

50376
1989
269

50376
1989
269

THESE DE DOCTORAT

Présentée

à

N° d'ordre 447

**L'UNIVERSITE DES SCIENCES ET TECHNIQUES
DE LILLE FLANDRES-ARTOIS**

SPECIALITE GENIE-CIVIL

par

MAMBA MPELE

Ingenieur de l'E.N.T.P.E de LYON

**RESISTANCE AU CISAILLEMENT DES ENROCHEMENTS
ET
MATERIAUX GROSSIERS
APPLICATIONS AUX CALCULS DES BARRAGES**



Soutenu le 1 décembre 1989 devant le jury composé de :

MM. HENRY J. P.
BOULON M.
SHAROUR I.
CAMBOU B.
FRY J. J.
PERA J.

UNIVERSITE DE LILLE I
I . M . G.
I . D . N.
E . C . L.
E . D . F.
C . E . TU.

Président - Rapporteur
Rapporteur



037 416 2

RESUME

Ce travail s'inscrit dans le cadre de l'analyse du comportement mécanique des enrochements ou matériaux grossiers utilisés dans la construction des barrages.

Le **chapitre I**, est consacré à l'étude bibliographique et expérimentale de la résistance au cisaillement des enrochements. On y étudie l'influence de certains paramètres sur l'angle de frottement, le module de cisaillement et l'amortissement. Ces résultats, actualisés par l'expérimentation à grande puis à petite échelle réalisée sur le grès du barrage de VIEUX-PRE, permettent d'identifier une nouvelle classe d'enrochements.

Dans le **chapitre II**, on fait allusion aux modèles qui peuvent décrire le comportement des milieux granulaires en général et des enrochements en particulier; l'étude de stabilité abordée au **chapitre III** conduit à une relation simple entre le coefficient de sécurité pseudo-statique d'une part, l'accélération sismique, la hauteur et la pente du barrage d'autre part. Cette relation permet aux projeteurs de prédimensionner le profil des remblais.

Au **chapitre IV**, une étude de la réponse élastique d'un barrage triangulaire est abordée. Les expressions de la période propre premier mode et de l'accélération maximale en crête du barrage obtenues, permettent d'utiliser les méthodes simplifiées développées par SEED et MAKDISI. Le projeteur peut ainsi estimer les déplacements induits par un séisme de projet le long d'une surface de rupture donnée.

Au **chapitre V**, une simulation de la réponse non-linéaire (loi d'HUJEUX élastoplastique) de trois barrages sous sollicitation sismique est réalisée en utilisant la Méthode des Eléments Finis. Les résultats obtenus sont comparés à ceux donnés par la Méthode Simplifiée.

AVANT PROPOS

Le présent travail résume les recherches que nous avons effectuées au sein de la division **Etudes et Developpements Hydrauliques d'Electricité De France de Chambéry** , en liaison avec l'**Université de LILLE I**.

Il constitue un aspect de la contribution qu'un organisme de recherche tel qu'**E.D.F** peut apporter dans le domaine du transfert des travaux universitaires vers le milieu industriel.

Que toutes les personnes qui par leurs conseils , leurs remarques et leur patience m'ont permis d'arriver au terme de ce travail , trouvent ici l'expression de ma profonde gratitude.

Je remercie particulièrement les personnes qui ont accepté de faire partie du jury.

Monsieur le professeur **HENRY** qui m'a fait l'honneur d'accepter la présidence du jury de thèse.

Messieurs les professeurs **CAMBOU** et **BOULON** qui malgré leurs multiples tâches ont accepté de participer au jury.

Monsieur **FRY** , ingénieur de recherche à **E.D.F** , qui a assuré mon encadrement avec une grande patience et a veillé en permanence à la cohérence du programme suivi.

Messieurs les professeurs **SHAROUR** et **ROBINET** qui ont assuré la deuxième et première partie de cette thèse.

Messieurs **PERA** et **POST** qui ont pris le temps de me faire profiter de leurs expériences et de leurs connaissances.

Une partie de la dactylographie de ce mémoire a été assurée par Mlle **CATHERINE PELLISSIER** , qu'elle trouve ici mes sincères remerciements.

INTRODUCTION GENERALE

Ce travail s'inscrit dans un programme plus vaste et ambitieux dont l'objectif est la mise au point de méthodes rapides de prédimensionnement des barrages en enrochements.

L'expérience acquise par les constructeurs dans le domaine des barrages en enrochement révèle que :

Pour qu'une méthode de dimensionnement d'un ouvrage soit réaliste , il faut que cette dernière franchisse les étapes suivantes.

- 1----- Disposer d'une base de données (ou en créer une) relative aux enrochements . Dans cette base on mentionne l'origine géologique des enrochements , les caractéristiques mécaniques de leurs grains , l'angle de frottement , le module de cisaillement , le module volumique et les caractéristiques granulométriques des échantillons associés . On y précise le type d'essai et les conditions dans lesquelles ils ont été réalisés.
- 2----- Cerner les paramètres simples à partir desquels une méthodologie d'identification des enrochements peut être élaborée et leur classification réalisée.
- 3----- Pour chaque classe identifiée , et compte tenu de la base de données établie en donner les courbes enveloppes de variation des caractéristiques au cisaillement (angle de frottement , module de cisaillement) en fonction (d'une contrainte) d'un ou plusieurs paramètres.
- 4----- En tenant compte des modèles existants , établir des relations simples qui , après avoir fixé des critères , serviront à dimensionner l'ouvrage.
- 5----- Les résultats obtenus avec ce nouveau procédé doivent être confrontés à ceux des autres méthodes afin d'envisager leur utilisation industrielle.

Ce travail effectué au sein de l'équipe **Etudes et Développements Hydrauliques d'Electricité De France de Chambéry** , apporte une contribution à ces cinq points.

Le **CHAPITRE I** , est une étude bibliographique et expérimentale . Nous avons voulu par cette étude bibliographique étudier l'influence de certains paramètres sur l'angle de frottement , les modules de cisaillement statique et dynamique et sur l'amortissement . L'étude expérimentale réalisée sur l'enrochement de grès du barrage de Vieux-Pré , avec un appareillage de grande et petite dimension nous a permis d'actualiser les résultats développés par d'autres auteurs et d'identifier une nouvelle classe d'enrochements.

Si au **CHAPITRE II** , on fait allusion aux modèles qui peuvent décrire le comportement des milieux granulaires ; on présente également quelques simulations d'essais triaxiaux réalisées sur des enrochements.

L'étude de la stabilité abordée au **CHAPITRE III** nous conduit à une relation simple qui donne le coefficient de sécurité pseudo-statique en fonction de l'accélération sismique à la base du barrage , de sa hauteur , de sa pente et de la masse volumique du matériau constitutif du corps du barrage . Cette relation permet au projeteur dimensionner le profil de son remblai.

L'étude de la réponse élastique d'un barrage triangulaire reposant sur une fondation rigide qui est faite au **CHAPITRE IV** complète les travaux de SEED et MAKDISI . On obtient des expressions de la période premier mode et de l'accélération maximale en crête du barrage directement utilisables . Elles permettent d'estimer les valeurs du déplacement induit par un séisme en crête du barrage et le long d'une surface de rupture fixée . Ces déplacements pris comme critère , permettent d'affiner les profils d'un remblai.

enfin au **CHAPITRE V** , on réalise une simulation de la réponse dynamique non-linéaire des barrages par la Méthode des Eléments Finis . Les résultats obtenus sont comparés à ceux donnés par la Méthode Simplifiée.

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE	0
CHAPITRE I	1
I- APERCUS BIBLIOGRAPHIQUES	1
I.1- IDENTIFICATION, CLASSIFICATION ET PROPRIETES DES ENROCHEMENTS ..	1
I.1.1- IDENTIFICATION DES ENROCHEMENTS	3
I.1.1a- Description géologique	4
I.1.1b- Caractéristiques mécaniques des grains	4
I.1.1c- Caractéristiques granulométriques	6
I.1.1d- Caractéristique de l'assemblage	6
I.1.2- Classifications	9
I.1.3- APPAREIL PERMETTANT DE DETERMINER L'ANGLE DE FROTTEMENT ET LE MODULE DE COMPRESSIBILITE EN LABORATOIRE	14
Appareil triaxial	14
Appareil de cisaillement simple	17
Les oedomètres	17
I.1.4- DETERMINATION DES PROPRIETES DES ENROCHEMENTS	17
I.1.4a- Angle de frottement	17
I.1.4b- Modules	19
I.1.5- INFLUENCES DE CERTAINS PARAMETRES SUR LA COMPRESSIBILITE, L'ANGLE DE FROTTEMENT DES ENROCHEMENTS ET MATERIAUX GROSSIERS	
I.1.5a- ANGLE DE FROTTEMENT	21
Influence de la densité relative "D _r " (ou de l'indice de vide initial e _i)	21
Influence de la granulométrie et du mode d'écrêtage	23

Influence des fines	25
Influence de la dimension des appareillages	28
Influence du niveau de contrainte sur la résistance au cisaillement	28
Influence du chemin de sollicitation	30
I.1.5b- COMPRESSIBILITE DES ENROCHEMENTS	30
Influence de la densité relative "D _r " (ou de l'indice de vide initial e _i)	30
Influence de la granulométrie et du mode d'écrêtage	30
Influence des fines	30
Influence du niveau de contrainte	41
I.1.5c- RESISTANCE AU CISAILLEMENT DYNAMIQUE	41
Influence de la densité relative ou compacité	41
Granulométrie	42
I.1.5d- MODULE DE CISAILLEMENT DYNAMIQUE	42
Influence de la densité relative ou compacité	44
Granulométrie	44
Influence de la dimension des appareillages	44
I.1.5e- AMORTISSEMENT	53
Compacité	53
Influence des caractéristiques granulométriques sur l'amortissement interne	54
I.1.6- CONCLUSIONS	54
EXPERIMENTATION	56
I.2- ETUDE EXPERIMENTALE	57
I.2.1- MATERIAU : LE GRES DE VIEUX-PRE	58
I.2.2- ESSAIS D'IDENTIFICATION	59
I.2.3- ESSAIS DE CISAILLEMENT	59
I.2.3a- APPAREILLAGE	59

I.2.4-	ESSAIS A LA BOITE ϕ_{100}	63
I.2.4a-	ESSAIS REALISES	63
I.2.4b-	MODE OPERATOIRE DES ESSAIS A LA BOITE ϕ_{100}	66
I.2.4c-	RESULTATS	66
I.2.5-	ESSAIS A LA BOITE DE 120CM x 120CM.	73
I.2.5a-	RESULTATS DES ESSAIS	73
I.2.5b-	MODE OPERATOIRE	73
I.2.5c-	RESULTATS	78
I.2.6-	COMPARAISONS DES RESULTATS	78
I.2.7-	AUTRES ESSAIS REALISES SUR LE GRES DE VIEUX-PRE.	78
CORRELATIONS		81
I.2.8-	CORRELATIONS MULTIPLES	82
I.2.9-	FORMULES STATISTIQUES UTILISEES.	82
I.2.10-	RESULTATS	90
I.3-	CLASSIFICATION DU GRES	98
I.3.1-	PROPOSITION D'UNE NOUVELLE CLASSIFICATION	98
I.3.2-	PROPRIETES DES DIFFERENTES CLASSES	98
I.4-	CONCLUSIONS	101
CHAPITRE II		102
II.1-	MODELISATION DES MATERIAUX GRANULAIRES	103
II.2-	DETERMINATION DES PARAMETRES ET SIMULATIONS DES ESSAIS .	104
II.3-	bLES ESSAIS	104
II.5-	PRESENTATION DES SIMULATIONS	104
CHAPITRE III		139
III-	STABILITE DES BARRAGES EN ENROCHEMENTS.	110
III.1-	CONCEPT DU COEFFICIENT DE SECURITE	111
III.2-	ETUDE DE LA STABILITE DES BARRAGES	113
III.2.1-	HYPOTHESES DES CALCULS	113
III.2.2-	RESULTATS	114

III.2.3-	COMPARAISON AVEC LES RESULTATS DE CHARLES	115
III.2.4-	CONCLUSIONS	118
CHAPITRE IV		121
IV-	DYNAMIQUE SIMPLIFIEE	121
IV.1-	POSITION DU PROBLEME	122
IV.2-	THEORIE DYNAMIQUE APPLIQUEE AUX CALCULS DES BARRAGES EN ENROCHEMENTS	122
IV.3-	MISE EN EQUATION	123
IV.4-	SOLUTIONS	126
IV.5-	METHODE SIMPLIFIEE SELON SEED-MAKDISI	133
IV.6-	APPLICATIONS	141
IV.6.1-	OBJECTIFS	142
IV.6.2-	DETERMINATION DE L'ACCELERATION MAXIMALE EN CRETE \ddot{U}_{max} ET DE LA PERIODE PROPRE T_0	142
IV.6.3-	ACCELERATION MAXIMALE EN CRETE DU BARRAGE \ddot{U}_{max}	145
IV.6.4-	LA PREMIERE PERIODE NATURELLE T_0 DU BARRAGE	145
IV.7-	ENSEIGNEMENTS	146
CHAPITRE V		152
V.1-	METHODES DE CALCUL AUX ELEMENTS FINIS	153
V.2-	PRESENTATION DU LOGICIEL GEFDYN (version 1989)	155
V.2.1-	PROBLEMES AUX LIMITES TRAITES PAR GEFDYN	155
V.2.2-	COMPORTEMENT DU SQUELETTE GRANULAIRE	155
V.2.3-	METHODE DE RESOLUTION DU PROBLEME NON-LINEAIRE	156
V.2.4-	CHARGEMENTS	156
V.2.5-	INDICATIONS FONCTIONNELLES SUR DES OUVRAGES SUSCEPTIBLES D'ETRE ETUDIES PAR GEFDYN	157
V.3-	PARAMETRES DE LA LOI ET CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DES OUVRAGES ETUDIES	157
V.3.1-	LOI DE COMPORTEMENT ET PARAMETRES RETENUS	157
V.3.2-	CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DES BARRAGES	159
V.3.3-	ETAT DE CONTRAINTE INITIALE ET SOLLICITATIONS DYNAMIQUES	159

V.3.3.1- ETAT DE CONTRAINTE INITIALE	159
V.4- SOLLICITATIONS DYNAMIQUES	159
V.4.1- NIVEAU DE SOLLICITATION	161
V.5- RESULTATS DES SIMULATIONS DE LA REPONSE NON-LINEAIRE DES BARRAGES PAR LA METHODE AUX ELEMENTS FINIS	161
V.5.1- INFLUENCE DU NIVEAU DE LA SOLLICITATION SUR L'ACCELERATION EN CRETE	163
V.5.2- INFLUENCE DE LA SOLLICITATION SUR LES DEPLACEMENTS	163
V.6- ETUDE COMPARATIVE DE LA REPONSE NON-LINEAIRE D'UN BARRAGE AUX RESULTATS DONNES PAR LES METHODES SIMPLIFIEES	163
V.6.1- SURFACES DE RUPTURES CONSIDEREES	166
V.6.1.1- ACCELERATION EN CRETE DU BARRAGE	166
V.6.1.2- CAS DES RUPTURES PROFONDES	166
V.6.1.3- CAS DES RUPTURES PEU-PROFONDES	167
V.6.1.4- DEPLACEMENT EN CRETE INDUIT PAR LE SEISME	167
V.6.2- CAS D'UN BARRAGE SUR FONDATION NON-RIGIDE : BARRAGE DU VERNEY	167
CONCLUSIONS	169
CONCLUSION GENERALE	172
ANNEXES	173
A1.1- MODELISATION DES MILIEUX GRANULAIRES	173
A1.2- ELASTOPLASTICITE	173
A1.3- NOTION DE POTENTIEL PLASTIQUE ET REGLE D'ECOULEMENT	175
A1.4- CAS DE PLUSIEURS SURFACES DE CHARGE	176
A1.5- ECROUISSAGE	177
A1.6- ECROUISSAGE ISOTROPE ET CINEMATIQUE	178
A1.7- NOTION DE MATRICE D'ELASTOPLASTICITE	179
A1.8- MODELES ELASTOPLASTIQUES PARFAITEMENT PLASTIQUES	180
a- DOMAINE ELASTIQUE	180
b- DOMAINE PLASTIQUE	181
c- MODELE DE MOHR-COULOMB	181
d- MODELE DE DRUCKER-PRAGER	182

A1.9-	MODELE DE HUJEUX	183
A1.10-	FONCTIONS DE CHARGE OU FONCTIONS-SEUILS	187
A1.11-	FONCTION-SEUIL EN CHARGEMENT CYCLIQUE	189
A1.12-	LOIS D'ECOULEMENT	194
A1.13-	PARAMETRES	200
A1.14-	LE MODELE D'HUJEUX SIMPLIFIEE	201
A1.15-	MODELE CYCLADE	201
A2-	STABILITE DE PENTE DES BARRAGES	204
A2.3-	METHODES DES TRANCHES	204
A2.4-	METHODES GLOBALES	208
A3-	IDENTIFICATION , COMPACTAGE DES ENROCHEMENTS ET CONTROLES	212
A3.1-	METHODOLOGIE D'IDENTIFICATION D'ENROCHEMENTS	212
A3.2-	Bilan sur la compressibilité des enrochements et des barrages en matériau rocheux	214
A3.3-	CONTROLES	221
A3.4-	QUELQUES RESULTATS GRAPHIQUES CONCERNANT LES SIMULATIONS DE LA REPOSE NON-LINEAIRE DES BARRAGES ETUDIES	223
A5-	REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES	240

CHAPITRE I

APERCUS BIBLIOGRAPHIQUES

I.1---IDENTIFICATION, CLASSIFICATION ET PROPRIETES DES ENROCHEMENTS

PREAMBULE

Un enrochement est constitué d'un ensemble des blocs rocheux de dimensions plus ou moins variables et leur utilisation dans la construction des remblais rocheux , des digues ou barrages est relativement courante . L'incidence que ces matériaux peuvent avoir sur la vie de ces ouvrages étant très grande , il est alors vital de connaître leurs caractéristiques mécaniques essentielles telles que : l'angle de frottement , le module de compressibilité et le module de cisaillement dynamique.

Pour cela l'idéal serait de tester en laboratoire , avec les mêmes conditions de sollicitation qu'in-situ le matériau tel qu'il sera dans l'ouvrage . Mais , la présence des gros éléments , et les dimensions limitées des appareillages de laboratoire rend une telle manipulation difficile . On est alors obligé d'éliminer les plus gros éléments du matériau en utilisant les méthodes d'écrêtage suivantes:

a----Ecrêtage direct

Les éléments plus gros qu'un diamètre déterminé sont alors retirés du matériau initial par tamisage . C'est la méthode la plus simple . Toutefois elle peut conduire à une uniformisation de la granulométrie et à une augmentation de la proportion des fines (cf.figure I.1)

b----Ecrêtage CBR ou écrêtage compensé

L'écrêtage CBR utilisé dans les essais routiers , consiste à éliminer les éléments supérieurs à 20mm et à les remplacer par un poids équivalent de 5-20mm . Cette méthode modifie moins la granulométrie initiale que l'écrêtage direct mais ne s'applique en principe que si le matériau ne contient pas plus de 20% d'éléments supérieurs à 20mm (cf.figure I.3).

METHODES D'ECRETAGE

————— Matériau initial
- - - - - matériau écrêté

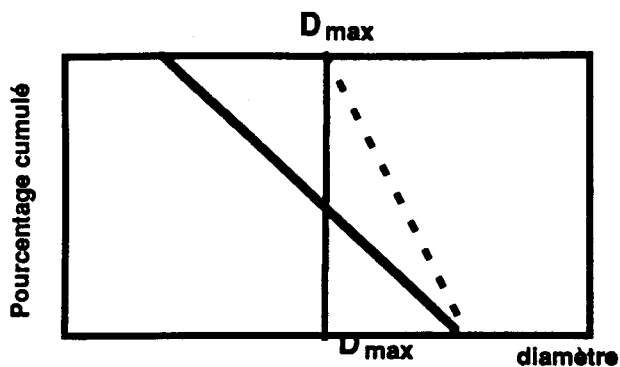


Figure I.1 : ECRETAGE DIRECT

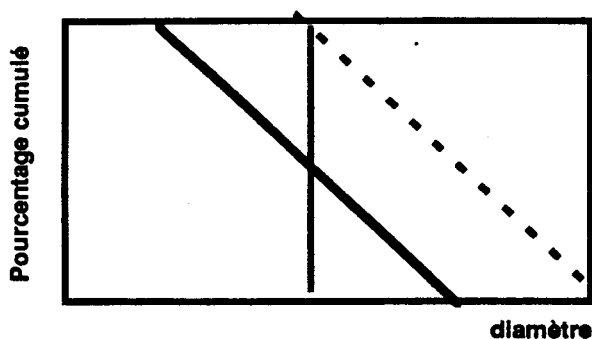


Figure I.2 : ECRETAGE PARALLELE

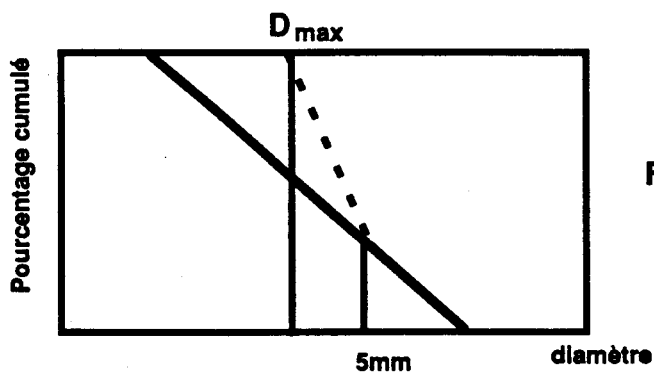


Figure I.3 : ECRETAGE C.B.R

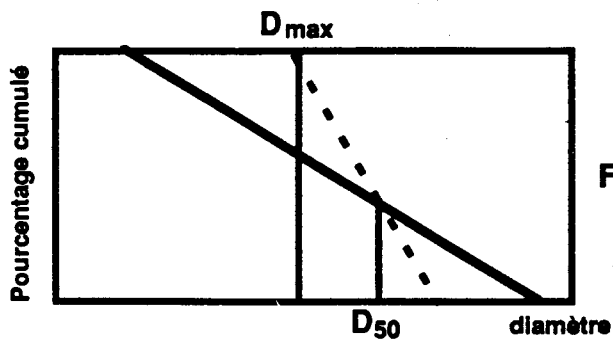


Figure I.4 : ECRETAGE A D_{50} CONSTANT

c----Ecrêtage parallèle

Cet écrêtage reconstitue en laboratoire un matériau dont le diamètre maximal des grains serait compatible avec le diamètre de la cellule et la courbe granulométrique parallèle à celle du matériau naturel . Toutefois cette méthode pourrait conduire dans certains cas à introduire des éléments fins (silts , argiles) dont les propriétés plastiques pourraient modifier le comportement du matériau (cf.figure I.2).

d----Granulométrie équivalente à D_{50} constant

Il s'agit d'un procédé qui consiste à remplacer le matériau initial par un matériau reconstitué en laboratoire de façon que le diamètre maximal de ses éléments soit compatible avec les dimensions de la cellule et tel qu'il ait le même D_{50} que le matériau naturel (cf.figure I.4).

Dans la littérature un certain nombre d'essais ont été réalisés sur des matériaux granulaires et les résultats obtenus semblent plutôt contradictoires . On se propose dans le cadre de ce chapitre consacré à l'étude bibliographique sur des enrochements et des matériaux grossiers d'essayer de répondre implicitement aux quatre questions fondamentales suivantes :

- 1--- Comment peut-on caractériser un échantillon d'enrochement ?
- 2--- Une classification de ces échantillons est-elle possible ?
- 3--- Comment évoluent leurs caractéristiques mécaniques ? Et quels sont les paramètres susceptibles de les influencer ?
- 4--- Dans l'hypothèse de l'existence d'une classification , existe-t-il une catégorie d'enrochement plus apte à être utilisée dans la construction des remblais , digues ou barrage ?

I.1.1---IDENTIFICATION DES ENROCHEMENTS

La description des enrochements qui sont avant tout un assemblage de blocs rocheux petits ou gros passe par l'identification de l'origine géologique de ses grains , la détermination des caractéristiques mécaniques de ses granulats d'une part et de celles liées à l'assemblage d'autre part .

I.1.1a---Description géologiques

ROCHES ERUPTIVES	
$200.MPa \leq \sigma_c \leq 350MPa$, $2.7gcm^{-3} \leq \gamma_s \leq 3.0gcm^{-3}$, $5 \leq \text{coef. de durété} \leq 20$, Porosité $\leq 1\%$	
Famille des granites	granites , graodiorite , microgranite rhyolite , rhyodiorite , trachyte , tuf , porphyre
Famille des diorites	diorites , diorite quazienne , microdiorite , andésite , dacite , trachyandésite , lamprophyre,.....
Famille des basaltes	gabbro , dolérite , diabase , ophite , basalte
ROCHES METAMORPHIQUES	
$\sigma_c \leq 15MPa$, $1.8gcm^{-3} \leq \gamma_s \leq 2.65gcm^{-3}$, $1 \leq \text{coef. de durété} \leq 5$, $8 \leq \text{Porosité} \leq 15\%$	
Roches métamorphiques massive	gneiss , amphibolite , cornéesses , quartzites , marbres calcaire , cristallins , leypntinite
Roches métamorphiques schisteuses	schiste , micaschiste , phyllade , ardoise , calschiste , schistes tâchéte , schiste cristallin
ROCHES SEDIMENTAIRES	
Roches sédimentaires carbonatées	calcaire , craie , dolomie ,cargneule , travertins
Roches sédimentaires siliceuses	grès , grès quarzique , molasse , meulière , silex , arkose
Roches sédimentaires carbonatées-silicatées	marnes , argiles , grauwack

Tableau1: Principaux groupes de roches

Les géologues ont classé les roches en trois pincipaux groupes qui sont:

les roches d'origines éruptives , les roches métamorphiques et sédimentaires . Chaque groupe étant subdivisé en deux ou trois familles (cf.Tableau 1) . Le C.I.G.B (Moscou 1988) , sur la base de résultats expérimentaux a tenté de donner quelques ordres de grandeur de la résistance à la compression relatifs à certaines familles que nous avons ajouté dans ce Tableau 1 .

I.1.1b---Caractéristiques mécaniques des grains

Les grandeurs mécaniques utilisées pour caractériser les grains (ou blocs de roches) sont identiques à celles utilisées pour décrire les granulats entrant dans la composition des bétons ou bitumes . Pour ne citer que les paramètres les plus importants , se sont :

- 1--- Le Los-Angèles
- 1--- Le l'indice d'abrasivité
- 2--- la masse volumique des grains " γ_s "
- 3--- La porosité " P_0 "
- 4--- Le Taux de rétention d'eau " T_w "
- 5--- La Résistance à la compression " R_c "

Les essais utilisés pour déterminer les caractéristiques mécaniques 1,2,3,4, et 5 sont normalisés et les modes opératoires parfaitement au point . A ces cinq caractéristiques on peut ajouter une sixième caractéristique proposée par MARSAL (1967) et qu'on appelle la force de rupture " F_r " relatives aux grains.

Contrairement à la détermination de " R_c " (où l'échantillon à écraser est taillé suivant des dimensions normalisées) , la force de rupture " F_r " est obtenue par écrasement des grains de l'échantillon tels qu'ils sont à l'état naturel ; le mode opératoire peut être résumé de la façon suivante :

Les grains (ou blocs) de roche à écraser doivent appartenir à la partie de la courbe granulométrique supérieure à "2cm ".

On place entre les plateaux d'une presse un(ou trois blocs de dimensions à peu-près égales et connues) et , on soumet ce bloc (ou grain) sous l'action d'une force " F " et l'on note la valeur " F_a " de cette force à la rupture du granulat . Si " d_{moy} " désigne le diamètre moyen du granulat ainsi écrasé , une représentation de " F_a " en fonction de " d_{moy} " conduit à une relation du type :

$$F_a = \eta \cdot d_{moy}^\lambda \quad (d_{moy} \text{ est en cm et } F_a \text{ en kgf})$$

Où η, λ sont des coefficients qui caractérisent les granulats de l'échantillon d'enrochement

La force de rupture selon MARSAL (1967) est la valeur de " F_a " pour un " $d_{moy} = 5.0 \text{ cm}$ ".

$$6--- F_r = \eta \cdot (5.0)^\lambda$$

Pour que la force de rupture " F_r " soit représentative de l'échantillon il faut au minimum cinq écrasements par diamètre moyen.

I.1.1c---Caractéristiques granulométriques

C'est en général celles qu'on utilise en mécanique des sols ; à savoir:

- 7--- La dimension maximale des grains " d_{\max} " : est la valeur de la dernière ouverture du tamis où il y a 100 % de passants.
- 8--- Le coefficient d'uniformité $C_u = \frac{d_{60}}{d_{10}}$: est le rapport des diamètres correspondant à 60% et 10% de passants
- 9--- Le coefficient de courbure

$$C_c = \frac{(d_{30})^2}{d_{10} \cdot d_{60}}$$

et le coefficient de forme

$$C_f = \frac{\sum_{m=1}^n \left(\frac{P_m}{\gamma_s} \right)}{\sum_{m=1}^n V_m}$$

Où d_n , P_m , V_m désignent respectivement le diamètre correspondant à n% de passants , le poids , le volume du grain numéro "m " et " γ_s " sa masse volumique .

Une courbe granulométrique peut également être caractérisée par son équation de TALBOT :

Si "p " est le pourcentage de passants correspondants au tamis d'ouverture "d " et " d_{\max} " la dimension maximale des grains , l'équation de TALBOT associée à cette courbe granulométrique est alors:

$$p = \left(\frac{d}{d_{\max}} \right)^n \quad \text{où } 0.15 \leq n \leq 0.55$$

I.1.1d---Caractéristiques de l'assemblage

Elles décrivent la façon dont les grains (ou blocs) rocheux sont assemblés ; se sont:

- 10--- Sa teneur en eau "W" = $\frac{M_w}{M_s}$ c'est le rapport entre la masse de l'eau "M_w" et la masse des grains "M_s" contenus dans un échantillon d'enrochement donné.
- 11--- Son poids spécifique humide " γ " = $\frac{M_T}{V_T} = \frac{M_w + M_s}{V_s + V_v}$ pour un échantillon d'enrochement donné, est le rapport entre la masse totale "M_T" de l'échantillon par son volume total "V_T"
- 12--- Son indice des vides initial "e_i" = $\frac{V_v}{V_s}$: qui est le rapport entre le volume des vides "V_v" par celui occupé par les grains "V_s"
- 13--- L'indice des vides minimal "e_{min}"
- 14--- L'indice des vides maximal "e_{max}"
- 15--- Sa densité, relative "D_r" = $\frac{e_{max} - e_i}{e_{max} - e_{min}}$
- 16--- Sa perméabilité relative au fluide K.

Pour un échantillon d'enrochement donné la détermination des paramètres 13,14 en laboratoire est pratiquement impossible si la dimension maximale des grains est supérieure à 0.80 m, il vaut mieux alors parler d'indice de vide initial "e_i" qui est corrélé à "D_r".

Cette densité relative D_r est fortement influencée par la granulométrie : voir figures I.5, I.6, et I.7 : l'indice de vide minimum et maximum des sols (en particulier des enrochements) bien-gradués est plus faible que ceux de sols (enrochements) à gradation uniforme. Ainsi, pour une densité relative donnée, l'indice de vide initial d'un sol bien gradué sera plus faible que celui d'un matériau à granulométrie serrée.

B. TAQUET et J.J FRY à partir des essais réalisés sur les matériaux grossiers du barrage de GRAND-MAISON montrent que la densité relative et ipso-facto la densité sèche dépend de l'énergie de compactage, du pourcentage de matériau inférieur à 1mm, de d_{max} et de la teneur en eau. La densité sèche augmenterait de 10% (soit de 0.18) lorsque l'énergie de compactage passe de $\frac{10tm}{m^3}$ à $\frac{100tm}{m^3}$ (cf. figures I.40 à I.45). la perméabilité s'améliore quand D_r croît et que le pourcentage des fines augmente : elle passe de la valeur 30x10⁻⁸ms⁻¹ à 2x10⁻⁸ms⁻¹ lorsque le pourcentage d'inférieur à 0.1mm passe de 10% à 40% (cf. figure : I.39).

Les 15 premiers paramètres énumérés ci-dessus, peuvent servir à identifier un échantillon d'enrochement. Toutefois seul certains pourront être utilisés pour la classification (la plus-part de ces paramètres étant corrélés entre eux).

Material	fr for $dn=2\mu$ (kg)	Water absorption	Los Angeles (%)	Gradation	Cu	Type of Rockfill
Hard grain (San Francisco basalt Gravel from Pinzandaran)	>1.000	1 - 2.5	10 - 15	Uniform Well-graded	1 - 5 >25	1U 1W
Medium hard grains (granitic gneiss from Mica, Jofiermillo diorite)	500 - 1.000	1 - 2.5	15 - 25	Uniform Well-graded	1 - 5 >25	2U 2W
Soft grains (La Angostura limestone, schist from Mica, Volcanic tuff from Las Piedras)	<500	2.5 - 15	>25	Uniform Well-graded	1 - 5 >25	3U 3W

Tableau:2 CLASSIFICATION AU SENS DE MARSHAL (*) notation

1 -hard
2 -semi-hard
3 -soft
U=Uniform
W=Well-graded

CLASS	Qu (Hpa)	Degree of fracturing	Percent brecciated fragmented or extre- mely weathered zone
1	>20	Intact/slightly frac- tured	<2
2	10 - 20	slightly fractured/ fractured	<10
3	10 - 20	fractured	<20
4	5 - 10	Highly fractured	<40
5	<5	Fragmented	<75

Tableau :3 CLASSIFICATION SELON WILSON

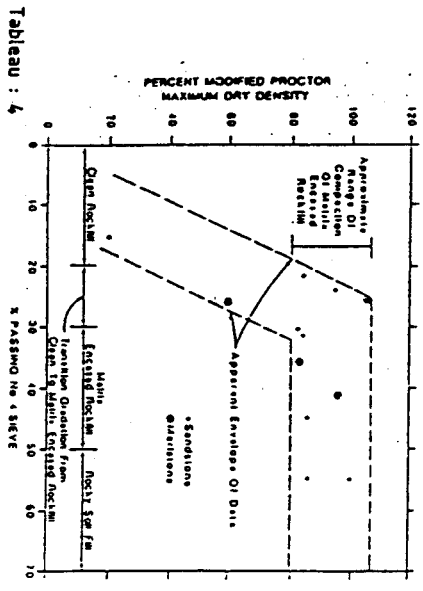


Tableau : 4 Relationship between Resilient Gradation and Compaction of Marix. At.

CORDON et MATHESON

I.1.2---CLASSIFICATIONS

En dehors de la classification au sens du Tableau:1 qui classent les enrochements suivant l'origine géologique des ses granulats , il y a eu dans la littérature plusieurs tentatives de classification de ceux-ci basées sur les propriétés mécaniques des grains (classification A.F.T.S. voir Tableau 5 et 6 , la classification selon TAO ZHEN-YU (1988) voir tableau 7) et les caractéristiques granulométriques de leurs assemblages . Les plus intéressantes sont celles proposées par : MARSAL (1969) , D.J. WILLIAMS (1989) , puis MATHESON (1986)

I.1.2a---Classification selon MARSAL (cf Tableau2)

A partir de nombreux résultats d'essais réalisés en laboratoire sur des enrochements d'origines divers MARSAL et al proposent que des enrochements peuvent être classés en trois grandes classes selon la durété des granulats : les durs , les semi-durs et enfin les tendres . Chaque classe pouvant être subdivisée en au moins deux sous classes selon la valeur du coefficient d'uniformité C_u .

I.1.2b---Classification selon D.J. WILLIAMS

A partir des valeurs de la résistance à la compression (q_u) des différentes roches et de l'état de fragmentation naturelle de celles-ci D.J. WILLIAMS (1989) en déduit l'existence de cinq classes de roches : (cf. tableau 3) :

- 1--- Les roches de classe I.S.F (intact or slightly fractured) : il s'agit des roches intactes et faiblement fracturées . La résistance à la compression est alors supérieure à "20 MPa "
- 2--- Les roches de classe S.F (slightly fractured) : c'est des roches faiblement ou moyennement fracturées avec une résistance à la compression comprise entre " 10 MPa " et " 20MPa "
- 3--- Les roches de classe F (slightly fractured) : qui sont relativement fracturées et dont la résistance à la compression serait comprise entre " 10 MPa " et " 20MPa "
- 4--- Les roches de classe H.F (highly fractured) : qui sont très fracturées la résistance à la compression étant comprise entre " 5 MPa " et " 20MPa"
- 5--- Les roches de classe FR. (fragmented) : c'est des roches dites tendres la résistance à la compression est alors inférieure à " 5 MPa "

a CLASSIFICATION A.F.T.E.S. selon l'état des contraintes naturelles en fonction de $\frac{R_c}{\sigma_0}$

R_c résistance à la compression uniaxiale de la roche
 σ_0 la contrainte principale majeure dans le plan de l'ouvrage considéré

Classe	Rapport R_c/σ_0	Description de l'état des contraintes naturelles
CN 1	> 4	faible
CN 2	4 à 2	moyen
CN 3	< 2	fort

Tableau 5

b Classification A.F.T.E.S. selon le module de déformabilité

Classe	Module $E_{(t)}$ en MPa	Description
DM 1	> 30 000	Très faible déformabilité
DM 2	30 000 à 10 000	Faible déformabilité
DM 3	10 000 à 3 000	Moyenne déformabilité
DM 4	3 000 à 1 000	Forte déformabilité
DM 5	< 1 000	Très forte déformabilité

Tableau 6

Classification A.F.T.E.S. selon la résistance à la compression simple

Classe	Résistance R_c en MPa	Description
R 1	> 200	Résistance très élevée
R 2	200 à 60	Résistance élevée
R 3	60 à 20	Résistance moyenne
R 4	20 à 6	Résistance faible
R 5	< 6	Résistance très faible

Tableau :7 Classification selon TAO ZHEN-YU

Rockbursting Classes	$\frac{R_c}{q}$	Description	Noise
1	>13.5	No rockbursting	No noise
2	13.5-5.5	Low rockbursting activity	Light noise
3	5.5-2.5	No Se rockbursting activity	Strong cracking noises
4	<2.5	High rockbursting activity	Very strong cracking noises

I.1.2c---Classification selon MATHESON

Si MARSAL et WILLIAMS dans leurs classifications tiennent compte des propriétés mécaniques de grains et des caractéristiques granulométriques de l'assemblage (MARSAL) , MATHESON et CORDON (1986) en constatant que la présence ou l'absence des matériaux fins joue un rôle important dans le comportement mécanique des enrochements , proposent une classification où l'on ne tient compte que des caractéristiques granulométriques . Ainsi ils ont pu identifier quatre groupes d'enrochements (voir tableau 4) :

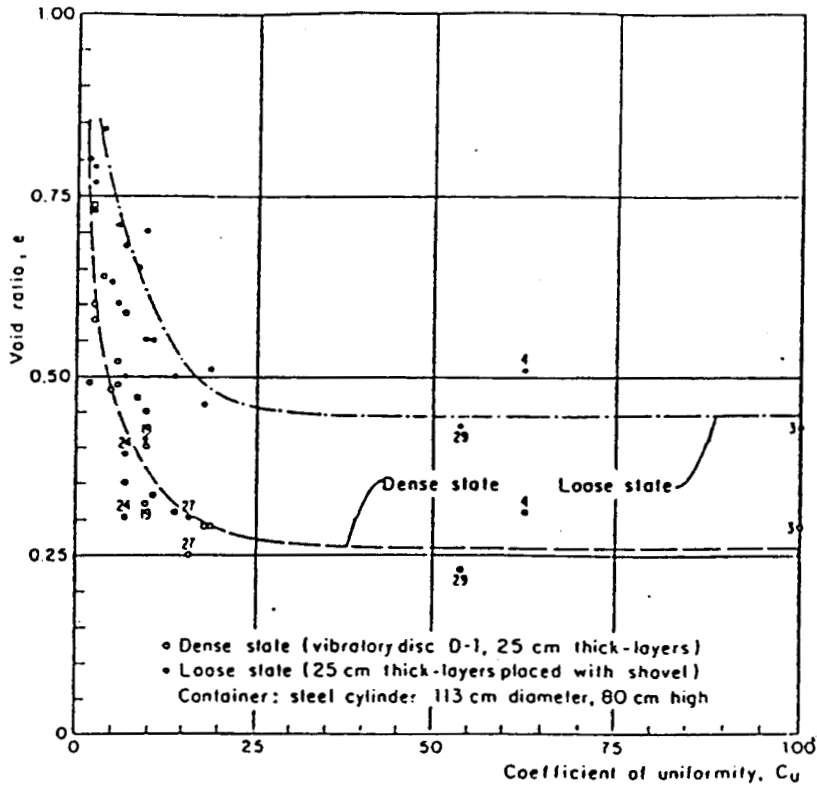
- 1--- Des enrochements de classe C.R (Clean-Rockfill).
Où la présence des matériaux fins est insuffisante.
- 2--- Des enrochements de classe T.R (Transition-Rockfill):
La présence suffisante ou insuffisante des matériaux fins dépend alors de la forme des plus gros grains , de la courbe granulométrique et surtout du compactage.
- 3--- Des enrochements de classe M.E.R(Matrix Encased Rockfill)
Les matériaux fins sont alors suffisants , tellement suffisants qu'ils recouvrent la totalité des blocs : le compactage de la partie fine est alors indispensable pour la minimisation des tassements à long-terme de cette classe .
- 4--- Des enrochements de classe R.S.F (Rockfill Soil Fill) .
La fraction des matériaux fins est alors supérieure à 50%

Si l'identification des matériaux de classe C.R et R.S.F ne devrait pas causer de problèmes , par contre ceux de classes T.R et M.E.R restent difficilement identifiables .

I.1.2c---Evolutivité des enrochements

Un échantillon de matériaux grossiers en particulier d'enrochements , peut voir la dimension de ses grains évoluer au cours d'une sollicitation (qui peut être d'origine chimique ou mécanique) . On s'intéressera ici qu'à des sollicitations mécaniques . En fait toutes sollicitations mécaniques a pour effet d'augmenter le processus de fragmentation de grains . Selon MARSAL (1967) ce processus peut être cerné en examinant l'état de la courbe granulométrique de l'échantillon avant et après sollicitation . L'indice de broyabilité ou le taux de fragmentation " B_g " (relatif à la sollicitation qu'on peut ainsi calculer , donne alors une idée globale de ce phénomène . La détermination de ce paramètre " B_g " est obtenu en respectant la procédure suivante:

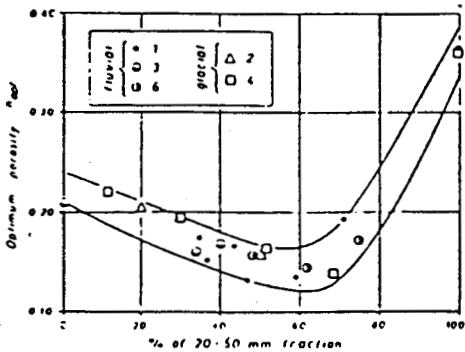
Soit $(P_{D_i})_1$ et $(P_{D_i})_2$ Le pourcentage cumulé avant et après essai relatif à chaque tamis de dimension D_i . L'indice " B_g " est alors égale à:



MARSAL [1969]

Figure:2.1

Void Ratios for Dense and Loose States of Several Rockfills in Terms of Coefficient of Uniformity



Influence of grain size distribution on porosity e_{opt} under optimum conditions.

A. PELLEGRINO

Figure : I.7

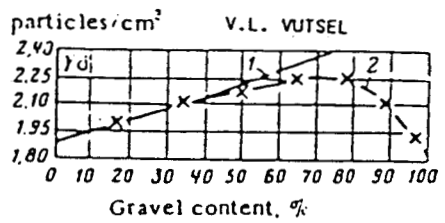


Figure : I.6

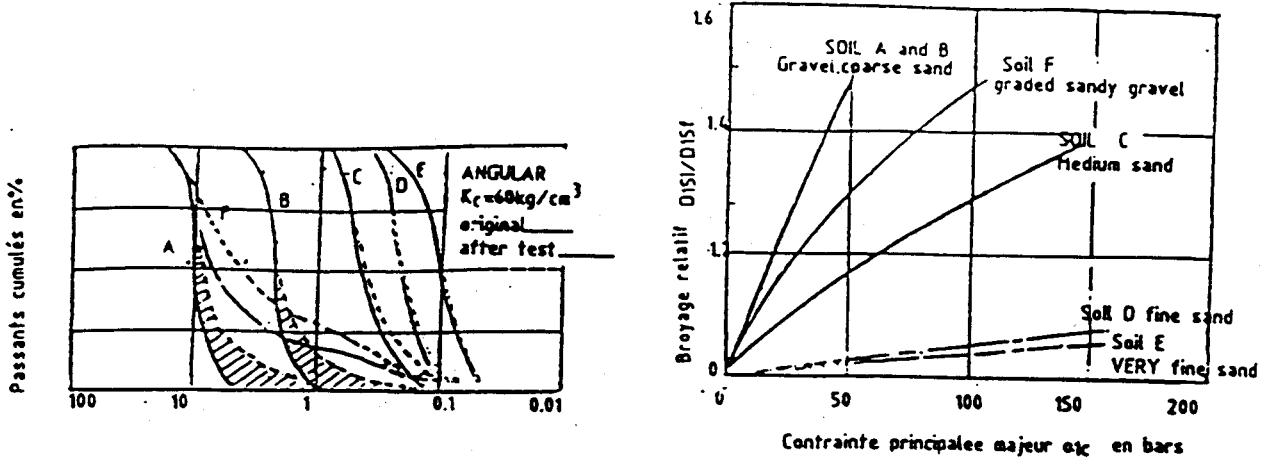
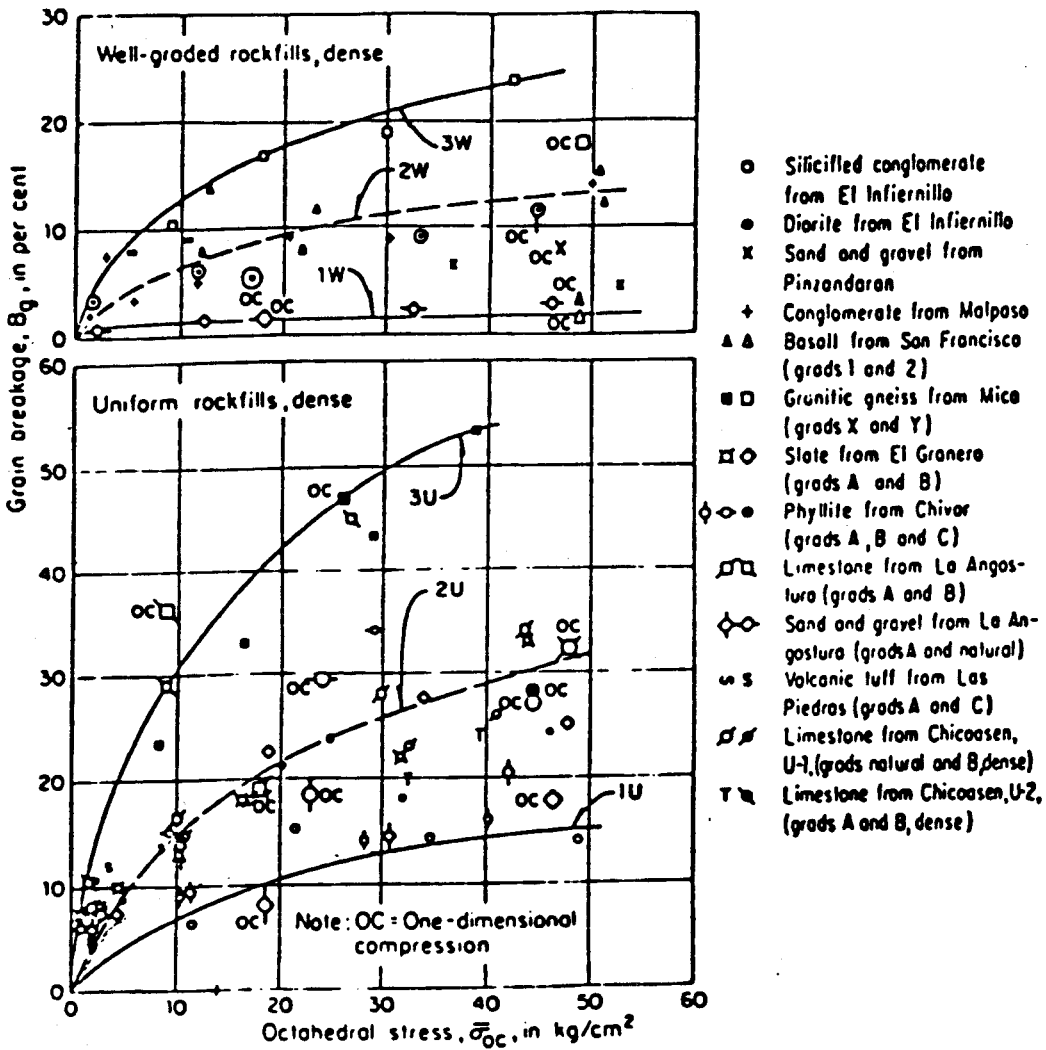


Figure : I.8 LEE et FARHOODMAN [1967]



Grain Breakage vs. Stress Level in Triaxial Compression and One-Dimensional Compression

Figure : I.9 MARSAL [1969]

$$B_g = \sum_{i=1}^m (|(P_{D_i})_1 - (P_{D_i})_2|)$$

A l'issue de leurs nombreux essais, MARSAL et al (cf.figure I.9) constatent que le paramètre B_g dépend du type de sollicitation (et du niveau de celui-ci), il est d'autant plus important que la dimension des particules est grande et le nombre de contacts inter-particules élevé (matériaux à courbes granulométriques serrées) ou l'indice de vide de l'échantillon faible. Il dépend aussi de la résistance des grains (ou de la classe d'enrochements). Par contre les valeurs de B_g pour les matériaux à courbes granulométriques étalées restent faibles : la présence des fines jouant alors le rôle de la matrice réduit le nombre de contacts inter-granulaires. Les travaux de LEE et FARHOODMAN (1967) (cf.figure I.8) devraient confirmer ces résultats :

L'évolution de la dimension des particules au cours d'une sollicitation mécanique contribue à la dégradation de la compressibilité et de la résistance au cisaillement des enrochements (cf.figure I.20)

I.1.3---APPAREILS PERMETTANT DE DETERMINER L'ANGLE DE FROTTEMENT ET LE MODULE DE COMPRESSIBILITE DES SOLS EN LABORATOIRE

La détermination de ces propriétés exigent l'utilisation des appareils de grande dimensions nécessitant des investissements lourds. Pour mémoire certains de ces appareils ont-été construits voilà quelques décennies :

Le triaxial géant T113-1 (cf.figures I.12 à 13), Un appareil de déformation plane (cf.figure I.10), un oedomètres (cf.figure I.11), une boîte de cisaillement direct 120 x 120 (cf.figure I.14). Le but de ces appareillages est de déterminer les caractéristiques de la résistance au cisaillement des matériaux grossiers (en particulier les enrochements) que sont :

- 1--- L'angle de frottement à la rupture ϕ_0
- 2--- Le module de compressibilité ou le module de cisaillement G (statique et dynamique) .

Appareil triaxial

Le principe de l'appareil triaxial est simple. Il consiste à écraser un échantillon cylindrique, enserré dans une membrane entre deux têtes rigides, en appliquant d'une part une contrainte de confinement et d'autre part une contrainte verticale (cf.figure I.15). D'où la nécessité de disposer d'une presse d'écrasement, d'une cellule triaxiale et d'une source de pression latérale pour

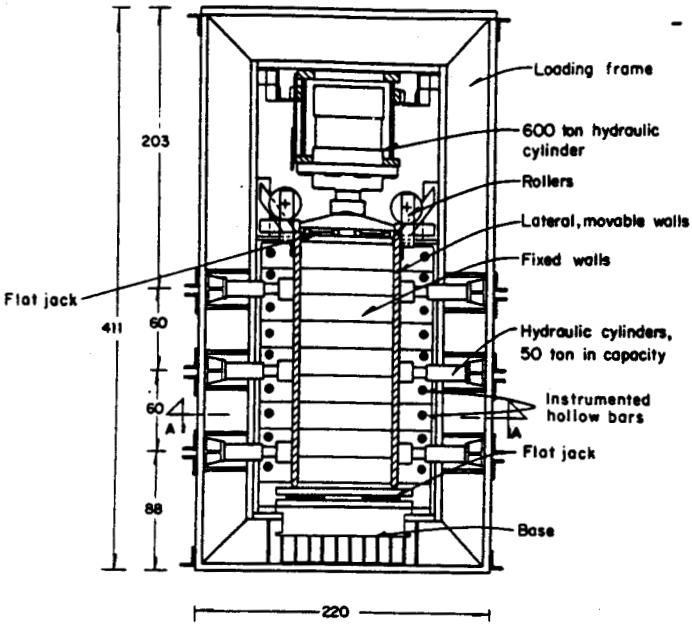
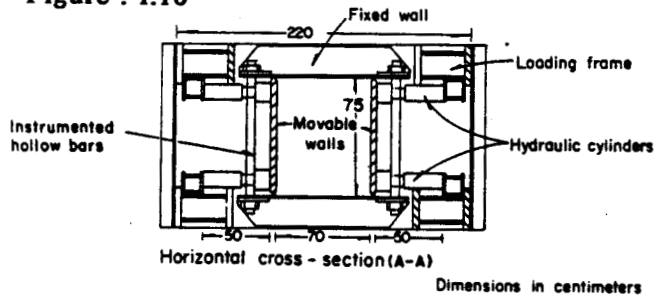


Figure : I.10



Horizontal cross - section(A-A)

Dimensions in centimeters

Plane strain apparatus PS-75-22.

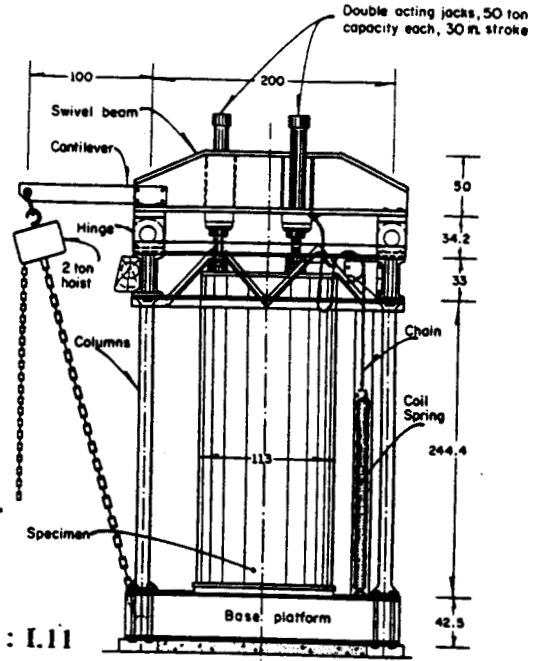


Figure : I.11

Dimensions in centimeters

Triaxial apparatus for low confining pressures (T-113-1).

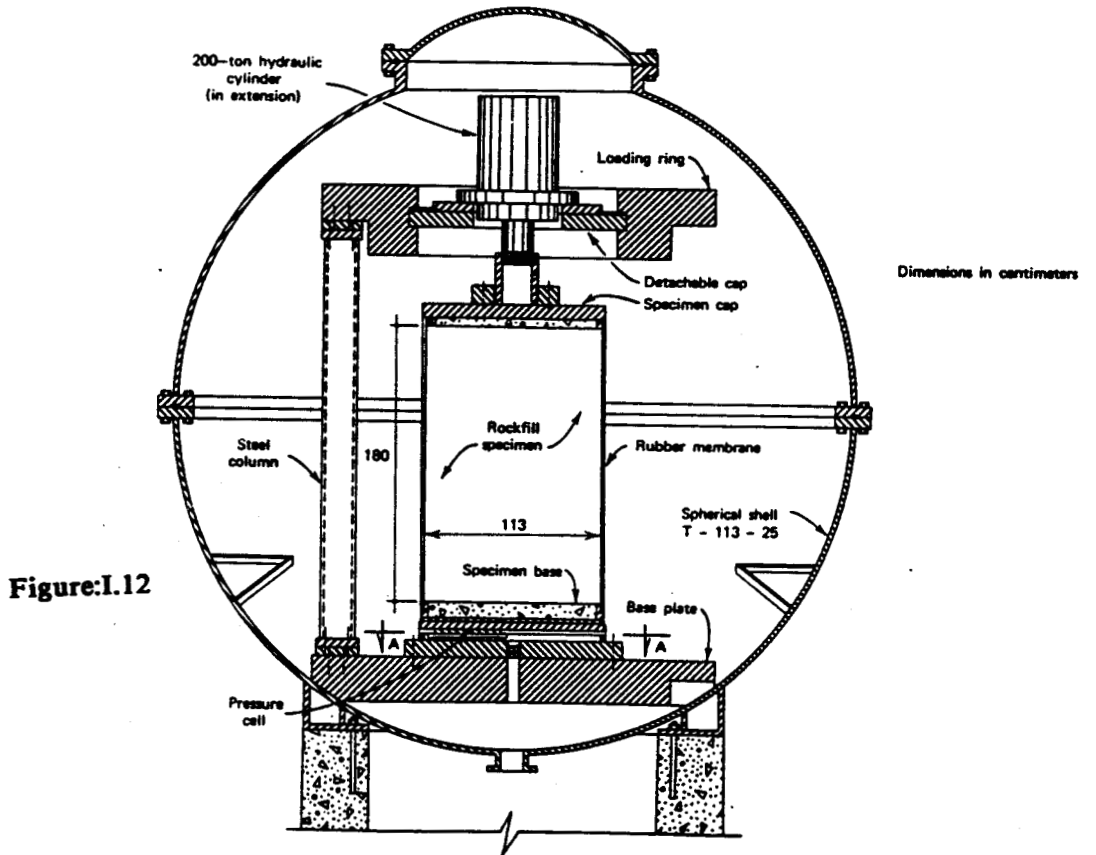


Figure:I.12

Dimensions in centimeters

Modifications of apparatus T-113-25 for triaxial extension.

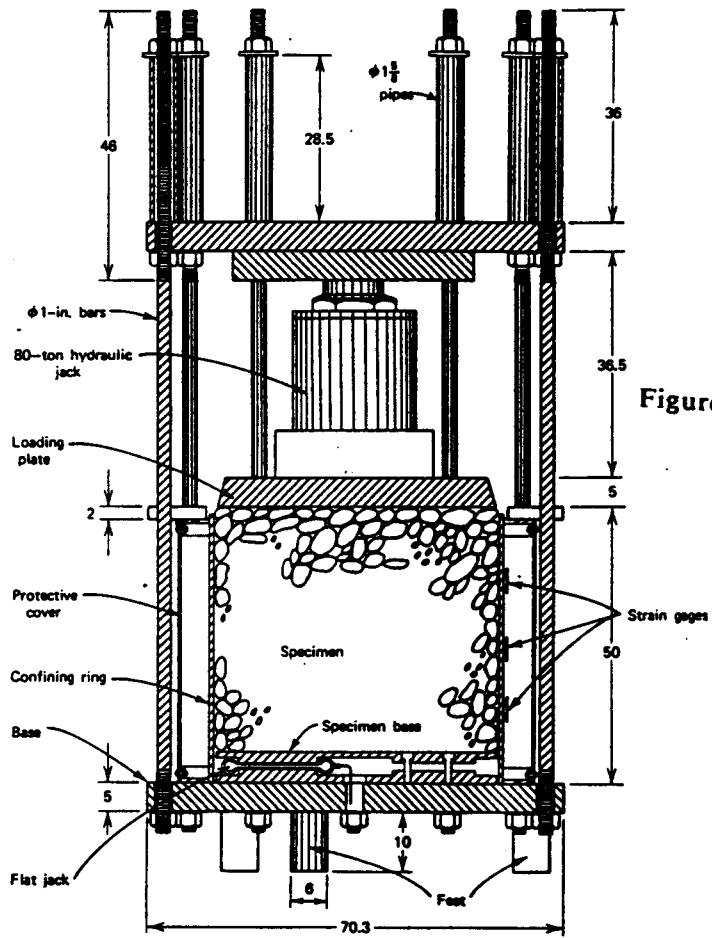


Figure : I.13

Dimensions in centimeters
Oedometer 0-50-32.

