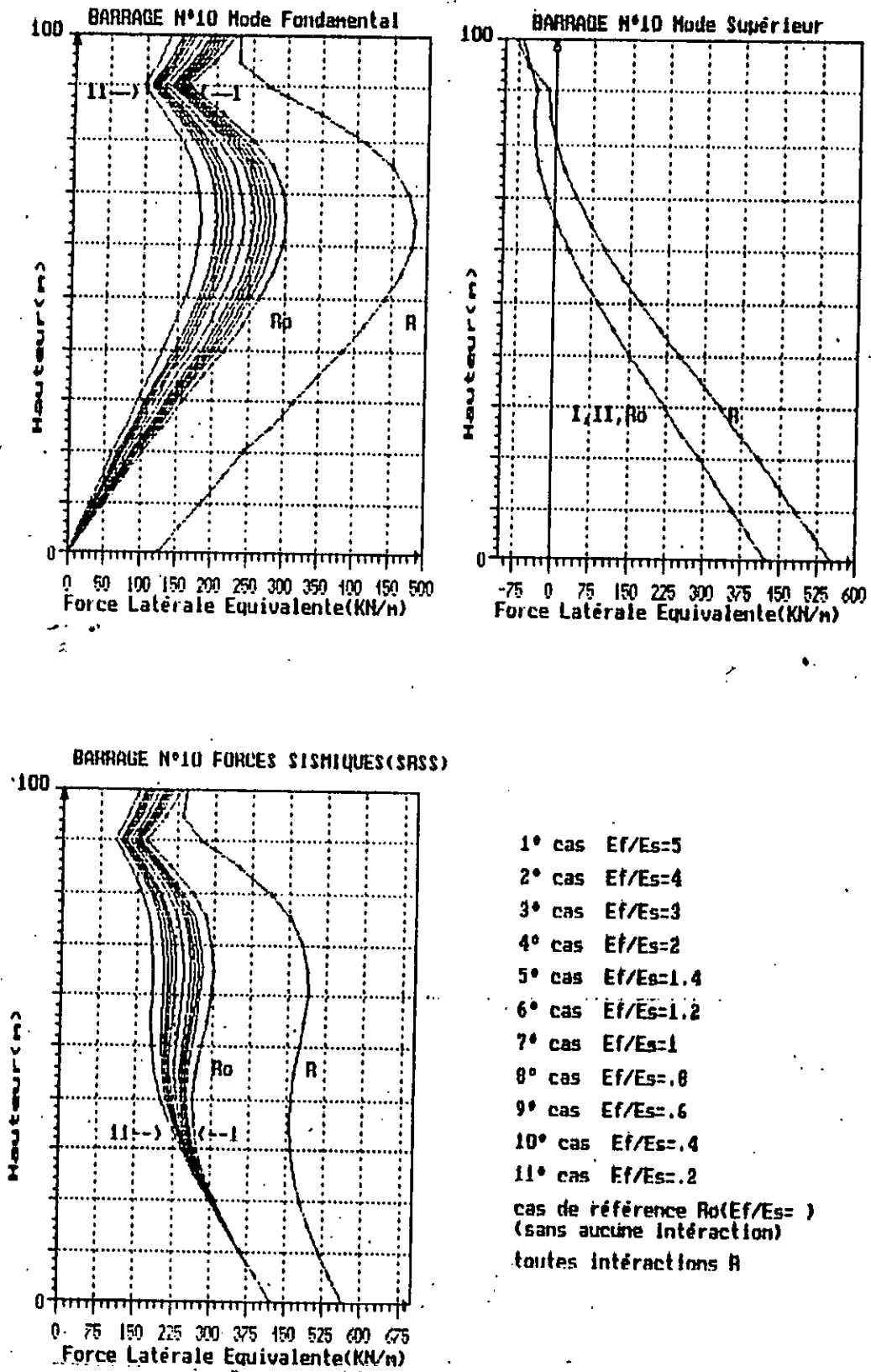
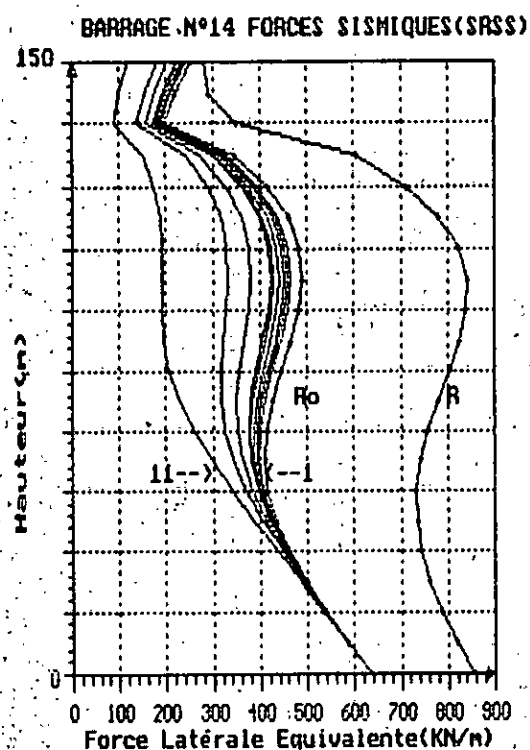
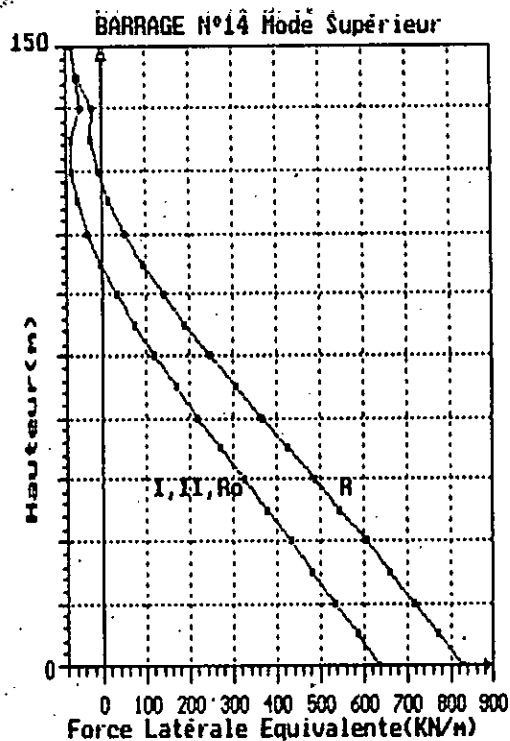
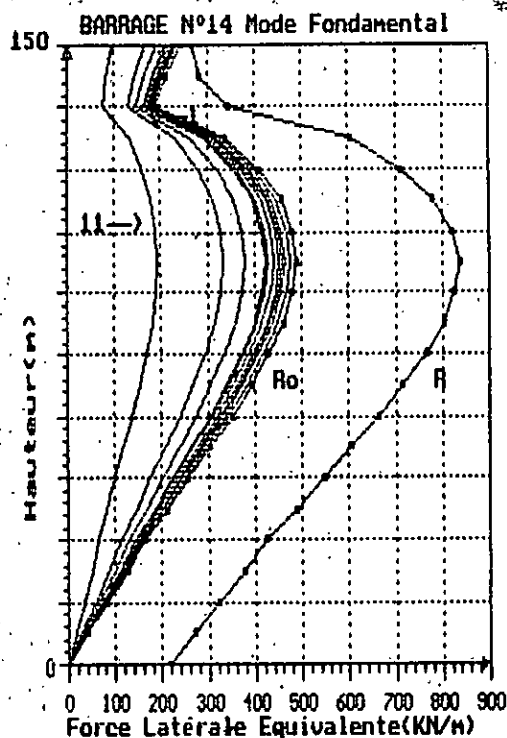
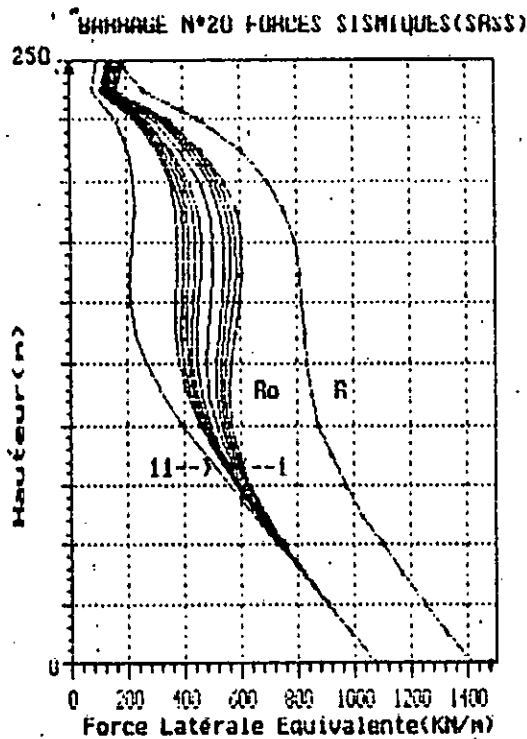
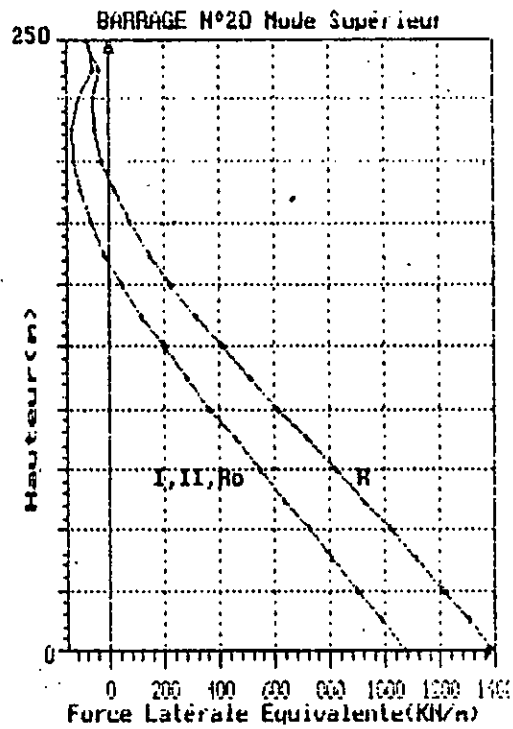
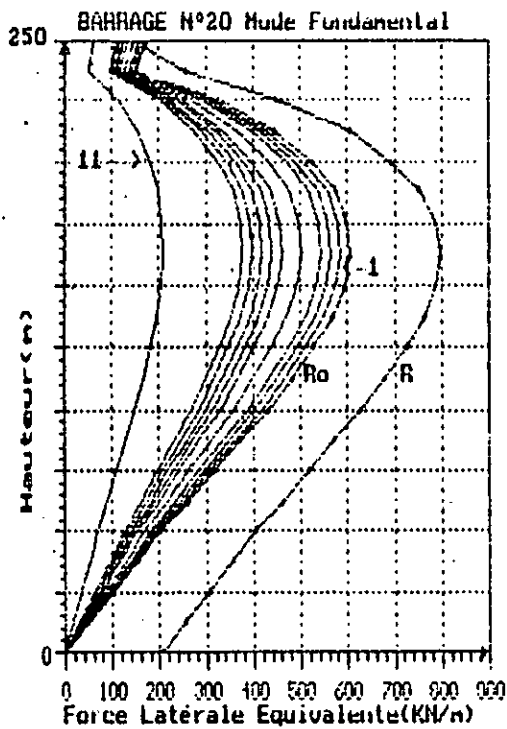


Figure 3: Distribution des Forces Sismiques Latérales du Barrage de Hauteur 100 mètres et de Base 97 mètres sous la Composante Accélérométrique S69E du Seisme de Taft. Interaction sol-Barrage.



- |   |               |
|---|---------------|
| 1° cas  | $E_f/E_s=5$   |
| 2° cas  | $E_f/E_s=4$   |
| 3° cas  | $E_f/E_s=3$   |
| 4° cas  | $E_f/E_s=2$   |
| 5° cas  | $E_f/E_s=1.4$ |
| 6° cas  | $E_f/E_s=1.2$ |
| 7° cas  | $E_f/E_s=1$   |
| 8° cas  | $E_f/E_s=.8$  |
| 9° cas  | $E_f/E_s=.6$  |
| 10° cas   | $E_f/E_s=.4$  |
| 11° cas   | $E_f/E_s=.2$  |
| cas de référence $R_0$<br>(sans aucune interaction) |               |
| toutes interactions $R$                             |               |

Figure 4: Distribution des Forces Sismiques Latérales du Barrage de Hauteur 150 mètres et de Base 145.5 mètres sous la Composante Accélérométrique S69E du Seisme de Taft. Interaction Sol-Barrage



- 1° cas  $E_f/E_s=5$
- 2° cas  $E_f/E_s=4$
- 3° cas  $E_f/E_s=3$
- 4° cas  $E_f/E_s=2$
- 5° cas  $E_f/E_s=1.4$
- 6° cas  $E_f/E_s=1.2$
- 7° cas  $E_f/E_s=1$
- 8° cas  $E_f/E_s=.8$
- 8° cas  $E_f/E_s=.6$
- 7° cas = 8° cas
- 9° cas  $E_f/E_s=.4$
- 10° cas  $E_f/E_s=.2$
- cas de référence  $R_0$   
(sans aucune interaction)
- toutes interactions  $R$

Figure 6: Distribution des Forces Sismiques Latérales du Barrage de Hauteur 250 mètres et de Base 245 mètres sous la Composante Accélérométrique S69E du Seisme de Taft. Interaction Sol-Barrage.

**ANNEXE B**

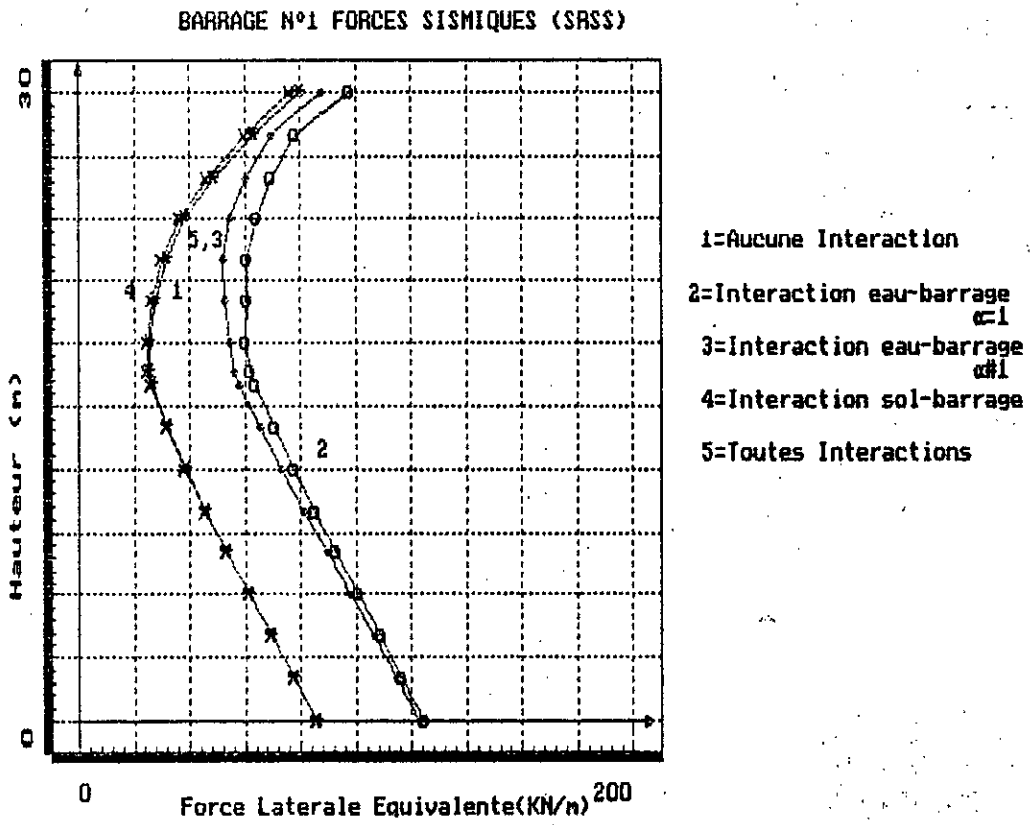
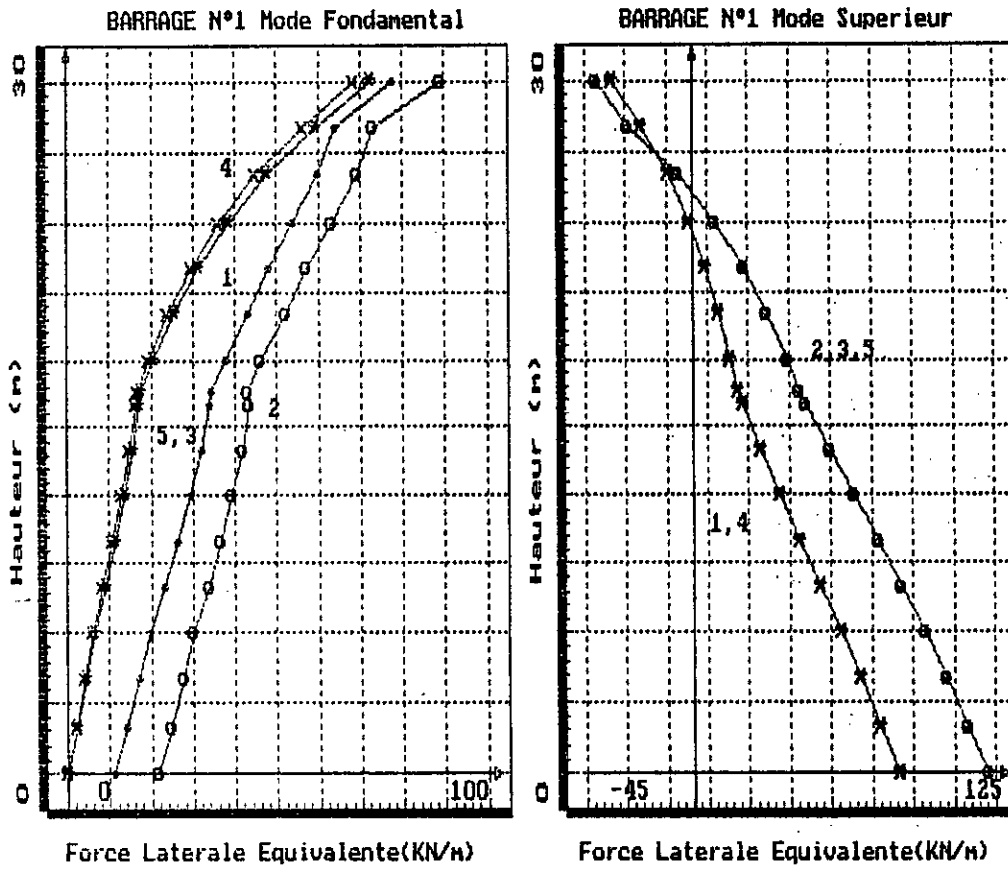
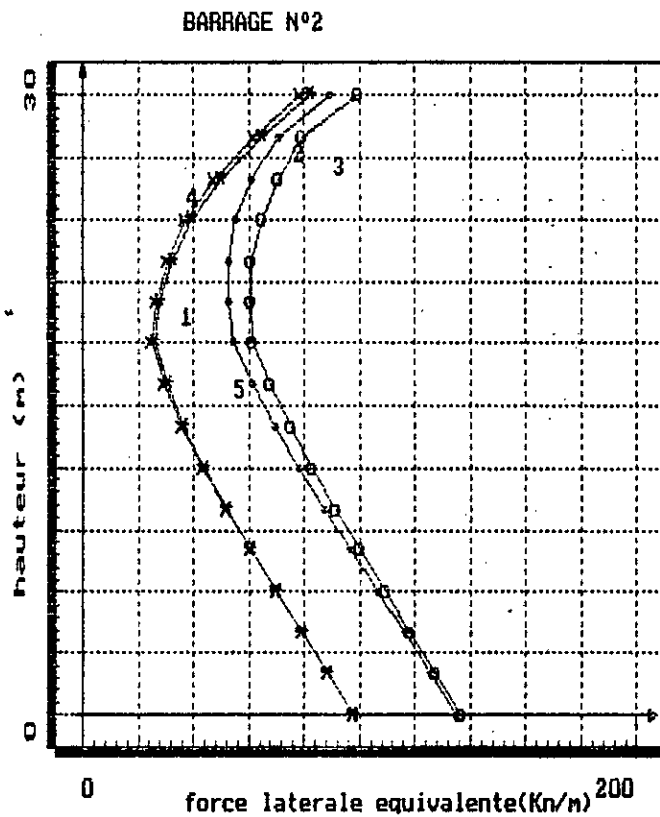
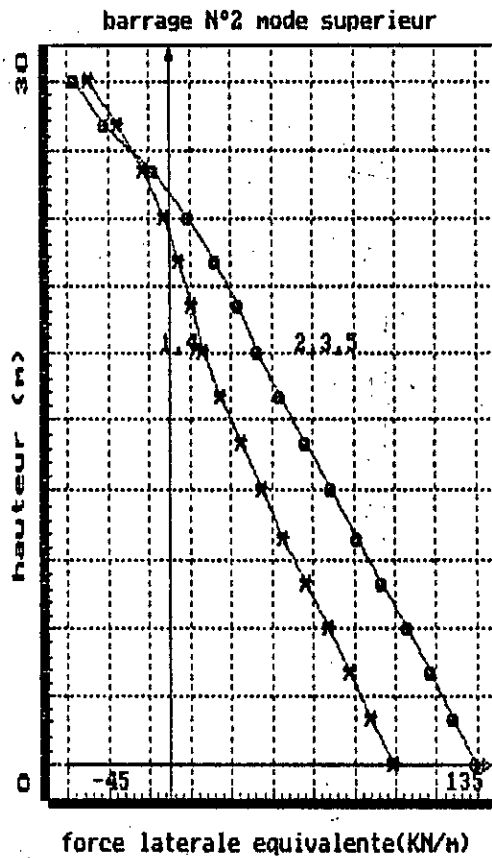
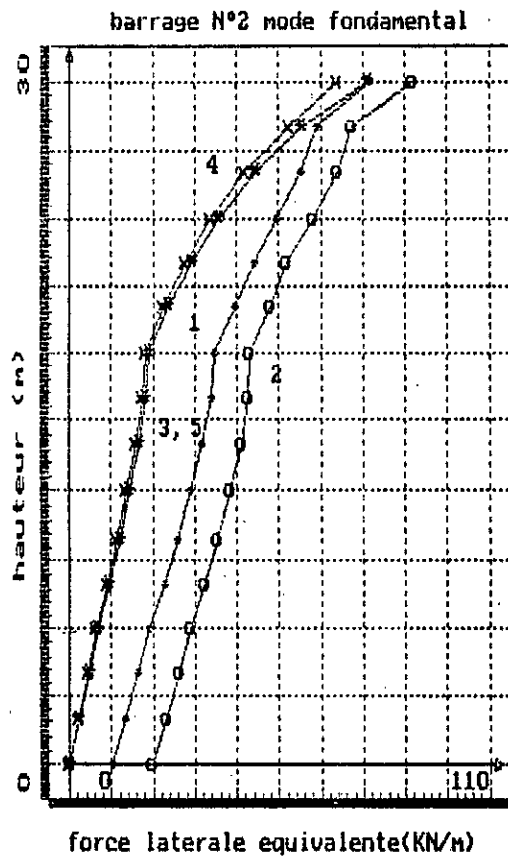


Fig. 1 - Variation des forces latérales équivalentes du Barrage N° 1

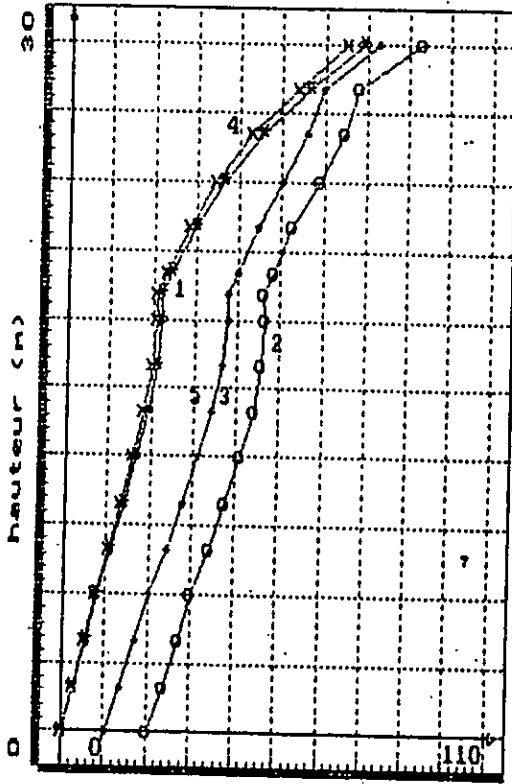


- 1=Aucune Interaction
- 2=Interaction eau-barrage
- 3=Interaction eau-barrage
- 4=Interaction sol-barrage
- 5=Toutes Interactions

Fig. 2 - Variation des forces latérales équivalentes du Barrage N° 2

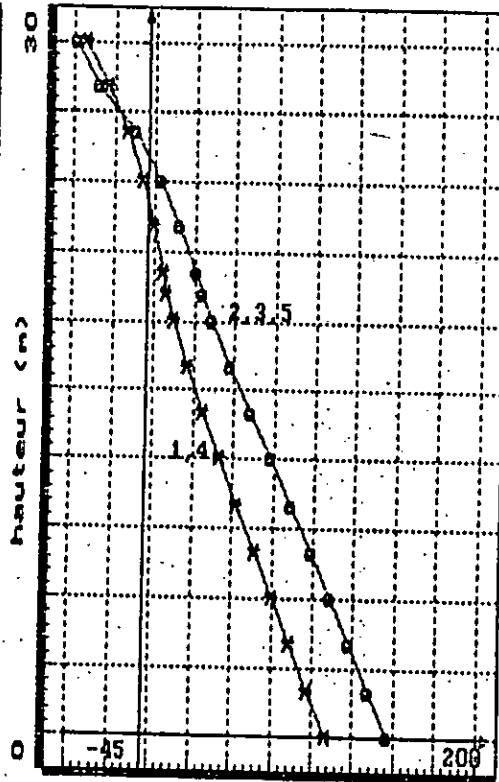


BARRAGE N°3 mode fondamental



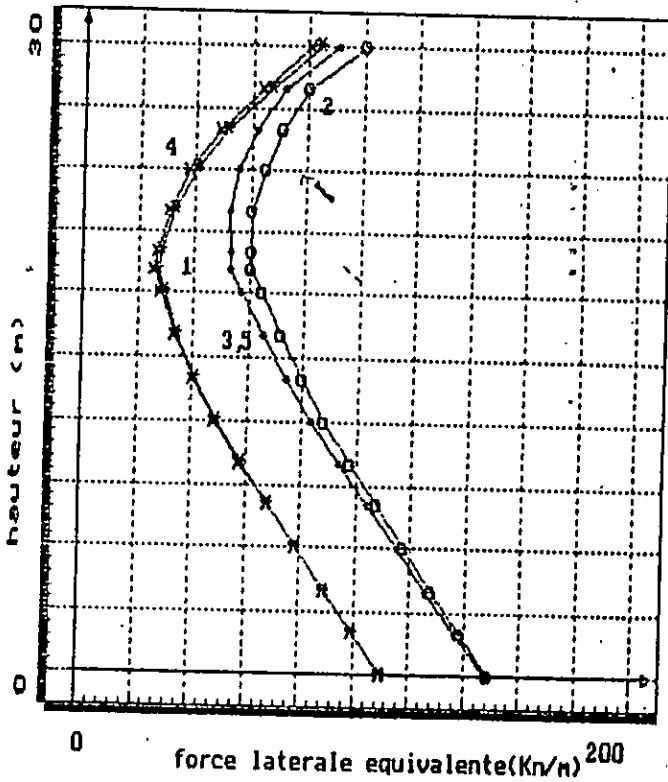
force laterale equivalente (KN/m)

BARRAGE N°3 mode superieur



force laterale equivalente (KN/m)

BARRAGE N°3



1=Aucune Interaction

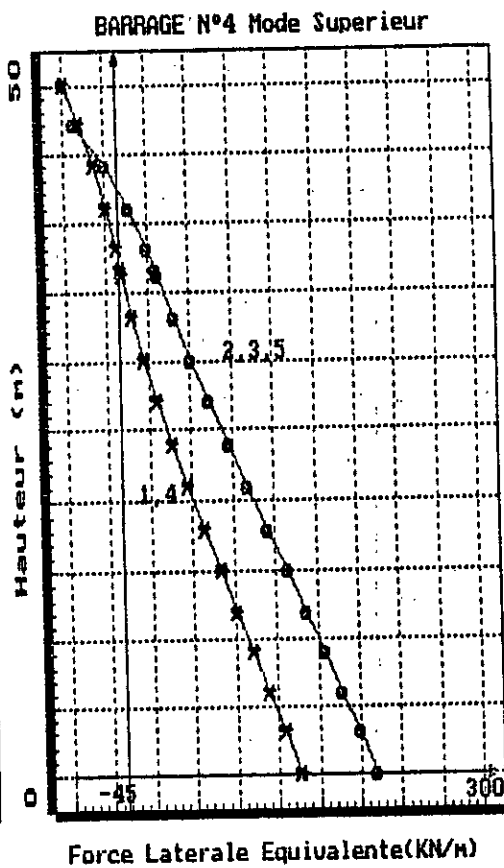
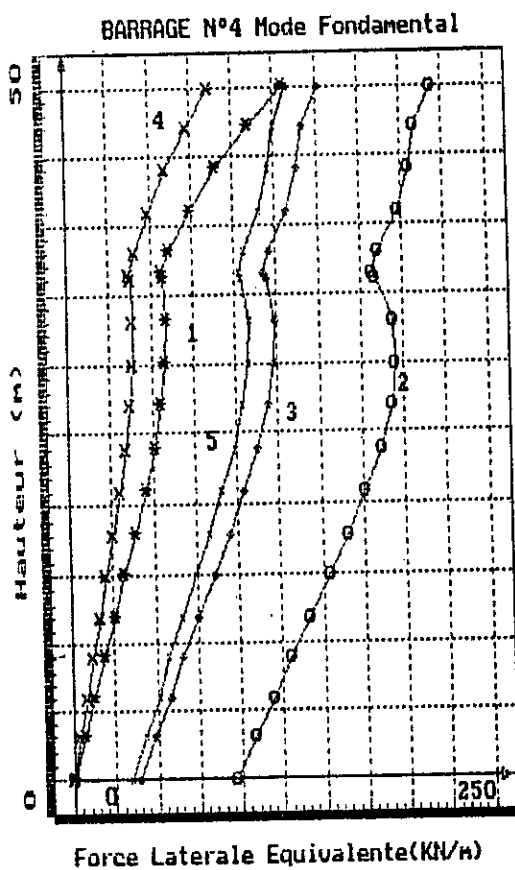
2=Interaction eau-barrage  $\alpha=1$

3=Interaction eau-barrage  $\alpha \neq 1$

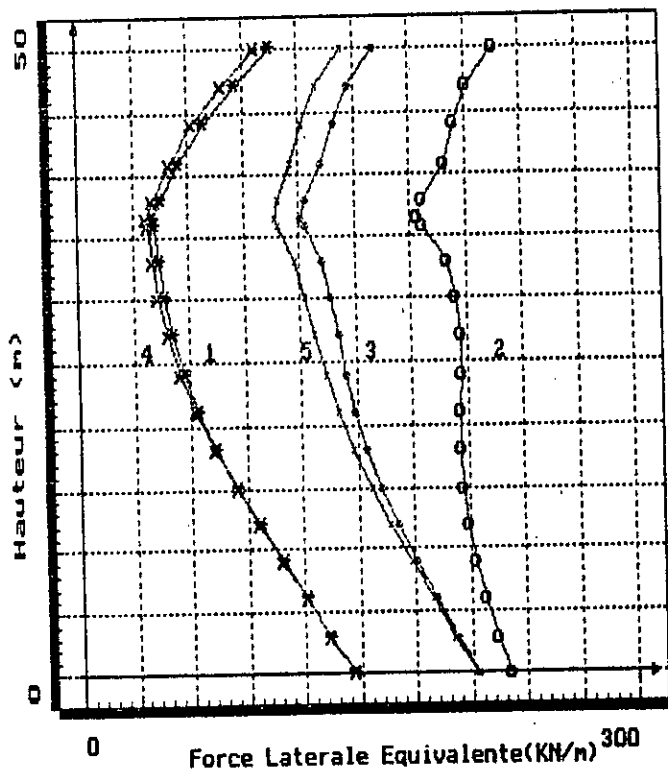
4=Interaction sol-barrage

5=Toutes Interactions

Fig. 3 - Variation des forces latérales équivalents du Barrage N° 3



BARRAGE N°4 FORCES SISMIQUES (SRSS)



- 1=Aucune Interaction
- 2=Interaction eau-barrage  $\alpha=1$
- 3=Interaction eau-barrage  $\alpha=1$
- 4=Interaction sol-barrage
- 5=Toutes Interactions

Fig. 4 - Variation des forces latérales équivalentes du Barrage N° 4

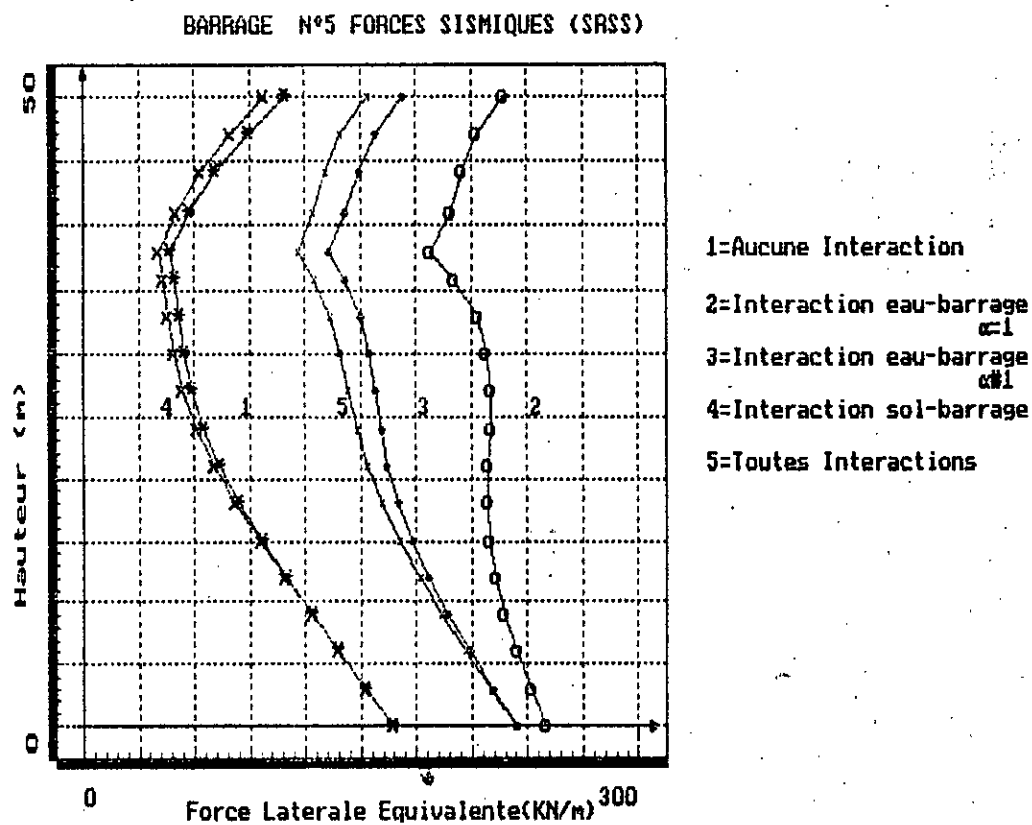
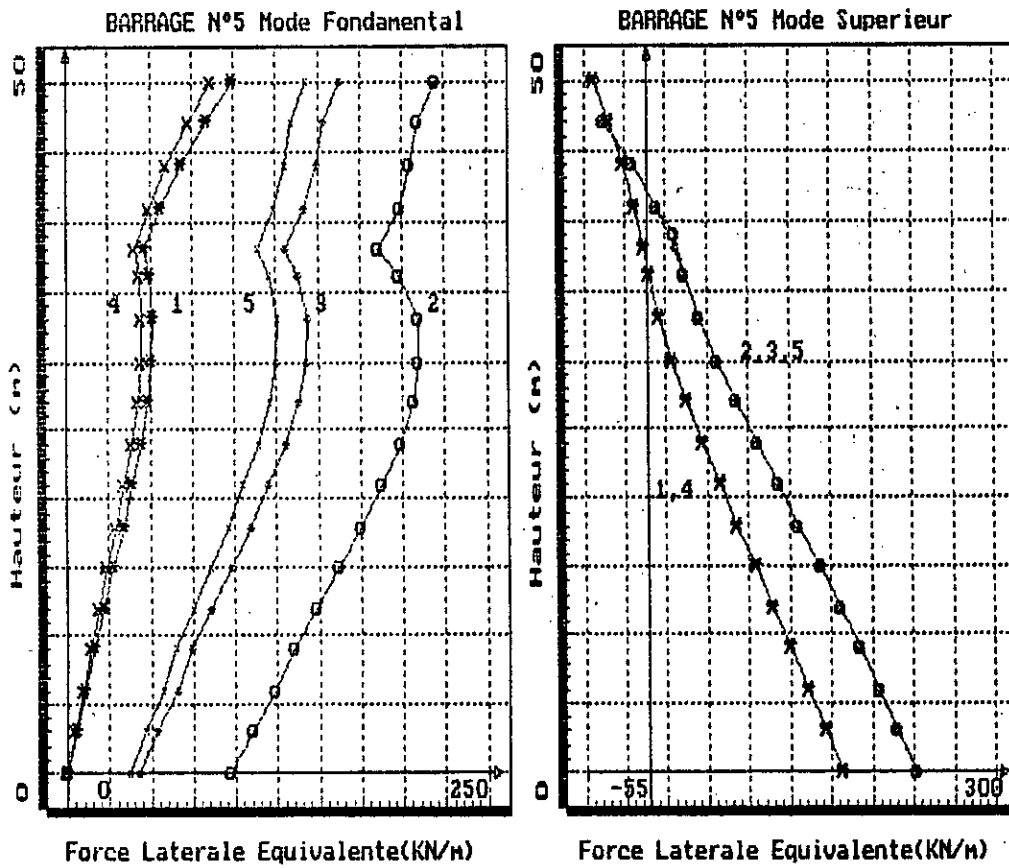