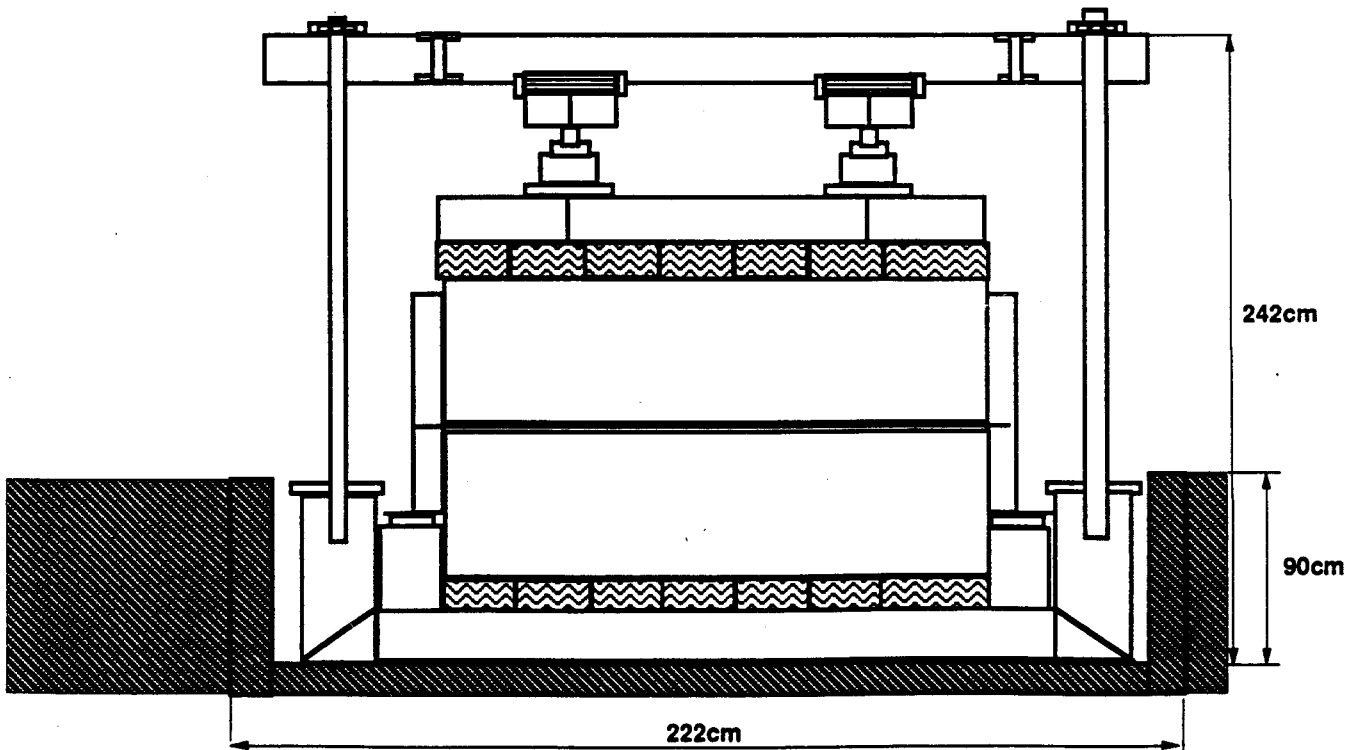


Figure :I.14 GRANDE BOITE DE CISAILLEMENT DE 1m20 x 1m20 (E.D.F.)

la réalisation d'un essai triaxial .

Appareil de cisaillement direct

Il s'agit de faire subir à un échantillon de sol donné , un programme de sollicitation à plan de rupture imposé . L'appareil le plus simple qui réalise cela est la boîte de cisaillement simple (cf. figure I.16).

La boîte de cisaillement simple ou boîte de Casagrande est avant tout un boîtier à l'intérieur duquel l'expérimentateur placera l'échantillon à cisailier . Ce boîtier est constitué de deux châssis (cf. figure I.16).

Si le châssis inférieur est immobile , le châssis supérieur qui repose sur le châssis inférieur est assujéti à se déplacer sur celui-ci . Faut-il rappeler que l'échantillon est généralement placé entre deux pierres poreuses cannelées afin d'empêcher tout glissement du sol et de drainer l'eau lors du processus de cisaillement.

Les oedomètres

Le principe d'un essai oedométrique consiste à introduire un échantillon cylindrique dans un cylindre métallique indéformable et soumis sous l'action d'un effort de compression uniaxial . Deux pierres poreuses situées en haut et en bas de l'échantillon jouent le rôle des drains . (cf. figure I.19)

I.1.4---DETERMINATION DES PROPRIETES DES ENROCHEMENTS

I.1.4a--Angle de frottement à la rupture ϕ_0

On peut l'obtenir à partir des essais triaxiaux ou de cisaillement simple . La réponse d'un échantillon ainsi testé peut dans le plan $\sigma_1-\sigma_3$, ϵ_1 $\left[\text{ou } \tau, \epsilon_1 = \frac{\Delta l}{l} \right]$ être schématisé par le diagramme de la figure I.17 .

L'angle à la rupture est alors :

Pour un triaxial :

$$\tan(\phi_0) = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)_{rup}}{(\sigma_1 + \sigma_3)_{rup}}$$

Pour un cisaillement simple :

Figure :I.15 TRIAXIAL

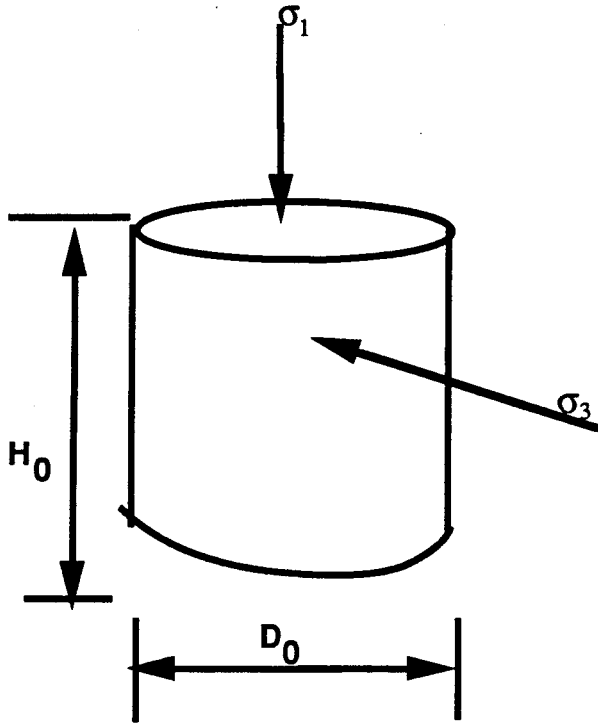


Figure :I.16 BOITE DE CISAILLEMENT

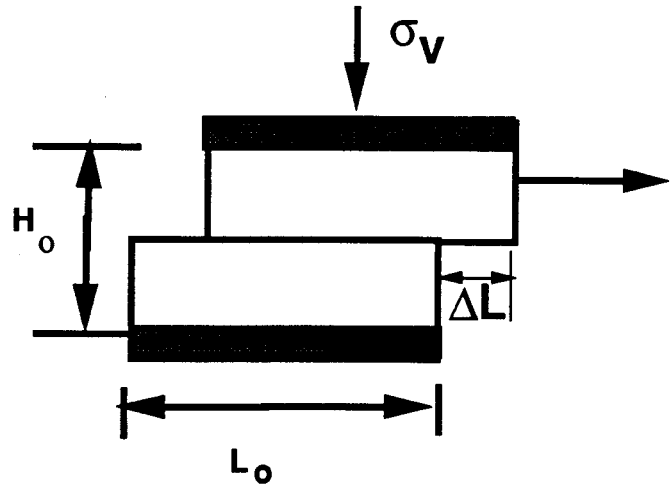
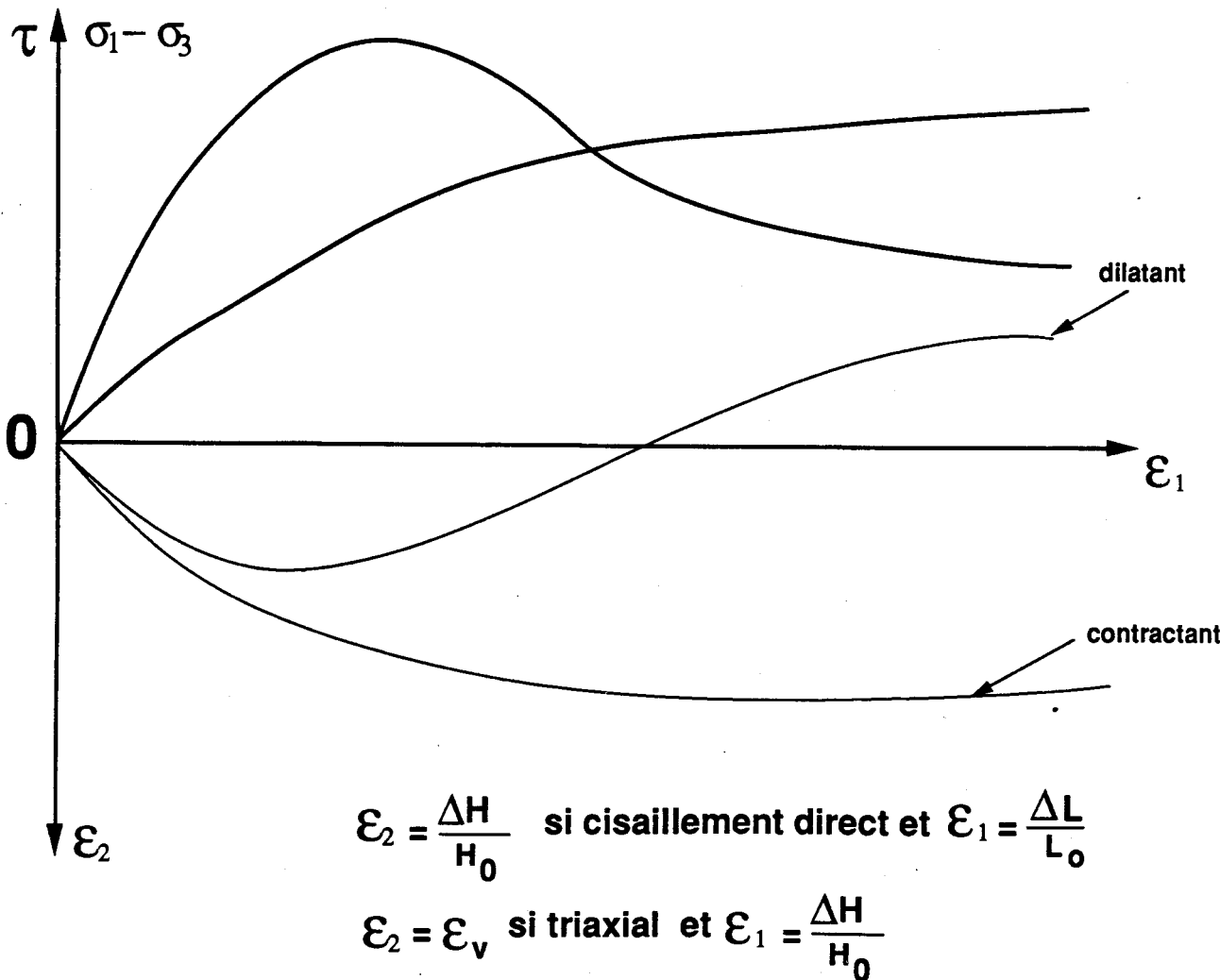


Figure : I.17 EXEMPLE DES DIAGRAMMES OBTENUS



$$\tan(\phi_0) = \frac{\tau_{\text{RUP}}}{\sigma_v}$$

I.1.4b---MODULES

Module tangent initial "E_i"

Il est généralement obtenu à partir d'un essai triaxial grâce à la relation:

$$E_i = \left[\frac{d}{d\epsilon_1} (\sigma_1 - \sigma_3) \right] \epsilon_1$$

On montre que pour différentes valeurs de σ_3 (ou de la contrainte moyenne $p = \frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3} = \frac{\sigma_1 + 2\sigma_3}{3}$)

$$E_i(p) = E_{\text{max}} \cdot \left[\frac{p}{p_{\text{ref}}} \right]^n$$

pour des enrochements $0.3 \leq n \leq 0.75$

Module sécant

A partir d'un essai triaxial il est défini par :

$$E_s = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\epsilon_1}$$

Pour différentes valeurs de σ_3 (ou p) on montre que:

$$E_s(p) = E_{\text{smax}} \cdot \left[\frac{p}{p_{\text{ref}}} \right]^n$$

pour des enrochements $0.3 \leq n \leq 0.75$

Module de compressibilité

Il est obtenu à partir des essais oedométriques:

Si σ_a (resp. ϵ_a) désigne la contrainte axiale appliquée sur l'échantillon (resp. la déformation axiale obtenue) pendant un essai oedométrique, le module oedométrique tangent "M_{oc}" est:

$$M_{\text{oc}} = \left(\frac{d\sigma_a}{d\epsilon_a} \right)_{\sigma=\text{cte}} = \frac{1+e_i}{a_v}$$

Figure I.18 EXEMPLES DES DIAGRAMMES OBTENUS

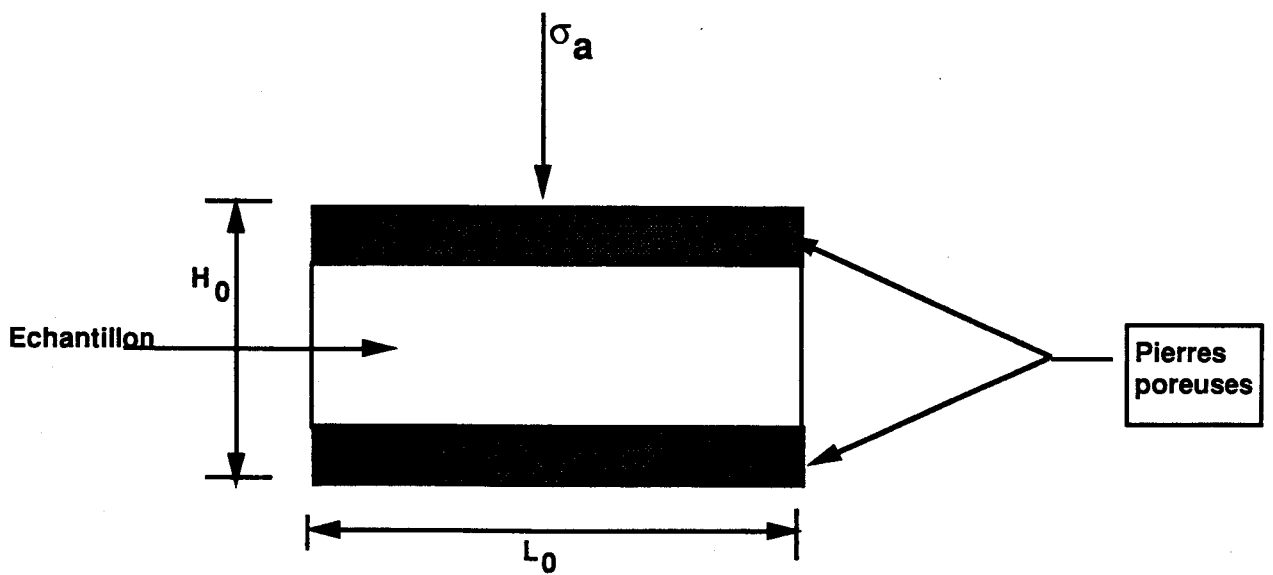
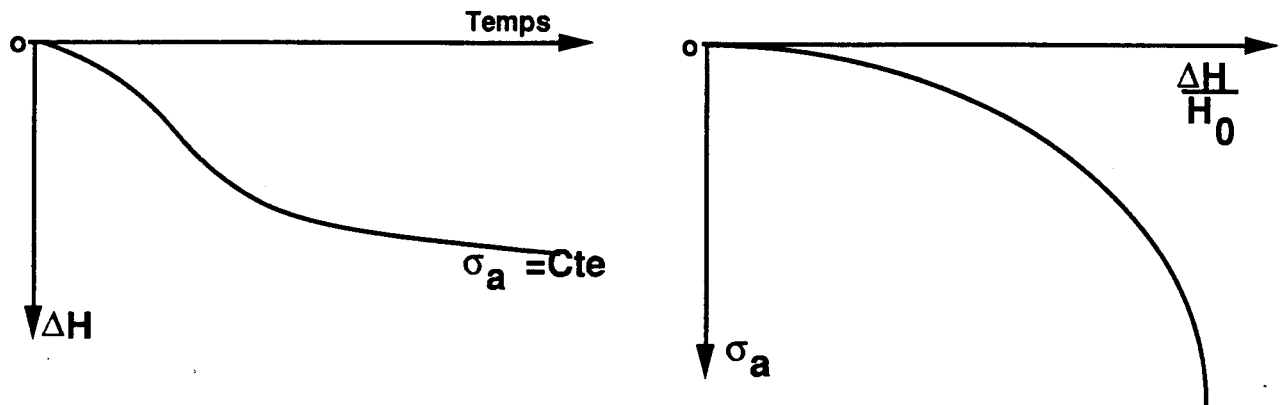


Figure :I.19 : OEDOMETRE

$$a_v = \left(\frac{de}{d\sigma_a} \right)_\sigma \text{ et } d\epsilon_a = \frac{de}{1+e_i}$$

Où e_i (resp. de) désigne l'indice de vide initial (resp. la variation d'indice).

MESURES IN-SITU

Certaines grandeurs précédemment énumérées peuvent être déterminées à partir des essais in-situ, se sont :

- 1---La densité à l'aide de l'essai de densité au sable .
- 2---le couple densité - teneur en eau à l'aide du gamma-densimètre ou troxler
- 3---le module de compressibilité avec un essai de plaque
- 4---les modules dynamiques à l'aide des essais sismiques simples par les méthodes "cross-hole", "down hole" et "up-hole"
- 5---la perméabilité in-situ peut être obtenues en réalisant des essais du type Lugeon, Lefranc, Nasberg ou Dupuis .

Pour des besoins de contrôles, la mesure de ces grandeurs in-situ est indispensable.

En définitive les caractéristiques mécaniques d'un enrochement " ϕ_0 , M_{oc} , E_i ou G " ne sont connues que lorsque leurs évolutions en fonction du temps, de la contrainte et d'autres paramètres sont bien déterminées.

I.1.5---INFLUENCE DE CERTAINS PARAMETRES SUR LA COMPRESSIBILITE, L'ANGLE DE FROTTEMENT DES ENROCHEMENTS ET MATERIAUX GROSSIERS

1.5a---ANGLE DE FROTTEMENT

Influence de la densité relative D_r (ou de l'indice de vide initial e_i)

MARACHI et al (1972) à partir de nombreux essais réalisés sur des enrochements qui ont servi à la construction des barrages de PYRAMID, d'OROVILLE et de VENATO observent que (cf. figures I.53 à 56):

- 1--- L'angle de frottement augmente quand la densité relative croît. Cette augmentation est de l'ordre de 14% (soit 5 degrés) pour le matériau de VENATO, 20% (8

dégés) pour celui d'OROVILLE et de 9% (4 degrés) pour celui de PYRAMID lorsque la densité relative passe de 40% à 100% pour une contrainte de 0.21 MPa . Pour des contraintes élevées l'augmentation de l'angle de frottement à la rupture est alors de l'ordre de 6% (2.5 degrés) lorsque la densité relative passe de 0% à 100%.

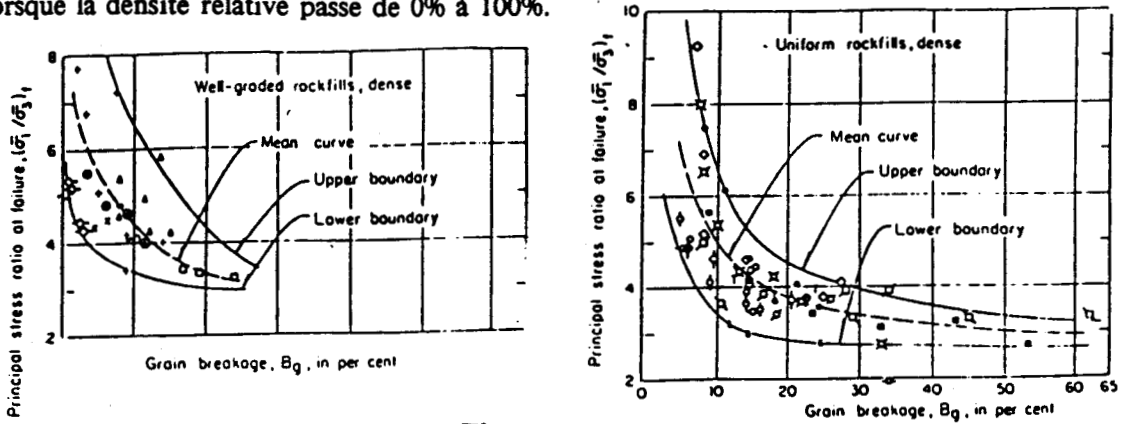
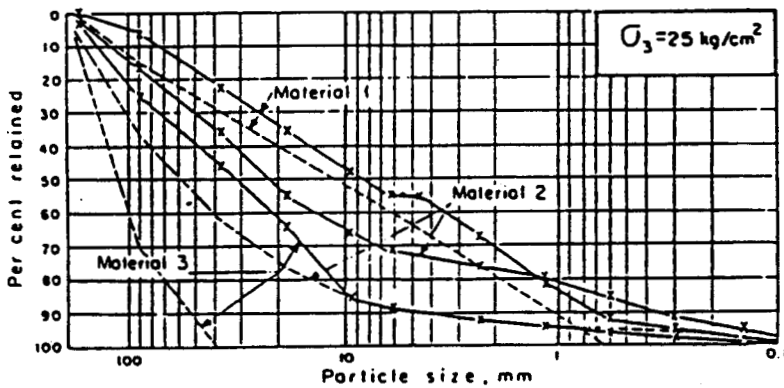


Figure : I.20



MARSAL [1969]

Figures between parenthesis are grain fractions that underwent breakage

—GRADATIONS OF MATERIALS 1, 2, AND 3 (AFTER TRIAXIAL TESTING)

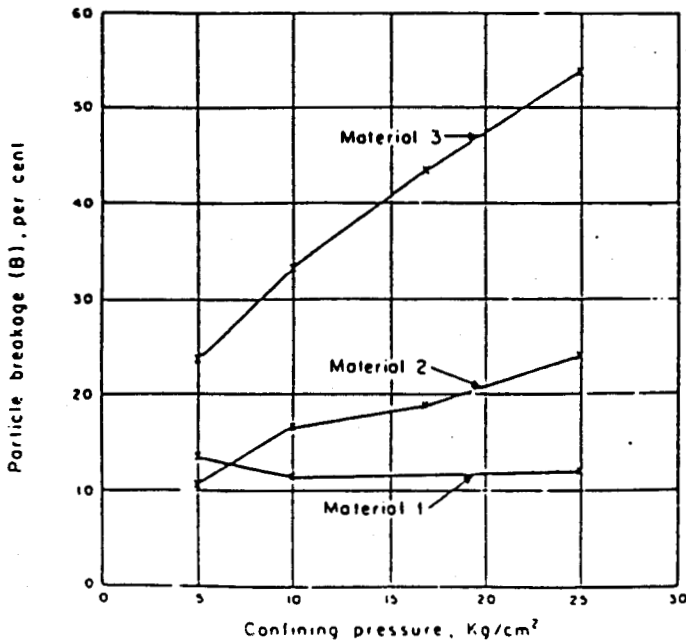


Figure : I.21

—PARTICLE BREAKAGE IN TRIAXIAL TESTS

CAMBOU (1972) arrive aux mêmes conclusions avec des essais réalisés sur des matériaux granulaires (bille de verres et concassés d'enrochements).

B. TAQUET et J.J. FRY observent que l'angle de frottement est une fonction croissante de l'énergie de compactage (cf. figure I.37). Pour la fraction 0-20mm l'augmentation observée est de l'ordre de 12% soit 5 degrés lorsque l'énergie de compactage passe de 36 à 60tm/m³ .

CLERIN (1973) FUMAGALLI (1969) , MARSAL (1967) , LESLI (1963) notent également cette amélioration de la résistance au cisaillement des enrochements avec la densité relative.

Influence de la granulométrie et du mode d'écrêtage

L'influence de la granulométrie peut être traitée selon plusieurs critères : la forme de la courbe (coefficient C_u) , le diamètre moyen (D_{50}) , la taille du plus gros éléments (d_{max}) , la proportion de fines , etc.

LESLIE (1963) en réalisant des essais triaxiaux à grande échelle sur des matériaux grossiers (cf. figures I.32 a et b) constate que la résistance au cisaillement augmente quand la dimension maximale des gros éléments diminue.

MARACHI et al qui adoptent le mode d'écrêtage parallèle observent également que :

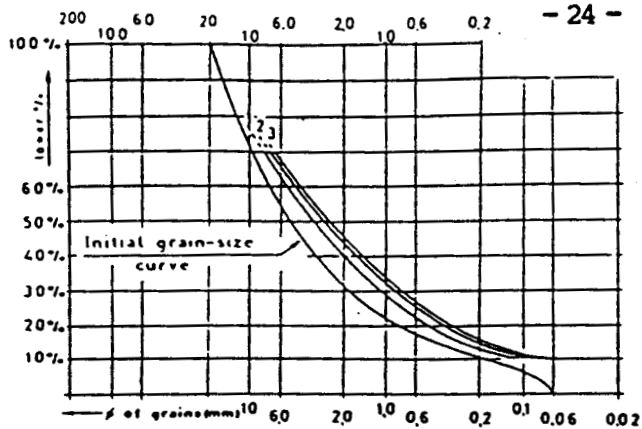
2--- L'angle augmente quand le diamètre maximum de grains (d_{max}) diminue (cf. figures I.57 et I.58).

Par contre les résultats obtenus par CAMBOU (cf. figures I.51 et 52) montrent que : l'angle de frottement des matériaux testés augmentent quand d_{max} croît.

Conclusions confirmées par les travaux de E. FUMAGALLI (1969) qui réalisa des essais sur des enrochements (cf. figure I.24). Pour un indice de vide initial de 0.42 l'angle de frottement à la rupture augmente d'environ 10 % (4 degrés) lorsque le diamètre maximum des grains passe de 4 mm à 20 mm .

R.K RATHEE et al (1981) en réalisant des essais de cisaillement sur un mélange sablo-graveleux d'origine quartzite notent que pour des graves mélangés à du sable , l'angle de frottement augmente quand " d_{max} " croît . Cette augmentation étant de l'ordre de 16 % (5 degrés) lorsque d_{max} passe de 6mm à 28mm . Par contre les essais qu'ils réalisent sur des graves dépourvues de sable montrent plutôt une diminution de l'angle de frottement. Ces différences pourraient s'expliquer par le fait que la fragmentation des grains soit plus importante dans les graves que dans un mélange sablo-graveleux.

Conclusions confirmées par les travaux de MARSAL (1967) qui montrent que la résistance au cisaillement des enrochements est inversement proportionnelle au taux de fragmentation des grains B_g (cf. figures I.19). La réduction de



	C_f	$\sigma' K_0 \text{ kg/cm}^2$	$V_i \%$
CURVE 1	0.16	60	27.2
CURVE 2	0.16	60	29.0
CURVE 3	0.16	60	33.0

Figure : I.22

-CRUSHING-POROSITY RELATION OBTAINED IN THE COMPRESSION TESTS

$V_i = 42.0 \%$

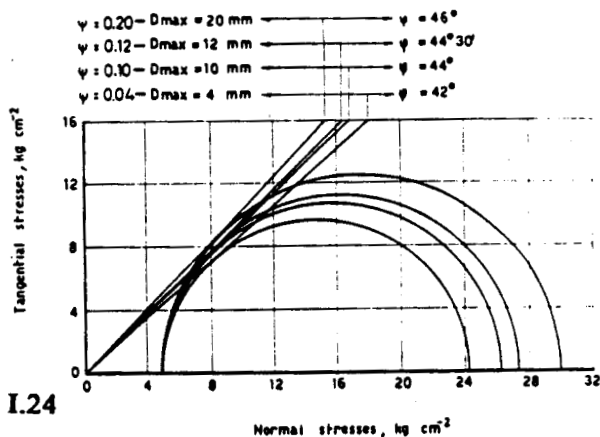


Figure : I.24

-TRIAXIAL FAILURE CIRCLES FOR MONOGRANULAR SIZES AT DIFFERENT VALUES OF ψ

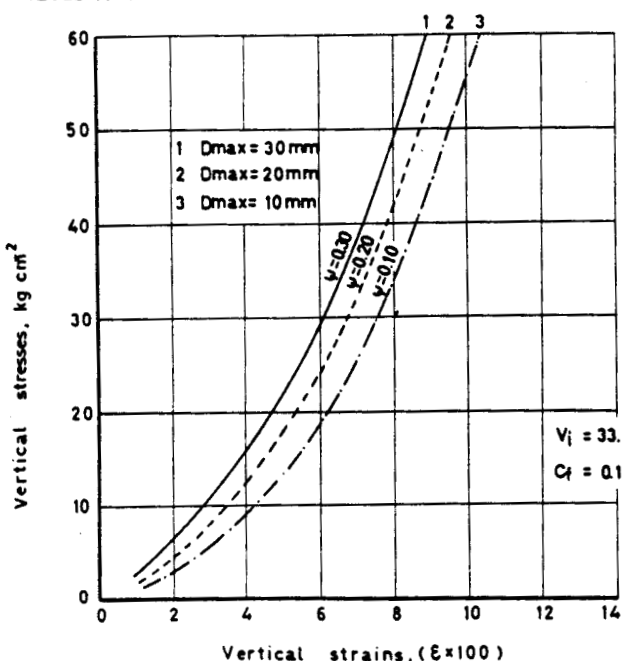


Figure : I.25

-COMPRESSION DIAGRAMS FOR QUADRATIC GRAIN-SIZES AT DIFFERENT ψ VALUES IN 100-MM DIAM RING CHAMBER

FUMAGALLI [1959]

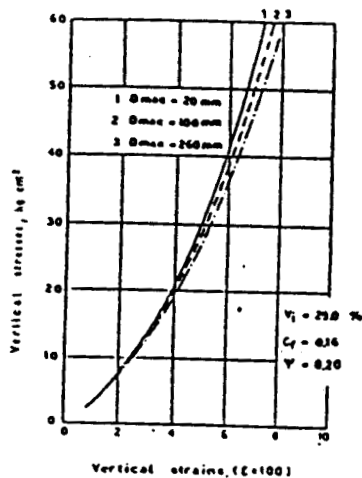
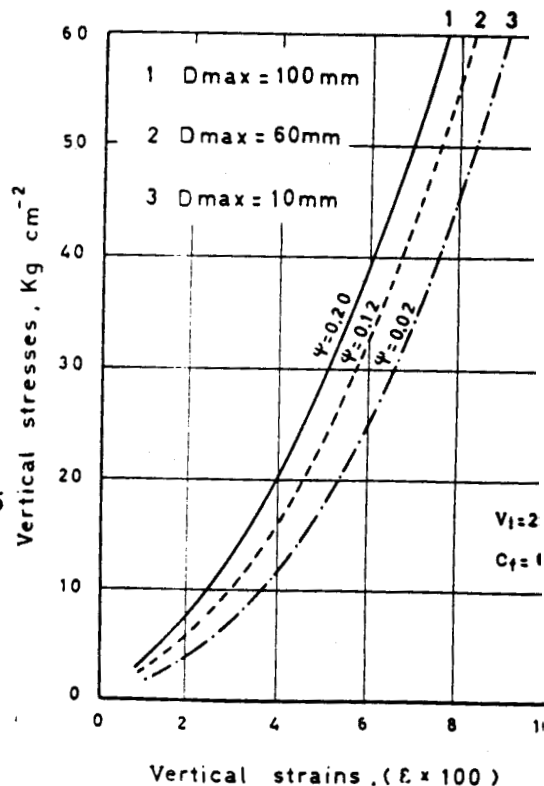


Figure : I.23

-COMPRESSION DIAGRAMS FOR QUADRATIC SIZES AT EQUAL ψ VALUE AND DIFFERENT GEOMETRIC SPECIMEN SCALES



-COMPRESSION CURVES FOR QUADRATIC SIZES AT DIFFERENT ψ VALUES IN 500-MM DIAM RING CHAMBER

la résistance au cisaillement étant en moyenne de l'ordre de 7 % (resp 14 %) pour les enrochements à courbe granulométrique graduée (resp. uniforme) lorsque Bg passe de 5 % à 25 %.

A partir des essais triaxiaux réalisés sur les matériaux de GRAND-MAISON B. TAQUET note que (cf; figure I.37) l'angle de frottement augmente lorsque d_{max} passe de 5mm à 20mm . Cette augmentation étant d'environ 3 (resp. 10) degrés pour des contraintes de confinement inférieures ou égales à 0.1MPa (resp. supérieures ou égales à 5MPa) et au-delà (c'est-à-dire entre 20mm et 63mm) il-y-a une diminution.

DONAGHE et al qui réalisent des essais drainés et non drainés sur un mélange de sol-roche notent que :

- l'angle de frottement du matériau non écrêté est de 1 à 3 degrés supérieur à celui donné par la fraction 0-5 mm ou par le matériau préparé suivant la technique d'écrêtage C.B.R. (cf. figure I.29).

H. DENDANI (1988) en réalisant des essais triaxiaux sur le filtre moyen du barrage de GRAND-MAISON (cf.figure I.34 a , b , c et d) montre que l'écrêtage direct n'a aucune influence sur le matériau quand le pourcentage des particules enlevé est inférieur à 25% . Dans le cas contraire l'écrêtage modifie de façon considérable le comportement du matériau : il faut alors compenser le poucentage des particules enlevées .

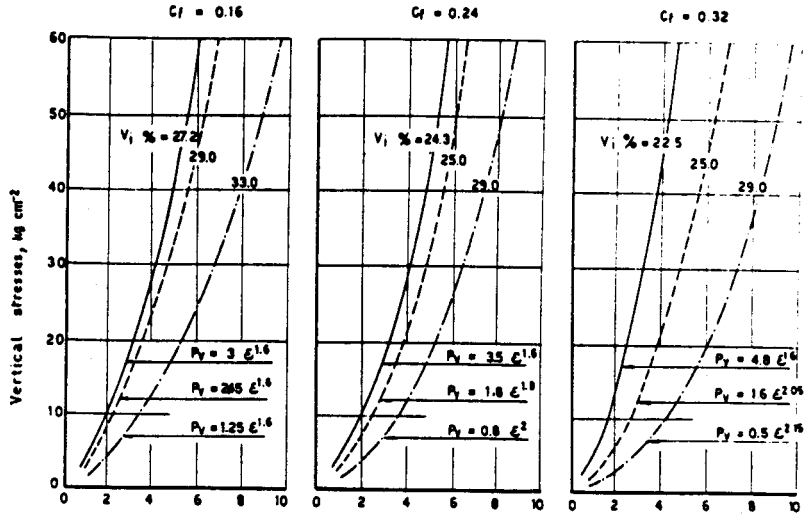
Influence des fines

Le rôle des sables (ou de matériaux fins) dans les enrochements est non seulement d'occuper les vides laissés par des blocs mais aussi en tant que matrice de réduire le nombre de points de contacts blocs-blocs susceptibles d'accélérer le processus de fragmentation des particules.

MARSAL (1967) observe que les matériaux à courbes granulométriques étalées (W) toutes classes d'enrochements confondues voient leurs caractéristiques de résistance au cisaillement améliorées. Voir figure I.19.

R.K. RATHEE et al (1981) remarquent que pour un échantillon de sable donné , l'angle de frottement augmenterait avec le pourcentage des graves contenus dans celui-ci (voir figure I.48). L'augmentation de l'angle étant de l'ordre de 14% (5 degrés) lorsque le pourcentage de gravier passe de 10% à 100%. Pour la fraction 0-50mm . En ce qui concerne la fraction 0-6.3mm cette augmentation n'est plus que de l'ordre de 19% (soit 6 degrés)

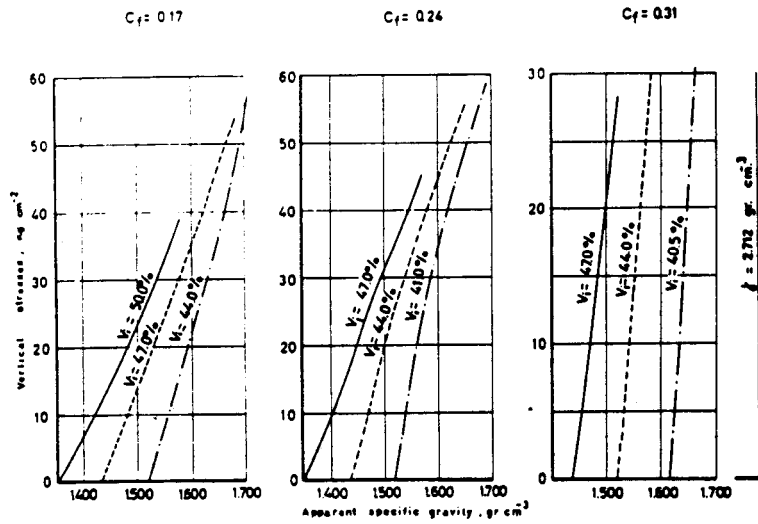
R.T. DONAGHE et al (1979) obtiennent les mêmes résultats le taux d'augmentation de l'angle de frottement à la rupture étant en moyenne de 14 % (5 degrés) lorsque le pourcentage de gravier passe de 0 % à 60 % en conditions drainées (cf. figure I.29) , les variations de l'angle observées en conditions non drainées n'étant pas très significatives pour que l'on puisse tirer des conclusions.



FUMAGALLI [1969]

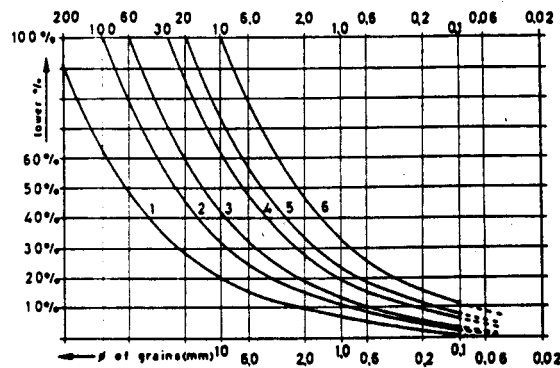
Figure : I.26 Vertical strains, ($\epsilon \times 100$)

— CONFINED COMPRESSION DIAGRAMS FOR QUADRATIC GRAIN-SIZE CURVES



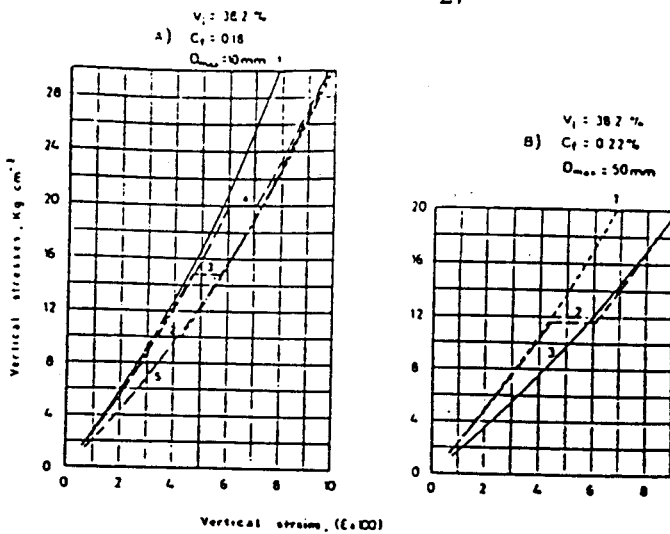
— COMPRESSION TESTS FOR MONOGRANULAR SIZES

Figure : I.27



Used quadratic grain-size curves $p \% = 100 \sqrt{D/D_{max}}$ D_{max} :

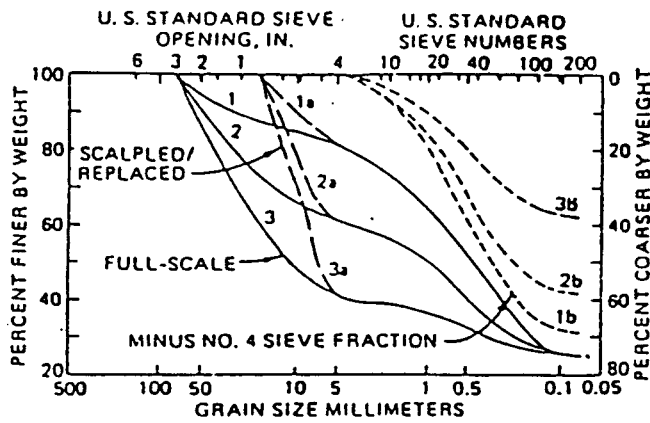
- 1) 260 mm.
- 2) 100 mm.
- 3) 60 mm.
- 4) 30 mm.
- 5) 20 mm.
- 6) 10 mm.



FUMAGALLI [1969]

Figure : I.28

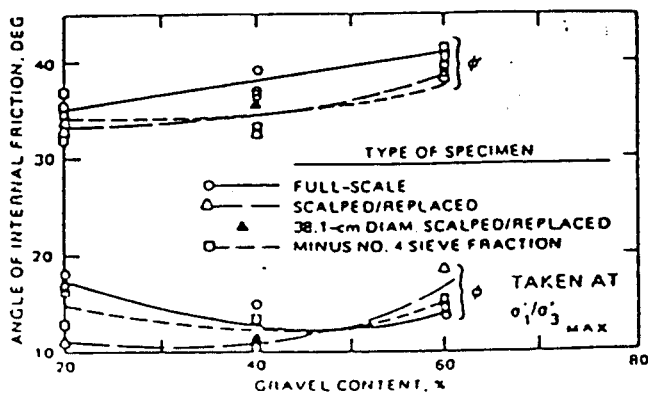
- DRY AND WET SPECIMEN COMPRESSION DIAGRAMS FOR QUADRATIC SIZES: (A) TESTS WITH 100-MM DIAM CHAMBER: 1 = DRY SPECIMEN; 2, 3, 4 = WET SPECIMENS UNDER CONSTANT LOAD; AND 5 = WET SPECIMEN; (B) TESTS WITH 500-MM DIAM CHAMBER: 1 = DRY SPECIMEN; 2 = WET SPECIMEN UNDER CONSTANT LOAD; AND 3 = WET SPECIMEN



Test Gradations

R.T DONAGHE [1987]

Figure : I.29



Angles of Internal Friction Versus Gravel Content

3 --- L'angle de frottement s'améliore avec le pourcentage de graviers.

Influence de la dimension des appareillages

Elle est corrélée à l'une des dimensions caractéristiques de l'échantillon testé ; par exemple le diamètre (resp. la longueur) de l'échantillon dans le cas des essais triaxiaux et des essais de cisaillement simple pour des boîtes circulaires (resp. carrées ou rectangulaires).

SCHULTZE (1955) remarque que l'angle de frottement obtenu avec des appareillages de grande dimensions est inférieur à celui donné par des appareils de dimensions plus modestes (cf.figure I.31) . D'où l'idée de R.K. RATHEE (1981) (resp. E. FUMAGALLI (1969)) qui , en introduisant le facteur d'échelle " $\psi = \frac{D}{d_{\max}}$ " (resp. ψ^{-1}) où D est la dimension caractéristique de l'échantillon , observent que l'angle de frottement augmente quand le facteur d'échelle ψ diminue (cf.figures I.47 et I.24).

A partir des essais de cisaillement simple réalisés sur des matériaux sablo-graveleux R.K. RATHEE (1981) note que : pour les valeurs de ψ supérieures à 10 (et pouvant aller jusqu'à 20 pour les graves) , L'influence du facteur ψ devient négligeable : autrement dit , l'angle de frottement est indépendant de la dimension de l'appareillage. (cf.figure I.47)

En faisant une étude synthétique à : partir des résultats obtenus sur les essais de cisaillement simple (pour les échantillons de laboratoire obtenus suivant la technique d'écrêtage parallèles) , R.K. RATHEE propose une corrélation qui permet d'obtenir l'angle de frottement " ϕ_1 " d'un prototype de dimension caractéristique "D " lorsqu'on connaît l'angle de frottement " ϕ_2 " déterminé à partir d'un essai de cisaillement simple réalisé sur un modèle réduit de dimension caractéristique "d " (cf.figure I.49).

La relation est:

$$\phi_1 - \phi_2 = \frac{1}{0.15} \cdot \text{Log} \left(\frac{D}{d} \right)$$

4--- L'angle de frottement diminue quand ψ augmente et devient indépendante de la dimension de l'appareillage dès que ψ est supérieure à ψ_{mini} ($\psi_{\text{mini}}=10$ pour les sables et 20 pour les graviers)

Influence du niveau de contrainte sur la résistance au cisaillement

MARACHI et al (1972) , MARSAL (1969) , FUMAGALLI (1969) à partir de leurs essais respectifs observent que l'angle de frottement à la rupture des enrochements diminuerait quand le

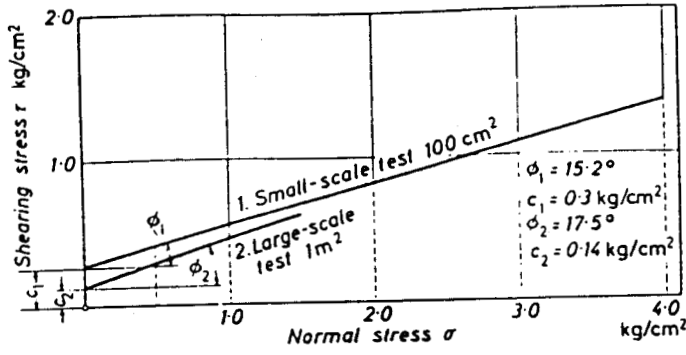
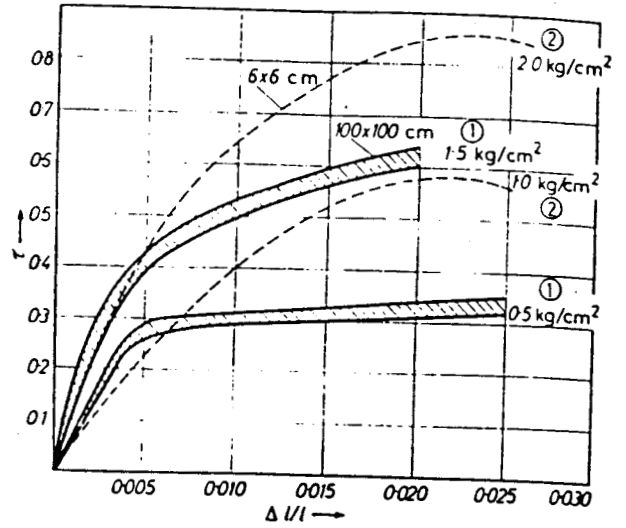


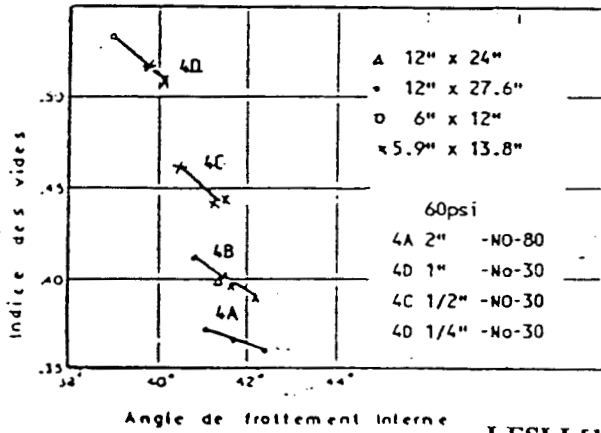
Figure : I.30 Shear test for the coal-dam Hubertus, Brüggén/Erf. Shear lines from large and small tests with soil from the layer between the lignite and the clay
 Essai de cisaillement au barrage des charbonnages Hubertus, Brüggén/Erf. Lignes de cisaillement pour essais à grande et petite échelle sur terres provenant de la couche située entre la lignite et l'argile



Shear tests for the coal-dam Hubertus, Brüggén/Erf. Shear displacement lines for large and small tests
 Essais de cisaillement au barrage des charbonnages Hubertus, Brüggén/Erf. Lignes de déplacement produit par le cisaillement au cours d'essais à grande et petite échelle

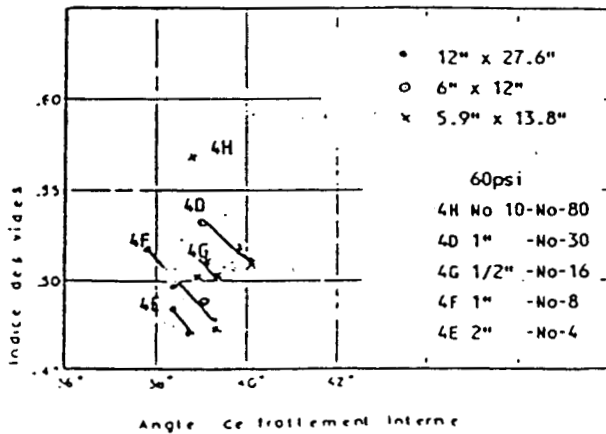
SCHLUTZE [1955]

Figure : I.31



LESLIE [1963]

Figure : I.32



niveau de contrainte augmente . Et pour des niveaux de contraintes supérieures à 5 MPa l'angle semble indépendant de la pression isotrope (cf.figure I.57) . BISHOP , LEE , VESIC , et CLOUGH ont fait les mêmes constatations

Influence du chemin de sollicitation

MARACHI et al , MARSAL notent que les valeurs d'angles de frottement à la rupture obtenus à partir des essais triaxiaux restent relativement inférieures à ces obtenus à partir des essais de cisaillement simple ou direct (cf.figure I.68) .

B. CAMBOU (1972) en réalisant des essais sur des billes en verre , plomb ou concassés d'enrochements (cf.figures I.51 et I.52) arrive aux mêmes conclusions à condition que les diamètres maximum des grains soient supérieures à une certaine valeur.

I.1.5b---COMPRESSIBILITE DES ENROCHEMENTS

Influence de la densité relative "D_r" (ou de l'indice de vide initiale e_i)

La compressibilité du matériau diminue quand la densité relative "D_r" augmente .

MARACHI et al (1969) voir figures I.26 I.27 et I.60 confirment une telle évolution.

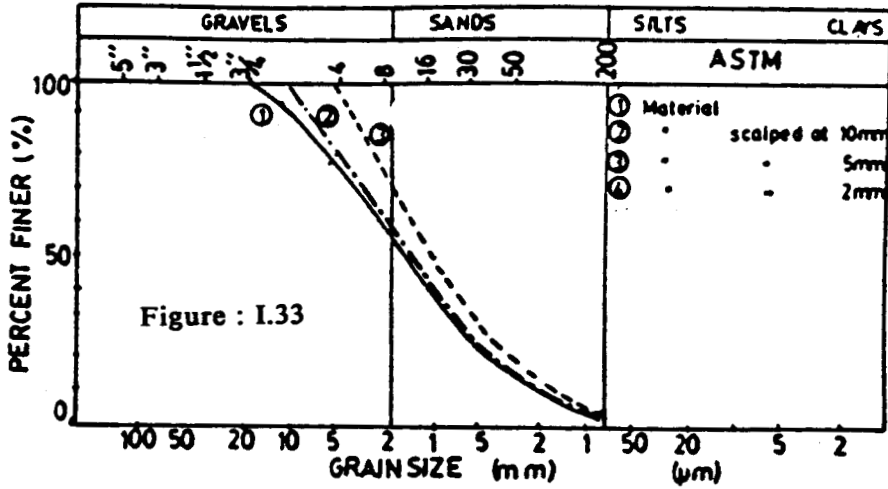
CAMBOU (1972) , CLERIN (1973) , FUMAGALLI (1969) , MARSAL (1963) notent une amélioration de la compressibilité lorsque la densité relative croît.

influence du mode d'écrêtage et de la courbe granulométrique

conclusion obtenue par MARACHI et al (cf.figure I.6) d_{max} augmente telle est la Les travaux de CAMBOU , FUMAGALLI (cf.figure I.25) confirment ces conclusions.

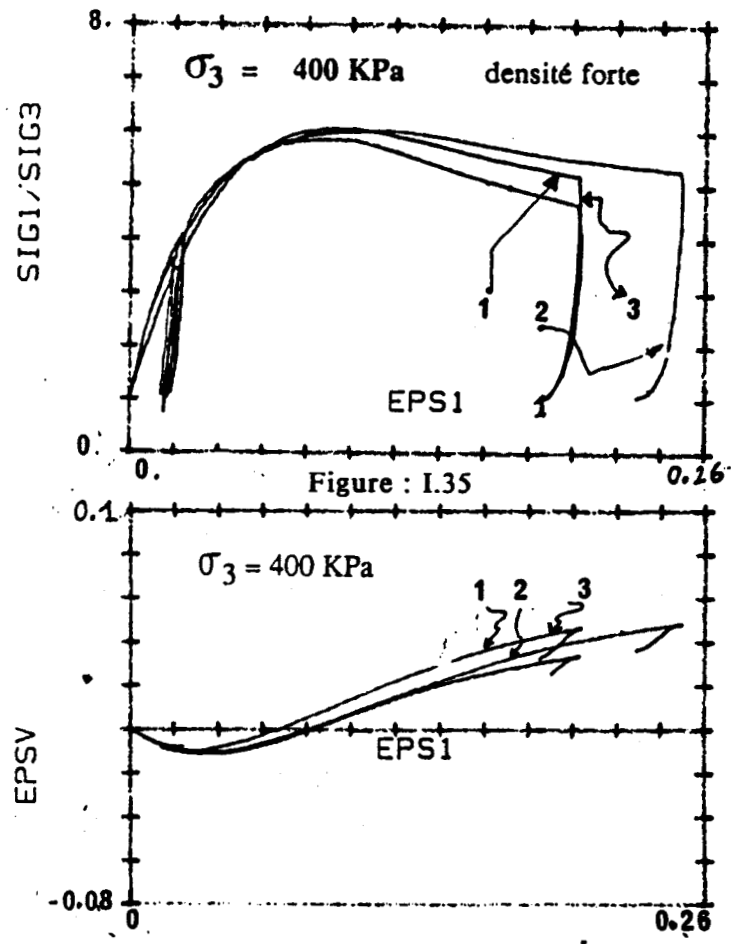
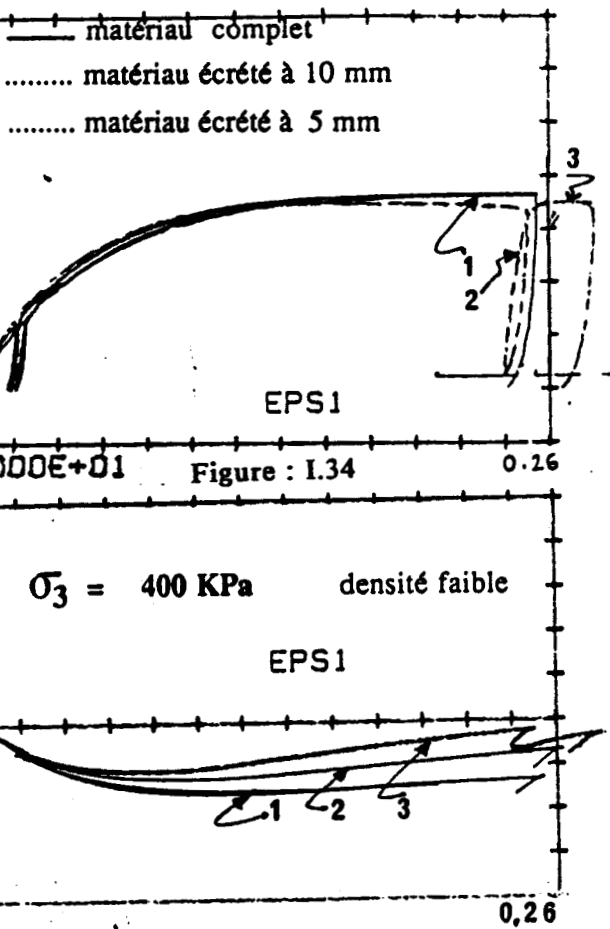
influence des fines

MARSAL et al observent que les matériaux à courbes granulométriques étalées (W) toutes classes d'enrochements confondues voient leurs compressibilités améliorées .



Courbes granulométriques du matériau F.M

H. DENDANI [1988]



Essais triaxiaux de compression sur le matériau F.M

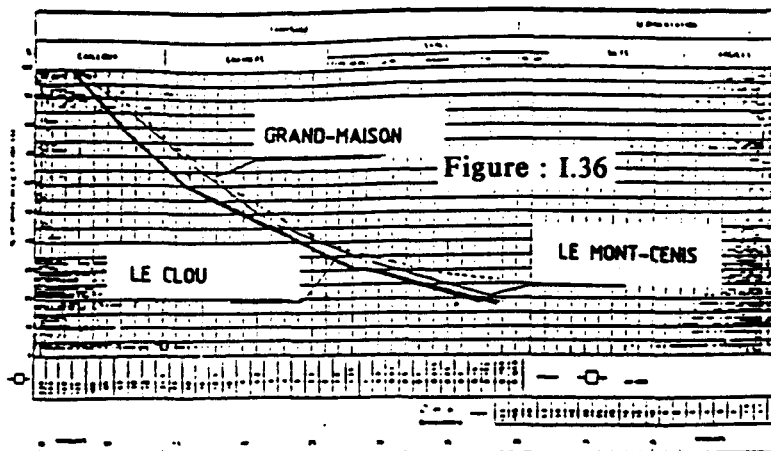


Figure : I.36

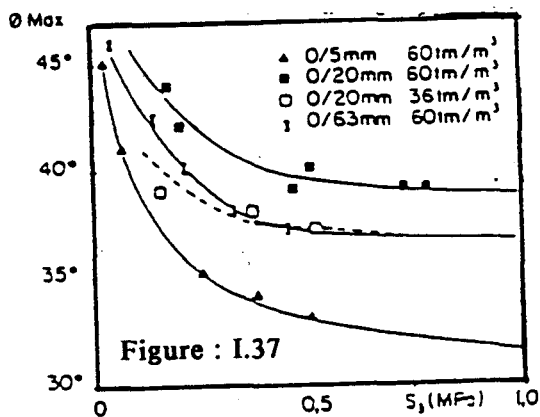


Figure : I.37

Evolution de l'angle de frottement en fonction de la contrainte de confinement pour diverses coupures granulométriques.

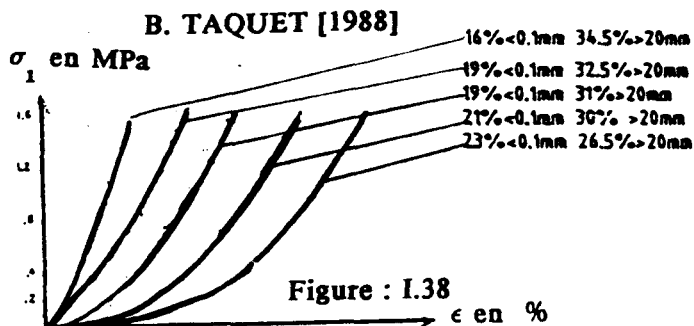


Figure : I.38

Synthèse des courbes de compressibilité oedométrique obtenues sur moule $\phi 400\text{mm}$ de la fraction 0/63 compactée des terres du MONT-CENIS compactées à 100t/m^3

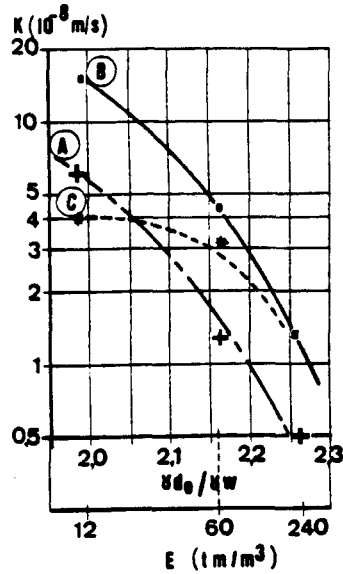
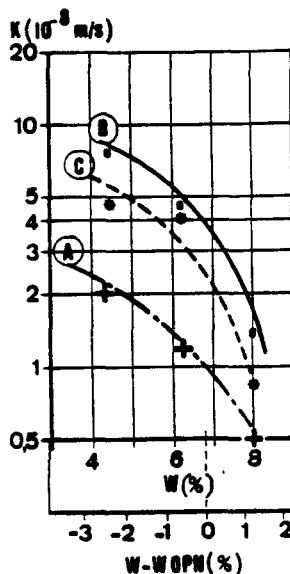
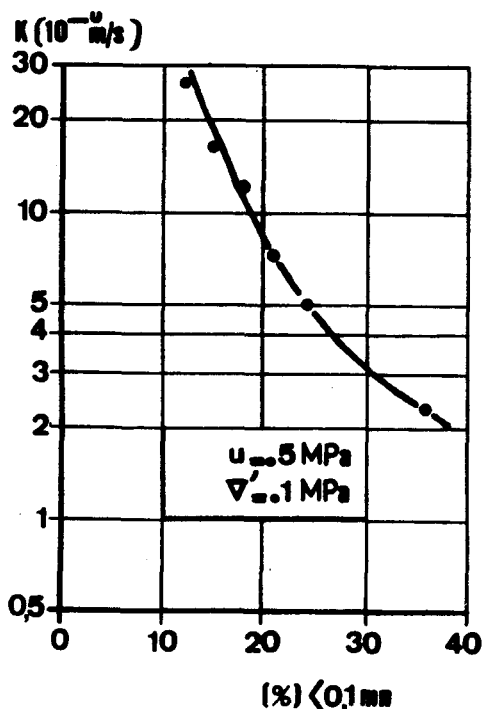


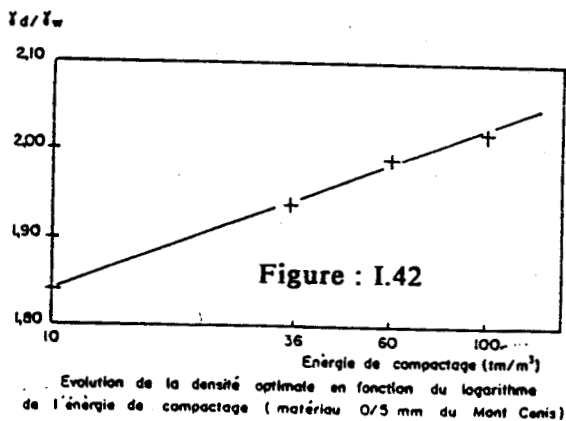
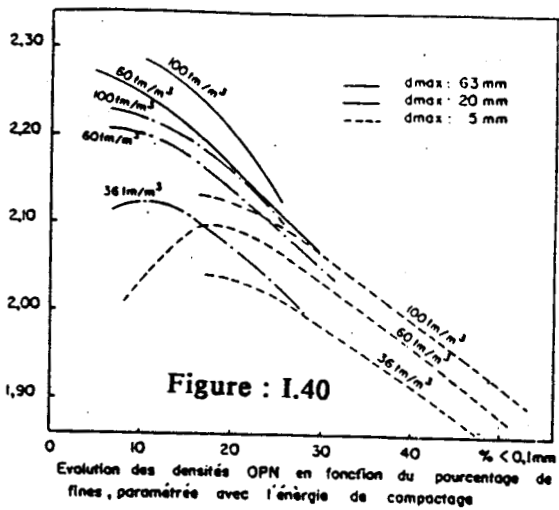
Figure : I.39

Evolution de la perméabilité en fonction de la teneur en eau et de la densité, aux conditions suivantes :

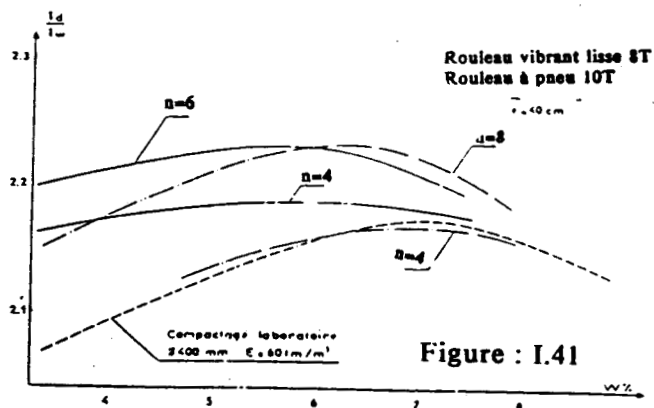
- A. $u = 0,01 \text{ MPa}$ $\sigma' = 0,1 \text{ MPa}$
- B. $u = 0,5 \text{ MPa}$ $\sigma' = 0,1 \text{ MPa}$
- C. $u = 0,5 \text{ MPa}$ $\sigma' = 0,5 \text{ MPa}$

Evolution de la perméabilité avec le pourcentage de fines. (Terre 0/20 du gîte du Clou testée au triaxial $\phi 100$)

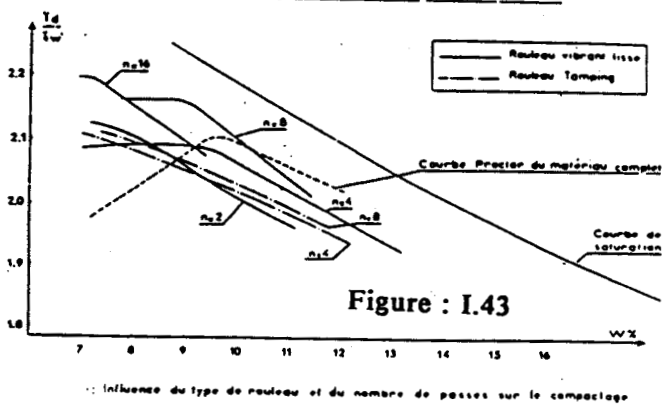
(Terres 0/20 mm du gîte du Clou testée au triaxial $\phi 100$)



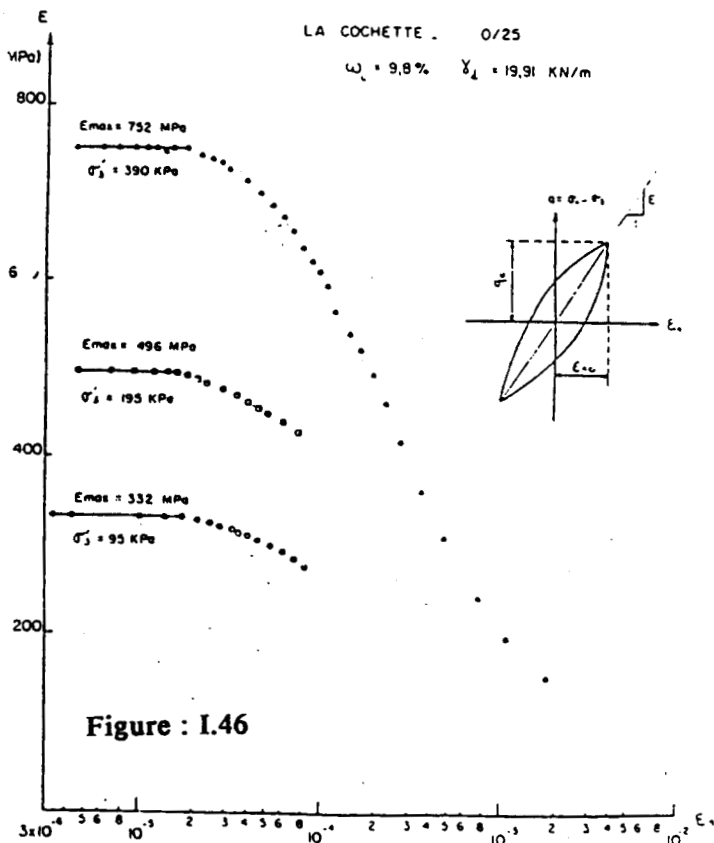
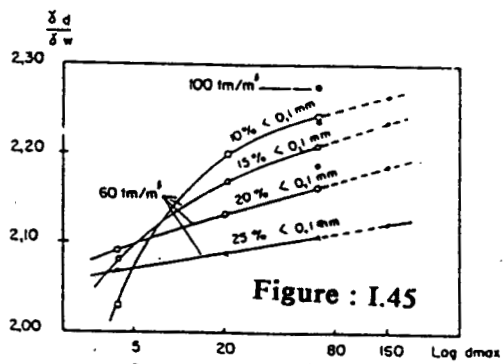
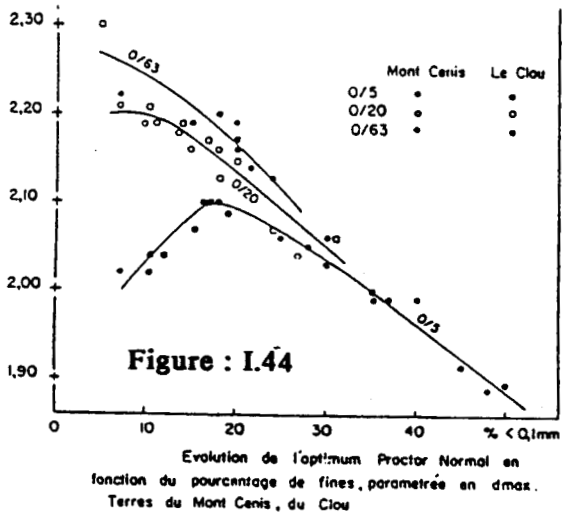
Barrage du Mont Cenis
influence du type de rouleau sur le compactage



Barrage de Grand-Maison: Remblai d'essai
influence du nombre de passes sur les densités



B. TAQUET [1988]



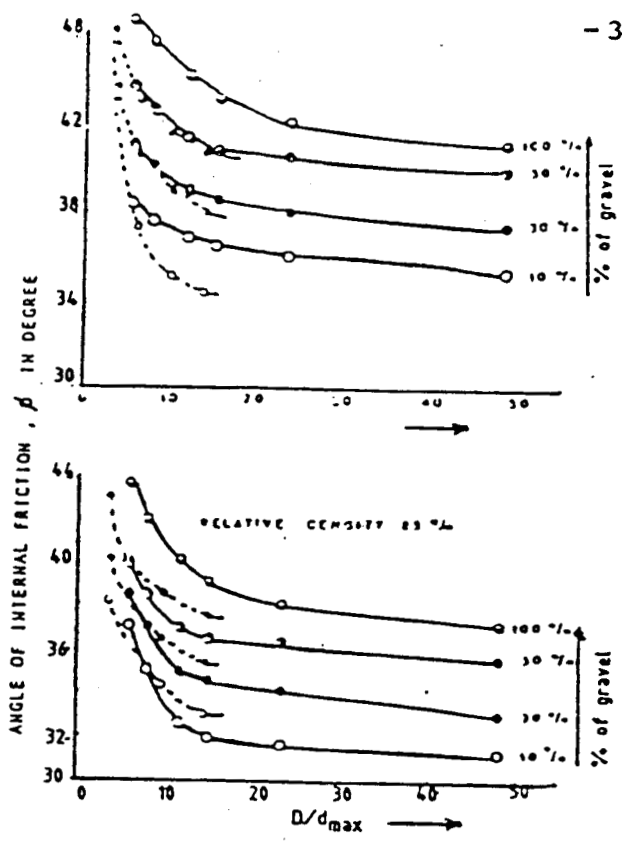


Figure : I.47 Angle of internal friction ϕ vs D/d_{max} ratio relationship

— Box size 30 cm = 30 cm
 — Box size 6 cm = 6 cm

R.K. RATHEE et al [1981]

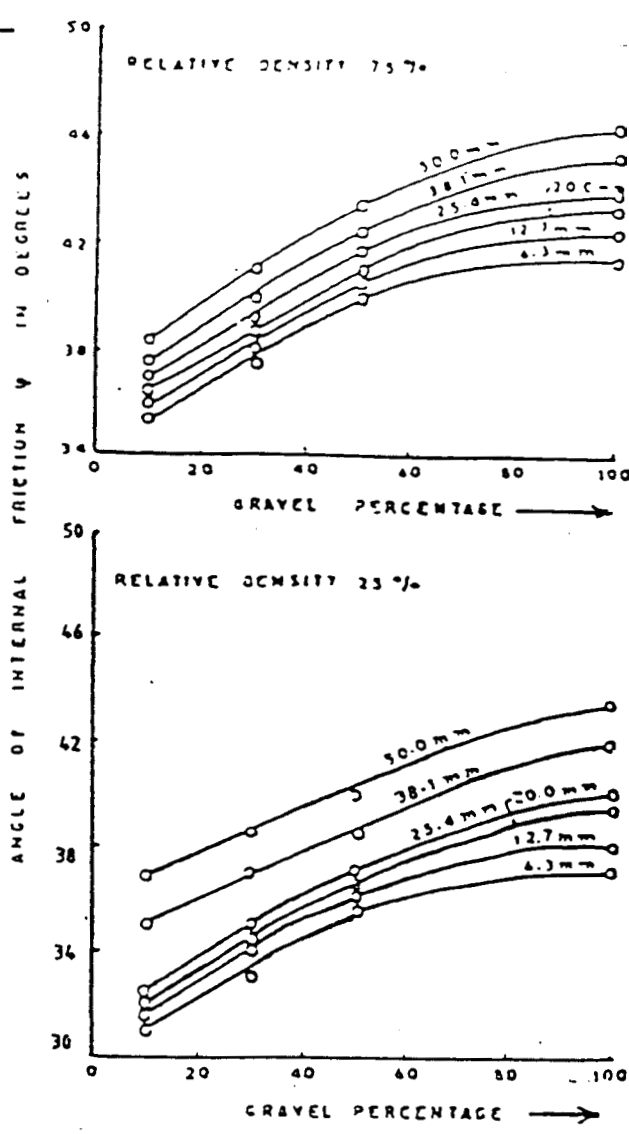


Figure : I.48

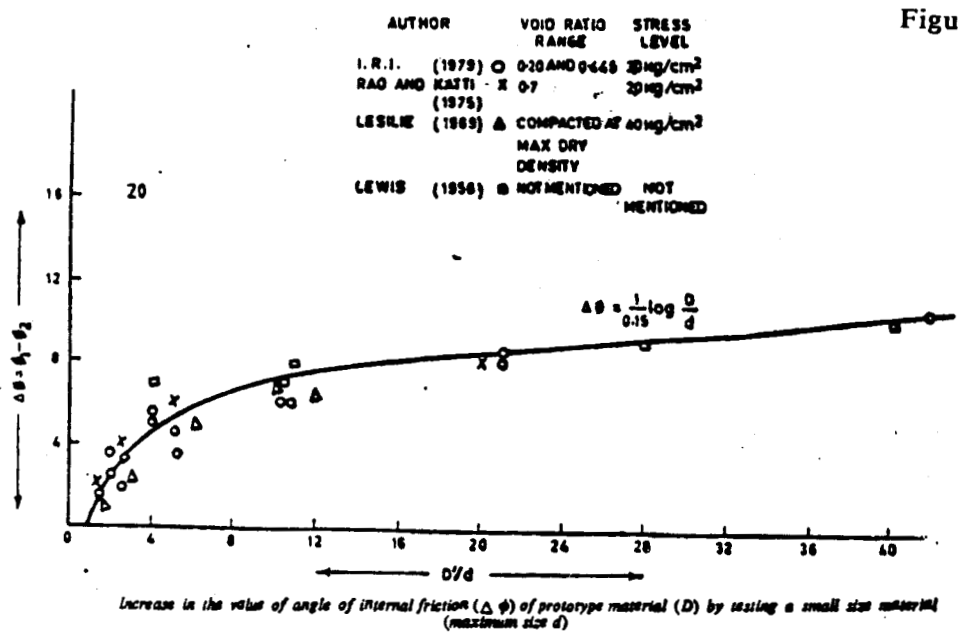


Figure : I.49

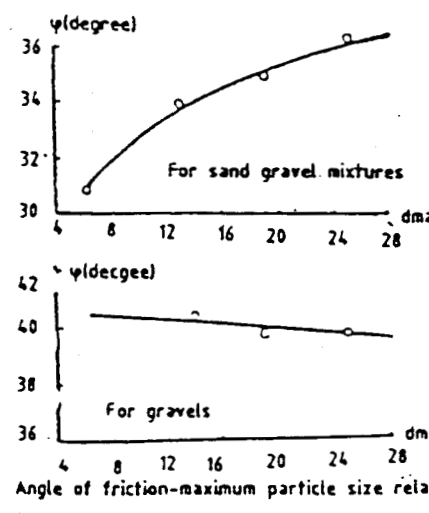


Figure : I.50

ANGLE DE FROTTEMENT DES BILLES DE VERRE (A) (RUGUEUSES)
 $e = 0,59$

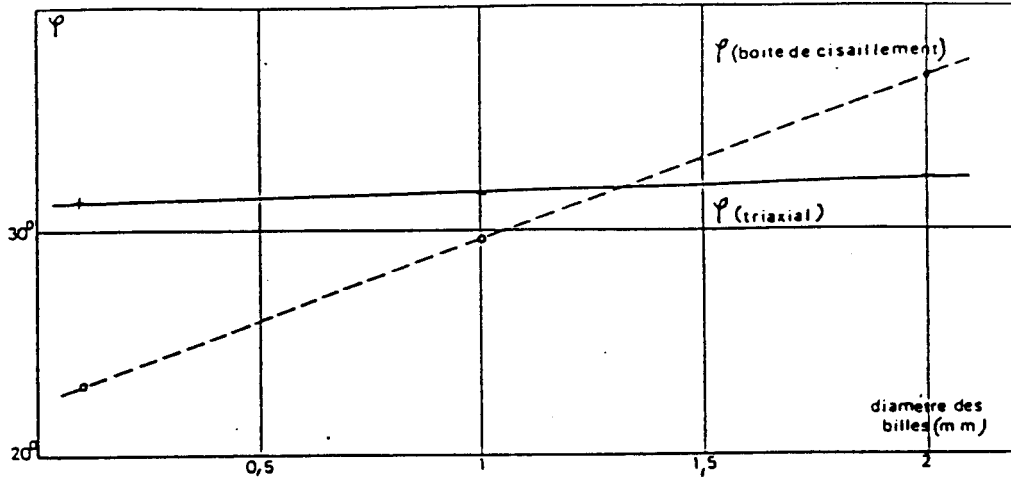


Figure : I.51

CAMBOU [1972]

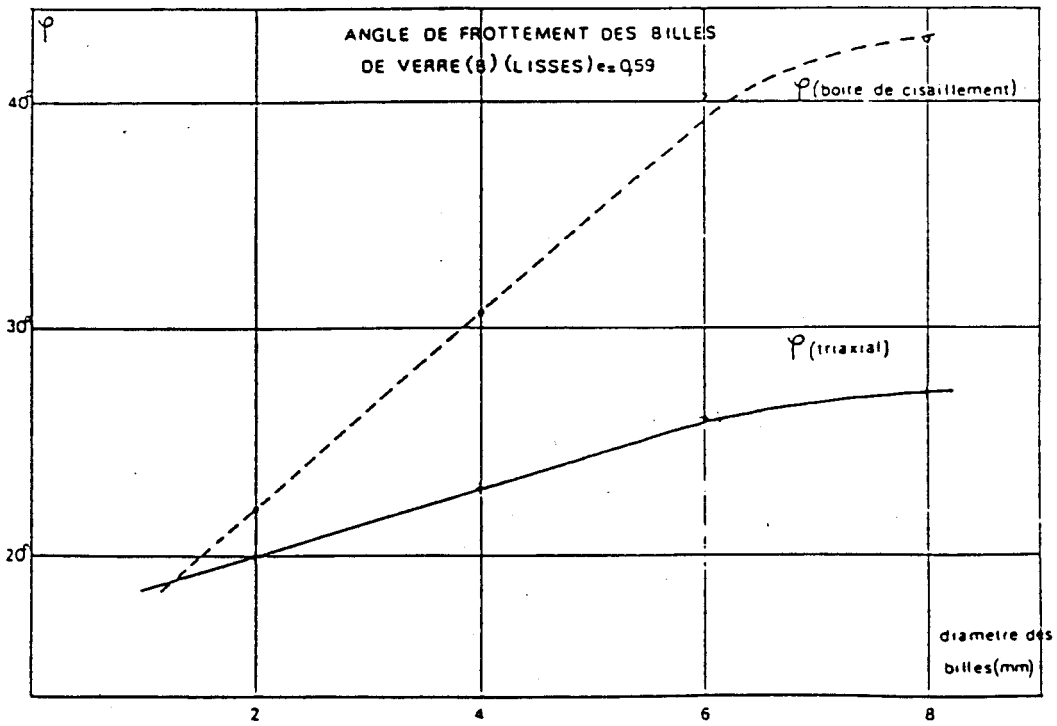
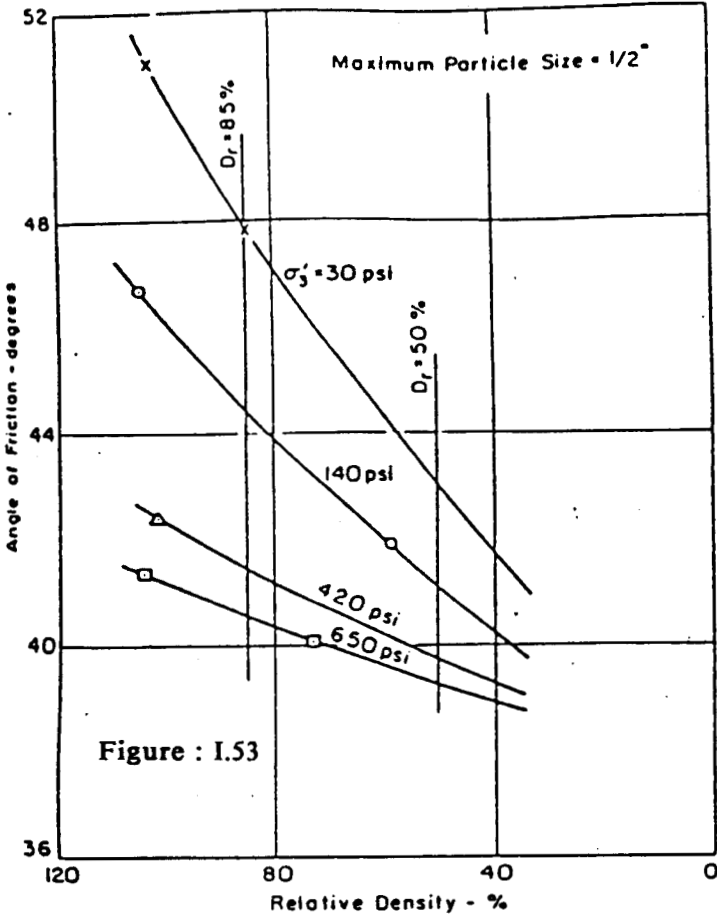


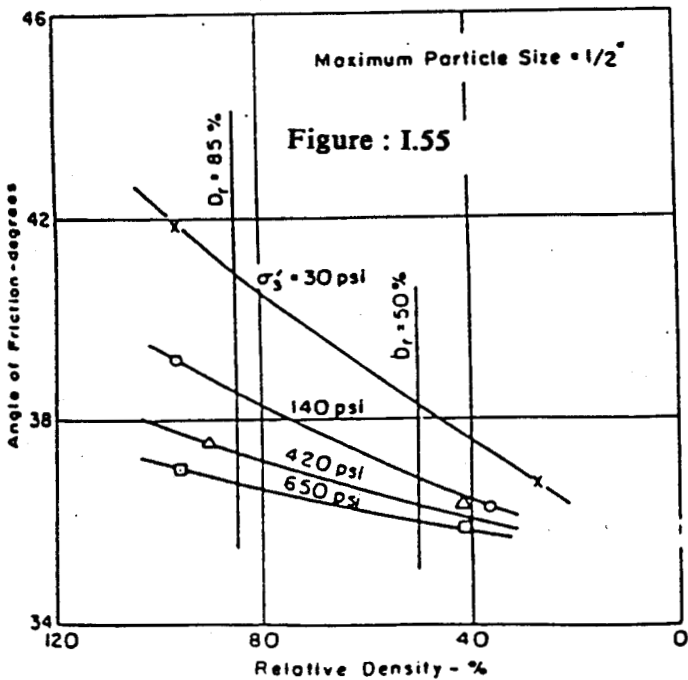
Figure : I.52

B. CAMBOU

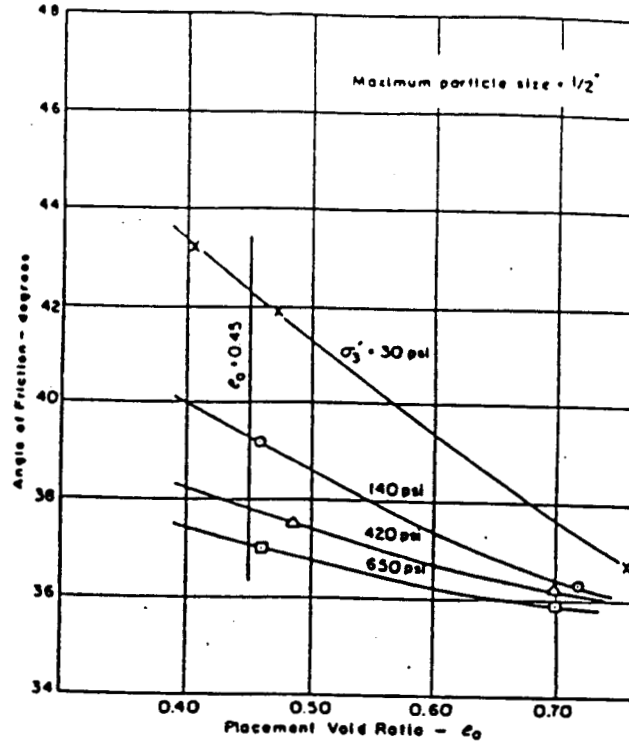


ANGLE OF FRICTION - RELATIVE DENSITY RELATIONSHIPS FOR MODELED OROVILLE DAM MATERIAL

MARACHI et al [1972]

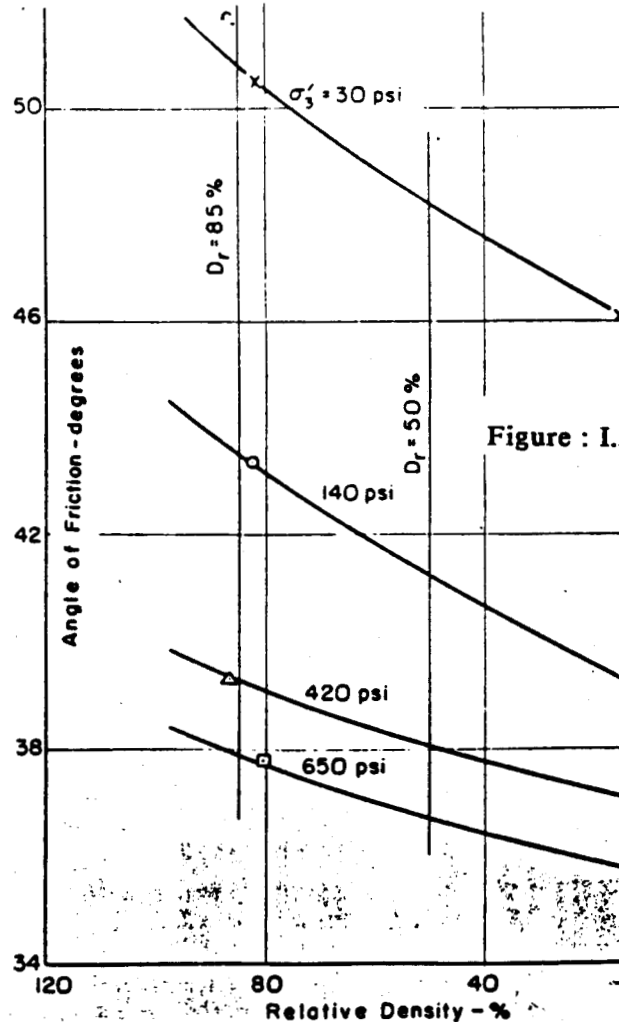


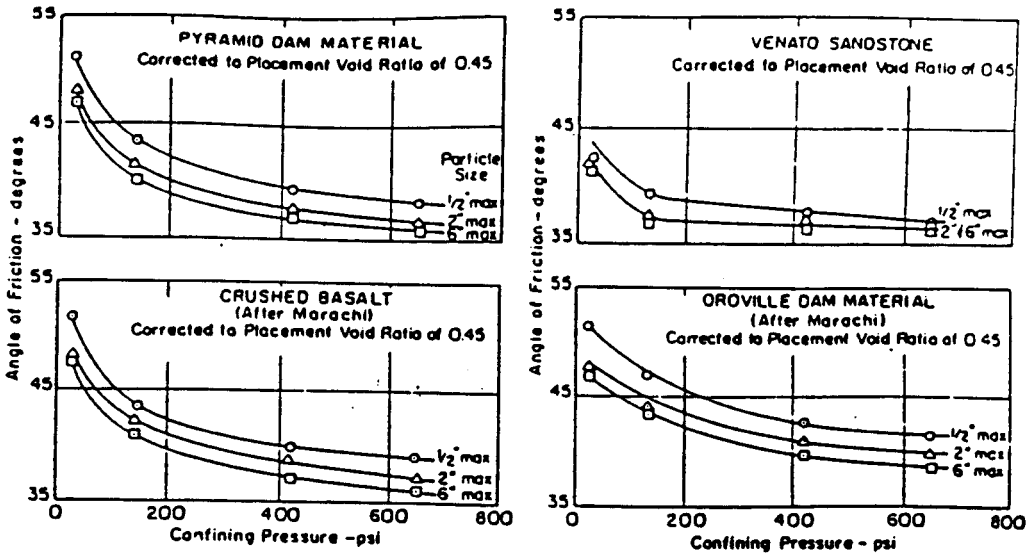
ANGLE OF FRICTION - RELATIVE DENSITY RELATIONSHIPS FOR MODELED VENATO SANDSTONE MATERIAL



ANGLE OF FRICTION-PLACEMENT VOID RATIO CL FOR MODELED VENATO SANDSTONE MATERIAL

ANGLE OF FRICTION - RELATIVE DENSITY RELATIONSHIPS FOR MODELED PYRAMID DAM MATERIAL





TEST RESULTS FOR MODELED ROCKFILL MATERIALS

Figure : I.57

MARACHI et al

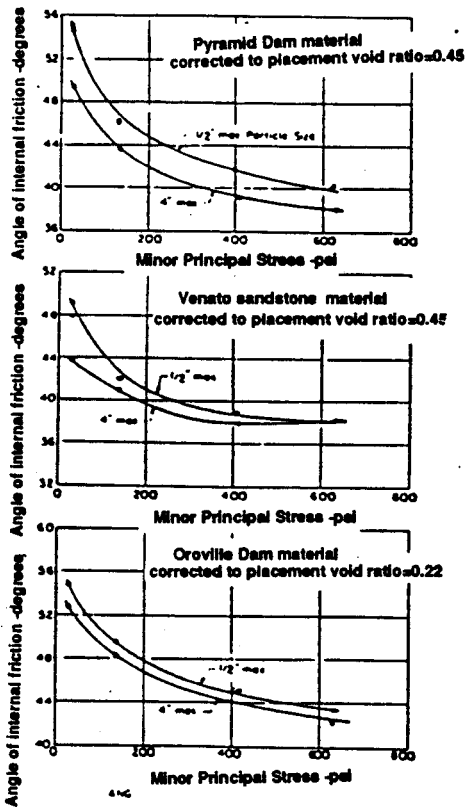


Figure : I.58

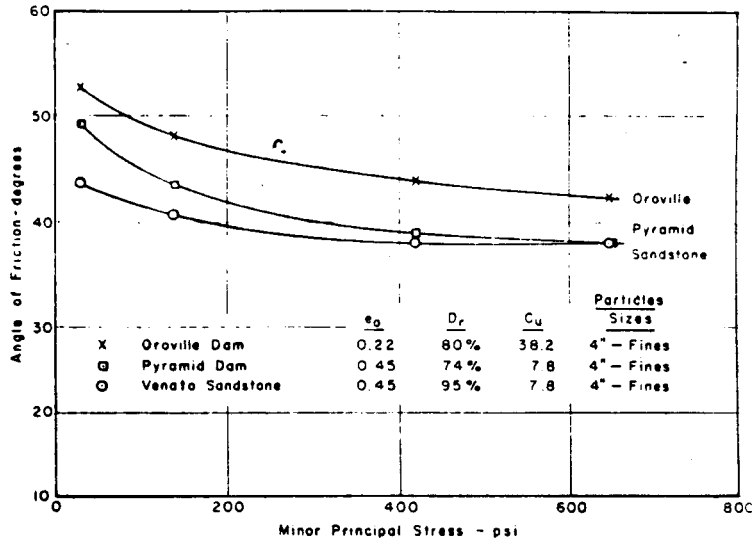
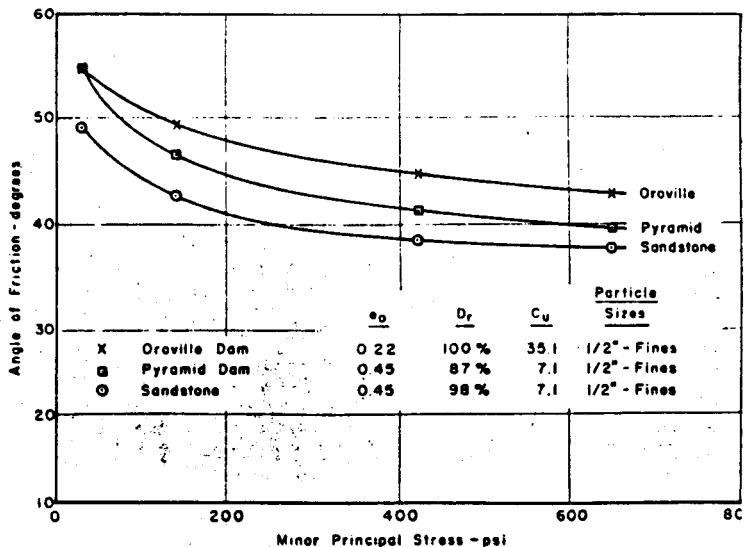
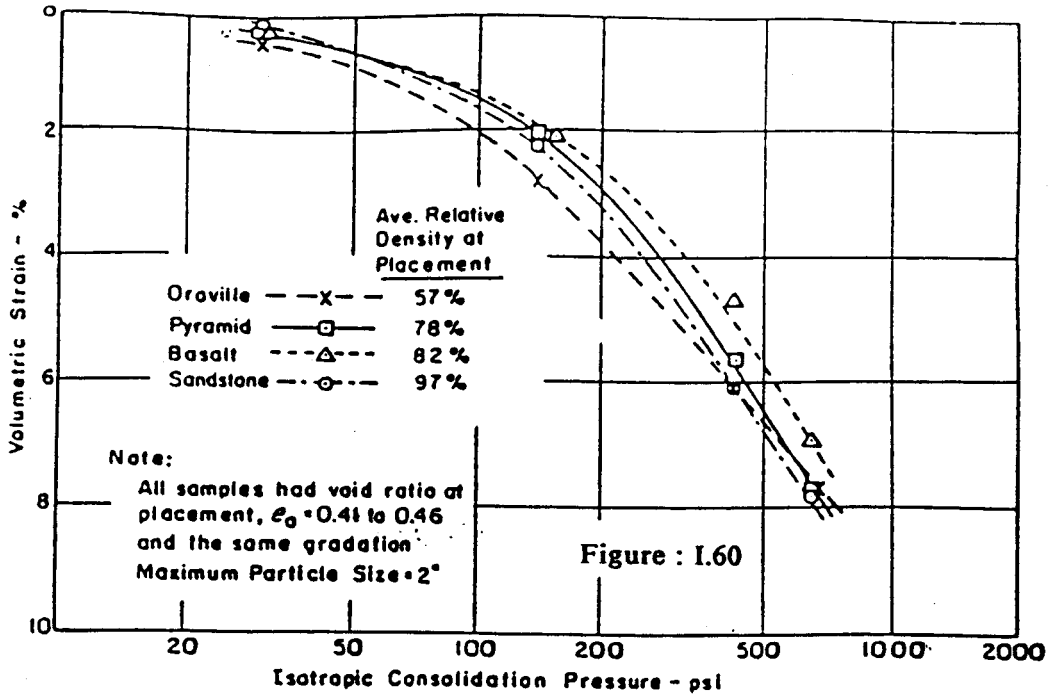


FIG. 8-8 ANGLES OF FRICTION FOR LARGE SIZE MODELED ROCKFILL SPECIMENS UNDER PLANE STRAIN CONDITIONS

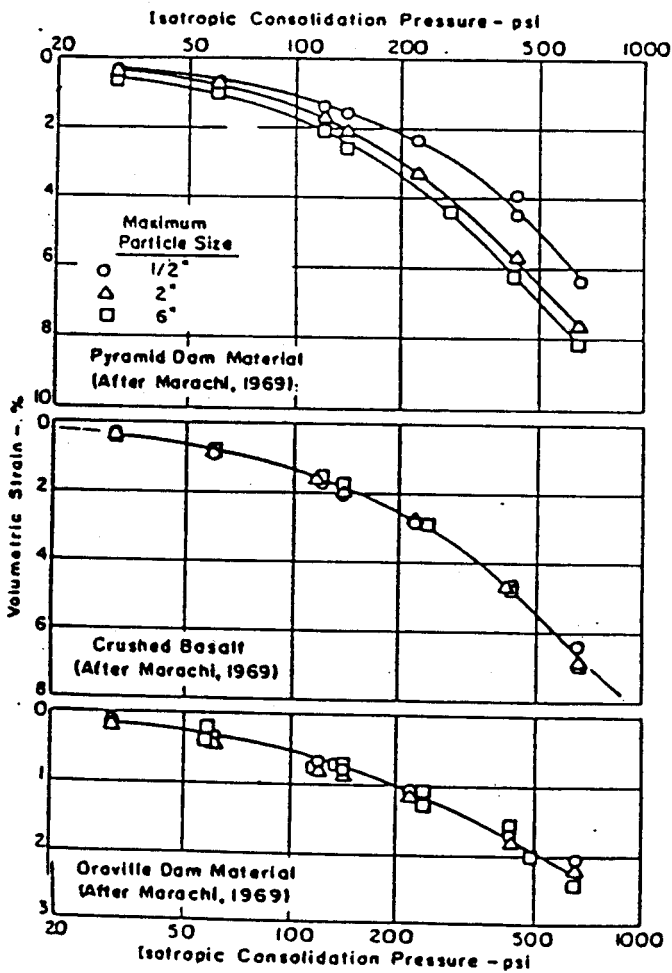
Figure : I.59



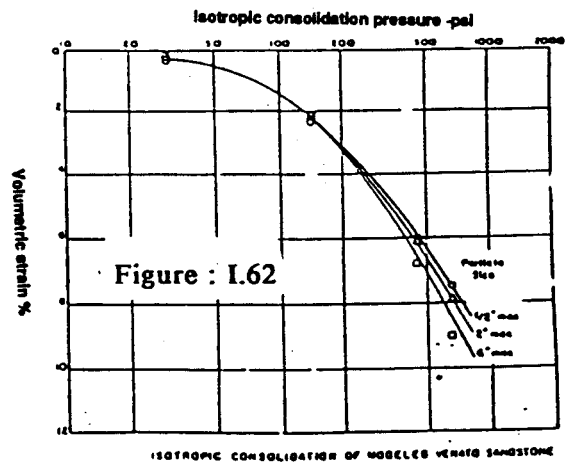
ANGLES OF FRICTION FOR SMALL SIZE MODELED ROCKFILL SPECIMEN UNDER PLANE STRAIN CONDITIONS

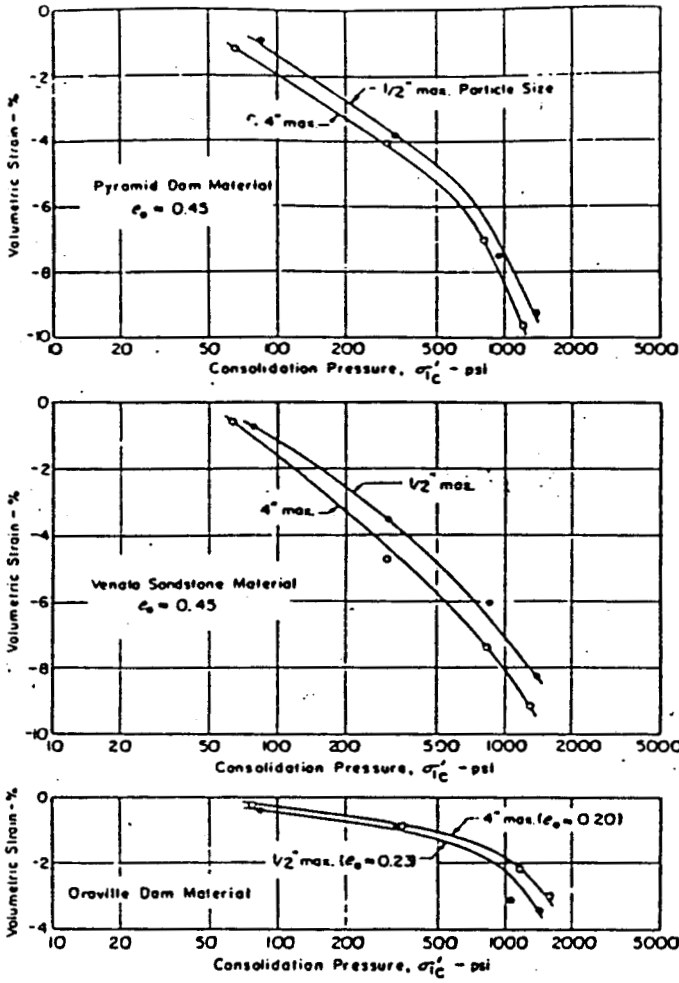


ISOTROPIC CONSOLIDATION OF 12 INCH DIA SPECIMENS OF MODELED ROCKFILL MATERIALS



MARACHI et al [1972]





ANISOTROPIC CONSOLIDATION (K_0) OF MODELED ROCKFILL MATERIALS FOR PLANE STRAIN TESTS

Figure : I.63

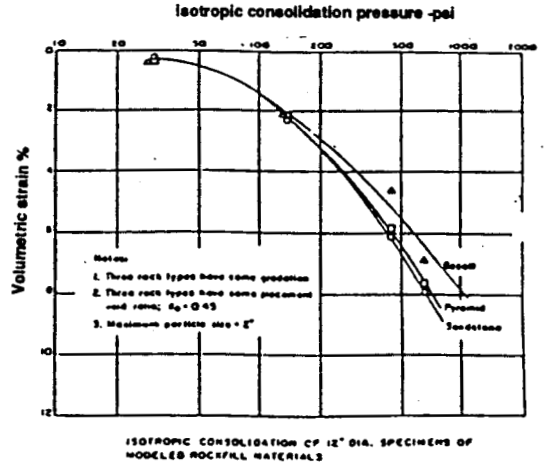
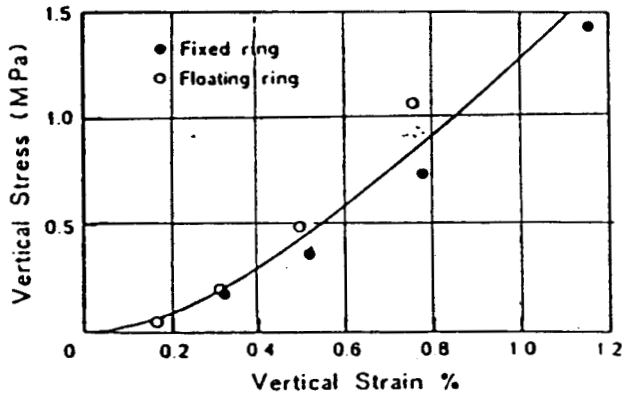


Figure : I.64

MARACHI et al



Oedometer confined compression

Figure : I.65

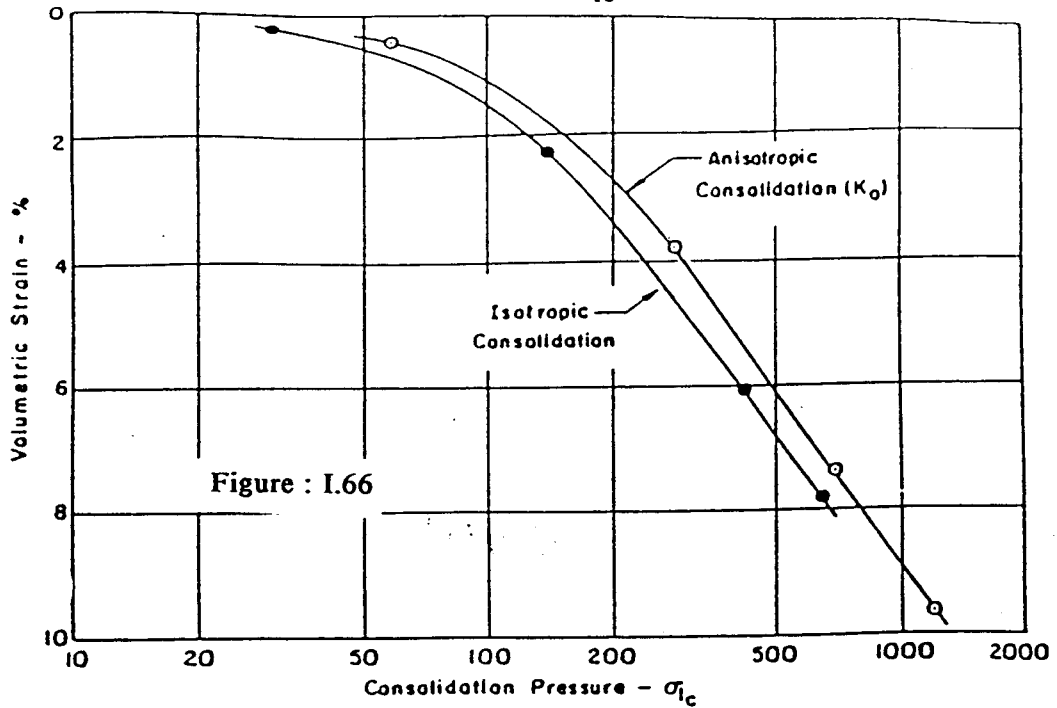


Figure : I.66

ISOTROPIC AND ANISOTROPIC CONSOLIDATION OF 12 INCH DIA. SPECIMENS OF MODELED VENATO SANDSTONE

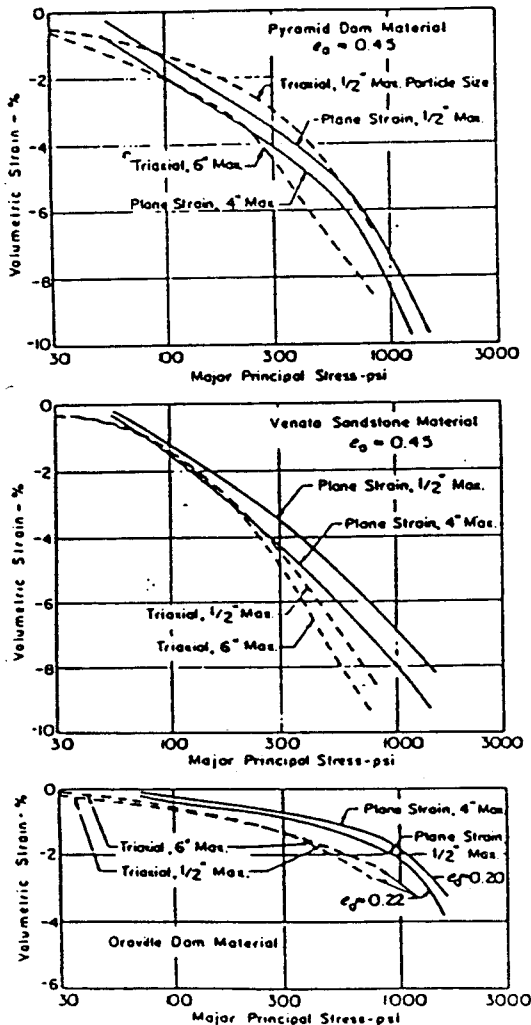


Figure : I.67 VOLUMETRIC STRAIN DURING ISOTROPIC AND ANISOTROPIC CONSOLIDATION OF MODELED ROCKFILL MATERIALS

MARACHI et al

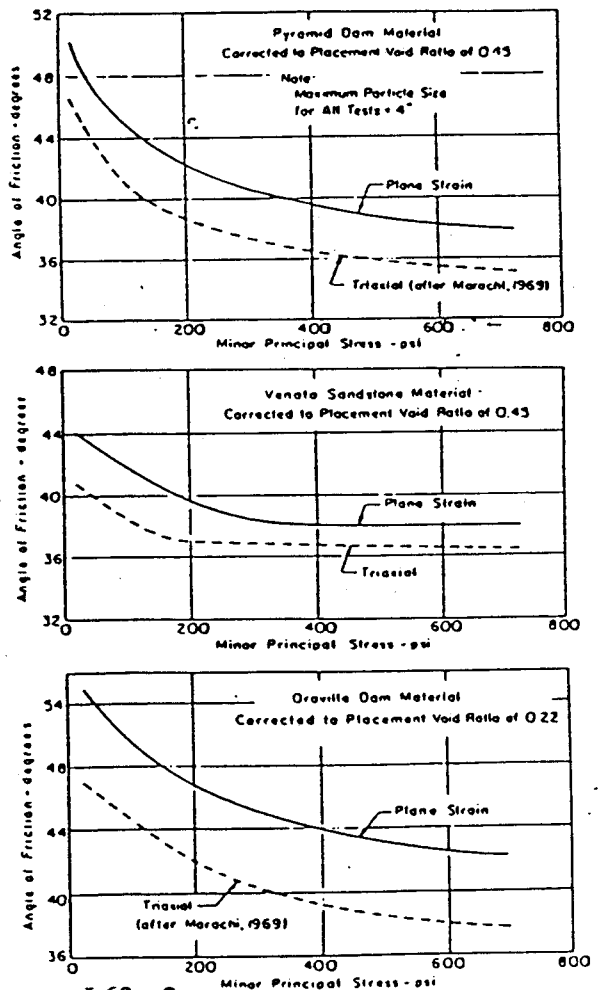


Figure : I.68 2 ANGLE OF FRICTION FOR LARGE SIZE SPECIMENS OF MODELED ROCKFILL MATERIALS UNDER TRIAXIAL AND PLANE STRAIN CONDITIONS

Influences du niveau de contrainte

MARACHI et al (cf.figures I.60 à 63) , FUMAGALLI (cf.figure I.27) constatent que :

la compressibilité des matériaux grossiers augmente avec le niveau de contrainte .

Conclusions confirmées par les travaux de CAMBOU , CLERIN , etc .

Les résultats bibliographiques précédemment énumérés résument de façon globale la réponse qu'un échantillon de matériau grossier peut avoir au cours d'une sollicitation statique . Toutefois ces résultats sont difficilement applicables à une sollicitation cyclique dynamique dans la mesure où des phénomènes tels que l'amortissement interne , ou le développement des pressions interstitielles résiduelles ne se manifestent parfois pas dans un essai statique.

Le comportement dynamique des sols granulaires à gros élément a été abordé sur le plan expérimental par AMER et al (1987) (matériaux granulaires secs) et pour les matériaux grossiers saturés par SEED et al (1984) , BANERJEE (1979) , WONG et al (1974) , WONG (1971) puis LEE et FITTON (1969) à l'occasion de la construction du barrage d'OROVILLE . Dans ce qui va suivre nous allons présenter leurs principaux résultats.

I.1.5c---RESISTANCE AU CISAILLEMENT DYNAMIQUE

Influence de la densité relative ou compacité

Les expériences menées par LEE et FITTON (1969) sur une série de matériaux à gradation uniforme , s'étendant des argiles aux graviers , montrent que la résistance au cisaillement cyclique non drainée (définie par $\epsilon=5\%$ à 20% et $N=30$ cycles) augmente en moyenne de 30% à 50% lorsque la densité relative passe de 50% à 75% (cf figure I.69) . Cette augmentation apparaît aussi bien dans les silts que dans les sables ou les graviers. Des résultats similaires ont été obtenus par Wong (1971), sur un gravier (20-40 mm) d'OROVILLE . Pour une densité relative passant de 40% à 60% l'augmentation observée est de l'ordre de 50% de la résistance au cisaillement mesurée après 30 cycles sous des déformations comprises entre 2.5% et 7% (figure I.71)

Toutefois , des matériaux de même densité relative peuvent présenter des caractéristiques très différentes , du fait de leur différence d'indice des vides , dans certains cas , ce n'est pas le matériau avec le plus faible indice des vides , donc le plus compact , qui est le plus résistant . En effet , si on compare la résistance au cisaillement dynamique des matériaux bien gradués et des matériaux à granulométrie uniforme (fig. I.72) , on constate que : les matériaux bien gradués en petites et moyennes déformations (2.5%) sont beaucoup moins résistants (facteur de réduction de l'ordre de 2) que les matériaux à granulométrie uniforme de même D_{50} et de même densité

relative . Cette différence est attribuée par Wong (1971) à l'augmentation rapide de pression interstitielle dans les matériaux à gradation étalée du fait de leur faible indice des vides ou de la perméabilité. Pour les taux de déformation supérieurs (10 %) , la différence de comportement se réduit sensiblement , du fait de l'augmentation de raideur des sols bien gradués . Augmentation pouvant s'expliquer par "la compacité élevée du squelette qui gêne le mouvement des grains nécessaire en grande déformation ; l'effet favorable de la compacité sur la raideur contrebalance ici l'effet inverse de la pression interstitielle."

Granulométrie

Le diamètre D_{50} est un paramètre intéressant à utiliser dans la mesure où il caractérise bien des sols à granulométrie uniforme. Une série d'essais a été réalisée par Wong (1971) sur des graviers et des sables d'OROVILLE et de MONTEREY dans des conditions de sollicitation identiques et pour une même densité relative (60 %). Les résultats obtenus complétés par ceux publiés par d'autres auteurs (fig.I.73 et 74) , concernent des échantillons de matériaux à granulométrie uniforme dont le diamètre moyen s'étend de 0.03 mm à 30 mm environ . Lorsque le diamètre moyen croît de 0.1 à 30 mm, la résistance au cisaillement correspondant à 2.5 % de déformation en 30 cycles augmente de 30 % , tandis que celle nécessaire à une déformation de 10 % , augmente de 60 % . Cependant , en tenant compte de l'effet de la membrane, cette différence se réduit sensiblement (Wong et al , 1974) et la résistance au cisaillement des graviers ne serait que faiblement supérieure à celle des sables . Il est rappelé cependant qu'il s'agit de conditions non drainées , parfaitement réalisées en laboratoire , alors que in-situ la dissipation partielle de pression interstitielle qui se produit en cours de séisme améliore considérablement le comportement des graviers par rapport à celui des sables.

Cette influence de D_{50} reste mal établie car les essais de LEE et FITTON (1969) , montrent que la résistance au cisaillement correspondant à 5% de déformation au bout de 10 cycles double entre un sable fin ($D_{50}=0.1\text{mm}$) et un gravier ($D_{50}=7\text{mm}$) pour une densité relative de 50% (figure I.70) . Des essais sur des fuseaux intermédiaires montrent que du côté des terrains fins (silt et argile silteuse) la résistance au cisaillement croît de façon monotone (cf. figures. I.69) quand D_{50} diminue tandis que du côté des graves l'influence de D_{50} s'inverse (cf. figure I.70) . Un tel changement de comportement qui apparaît pour un D_{50} situé entre 0.1 et 0.01mm , est d'après WONG probablement induit par l'apparition des forces de liaison inter-particules et la persistance d'une cohésion même lorsque les pressions interstitielles sont élevées.

I.1.5d---MODULE DE CISAILLEMENT DYNAMIQUE

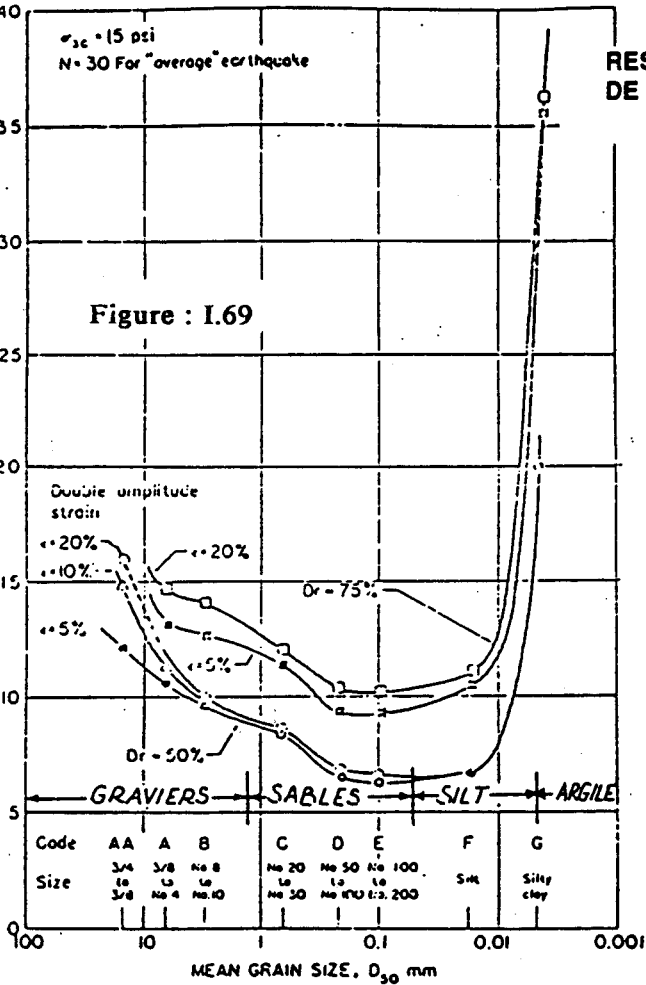


Figure : I.69

RESISTANCE AU CISAILEMENT DYNAMIQUE POUR LES SOLS DE DIFFERENTES GRANULOMETRIE (d'après Lee et Fitton 1969) (matériau à granulométrie uniforme)

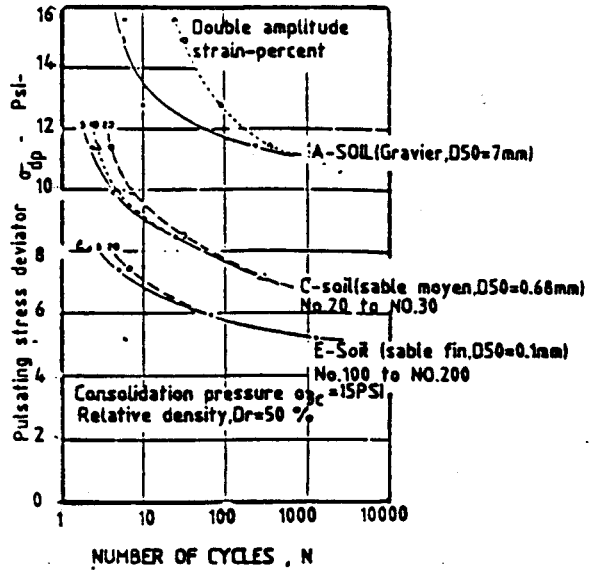
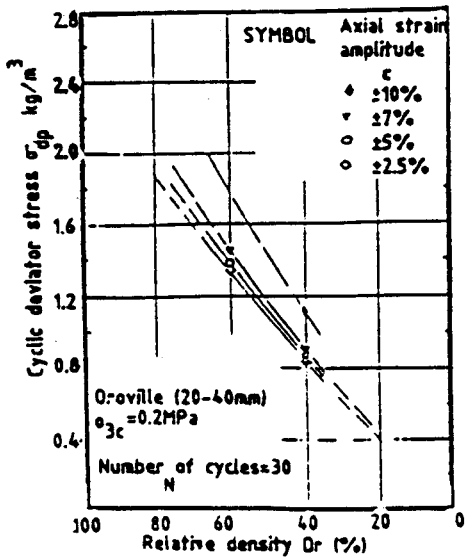


Figure : I.70

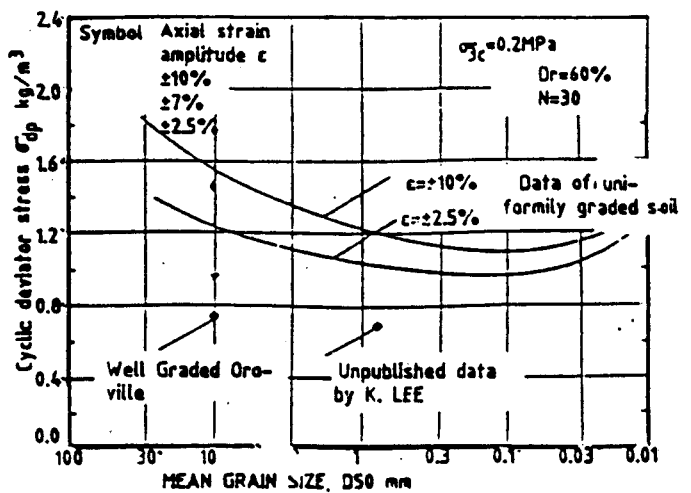
EFFET DE LA DENSITE RELATIVE SUR LA RESISTANCE AU CISAILEMENT DYNAMIQUE (Wong, 1971)

Figure : I.71



RESISTANCE AU CISAILEMENT DYNAMIQUE POUR DES MATERIAUX A GRANULOMETRIE UNIFORME ET ETENDUE (Wong, 1971)

Figure : I.72



Influence de la densité relative ou de la compacité

WONG (1971) qui réalisa une série d'essais triaxiaux dynamique non drainés sur les matériaux de PYRAMID , d'OROVILLE , de VENATO et de LIVERMORE mis en évidence l'influence de la densité relative (cf. figures I.77 à 78) .