Fig. 5 - Variation des forces latérales équivalentes du Barrage N° 5

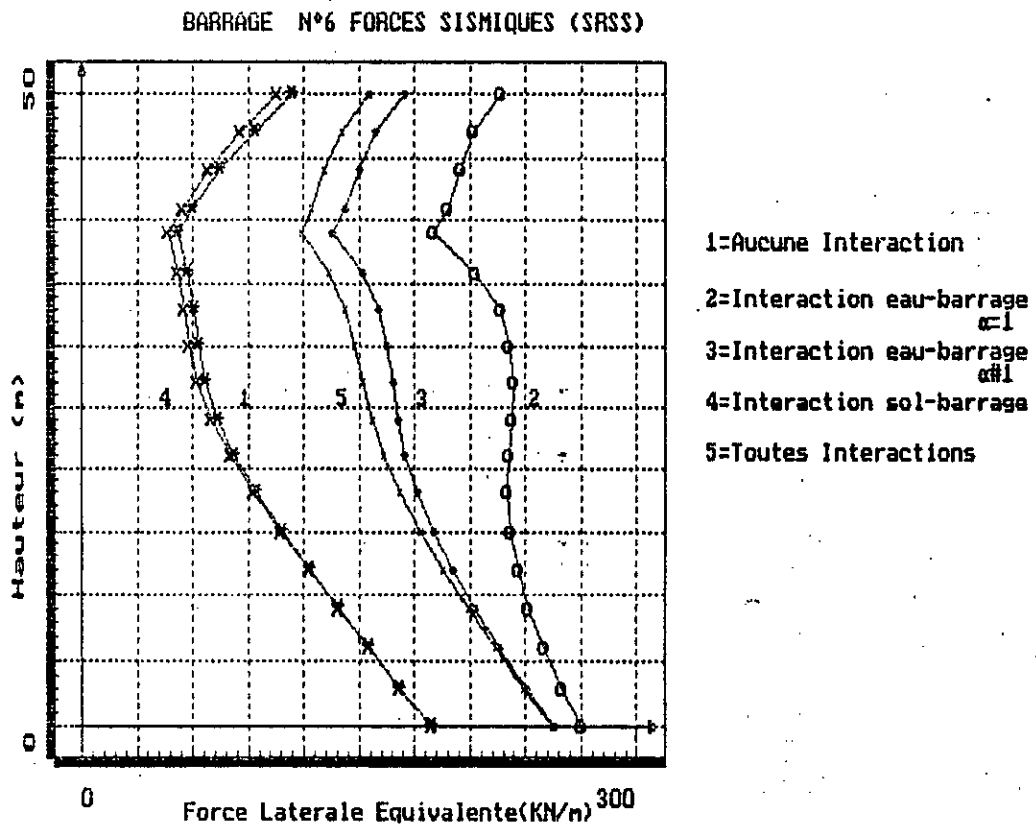
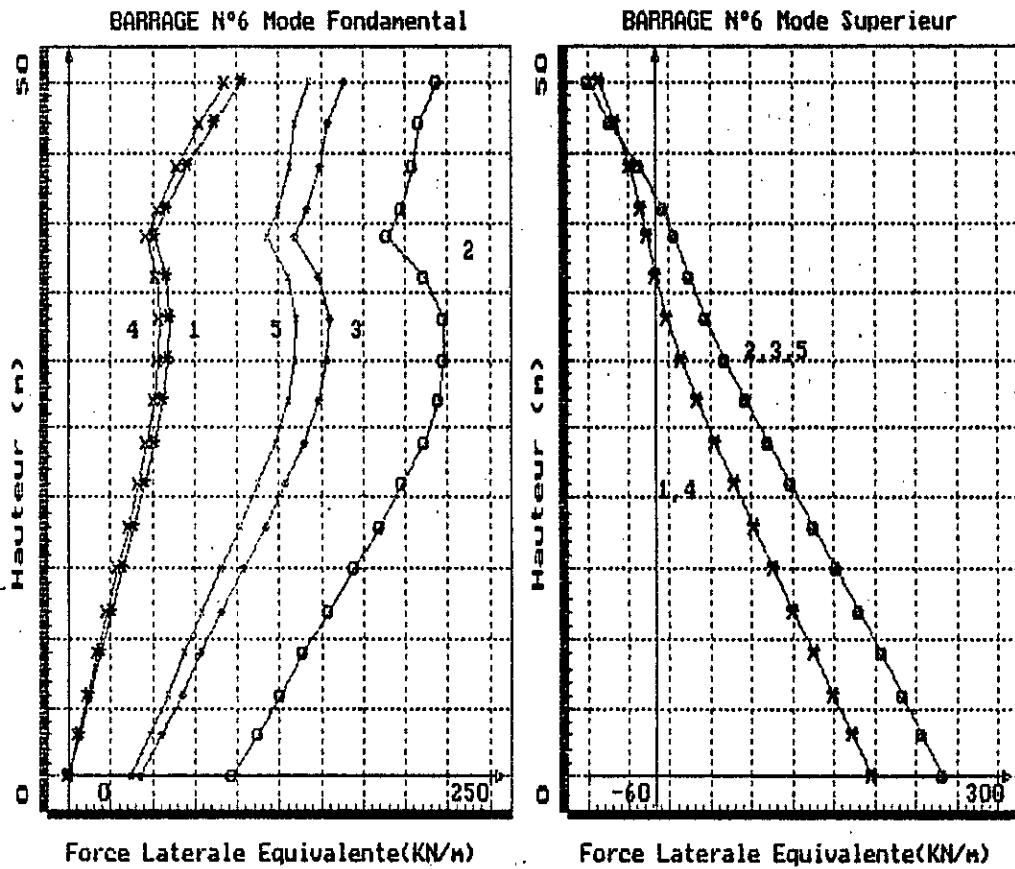


Fig. 6 - Variation des forces latérales équivalentes du Barrage N° 6

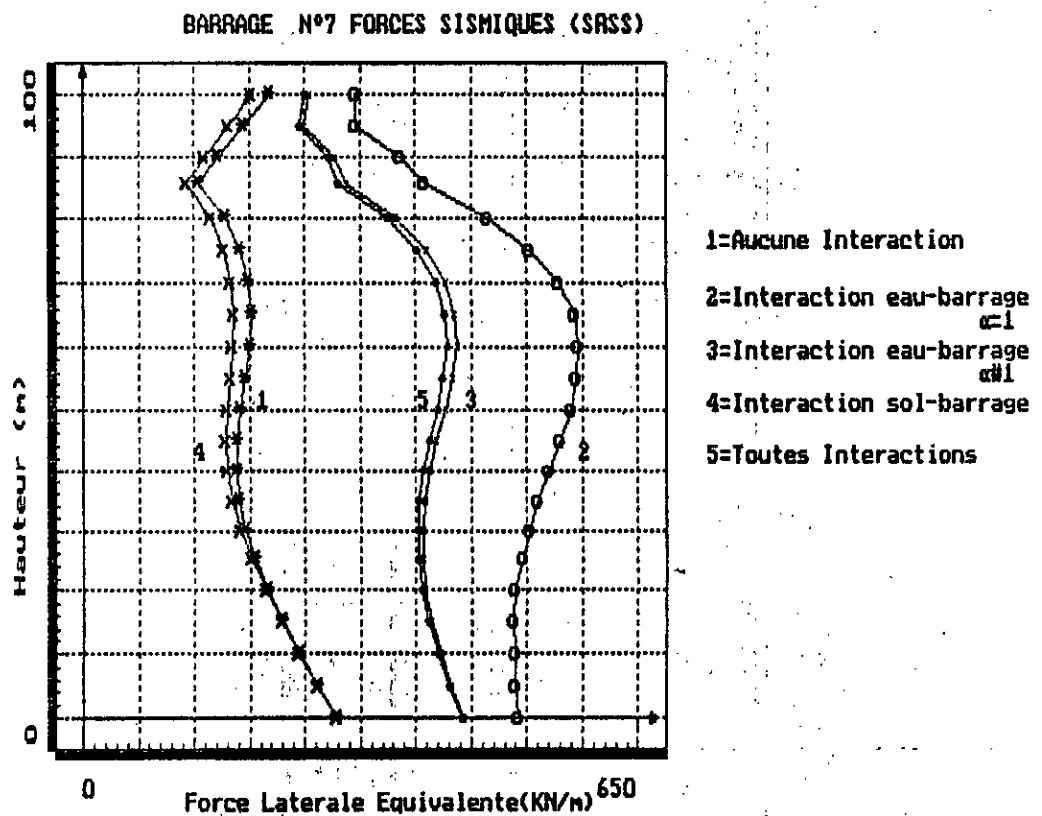
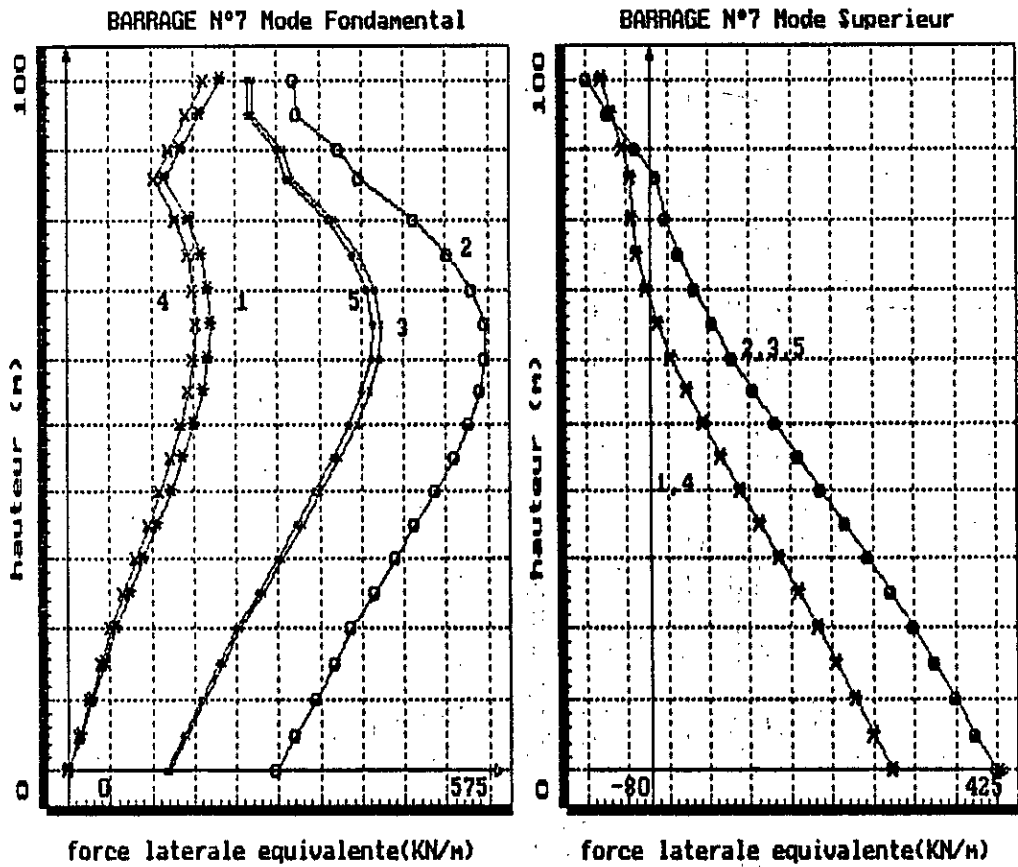


Fig. 7 - Variation des forces latérales équivalentes du Barrage N° 7

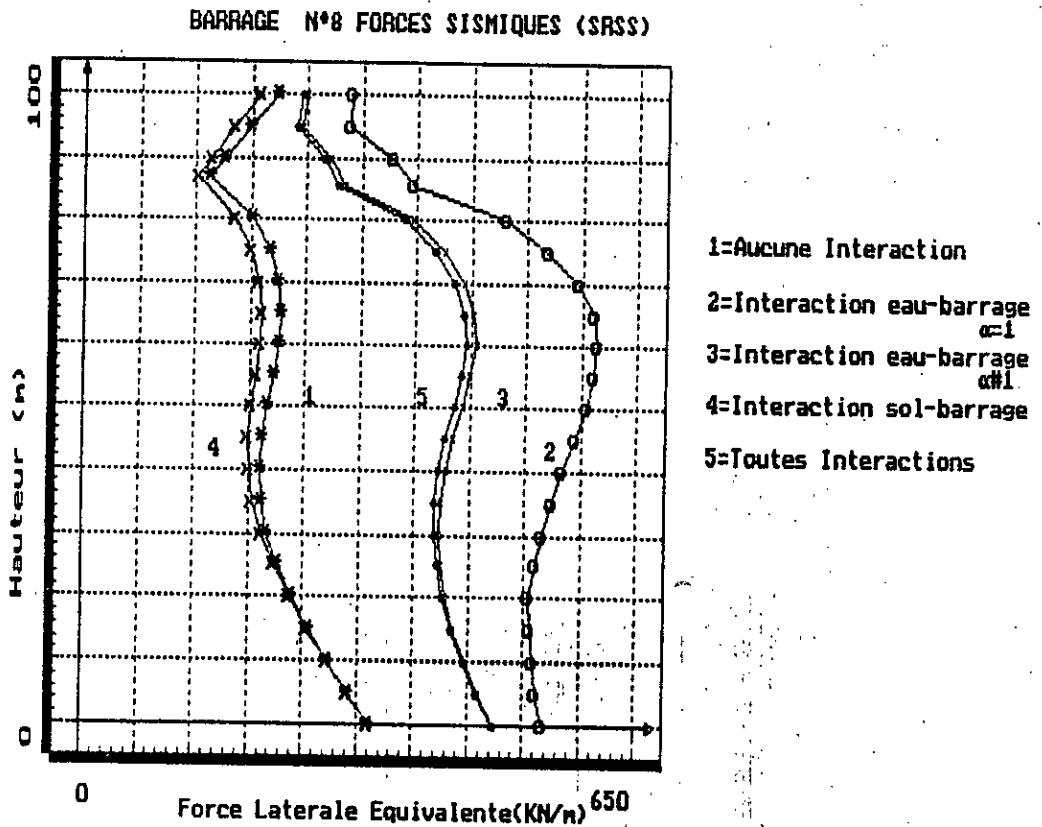
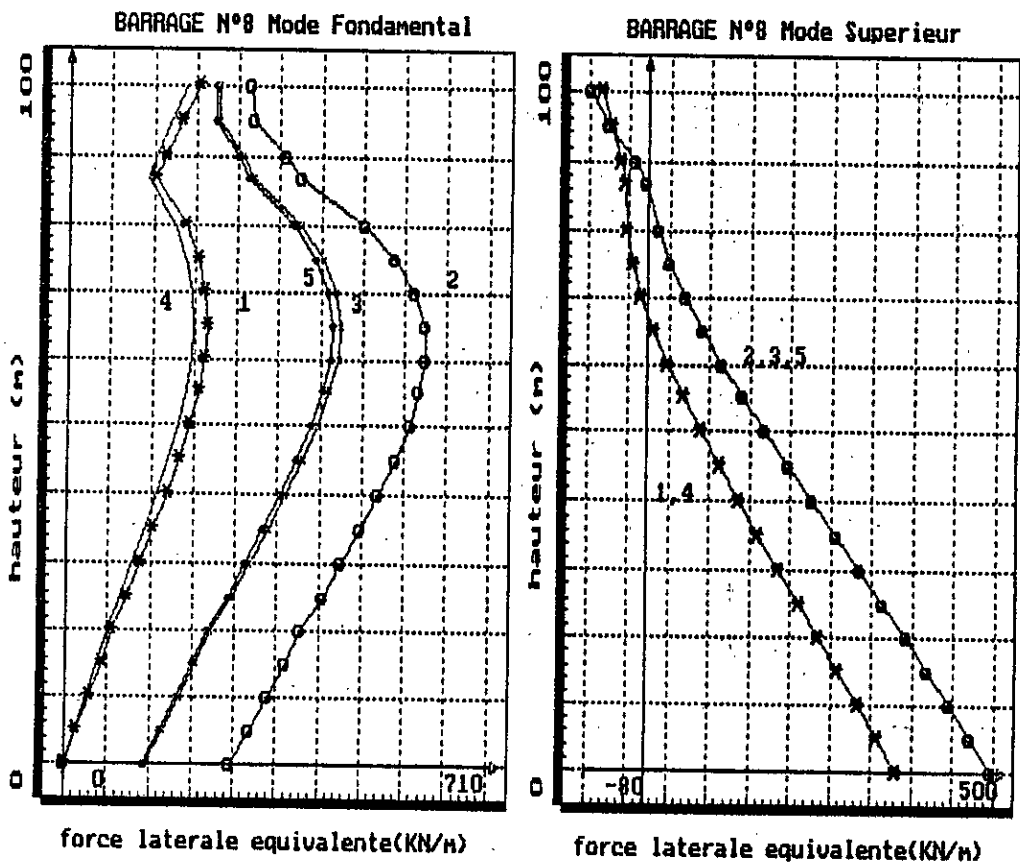


Fig. 8 - Variation des forces latérales équivalentes du Barrage N° 8

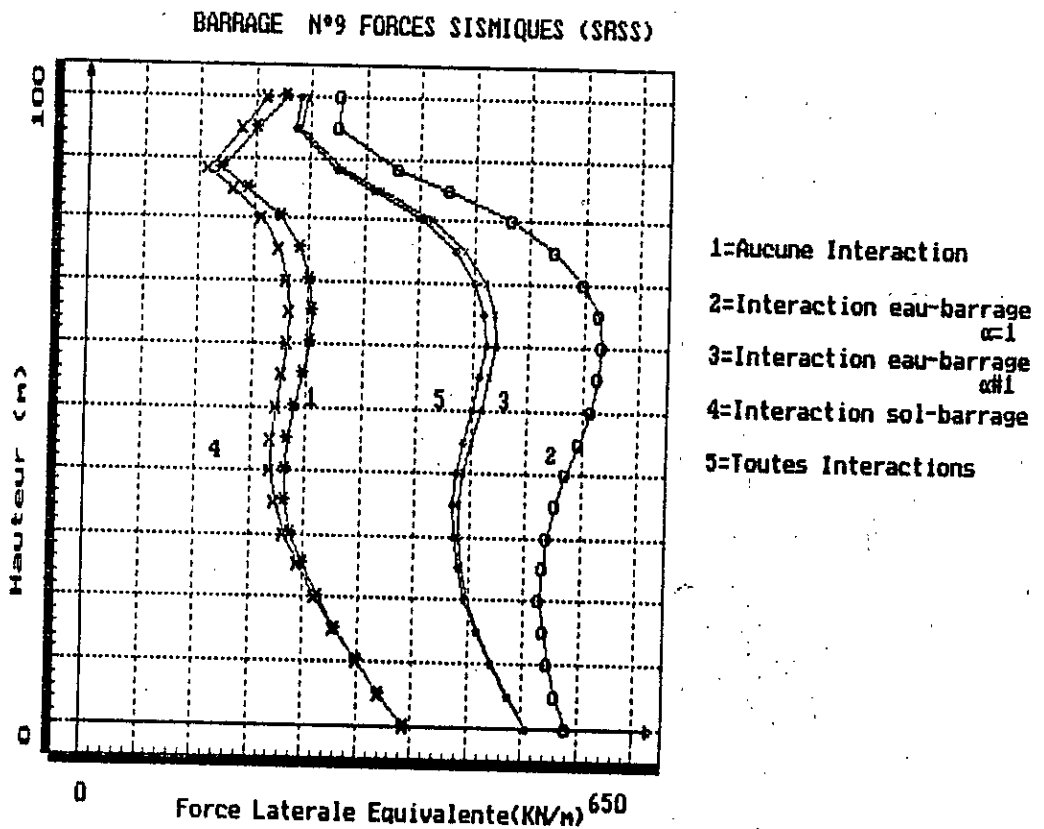
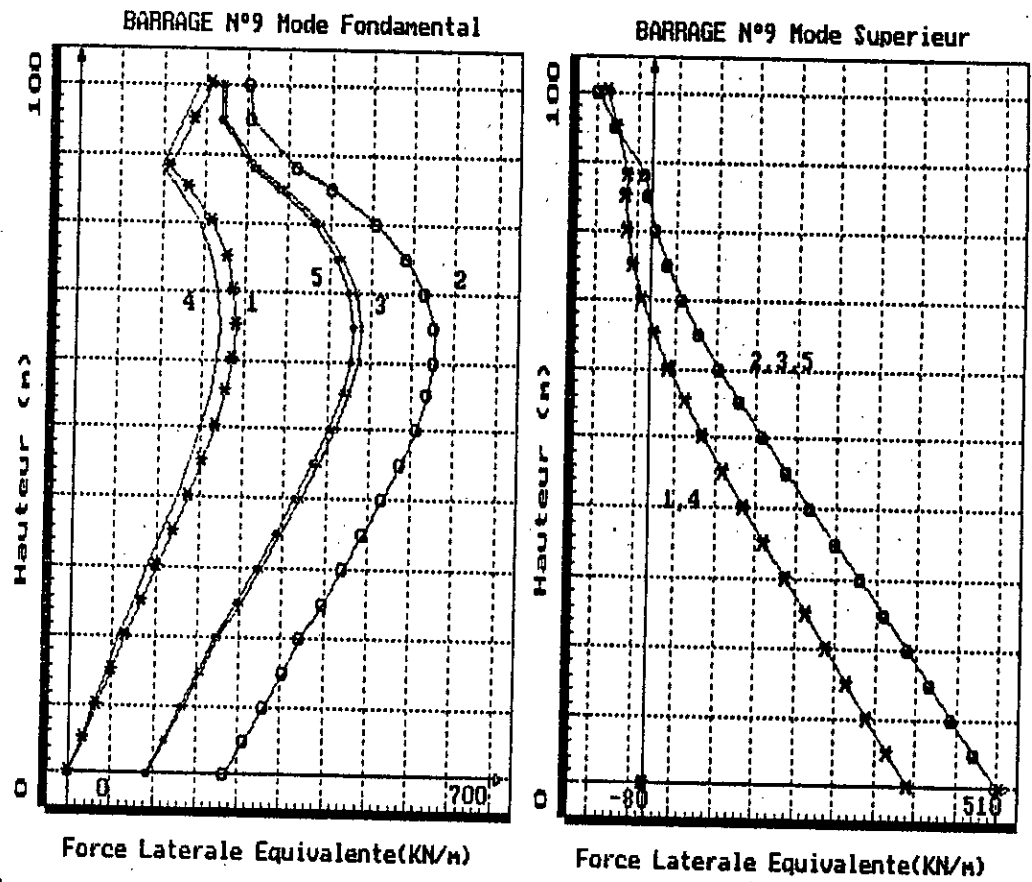
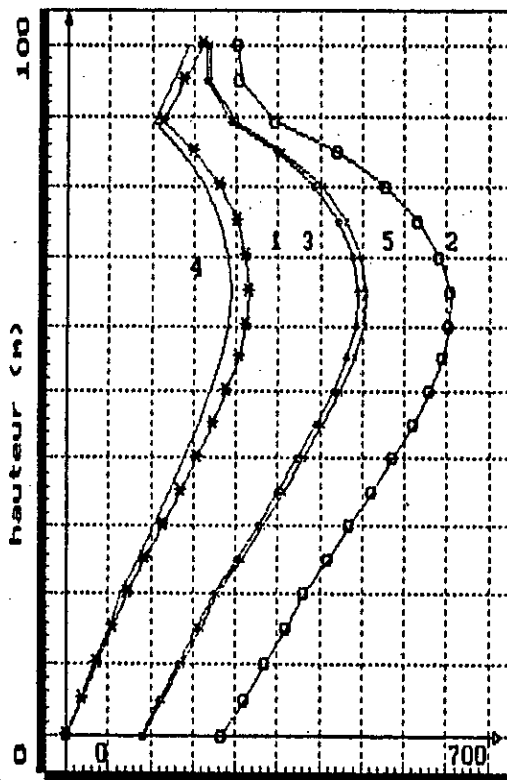


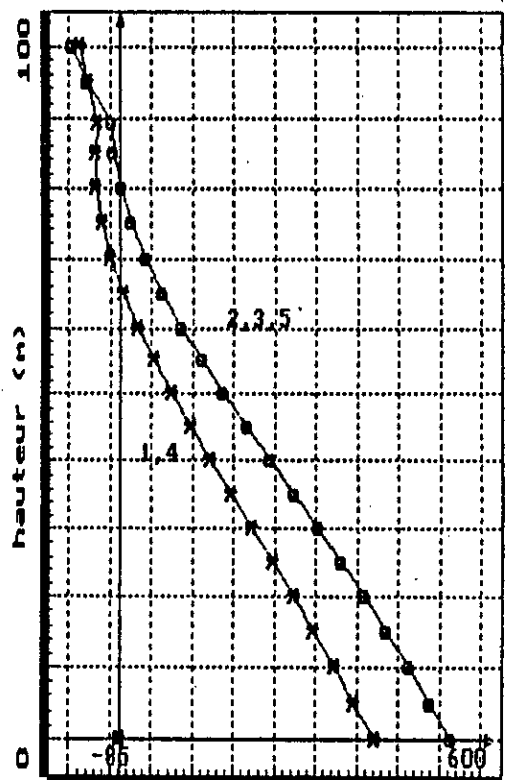
Fig. 9 - Variation des forces latérales équivalentes du Barrage N° 9

BARRAGE N°10 Mode Fondamental



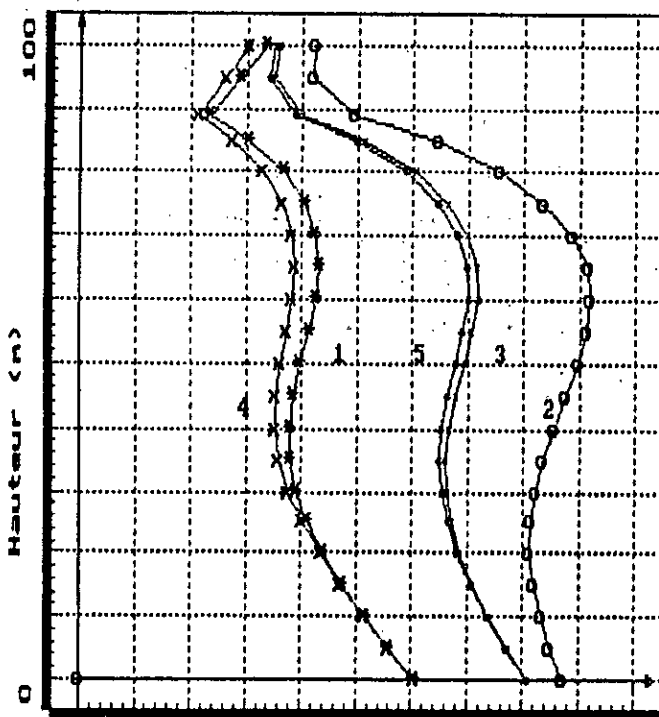
force laterale equivalente(KN/n)

BARRAGE N°10 Mode Superieur



force laterale equivalente(KN/n)

BARRAGE N°10 FORCES SISMIQUES (SRS)



Force Laterale Equivalente(KN/n) 700

- 1=Aucune Interaction
- 2=Interaction eau-barrage  
 $\alpha = 1$
- 3=Interaction eau-barrage  
 $\alpha \neq 1$
- 4=Interaction sol-barrage
- 5=Toutes Interactions

Fig. 10 - Variation des forces latérales équivalentes du Barrage N° 10



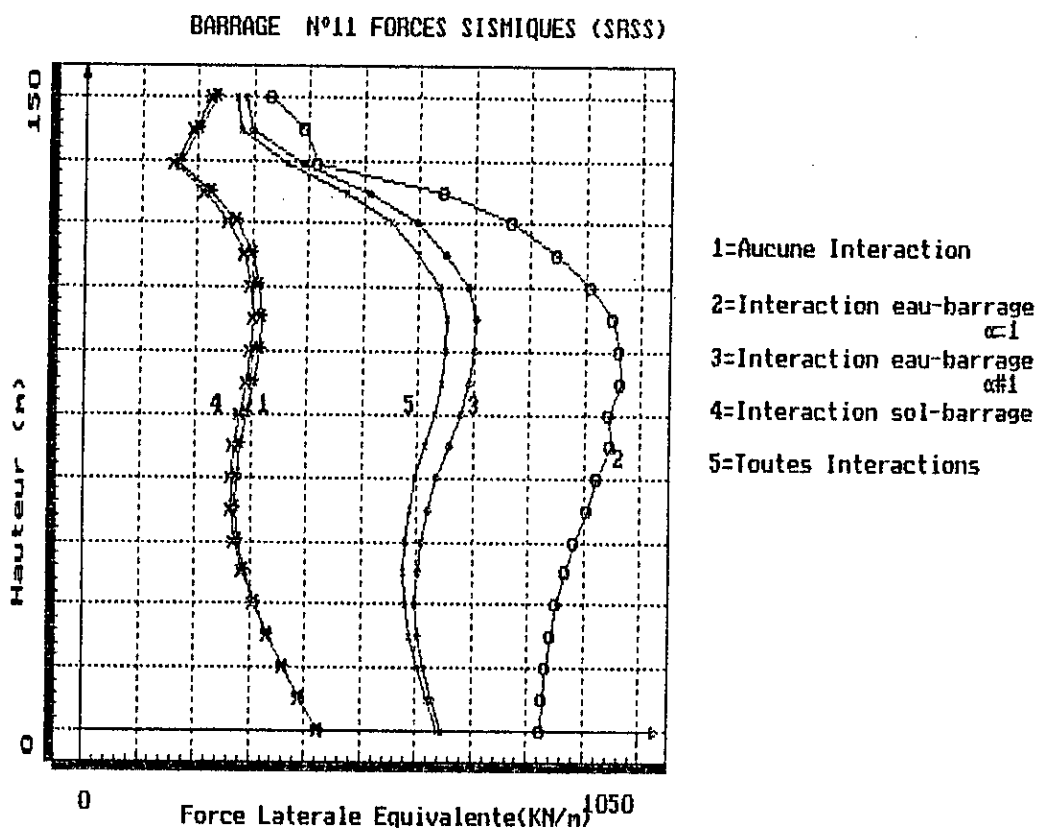
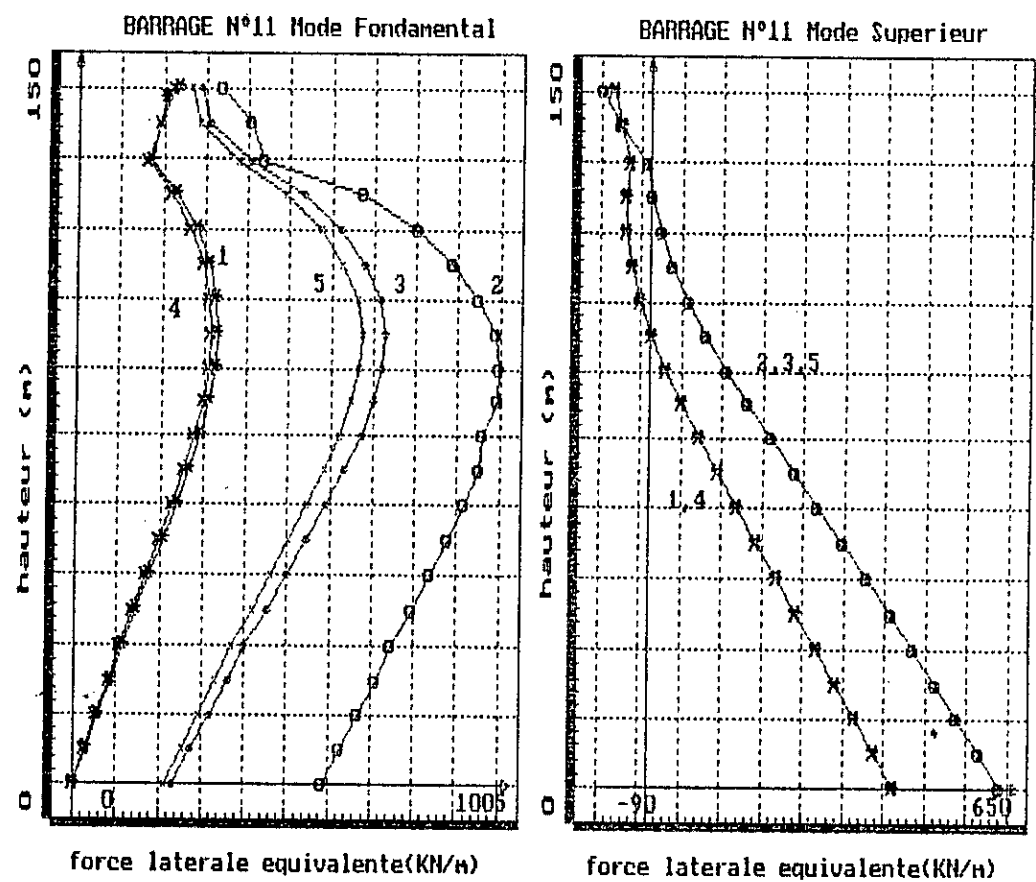


Fig. 11 - Variation des forces latérales équivalentes du Barrage N°11

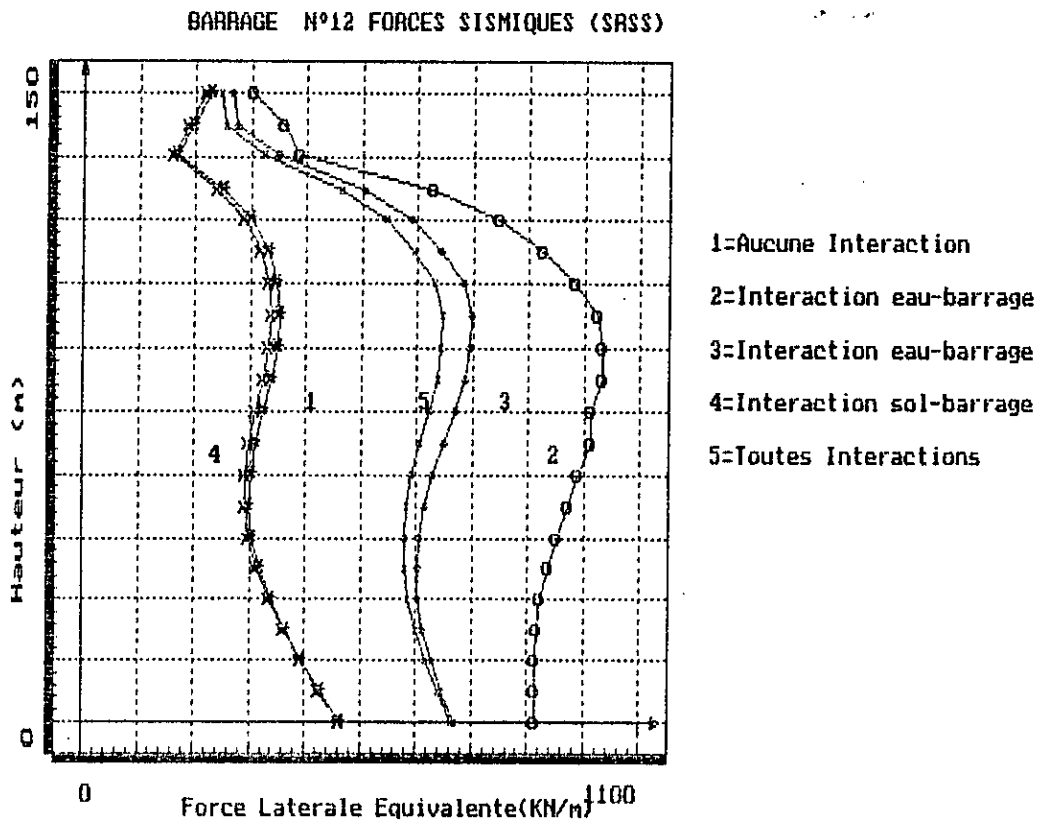
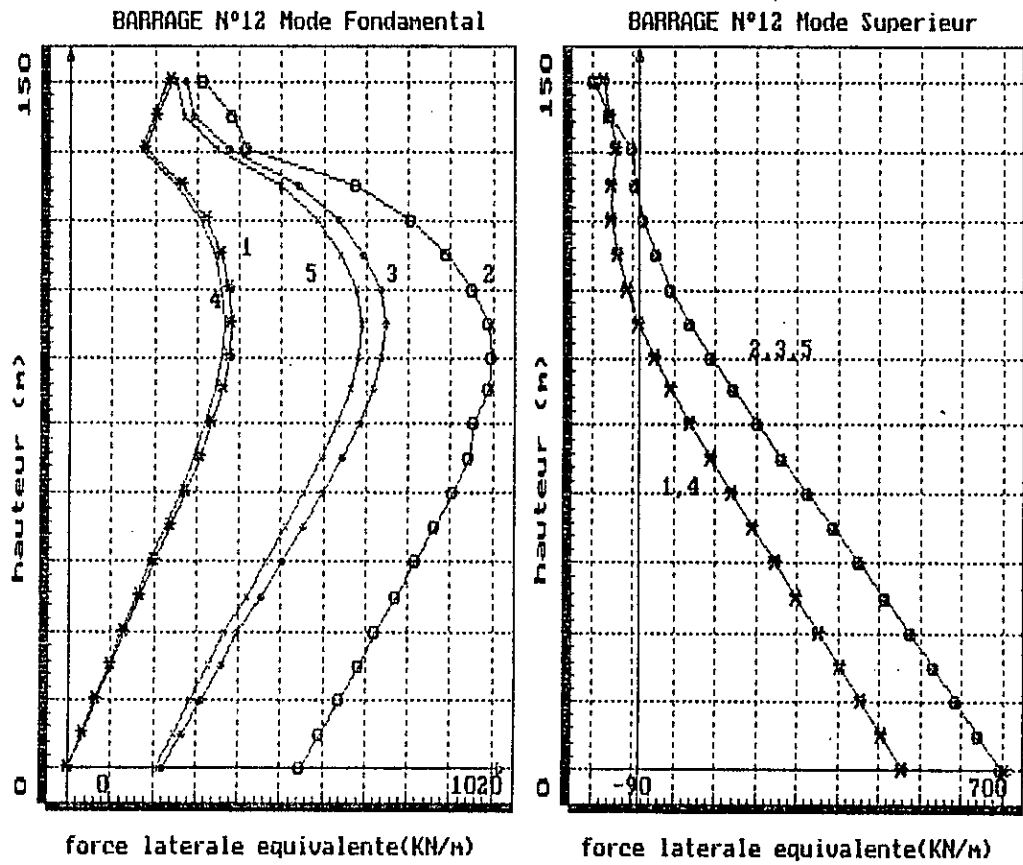