Le module de cisaillement dynamique augmente de 50% à 100% lorsque la densité relative passe de 60% à 100% . Cette augmentation est d'autant plus forte que la densité relative approche 100%. Les essais réalisés par C.D.S (1988) sur des alluvions de CREYS-MALVILLE et les matériaux de la COCHETTE confirment cette augmentation du module de cisaillement dynamique (cf figures I.91)

Granulométrie

Une étude comparative réalisée par WONG (1971) sur des granulats d'OROVILLE (20-40mm) et des sables indique que le module de cisaillement du granulat est d'environ 60% supérieur à celui d'un sable pour les conditions d'essais identiques . (cf. figure I.76) . Les matériaux à gros éléments sont plus raides que les matériaux fins. Des résultats identiques ont été obtenus sur les matériaux de la COCHETTE pour les fractions 0/10mm et 0/50mm .

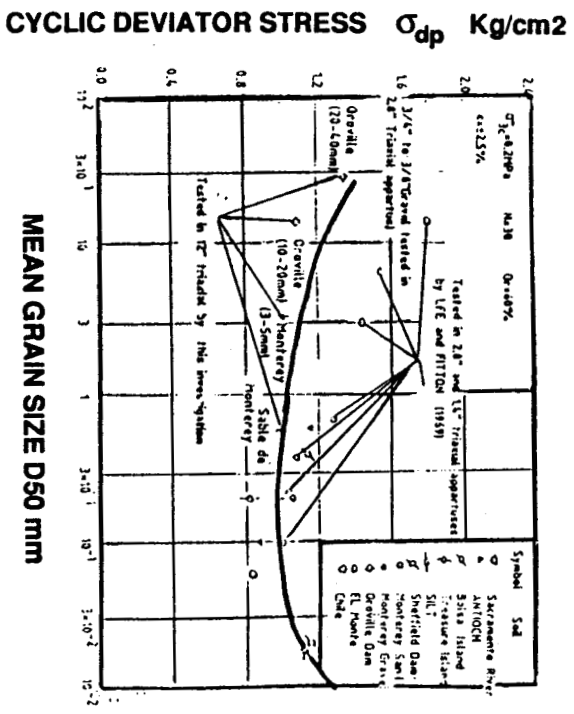
La gradation a également une influence sur les caractéristiques élastiques du matériau . Les granulats d'OROVILLE , écrêtés à 50 mm mais dont on a conservé toute l'étendue de la granulométrie ont des modules d'environ 20 % supérieurs à ceux mesurés sur la classe 20-40 mm de même matériau dans les mêmes conditions (densité relative , taux de déformation et étreinte latérale identiques) (fig. I.75). Ainsi , les caractéristiques élastiques d'un matériau à granulométrie étendue sont meilleures que celles d'un matériau à granulométrie uniforme . Les essais triaxiaux $\phi 120\text{mm}$ réalisés par G.D.S. (1987) sur des alluvions de CREYS-MALVILLE ($d_{\text{max}} = 20 \text{ mm}$) , avec les différentes méthodes d'écrêtages (cf. figures I.84 à 86) nous révèlent que : pour des valeurs de distorsions inférieures à 10^{-4} , le module de cisaillement le plus élevé est donné par la méthode d'écrêtage directe . Les valeurs de module les plus faibles étant obtenues par la méthode d'écrêtage à D_{50} constant.

Par contre pour les valeurs de distorsion inférieures ou égales à 10^{-3} les différences entre les méthodes d'écrêtage semblent négligeables.

Influence de la dimension des appareillages

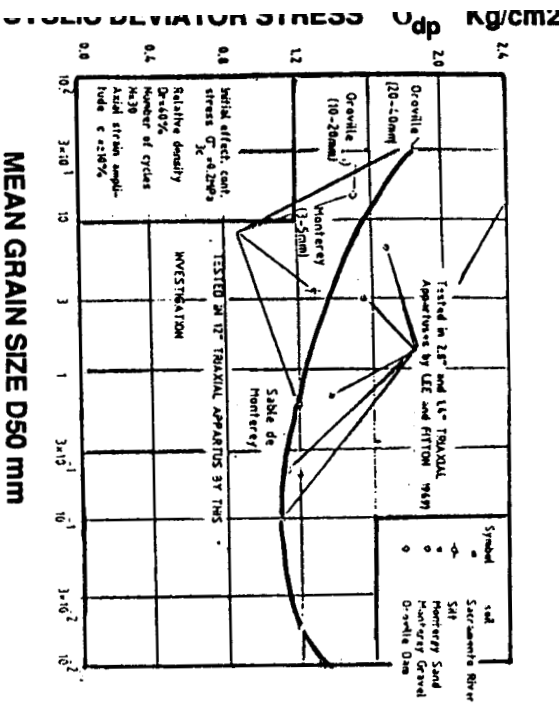
RESISTANCE AU CISAILEMENT DYNAMIQUE $\epsilon = 2.5\%$
EN FONCTION DE LA TAILLE DES GRAINS

Figure : I.74



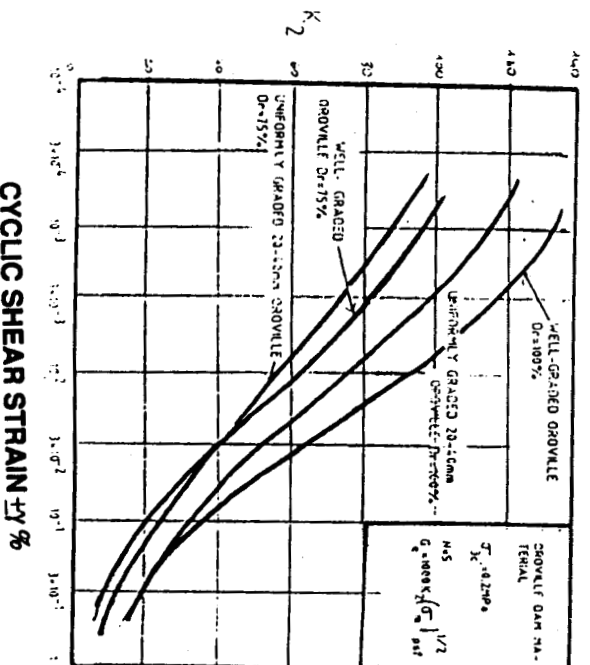
RESISTANCE AU CISAILEMENT DYNAMIQUE $\epsilon = 10\%$
EN FONCTION DE LA TAILLE DES GRAINS

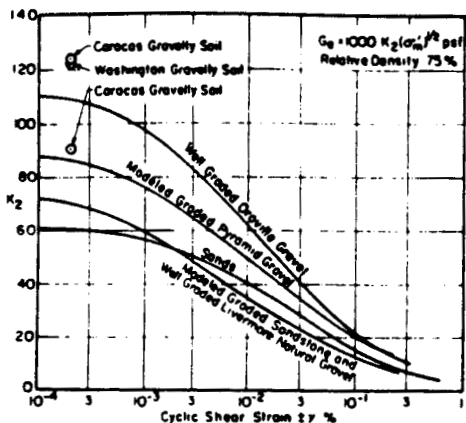
Figure : I.73



EFFET DE LA GRADATION SUR LE MODULE
DE CISAILEMENT DYNAMIQUE

Figure : I.75





—Comparison of Shear Moduli for Gravelly Soils and Sands at $D_r = 75\%$

Figure : I.76

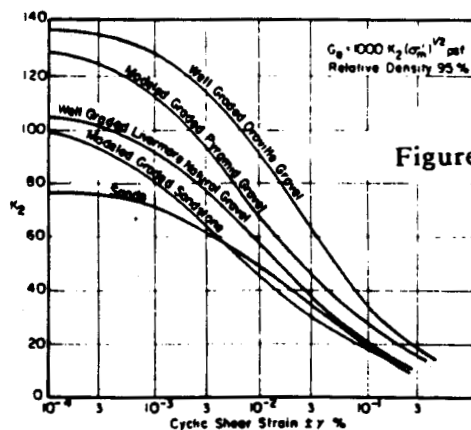


Figure : I.77

—Comparison of Shear Moduli for Gravelly Soils and Sands at $D_r = 91\%$

1027

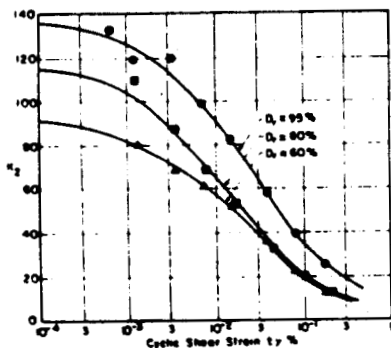


FIG. 8.—Shear Moduli of Well-Graded Oroville Material

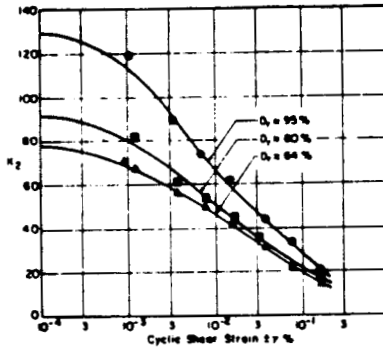


FIG. 9.—Shear Moduli of Model-Graded Pyramid Material

Figure : I.78

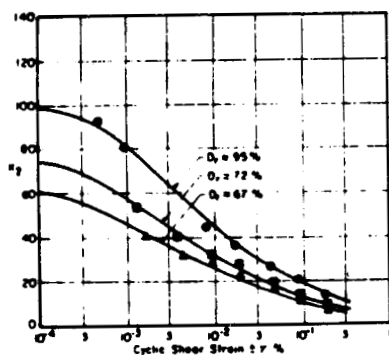


FIG. 10.—Shear Moduli of Well-Graded Verado Sandstone

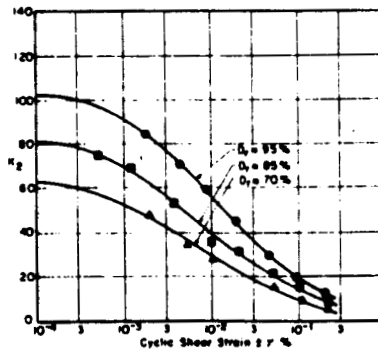
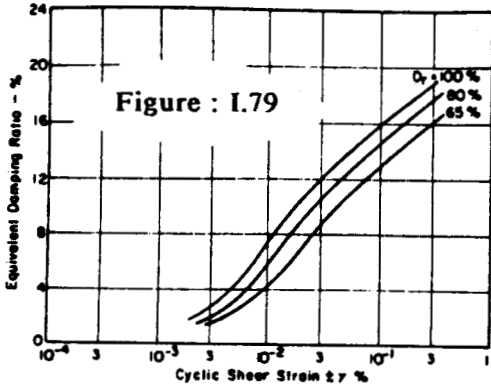
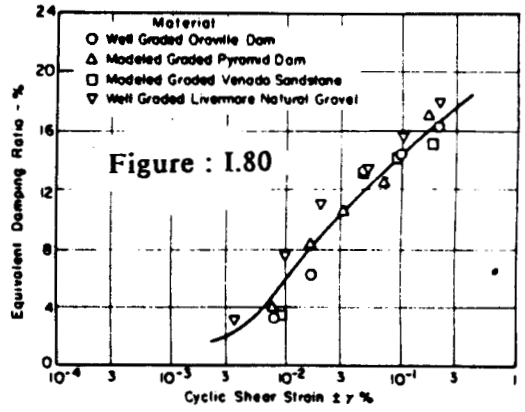


FIG. 11.—Shear Moduli of Well-Graded Livermore Natural Gravel

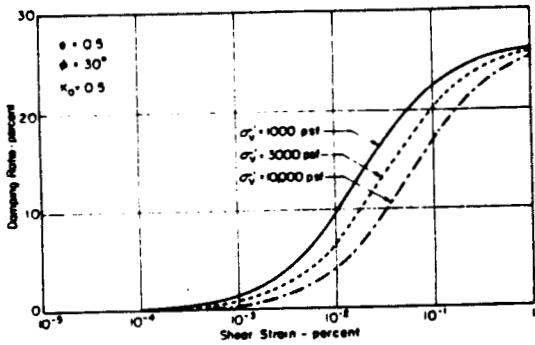


—Effect of Relative Density on the Damping Ratio versus Strain Relationship for Gravelly Soils

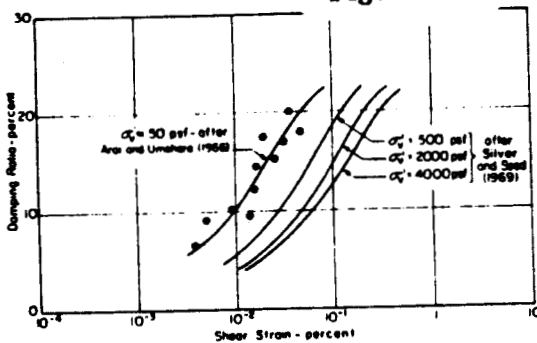


—Equivalent Damping Ratios for Gravelly Soils at $D_r = 80\%$

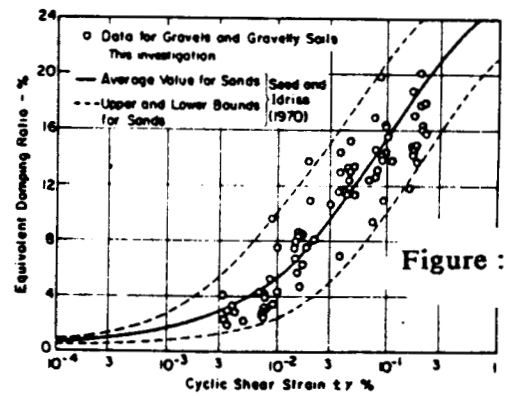
1028



—Influence of Confining Pressure on Damping Ratio of Saturated Sand (based on Hardin and Drnevich Expressions)

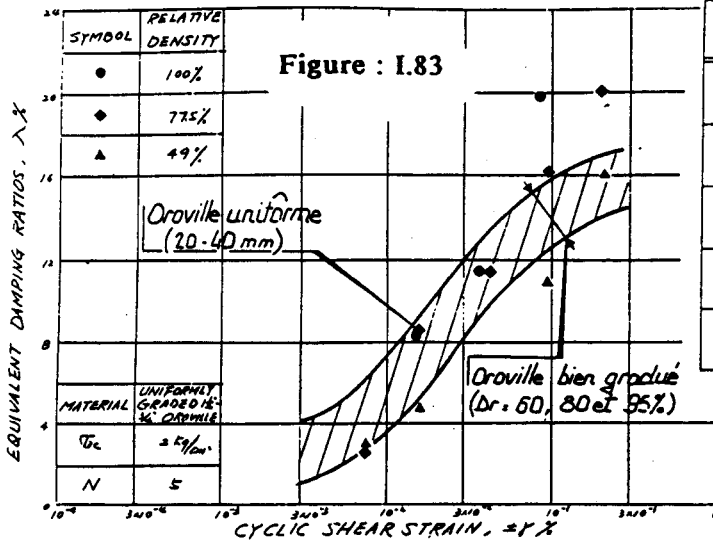


—Influence of Confining Pressure on Damping Ratio of Dry Sand

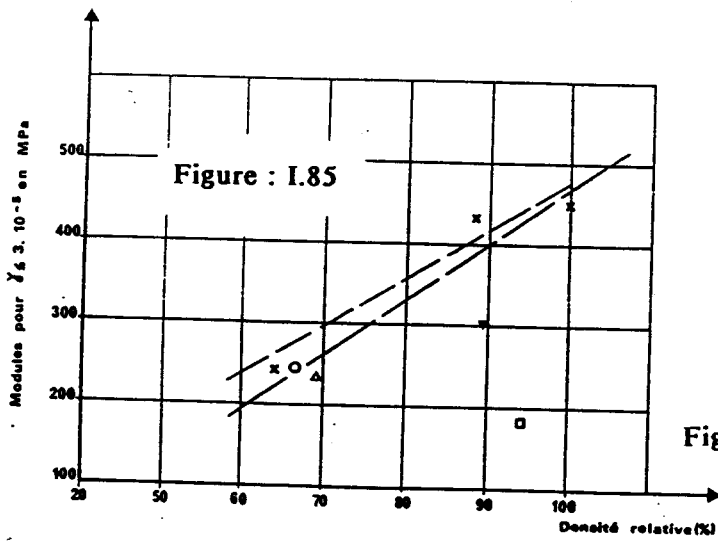
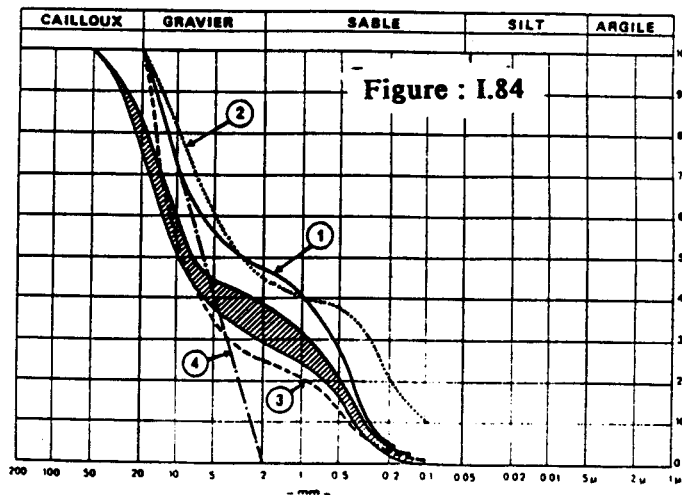


—Comparison of Damping Ratios for Gravelly Soils and Sands

Compacité et granulométrie des matériaux écrêtés



Type	Description	δ_s kN/m ³	δ_d min δ_d max	e min e max	δ_{di} δ_{dc}	e_i e_c	Dr %	D ₅₀ /D ₁₀
	Matériau initial	26,1	18,3 22,1	0,43 0,18	21,3	0,23	80	35
1	Ecrêtage direct	26,8	19,5 21,5	0,37 0,25	20,8	0,29	67	23
2	Ecrêtage parallèle	26,8	19,6 22,1	0,37 0,21	21,3	0,26	69	55
3	Ecrêtage CBR	26,8	19,5 22,6	0,37 0,19	22,1	0,21	89	28
4	Ecrêtage D ₅₀	26,8	16,7 18,9	0,60 0,42	18,4	0,46	94	3



- x Matériau initial
- Ecrêtage direct
- △ Ecrêtage parallèle
- ▽ Ecrêtage CBR
- Ecrêtage à D₅₀ constant

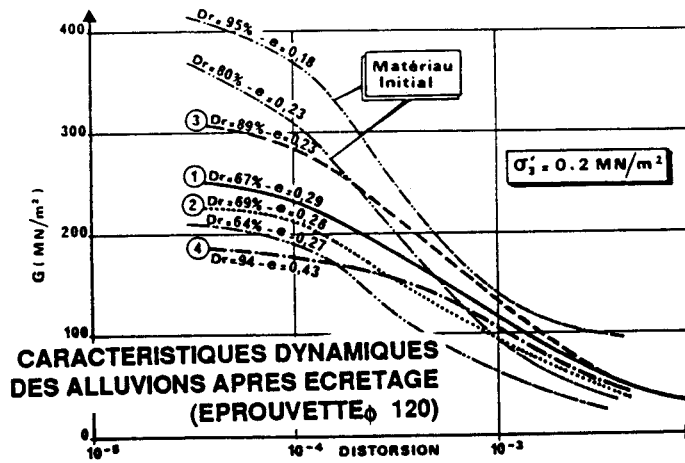
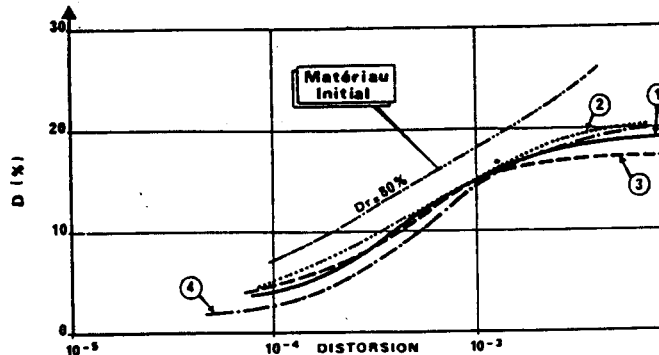


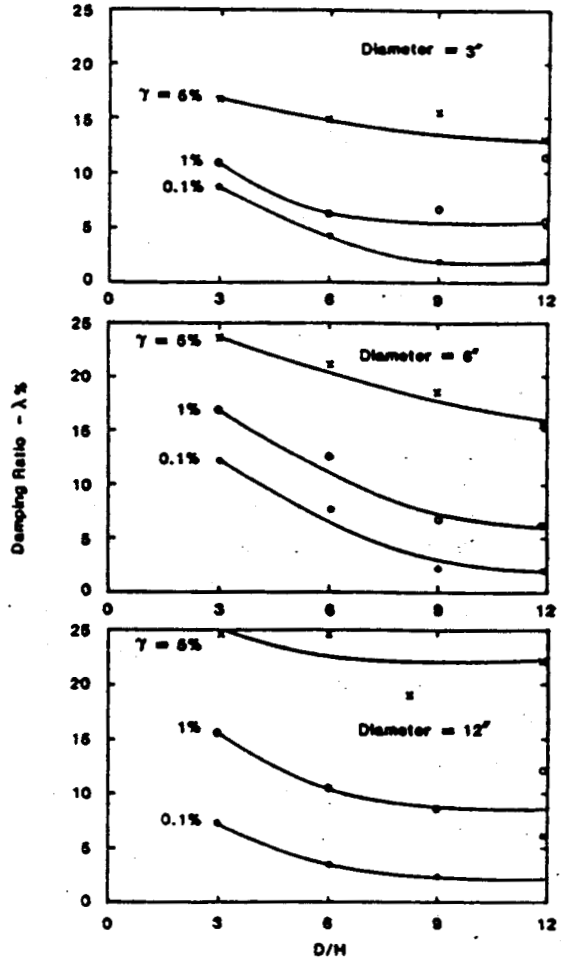
Figure : I.86

- ① Ecrêtage direct - ③ Ecrêtage CBR
- ② Ecrêtage parallèle - ④ Ecrêtage D₅₀



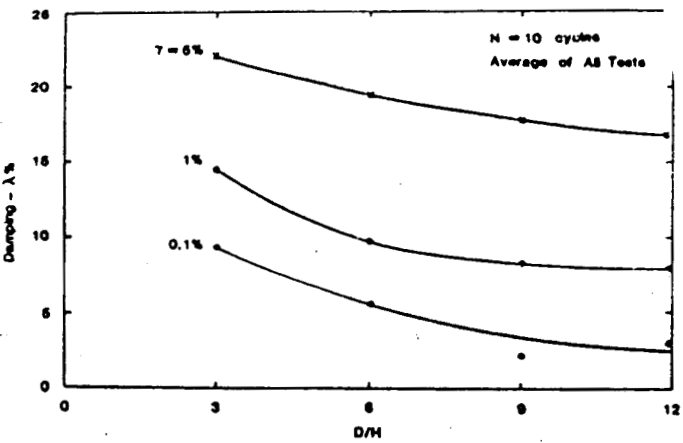
AMER et al [1987]

Figure : I.87

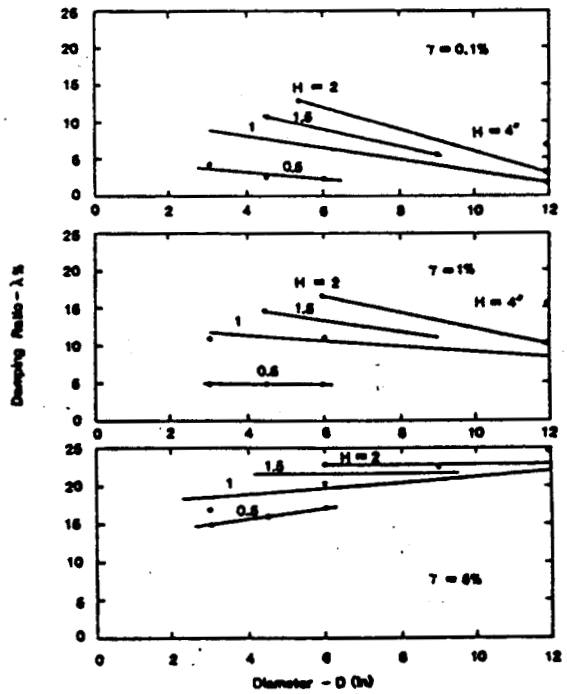


-Damping versus Diameter to Height Ratio at $N = 10$

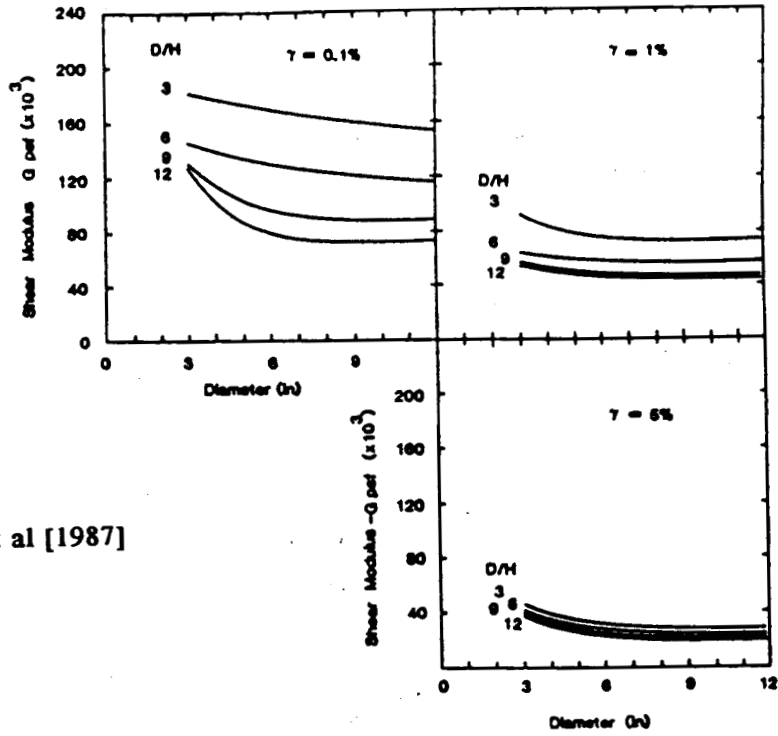
Figure : I.88



-Damping versus Diameter to Height Ratio



-Effect of Specimen Diameter on Damping



AMER et al [1987]

Figure : I.89 — Shear Modulus versus Specimen Diameter for Different D/H Ratio at $N = 10$ Cycles, $\sigma_c = 1,000$ psf and Dense Case (1 in. = 2.54 cm; 1 psf = 47.88 Pa)

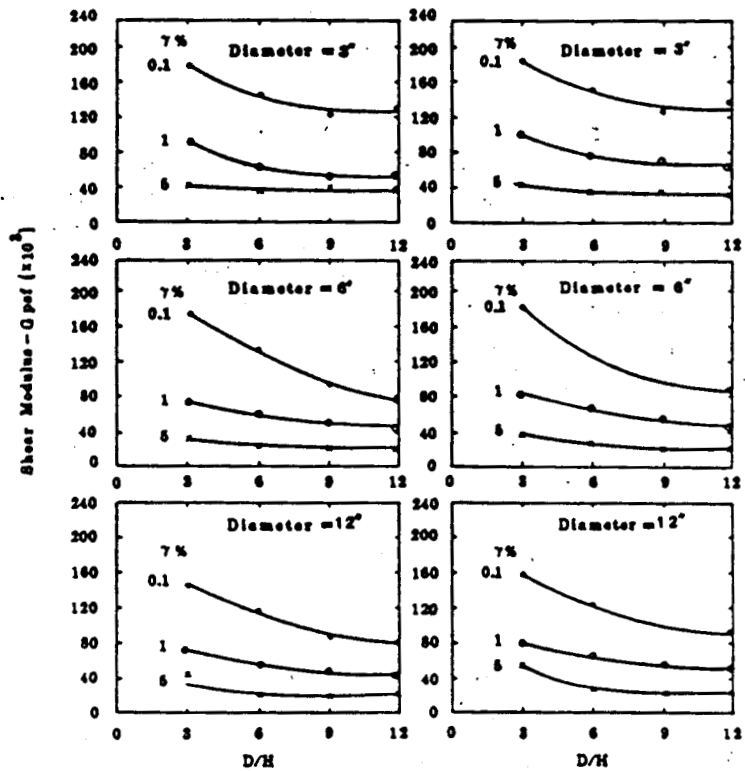


Figure : I.90

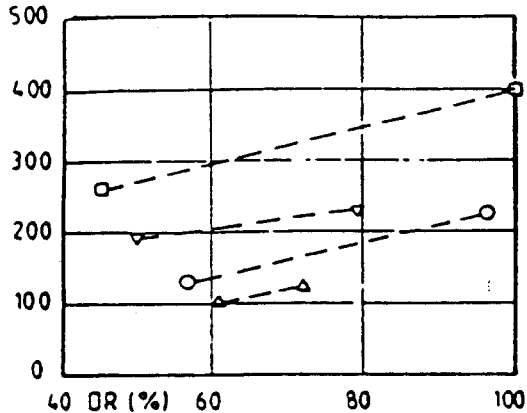
— Shear Modulus versus Diameter/Height Ratio Relationships for $\sigma_c = 1,000$ psf and Dense Case: (a) $N = 10$ Cycles; (b) $N = 300$ Cycles

Figure: I.91 Influence de la densité relative

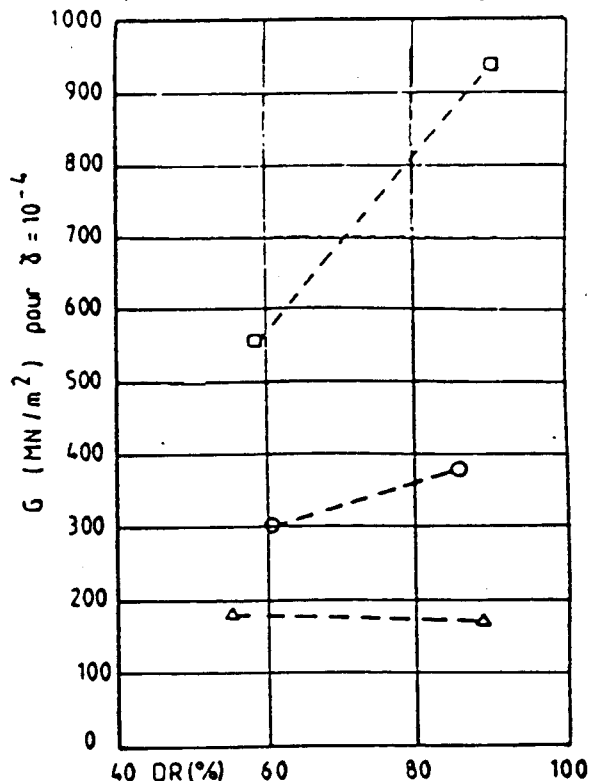
G.D.S (1989)

Figure : I91

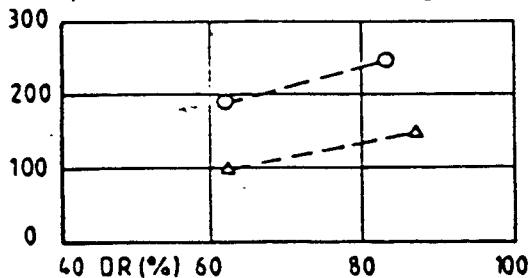
Eprouvette ϕ 54 mm - Mélange 1



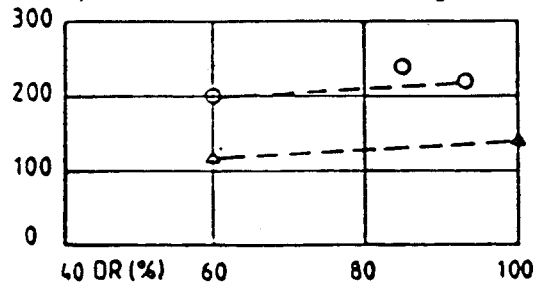
Eprouvette ϕ 120 mm - Mélange 3a



Eprouvette ϕ 70 mm - Mélange 2a

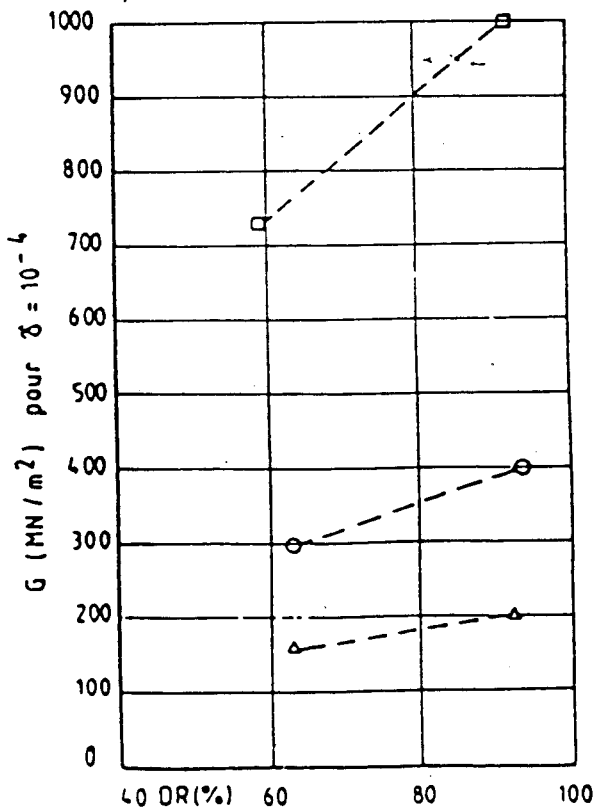


Eprouvette ϕ 70 mm - Mélange 2b

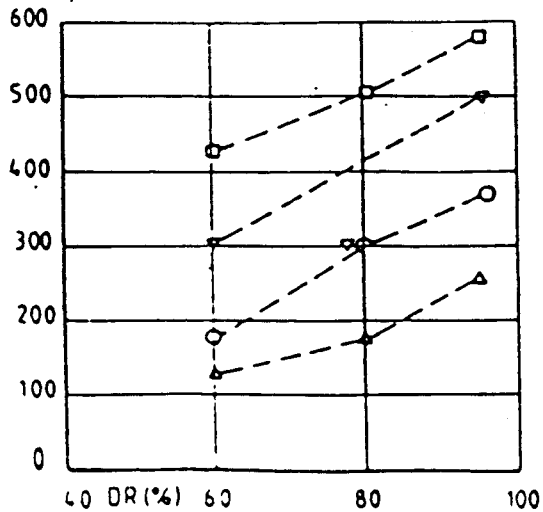


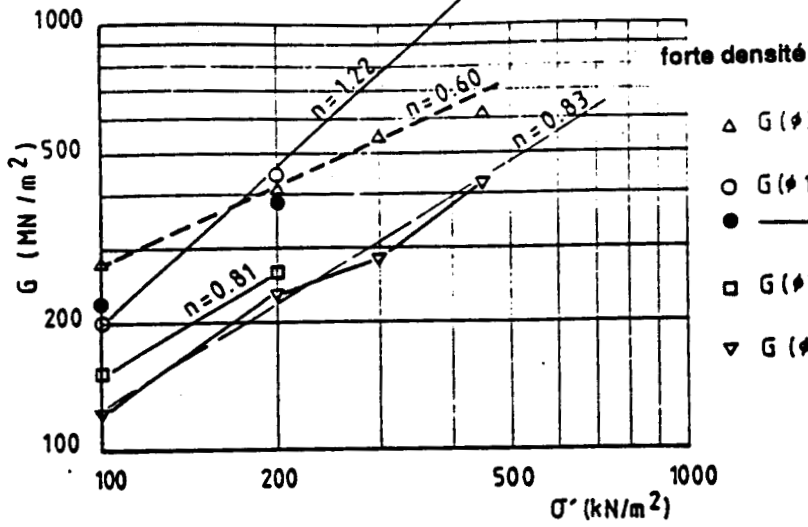
- $\Delta \sigma_3 = 100 \text{ kN/m}^2$
- $\circ \sigma_3 = 200 \text{ kN/m}^2$
- $\nabla \sigma_3 = 300 \text{ kN/m}^2$
- $\square \sigma_3 = 450 \text{ kN/m}^2$

Eprouvette ϕ 120 mm - Mélange 3b



Eprouvette ϕ 300 mm - Matériau de référence





faible densité relative

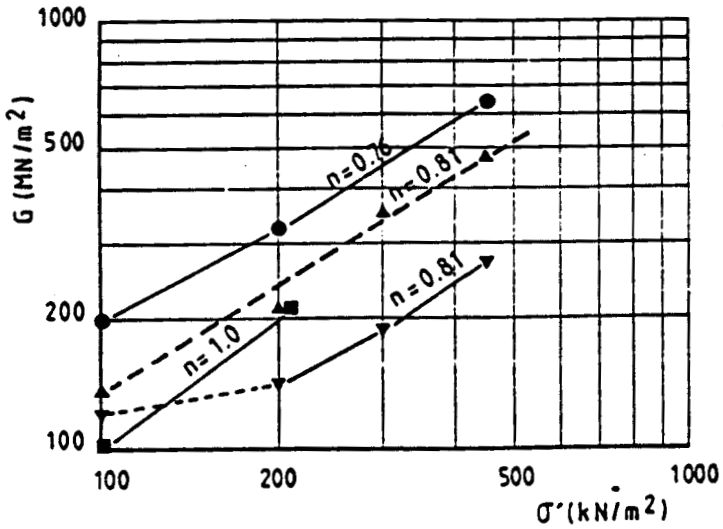
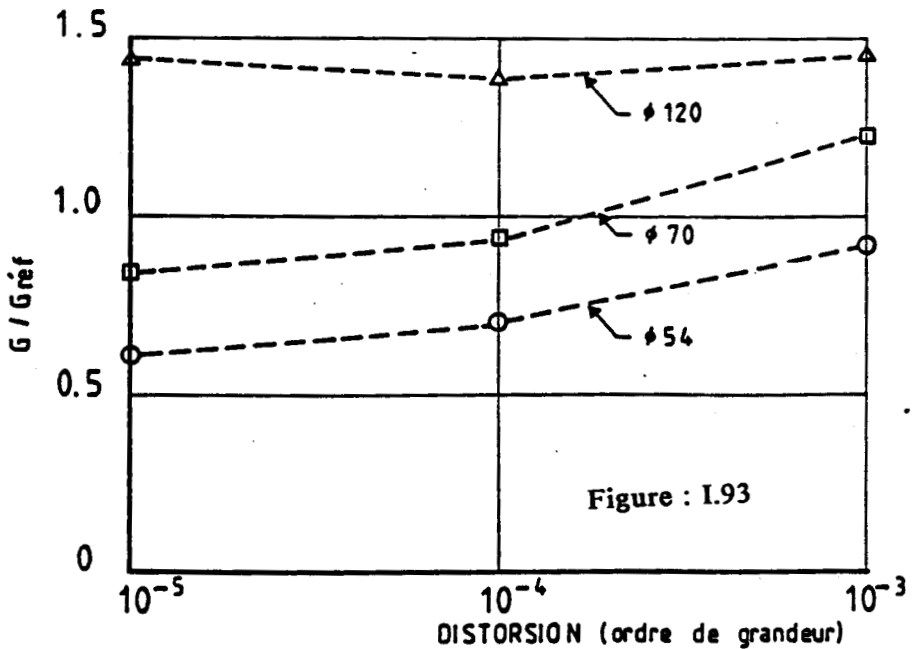


Figure : I.92



Avec un facteur $\psi = \frac{D}{d_{\max}} = 6$ des essais réalisés par C.D.S. à l'aide des cellules (ϕ 54,70,120 mm) sur des alluvions de CREYS-MALVILLE fabriqué suivant la technique d'écrêtage parallèle révèle que ce module de cisaillement maximal croît lorsque la dimension de la cellule augmente (cf. figure I.91). Toutefois, en considérant comme module de référence , les modules obtenus avec la cellule $\phi 300$ mm, on constate que si les modules obtenus avec la cellule $\phi 70$ mm donne des valeurs à ± 20 % par rapport aux valeurs de références, par contre ces obtenus avec les cellules $\phi 120$ (resp. $\phi 54$ mm) surestiment (resp. sous-estiment) les valeurs 50 % (resp. de 40 %).

I. AMER et al (1987) qui réalisèrent des essais de cisaillement simple cyclique sur des matériaux granulaires ont étudié l'effet du facteur $\frac{D}{H}$. Ils notent que le module augmente quand le facteur " $\frac{D}{H}$ " (où D est diamètre de l'échantillon et H sa hauteur) diminue et devient insensible lorsqu'il dépasse la valeur de 6 (cf. figure I.89 à 90).

Pour $\frac{D}{H}$ donné le module diminuerait quand D augmente.

IDRISS et SEED (1984) dans leurs synthèses concernant les données recueillies sur les valeurs des modules de cisaillement maximaux et de l'amortissement mesurés en laboratoire et in-situ (cf. figures : I.82,IV.5a,b) nous donnent les courbes enveloppes de variation des modules de cisaillement maximaux et de l'amortissement en fonction des déformations cycliques . On remarquera l'influence de la densité relative sur les valeurs des modules et de l'amortissement . Sur la base de toutes ces données , ils proposent une corrélation du type :

$$G=1000.K_1 .\sigma_m^{.50} \quad \text{pour les matériaux grossiers } 80 \leq (K_1)_{\max} \leq 250$$

Serait une bonne approximation pour le calcul du module de cisaillement à condition de choisir une bonne valeur de K_1 . Ils conseillent de prendre pour des enrochements une valeur de K_1 de l'ordre de 125.

I.1.5e---AMORTISSEMENT

compacité

D'après WONG (1971) , les matériaux denses ont un amortissement en général plus élevé que les matériaux lâches ; entre $D_r = 60$ % et $D_r = 100$ % , la différence peut atteindre 100 % . Des exceptions cependant existent telles que le granulats de Venato constitué d'un grès, pour lequel l'amortissement reste pratiquement le même entre $D_r = 67$ % et $D_r = 100$ % pour des taux de déformation entre 3.10^{-3} et 3.10^{-1} (figure I.80). Si on tire des moyennes pour plusieurs matériaux

à densité relative égale, on montre que l'amortissement est globalement plus élevé pour les fortes densités relatives. L'augmentation est de 20 % à 25 % lorsque D_r passe de 65 % à 80 % (fig. I.77 à 79).

Ces résultats, obtenus par WONG (1971) sont cependant en désaccord avec ceux fournis par les essais sur les alluvions de MALVILLE qui indiquent que l'amortissement interne n'est pas influencé par la compacité du matériau, que ce soit pour le sable graveleux (matériau A) ou le gravier sableux (matériaux B) . Voir figures I.91 à I.93

Influence des caractéristiques granulométriques sur l'amortissement interne

Granulométrie et Influence de la dimension des appareillages

Des essais réalisés sur un gravier 20-40 mm d'OROVILLE et le matériau complet montrent (fig. I.83) qu'à densité relative égale , les valeurs d'amortissement interne sont très voisines (WONG , 1971) . De plus , les amortissements des sables , et des matériaux graveleux sont assez semblables , aussi bien en valeur absolue, que dans leur variation en fonction du taux de déformation (fig. I.82) . Ainsi , la granulométrie ne semble pas avoir d'influence significative sur la valeur d'amortissement ; ce résultat n'est toutefois pas applicable aux matériaux fins (silts et argiles) dont la présence modifie de manière significative le comportement global du sol sous charge cyclique.

AMER (1987) à partir des essais de cisaillement direct cyclique observe que l'amortissement est inversement proportionnel au diamètre de l'échantillon et serait insensible au facteur " $\frac{D}{H}$ " lorsque celui-ci est supérieur à 6 (D est le diamètre de l'échantillon et H sa hauteur) voir figures I.87 et I.88

Ainsi les notions de granulométrie , taille des éléments , gradation , indice des vides , ont une influence sensible sur les propriétés dynamiques des matériaux granulaires , mais leur influence respective n'est pas toujours clairement établie . On peut toutefois retenir les quelques indications suivantes :

- Les matériaux à densité relative élevée sont les plus résistants et les plus raides . Toutefois , ce phénomène peut être atténué par le développement rapide de la pression interstitielle.

1.6---Conclusions

A partir de cet aperçu bibliographique que peut-t-on dire ? Sinon que les caractéristiques au cisaillement mesurées en laboratoire sont fortement influencées par les conditions de mise en place ,

l'instrumentation et le type d'essai réalisé . Si la présence de gros blocs pose le problème de la représentativité des résultats obtenus en laboratoire à partir des échantillons d'enrochement écrêtés , les études paramétriques réalisées dans la littérature révèlent que:

- 1--- L 'angle de frottement augmenterait avec d_{\max} , ψ , D_r et diminuerait lorsque le niveau de contrainte augmente.
- 2--- La compressibilité des enrochements augmente avec d_{\max} et s'améliore lorsque D_r est élevée.
- 3--- Le module de cisaillement augmente quand D_r croît , il est fortement influencé par les conditions expérimentales et la précision des mesures.
- 4--- L'amortissement serait influencé par la compacité du matériau.

La classification des enrochements est possible ; celle proposée par MARSAL semble la plus intéressante : car à partir des essais relativement simples (Los-Angeles , porosité , essai de compression ou écrasement des granulats) elle permet d'identifier les échantillons d'enrochements.

L'existence de la classe " 3U " ne peut être obtenue qu'en laboratoire car , l'extraction d'une roche tendre en carrière (par des explosifs ou toute autre méthode) s'accompagnant nécessairement de beaucoup de fines aboutit inéluctablement aux échantillons d'enrochement de classe "3W "

Les résultats expérimentaux de R.K RATHEE et MARSAL montrent que pour des échantillons à courbes granulométriques serrées (hormis les enrochements de classe 1U) le taux de fragmentation de grains est relativement élevé ce qui pourrait expliquer leurs caractéristiques au cisaillement médiocres.

Compte tenu des qualités mécaniques exigées pour la construction des barrages en remblai rocheux (matériau peu compressible et résistance au cisaillement élevée) , les enrochements de classe W ou 1U au sens de MARSAL semblent les plus aptes à satisfaire ces critères.

Dans l'étude expérimentale que nous présentons ici ; on essayera d'éclairer certains de ces points.

EXPERIMENTATION

I.2---ETUDE EXPERIMENTALE

L'étude expérimentale des enrochements s'est développée ces dernières années grâce à la mise au point d'un appareillage de grande dimension.

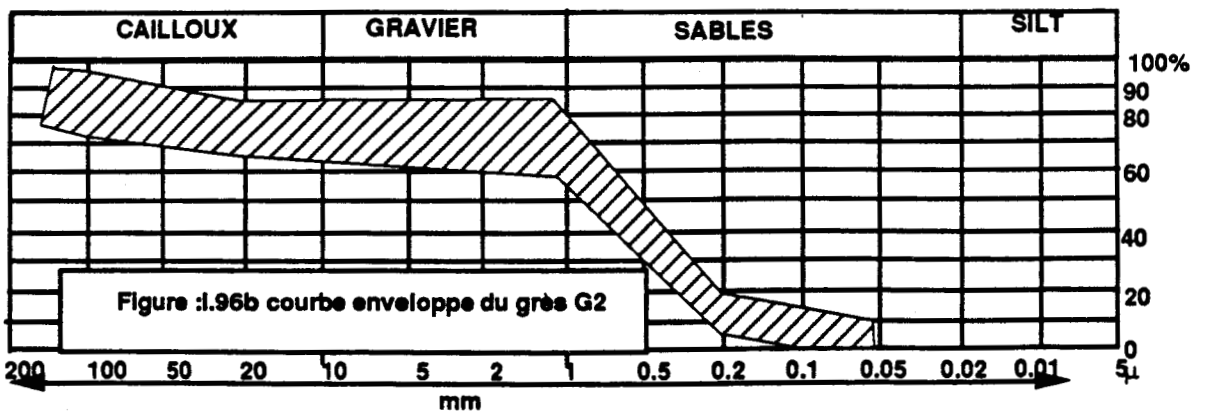
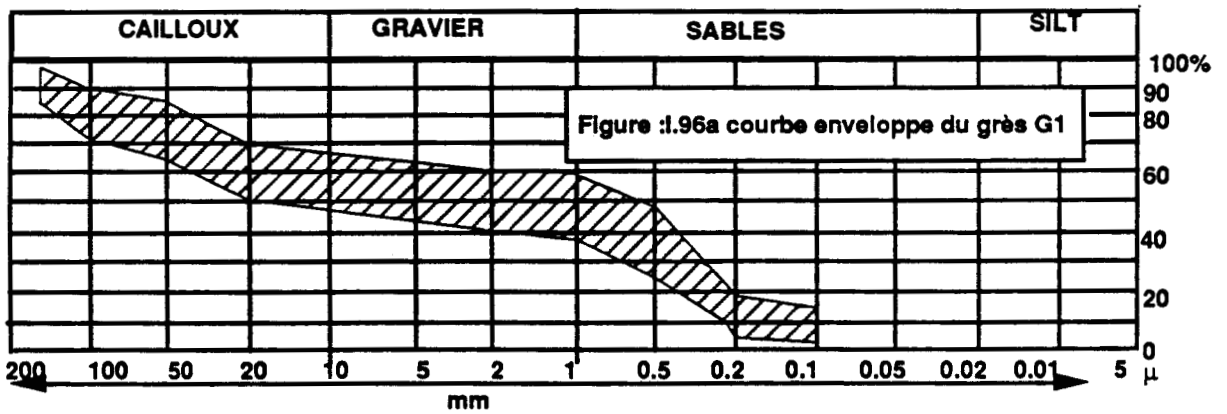
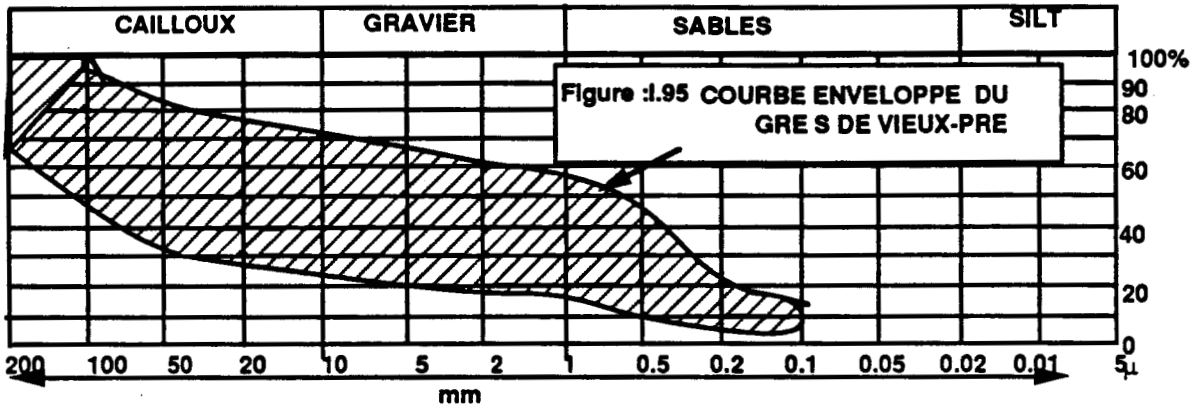
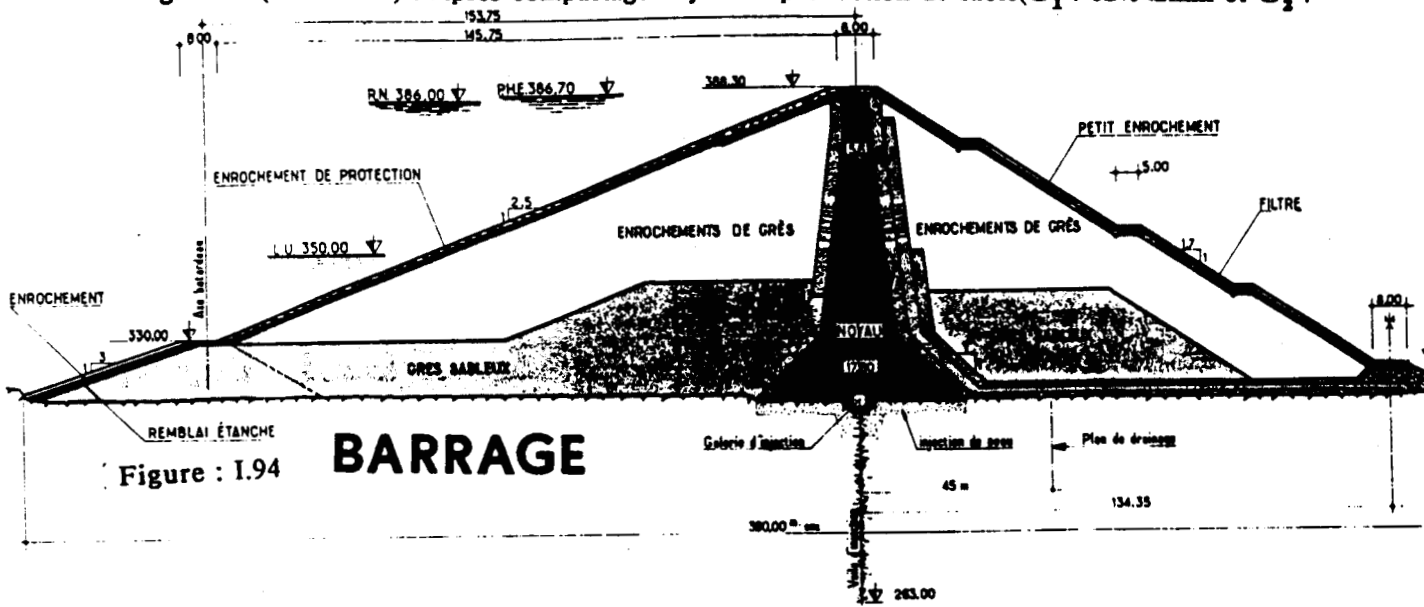
Toutefois certains aspects du comportement de ces matériaux encore mal connus restent à éclaircir. Dans cette partie nous étudierons le comportement des enrochements du grès qui ont été utilisés pour la construction du barrage de l'aménagement de VIEUX-PRE. C'est un ouvrage en remblais rocheux compacté à noyau mince argileux (cf.figure I.94) Les enrochements de grès employés dans la construction de ce barrage ont une granulométrie étendue comportant une fraction fine non négligeable (cf.figure I.95) . Sur la base des essais de cisaillement simple que nous avons réalisés , nous avons voulu contribuer à éclaircir les points suivants:

- 1--- **L'identification de l'enrochement du grès de VIEUX-PRE** : à partir des essais d'identifications on essayera de déterminer la classe du grès de VIEUX-PRE
- 2--- **Etude de l'influence de l'appareillage et de la granulométrie** : des essais de cisaillement simple sont réalisés sur des appareillages de dimensions différentes , on regarde alors l'évolution de l'angle de frottement à la rupture en fonction de certains paramètres . Sur la base de ces résultats expérimentaux on étudie la validité des corrélations proposées par MARSAL (1967)
- 3--- **Corrélations entre l'angle de frottement à la rupture (resp.le module de cisaillement maximaux) et certains des paramètres tel que σ_3 , ψ , C_u , d_{max} , d_{50} , %<2mm ,....etc:** à partir des résultats d'essais de cisaillement simple et des triaxiaux réalisés lors de la campagne d'essais qui a précédé la construction du barrage de VIEUX-PRE ; nous examinerons l'influence du type d'essais et d'autres paramètres qui seront précisés.

I.2.1---MATERIAU:LE GRES DE VIEUX-PRE

Il s'agit d'un grès très friable à ciment silicieux , présent dans la cuvette . La qualité du matériau est variable suivant son altération et la fracturation importante . Une distinction a été faite entre le grès G_1 , d'altération plus forte qui se traduit par un pourcentage de sable plus fort (54% <2mm) et l'exploitation s'est faite au ripper (cf.figure I.96) et le grès G_2 , (cf.figure I.97) plus

grossier (44% < 2mm) . Après compactage il y avait production de sable (G_1 : 62% < 2mm et G_2 :



51%<2mm) . La courbe granulométrique moyenne du grès de VIEUX-PRE est donnée par la figure I.115

I.2.2---ESSAIS D'IDENTIFICATION

Malgré le caractère évolutif de ses blocs ; nous avons procédé à une série d'essai d'identification sur l'enrochement du grès de VIEUX-PRE qui nous a conduit à déterminer les caractéristiques résumées par le tableau 8

LA	Tw	Fr(kgf)
98	5.1	285.

Tableau:8

Compte tenu des caractéristiques mécaniques données par le tableau 8 , l'enrochement du grès de VIEUX-PRE est un matériau de classe "3 " au sens de MARSAL (1967) . En d'autres termes le grès de l'aménagement de VIEUX-PRE appartient à la classe des enrochements tendres.

Nous avons voulu connaître grâce à un certains nombre d'essais effectués en laboratoire la valeur de la résistance au cisaillement d'un tel matériau.

I.2.3---ESSAIS DE CISAILLEMENT

Deux catégories d'essais de cisaillement direct à la boîte de CASAGRANDE : ont été réalisés , des essais à petite échelle(boîte ϕ_{100}) et des essais à grande échelle boîte de 120cm x 120cm)

I.2.3a---APPAREILLAGE

Dans ce qui va suivre on ne se bornera qu'à décrire la boîte de cisaillement de 120 cm x 120 cm (la petite boîte ϕ_{100} étant très répandue dans les laboratoires)

DESCRIPTION DE LA GRANDE BOITE DE CISAILLEMENT DE 1m20 x 1m20

(FIGURE I.14)

Encombrement : 2m80 x 2m32

Volume utile : 1m20 x 1m20 x 1m

Poids total à vide : environ 3 tonnes

DEMI-BOITE INFERIEURE

Elle est immobile

Profondeur : 50cm

Surface : 1m20 x 1m20 sur les "35 cm" inférieurs et 1m20 x 1m30 sur les "15cm" supérieurs.

Caractéristiques : Immobile et solidaire à un massif de béton par l'intermédiaire des I.P.N. 360 . Son fond est tapissé des madriers jointifs qui jouent le rôle de "pierre poreuse". Elle est logée dans une fouille rectangulaire de 3m32 x 2m32 de surface et d'une profondeur de 0,90m

DEMI-BOITE SUPERIEURE

Elle est mobile

Profondeur : 50cm

Surface intérieure : 1m20 x 1m20

Caractéristiques : La demi-boite supérieure est assujettie à glisser sur la demi-boite inférieure par l'intermédiaire des guides munis de mini-rouleaux de 2cm de diamètre. Sa partie supérieure est composée d'un plateau amovible solidaire de "6 vérins". L'extrémité supérieure de ces "6 vérins" est en contact avec des poutres , lesquelles sont liées à l'ossature supérieure par l'intermédiaire d'un "système de rouleaux" qui n'autorise que des déplacements horizontaux de la demi-boite supérieure sans créer d'efforts tangentiels supplémentaires.

Cette ossature supérieure est solidaire à la demi-boite inférieure grâce aux "6 tirants" de "40 mm" de diamètre. C'est justement ce système de tirant qui lors de la mise en pression des vérins permet d'appliquer sur l'échantillon, la contrainte de consolidation désirée.

Il existe au sein de cette ossature ; un système prêt à recevoir un capteur d'effort qui lié à la poutre de reprise d'effort permet de mesurer les forces de frottement au niveau des rouleaux pendant le cisaillement.

CONCEPTION DE L'APPAREILLAGE ET DE L'INSTRUMENTATION DU DISPOSITIF DE CONSOLIDATION

Le dispositif de cisaillement dans sa version primitive était constitué de "6 vérins hydrauliques" actionnés par une pompe à main. L'inconvénient de ce système était que : la pression de consolidation (pression verticale) diminuait quand l'échantillon tassait et ceci avant et pendant la phase de cisaillement. Ce problème de variation des contraintes verticales a été résolu en remplaçant la pompe à main par un groupe hydraulique piloté en pression.

DISPOSITIF DE CISAILLEMENT

L'ancien dispositif de cisaillement était du type "pression contrôlée" on s'est posé la question de savoir si un système de cisaillement à vitesse contrôlée était réalisable étant donné que , l'ancien dispositif, constitué de "2 vérins hydrauliques" ayant chacun une capacité de 50 tonnes n'autorisaient que des pressions de service de l'ordre de 100 MPa dans les circuits hydrauliques. Les investissements que nous avons effectués nous conduisent à des conclusions suivantes :

- 1 - Pour des essais qui mettent en jeu des pressions de service d'au plus "75 MPa" dans les circuits hydrauliques du dispositif de cisaillement la solution type servo-valve est réalisable.
- 2 - Les solutions type vérins-mécaniques sont également réalisables . Bien qu'elles fussent d'un coût très élevé ; elles s'adaptent bien à toutes les gammes d'efforts.

Compte tenu des contraintes financières , nous avons estimé que l'on pouvait garder l'ancien dispositif de cisaillement

INSTRUMENTATION ET DEPOUILLEMENT

Le problème à résoudre était celui de la minimisation du temps de dépouillement et du personnel utilisé pour réaliser un essai . (Dans l'ancienne version ; il fallait au moins une demi-douzaine de personnes).