Fig. 12 - Variation des forces latérales équivalentes du Barrage N° 12

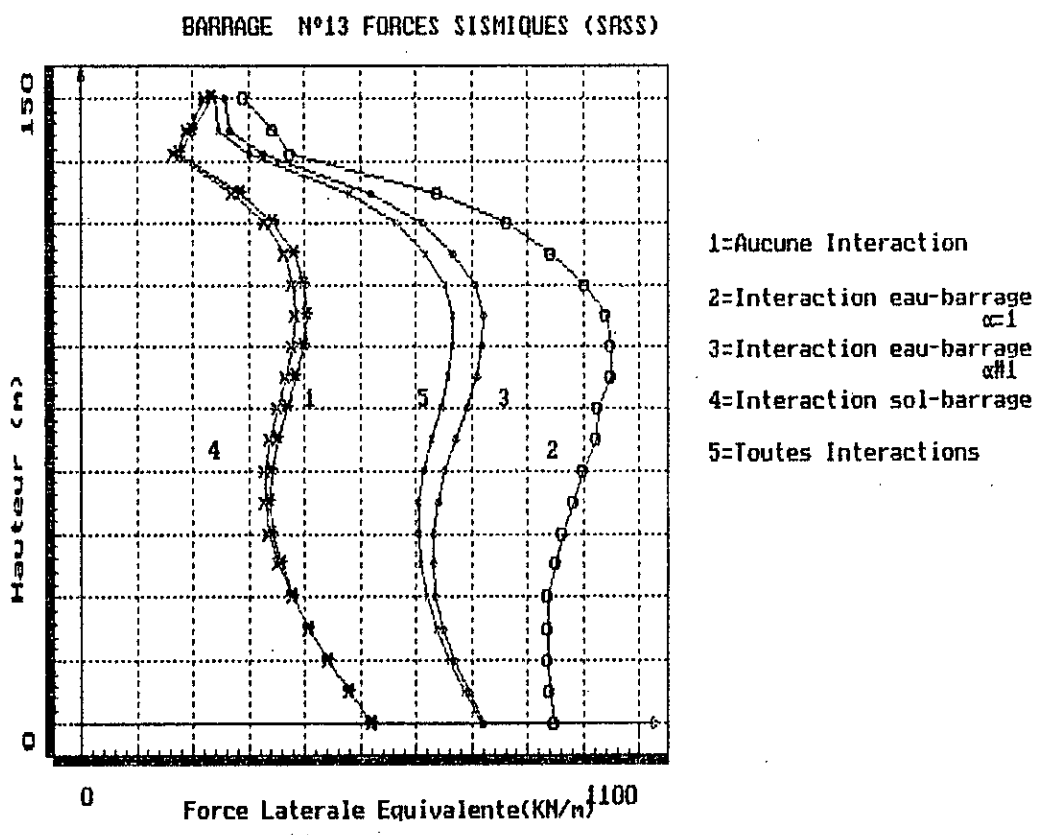
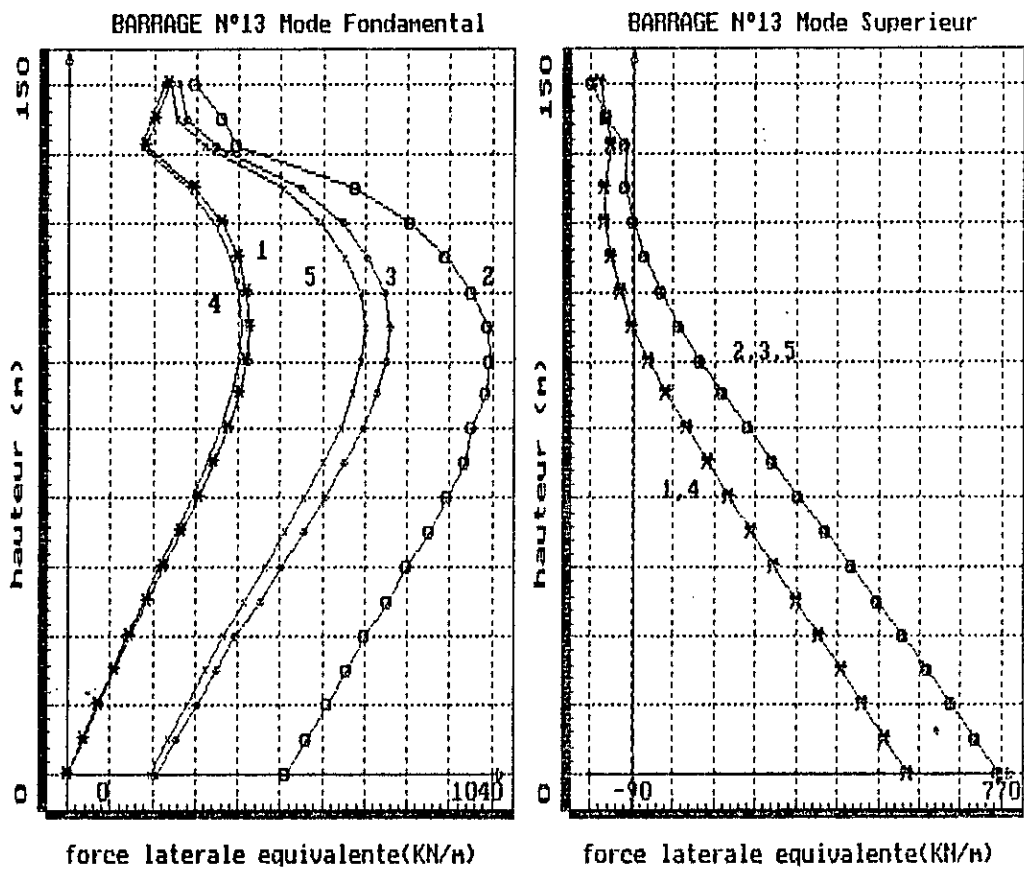


Fig. 13 - Variation des forces latérales équivalentes du Barrage N° 13

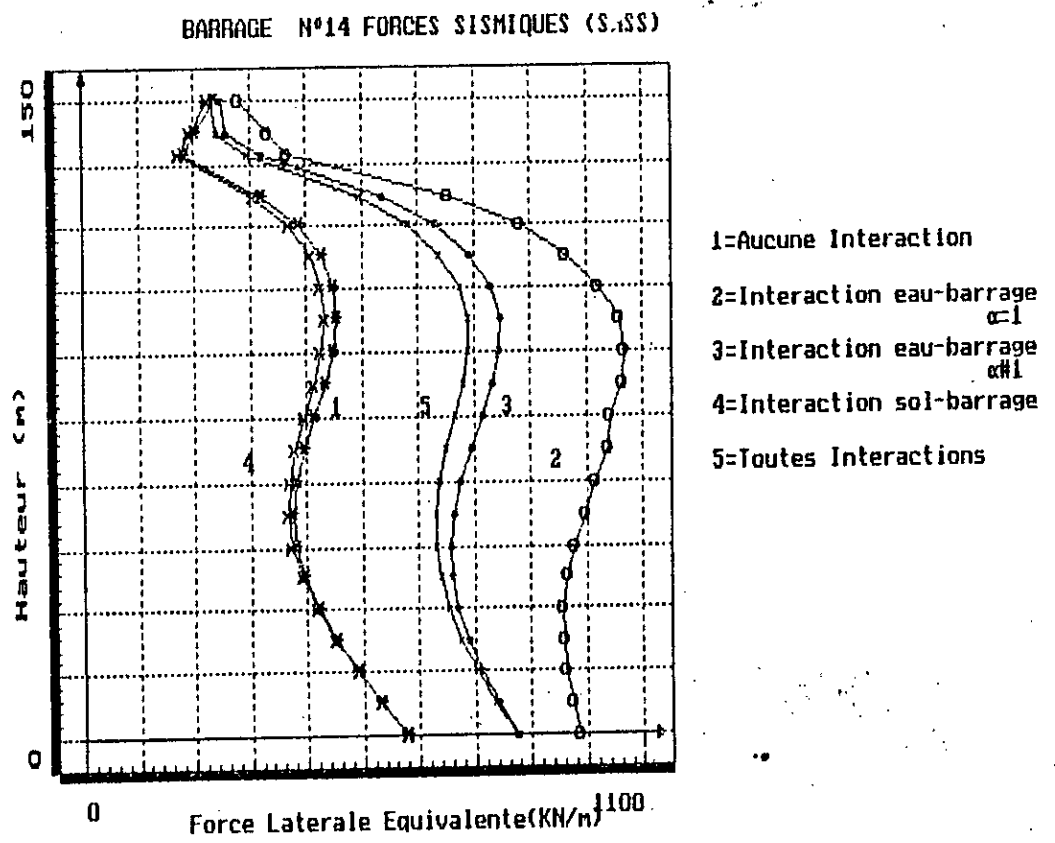
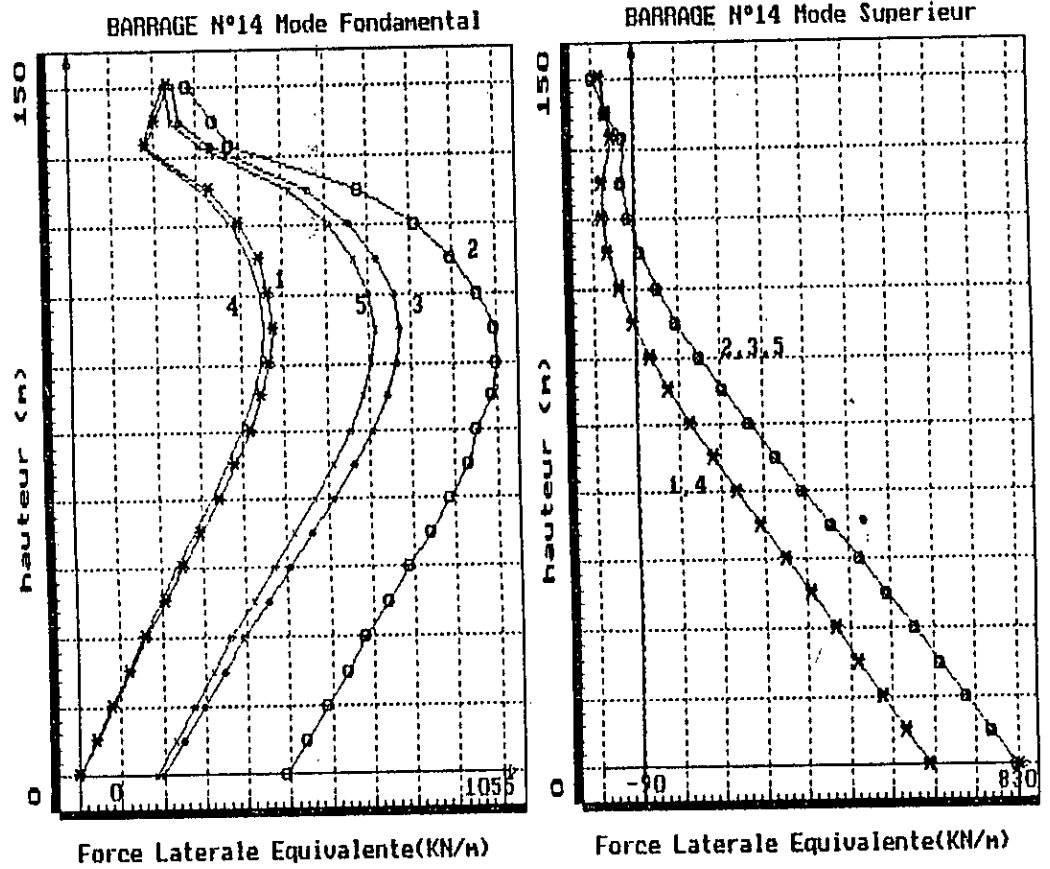
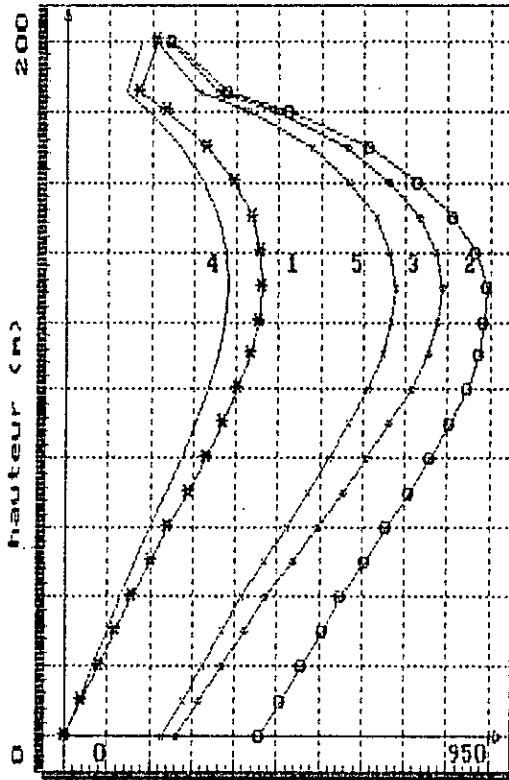


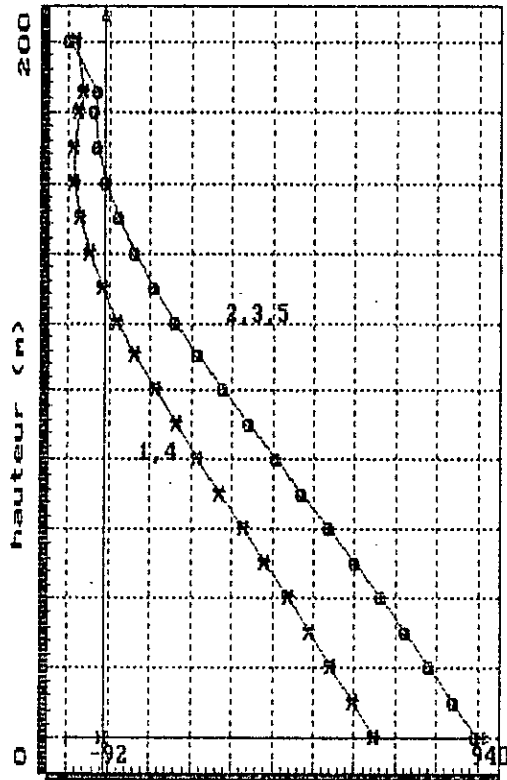
Fig. 14 - Variation des forces latérales équivalentes du Barrage N°14

BARRAGE N°15 Mode Fondamental



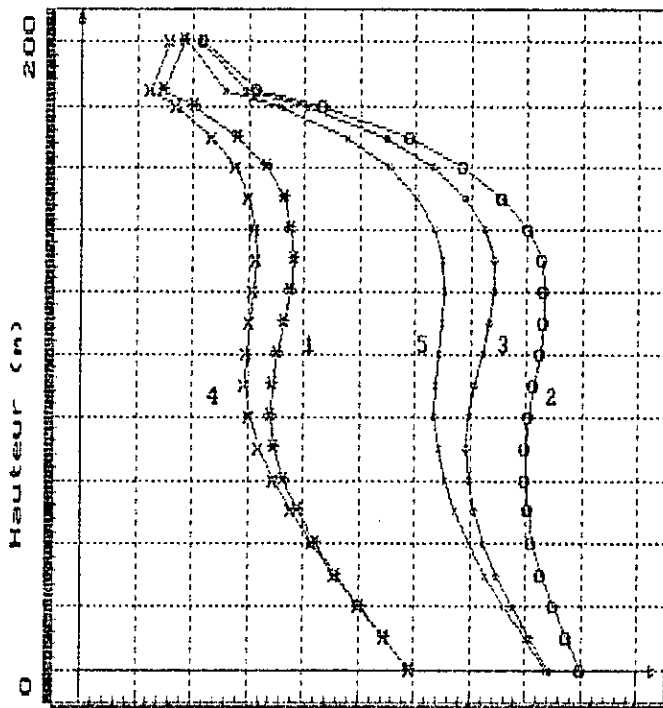
force laterale equivalente (KN/m)

BARRAGE N°15 Mode Superieur



force laterale equivalente (KN/m)

BARRAGE N°15 FORCES SISMQUES (SRSS)

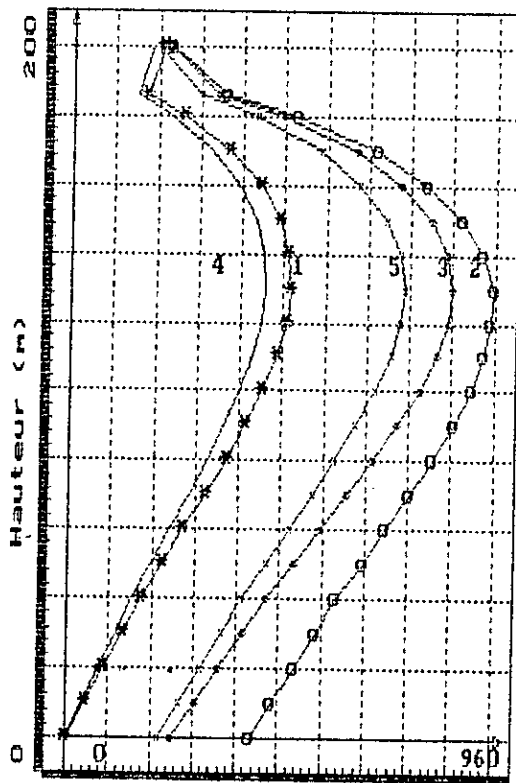


Force Laterale Equivalente (KN/m)

- 1=Aucune Interaction
- 2=Interaction eau-barrage
- 3=Interaction eau-barrage
- 4=Interaction sol-barrage
- 5=Toutes Interactions

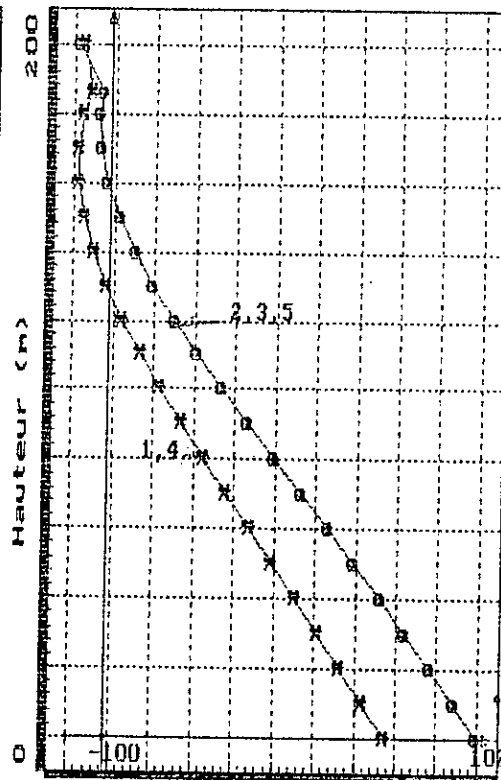
Fig 15 - VARIATIONS DES FORCES LATERALES EQUIVALENTES BARRAGE N° 15

BARRAGE N°16 Mode Fondamental



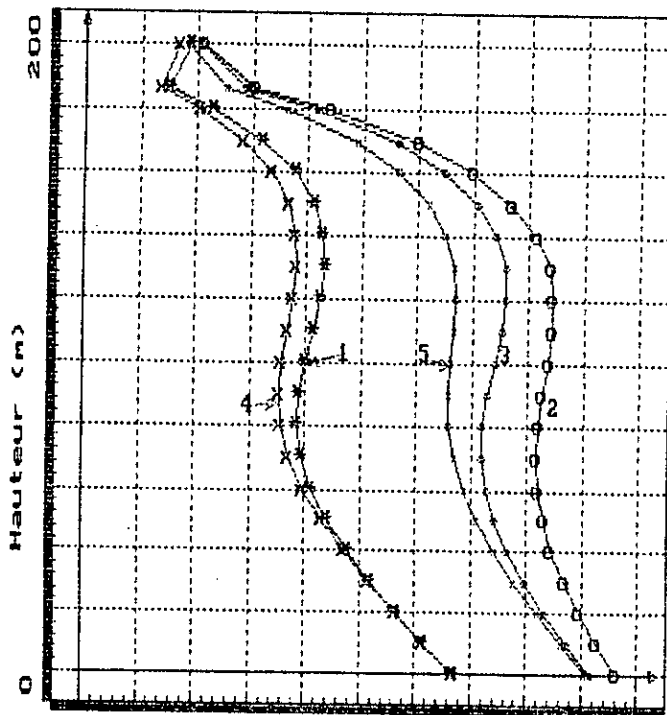
Force Laterale Equivalente (KN/m)

BARRAGE N°16 Mode Superieur



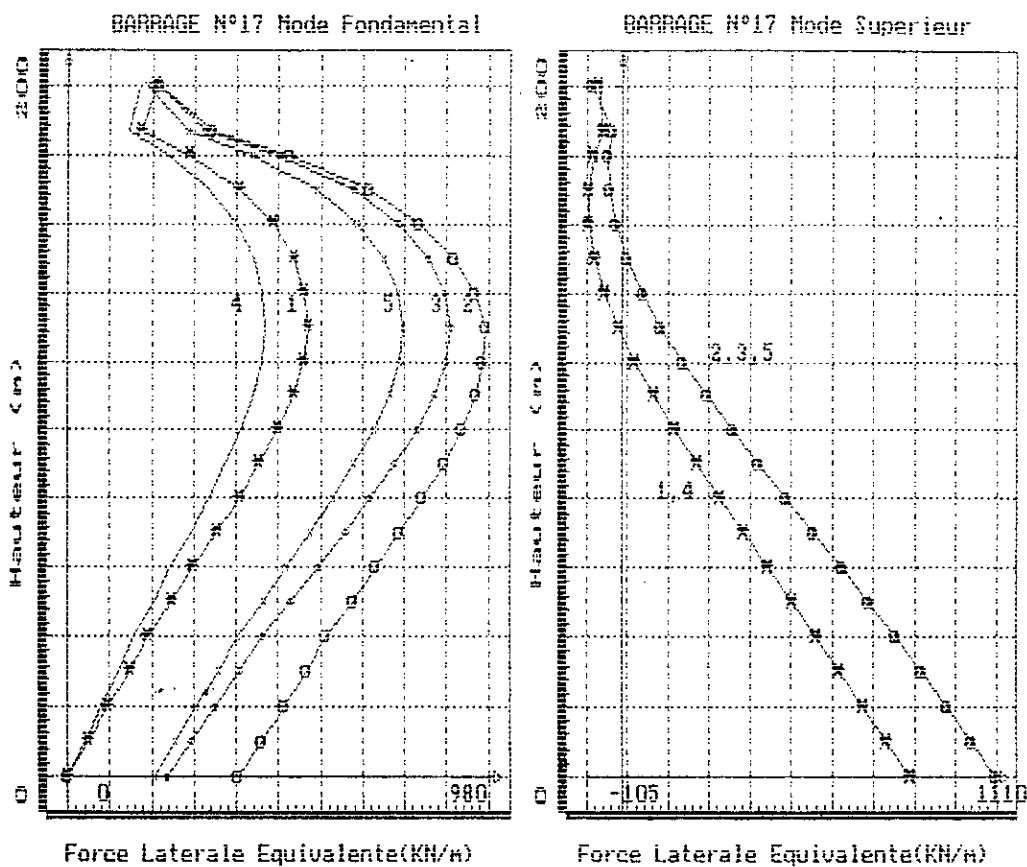
Force Laterale Equivalente (KN/m)

BARRAGE N°16 FORCES SISMQUES (SRSS)



Force Laterale Equivalente (KN/m) 1150

- 1=Aucune Interaction
- 2=Interaction eau-barrage  $\alpha = 1$
- 3=Interaction eau-barrage  $\alpha \neq 1$
- 4=Interaction sol-barrage
- 5=Toutes Interactions



**BARRAGE N°17 FORCES SISMQUES (SRSS)**

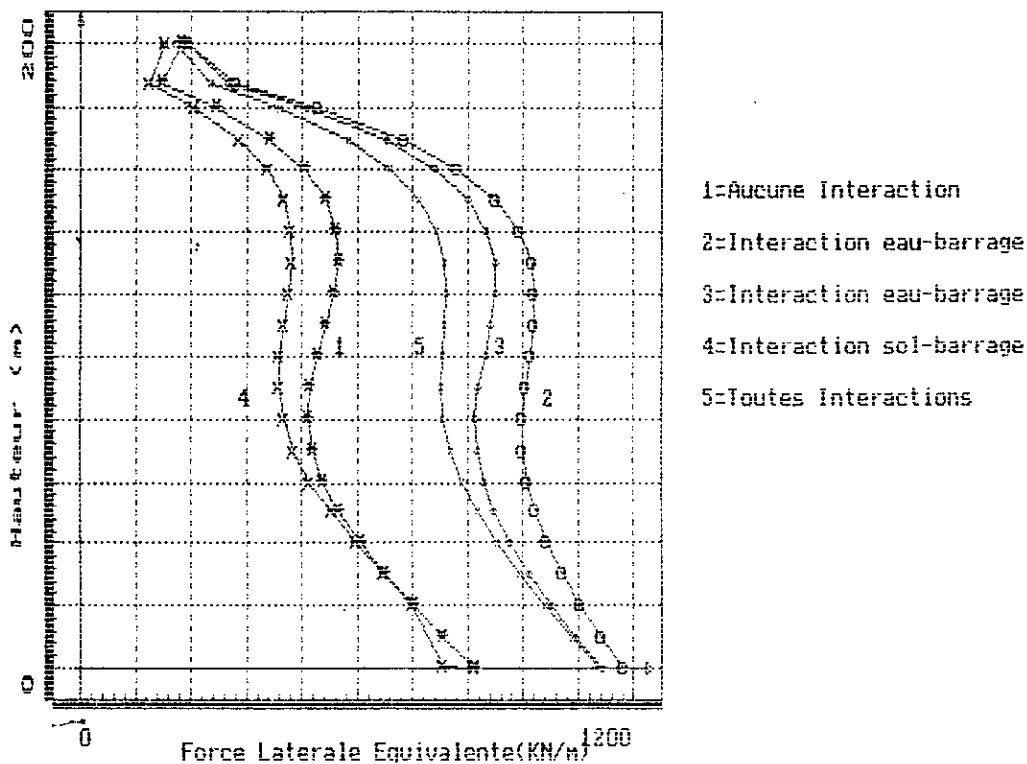
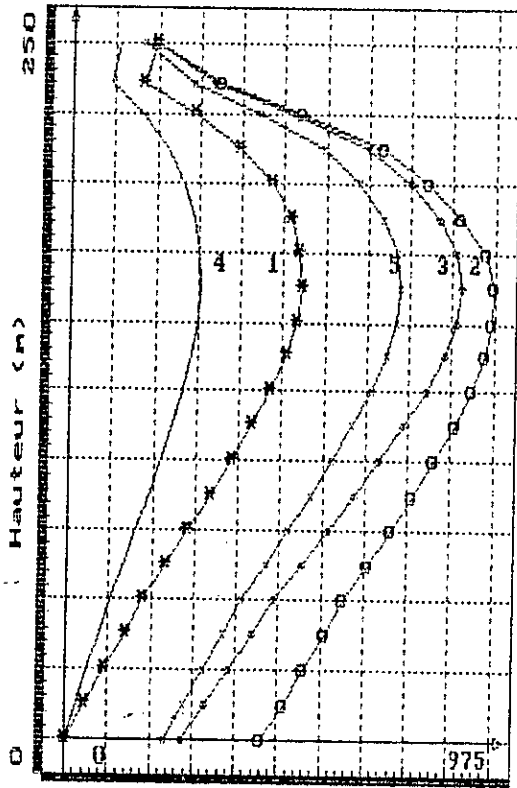


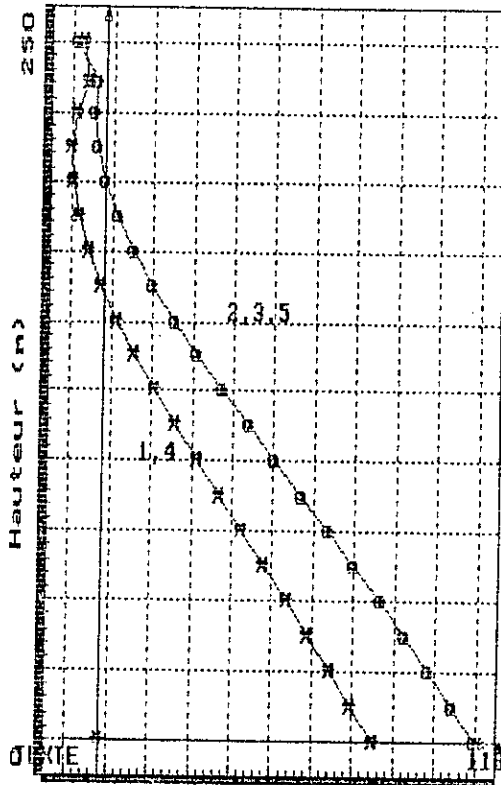
Fig. 17 - Variation des forces larérales équivalentes Barrage N° 17

BARRAGE N°18 Mode Fondamental



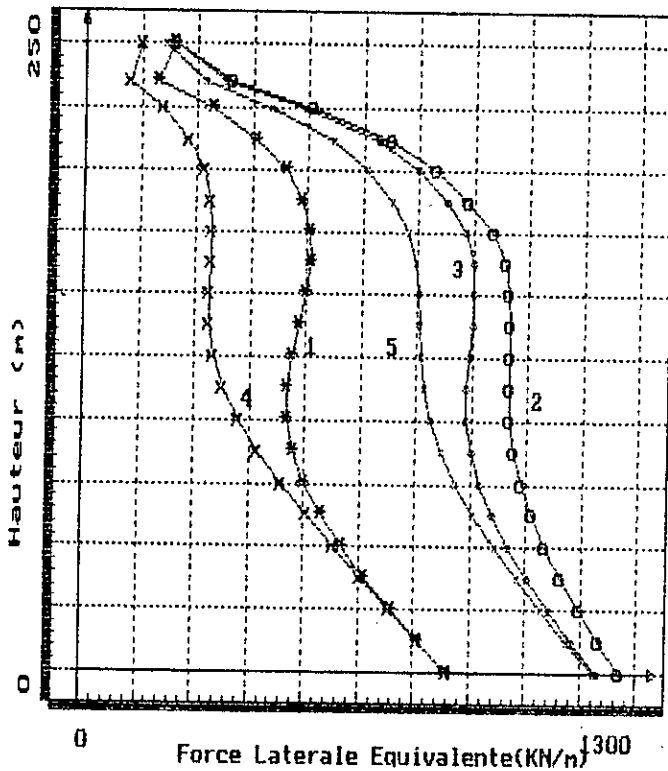
Force Laterale Equivalente(KN/n)

BARRAGE N°18 Mode Superieur



Force Laterale Equivalente(KN/n)

BARRAGE N°18 FORCES SISMQUES (SRSS)

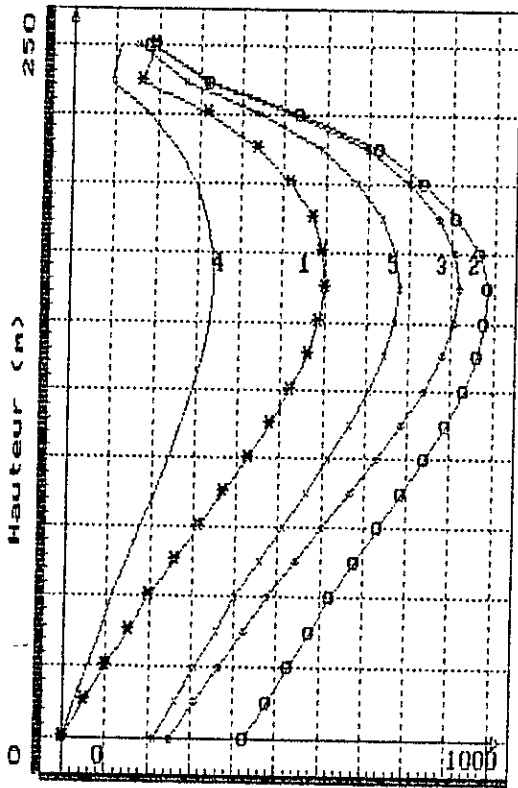


- 1=Aucune Interaction
- 2=Interaction eau-barrage  $\alpha = 2$
- 3=Interaction eau-barrage  $\alpha + 1$
- 4=Interaction sol-barrage
- 5=Toutes Interactions

Fig 18 - VARIATIONS DES FORCES LATERALES EQUIVALENTES BARRAGE N° 18

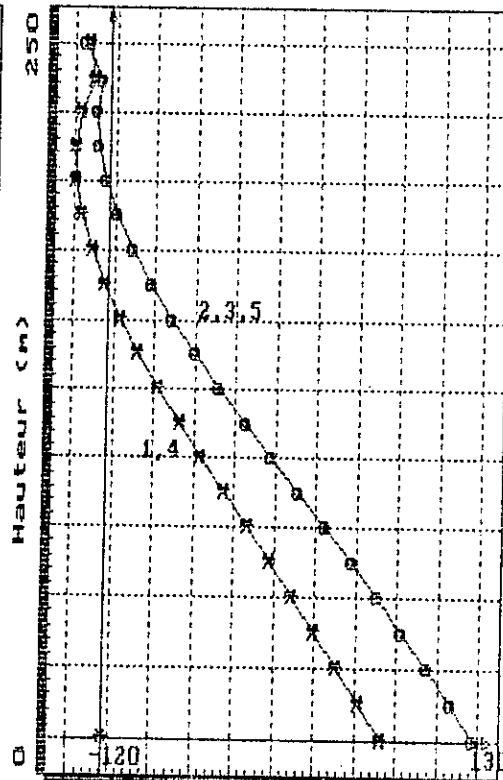


BARRAGE N°19 Mode Fondamental



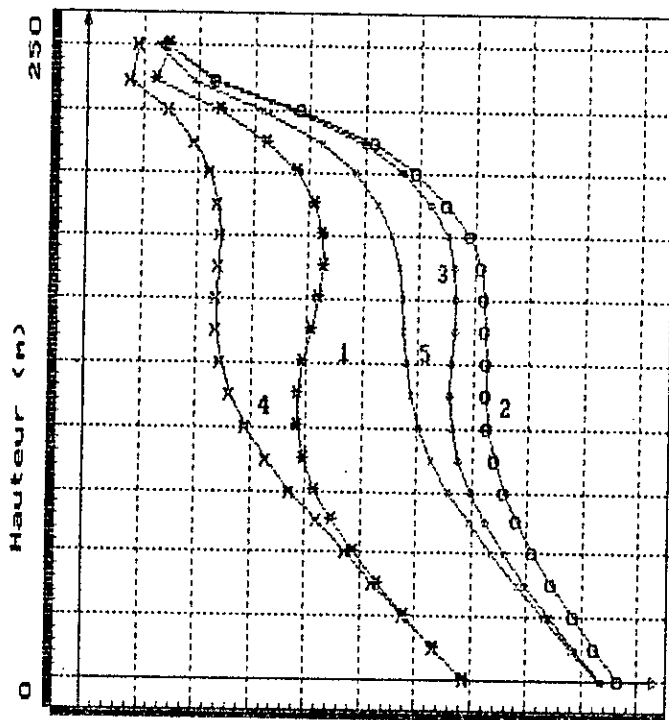
Force Laterale Equivalente(KN/m)

BARRAGE N°19 Mode Superieur



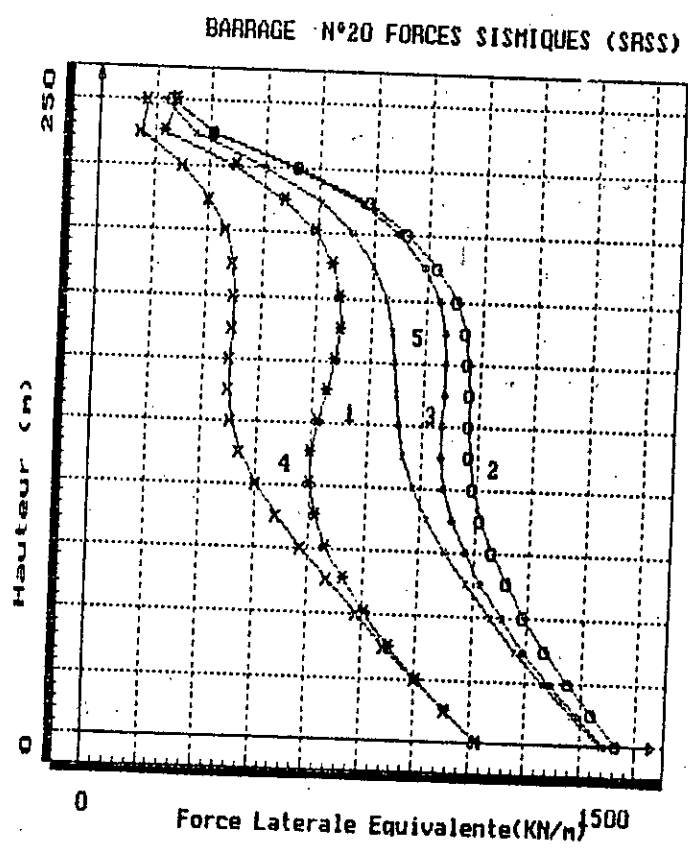
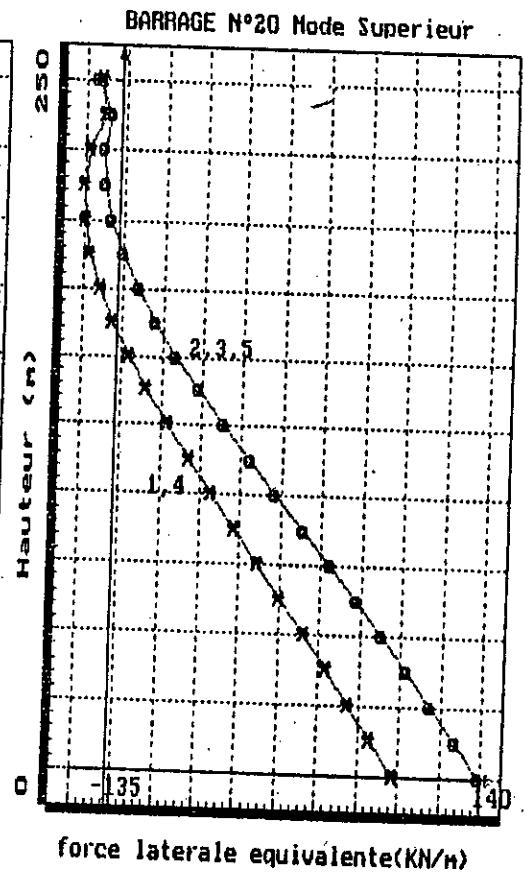
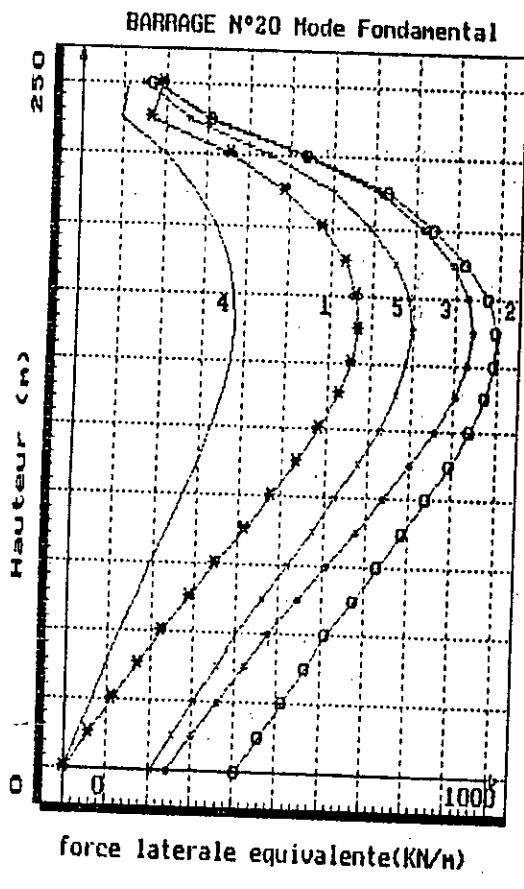
Force Laterale Equivalente(KN/m)