Dans nos recherches , nous avons privilégié la filière "capteurs analogiques et enregistreurs" au détriment de la filière scanners-ordinateurs . (C'eut été prématuré de développer la seconde filière à un moment où certains problèmes n'étaient pas bien maîtrisés).

Ceci nous a conduit à adopter pour la grande boîte l'ensemble des appareils que voici :

3 capteurs de pression

6 capteurs déplacements (dont "2" de 300 mm)

1 capteur d'effort (capacité 6 tonnes)

2 enregistreurs

1 dame vibrante ou pilonneuse

1 balance

1 densimètre (à membrane)

2 vérins hydrauliques de 50 tonnes

6 vérins hydrauliques de 25 tonnes

2 groupes hydrauliques à pression commandée

des flexibles dimensionnés pour supporter des pressions de service de l'ordre de 100 MPa

Chacun de ces appareils est appelé à jouer un rôle essentiel dans le processus de cisaillement.

En voici certaines de ces fonctions :

FONCTIONS DE QUELQUES APPAREILS

Les "2" vérins hydrauliques de 50 tonnes

Type: MPS 50-220S

Course des vérins: 220 mm

Surface: 56.8 cm²

Ils servent à développer l'effort de cisaillement. Couplés au groupe hydraulique, ils constituent l'ensemble du dispositif du cisaillement de la grosse boîte. Chaque vérin est muni d'un capteur de pression.

Les "6" vérins hydrauliques de 25 tonnes.

Type: MPS 25-100S

Course des vérins: 100 mm

Surface du vérin: 28,3 cm²

Ils servent à développer l'effort de consolidation. Couplés à un groupe hydraulique, ils constituent le dispositif de consolidation de la grande boîte

Les "2" groupes hydrauliques

Ils sont à pression commandée. L'un alimente les vérins de cisaillement, l'autre les vérins de consolidation.

Capteur d'effort

D'une capacité de "6 tonnes" il sert à mesurer les efforts de frottement au niveau des chemins de roulement.

Capteurs déplacements

Ils sont affectés aux mesures des différents déplacements de la "boîte". Si les quatre capteurs de "100 mm" mesurent le pivotement, le tassement, les deux (capteurs) de "300 mm" mesurent la longueur de cisaillement de 200mm

Pilonneuse ou dame vibrante

Utilisée pour le compactage de l'échantillon.

Enregistreurs

Un enregistreur "6 voies" sert à enregistrer tous les paramètres de cisaillement en fonction du temps.

Un enregistreur "3 voies" enregistre l'effort de cisaillement, les efforts de frottement en fonction du déplacement de la demi-boîte supérieure.

I.2.4---ESSAIS A LA BOITE ϕ_{100}

Objectifs:

connaître l'influence des paramètres:

1- σ_v : contrainte verticale appliquée sur l'échantillon.

2- d_{max} : dimension des plus gros éléments de l'échantillon.

3- $\psi = \frac{d_0}{d_{max}}$: facteur d'échelle égal au rapport de la plus grande dimension de l'échantillon sur celle des plus gros éléments.

4- C_u : coefficient d'uniformité.

5- $<2mm$: pourcentage de matériau inférieur à 2mm.

Sur la valeur de l'angle de frottement à la rupture " ϕ_0 ".

I.2.4a---ESSAIS REALISES

Trois séries d'échantillons ont été testés:

Echantillon de la série A

Les matériaux de cette série ont été obtenus par écrêtage direct de la courbe granulométrique naturelle : les tests ont été effectués sur les coupures 12.5mm/0 , 5mm/0 , 2.5mm/0 , 0.63mm/0 (cf.figure I.98) avec des contraintes verticales de 0.1 MPa et 0.6MPa

Echantillons de la série B

Les matériaux de cette série ont un coefficient d'uniformité " C_u " de l'ordre de 42 . Il s'agit des fractions 16mm/0 , 12.5mm/0 , 10mm/0 , 5mm/0 testés à des contraintes verticales de 0.1 MPa 0.2 Mpa 0.3 MPa et 0.5 MPa (cf.figure I.99)

Echantillon de la série C

Cette série ne concerne que les fractions (2mm/0) , (12.5mm/0) mélangées à des proportions différentes . Les tests sont réalisés avec des contraintes verticales de 0.2 MPa et 0.5 MPa (cf.figures I.100 et 101)

L'ensemble de ces matériaux ont été testés avec une vitesse de cisaillement maintenue constante et égale à 1mm/mn.

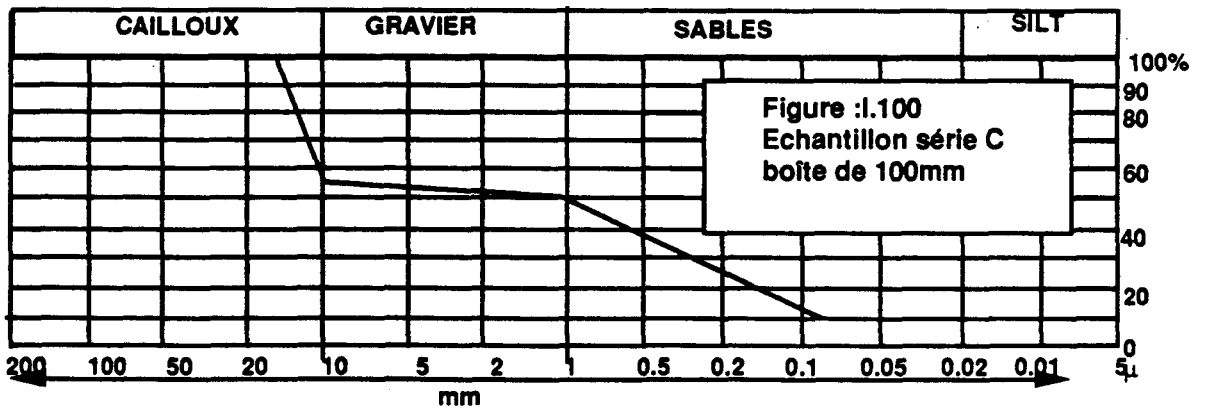
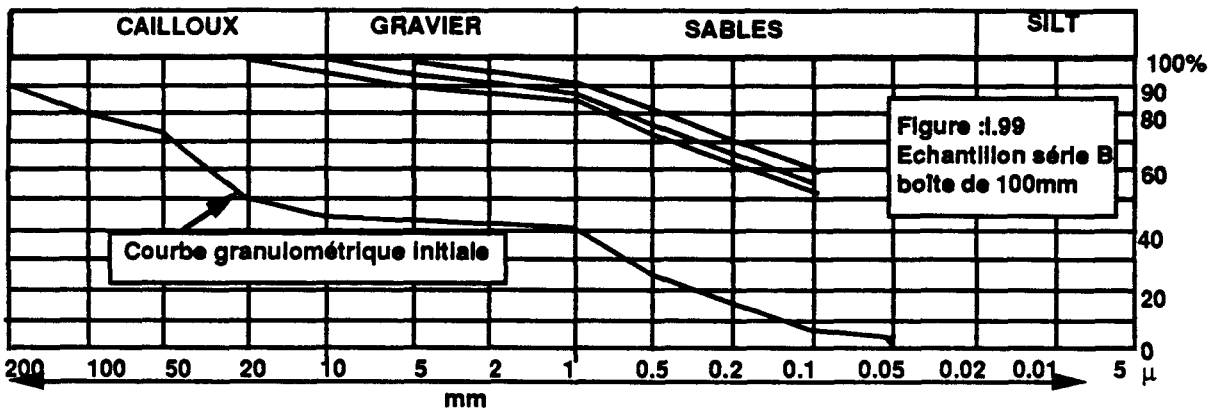
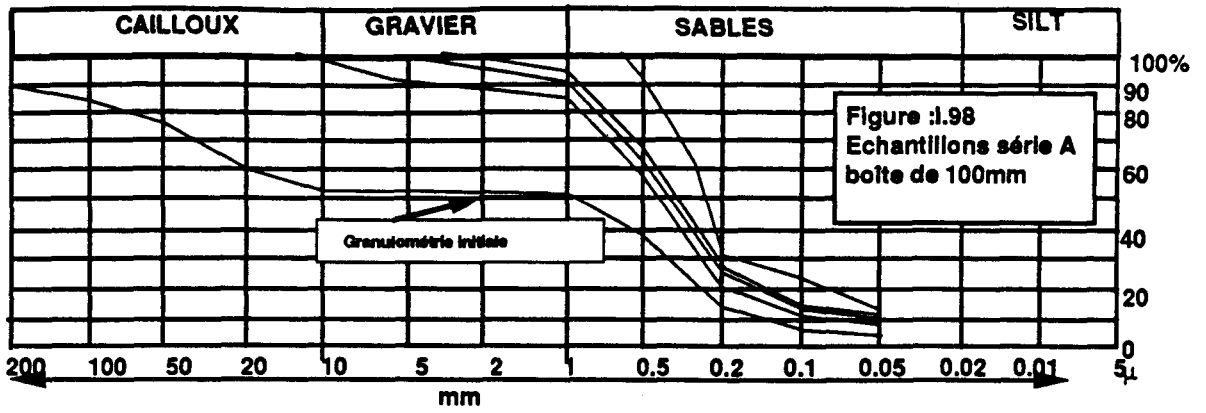
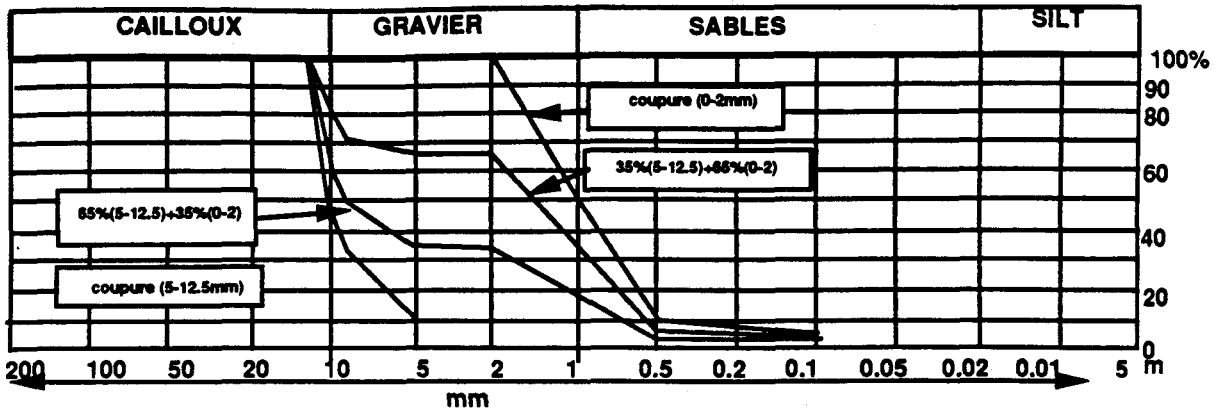
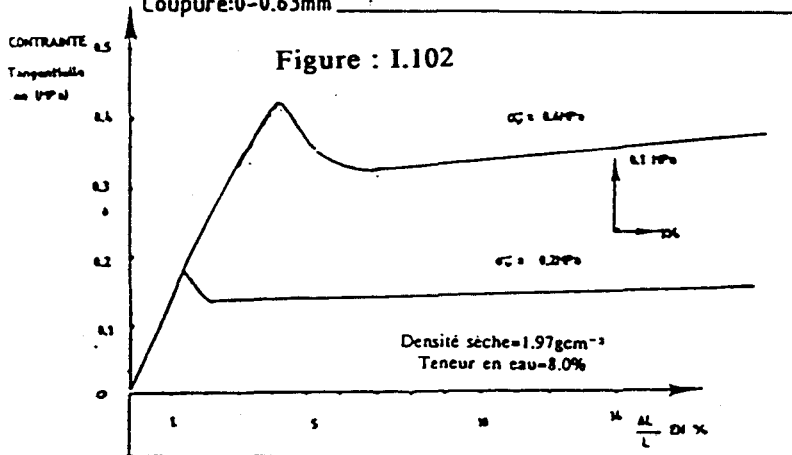


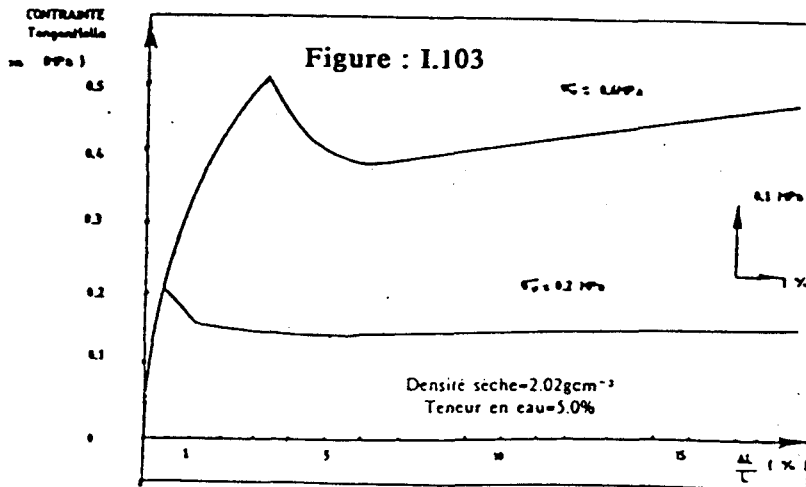
Figure :I.101 Echantillon série C boîte de 100mm



GRES DU VIEUX-PRE
ECHANTILLON SERIE: A
ESSAI DE CISAILLEMENT A LA BOITE $\phi 100$
Coupure:0-0.63mm



GRES DU VIEUX-PRE
ECHANTILLON SERIE: A
ESSAI DE CISAILLEMENT A LA BOITE $\phi 100$
Coupure:0-2.5mm



I.2.4b---MODE OPERATOIRE DES ESSAIS A LA BOITE ϕ_{100}

La vitesse de cisaillement est constante pour tous les essais (1mm/mn) . Pour chaque série , la pression " P_0 " de la presse hydraulique est constante : la totalité des tests ont été réalisés en respectant la procédure suivante:

- 1-Reconstitution du matériau
- 2-Prélèvement d'une masse m_T de ce matériau et sa mise à l'intérieur de la boîte ϕ_{100}
- 3-Consolidation de ce matériau sous presse hydraulique préalablement réglée à la pression " P_0 "
- 4-Mise en place de la boîte sur l'appareil de cisaillement , réglage de la contrainte verticale et de la vitesse de cisaillement
- 5-Cisaillement
- 6-mesure de la teneur en eau après essai

I.2.4c---RESULTATS

L'ensemble des résultats que nous avons obtenus sont résumés par le tableau 10 et les courbes contraintes tangentielles (τ) déplacement $\left(\frac{\Delta L}{L} \right)$ sont données par les figures I.102 à 110

De ces résultats on peut tirer les conclusions suivantes:

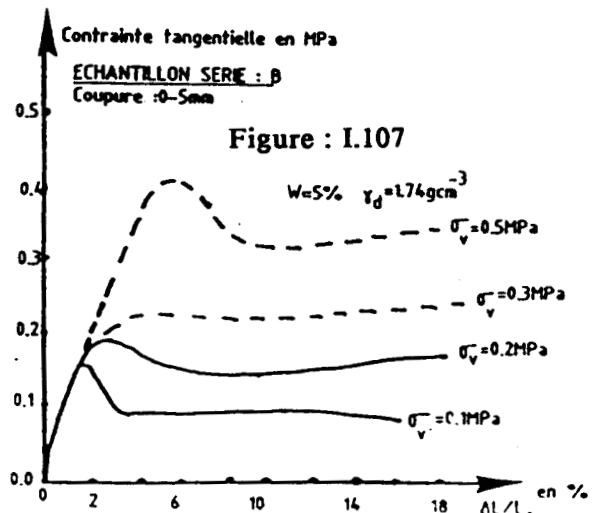
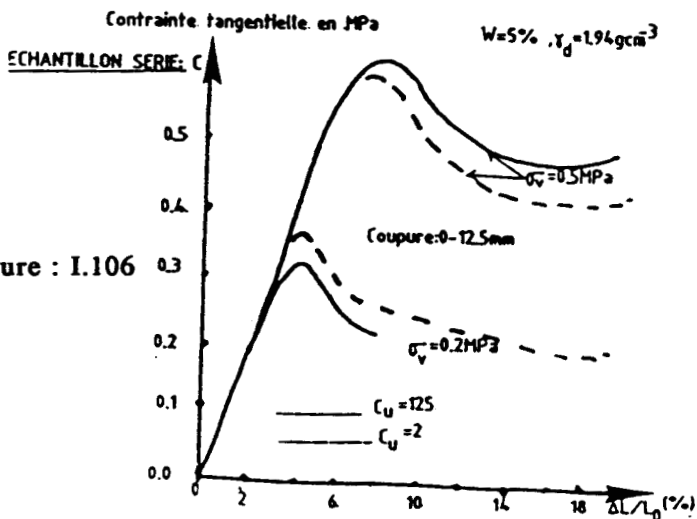
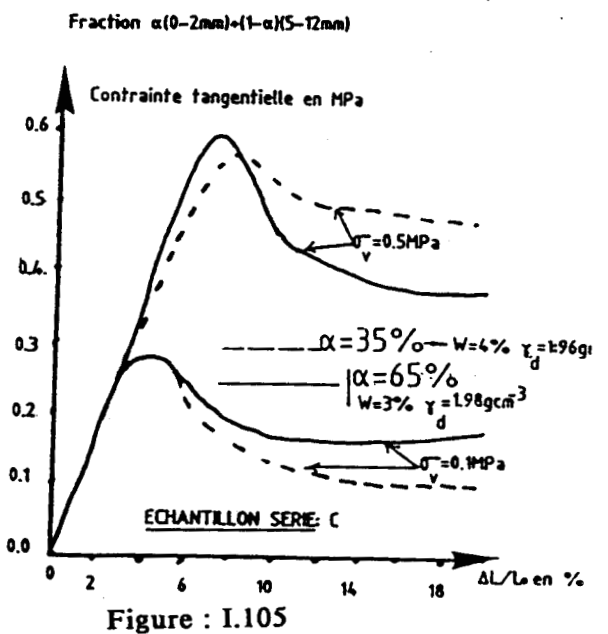
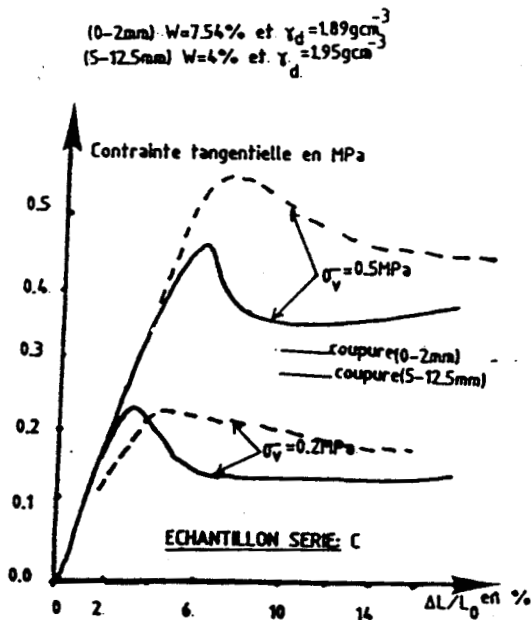
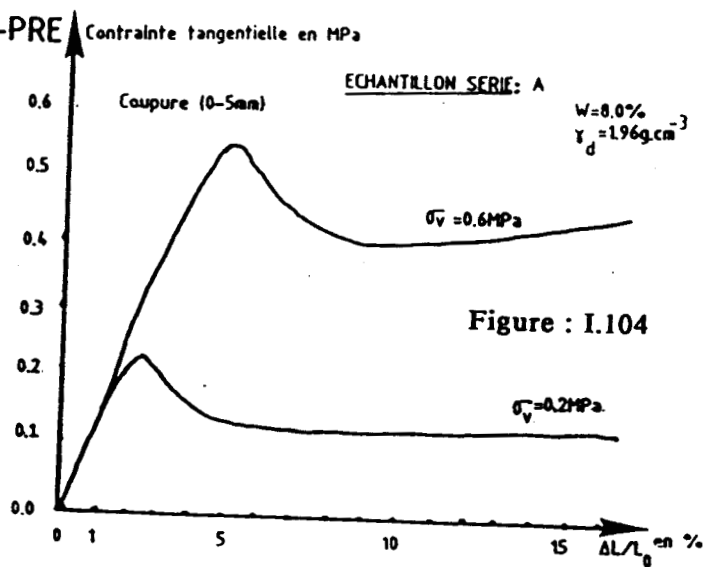
Les tests réalisés sur les échantillons de la série B : avec $\gamma_d=1.74\text{gcm}^{-3}$ nous montrent que:

- 1- A $\sigma_v=c^{te}$ l'angle à la rupture " ϕ_0 "augmente quand " $\psi=\frac{l_0}{d_{max}}$ "diminue (cf.figure I.112)
- 2- A $\psi=c^{te}$ l'angle " ϕ_0 " diminue quand " σ_v " augmente (cf.figure I.111)
- 3- Pour un sable l'angle à la rupture " ϕ_0 "augmente quand le pourcentage de gravier croît (cf.figure I.111) cas des échantillons de la série C . En d'autres termes " ϕ_0 " augmente quand le pourcentage d ' inférieure à "2mm " augmente (ou C_u augmente) voir figures I.113 et 114.
- 4- L'angle à la rupture donné par le gravier semble relativement faible :

ESSAIS A LA BOITE $\phi 100\text{mm}$

GRES DE VIEUX-PRE

M. MAMBA

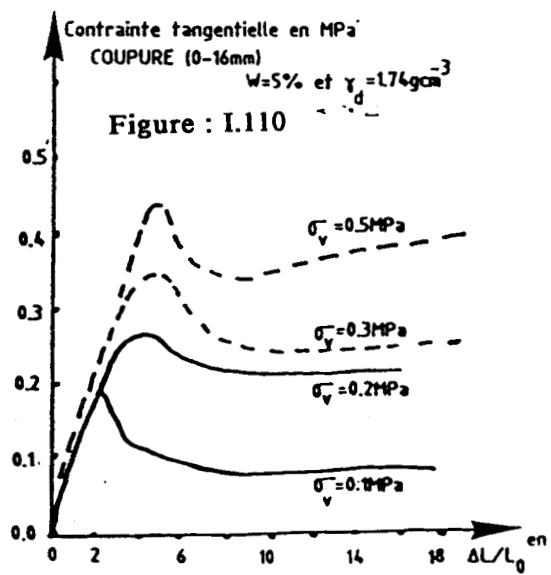
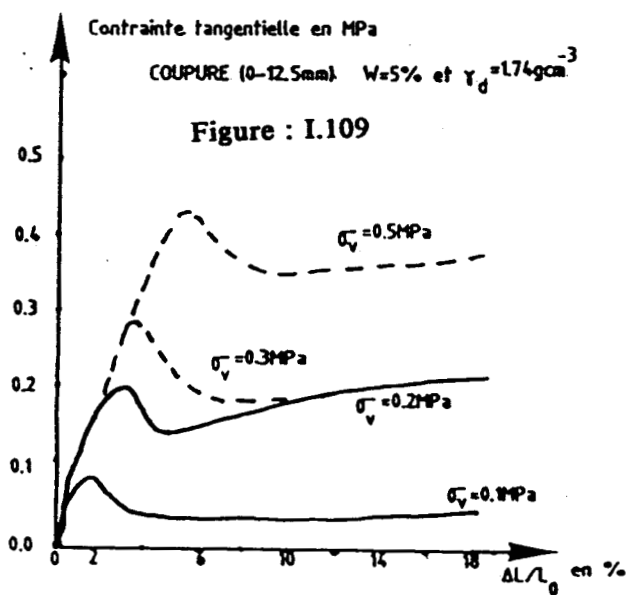
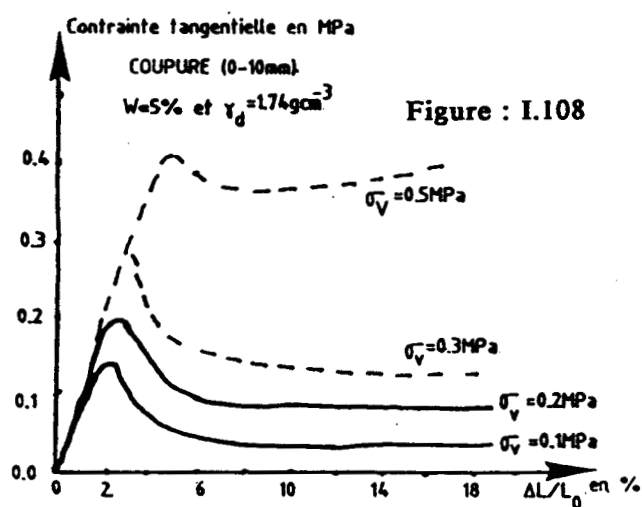


ESSAIS A LA BOITE - $\phi 100\text{mm}$

ECHANTILLON SERIE: B

GRES DE VIEUX-PRE

M. MAMBA



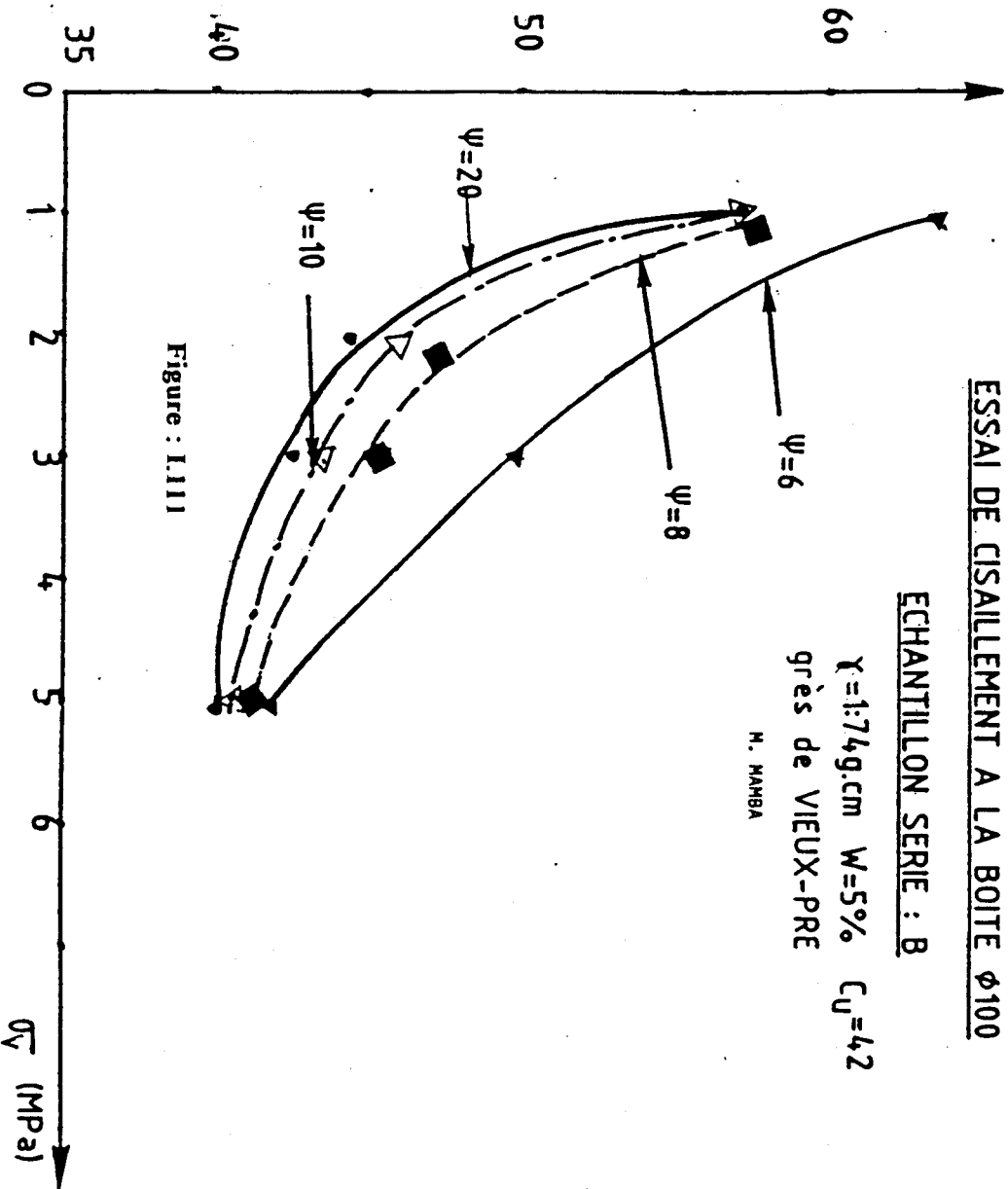
Angle de frottement (en degré)

ESSAI DE CISAILEMENT A LA BOITE $\phi 100$

ECHANTILLON SERIE : B

$\chi = 1:74 \text{ g.cm}$ $W = 5\%$ $C_u = 42$
grès de VIEUX-PRE

M. MANGA



Angle de l'orientation
(degré)

ECHANTILLON SERIE B

H. MAMBA

Grès de VIEUX-PRE

$\gamma = 1.74 \text{ g/cm}^3$

$W = 5\%$

$C_u = 4.2$

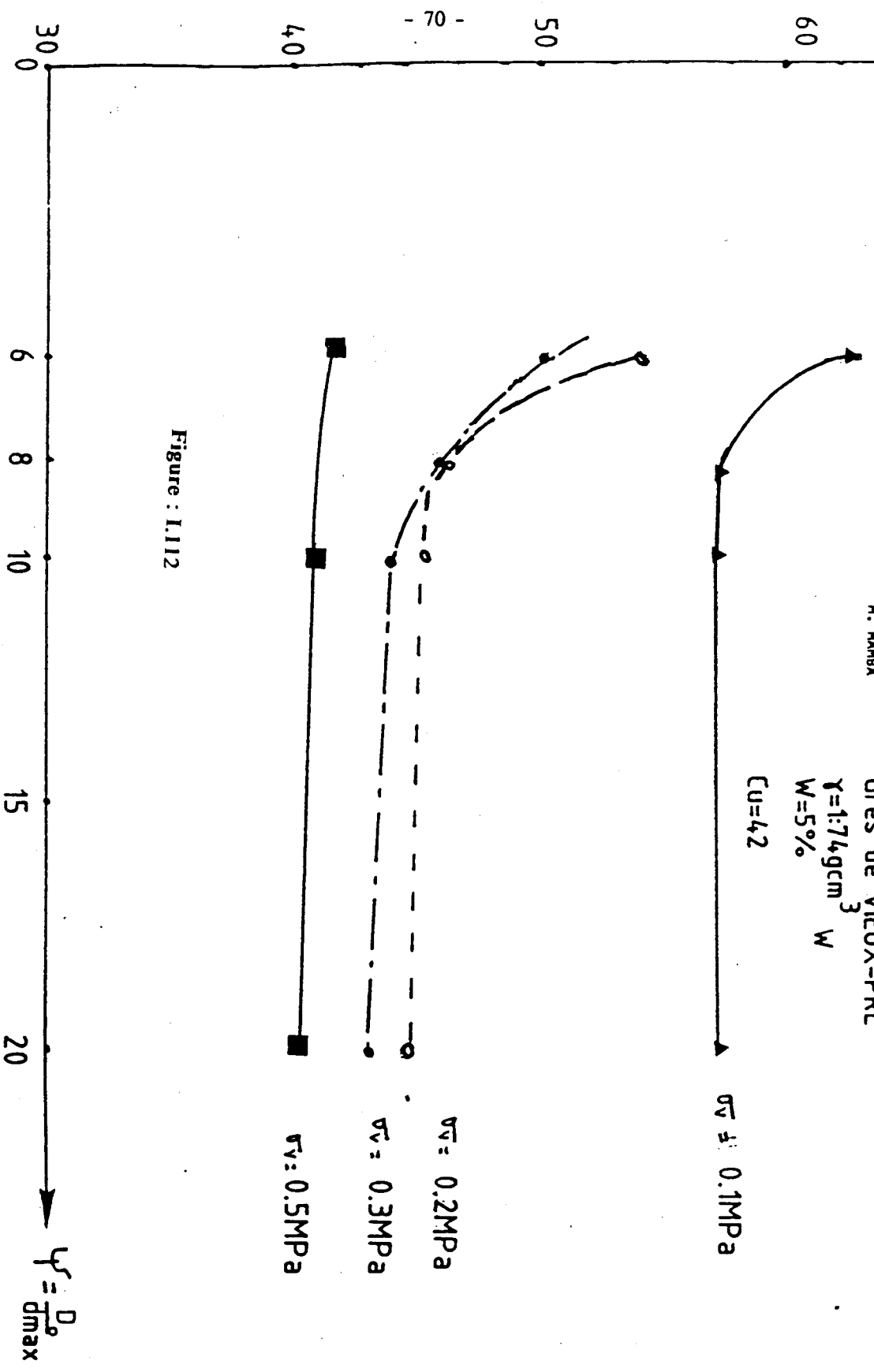


Figure : L.112

ESSAI DE CISAILLEMENT A LA BOITE $\phi 100$

ECHANTILLON SERIE C

Grès de VIEUX-PRE

H. MAHBA

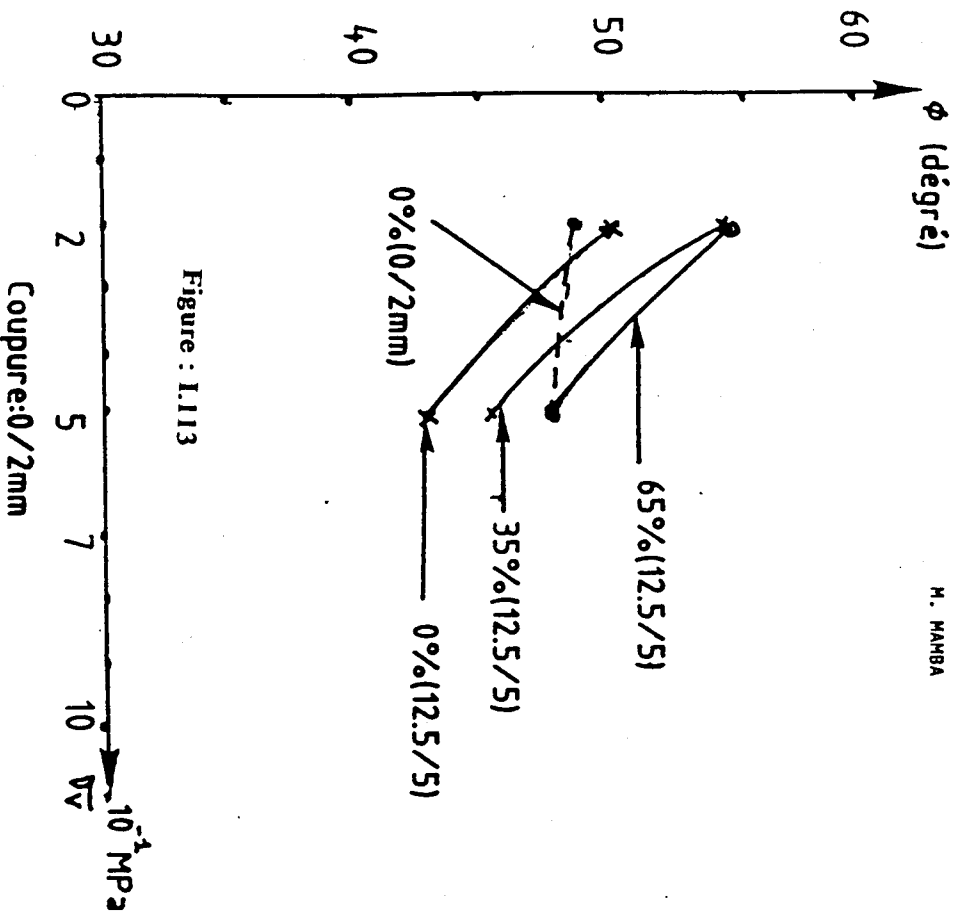


Figure : I.113

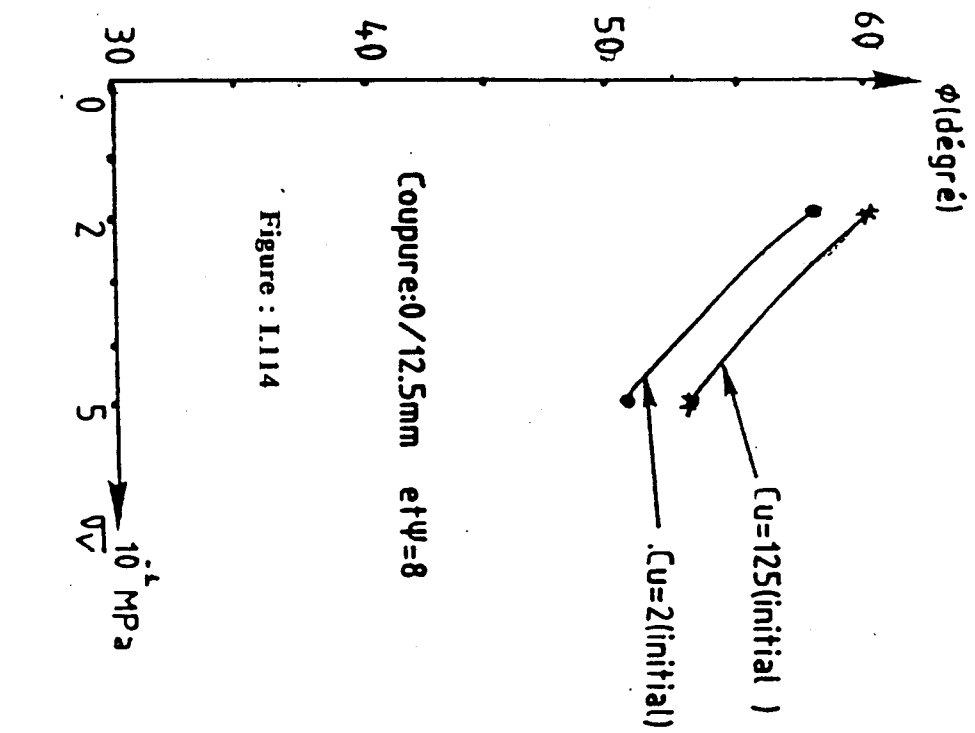


Figure : I.114

ESSAIS DE CISAILLEMENT

MATERIAU : GRès de VIEUX-PRE

BOITE $\phi 100$

ESSAIS M. MAMBA

COUPURES Série C	W(%)	γ_d (g.cm ⁻³)	Cu	σ_c (MPa)	ψ (degré)	G en MPa					
						Gmax	$\gamma=10^3$	$\gamma=10^2$			
0-2mm Série A	7.6	1.89	2.0	0.2	50.6°	5.90	5.80	5.60			
				0.5	43.3°	9.10	8.70	8.34			
0-5mm	8.0 Série A	1.96	6.0	0.2	50.0°	3.34	3.28	3.00			
				0.5	42.6°	4.20	4.00	2.60			
	5.0 Série B	1.74	42.0	0.1	57.0°	12.50	12.20	11.90			
				0.2	44.3°	17.70	16.10	15.40			
				0.3	42.8°	25.00	23.90	22.00			
				0.5	40.0°	50.00	47.60	40.00			
0-10mm	5.0 Série B	1.74	42.0	0.1	57.0°	5.50	5.50	5.00			
				0.2	45.3°	6.20	6.20	6.20			
				0.3	43.7°	7.10	7.00	6.90			
				0.5	40.6°	9.10	8.90	8.34			
0-12.5mm	5.0 Série C	1.94	125.0	0.2	58.0°	50.00	42.00	33.40			
				0.5	50.5°	264.70	250.00	67.70			
	5.0 Série B	1.74	42.0	0.1	57.3°	14.30	13.40	12.50			
				0.2	45.8°	20.00	19.20	18.20			
				0.3	45.5°	50.00	48.80	47.60			
				0.5	41.2°	67.00	65.00	64.80			
	4.0 Série A	1.94	2.0	0.2	60.0°	50.00	42.00	33.40			
				0.5	53.0°	267.00	250.00	67.00			
5-12.5mm Série C	6.0	1.95	2.0	0.2	49.0°	10.00	9.50	9.10			
				0.5	48.0°	100.00	90.00	84.00			
	3.0	1.98	3.0	0.2	55.0°	25.00	18.00	16.00			
				0.5	48.7°	83.40	32.00	25.00			
				4.0	1.96	13.0	0.2	55.0°	40.00	36.40	20.00
							0.5	46.0°	200.00	167.00	133.00
0-2.5m Série A	5.0	1.92	5.0	0.2	45.7°	76.90	66.70	19.00			
				0.6	39.9°	200.00	142.00	26.00			
0-0.63mm Série A	8.0	1.97	4.0	0.2	42.9°	8.40	8.00	7.10			
				0.6	37.8°	10.00	9.90	7.70			
0-16mm Série B	5.0	1.74	42.0	0.1	63.3°	4.80	4.70	4.60			
				0.2	54.2°	6.70	6.60	6.56			
				0.3	50.0°	9.10	9.00	8.92			
				0.5	41.6°	12.50	12.20	11.18			
0-5mm	12.5	1.85	6.0	0.2	40.0°	6.60	6.24	5.00			

Tableau :9

(cf. Figure I.116) sans doute à cause du phénomène de broyage des grains qui est relativement important .

5- L'angle à la rupture augmente également avec γ_d

Les résultats obtenus avec la série A seront comparés ceux obtenus avec la boîte de 120 cm.

I.2.5---ESSAIS A LA BOITE DE 120CM X 120CM

Objectifs : nous voulions connaître la résistance au cisaillement des matériaux grossiers ; l'influence des gros blocs sur la valeur de l'angle à la rupture " ϕ_0 " ; la valeur de cet angle par rapport à celle donnée par la boîte " ϕ_{100} " . Pour ce faire deux séries d'échantillons ont été testées:

I.2.5a---ESSAIS REALISES

Echantillons de la série A

Les échantillons de cette série ont été obtenus par écrêtage direct de la courbe granulométrique naturelle (cf.figure I.115) . Dans cette série des tests à des contraintes verticales de 0.2 MPa , 0.4 MPa ou 0.5 MPa ont été réalisés sur les fractions: 150mm/0 ,63mm/0 , 20mm/0 , 5mm/0

Echantillons de la serie E (cf.figure I.116)

Il s'agit de la fraction 150mm/5mm avec un coefficient d'uniformité initial de 4. Cette fraction a été testée à des niveaux des contraintes verticales de 0.1 Mpa et 0.5 MPa.

Pour l'ensemble des essais réalisés à la boîte de 120 cm x120 cm la procédure suivante a été respectée:

I.2.5b---MODE OPERATOIRE

- 1 - Reconstitution du matériau
- 2 - Mise en place du matériau : Le remplissage de la boîte se faisant en trois couches : l'épaisseur de chaque couche après compactage est alors de l'ordre de 20 cm (le compacteur utilisé ici est une pilonneuse à percussion).
- 3 - Mise en place des dispositifs de consolidation , de cisaillement et de toute l'instrumentation nécessaire à la saisie des données.
- 4 - Reglage de la pression verticale .
- 5 - Consolidation de l'échantillon
- 6 - Cisaillement après stabilisation des tassements

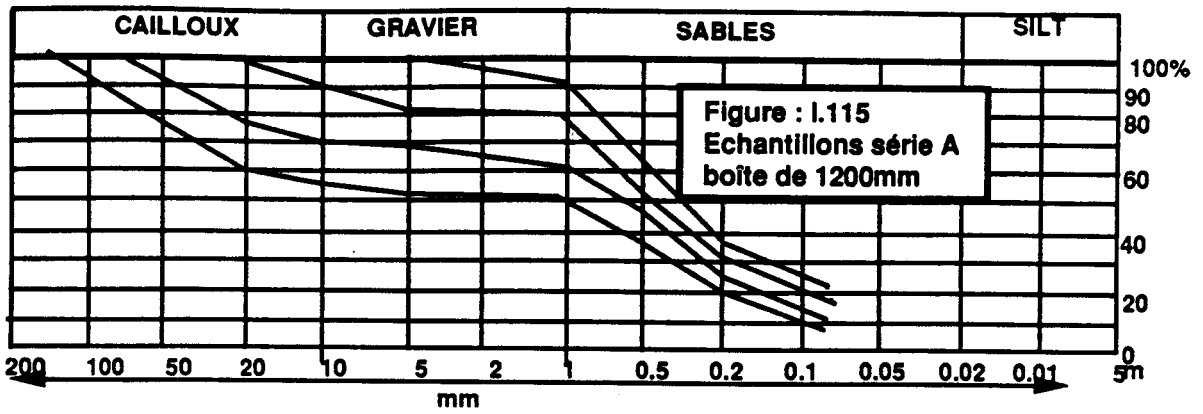
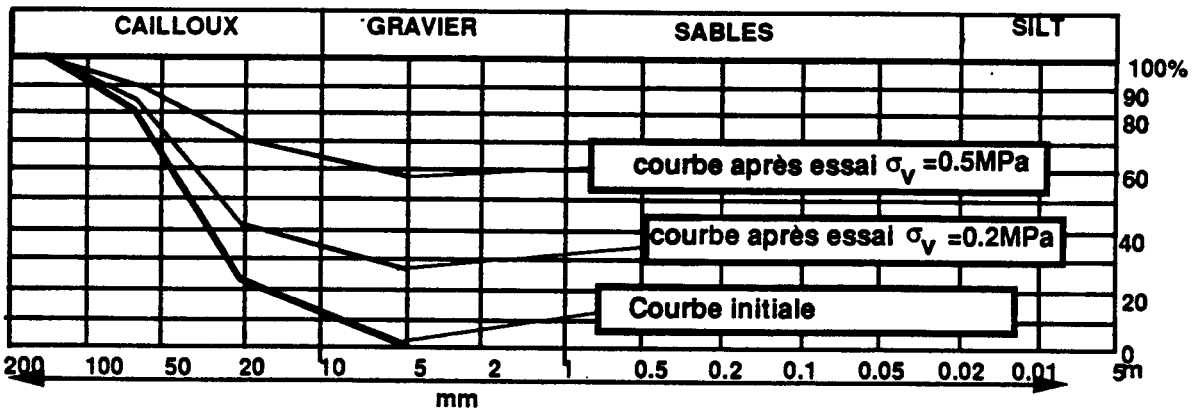
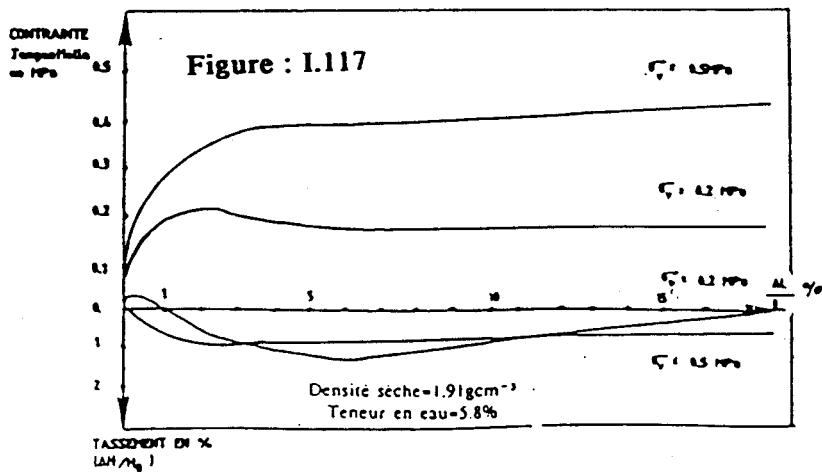


Figure :1.116 Echantillon série E , boîte de 1200mm



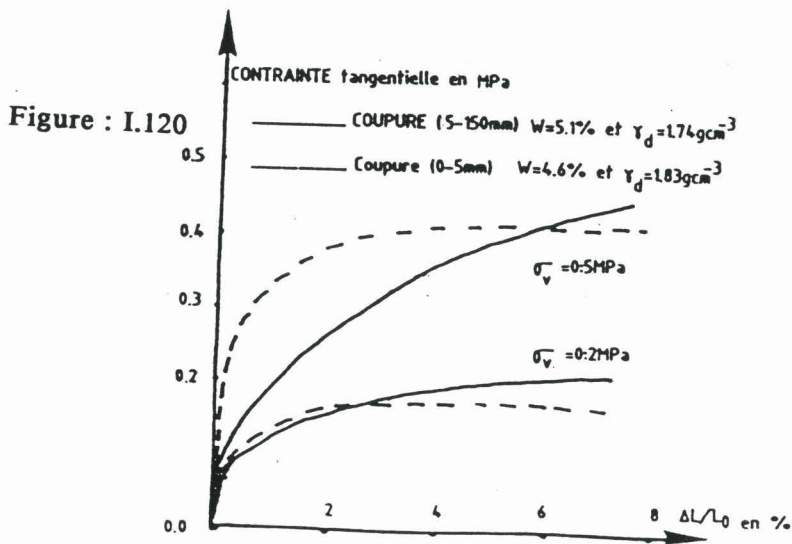
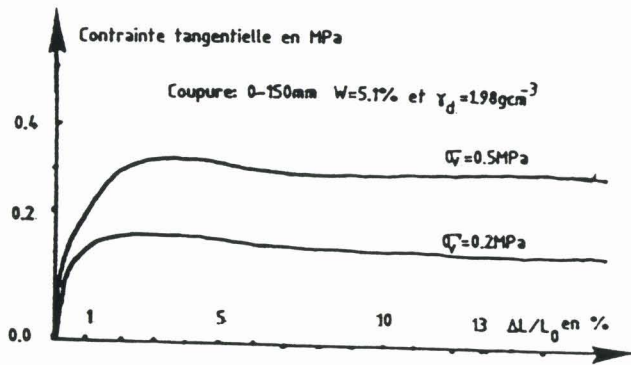
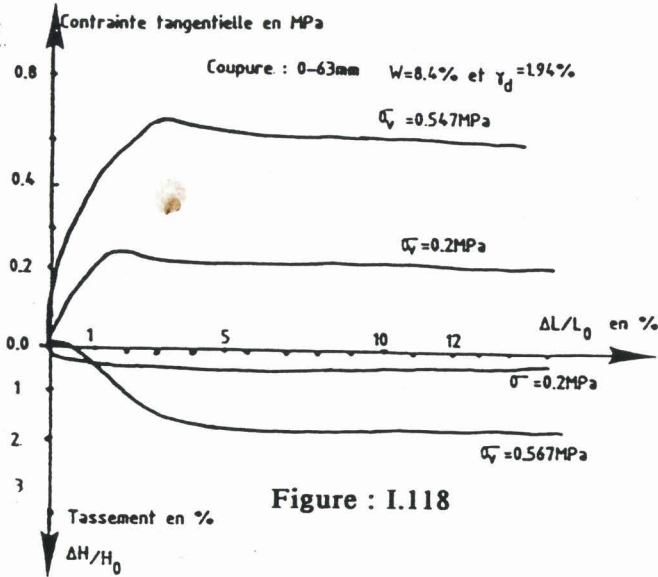
GRES DU VIEUX-PRE
ECHANTILLON SERIE: A
ESSAI DE CISAILLEMENT A LA BOITE DE 120 cm x 120 cm
Coupure 0-20 mm



ESSAI DE CISAILLEMENT A LA BOITE DE 120cm x 120cm

ECHANTILLON SERIE : A

GRES DE VIEUX-PRE
M. MAMBA



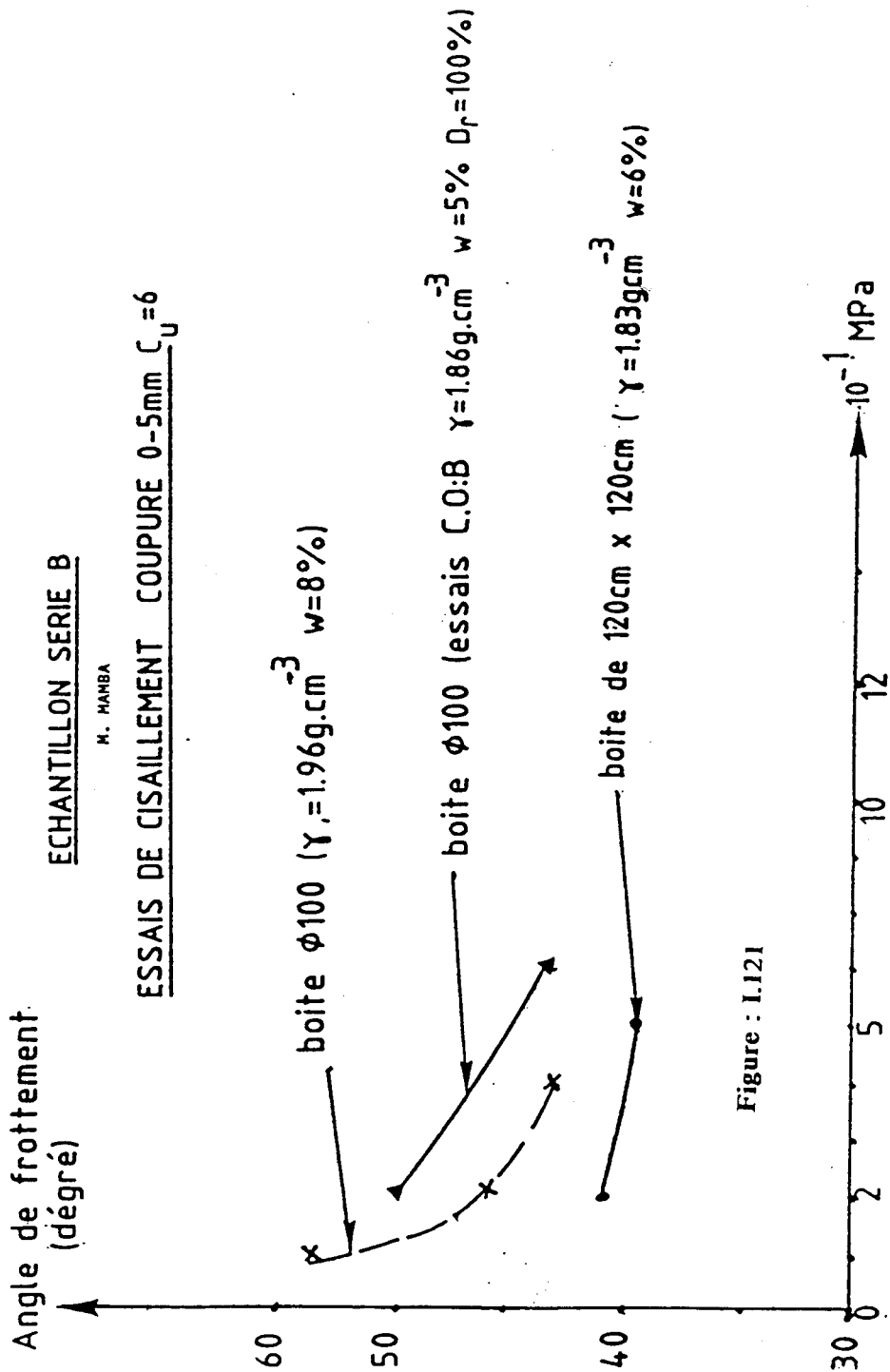


Figure : I.121

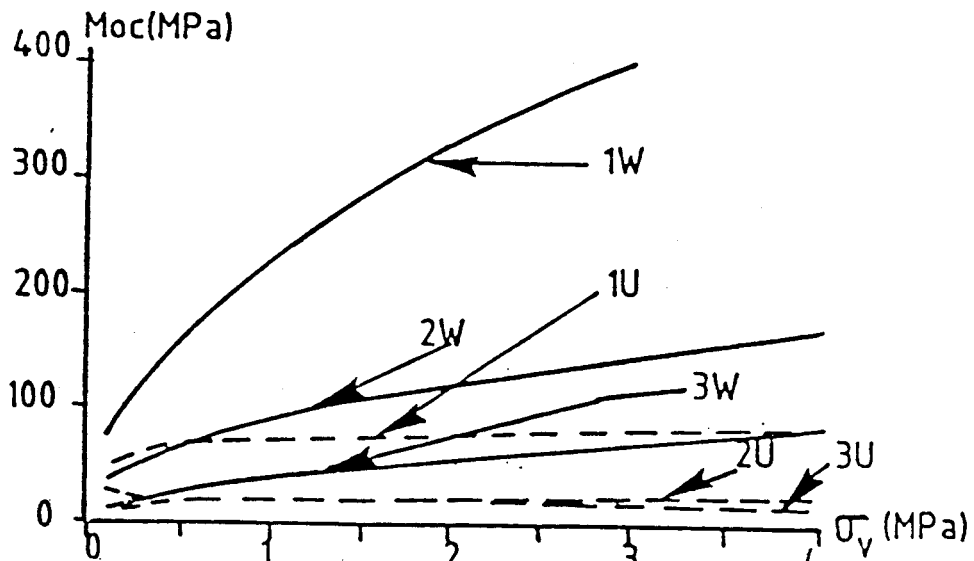
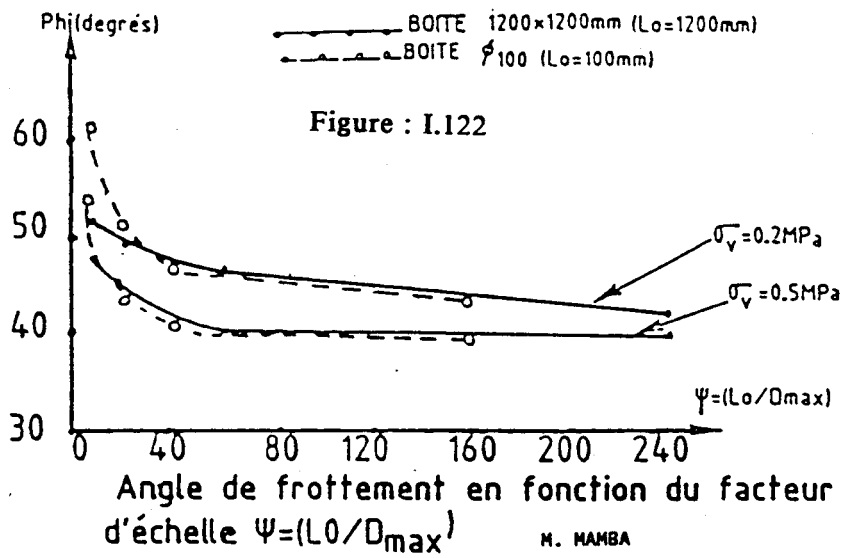


Figure : I.123 Module de compressibilité oedométrique tangent en fonction de la contrainte verticale

2.5c---RESULTATS

L'ensemble des résultats que nous avons obtenus à la boîte de 120 cm x 120 cm sont résumés par le tableau 10 et les courbes contraintes tangentielles (τ) déplacement $\left(\frac{\Delta L}{L}\right)$ des figures I.117 à 120 .

De ces résultats on peut tirer les remarques suivantes :

Les résultats obtenus à la grande boîte de cisaillement confirment les conclusions obtenues à partir des essais à la boîte ϕ_{100} . Elles confirment la très forte dégradation des gros éléments du grès (cf. figure I.116).

Pour connaître l'influence du facteur d'échelle " ψ " sur l'angle de la rupture " ϕ_0 " du grès de l'aménagement de VIEUX-PRE ; une étude comparative à partir des résultats d'essais obtenus a été réalisés (cf. figure I.121 et 122).

I.2.6---COMPARAISONS DES RESULTATS

La comparaison des résultats obtenus aux boîtes ϕ_{100} et 120 cm x 120 cm révèlent que :

1 - Pour " d_{\max} " donné, l'angle " ϕ_0 " obtenu à la boîte ϕ_{100} reste supérieur à celui obtenu avec la boîte 120 cm x 120 cm et ceci quelque soit " σ_v ". Ce résultat est confirmé par les essais C.O.B. réalisés sur une boîte de 550 mm (cf. figure I.121) : résultats donnés par le tableau 11

2 - Pour " σ_v " donné et pour différentes valeurs de " ψ " l'angle " ϕ_0 " obtenu dans les deux cas est du même ordre de grandeur à condition que " ψ " soit supérieur à " $\psi_{\min} = 20$ ".

En dessous de cette valeur les différences s'accroissent (cf. figure I.122).

Les conclusions obtenues ci-dessus ont une portée beaucoup plus générale ; elles ne s'appliquent qu'à des échantillons dont le mode de fabrication est le même (cas des échantillons de la série "A" de notre étude).

2.7---AUTRES ESSAIS REALISES SUR LE GRES DE VIEUX-PRE

Lors de la campagne d'essai qui a précédé la construction du barrage de VIEUX-PRE de nombreux essais ont été réalisés sur le grès : par différents laboratoires en particulier:

Les essais triaxiaux (cf. figures I.124 à 126) par l'IMG.(Institut de Mécanique de Grenoble) et MECASOL.

Les essais de cisaillement simple à la boîte de Casagrande (cf. Tableau 11) par C.O.B (Coyne et Béliet).