BARRAGE N°19 FORCES SISMQUES (SRSS)



Force Laterale Equivalente(KN/m)

- 1=Aucune Interaction
- 2=Interaction eau-barrage  $\alpha=1$
- 3=Interaction eau-barrage  $\alpha=1$
- 4=Interaction sol-barrage
- 5=Toutes Interactions

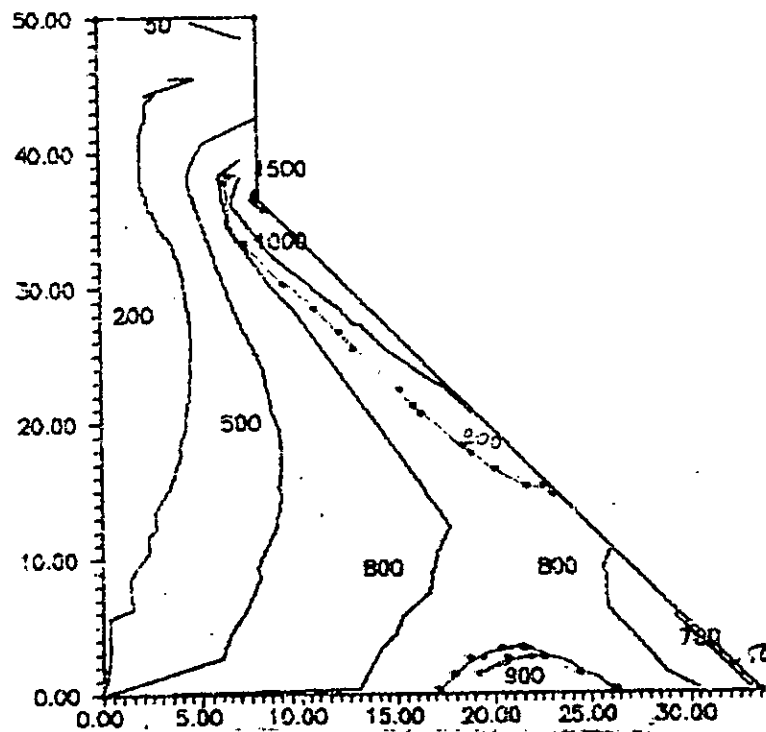


- 1= Aucune Interaction
- 2= Interaction eau-barrage  $\alpha = 1$
- 3= Interaction eau-barrage  $\alpha \neq 1$
- 4= Interaction sol-barrage
- 5= Toutes Interactions

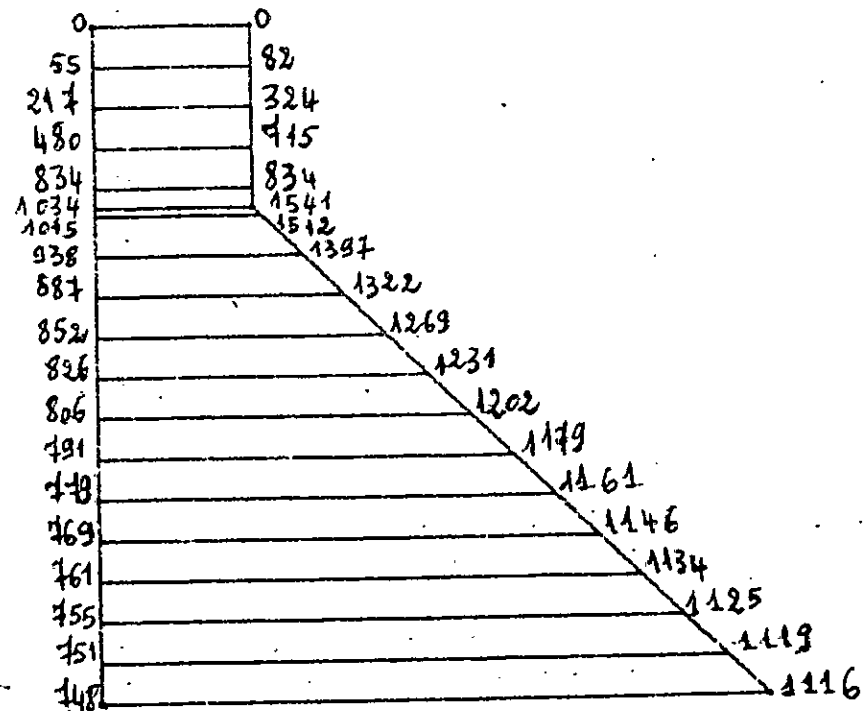
**Fig 20 - VARIATION DES FORCES LATERALES EQUIVALENTES BARRAGE N° 20**

**ANNEXE C**

BARRAGE 4 H = 50m et B = 33.6m



SOLUTION PAR M.E.F



SOLUTION PAR LA R.D.M.

Figure 1: Contraintes Principales Maximales (kPa) du barrage de Hauteur 50 m et de Base 33.6 m sous la Composante Accélérométrique S69E du Séisme de Taft. Interaction Sol-Fluide-Barrage.

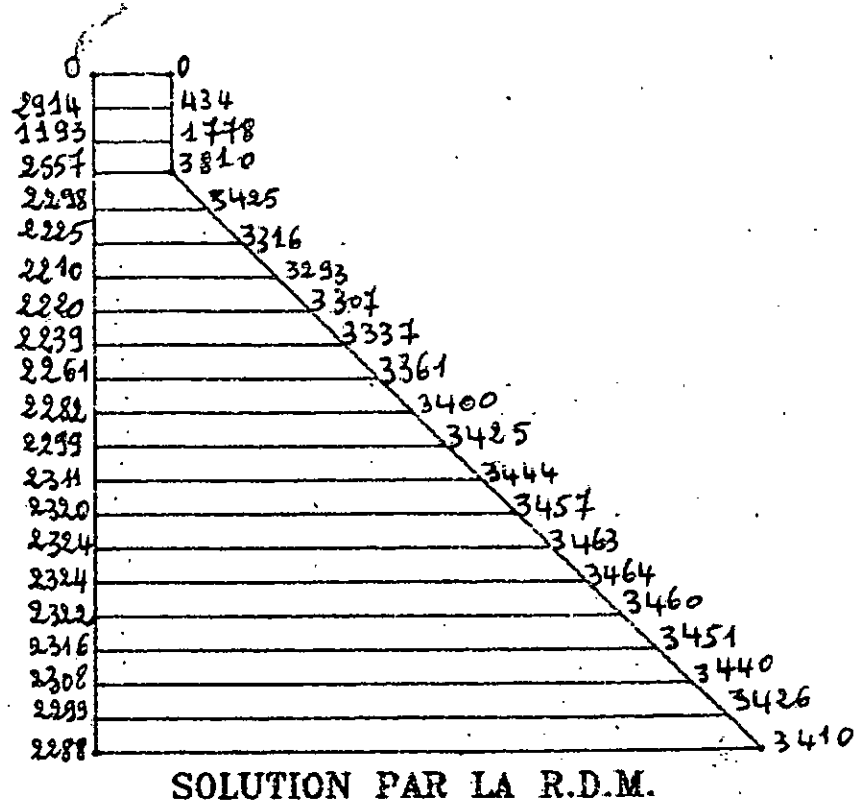
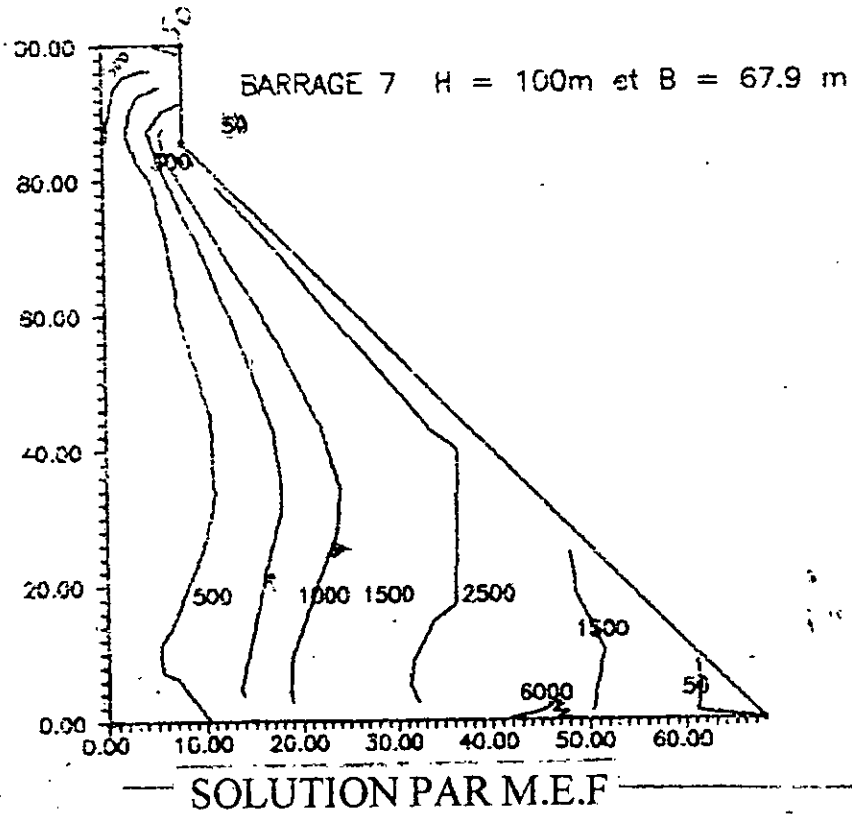


Figure 2: Contraintes Principales Maximales (kPa) du barrage de Hauteur 100 m et de Base 67.9m

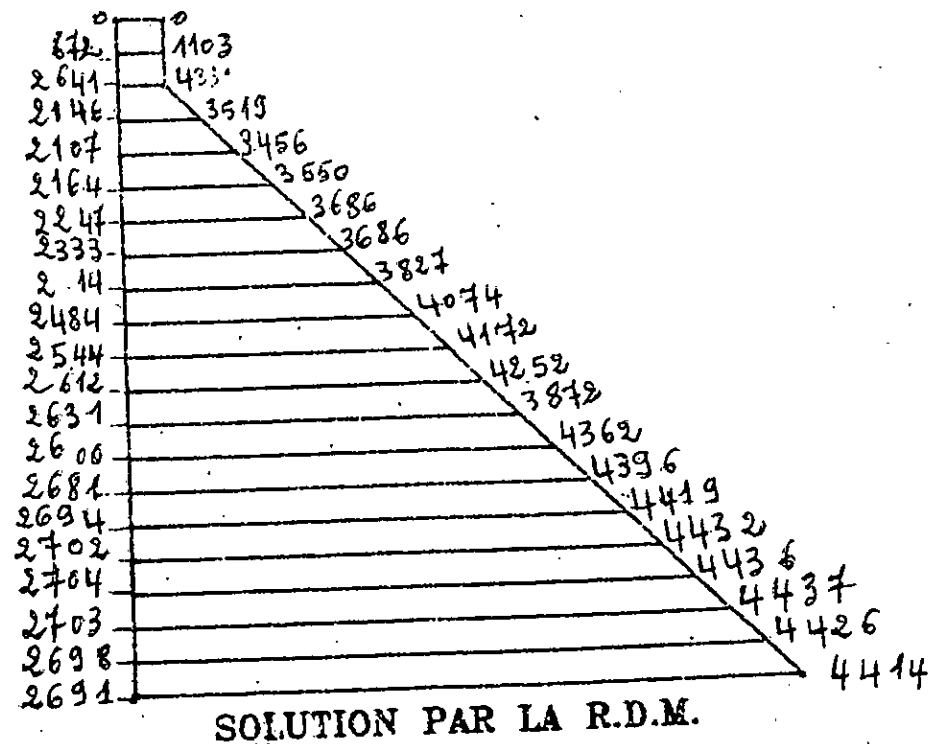
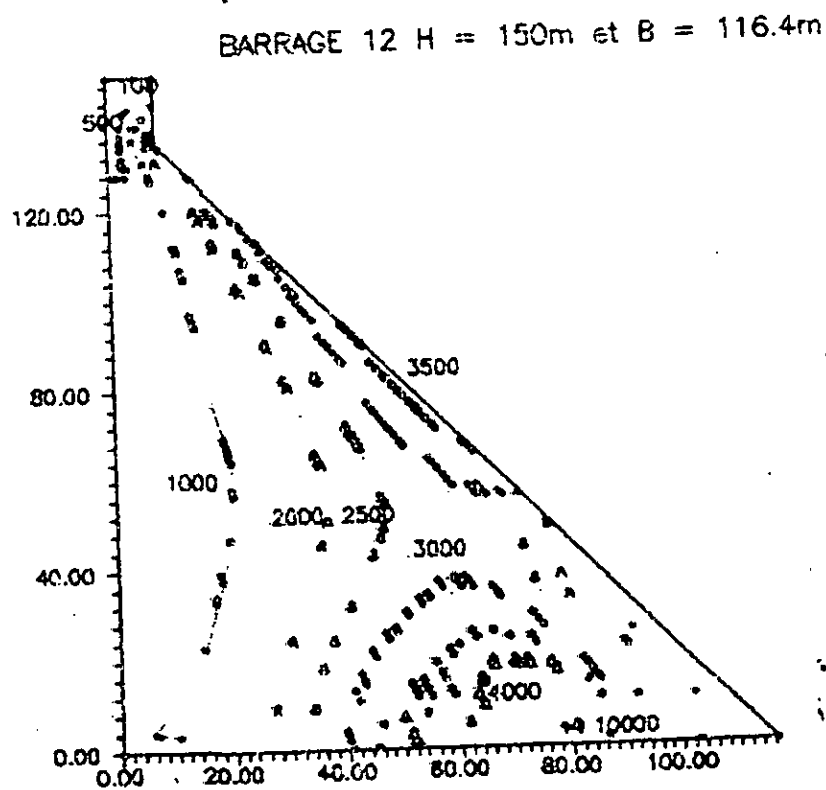


Figure 3: Contraintes Principales Maximales (kPa) du barrage de Hauteur 150 m et de Base 116.4m sous la Composante Accélérométrique S69E du Séisme de Taft. Interaction Sol-Fluide-Barrage.

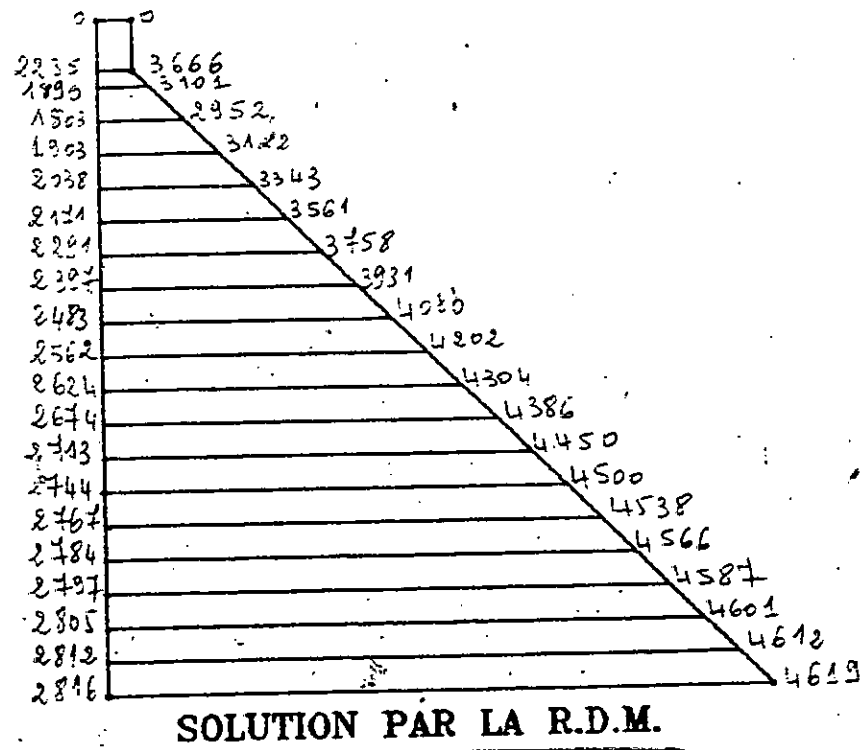
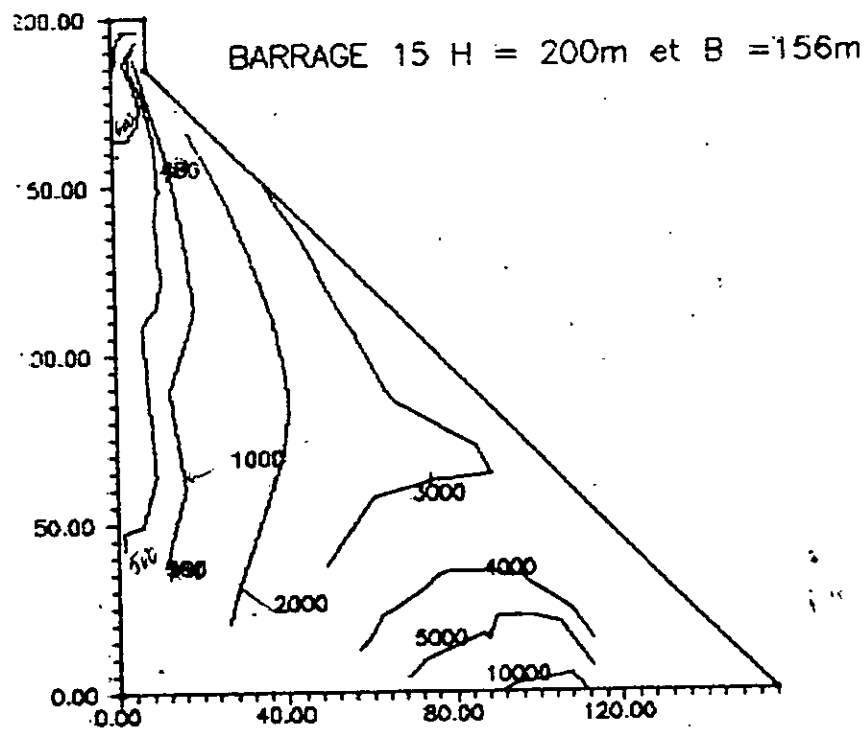


Figure 4: Contraintes Principales Maximales (kPa) du barrage de Hauteur 200 m et de Base 156 m sous la Composante Accélérométrique S69E du Séisme de Taft. Interaction Sol-Fluide-Barrage.