Et de nombreux autres essais dont les résultats ont été utilisés pour l'étude des corrélations.

ESSAIS DE CISAILLEMENT
MATERIAU : Grès de VIEUX-PRE
BOITE DE 120cm x 120cm
ESSAIS M. MAMBA

COUPURES	W(%)	γ_d (g.cm ⁻³)	Cu	σ_v (MPa)	ϕ_0 (degré)	G en MPa		
						Gmax	$\gamma=10^3$	$\gamma=10^4$
5-150mm Serie: E	5.0	1.74	4	0.2	47°	55.00	54.00	52.00
				0.5	46.8°	125.00	124.00	100.00
0-150mm Serie: A	5.1	1.98	125.0	0.2	51.0°	107.00	75.00	22.00
				0.4	47.0°	167.00	125.00	36.00
0-63mm Serie: A	8.4	1.94	10.0	0.2	48.2°	83.4	60.00	20.00
				0.57	44.4°	136.40	100.00	42.00
0-20mm Serie: A	5.8	1.91	7.0	0.2	45.7°	107.00	71.00	19.00
				0.5	38.4°	167.00	115.00	29.00
0-5mm Serie: A	4.6	1.83	6.0	0.2	41.0°	66.70	62.50	55.00
				0.5	39.8°	200.00	181.00	111.00

Tableau : 10

ESSAIS DE CISAILLEMENT
MATERIAU: Grès de VIEUX-PRE
ESSAIS: C.O.B

COUPURES	γ_d (g.cm ⁻³)	W(%)	Cu	Dr (%)	σ_v (MPa)	ϕ_0	G en MPa			
							Gmax	$\gamma=10^3$	$\gamma=10^4$	
0-5mm ($\phi 100$)	$\phi 60$	1.60	20.2	3.0	102.3	0.6	30.0°	30.00	21.00	12.00
		1.77	12.10		101.1	0.1	56.0°	20.00	17.50	10.90
		1.75	11.8		105.0	0.2	46.4°	25.00	22.00	14.70
		1.74	12.3		91.3	0.4	42.8°	58.80	50.00	26.30
	1.87	10.90	5.0	101.1	0.1	54.5°	17.24	16.00	10.02	
	1.85	11.60		100.0	0.2	46.4°	28.58	25.00	14.00	
	1.86	12.50		100.5	0.4	43.5°	35.72	32.20	19.20	
	1.67	12.10		11.0	101.2	0.1	52.4°	11.80	11.00	9.00
	1.70	12.20			103.0	0.2	49.0°	25.00	23.80	13.00
	1.68	12.70			101.8	0.4	45.7°	33.40	31.26	19.22
0-63mm ($\phi 550$)	1.95	0.00	160.0		0.3	56.3°	50.00	45.00	24.00	
					0.6	55.7°	100.00	83.00	56.60	
		1.89		14.50		0.3	50.6°	66.68	58.00	25.00
		1.89		14.50		0.6	48.6°	200.00	167.00	83.00
	1.93	7.80	150.0		0.3	53.3°	83.34	66.70	24.40	
	1.93	7.80			0.6	49.4°	333.34	200.0	93.40	
	2.03	0.00	50.0		0.3	58.0°	77.00	62.50	22.00	
	2.03	0.00			0.6	50.2°	200.00	142.50	50.00	

Tableau : 11

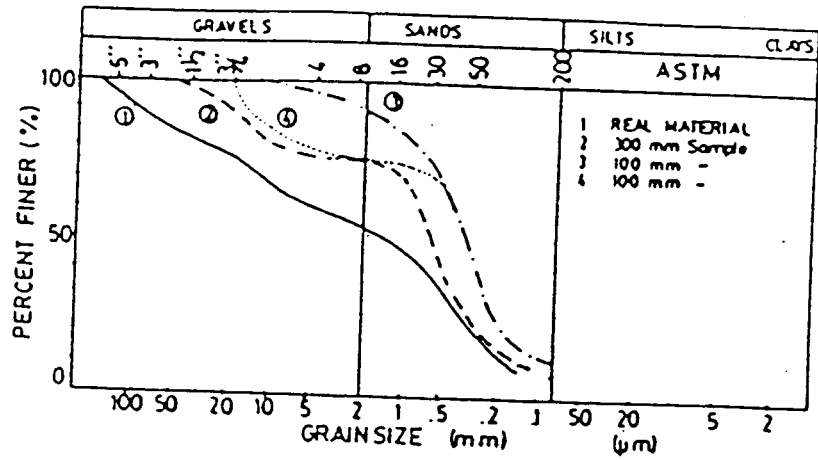


Figure : I.124 Courbes granulométrique du Grés de VIEUX PRES (G1)

H. DENDANI [1988]

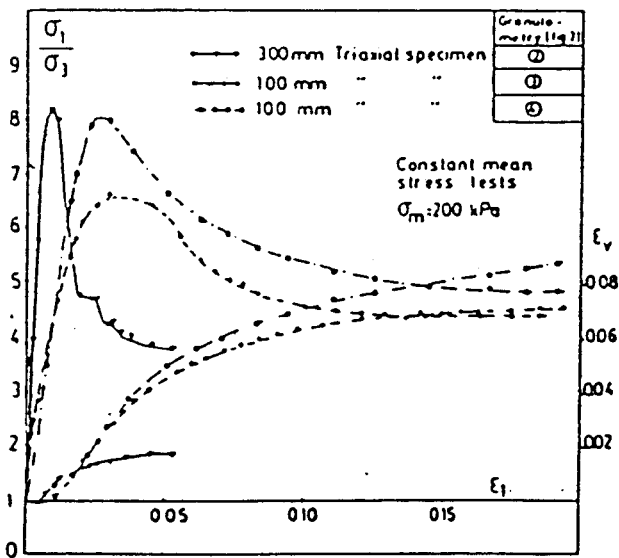


Figure : I.125 Essais triaxiaux à pression moyenne constante

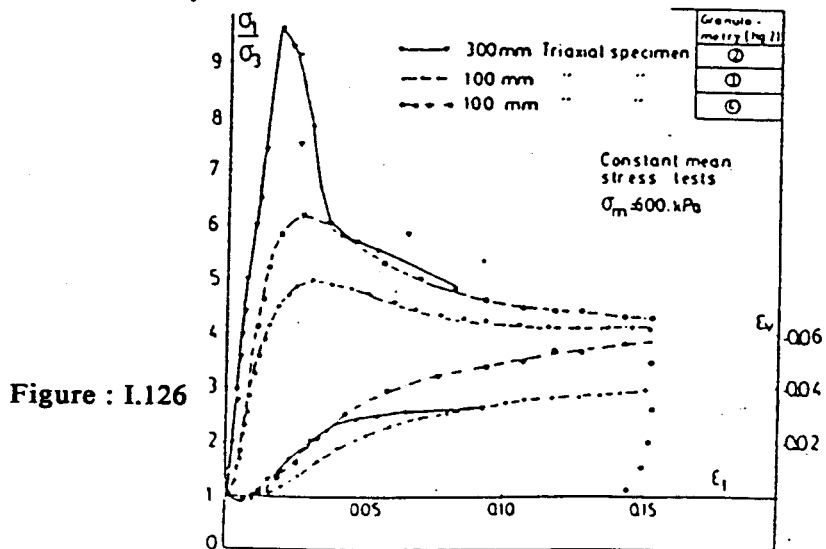


Figure : I.126

Essais triaxiaux à pression moyenne constante

CORRELATIONS

I.2.8---CONVENTIONS

L'étude statistique a été réalisée sur une population de "80" individus. Chaque individu étant identifié par la donnée des paramètres : ϕ , G_{\max} , G_1 , σ_3 , P_o , P_r , ϵ_{rup} , ψ , d_{\max} , C_u , d_{50} , $\% < 2$ mm, fines, W, TC.

- 1 - ϕ : Angle de frottement au pic (en degré)
- 2 - G_{\max} : Module de cisaillement initial (en MPa)
- 3 - $G_1\%$: Module de cisaillement à 1 % de déformation (en MPa)
- 4 - σ_3 : Contrainte principale mineure (en MPa)
- 5 - P_o : Contrainte moyenne initiale (en MPa)
- 6 - P_r : Contrainte moyenne à la rupture (en MPa)
- 7 - ϵ_{rup} : Déformation à la rupture (en%)
- 8 - γ_d : Densité sèche de l'échantillon (en gcm^{-3})
- 9 - W : Teneur en eau (en %)
- 10 - $\psi = \frac{L_0}{d_{\max}}$: Facteur d'échelle " L_0 " = Dimension caractéristique de l'échantillon
- 11 - d_{\max} : Dimension des plus gros grains de l'échantillon (en mm)
- 12 - d_{50} : Diamètre moyen correspondant à 50 de passant (en mm)
- 13 - $C_u = \frac{d_{60}}{d_{50}}$: Coefficient d'uniformité
- 14 - $\% < 2mm$: Pourcentage des matériaux inférieurs à 2 mm
- 15 - $\% < Fines$: Pourcentage des matériaux inférieurs à $80\mu m$
- 16 - T_c : Type d'essai : $T_c = 0$ si triaxial $T_c = 1$ si cisaillement direct

I.2.9--- FORMULES STATISTIQUES UTILISEES

soit \underline{Y} la matrice colonne de "n" observations de Y

\underline{X} la matrice n x (k+1) des "n" observations des kX_i

(la dernière étant constituée de "1 ")

$\underline{\beta}$ la matrice colonne des (k+1) coefficients cherchés β_i

\underline{E} la matrice des résidus

Une régression multiple entre les observations \underline{X} et \underline{Y} se traduit par l'équation

$$\underline{Y} = \underline{X} \cdot \underline{\beta} + \underline{E} \quad (Y_i = X_{ij} \cdot \beta_j + E_i)$$

La variance de la variable expliquée " \underline{Y} " est :

$$V_{YY} = \frac{1}{n} \cdot \underline{Y}_*^T \cdot \underline{Y}_*$$

Le vecteur colonne des covariances de la variable expliquée avec chacune des variables explicatives est alors :

$$V_{XY} = \frac{1}{n} \cdot \underline{X}_*^T \cdot \underline{Y}_*$$

La matrice des covariances des variables explicatives " X " est égale à

$$V_{XX} = \frac{1}{n} \cdot \underline{X}_*^T \cdot \underline{X}_*$$

Où le symbole () indique qu'il s'agit de la matrice centrée correspondante, c'est-à-dire :

$$\underline{X}_* = X - (\bar{X})$$

(\bar{X}) est une matrice dont chaque colonne a pour valeur la moyenne de la variable de la colonne correspondante)

$$R = \frac{\sqrt{V_{XY}^T \cdot V^{-1}_{XX} \cdot V_{XY}}}{V_{YY}} \text{ est le coefficient de corrélation multiple}$$

supposons que

$$Y = X \cdot \beta \quad (Y_i = X_{ij} \cdot \beta_j) \quad (1)$$

$$\sigma^2_\epsilon = \frac{1}{n-2} \text{S.S.E est la variance de la regression (1)}$$

où

$$\text{S.S.E} = \sum_{i=1}^n (Y_i - \hat{Y}_i)^2 \text{ est la somme des erreurs à la puissance 2}$$

$$\text{M.S.E} = \frac{\text{S.S.E}}{n-k} \text{ est la moyenne des erreurs à la puissance 2}$$

$$\text{M.S(modèle)} = \sum_{i=1}^n \frac{Y_i^2}{n} \text{ est la moyenne du modèle à la puissance 2}$$

$$F = \frac{\text{M.S(modèle)}}{\text{M.S.E}} \text{ est le coefficient associé au modèle (1)}$$

$$C(p) = \frac{\text{S.S.E}_p}{\text{M.S.E}} - (n-2p) \text{ est coefficient de MALLOW associé au modèle (1)}$$

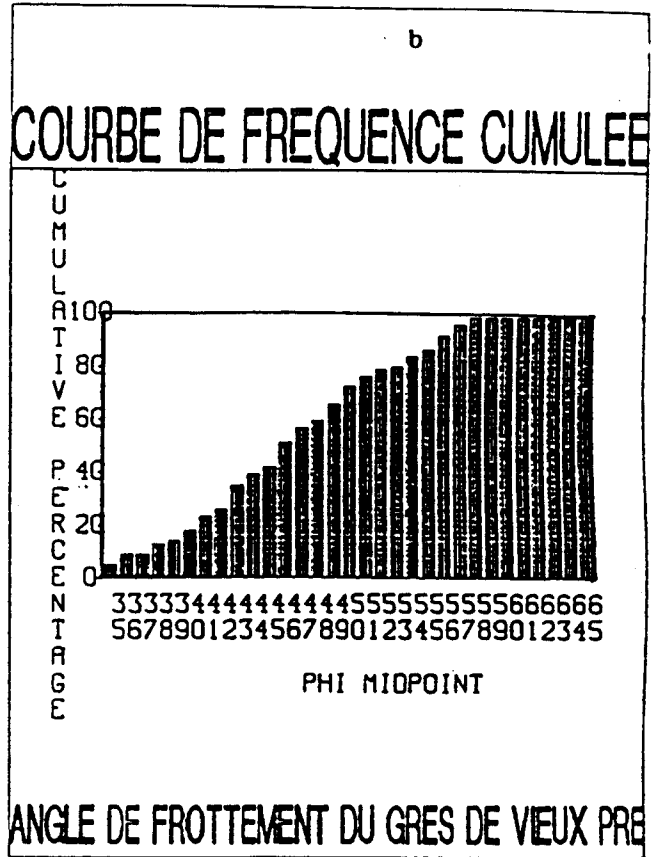
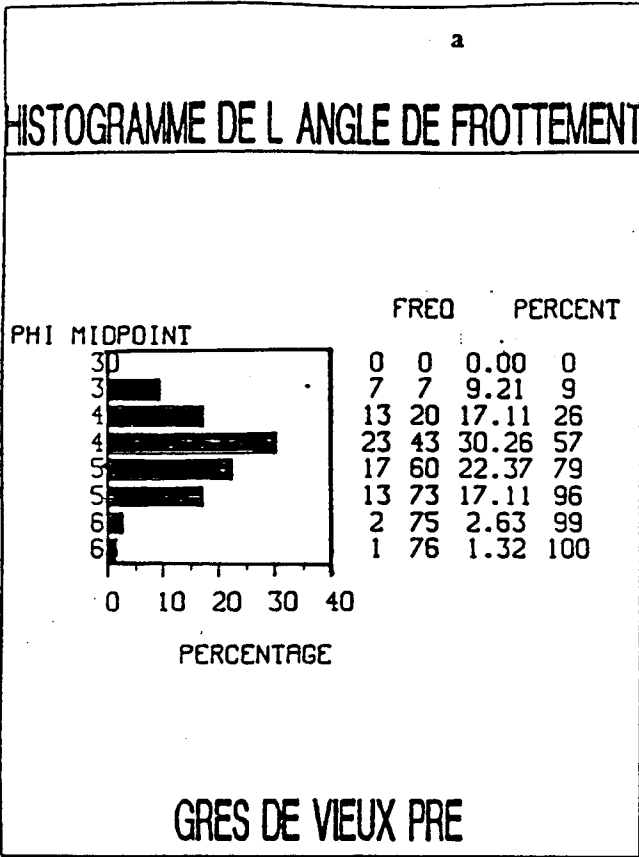
où

$$"p" \text{ désigne le nombre des variables explicatives plus la constante et } \text{S.S.E}_p = \sum_{i=1}^p (Y_i - \hat{Y}_i)^2$$

La corrélation (1) est d'autant plus meilleure quand la valeur de C(p) tend vers le nombre des variables "p" du modèle

LES COEFFICIENTS DE PEARSON

Figure : I.127



M. MAMBA

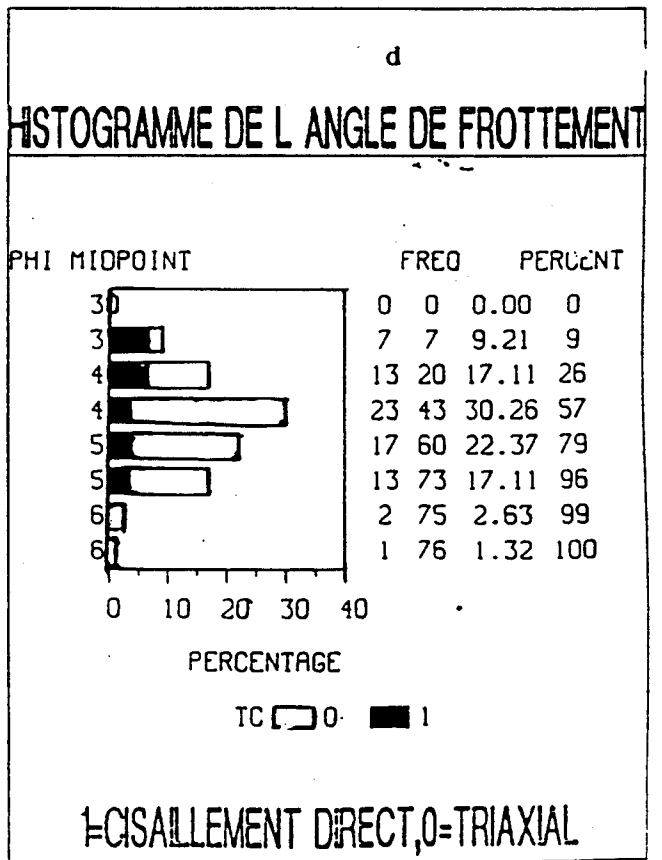
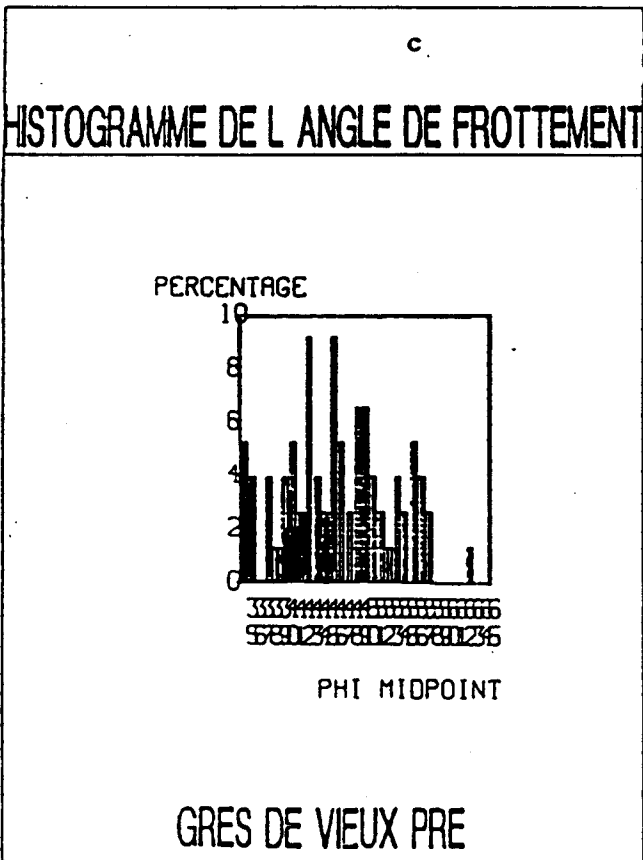
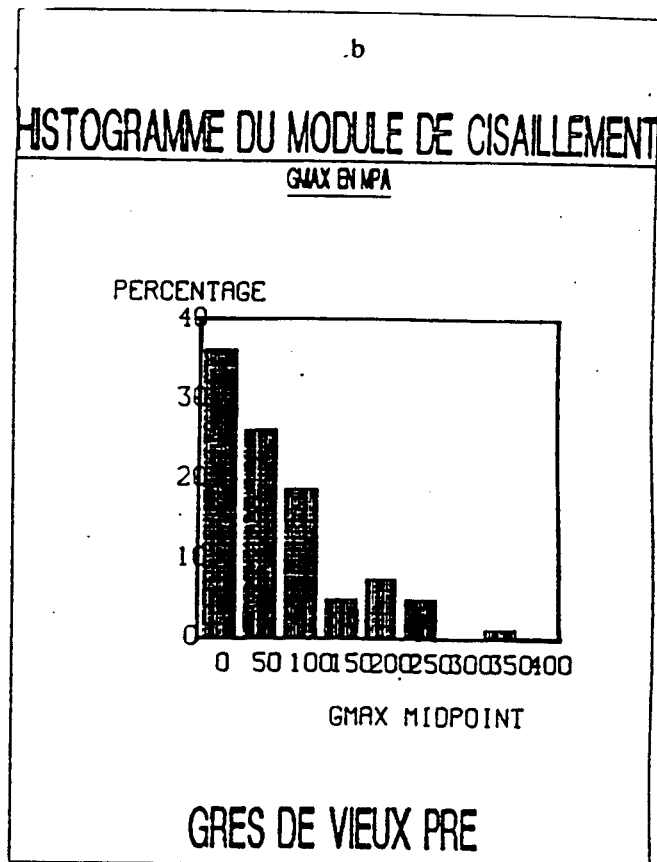
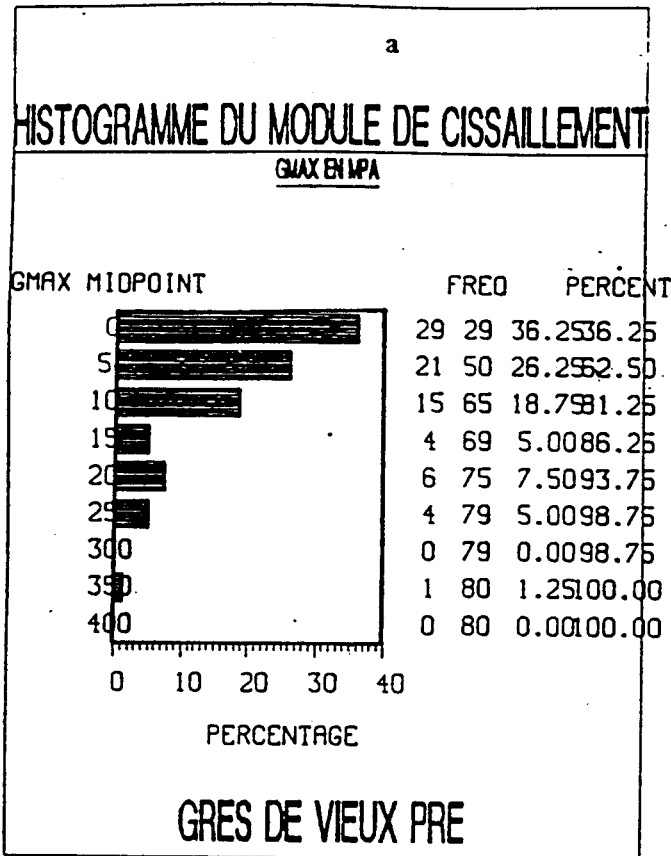
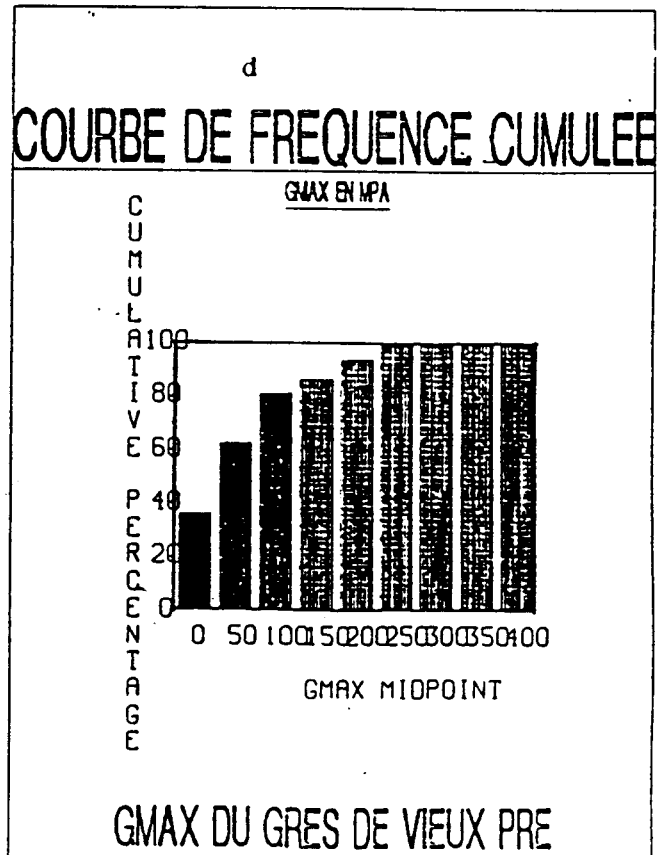
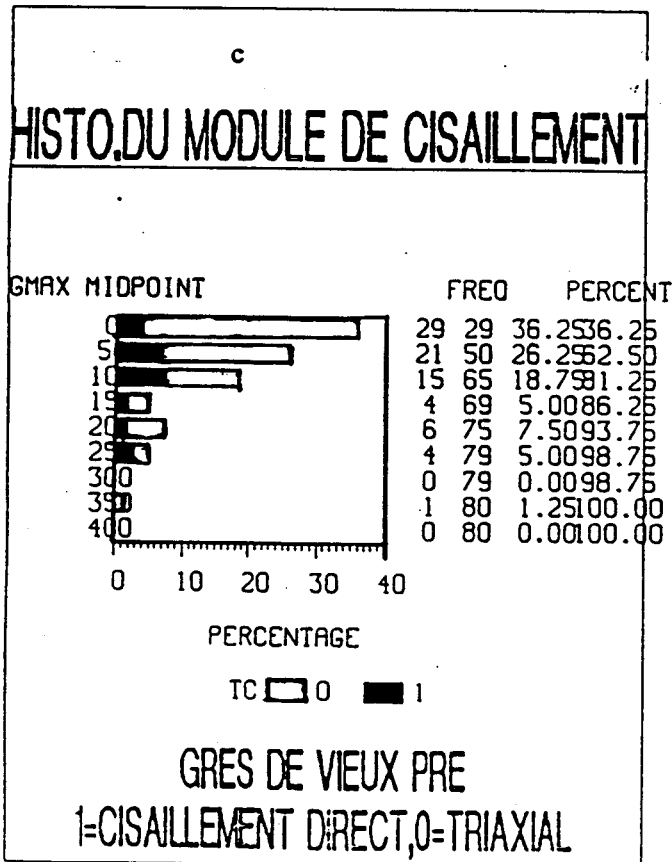


Figure : I.128



M. MAMBA



VARIABLES	UNITE	NOMBRE	MOYENNE	ECART TYPE	VALEURS MINIMUM	VALEURS MAXIMUM
ϕ	dégré	80	46.923	7.032	30.00	63.00
Gmax	MPa	80	74.876	76.72	3.34	333.340
G1%	MPa	80	32.084	27.617	2.60	133.000
σ_3	MPa	80	0.238	0.187	0.047	1.200
Po	MPa	80	0.342	0.233	0.086	1.200
Prup	MPa	80	6.980	5.127	0.834	21.270
Epsilon	%	80	7.661	4.845	1.000	24.000
γ_d	g/cm ³	80	1.846	0.109	1.650	2.030
ψ		80	27.775	43.136	6.000	240.00
Cu		80	37.775	49.472	2.000	200.00
d50	mm	80	5.445	12.273	0.080	40.00
w	%	80	7.685	4.125	0.500	20.00
X<2mm	%	80	76.012	28.639	17.00	100.00
Fines	%	80	16.437	17.562	1.000	50.00
dmax	mm	80	24.805	34.982	0.700	150.00
Tc		80	0.785	0.411	0.00	1.

TABLEAU: 13 Valeurs moyennes maximales et minimales

Appareillage	Triaxial		Boite de cisaillement			Odomètre
	diamètre 100mm	diamètre 300mm	côté 100mm	diamètre 550mm	côté 200mm	diamètre 101mm
Coupures testées	0-10mm 0-20mm	0-50mm	0-.63mm 0-2.5mm 0-5mm 0-10mm 0-12.5mm 0-16mm	0-63mm	0-5mm 0-20mm 0-63mm 0-150mm 5-150mm	0.10mm
Nombre de tests	17	16	44	8	10	6
Nombre total d'essais	101					

Tableau :12 ENSEMBLE D 'ESSAIS REALISES SUR LE GRES DE VIEUX-PRE

ϕ	γ_d	σ_3	w	Cu	ψ	dmax	Tc	d50	X<2mm	X<Fines	
1.000 0.0	0.296 7.7E-3	-.610 1E-4	-.461 1E-4	-.420 1E-4	-.263 1.84E-4	.228 4.2E-2	0.351 1.4E-3	0.315 4.4E-3	-.382 5E-4	0.513 .6515	ϕ
	1.000 0.000	-.1403 .2145	-.3893 .0004	-.2093 .0624	0.1199 0.2892	.2400 .0320	.1439 .2029	.3562 .0012	-.498 .0001	-.6515 .0001	γ_d
		1.000 0.000	.3105 .0051	-.1142 .3129	0.0369 -.7453	-.08498 .45360	-.4198 .0001	-.0258 .8201	0.0707 0.5331	.0925 .4147	σ_3
			1.000 0.000	-.2946 .0080	-.0811 .4744	-.2217 .0482	-.4447 .0001	-.2129 0.3166	0.3166 0.0042	.2189 .0510	w
				1.0000 0.000	-.2288 .0412	.5789 .0001	.1853 .0998	.6883 .0001	0.6381 0.0001	-.0305 .7883	Cu
					1.0000 0.0	-.1987 .0773	.1783 .1135	-.1464 .1950	0.2412 .0311	-.1417 .2100	ψ
						1.0000 0.0000	.0806 .4773	.4746 .0001	-.6288 .0001	-.2839 .0107	dmax
							1.0000 0.0000	.1544 .1714	-.0921 .4164	.1549 .1702	Tc
								1.0000 0.0000	-.8270 .0001	-.3389 .0021	d50
									1.0000 0.0000	.4957 .0001	X<2mm
										1.0000 0.0000	X<fines

Tableau :14

n1----- coefficient de corrélation au sens de PEARSON
n2---- Prob> R sous l 'hypothèse H0 :RHO=0

Gmax	G1X	Po	Prup	ϵ_{rup}	ϕ	γ_d	σ_3	w	Cu	ψ	dmax	Tc	d50	%<2mm	u<fnes	
1.0000 0.0000	.7638 .0001	.5052 .0001	-.4033 .0002	.1605 .1551	-.0871 .4421	.3287 .0029	.3411 .0020	-.1087 .3369	-.2327 .0111	-.0018 .9871	.2879 .0096	-.1779 .1144	.2728 .0143	-.3330 .0025	-.2718 .0147	Gmax
	.0000 .0000	.4997 .0001	-.4114 .0001	.3677 .0008	-.1252 .2686	.1392 .2830	.3892 .0004	-.1357 .2301	.2287 .0413	-.1013 .3711	.2765 .0130	-.1633 .1478	.2261 .0438	-.3437 .0018	-.1977 .0788	G1X
		1.0000 0.0000	-.6044 .0001	.1098 .3322	-.4628 .0001	.0334 .7688	.8227 .0001	.2760 .0132	-.0370 .7444	-.1012 .3716	.0008 .9995	-.5463 .0001	.0392 -.7297	-.0410 .7179	-.1940 .0788	Po
			1.0000 0.0000	-.4056 .0002	.6435 .0001	-.0455 .6887	-.6993 .0001	-.0813 .4735	-.0209 .8539	-.0551 .6272	-.0457 .6873	.1066 .2468	-.1217 .2820	.1002 .3763	.1687 .1346	Prup
				1.0000 0.0000	-.1634 .1475	-.0759 .5035	.1724 .1262	-.1874 .0960	-.0469 .6798	-.1488 .1877	.1290 .2541	.2281 .0418	.0242 .8310	-.1539 .1727	-.0258 .8199	ϵ_{rup}
					1.0000 0.0000	.2960 .0077	-.6097 .0001	-.4613 .0001	.4198 .0001	-.2631 .0184	.2280 .0420	.3515 .0014	.3149 .0044	-.3817 .0005	.0513 .6515	ϕ
						1.0000 0.0000	-.1403 .2145	-.3893 .0004	.2093 .0624	.1199 .2892	.2400 .0320	.1439 .2029	.3562 .0012	-.4987 .0001	-.6088 .0001	γ_d
							1.0000 0.0000	.3105 .0051	-.1142 .3129	-.0369 .7453	-.0850 .4536	-.4198 .0001	-.0258 .8201	.0707 .5331	-.0925 .4147	σ_3
								1.0000 0.0000	-.2946 .0080	-.0811 .4744	-.2216 .0482	-.4447 .0001	-.2129 .0579	.3166 .0042	-.2189 .0510	w
									1.0000 0.0000	-.2288 .0412	.5789 .0001	.1853 .0998	.6883 .0001	-.6381 .0001	-.030 .7883	Cu
										1.0000 0.0000	-.1987 .0773	.1783 .1135	-.1464 .1950	.2412 .0211	-.1417 .2100	ψ
											1.0000 0.0000	.0806 .4773	.4746 .0001	-.6288 .0001	-.2839 .0107	dmax
												1.0000 0.0000	.1544 .1714	-.0921 .4164	.1548 .1702	Tc
													1.0000 0.0000	-.8270 .0001	-.3389 .0021	d50
														1.0000 0.0000	.4957 .0001	%<2mm
															1.0000 0.0000	%<<Fines

Tableau :15

	ϕ	γ_d	σ_3	w	Cu	ψ	dmax	Tc	d50	X<2mm	XFines
ϕ	1.0000	.29604	-.60967	-.46129	.41985	-.26312	.22799	.35153	.31490	-.38174	.05127
γ_d		1.00000	-.14030	-.38927	.20929	.11995	.24002	.14387	.35622	.49871	-.60879
σ_3			1.00000	.31049	-.11424	-.03689	-.08498	-.41927	-.02583	.07071	-.09246
w				1.00000	-.29456	-.08113	-.22165	-.44468	-.21293	.31657	-.21893
Cu					1.00000	-.22880	.57886	.18533	.68833	-.63807	-.03050
ψ						1.00000	-.19867	.17834	-.14640	.24124	-.14166
dmax							1.00000	.08059	.47460	-.62877	-.28385
Tc								1.00000	.15442	-.09211	.15485
d50									1.00000	-.32697	-.33885
X<2mm										1.00000	.49569
X<Fines											1.00000

Tableau : 16 MATRICE DE CORRELATION

Tableau :17

	Gmax	G1X	Po	Prup	ϵ_{rup}	ϕ	γ_d	σ_3	w	Cu	ψ	dmax	Tc	d50	X<2mm	X<Fines
Gmax	1.0000	.7638	.5052	.4033	.1605	-.0871	.3287	.3411	-.1087	.2827	-.0018	.2879	-.17 9	.2728	-.3330	-.2118
G1X		1.0000	.4996	-.4114	.3677	-.1252	.1392	.3892	-.1357	.2287	.1013	.2765	-.16 3	.2261	-.3437	-.1977
Po			1.0000	-.6044	.1098	-.4628	.0334	.8227	.2760	-.0370	-.1012	7.6E-5	-.54 3	.0392	-.0410	-.1940
Prup				1.0000	-.4056	.6435	-.0455	-.6993	-.0813	-.0209	-.0551	-.0457	.10 6	-.1217	.1002	.1687
ϵ_{rup}					1.0000	-.1634	-.0759	.1724	-.1874	.0468	.1488	.1290	.2281	.0242	-.1539	-.0258
ϕ						1.0000	.2960	-.6097	-.4613	.4198	-.2631	.2280	.3515	.3149	-.3817	.0513
γ_d							1.0000	-.1403	-.3893	.2093	.1199	.2400	.1439	.3562	-.4987	-.6088
σ_3								1.0000	.3105	-.1142	-.0369	-.0849	-.4198	-.0258	.0707	-.0925
w									1.0000	-.2946	-.0811	-.2216	-.4447	-.2129	.3166	-.2189
Cu										1.0000	-.2288	.5789	.1853	.6883	-.6381	-.0305
ψ											1.0000	-.1987	.1783	-.1464	.2412	-.1417
dmax												1.0000	.0806	.4746	-.6288	-.2838
Tc													1.0000	.1544	-.0921	.1548
d50														1.0000	-.8270	-.3388
X<2mm															1.0000	.4957
X<Fines																1.0000

	ϕ	γ_d	σ_3	w	C_u	ψ	d_{max}	T_c	d_{50}	%<2mm	%<Fines
ϕ	49.4464	0.2262	-.80160	-13.38060	146.0560	-79.8100	56.0820	1.01758	27.1801	-76.8763	6.3316
γ_d		0.01181	-.00280	-.17454	1.1250	.5622	.9123	0.00640	.4750	-1.5519	-1.1617
σ_3			.03496	.23950	-1.0568	-.2975	.5559	-.03230	-.0593	.3787	-.3036
w				17.01620	-60.1123	-14.4400	-31.9850	-.75510	-10.7808	37.3989	-15.8604
C_u					24.5E+2	-488.2540	1001.7800	3.77440	417.9500	-904.0350	-26.4953
ψ						1860.7100	-299.7790	3.16680	-71.5100	298.0280	-107.3180
d_{max}							1223.7300	1.16060	203.7740	-629.9320	-174.3180
T_c								0.16950	.7802	-1.0859	1.1195
d_{50}									150.6420	290.6820	-73.0386
%<2mm										820.1900	249.3110
%<Fines											308.4260

Tableau: 18 MATRICE DE COVARIANCE

	G_{max}	G_{1X}	P_o	P_{rup}	ϵ_{rup}	ϕ	γ_d	σ_3	w	C_u	ψ	d_{max}	T_c	d_{50}	%<2mm	%<Fines
G_{max}	5886.320	1618.310	9.034	-158.654	59.642	-47.011	2.7400	4.894	-34.417	1073.070	-6.081	772.787	-5.618	256.919	-731.783	-366.183
G_{1X}		762.727	3.216	-58.261	49.190	-24.309	.4180	2.010	-15.458	312.521	120.723	267.150	-1.856	76.633	-271.886	-95.889
P_o			.054	-.722	.124	-.758	8.5E-4	.036	.265	-.427	-1.018	62.E-5	-.052	.112	-.274	-.794
P_{rup}				26.290	-10.075	23.200	-.0250	-.670	-1.719	-5.303	-12.193	-8.196	.224	-7.662	14.719	15.194
ϵ_{rup}					23.468	-5.566	-.0400	.156	-3.745	11.230	31.098	21.862	.455	1.441	-21.359	-2.199
ϕ						49.446	.2260	-.801	-13.380	146.056	-79.810	56.082	1.017	27.180	-76.876	6.331
γ_d							.0120	-.003	-.174	1.125	.562	.912	.006	.475	-1.552	-1.162
σ_3								.035	.239	-1.057	-.297	-.556	-.032	-.059	.379	-.304
w									17.016	-60.112	-14.436	-31.985	-.755	-10.781	37.399	-15.860
C_u										2447.440	-488.254	1001.780	3.774	417.950	-904.035	-26.495
ψ											1860.710	-299.780	3.167	-77.509	298.028	-107.318
d_{max}												1223.730	1.161	203.774	-629.932	-174.382
T_c													.169	.780	-1.086	1.119
d_{50}														150.642	-290.682	-73.039
%<2mm															820.190	249.311
%<Fines																308.426

Tableau: 19 MATRICE DE COVARIANCE

Les coefficients de corrélation de PEARSON mesurent la finesse de la relation qui existe entre deux variables " X " et " Y "

$$R=r_{XY} = \frac{\text{cov}(X,Y)}{\sqrt{\text{Var}(X).\text{Var}(Y)}}$$

Quand $R=\pm 1$ on peut dire que la relation qui existe entre X et Y est parfaitement linéaire : les variables aléatoires "X" et " Y " sont alors dépendantes

Quand $R=0$ il n'y a pas de relations linéaires entre "X " et "Y " : on pourrait considérer ces variables aléatoires comme indépendantes

$\text{Prob}>R$ sous l' hypothèse $RH_0=0$ est la probabilité obtenue quand l'on admet que $R=0$

I.2.10---RESULTATS

Un échantillon de 80 individus a été choisi parmi les résultats de 101 essais résumés par le tableau ci-dessous.

Nous avons retenu l'ensemble des essais de cisaillement à la boîte , certains essais triaxiaux qu'ils soient monotones , cycliques , ou d' extensions et certains essais oedométriques.

La loi de répartition des grandeurs ϕ_0 et G_0 en fonction des effectifs que nous avons obtenues sont données par les histogrammes des figures I.127 à 128 Le Tableau 12 (resp 14 et 15) résume pour certaines (resp. l'ensemble des) variables retenues , les coefficients de corrélation au sens de PEARSON ainsi que la probabilité associée lorsque l' hypothèse RH_0 est vraie ($r_{XY} =0$)

Par contre les Tableaux 16 et 17 (resp. 18 et 19) donnent les matrices de covariances (resp. les matrices de corrélations)

CORRELATIONS ANGLE DE FROTTEMENT " ϕ_0 " ET MODULE DE CISAILLEMENT " G "

La construction des corrélations s' est faite de deux manières :

corrélation A: Soit "m " la variable expliquée (ici $m=\phi_0$ ou G) et X la variable explicative . Dans la corrélation du type " A " on admet que l' hypothèse et la contrainte suivante doivent être vérifiées:

hypothèse:chaque composante de la variable explicative X intervient de façon indépendante dans l' expression de la variable m (pas d' effet de couplage)

d'où

$$m = c^{te} + \sum_{i=1}^{10} g_i (X_i)$$

Contrainte: Toutes les fonctions g_i devront être les plus simples possibles:

à savoir $g_i (y) = \frac{a_i}{y}$ ou bien $g_i (y) = a_i \cdot y$

Les corrélations du type "A" ainsi obtenues sont résumées par le Tableau : 20 . La meilleur corrélation obtenue a alors un coefficient de corrélation multiple de l'ordre de 0.934 .

Par contre les corrélations du type B sont résumées par le Tableau 21.

On remarquera que l'ensemble de ces relations mettent en évidence l'influence de certains paramètres sur l'angle de frottement ou le module de cisaillement.

MODELES ANGLES DE FROTTEMENT	R	C(p)
$\phi_0 = 52.17 - 22.93\sigma_3$	0.6992	44.78
$\phi_0 = 48.46 - 19.53\sigma_3 + 4.525\gamma_d - .04\psi - .30W + .31C_u - .027d_{max}$ $-.037(<2mm) - .006D_{50} - .022(<Fines) + \Delta\phi$ $\Delta\phi = 0$ si triaxial 0.48° si cisaillement simple	0.8201	11.00
$\phi_0 = 48.26 - 19.53\sigma_3 + 4.550\gamma_d - .04\psi - .30W + .31C_u - .027d_{max}$ $-.034(<2mm) - .028(<Fines) + \Delta\phi$ $\Delta\phi = 0$ si triaxial 0.46° si cisaillement simple	0.8200	9.00
$\phi_0 = 40.71 + \frac{0.86}{\sigma_3}$	0.6710	38.88
$\phi_0 = 36.58 + \frac{0.83}{\sigma_3} + \frac{4.7}{\psi}$	0.7452	35.21
$\phi_0 = 49.07 + 0.94\sigma_3 - 0.12(<2mm)$	0.8452	75.18
$\phi_0 = 23.0 + \frac{0.835}{\sigma_3} + 6.87\gamma_d + \frac{52.95}{\psi} - .22W + .03C_u - .03d_{max}$ $-.012(<2mm) - .074(<Fines) + \Delta\phi$ $\Delta\phi = 0$ si triaxial et 4.8° si cisaillement simple	0.9318	10.99
$\phi_0 = 19.1 + \frac{0.840}{\sigma_3} + 7.26\gamma_d + \frac{60.40}{\psi} - .24W + .02C_u - .025d_{max}$ $-.020(<2mm) + 0.075d_{50} - .087(<Fines) + \Delta\phi$ $\Delta\phi = 0$ si triaxial et 4.8° si cisaillement simple	0.9339	11.00
$\phi_0 = 21.2 + \frac{0.840}{\sigma_3} + 7.10\gamma_d + \frac{55.50}{\psi} - .23W + .025C_u - .026d_{max}$ $+ .052d_{50} - .074(<Fines) + \Delta\phi$ $\Delta\phi = 0$ si triaxial et 4.8° si cisaillement simple	0.9335	9.36

Tableau :20 Corrélations angle de frottement à la rupture

Corrélation B

Pour la corrélation du type " B " les relations ont été recherchées sous la forme :

$$m=c^{te} \prod_{i=1}^9 X_i^{n_i}$$

N.B $\bar{X}=(X_1, X_2, X_3, X_4, X_5, X_6, X_7, X_8, X_9)$
 $=(\sigma_3, \gamma_d, d_{max}, Cu, W, d_{50}, <2mm, \text{Fines}, T_c)$

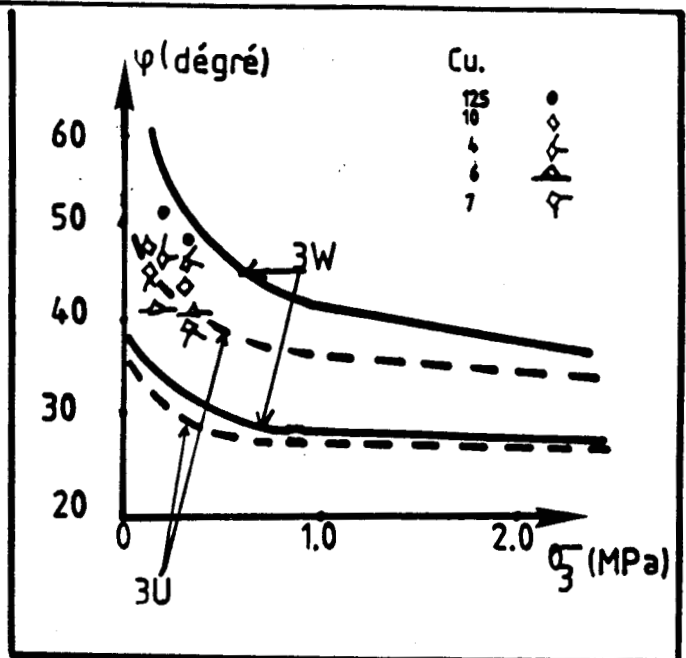
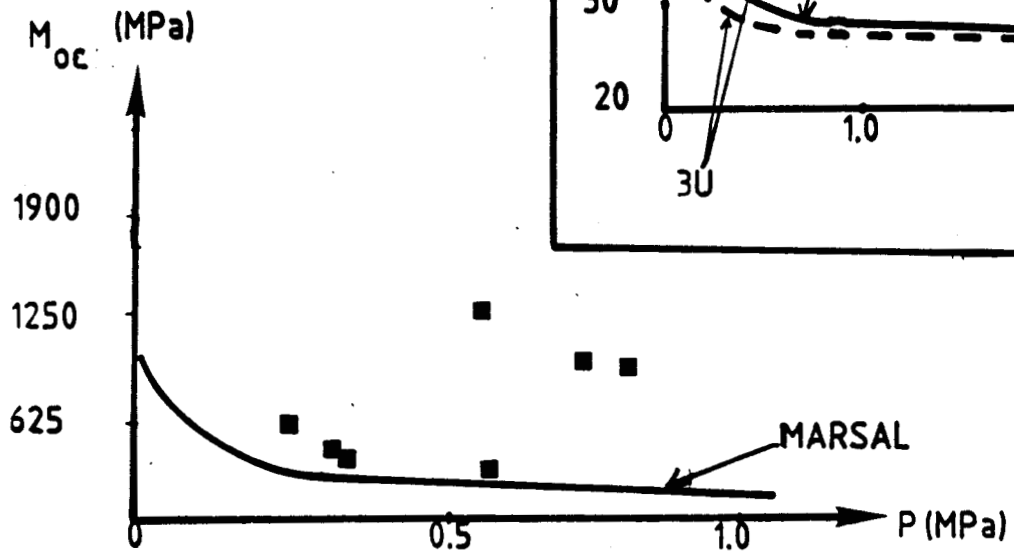
MODELES ANGLE DE FROTTEMENT	R	C(p)
$\phi_0 = 34 + \frac{1}{-0.0346 + 0.663\sigma_3 + 0.0008\psi}$	0.7255	3.00
$\text{tang}(\phi_0) = \frac{1}{e_0 \cdot (1.9 + 1.53\sigma_3)}$	0.5035	19.86
$\text{tang}(\phi_0) = \frac{1}{e_0 \cdot (1.77 + 1.56\sigma_3 + 0.005\psi)}$	0.6378	3.00
$\phi_0 = 34^0 + \alpha \cdot \gamma_d^{2.776} \cdot \psi^{-.269} \cdot W^{-.104} \cdot d_{50}^{.086} \cdot (2mm)^{.080} \cdot \sigma_3^{-1}$ $\alpha = 0.47$ si triaxial et 0.67 si cisaillement simple	0.7083	4.63
$\phi_0 = \alpha \cdot \gamma_d^{.485} \cdot \psi^{-.061} \cdot Cu^{.017} \cdot W^{-.021} \cdot d_{max}^{.0004} \cdot d_{50}^{.036} \cdot (2mm)^{.077} \cdot \sigma_3^{-.125}$ $\alpha = 22.6$ si triaxial et 24.4 si cisaillement simple	0.9320	9.200
$\phi_0 = 34^0 + \alpha \cdot \gamma_d^{3.135} \cdot \psi^{-.316} \cdot Cu^{.071} \cdot W^{-.080} \cdot d_{max}^{-.0001} \cdot d_{50}^{.157} \cdot (2mm)^{.040} \cdot \sigma_3^{-.610}$ $\alpha = 0.147$ si triaxial et 0.268 si cisaillement simple	0.9156	9.16
$\phi_0 = 34^0 + \alpha \cdot \gamma_d^{3.224} \cdot \psi^{-.324} \cdot Cu^{.035} \cdot W^{-.083} \cdot d_{50}^{.201} \cdot (2mm)^{.481} \cdot (\text{Fines})^{.06} \cdot \sigma_3^{-.610}$ $\alpha = 0.07$ si triaxial et 0.125 si cisaillement simple	0.9160	9.41

Tableau :21 Corrélations angle de frottement à la rupture

MODELES MODULE DE CISAILLEMENT	R	C(p)
$G_{\max} = 153. \left(\frac{P}{P_{\text{ref}}} \right)^{1.035}$	0.5420	25.65
$G_{\max} = 3.43. \left(\frac{P_0}{P_{\text{ref}}} \right)^{0.942} \cdot \gamma_d^{2.047} \psi^{0.389} d_{\max}^{.557}$	0.7140	0.56
$G_{\max} = \alpha. \left(\frac{P_0}{P_{\text{ref}}} \right)^{.848} \cdot \gamma_d^{2.90} \psi^{.423} Cu^{.033} d_{\max}^{.540} d_{50}^{-.110} (2\text{mm})^{-.371} \times$ <p>(Fines)^{.004} W^{.046}</p> <p>$\alpha=7.91$ si triaxial et 5.47 si cisaillement simple</p>	0.7215	11.
$G_1\% = 33.60 \left(\frac{P}{P_{\text{ref}}} \right)^{0.745}$	0.4730	20.98
$G_1\% = \alpha. \left(\frac{P_0}{P_{\text{ref}}} \right)^{0.634} \psi^{0.291} d_{\max}^{.402}$ <p>$\alpha=8.23$ si triaxial et 4.77 si cisaillement simple</p>	0.6569	1.07
$G_1 = \alpha. \left(\frac{Prup}{P_{\text{ref}}} \right)^{.615} \cdot \gamma_d^{-1.346} Cu^{.373} d_{\max}^{.287} d_{50}^{-.229} (2\text{mm})^{-.713} (Fines)^{-.143} \times$ <p>W^{-.0652}</p> <p>$\alpha=516.$ si triaxial et 234.5 si cisaillement simple</p>	0.6742	11.

Tableau : 22 Corrélations module de cisaillement

GRES DE VIEUX-PRÉ
Points expérimentaux
et
corrélation de MARSAL



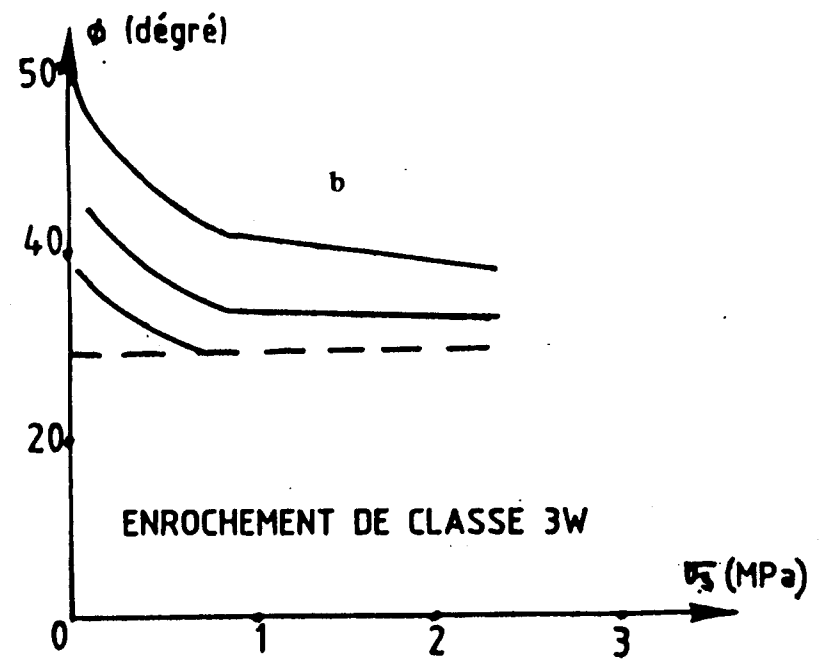
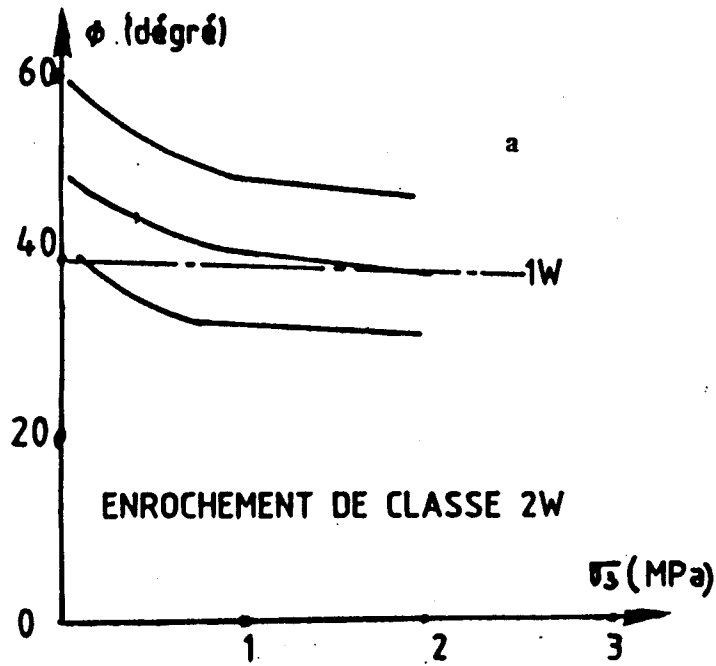


Figure : I.130

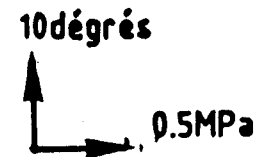
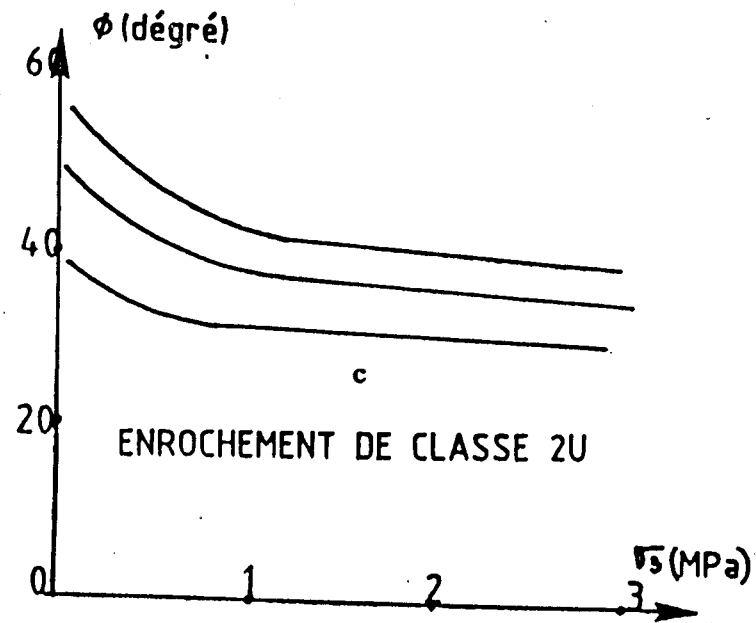
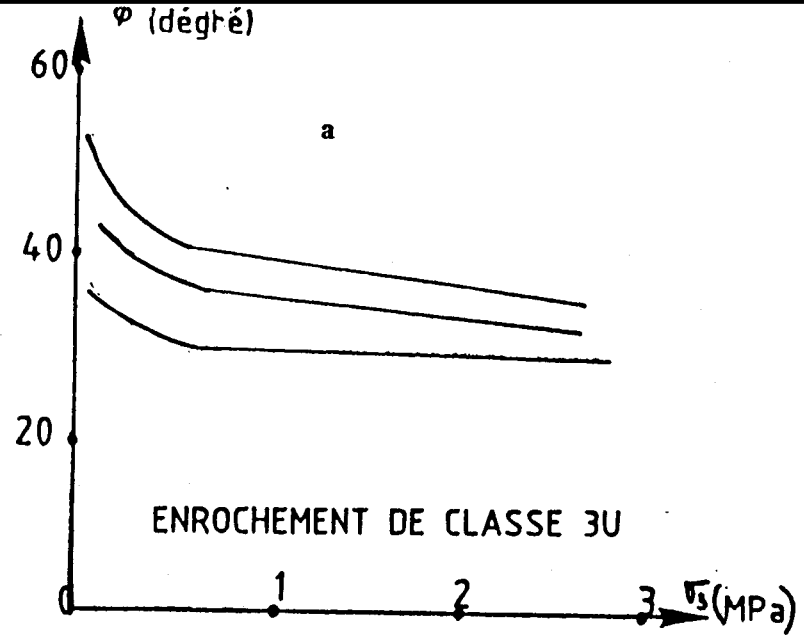
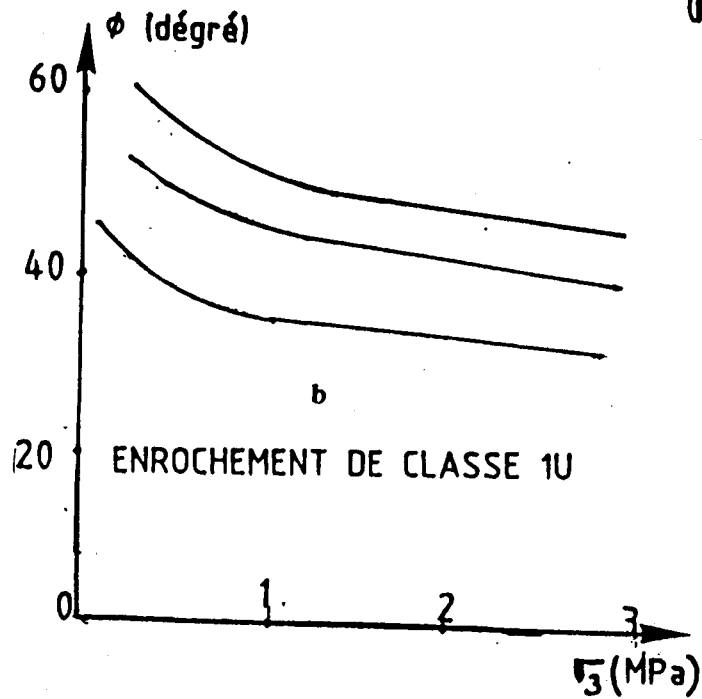


Figure : I.131

10 degrés
0.5MPa



I.3---CLASSIFICATION DU GRES

Les essais d'indentification réalisés sur les grès , nous montrent qu'il s'agit d'un enrochement tendre ou un enrochement de classe 3 au sens de MARSAL . Toutefois , les résultats de nos essais nous montrent que :

1 - Pour des échantillons à gradation étalée ($C_u \geq 15$) , les valeurs d'angle de frottement à la rupture ϕ_0 restent bien à l'intérieur de l'enveloppe des valeurs d'angles correspondant au matériau de classe 3 W (cf. figure I.129a).

2 - Par contre , les angles obtenus avec des échantillons de grès à gradation uniforme qui ont du mal à se trouver à l'intérieur des courbes enveloppes des enrochements de classe 3 U entrent bien dans l'enveloppe des valeurs d'angle de frottement à la rupture des enrochements de classe 3 W (cf. figure I.129b).

3 - Les valeurs des modules de compressibilité du grès par rapport aux enrochements ayant les mêmes caractéristiques de dureté (ici matériau de classe 3 U et 3 W) sont relativement élevés . En outre , au lieu d'observer une augmentation de la compressibilité (due au phénomène de fragmentation des blocs) avec le niveau de contrainte, on constate plutôt une amélioration de celle-ci.

En définitive , si l'angle de frottement à la rupture du grès de Vieux-Pré correspondrait bien à celui d'un enrochement de classe 3 W ; les valeurs de modules semblent relativement élevées pour cette classe . Et par conséquent le grès de Vieux-Pré bien qu'ayant les mêmes caractéristiques de dureté qu'un enrochement de classe 3 ne peut être considéré comme élément de cette classe.

I.3.1---PROPOSITION D'UNE NOUVELLE CLASSIFICATION

Les valeurs élevées du module de grès s'expliquent par le fait que cet enrochement est constitué d'une matrice sableuse à ciment silicieux qui enrobe les blocs ce qui empêche les contacts arête sur arête et améliore la compressibilité de l'enrochement en limitant le broyage des blocs du fait de l'épauffrement des arêtes.

L'idée est d'introduire au sein des enrochements de classe 3 au sens de MARSAL une troisième sous classe "3S" (S comme Sandy) afin de tenir compte du comportement tout à fait spécial des enrochements à matrice sableuse tel que le grès :

3.2----Propriétés des différentes classes

- La dénomination de chaque classe est composée d'un chiffre qui hiérarchise la dureté de la roche

(1 correspond à la roche la plus dure et 3 à la roche la plus tendre) et d'une lettre qui caractérise la granulométrie (U : "Uniforme", W : "Well graded", S : "Sandy").

- Les classes 1 W et 3 U sont peu fréquentes. Les roches les plus dures se débitent en blocs de grandes dimensions, alors que les roches les plus tendres donnent les enrochements étalés à l'abattement.

Pour la classe 3S les courbes enveloppes sont identiques à celles de la classe 3. Par contre les valeurs des modules sont identiques à ceux de la classe 2

DURETE DES GRAINS			TRES FORTE	MOYENNE	FAIBLE
GRANULOMETRIE	SANS	-UNIFORME	1U	2U	3U
	FINES	ETALEE	1W	2W	3W
	AVEC FINES	ETALEE			3S

Tableau : 23 CLASSES D'ENROCHEMENT PROPOSEES

La détermination des propriétés mécaniques de chaque classe a nécessité la compilation des résultats d'essais disponibles dans la littérature, le classement des matériaux testés et la constitution d'un échantillon de données pour chaque classe. Dans un premier stade , chaque famille a été caractérisée par , une courbe enveloppe supérieure , moyenne et inférieure.

Les propriétés fondamentales répertoriées sont :

- La courbe intrinsèque de rupture, présentée soit par :
- la variation de l'angle de frottement avec la contrainte principale mineure (cf. figures I.130 à 131)
- les couples de contraintes normales et tangentielles (cf. tableau : 24).
- Les modules oedométriques sécants, fonction de la contrainte verticale (voir figure I.123).

En définitive , l'identification de l'enrochement nécessite la connaissance :

- 1-De sa granulométrie
- 2-De son Los angelès
- 3-De son taux de rétention d'eau
- 4-De La force limite de rupture des grains

Et les critères de classification qui sont réunis dans le tableau : 25 serviront alors à déterminer la classe de l'enrochement.

CLASSE D'ENROCHEMENT	GRANULOMETRIE	A	b	
1	U	1.918	0.867	Enveloppe minimale
		2.897	0.859	Enveloppe moyenne
		4.037	0.811	Enveloppe maximale
2	U	1.276	0.898	Enveloppe minimale
		2.069	0.866	Enveloppe moyenne
		3.679	0.812	Enveloppe maximale
	W	1.472	0.888	Enveloppe minimale
		1.908	0.892	Enveloppe moyenne
		3.779	0.841	Enveloppe maximale
3	U	0.885	0.944	Enveloppe minimale
		1.531	0.894	Enveloppe moyenne
		2.320	0.857	Enveloppe maximale
	W	1.226	0.897	Enveloppe minimale
		2.415	0.829	Enveloppe moyenne
		5.040	0.767	Enveloppe maximale
S		3.105	0.796	Enveloppe moyenne

Tableau : 24 Courbes $r=A.(\sigma_n)^b$ où r et σ_n sont en KPa

Les valeurs de σ_n étant à l'intérieur de l'intervalle [0.094MPa , 3.560MPa]

PARAMETRES	DURETE			GRANULOMETRIE		
	1	2	3	U	W	S
CLASSE						
Critères						
$C_u = \frac{d_{60}}{d_{10}}$				<4	>15	>15
%<80microms				<5	<5	>25
Los Angelès	> LA<15	15<LA<25	LA>25			
TW(%)	TW<1	1<TW<2.5	TW>2.5			
Pr(kgf) $\phi=5cm$	Pr<1000	500<Pr<1000	Pr<500			

Tableau :25 CRITERES DE CLASSIFICATION DES ENROCHEMENTS

Deux autres critères peuvent être utilisés:

1-la résistance à la compression simple se substituerait , le cas échéant , à l'essai de limite de

rupture des grains.

2-L 'angle de frottement résiduel aux fortes contraintes sur une fraction d ' enrochement compléterait l 'identification et fixerait la courbe intrinsèque dans la fourchette de la classe en question.

I.4---CONCLUSIONS

Au vue de cette étude expérimentale, quels enseignements peut-on retenir ?

Les tests réalisés sur le grès de l'aménagement de Vieux-Pré montrent que :

- L'angle de frottement à la rupture augmente avec " d_{max} ". Il est indépendant de la dimension de l'appareillage dès que le facteur ψ devient supérieur à 20.

Les corrélations que nous avons mises en évidence nous montrent que la granulométrie , le chemin de sollicitation et le niveau de contrainte ont une influence non négligeable sur les caractéristiques au cisaillement du grès.

Les essais d'identification de l'enrochement du grès nous ont permis d'affiner la classification des enrochements (cf. tableau 23 et 25) et d'établir (à partir des résultats de la littérature) les principales propriétés :

- Courbes enveloppes angles de frottement en fonction de la contrainte mineure (cf.Figures I.130 à 131).

- Loi de variation contrainte normale et contrainte tangentielle (Tableau 24)

- Evolution des modules oedométriques sécants moyens en fonction de la contrainte verticale (Figure I.123).

Les trois derniers résultats peuvent être directement utilisés par les projeteurs dans le cadre d'un avant-projet à condition d'avoir préalablement identifié l'enrochement.

CHAPITRE II

CHAPITRE II

II.1---MODELISATION DES MATERIAUX GRANULAIRES

Pour suivre le comportement d'un géomatériau tout au long de sa déformation , il faut disposer des modèles capables de simuler son comportement réel et aptes à traduire l'ensemble des phénomènes expérimentalement observables que sont : les irréversibilités plastiques , l'anisotropie induite et la non-linéarité du comportement de ces matériaux.

Grâce notamment aux possibilités offertes par les méthodes numériques et au développement des ordinateurs , nous avons assisté pendant ces deux dernières décennies à une éclosion de nombreux modèles élastoplastiques.

Comme la plupart des théories nouvelles , elles n'ont pas été créées indépendamment de toute la connaissance scientifique antérieure , mais sont plutôt le résultat d'un arrangement nouveau de concepts et d'idées jusque là éparses proposées par différents chercheurs.

la liste de ces ingrédients relativement limitée est:

- 1---- Le concept d'état limite qui fut introduit par HVORLEY (1936) et RENDULIC (1936)
- 2---- La notion d'indice des vides critique et d'état critique introduite par ROSCOE SCHOFIELD et WROTH (1958) ROSCOE SCHOFIELD et THURAIRAJAH (1963)
- 3---- Le concept d'état stable et sa formulation énergétique par DRUCKER (1961, 1964)
- 4---- L'idée de diviser la déformation en une partie réversible (élastique) et une partie irréversible (plastique) par ROSCOE et POOROSHASB(1963)
- 5---- L'application du principe du travail maximal en utilisant la surface d'état limite comme potentiel plastique due à HILL (1950)

Pour ce qui concerne les milieux granulaires ou pulvérulents , la littérature spécialisée contient un très grand nombre des modèles supposés décrire le comportement de ces milieux.

Il s'agit des modèles de DRUCKER-PRAGER (1952) de DUNCAN (1970) de VERMEER (1980) , de NOVA et al (1982) , DARVE (1974) , de J.C. HUJEUX (1979) , de CAMBOU (1988) et de WILDE (1977)...etc.

En effet , dans le cadre de ce chapitre , il nous a paru préférable de nous limiter à une présentation des simulations d'essais triaxiaux réalisés sur les enrochements (avec le modèle d'HUJEUX) . Pour plus des précisions concernant ce modèle consulter l'annexe " A1 " ou la référence [46].

II.2--DETERMINATION DES PARAMETRES ET SIMULATIONS DES ESSAIS

Ils ont été déterminés à l'aide du logiciel CUBE : C'est un logiciel utilisé pour le calage des paramètres du modèle d'HUJEUX et La simulation de tout type d'essais de laboratoire . Il a été développés au sein à E.D.F - REAL CHAMBERY.

II.3--LES ESSAIS

Les essais que nous avons simulés ont été pour la plus part recueillis dans la littérature voir R. MARSAL (1969) (sauf pour ce qui concerne l'enrochement du grès de l'aménagement de VIEUX-PRE).

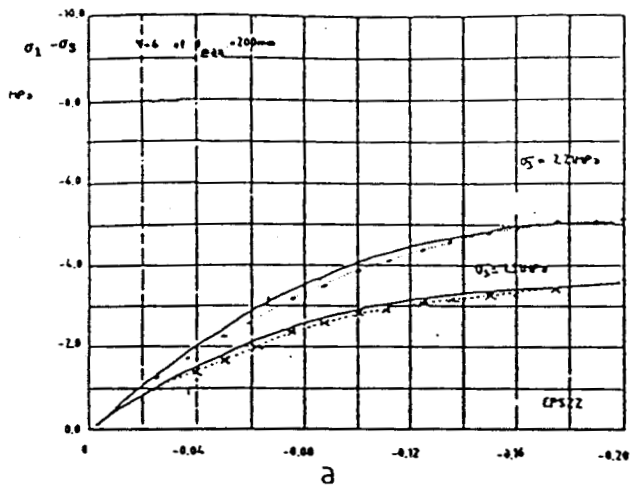
II.4--REMARQUES GENERALES CONCERNANTS LES SIMULATIONS (cf. figures II.1 à II.4)

De façon générale on remarquera les valeurs relativement élevées des modules. Par contre les faibles valeurs du coefficient β s'expliquent par la très forte compressibilité des enrochements dûe au processus de fragmentation des grains

(β désigne ici l'inverse de la pente de la droite d'état critique).

II.5--PRESENTATION DES SIMULATIONS D'ESSAIS TRIAXIAUX REALISES SUR DES ENROCHEMENTS

CALIZA DE LA ANGOSTURA (CLASSE 3U)



Paramètres
 Ci=550.MPa
 Ci=300.MPa
 n=.56
 Phi=32.
 beta=55.0
 Pcomf.2MPa
 a=.002
 b=.24
 alfa=0.9
 m=0.1
 c=.030
 d=2.6
 acyc=.0005
 Ccyc=.005
 relarrhysarrabi=0.2

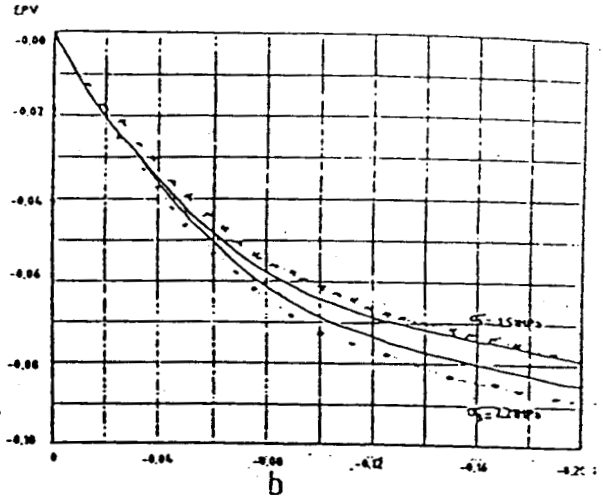
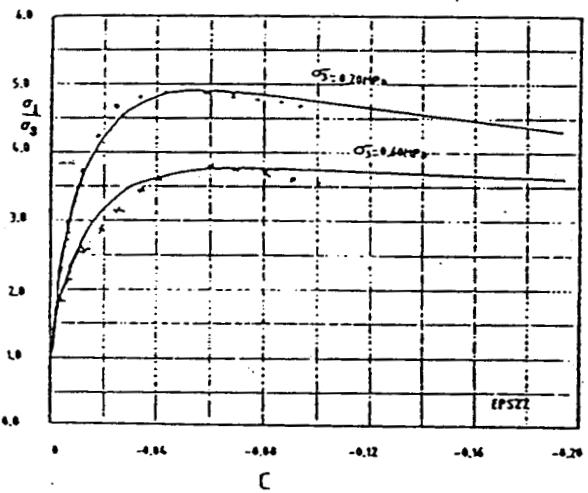
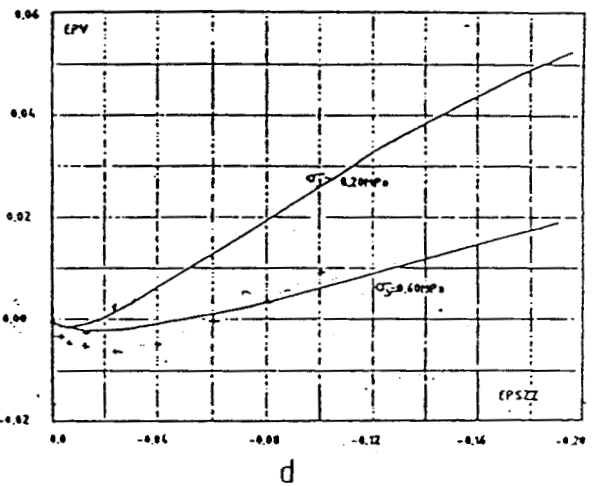


FIGURE II.1

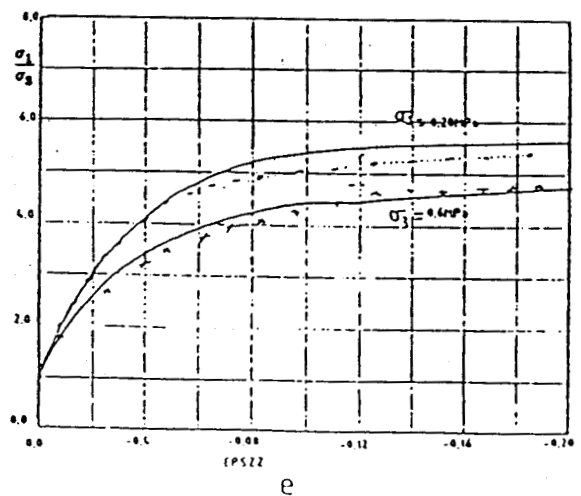
BARRAGE DE VIEUX-PRE : DRAIN 2



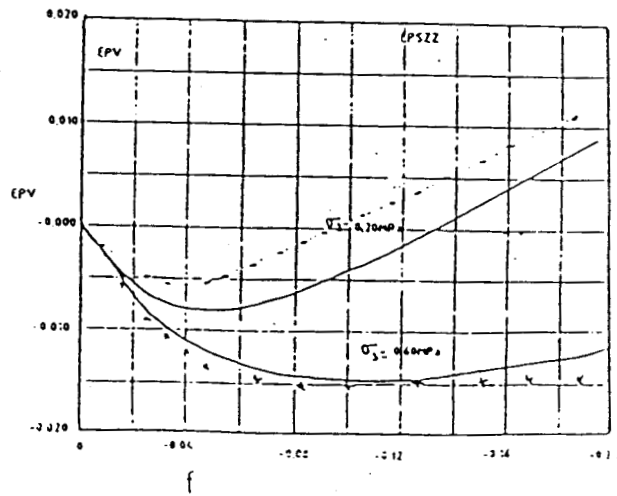
Paramètres
 Ci=200.MPa
 Ci=92.3MPa
 n=0.74
 Phi=31.
 beta=15.
 Pcomf.5MPa
 a=.0024
 b=.18
 Alfa=1.00
 m=1.00
 c=.004
 d=2.00
 acyc=0.0024
 Ccyc=0.004
 relarrabi+rhyss=0.2



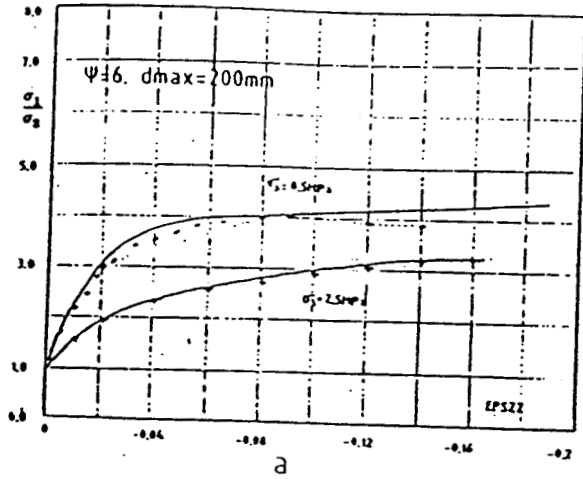
BARRAGE DE VIEUX-PRE : FILTRE 2



Paramètres
 Ci=140.MPa
 Ci=60.MPa
 n=0.5
 Phi=55.
 beta=20.
 Pcomf.2.7MPa
 a=.0035
 b=.08
 Alfa=1.00
 m=1.00
 c=.004
 d=1.60
 acyc=0.00035
 cyc=0.004
 relarrabi+rhyss=0.2



ENROCHEMENT EN GRANITE (Classe 2U)



Paramètres
 K1=100, MPa
 G1=50, MPa
 nu=.56
 Phi=40.
 beta=15.
 Pco=0,7MPa
 a=.0025
 b=.55
 alpha=.9
 m=.1
 c=.005
 d=2,4
 acyc=.0004
 Ccyc=.005
 relanrhyssrmb1= 0.2

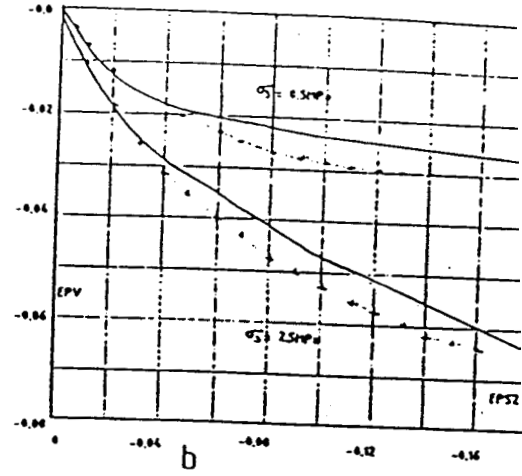
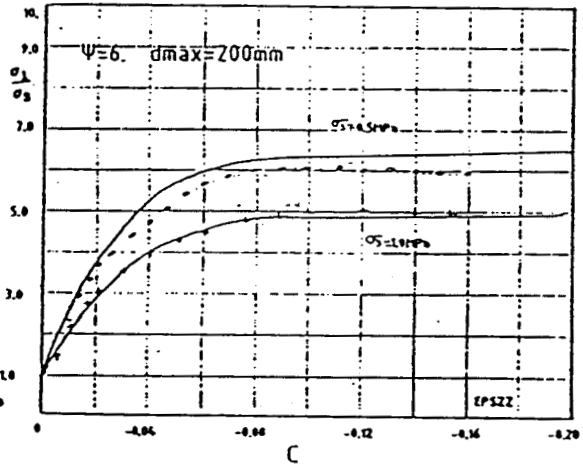
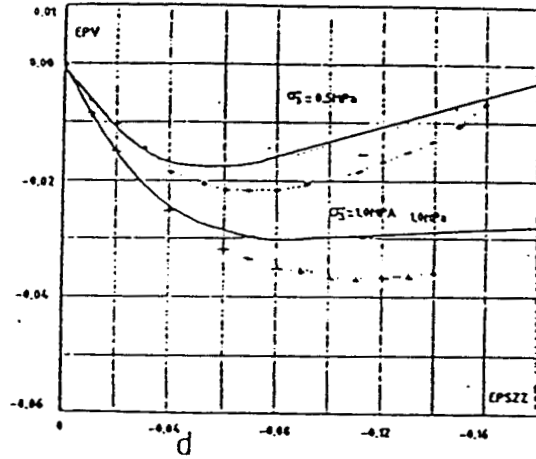


FIGURE :II.2

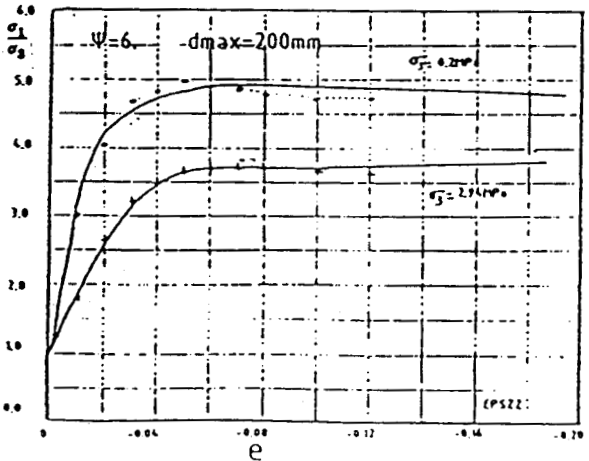
ENROCHEMENT DE BASALT (Classe 1S,U)



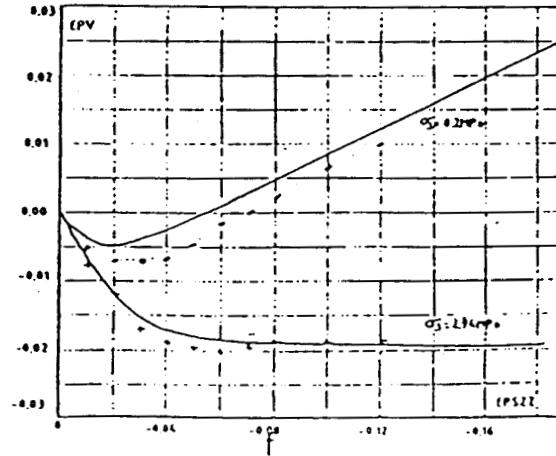
Paramètres
 K1=135, MPa
 G1=63, MPa
 nu=.56
 Phi=39.
 beta=.4
 Pco=2,7MPa
 a=.0004
 b=.30
 alpha=.7
 m=.1
 c=.025
 d=2,4
 acyc=.004
 Ccyc=.005
 relanrhyssrmb1= 0.2



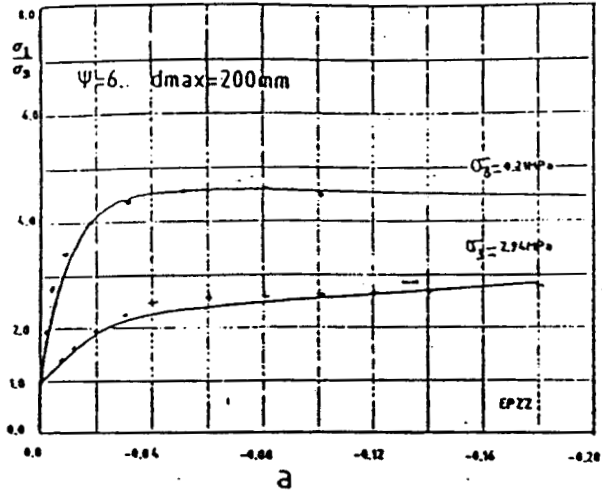
ENROCHEMENT D'OROVILLE-DAM (CLASSE 1W)



Paramètres
 K1=150, MPa
 G1=69, MPa
 nu=.56
 Phi=35.
 beta=22.
 Pco=5,4MPa
 a=.002
 b=.08
 Alpha=1,00
 m=0,10
 c=.006
 d=2,40
 acyc=0,0020
 Ccyc=0,006
 relanrmb1=rhys=0.2



ENROCHEMENT DE VENATO-DAM (Classe 2W)



- 107 -

Paramètres
 Ki=154.MPa
 Gi=70.MPa
 n=.56
 Phi=56.^o
 beta=9.0
 Pco=0.65MPa
 a=.0020
 b=.40
 alpha=1.0
 m=.1
 c=.004
 d=2.0
 acyc=.015
 Ccyc=.0005
 relarhys=robl=0.2

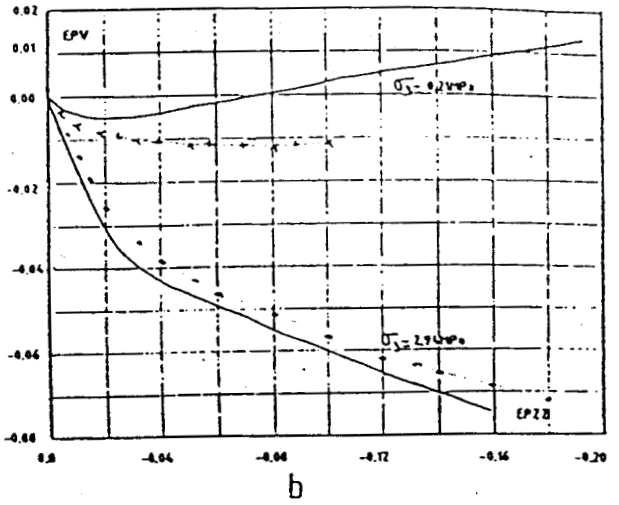
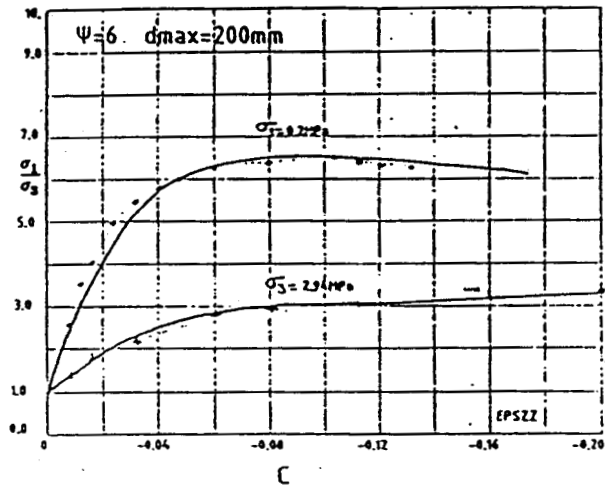
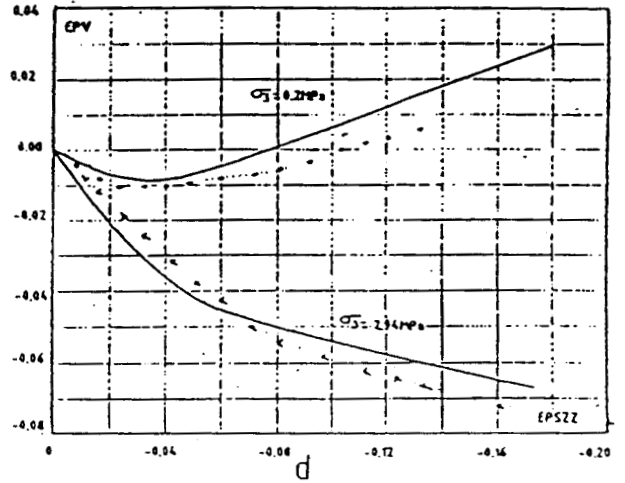


FIGURE :II.3

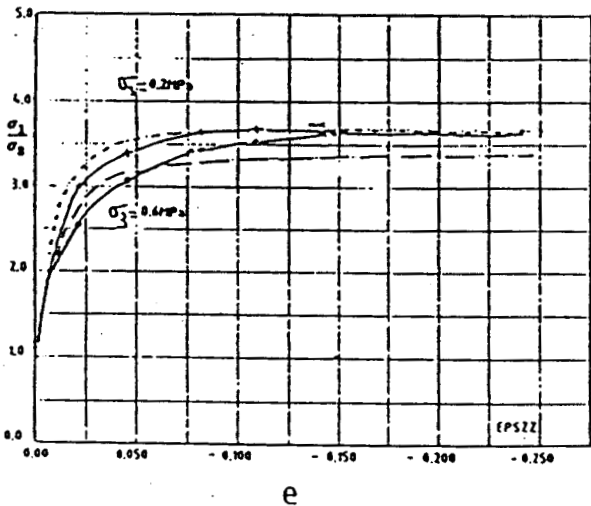
ENROCHEMENT DE PYRAMID-DAM (Classe 1U)



Paramètres
 Ki=108.MPa
 Gi= 50.MPa
 n=.56
 Phi=40.^o
 beta=9.0
 Pco=1.3MPa
 a=.005
 b=.30
 alpha=1.0
 m=0.4
 c=.015
 d= 2.4
 acyc=.005
 Ccyc=.015
 relarhys=robl=0.2



BARRAGE DE VIEUX-PRE : FILTRE 1



Paramètres
 Ki=150.MPa
 Gi= 69.MPa
 n=.50
 Phi=32.5.^o
 beta=22.0
 Pco=1.2MPa
 a=.0025
 b=.06
 alpha=1.0
 m=1.0
 c=.004
 d= 1.6
 acyc=.0025
 Ccyc=.004
 relarhys=robl=0.2

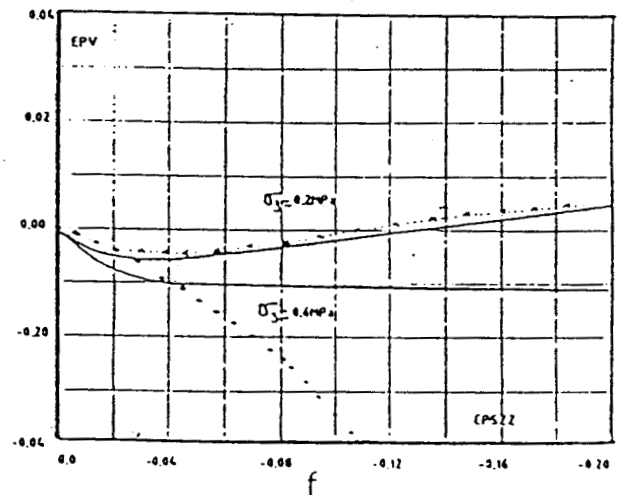
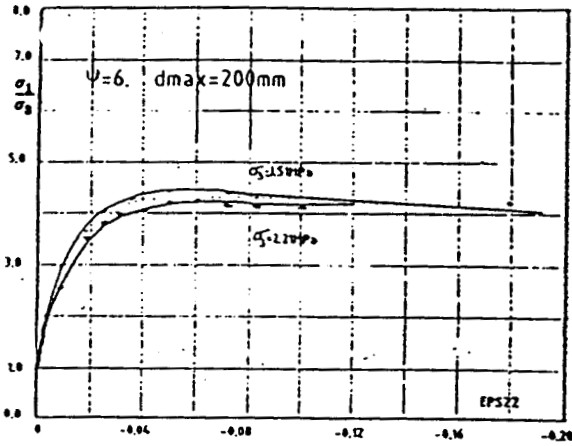


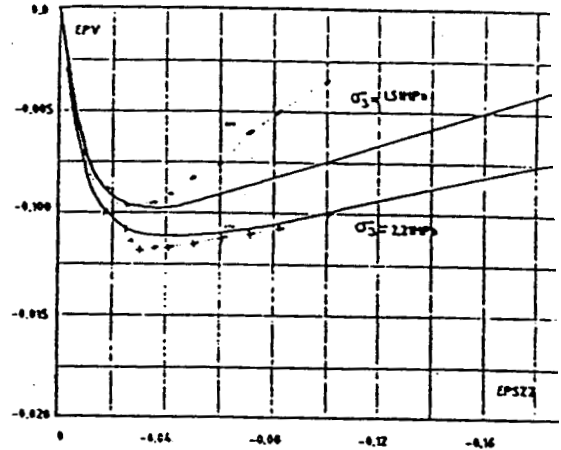
FIGURE : II.4

GRAVA DE LA ANGOSTURA (Classe 1W)



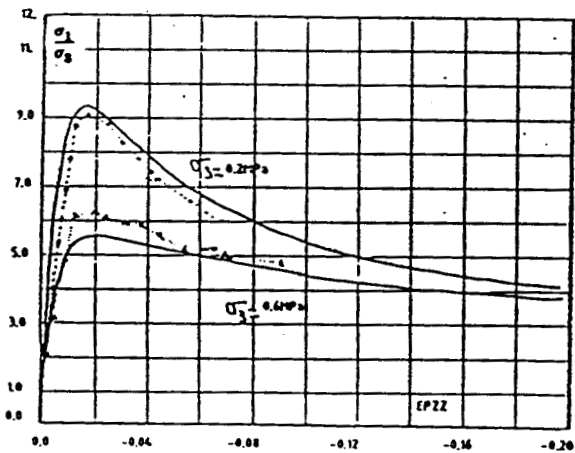
Paramètres
 $K_1=41.1MPa$
 $G=19.1MPa$
 $n=56$
 $\Phi=36.^\circ$
 $\beta=9.$
 $P_{com}=0.07MPa$
 $a=.00001$
 $b=.05$
 $\alpha=9$
 $m=1$
 $c=.025$
 $d=2.4$
 $\alpha_{cyc}=.00001$
 $C_{cyc}=.005$
 $rela=rhys=rabl=0.2$

a



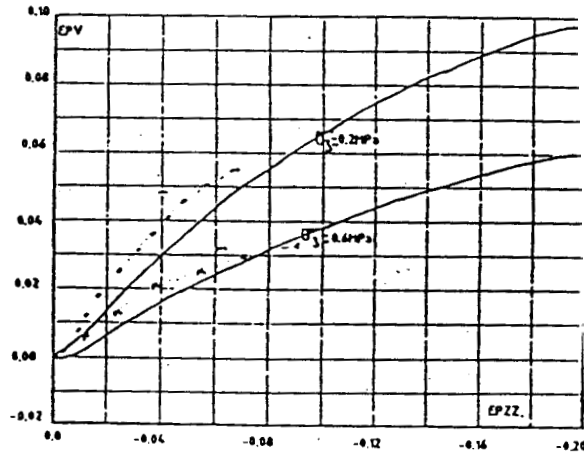
b

BARRAGE DE VIEUX-PRE :GRES G1 ET G2



Paramètres
 $K_1=400. MPa$
 $G=184.0MPa$
 $n=0.50$
 $\Phi=30.^\circ$
 $\beta=22.$
 $P_{com}=4.6MPa$
 $a=.0007$
 $b=.23$
 $\alpha=1.00$
 $m=1.0$
 $c=.001$
 $d=2.00$
 $\alpha_{cyc}=0.0010$
 $C_{cyc}=0.001$
 $rela=rabl=rhys=0.2$

c



d

CHAPITRE III

CHAPITRE III

III---STABILITE DES BARRAGES EN ENROCHEMENTS

L'analyse de stabilité de pente joue un rôle primordial dans le génie-civil : notamment dans les constructions routières , des aéroports , des barrages en terre ou en enrochement et dans d'autres domaines d'activités humaines où constructions , escavations sont réalisées.

Concrètement , l'étude des glissements d'un terrain peut être abordée de deux façons différentes :

1- Du point de vue géologique :

les géologues considèrent que les mouvements des terrains sont un processus naturel ; ils recherchent les origines de leurs causes , étudient la géomorphologie des terrains de surface et en déduisent les directions privilégiées de glissements qui en résultent .

2- Du point de vue de l'ingénieur :

La sécurité d'une construction ou celle des terrains en remblais est basée avant tout sur les principes de la mécanique des sols . Ils développent des codes de calculs appropriés pour la stabilité de pente et proposent des méthodes de contrôles , de préventions et de correction adéquates.

Au demeurant ; notre objectif n'étant pas d'attiser la polémique , on se contentera tout simplement de rappeler que : la meilleur méthode d'étude de stabilité des terrains est celle qui allie ces deux philosophies : la détermination d'une surface potentielle de rupture (ou de glissement) qui est le point de départ des méthodes de la mécanique des sols , devrait non seulement tenir compte de l'histoire géologique de la structure , de l'orientation des strates mais aussi de l'histoire géomorphologique des terrains de surface.

Toutefois l'étude des phénomènes locaux que sont les ruptures des pentes de remblais peut être abordés par les méthodes de l'ingénieur (qui s'avèrent d'ailleurs suffisantes).

Dans le cadre de ce chapitre nous nous contenterons:

De vous rappeler le concept du coefficient de sécurité (le rappel des grands principes des méthodes de l'ingénieur , la présentation de façon succincte des trois méthodes les plus utilisées étant présenté en annexe.)

-Dans le cadre d'une étude de stabilité des barrages en enrochements , de vous présenter les principaux résultats que nous avons obtenus.

-Et enfin nous terminerons ce chapitre sur des renseignements que l'on peut tirer de ces résultats.

III.1----CONCEPT DU COEFFICIENT DE SECURITE

(du point de vue déterministe)

(il existe des méthodes probabilistes auxquelles on ne fera pas allusion) . Etant donné une surface de rupture (cf. figure ci-contre) le coefficient de sécurité " Fs " associé à cette surface peut être défini comme :

- 1----- Le rapport entre la contrainte tangentielle mobilisable " τ_{max} " par la contrainte tangentielle mobilisée " τ " .
- 2----- Le rapport entre :
 - a--Les forces résistantes et les forces motrices .
 - b--Des moments résistants et les moments moteurs de ces mêmes forces .

D'une façon générale : la valeur de " τ_{max} " est donnée par un critère de rupture (le plus souvent celui du type MOHR-COULOMB) . Celle de " τ " est donnée par la résolution des équations d'équilibres du massif situé au-dessus de la surface de rupture.

La mise en équation du problème d'équilibre d'un massif se fait sous la base d'un certain nombre d'hypothèses que voici :

- H1----- On suppose que le sol est un milieu continu.
- H2----- Le problème étudié est plan : pas d'effets de bord.
- H3----- Les forces extérieures sont : le poids du sol , les surcharges , éventuellement les forces sismiques . On ne tient pas compte des forces d'entraînements que peuvent créer des écoulements.
- H4----- S'il y a écoulement , celui-ci n'est pas perturbé par la rupture et la relation de TERZAGHI $\sigma' = \sigma - u$ est vérifiée.
- H5----- La masse en mouvement est supposée rigide et l'on étudie l'équilibre du volume reposant sur le reste du sol.
- H6----- Le coefficient de sécurité "Fs" est supposé constant sur toute la surface de rupture.

Sous ces hypothèses la résolution des équations d'équilibres peut se faire en utilisant soit:

Les méthodes globales (voir annexe)

ou

Les méthodes des tranches (voir annexe)

STABILITE DE PENTE DES BARRAGES EN ENROCHEMENT

III.2----ETUDE DE LA STABILITE DES BARRAGES

Dans le cadre de cette étude ; nous avons utilisé un logiciel assez complet d'étude de stabilité de pente . Ce logiciel " TALREN " en plus des méthodes de FELLENIUS et de BISHOP (méthodes des tranches) , intègre le calcul du coefficient de sécurité au sens de perturbations (méthodes globales) mode 1 , 2 et 3 avec éventuellement une recherche automatique des surfaces de rupture à l'intérieur d'un fuseau de courbes polygonales.

Pour l'étude de stabilité des barrages en enrochement , nous avons , tout en utilisant la méthode de perturbation mode 3 introduit un critère de rupture du type $\tau=A\sigma_n^b$ afin de tenir compte des non-linéarités de la courbe intrinsèque apparaissant aux faibles et moyennes contraintes.

Les hypothèses considérées dans nos calculs sont:

III.2.1----HYPOTHESES DES CALCULS

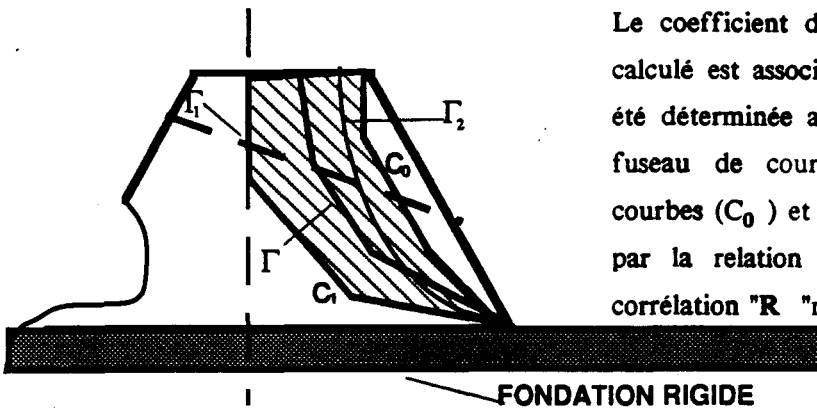
- H1----- Le barrage repose sur une fondation rigide (pas de surfaces de rupture qui traversent la fondation).
- H2----- Pas de cohésion , pas de pressions interstitielles ou surpressions interstitielles générées par un séisme.
- H3----- Il n'y a pas de pertes significatives de résistance du matériau lors de la sollicitation sismique.
- H4----- Le matériau constitutif du corps du barrage est un enrochement dont le critère de rupture est du type $\tau=A\sigma_n^b$, les valeurs de "A" et "b" sont données par le Tableau:24
- H5----- La hauteur " H " du barrage , la cotangente de sa pente " β " ainsi que l' accélération sismique " A_{cci} " qu'il peut subir varient à l'intérieur des intervalles ci-dessous :

$10.m \leq H \leq 300.m$, $1.2 \leq \beta \leq 2.5$, $0 \leq A_{cci} \leq 1g$, où g est l'accélération de pesanteur

Les caractéristiques géométriques des différents ouvrages étudiés (hauteur H et sa pente β) ainsi que les différentes valeurs d'accélération horizontales utilisées sont données par le tableau ci-dessous :

H (en mètres)= 10 , 20 , 50 , 75 , 100 , 150 , 200 , 250 , 300 (hauteur)
 $\beta = 1.2 , 1.4 , 1.6 , 1.7 , 2.0 , 2.5$ $\beta = \cotang(\alpha_0)$
 $A_{cci} = 0. , .005 , 0.1 , 0.2 , 0.3 , 0.4 , 0.5 , 0.6 , 0.7 , 0.8 , 0.9 , 1.0$

III.2.2-----RESULTATS



Le coefficient de sécurité " F_d " que nous avons calculé est associé à une surface de rupture qui a été déterminée automatiquement à l'intérieur d'un fuseau de courbes polygonales (limité par les courbes (C_0) et (C_1) voir figure III.1) est résumé par la relation (III.1) , avec un coefficient de corrélation " R " minimum de 0.93 .

FIGURE :III.1 Coefficient de sécurité relative à la courbe (Γ)

$$\left[\frac{F_d \times (\gamma H)^{1-b}}{A} \right] = \frac{B_0 \times \beta^c}{\left[1 + \left(\frac{A_{cci}}{g} \right) \right]^d} \quad (III.1)$$

$$10m \leq H \leq 300.m , 1.2 \leq \beta \leq 2.5 \text{ et } 0 \leq \left(\frac{A_{cci}}{g} \right) \leq 1.0$$

F_d , H , β , $\frac{A_{cci}}{g}$ désigne le coefficient de sécurité pseudo-statique , la hauteur du barrage (en mètre) , la cotangente de la pente du barrage et le coefficient d'accélération sismique.

A, b étant des constantes qui dépendent de la nature du matériau et " γ " la masse volumique du matériau en " $\frac{KN}{m^3}$ ".

c , d , B_0 sont des coefficients donnés par les relations ci-dessous :

$$\tau = A \sigma_n^b \text{ où } \sigma_n \text{ est la contrainte normale (en KPa)}$$

pour A et b tel que

$$0.88 \leq A \leq 5.04 \text{ et si } 0.75 \leq b \leq 0.95 \text{ alors :}$$

$$B_0 = \exp(2.4482 - 2.2686b) \quad R = 0.998 \quad (\text{III.2-a})$$

$$c = b^{.7726} \exp(-0.3339 - 0.01679A) \quad R = 0.974 \quad (\text{III.2-b})$$

$$d = A^{.1394} b^{0.3826} \exp(.7175 - 0.03258A) \quad R = 0.923 \quad (\text{III.2-c})$$

R étant le coefficient de corrélation multiple .

De la relation (III.1) , l'expression (III.3) de l'accélération critique horizontale " K_c " est obtenu en faisant " $F_d = 1$ " .

$$\boxed{\frac{K_c}{g} = \left[B_0 \times \beta^c \times A(\gamma H)^b \right]^{\frac{1}{d} - 1}} \quad (\text{III.3})$$

N.B Nous attirons votre attention sur le fait que les corrélations ci-dessus ne sont associées qu'à des surfaces du type (Γ) . Pour des lignes de ruptures quelconques du type (Γ_1) ou (Γ_2) , le coefficient de sécurité " F_d " et l'accélération critique " K_c " peuvent être estimés à l'aide de la relation de FELLENIUS (A2.10).

III.2.3---COMPARAISON AVEC LES RESULTATS DE CHARLES

Il existe dans la littérature une multitude d'études et d'abaques de stabilité de pente qui ont été construits en utilisant comme critère de rupture , le critère de MOHR-COULOMB . Toutefois

pour ce qui nous concerne , J.A. CHARLES (1984) a obtenu des résultats assez intéressants puisque , dans l'étude de stabilité de pente qu'il réalise , il adopte un critère de rupture de la forme :

$$\tau = A \sigma_n^b \quad (III.4)$$

où

τ , σ_n désignent la contrainte tangentielle (resp. normale effective) en " KPa " .

A , b des constantes du matériau.

L'essentiel de ses résultats peuvent être résumés par l'abaque ci-après.

Il a été obtenu en admettant en plus du critère (III.4) , l'hypothèse d'une rupture du type circulaire . En trait plein (resp. interrompu) méthode de BISHOP (resp. FELLENIUS).

Où $\Gamma = \left(\frac{F}{A} \right) (\gamma H)^{1-b}$

et

F : est le coefficient de sécurité statique

γ : la masse volumique du matériau constitutif du corps du barrage en KNm^{-3}

H : la hauteur du barrage en mètre.

FIGURE :III.1 Résultats de CHARLES

Stability number from circular arc analyses

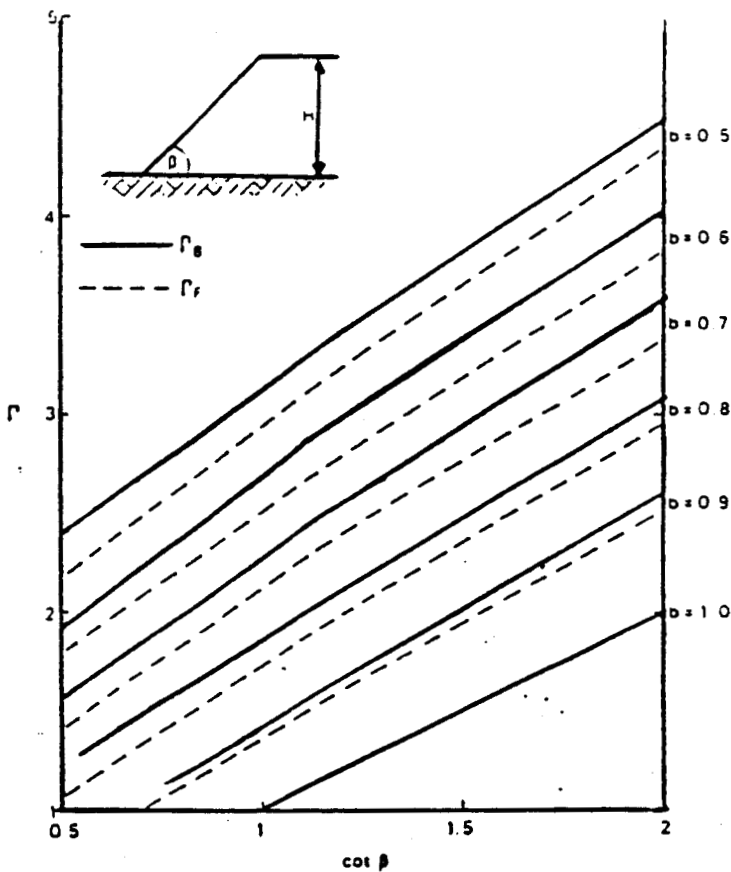
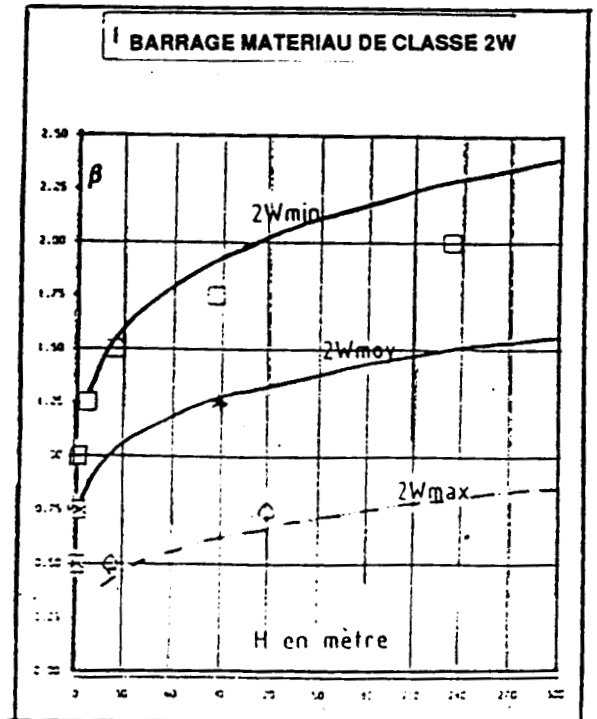
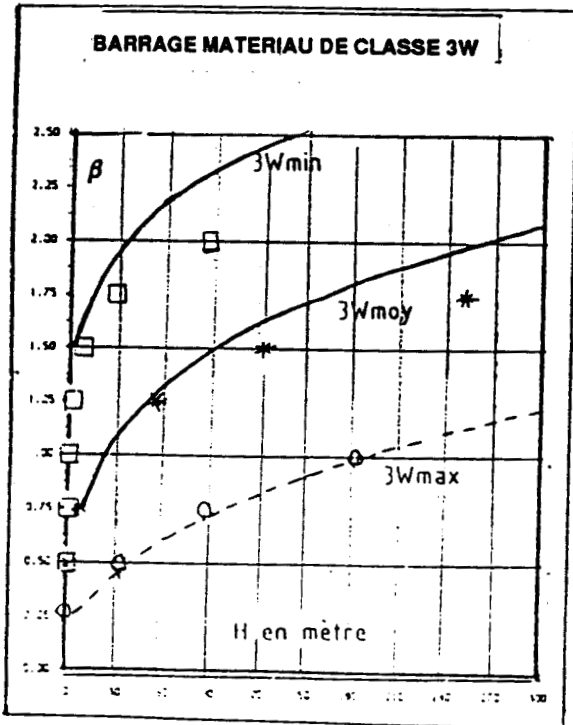
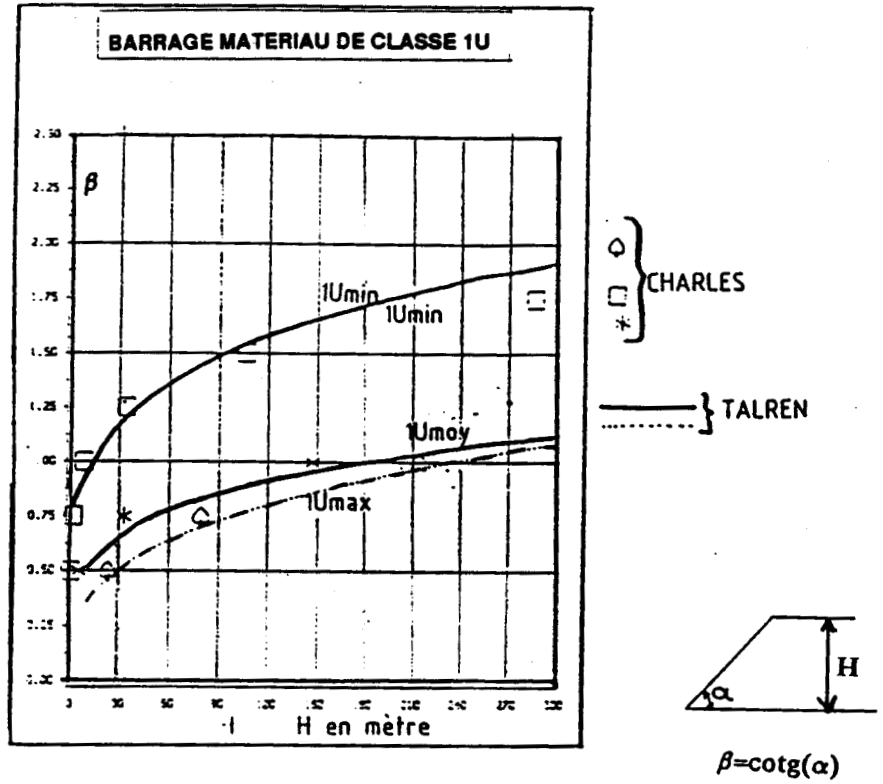


FIGURE :III.2

comparaison des abaques de CHARLES avec les résultats donnés par la relation (III.1) pour $A_{cci}=0$ et $F_g=1.5$ la relation (III.3)



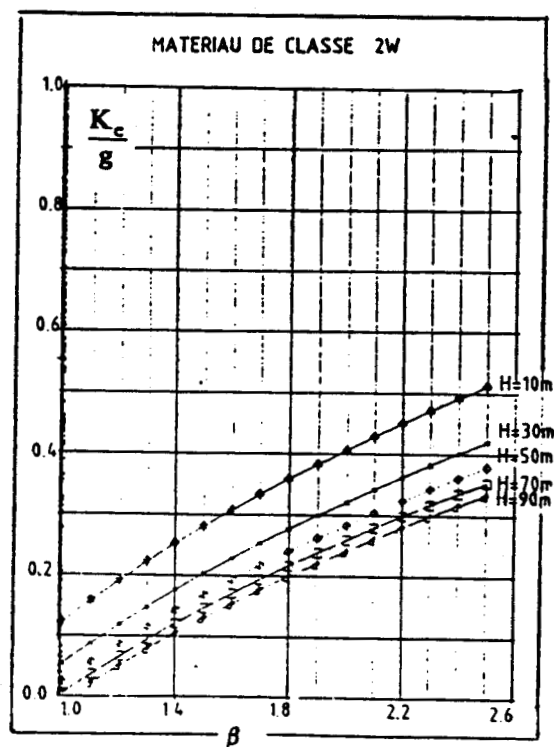
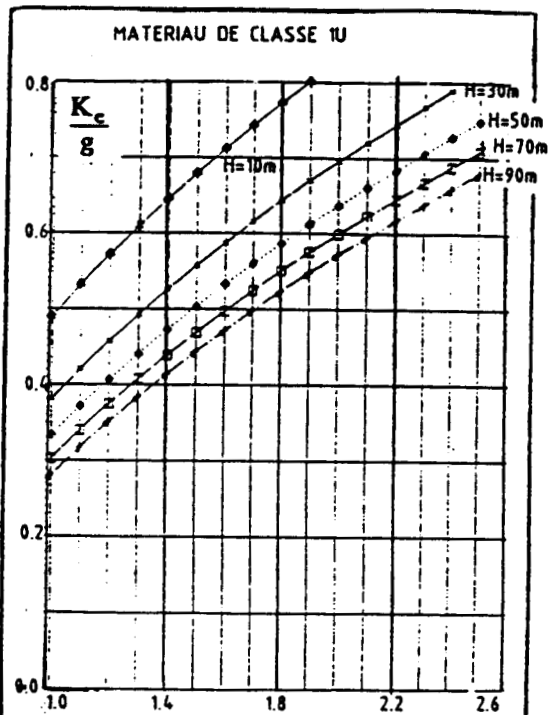
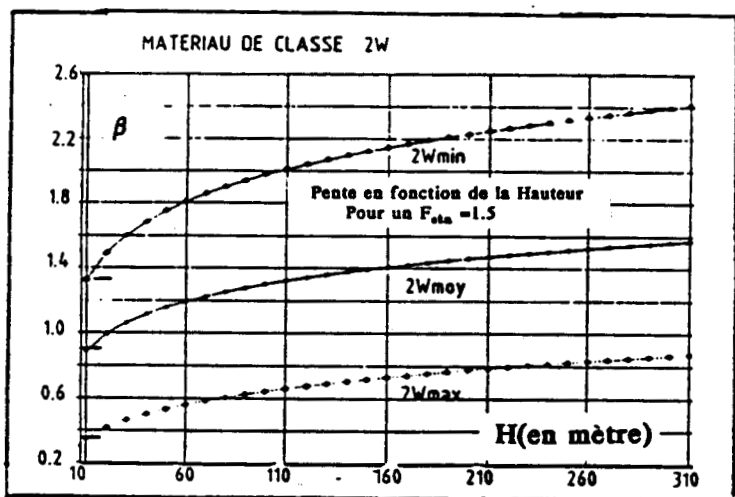
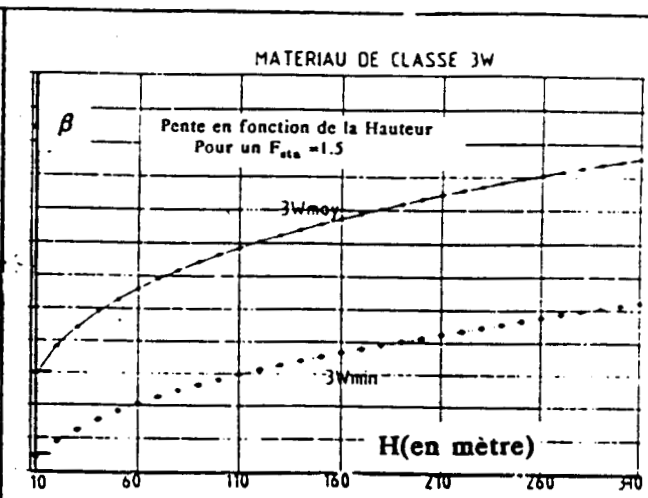
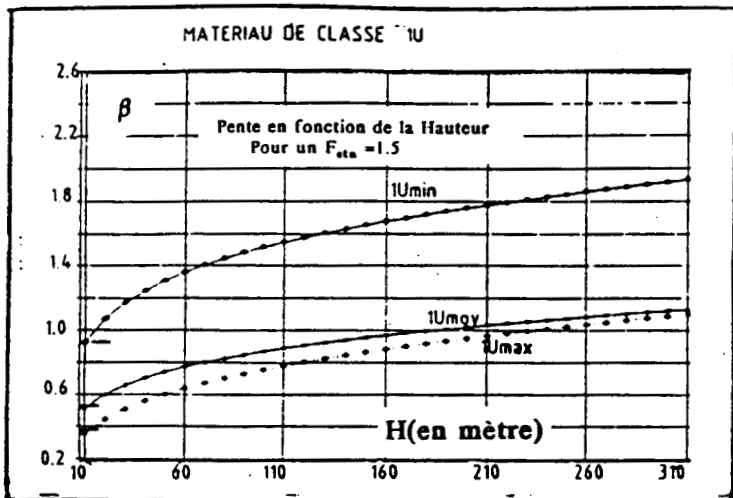
Une comparaison entre nos résultats et ceux obtenus par CHARLES (cf.figure III.2) nous montrent , qu'il y a une assez bonne concordance (sauf pour les classes U ou W min) bien que les valeurs des coefficients de sécurité données par nos relations fussent beaucoup plus pessimistes .

III.2.4---CONCLUSIONS

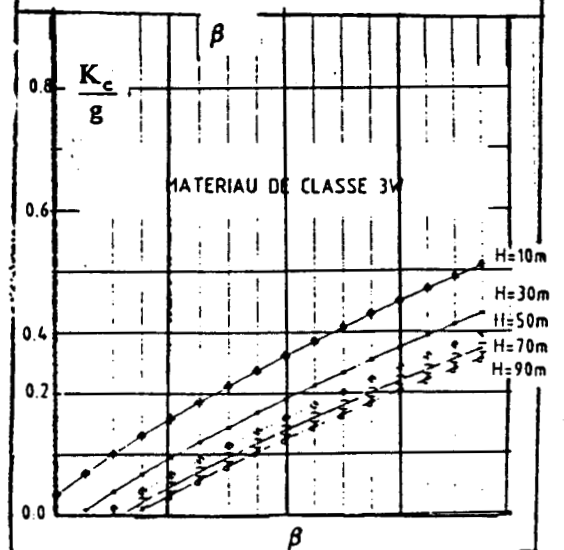
Toutes les méthodes énumérées ci-dessus conduisent à des valeurs du coefficient de sécurité relativement proches . Toutefois le fait d'adopter un critère de rupture type MOHR-COULOMB pourrait conduire à une surestimation de la valeur de la contrainte tangentielle .