CONTRAINTES PRINCIPALES MAX(KN/m<sup>2</sup>)  
BARRAGE 20 (toutes interactions)

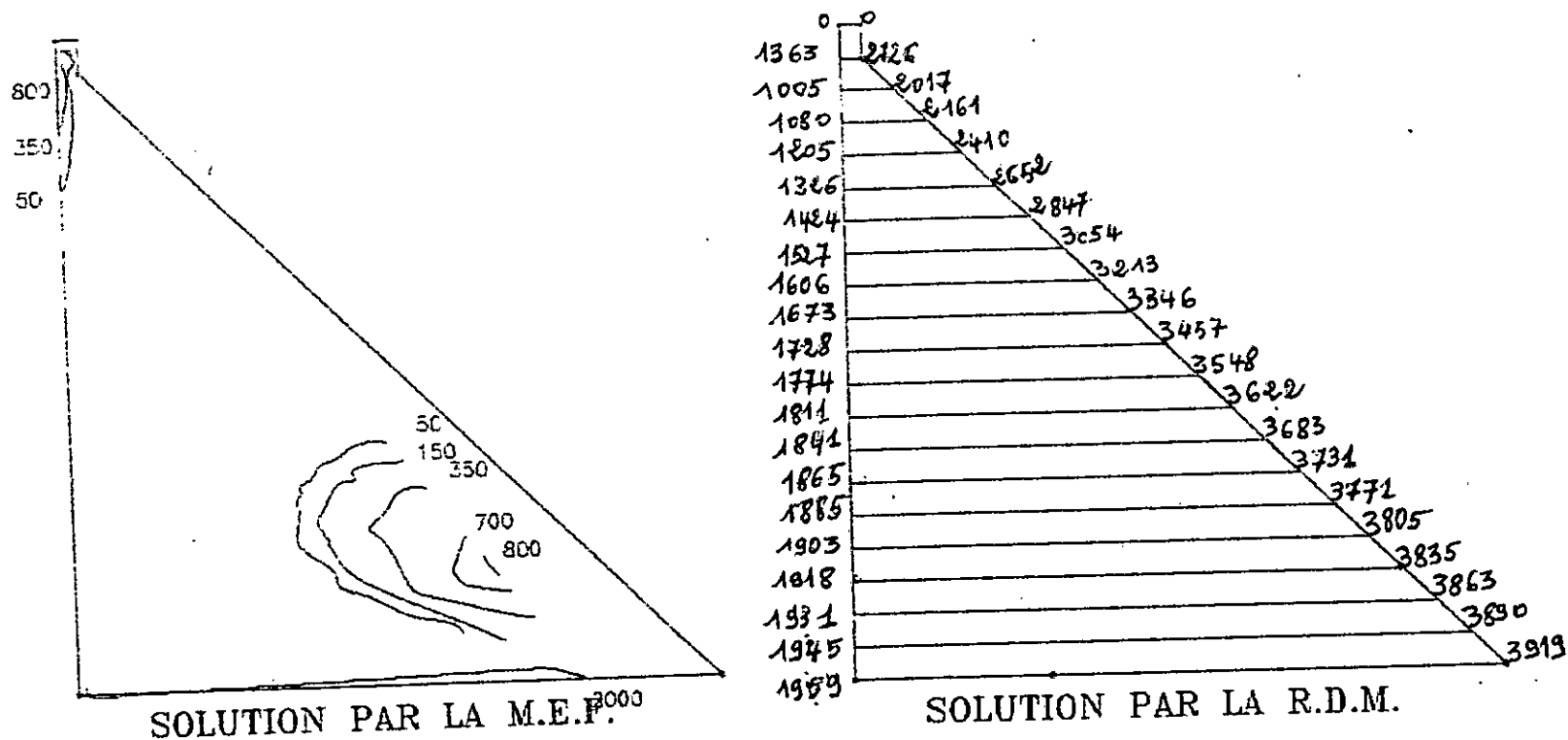
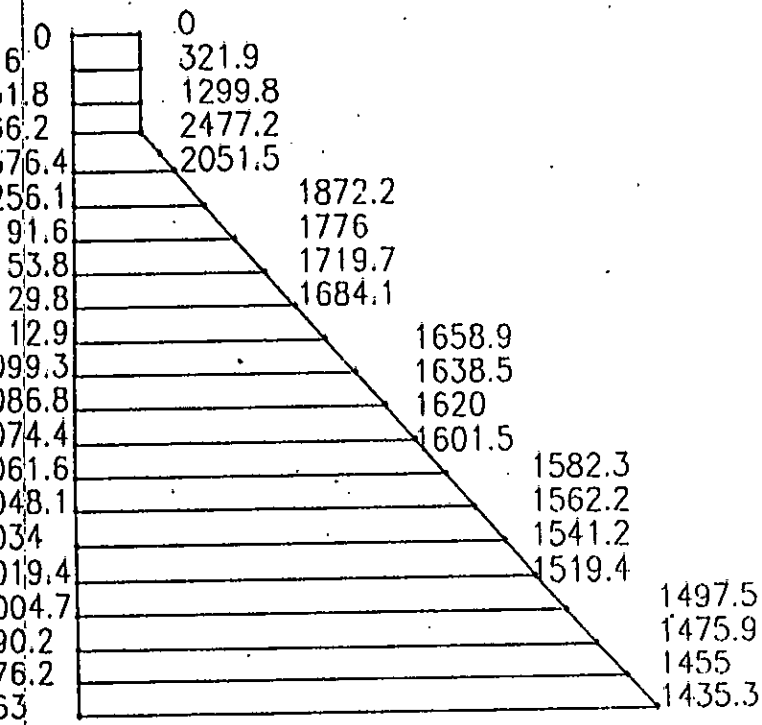
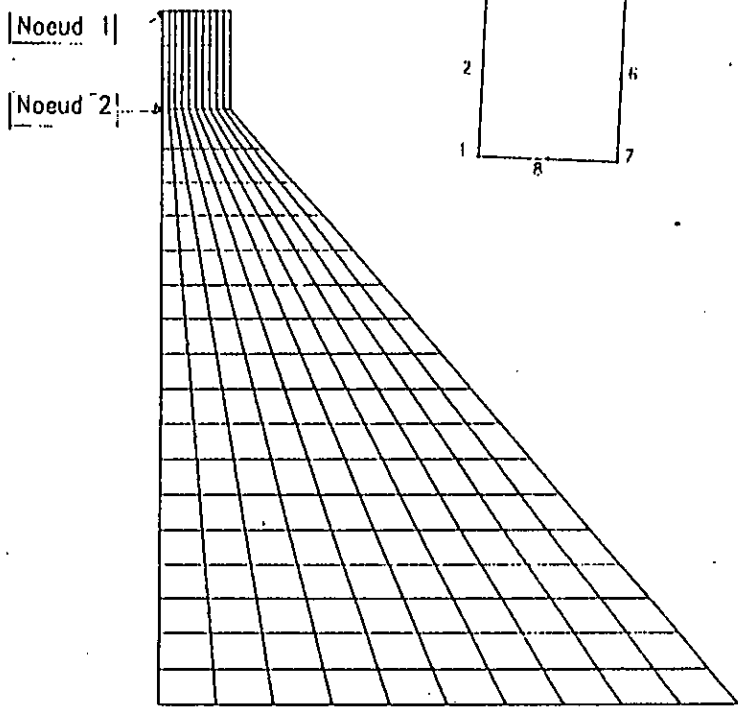
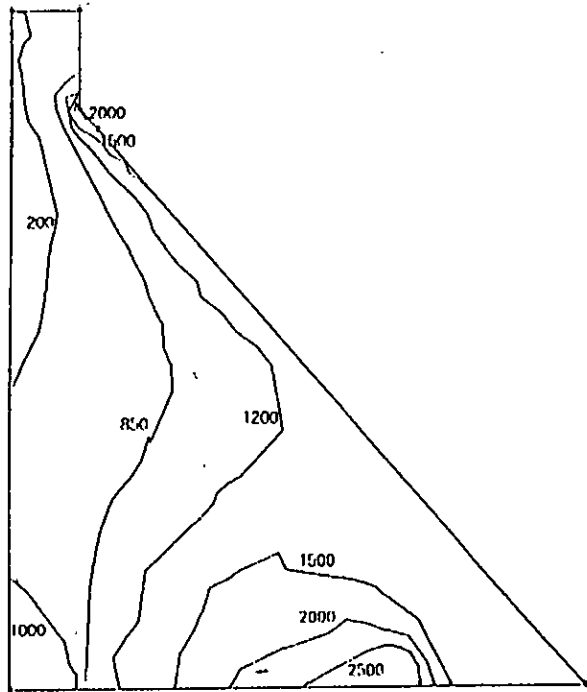


Figure 5: Contraintes Principales Maximales (kPa) du barrage de Hauteur 250 m et de Base 245 m sous la Composante Accélérométrique S69E du Séisme de Taft. Interaction Sol-Fluide-Barrage.





(a)



(b)

Figure 6: Contraintes Principales Maximales (kpa) du Barrage de Hauteur 100 m et de Base 67.9 m sous la Composante Accélérométrique S69E du Seisme de Taft. Interaction Sol-Barrage. Contraintes Initiales Exclues

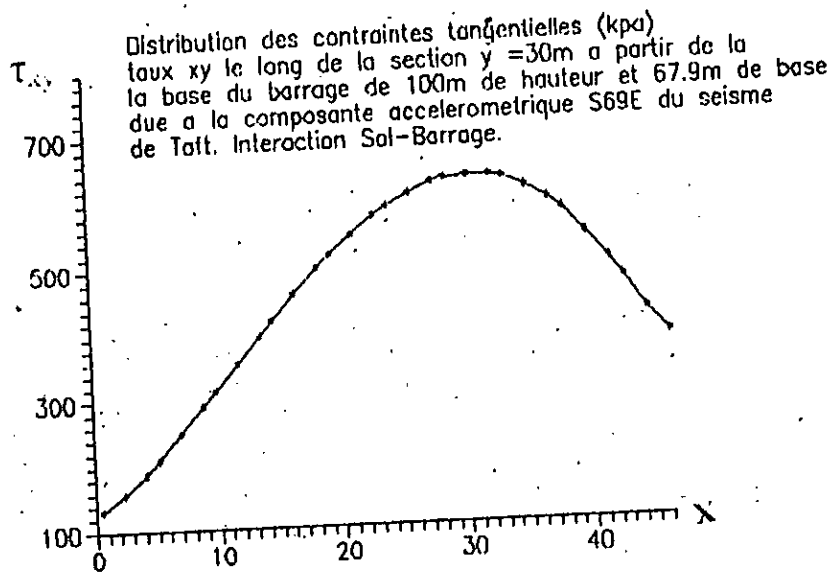
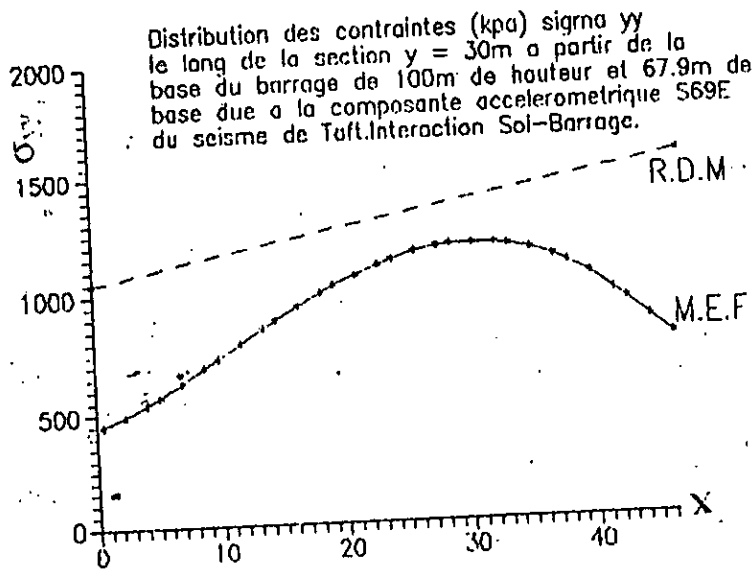
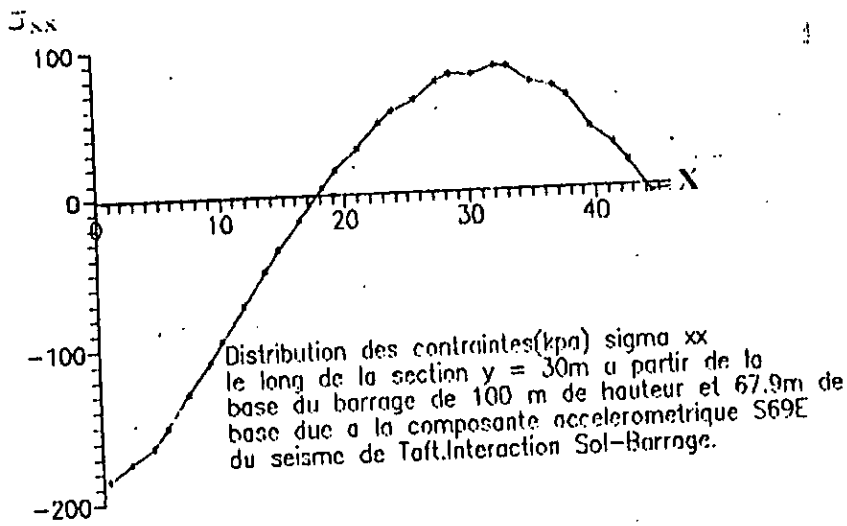


Figure 7: Distribution des contraintes le long d'une section  $y = 30$  mètres à partir de la base du barrage de hauteur 100 m et de base 67.9 m dus à la composante accélérométrique S69E du seisme de Taft.

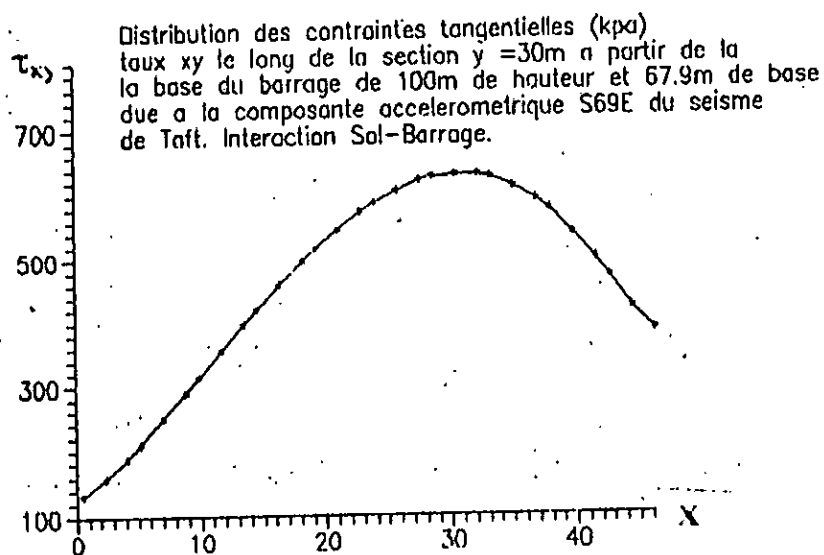
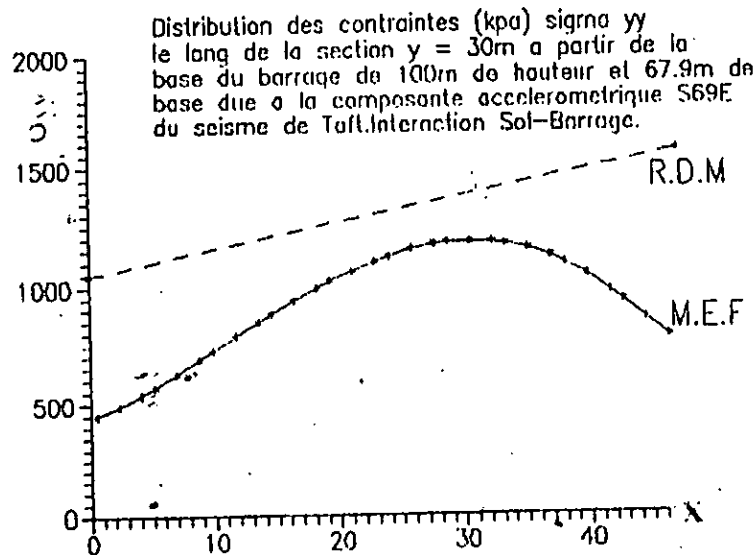
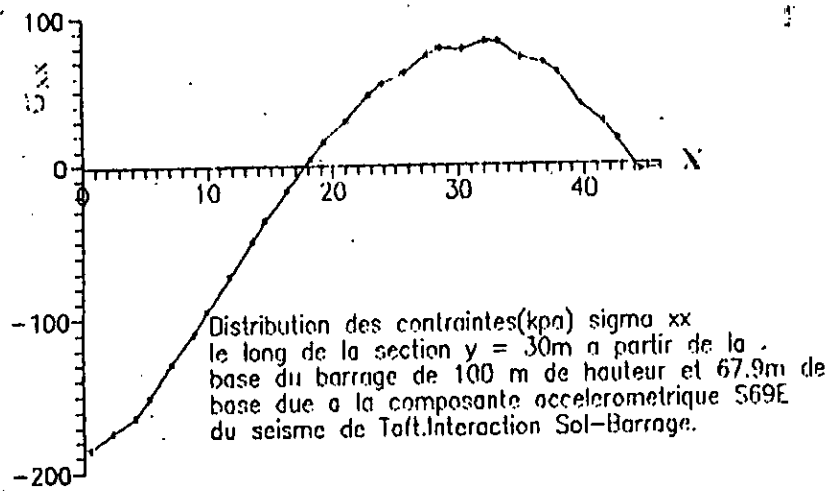


Figure 8: Distribution des contraintes le long d'une section  $y = 30$  mètres à partir de la base du barrage de hauteur 100 m et de base 67.9 m dues à la composante accélérométrique S69E du seisme de Taft.