-En définitive les résultats que nous avons obtenus ci-dessus peuvent immédiatement être utilisés dans le cadre d'un avant-projet d'un barrage en enrochement (ceci peut également être étendu aux graves ou tout autre matériau grossier) . Les relations (III.1) , (III.2) et (III.3) étant alors utilisées pour la détermination (ou l'optimisation) de " H " et " β " . De plus ces relations semblent montrer (pour ne parler que des relations (III.1) et (III.3)) que le coefficient de sécurité est non seulement fonction de la pente " β " , de la hauteur " H " , de l'accélération " A_{cci} " mais aussi de la nature des matériaux (paramètres A , b) et de leur compacité par l'intermédiaire de la variable densité " γ " .

FIGURE: III.3 Exemples d'abaques obtenus avec les relation (III.1 et 3)



$\beta = \cotg(\alpha)$



Les exemples d'abaques que l'on peut obtenir à l'aide des relations (III.1) et (III.3) sont illustrés par les figures III.3 (Celles-ci peuvent être utilisées pour le calcul du coefficient de sécurité et de l'accélération critique associée à une courbe potentielle de rupture du type (I) (qui se trouverait entre l'axe et le parement du barrage).

L'accélération critique étant par définition la limite au-dessus de laquelle les méthodes pseudo-statiques cessent d'être valables ; qu'advierait-il à un ouvrage (ou une partie de l'ouvrage) qui aurait subi des accélérations supérieures à cette valeur critique? Certainement des mécanismes qui donneraient naissance à un processus des déplacements permanents induits qui, s'ils venaient à dépasser une valeur seuil pourraient constituer un danger (ruptures d'ouvrages annexes tel que : les évacuateurs de crues, des conduites sous remblais ou d'ouvrages hydrauliques, ouverture des joints, rupture de la membrane d'étanchéité). De tels déplacements lorsqu'ils peuvent être calculés, constituent un critère de dimensionnement des barrages au séisme.

Les méthodes pouvant conduire à l'évaluation de tels déplacements font appel à des théories dites dynamiques.

CHAPITRE IV

DYNAMIQUE SIMPLIFIEE

CHAPITRE IV

IV.1---POSITION DU PROBLEME

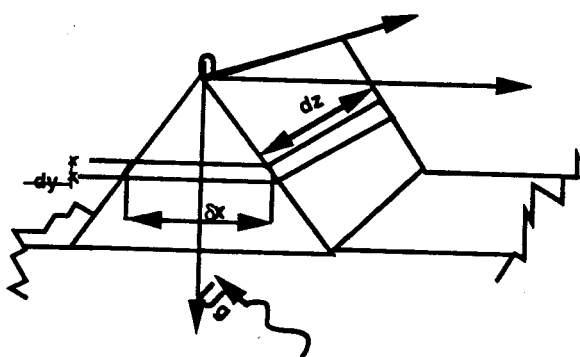
Quand un barrage vient à subir une sollicitation sismique , Peut-on évaluer la valeur des déplacements permanents induits le long d'une surface ou ligne potentielle de rupture sans faire appel à des moyens de calculs lourds ?

L'objet du présent chapitre est d'apporter justement quelques éléments de réponses à cette question.

IV.2---THEORIE DYNAMIQUE APPLIQUEE AUX CALCULS DES BARRAGES EN ENROCHEMENTS

L'analyse de la réponse dynamique d'un barrage en terre ou en enrochement est très complexe dans le détail . Pour une étude préliminaire , il est intéressant de disposer des méthodes d'analyses simplifiées , faciles à mettre en oeuvre . nous essayerons dans les pages qui suivent de rappeler leurs principes.

IV.2.1---ETUDE DE LA REPOSE ELASTIQUE D ' UN BARRAGE



Soit un barrage de hauteur " H " , de forme triangulaire reposant sur une fondation rigide (F) . On admettra dans tout ce qui va suivre les hypothèses suivantes :

FIGURE :IV.1 Reponse élastique d'un barrage

Hypothèses

1--Le matériau constitutif du corps du barrage est homogène et son comportement est régi par une loi du type élastique linéaire.

2---L'influence de l'eau stockée négligeable , pas de pertes significatives de résistance en relation avec la génération des pressions interstitielles (cas de sables lâches saturés).

3---Le barrage est infiniment long et modélisé par une infinité des tranches horizontales minces interconnectées par un système de ressort élastique et d'amortisseurs .

4---Le problème considéré est du type déformation plane .

IV.3----MISE EN EQUATION

Le champ des déplacements induit par un séisme d'accélération $\ddot{U}_g(t)$ en un point " M " courant du barrage est :

$$\ddot{U}(M,t) = \begin{bmatrix} u(M,t) \\ v(M,t) \end{bmatrix} \quad (IV.1)$$

Compte tenu des hypothèses 3 et 4 le vecteur déplacement de la tranche numéro "i" située à une profondeur " y " est alors:

$$\ddot{U}(M,t) = \begin{bmatrix} u(y,t) \\ v(y,t) \end{bmatrix} \quad (IV.2)$$

Le tenseur des déformations associé qui est défini par :

$$\epsilon = \frac{1}{2}(\text{grad}(\ddot{U}) + (\text{grad}(\ddot{U}))^T) \quad (IV.3-a)$$

se réduit à :

$$\epsilon = \frac{1}{2} \begin{bmatrix} 0 & \frac{\partial u}{\partial y} \\ \frac{\partial u}{\partial y} & 2 \frac{\partial v}{\partial y} \end{bmatrix} \quad (IV.3-b)$$

$$\epsilon = \begin{bmatrix} \epsilon_{11} & \epsilon_{12} \\ \epsilon_{12} & \epsilon_{22} \end{bmatrix} \quad (IV.3-c)$$

Compte tenu de l'hypothèse 1 , le champ de contrainte associé à la tranche n° "i " est:

$$\sigma_{ij} = 2G\epsilon_{ij} + \lambda\epsilon_{22}\delta_{ij} \quad (IV-4)$$

λ est le coefficient de Lamé

G le module d'YOUNG

Et δ_{ij} le symbole de KROCKNECKER : $\delta_{ij} = \begin{cases} 0 & \text{si } i \neq j \\ 1 & \text{si } i = j \end{cases}$

IV.3.1---EQUATIONS D'EQUILIBRES D'UNE TRANCHE

Si l'on considère la tranche " i " d'épaisseur dy : la variation des efforts appliqués sur cette tranche en un instant " t " est :

$$d\vec{F} = \vec{F}(y+dy, t) - \vec{F}(y, t) \quad (\text{IV.5-a})$$

En appliquant le principe fondamental de la dynamique à cette tranche , nous obtenons la relation :

$$d\vec{F} = \rho \cdot \gamma_a \delta x dy dz = \rho (\ddot{U} + \ddot{U}_g) \cdot \delta x dy dz \quad (\text{IV.5-b})$$

Où

γ_a est l'accélération absolue;

\ddot{U} l'accélération relative en un point courant du barrage (par rapport à un repère lié à la fondation) et \ddot{U}_g l'accélération sismique (ou accélération de la fondation) .

En tenant compte de la loi de comportement , l'expression de l'effort $\vec{F}(y, t)$ appliqué sur la tranche est :

$$\vec{F}(y, t) = \int \vec{T}(\vec{n}) ds = \begin{bmatrix} \vec{n}_1 \sigma(\vec{n}) \cdot \delta x dz \\ \vec{n} \sigma(\vec{n}) \cdot \delta x dz \end{bmatrix} \quad (\text{IV.5-c})$$

Si l'on dérive $\vec{F}(y, t)$ par rapport à " y " et compte tenu de la relation (IV.5-c) nous obtenons les expressions suivantes de dF:

\vec{n} est le vecteur normal unitaire à la surface $\delta x dz$ (\vec{n}_1 un vecteur normal à \vec{n})

$$d\vec{F} = \left[\frac{\partial(\vec{F})}{\partial y} \right] \cdot dy \quad (\text{IV.5-d})$$

$$dF = \left[\begin{array}{l} \frac{\partial(\pi_1 \sigma(\pi))}{\partial y} \delta x dy dz + \pi_1 \sigma(\pi) \frac{\partial}{\partial y} (\delta x) dy dz \\ \frac{\partial(\pi \sigma(\pi))}{\partial y} \delta x dy dz + \pi \sigma(\pi) \frac{\partial(\delta x)}{\partial y} dy dz \end{array} \right] \quad (IV.5-e)$$

comme $\pi_1 \sigma(\pi) = G \frac{\partial u(y,t)}{\partial y}$ (IV.6-a)

$$\pi \sigma(\pi) = (2G + \lambda) \frac{\partial v(y,t)}{\partial y} \quad (IV.6-b)$$

$$\frac{\partial(\delta x)}{\partial y} = \alpha = \frac{\delta x}{y} \quad (IV.6-c)$$

On a :

$$dF(y,t) = \left[\begin{array}{l} \left[G \frac{\partial^2 u(y,t)}{\partial y^2} + \frac{G}{y} \frac{\partial u}{\partial y} \right] \delta x dy dz \\ (2G + \lambda) \left[\frac{\partial^2 u(y,t)}{\partial y^2} + \frac{1}{y} \frac{\partial v(y,t)}{\partial y} \right] \delta x dy dz \end{array} \right] \quad (IV.6-d)$$

En écrivant que les relations (IV.6-d) et (IV.5-b) sont égales , nous en déduisons les équations suivantes de la dynamique :

$$\left[\frac{\partial^2 u}{\partial t^2} \right] - \frac{G}{\rho} \left[\left[\frac{\partial^2 u}{\partial y^2} \right] + \frac{1}{y} \left[\frac{\partial u}{\partial y} \right] \right] = - \frac{\partial^2 u_R}{\partial t^2} \quad (IV.7-a)$$

$$\left[\frac{\partial^2 v}{\partial t^2} \right] - \frac{2G + \lambda}{\rho} \left[\left[\frac{\partial^2 v}{\partial y^2} \right] + \frac{1}{y} \left[\frac{\partial v}{\partial y} \right] \right] = - \frac{\partial^2 v_R}{\partial t^2} \quad (IV.7-b)$$

Si on pose $\zeta = \frac{y}{H}$ le système d'équation (IV.7) se réduit à :

$$\frac{\partial^2 U}{\partial t^2} - M \left\{ \frac{\partial^2 U}{\partial \zeta^2} + \frac{1}{\zeta} \left[\frac{\partial U}{\partial \zeta} \right] \right\} = - \frac{\partial^2 U_R}{\partial t^2} \quad (IV.8-a)$$

Où :

$$M = \begin{bmatrix} \frac{G}{\rho H^2} & 0 \\ 0 & -\frac{2G+\lambda}{\rho H^2} \end{bmatrix} \quad (\text{IV.8-b})$$

IV.3.2---CONDITIONS AUX LIMITES

Les conditions aux limites du problème à tout instant " t " sont :

$$\bar{U}(1,t)=0 \quad (\text{IV.9-a})$$

Le champ des déplacements relatif à la base est nul .

$$\left[\frac{\partial \bar{U}(\zeta,t)}{\partial \zeta} \right]_{\zeta=0} = 0 \quad (\text{IV.9-b})$$

Le champ des déplacements relatif au sommet du barrage est une constante .

IV.4----SOLUTIONS

IV.4.1----SOLUTION SANS SECOND MEMBRE

Les solutions du système sans second membre s'obtiennent en admettant que dans (IV.8-a)

$\bar{U}_g(t)=0$ ($u_g = 0$ et $v_g = 0$) pour tout " t " .

En recherchant les solutions sous la forme " $g(t)f(\zeta)$ " nous obtenons :

$$u(t,\zeta) = \sum_{n=1}^{\infty} \{A_n^0 \sin(\omega_n^0 t) + B_n^0 \cos(\omega_n^0 t)\} J_0(\beta_n \zeta) \quad (\text{III.10-a})$$

$$v(t,\zeta) = \sum_{n=1}^{\infty} \{A_n^1 \sin(\omega_n^1 t) + B_n^1 \cos(\omega_n^1 t)\} J_0(\beta_n \zeta) \quad (\text{III.10-b})$$

$$\omega_n^0 = \beta_n \left[\frac{G}{\rho \cdot H^2} \right]^{0.5} \quad (\text{III.10-c})$$

$$\omega_n^1 = \beta_n \left[\frac{2G + \lambda}{\rho \cdot H^2} \right]^{0.5} = \omega_n^0 \left[2 + \frac{\lambda}{G} \right]^{0.5} \quad (\text{III.10-d})$$

ω_n^0 (resp ω_n^1) désigne la n ème fréquence propre horizontale (resp. verticale) du barrage .

J_0 est la fonction de BESSEL (cf. référence [67]) d'ordre zéro et β_n les racines de cette fonction .

IV.4.2-----SOLUTIONS AVEC SECOND MEMBRE

Elles sont données par les relations :

$$u(t, \zeta) = \sum_{n=1}^{\infty} \frac{2(J_0(\beta_n \zeta))}{\omega_n^0 \beta_n J_1(\beta_n)} \int_0^t \left[\left(\frac{\partial^2 u_r(r)}{\partial^2 t} \right) \sin[\omega_n^0(t-r)] dr \right] \quad (\text{IV.11-a})$$

$$v(t, \zeta) = \sum_{n=1}^{\infty} \frac{2(J_0(\beta_n \zeta))}{\omega_n^1 \beta_n J_1(\beta_n)} \int_0^t \left[\left(\frac{\partial^2 v_r(r)}{\partial^2 t} \right) \sin[\omega_n^1(t-r)] dr \right] \quad (\text{IV.11-b})$$

si l'on introduit l'amortissement λ on a :

$$u(t, \zeta) = \sum_{n=1}^{\infty} \left[2 \frac{J_0(\beta_n \zeta)}{\omega_n^0 \beta_n J_1(\beta_n)} \int_0^t \left[\left(\frac{\partial^2 u_r(r)}{\partial^2 t} \right) \exp(-\lambda_n \omega_n^0(t-r)) \sin[\omega_{dn}^0(t-r)] dr \right] \right] \quad (\text{IV.12-a})$$

$$v(t, \zeta) = \sum_{n=1}^{\infty} \left[2 \frac{J_0(\beta_n \zeta)}{\omega_n^1 \beta_n J_1(\beta_n)} \int_0^t \left[\left(\frac{\partial^2 v_r(r)}{\partial^2 t} \right) \exp(-\lambda_n \omega_n^1(t-r)) \sin[\omega_{dn}^1(t-r)] dr \right] \right] \quad (\text{IV.12-b})$$

avec $\omega_{dn}^\alpha = \omega_n^\alpha \cdot \sqrt{1 - \lambda_n}$ où $\alpha=0,1$

Dans tout ce qui va suivre nous admettrons que λ_n est très inférieur à 1 et $\omega_{dn} = \omega_n$.

$$\text{Posons } U^\alpha(t, \zeta) = \begin{cases} u(t, \zeta) & \text{si } \alpha=0 \\ v(t, \zeta) & \text{si } \alpha=1 \end{cases}$$

IV.4.3-----ACCELERATION RELATIVE

$$\frac{\partial^2 U^\alpha(t, \zeta)}{\partial^2 t} = \sum_{n=1}^{\infty} \left\{ 2\omega_n^\alpha \frac{J_0(\beta_n \zeta)}{J_1(\beta_n)} \int_0^t (\ddot{U}_g^\alpha(\tau) \exp(-\lambda_n \omega_n^\alpha(t-\tau)) \sin[\omega_n^\alpha(t-\tau)] d\tau \right\} \quad (IV.13-a)$$

$$\frac{\partial^2 U^\alpha(t, \zeta)}{\partial^2 t} = \sum_{n=1}^{\infty} (\omega_n^\alpha)^2 U_n^\alpha(t, \zeta) \quad (IV.13-b)$$

$$= \sum_{n=1}^{\infty} \omega_n^\alpha \phi_n(\zeta) V_n^\alpha(t) \quad (IV.13-c)$$

Où :

$$\phi_n(\zeta) = \frac{2J_0(\beta_n \zeta)}{\beta_n J_1(\beta_n)} \quad (IV.13-d)$$

$$V_n^\alpha = \int_0^t \ddot{U}_g^\alpha(\tau) \exp(-\lambda_n \omega_n^\alpha(t-\tau)) \sin[\omega_n^\alpha(t-\tau)] d\tau \quad (IV.13-e)$$

On remarquera que la vitesse associée au mode " n " (V_n^α) est une intégrale de convolution qui non seulement dépend de l'accélération sismique (\ddot{U}_g^α) , mais aussi de l'amortissement λ_n et de la fréquence propre ω_n^α .

Pour (\ddot{U}_g^α) et " n " donné $V_n^\alpha(t)$ a un maximum " S_{vn}^α " appelé vitesse spectrale .

L'accélération spectrale associée " S_{an}^α " est alors égale à :

$$S_{an}^\alpha = \omega_n^\alpha S_{vn}^\alpha \quad (IV.13-f)$$

En tout point $\zeta = \frac{Y}{H}$ du barrage l'accélération maximale est :

$$\ddot{U}_{\max}^\alpha(\zeta) = \sqrt{\sum_{n=1}^{\infty} (\omega_n^\alpha \phi_n(\zeta) S_{vn}^\alpha)^2} \quad (IV.14-a)$$

$$\ddot{U}_{\max}^{\alpha}(\zeta) = \sqrt{\sum_{n=1}^{\infty} (\phi_n(\zeta) S_{an}^{\alpha})^2} \quad (\text{IV.14-b})$$

L'accélération maximale en crête est alors obtenue pour $\zeta=0$ soit

$$\ddot{U}_{\max}^{\alpha} = \sqrt{\sum_{n=1}^{\infty} (\omega_n^{\alpha} \phi_n(0) S_{vn}^{\alpha})^2} \quad (\text{IV.14-c})$$

$$\ddot{U}_{\max}^{\alpha} = \sqrt{\sum_{n=1}^{\infty} (\phi_n(0) S_{an}^{\alpha})^2} \quad (\text{IV.14-d})$$

$$\ddot{U}_{\max}^{\alpha} = (\omega_1^{\alpha})^2 \tilde{U}_{\max}^{\alpha} \quad (\text{IV.14-d})$$

où $\tilde{U}_{\max}^{\alpha}$ est le pseudo-déplacement maximal en crête du barrage.

IV.4.4-----LA DISTORSION

La distorsion en un point "M" courant du barrage située à la côte "y" est :

$$\gamma^{\alpha}(t, \zeta) = \frac{1}{H} \left(\frac{\partial U^{\alpha}}{\partial \zeta} \right) = \sum_{n=1}^{\infty} \left(\frac{2J_1(\beta_n \zeta)}{H \omega_n^{\alpha} J_1(\beta_n)} \right) V_n^{\alpha}(t) \quad (\text{IV.15-a})$$

$$= \left(\frac{H}{(V_s^{\alpha})^2} \right) \sum_{n=1}^{\infty} \left\{ \frac{2J_1(\beta_n \zeta)}{\beta_n^2 J_1(\beta_n)} \omega_n^{\alpha} V_n^{\alpha}(t) \right\} \quad (\text{IV.15-b})$$

$$= \left(\frac{H}{(V_s^{\alpha})^2} \right) \sum_{n=1}^{\infty} \phi_n'(\zeta) \omega_n^{\alpha} V_n^{\alpha}(t) \quad (\text{IV.15-c})$$

$$\text{Avec } (V_s^\alpha)^2 = \begin{cases} \frac{G}{\rho} & \text{si } \alpha=0 \\ \frac{2G+\lambda}{\rho} & \text{si } \alpha=1 \end{cases} \quad (\text{IV.15-d})$$

En raisonnant de la même façon qu'au paragraphe précédent on obtient la distorsion maximale suivante :

$$\gamma_{\max}(\zeta) = \frac{H}{(V_s^\alpha)^2} \cdot \left[\sum_{n=1}^{\infty} (\dot{\phi}'_n(\zeta) S_{an}^\alpha)^2 \right]^{0.5} \quad (\text{IV.16})$$

En définitive l'essentiel des résultats que l'on peut retenir de l'étude précédente se résume en ces formules :

1-----l'accélération en crête du barrage

$$\ddot{U}_{\max}^\alpha = \sqrt{\sum_{n=1}^{\infty} (\phi_n(0) S_{an}^\alpha)^2} \quad (\text{IV.17-a})$$

2-----la distorsion maximale au point $\zeta = \frac{y}{H}$

$$\gamma_{\max}(\zeta) = \frac{H}{(V_s^\alpha)^2} \cdot \left[\sum_{n=1}^{\infty} (\dot{\phi}'_n(\zeta) S_{an}^\alpha)^2 \right]^{0.5} \quad (\text{IV.17-b})$$

$$S_{an}^\alpha = \omega_n^\alpha S_{vn}^\alpha \quad S_{vn}^\alpha = \text{Max}[V_n^\alpha(t)] \quad \text{et} \quad V_n^\alpha(t) = \int_0^t \ddot{U}_g^\alpha \exp[-\lambda_n \omega_n^\alpha(t-\tau)] \sin[\omega_n^\alpha(t-\tau)] \cdot d\tau$$

Etant donné une surface de rupture "Γ" (cf. figure IV.2) , quelle est la valeur de l'accélération moyenne appliquée sur l'ensemble de la masse (assimilée à un bloc rigide)située au-dessus de cette surface (ligne) de rupture ?

IV.4.5-----ACCELERATION MOYENNE ET MAXIMALE APPLIQUEE SUR LA PARTIE DU BARRAGE SITUEE AU-DESSUS DE LA LIGNE DE RUPTURE

On suppose dans tout ce qui va suivre que la sollicitation sismique est une onde de cisaillement pure (ce qui revient à dire que $v_g=0$) : soit $U^a = U^0 = U$.

Si (P) la portion du barrage située au-dessus de la surface (ligne) de rupture (Γ); et " W " le poids total de cette portion (P)

D'après l'étude précédente la distribution du champ d'accélération en tout instant "t" et en un point "M " de côte $\zeta = \frac{y}{H}$ est:

$$\ddot{U}\left(t, \frac{y}{H}\right) \text{ (cf. relation (IV.13))}$$

L'effort tangentiel en ce même point est:

$$F(t, \zeta) = \frac{G}{H} \cdot \frac{\partial U(t, \zeta)}{\partial \zeta}$$

Subdivisons le massif (P) en "n" tranches horizontales d'ordonnée "y_i" tel que $0 \leq y_i \leq y_n = y_{max}$ (voir figure IV.2)

(y_{max} est la profondeur maximale à laquelle la surface (ou ligne) de rupture coupe le parement).

L'accélération moyenne appliquée sur le massif (P) est alors:

$$K_{moy} = \frac{g}{W} \sum_{i=1}^n m(y_i) \cdot \ddot{U}(t, \zeta_i) \quad \text{(IV.18-a)}$$

$$= \frac{g}{W} \sum_{i=1}^{y_n = y_{max}} \ddot{U}(t, \zeta_i) \quad \text{(IV.18-b)}$$

$$= \frac{g}{W} \sum_{i=1}^n F(t, \zeta_i) \quad \text{(IV.18-c)}$$

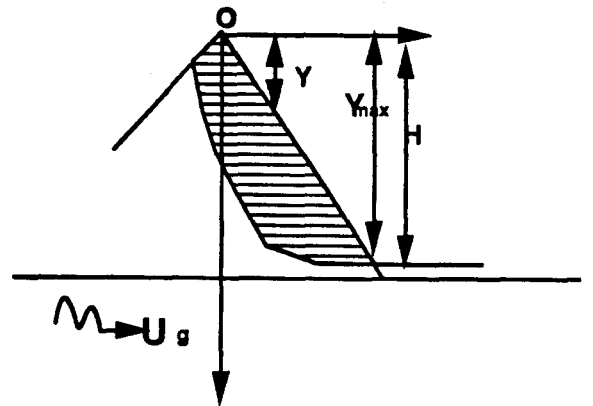


Figure :IV Cas d'une onde de cisaillement pure

$m(y_i)$ désigne la masse de la tranche n° i d'ordonnée y_i

La valeur de l'accélération moyenne maximale appliquée sur la partie (P) du barrage est :

$$g.K_{\max} = \text{Max} \left[K_{\text{moy}} \left(t, \frac{y_{\max}}{H} \right) \right]$$

La valeur de K_{moy} (et ipso-facto celle de K_{\max}) qui dépend de la profondeur " y_{\max} " est compte tenu de l'hypothèse de rigidité, appliquée sur le centre de gravité du massif (P).

N.B Si la subdivision des tranches est fine, l'expression (IV.18) peut s'écrire sous la forme d'une intégrale.

$$K_{\text{moy}} = \int_0^{y_{\max}} \ddot{U}^0(t, \zeta_i) \cdot dm(\zeta_i) \quad (\text{IV.18-d})$$

Si K_c (ou $\frac{K_c}{g} = K_y$) est l'accélération critique associée à la surface de rupture (Γ). L'une des deux situations suivantes peut se présenter :

$$1 \text{-----} \frac{K_c}{g.K_{\max}} = \frac{K_y}{K_{\max}} \geq 1$$

la partie (P) du barrage est stable

$$2 \text{-----} \frac{K_c}{g.K_{\max}} = \frac{K_y}{K_{\max}} < 1$$

la partie (P) du barrage est instable : il y a un processus des déplacements qui se crée le long de la surface de rupture (Γ). Il faut donc les estimer.

C'est à partir de cette étude de la réponse élastique d'un barrage sous sollicitation sismique que des nombreuses méthodes simplifiées ont été développées (SARMA [1973] puis SEED-MAKDISI [1979]).

IV.5-----METHODE SIMPLIFIEE SELON SEED-MAKDISI

En plus des hypothèses précédentes les auteurs admettent que la sollicitation sismique est une onde de cisaillement pure , le problème ainsi posé est alors monodimensionnel et les solutions sont ces trouvées précédement à condition de prendre $\alpha=0$.

Soit $U_g^0(t)$, $U^0(t,\zeta)$, $\ddot{U}^0(t,\zeta)$, γ_{max}^0 , S_{an}^0

$$\ddot{U}_{max}^0 = \ddot{U}_{max} = \sqrt{\sum_{n=1}^{\infty} (\phi_n(0)S_{an}^0)^2} \quad (IV.19-a)$$

$$\gamma_{max}^0 = \gamma_{max}(\zeta) = \left[\frac{H}{(V_s^0)^2} \right] \left[\sum_{n=1}^{\infty} ((\dot{\phi}_n(\zeta)S_{an}^0)^2) \right]^{0.5} \quad (IV.19-b)$$

$$S_{an}^0 = \omega_n^0 S_{vn}^0 , S_{vn}^0 = \text{Max}[V_n^0(t)] \text{ et } V_n^0(t) = \int_0^t (\ddot{U}_g^0 \exp[-\lambda_n \omega_n^0(t-\tau)] \sin[\omega_n^0(t-\tau)].d\tau \quad (IV.20)$$

$$\beta_1=2.4 , \beta_2=5.52 , \beta_3=8.65 \quad \text{et } \omega_n^0 = \beta \left[\frac{G}{\rho} \right]^{0.5}$$

$$\phi_1(0)=1.6 , \phi_2(0)=1.06 , \phi_3(0)=0.86$$

Une observation rapide des fonctions $\phi(\zeta)$ et $\phi'(\zeta)$ en fonction de ζ (cf. figure I.V.3) permet de comprendre le bien fondé des approximations suivantes : proposées par SEED et MAKDISI:

1----Pour l'accélération maximale en crête " \ddot{U}_{max} " , la contribution des modes supérieurs à 3 peut être négligée d'où l'expression:

$$\ddot{U}_{max}^0 = \left[\frac{1}{g} \right] \cdot \left[\sum_{n=1}^4 (\phi_n(0)S_{an}^0)^2 \right]^{0.5} \quad (IV.21)$$

2----En ce qui concerne la distorsion maximale $\gamma_{\max}(\zeta)$ la contribution des modes supérieurs à 1 peut également être négligée ce qui donne:

$$\gamma_{\max}(\zeta) = \frac{H}{(V_s^0)^2} \dot{\phi}(\zeta) S_{a1} \quad (\text{IV.22})$$

3----La distorsion cyclique équivalente serait sensiblement égale à 65% de la valeur de la distorsion moyenne:

$$\gamma_{\text{cyc}}^{\text{eq}} = 0.65 [\gamma_{\max}(\zeta)]_{\text{moy}} \quad (\text{IV.23-a})$$

$$= 0.65 \left[\frac{H}{V_s^0} \right] S_{a1} \cdot [\dot{\phi}(\zeta)]_{\text{moy}} \quad (\text{IV.23-b})$$

où

$$[\dot{\phi}(\zeta)]_{\text{moy}} \approx 0.3 \quad (\text{IV.23-c})$$

A partir des relations IV.21,22 et 23 , SEED-MAKDISI propose une méthode itérative qui permet d'estimer pour un barrage donné.

1--Les déformations irréversibles γ_{cyc}

2--L'accélération maximale en crête \ddot{U}_{\max}

3--La période propre premier mode T_0 , deuxième et troisième mode

à condition que les grandeurs suivantes soient connues :

D1---- la hauteur du barrage H

D2---- La masse volumique du matériau ρ

D3---- Le module de cisaillement G_{\max}

D4---- la courbe de variation de la distorsion $\gamma = f \left[\frac{G}{G_{\max}} \right]$

D5---- la courbe de variation de l'amortissement en fonction de la distorsion $\lambda = g(\gamma)$

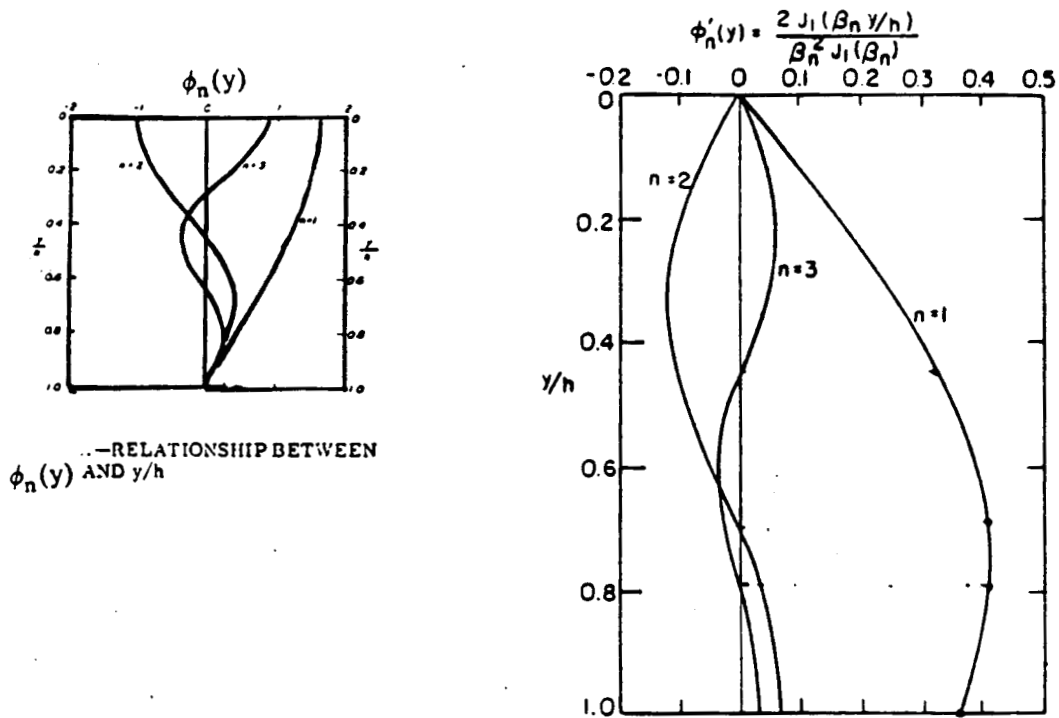
D6---- La sollicitation sismique $u_g(t)$ est donnée soit sous forme d'un accélérogramme ou sous forme d'un spectre de réponse $S_a = h(\lambda, T)$

D7---- L'accélération sismique maximale A_{cci} (à la base du barrage doit être connue)

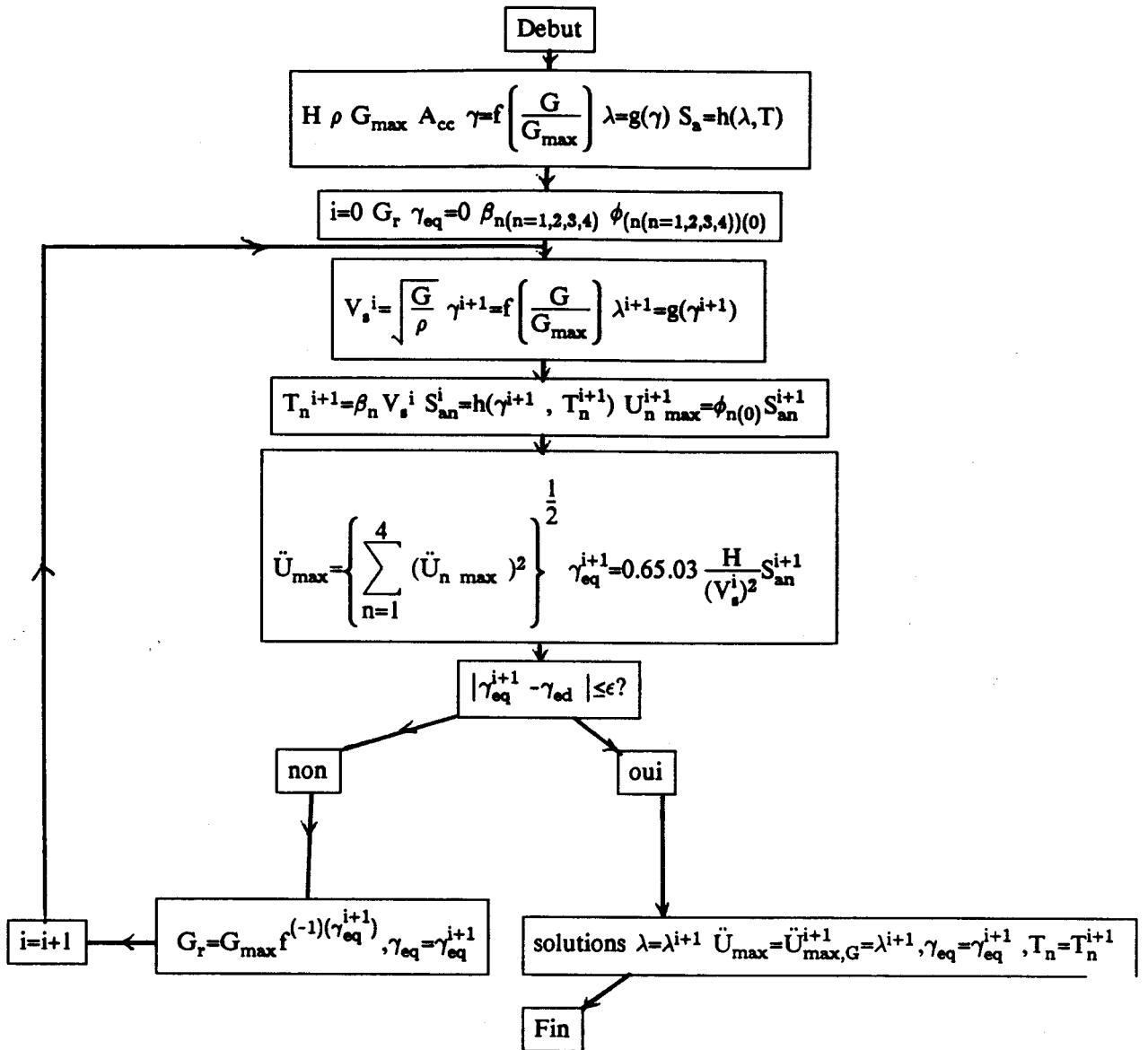
Nous résumons le principe de cette méthode par l'organigramme ci-dessous.

Si G_r est le module initiale du barrage , le processus itératif qui conduit à l'estimation des valeurs des déformations irréversibles , de la période propre et de l'accélération maximale en crête peut-être résumé par l'organigramme de la page suivante :

FIGURE :IV.3 REPRESENTATION DES FONCTIONS $\phi_n \left(\frac{y}{h} \right)$ ET $\phi'_n \left(\frac{y}{h} \right)$



—Variation of Shear Strain Mode Participation Factors with Depth Shear Slice Theory (Ref. 6)



IV.5.1---CALCULS DES DEPLACEMENTS INDUITS PAR UN SEISME

De nombreuses méthodes de calcul de tels déplacements existent dans la littérature . La plus intéressante (car elle est la synthèse des résultats de calculs et de l'ensemble des données recueillies dans la littérature) ont été réalisés par SEED et MAKDISI . Nous reproduisons dans les pages qui suivent les principaux résultats graphiques qui synthétisent l'ensemble de leurs travaux (cf.figures IV.4a et b)

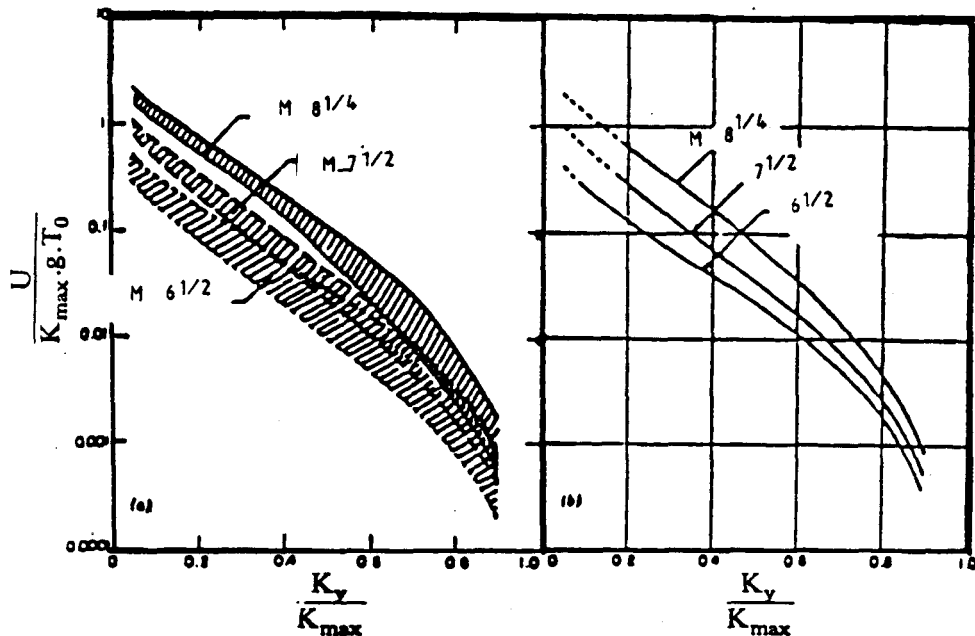
Si la figure (IV.4b) nous donne l'évolution du rapport " $\frac{K_{max}}{U_{max}}$ " en

fonction du paramètre " $\frac{Y}{H}$ ",

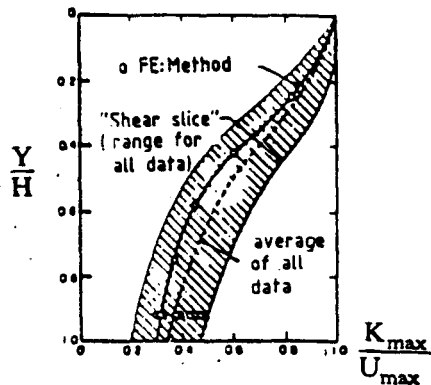
celle de la figure (IV.4.a) nous montre les variations du paramètre " $\frac{U}{K_{max} \cdot g \cdot T_0}$ " en fonction de $\frac{K_y}{K_{max}}$ pour des séismes de magnitude 8.25, 7.50 et 6.5

U désigne la valeur du déplacement permanent induit le long de la surface de rupture (Γ) et les variables $K_y, T_0, g, K_{max}, \ddot{U}_{max}$ désignant respectivement le coefficient d'accélération critique, la période premier mode du barrage, l'accélération de la pesanteur, l'accélération moyenne maximale appliquée sur la partie (P) instable du barrage et l'accélération maximale en crête du barrage. (si $K_{max}, g, \ddot{U}_{max}$ sont en $m.s^{-2}$ et T_0 en s alors U est en m).

FIGURE :IV.4 RESULTATS DE SEED ET MAKDISI



—Variation of Yield Acceleration with: (a) Normalized Permanent Displacement—Summary of All Data; and (b) Average Normalized Displacement.



—Variation of Maximum Acceleration Ratio with Depth of Sliding Mass

IV.5.2---INTERET DES RESULTATS DE SEED ET MAKDISI

Il réside dans le fait que l'on peut estimer les déplacements permanents induits par un séisme de magnitude donné le long d'une surface (ou ligne) de rupture a priori fixée à condition de connaître:

- 1--la période propre premier mode T_0
- 2--L'accélération en crête du barrage \ddot{U}_{\max}
- 3--L'accélération critique " K_c " associée à une surface de rupture (cf.relation III.3 pour une surface de rupture du type étudiée) , ou par la relation $\frac{K_c}{g} = \sin(\phi' - \alpha)$ (SARMA [1973]) s'il s'agit des surfaces ou lignes de ruptures planes.

Où ϕ' et α désignent respectivement l'angle de frottement du matériau et l'angle que fait la surface (ou ligne) de rupture avec l'horizontale.

Les courbes (voir figures IV.4) obtenues par SEED et MAKDISI sont résumées par les relations suivantes que nous avons établies:

$$\left(\frac{K_{\max}}{U_{\max}} \right)_{\max} = \begin{cases} 1 & \text{si } \frac{y}{H} = 0 \\ 1.07 \cdot \exp \left(-0.3726 \frac{y^2}{H^2} - 0.492 \frac{y}{H} \right) & \text{si } \frac{y}{h} > 1 \end{cases} \quad (\text{IV.24-a})$$

$$\left(\frac{K_{\max}}{U_{\max}} \right)_{\text{moy}} = \begin{cases} 1 & \text{si } \frac{y}{H} = 0 \\ 1.08 \cdot \exp \left(-0.221 \frac{y^2}{H^2} - 0.985 \frac{y}{H} \right) & \text{si } \frac{y}{h} > 1 \end{cases} \quad (\text{IV.24-b})$$

$$\left(\frac{K_{\max}}{U_{\max}}\right)_{\min} = \begin{cases} 1 & \text{si } \frac{y}{H}=0 \\ 1.117 \cdot \exp\left[.142 \frac{y^2}{H^2} - 1.914 \frac{y}{H}\right] & \end{cases} \quad (\text{IV.24-c})$$

Séisme de magnitude 8.25

$$\frac{U}{K_{\max} \cdot g \cdot T_0} = \exp\left[-3.674 - 1.596 \cdot \text{Ln}\left(\frac{K_y}{K_{\max}}\right) - 11.614 \cdot \left(\frac{K_y^2}{K_{\max}^2}\right) + 6.961 \cdot \left(\frac{K_y}{K_{\max}}\right)\right] \quad (\text{IV.25})$$

avec un coefficient de corrélation multiple de 0.995

Ou

$$\frac{K_y}{K_{\max}} = 0.3574 - \frac{0.2107 \cdot U}{K_{\max} \cdot g \cdot T_0} + 0.0438 \cdot \left[\frac{U}{K_{\max} \cdot g \cdot T_0}\right]^2 - 0.0840 \cdot \text{Ln}\left(\frac{U}{K_{\max} \cdot g \cdot T_0}\right) \quad (\text{IV.26})$$

pour $0 < \frac{U}{K_{\max} \cdot g \cdot T_0} < 3.78$ le coefficient de corrélation multiple est de 0.993

Séisme de magnitude 7.50

$$\frac{U}{K_{\max} \cdot g \cdot T_0} = \exp\left[-1.86313 - .69815 \cdot \text{Ln}\left(\frac{K_y}{K_{\max}}\right) - 7.53273 \cdot \left(\frac{K_y^2}{K_{\max}^2}\right) + .95338 \cdot \left(\frac{K_y}{K_{\max}}\right)\right] \quad (\text{IV.27})$$

avec un coefficient de corrélation multiple de 0.993

Ou

$$\frac{K_y}{K_{\max}} = 0.2563 - \frac{0.3320 \cdot U}{K_{\max} \cdot g \cdot T_0} + 0.01489 \cdot \left[\frac{U}{K_{\max} \cdot g \cdot T_0} \right]^2 - 0.0933 \cdot \text{Ln} \left(\frac{U}{K_{\max} \cdot g \cdot T_0} \right) \quad (\text{IV.28})$$

Pour $0 < \frac{U}{K_{\max} \cdot g \cdot T_0} < 1.00$ le coefficient de corrélation multiple est de 0.993

Séisme de magnitude 6.50

$$\frac{U}{K_{\max} \cdot g \cdot T_0} = \exp \left\{ -5.334 - 1.610 \cdot \text{Ln} \left(\frac{K_y}{K_{\max}} \right) - 10.9785 \cdot \left(\frac{K_y}{K_{\max}} \right)^2 + 7.33983 \cdot \left(\frac{K_y}{K_{\max}} \right) \right\} \quad (\text{IV.29})$$

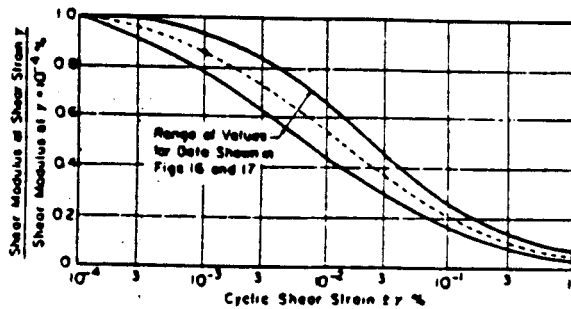
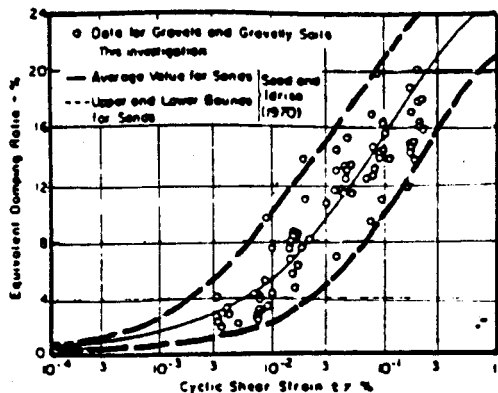
avec un coefficient de corrélation multiple de 0.994

Ou

$$\frac{K_y}{K_{\max}} = 0.2102 - \frac{0.9662 \cdot U}{K_{\max} \cdot g \cdot T_0} + 1.053 \cdot \left[\frac{U}{K_{\max} \cdot g \cdot T_0} \right]^2 - 0.0954 \cdot \text{Ln} \left(\frac{U}{K_{\max} \cdot g \cdot T_0} \right) \quad (\text{IV.30})$$

Pour $0 < \frac{U}{K_{\max} \cdot g \cdot T_0} < 0.68$ le coefficient de corrélation multiple est de 0.991

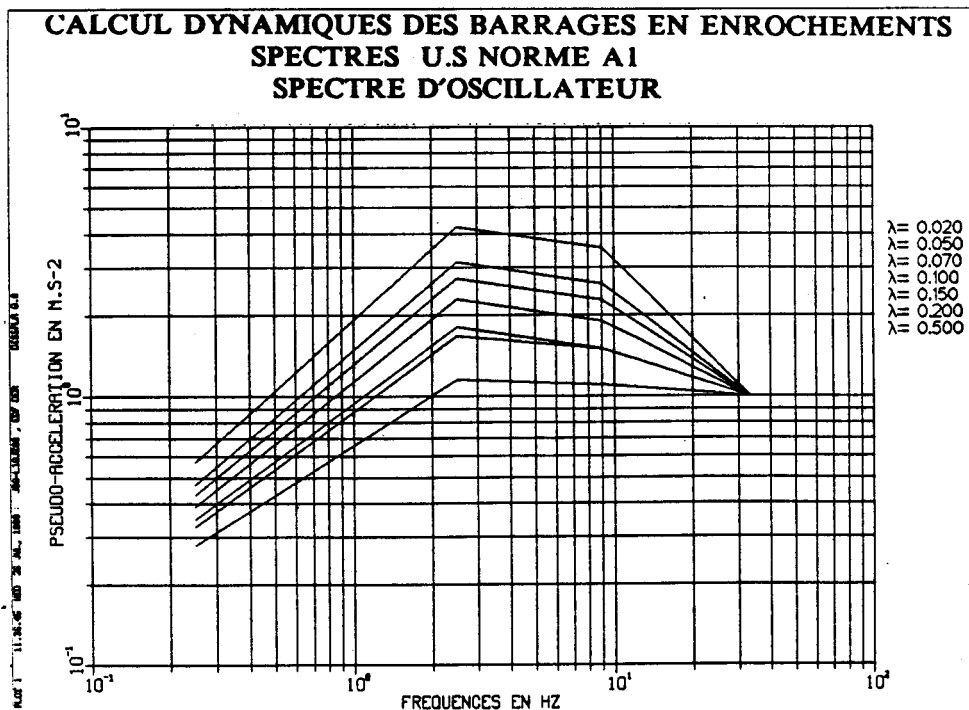
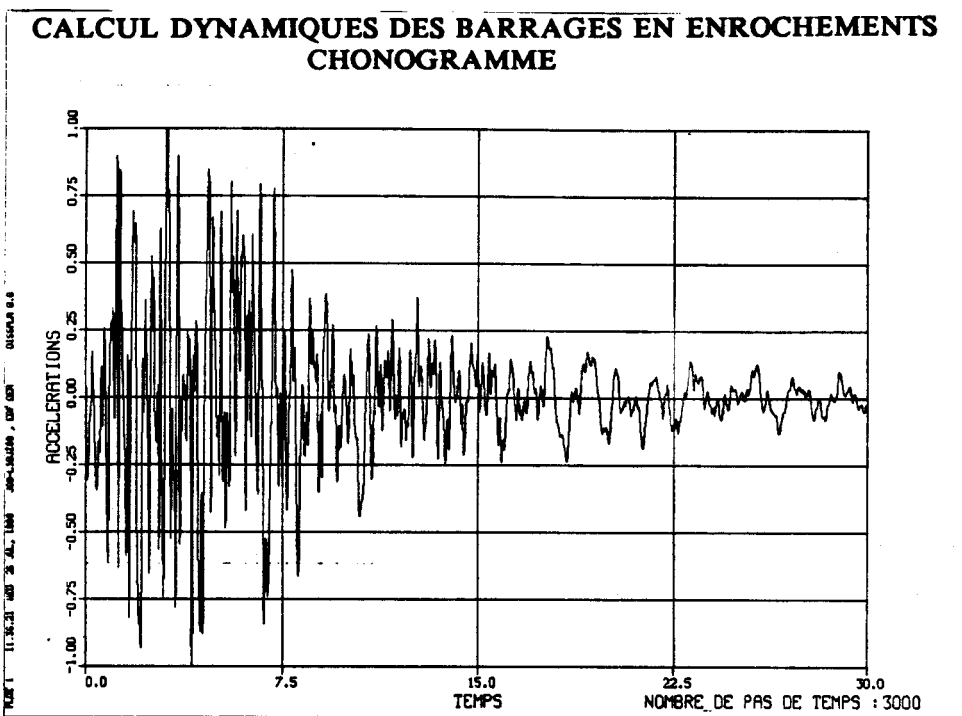
APPLICATION DE LA METHODE SIMPLIFIEE AU SENS DE SEED ET MAKDISI



—Variation of Shear Modulus with Shear Strain for Gravelly Soils

FIGURE :IV.5

—Comparison of Damping Ratios for Gravelly Soils and Sands



IV.6----APPLICATIONS

IV.6.1 OBJECTIFS

Compléter les travaux de SEED-MAKDISI en donnant l'expression de l'accélération maximale en crête \ddot{U}_{\max} , et de la période premier mode T_0

IV.6.2----DETERMINATION DE L'ACCELERATION MAXIMALE \ddot{U}_{\max} ET DE LA PERIODE T_0

Un logiciel " DYSIMPLE " développant la méthode simplifiée de SEED-MAKDISI (résumée par l'organigramme du paragraphe IV.5) a été mis au point au sein du service EDF-REAL CHAMBERY . Nous l'avons utilisé pour la détermination de l'accélération en crête maximale , de la période premier mode et la distorsion moyenne des barrages étudiés.

Les caractéristiques des barrages ainsi étudiés sont résumées par le tableau ci-contre:

<p>Masse volumique $\rho=2000 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^3}$</p> <p>Hauteur(en mètre) H=10. , 20. , 50. , 75. , 100. , 150. , 200. , 250. , 300.</p> <p>G_{\max} (en MPa) 125. , 250. , 500. , 1000. , 1500. , 2000.</p>

Les courbes de variation du module de cisaillement " $\frac{G}{G_{\max}}$ " et de l'amortissement " λ " en fonction de la distorsion " γ " que nous avons retenues sont ces données par les figures (IV.5a) et (IV.5b). Il s'agit des courbes relatives aux matériaux grossiers et enrochements proposées par SEED et IDRIS [1970]

Des exemples d'accélérogrammes utilisés dans cette étude sont illustrés par les figures :(IV.5c et d) et les différentes valeurs d'accélération maximale sont résumées par le tableau ci-dessous :

<p>$A_{cc}=0.05g , 0.1g , 0.2g , 0.3g , 0.4g , 0.8g , 0.9g , 1.0g$</p>

Il n'a pas été tenu compte de la pente des ouvrages du fait de la symétrie du problème .

L'ensemble des résultats obtenus pour les 432 cas étudiés sont résumés par les relations qui suivent :

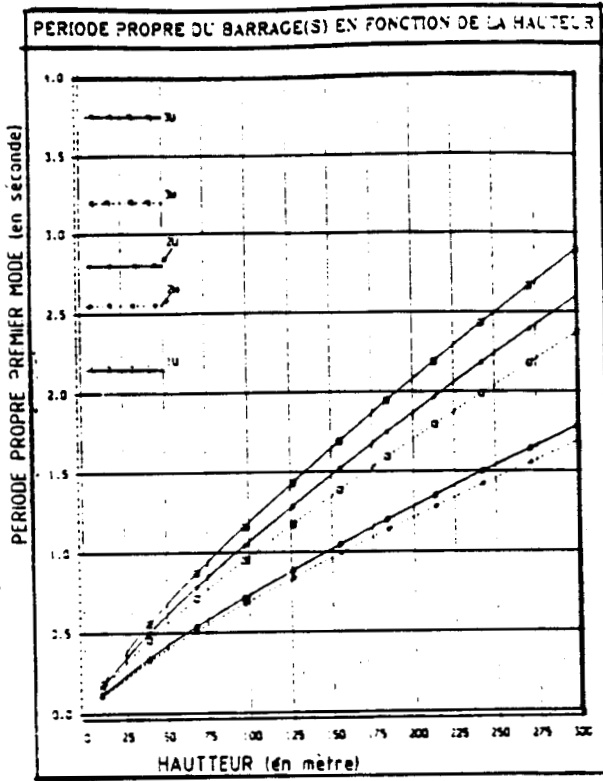
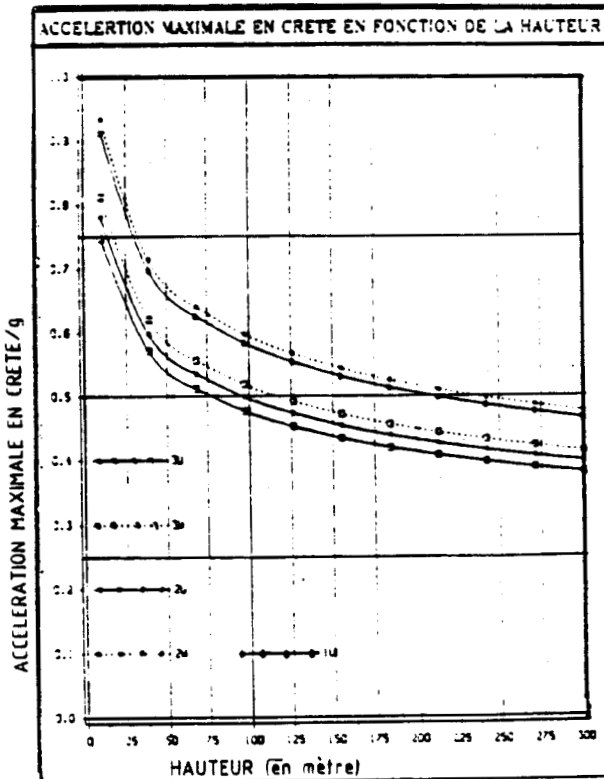


FIGURE :IV.6
VARIATION DE LA
PERIODE ET DE
L'ACCELERATION
EN CRETE MAXI-
MALE EN FONCTION
DE LA HAUTEUR
POUR DIFFERENTES
CLASSE D'ENROCHE-
MENT



IV.6.3---ACCELERATION MAXIMALE EN CRETE DU BARRAGE \ddot{U}_{\max}
avec un coefficient de corrélation multiple R de 0.96 , elle est donnée par la relation:

$$\ddot{U}_{\max} = 0.403 g \left[\frac{\gamma_d H}{G_{\max}} \right]^{-.198} \times \left[\frac{A_{cc}}{g} \right]^{.935} \times \left[\frac{A_{cc}}{g G_{\max}} \right]^{-.092} \quad (IV.31)$$

IV.6.4---LA PREMIERE PERIODE NATURELLE T_0 DU BARRAGE

$$T_0 = 57.13 \cdot \left[\frac{\gamma_d \cdot H}{G_{\max}} \right]^{.809} \times \left[\frac{A_{cc}}{g} \right]^{.2996} \times [G_{\max}]^{.1162} \quad (IV.32)$$

avec R = 0.99

IV.6.5---LA DISTORTION EQUIVALENTE

$$\gamma_{eq} = 1.662 \left[\frac{\gamma_d \cdot H}{G_{\max}} \right]^{0.2731} \times \left[\frac{A_{cc}}{g} \right]^{.67235} \times \left[\frac{A_{cc}}{g \cdot G_{\max}} \right]^{0.6604} \quad (IV.33)$$

avec R=0.9

H est la hauteur du barrage en mètres $10.m \leq H \leq 300.m$

G_{\max} : le module de cisaillement en MPa ($125MPa \leq G_{\max} \leq 2000MPa$)

γ_d : la masse volumique en $\frac{MN}{m^3}$ $\gamma_d \neq \frac{0.02MN}{m^3}$

$\frac{A_{cc}}{g}$: le coefficient d'accélération sismique maximal à la base du barrage

$$0.05 \leq \frac{A_{cc}}{g} \leq 1.00$$

Les résultats graphiques obtenus à l'aide des relations précédentes sont illustrés par les figures IV.6

Pour l'essentiel ces corrélations montreraient que:

1----L'accélération maximale en crête augmenterait avec l'accélération

ismique maximale " A_{cc} " et le module de cisaillement G_{max} . Par contre elle diminuerait avec la hauteur du barrage "H"

2----La période propre premier mode T_0 augmenterait avec "H et A_{cc} " et par contre diminuerait avec le module de cisaillement maximal " G_{max} "

IV.7----ENSEIGNEMENTS

En définitive à l'aide des méthodes simplifiées présentées ci-dessus il est possible aux projeteurs d'estimer les déplacements que peuvent induire un séisme de projet le long d'une courbe de rupture arbitraire et d'affiner par conséquent le profil géométrique du remblai.

Sans nuire à la généralité des résultats précédents voici des exemples d'abaques que l'on a pu obtenir:

L'étude de stabilité de pente fait au CHAPITRE III, nous a permis obtenir l'expression de l'accélération critique " K_c voir relation III.14 (associée à une surface potentielle de rupture du type (Γ)), que l'on pourrait mettre sous la forme :

$$K_c = g.f_1 (\beta, H, A, b) \quad (IV.34-a)$$

où

$$K_c = g.f_1 (\beta, H, \text{classe d'enrochement}) \quad (IV.34-b)$$

L'analyse de la reponse monodimensionnelle du barrage sur une fondation rigide nous a donné les expressions de l'accélération maximale en crête \ddot{U}_{max} et de la période propre premier mode T_0 (voir relations (IV.31) et (IV.32)), qui peuvent se mettre sous la forme de:

$$\ddot{U}_{max} = g.f_2 \left[H, G_{max}, \frac{A_{cc}}{g}, A, b \right] = g.f_2 \left[H, G_{max}, \frac{A_{cc}}{g}, \text{classe d'enrochement} \right] \quad (IV.35-a)$$

$$T_0 = g.f_3 \left[H, G_{max}, \frac{A_{cc}}{g}, A, b \right] = g.f_3 \left[H, G_{max}, \frac{A_{cc}}{g}, \text{classe d'enrochement} \right] \quad (IV.35-b)$$

Les travaux de SEED et MAKDISI nous ont donné les ; valeurs des déplacements induits U (cf.relations IV.25 à 30) et de l'accélération moyenne maximale K_{max} (voir relations (IV.24)) appliquée sur la partie du barrage située au dessus de la ligne de rupture et qu'on peut mettre sous la forme:

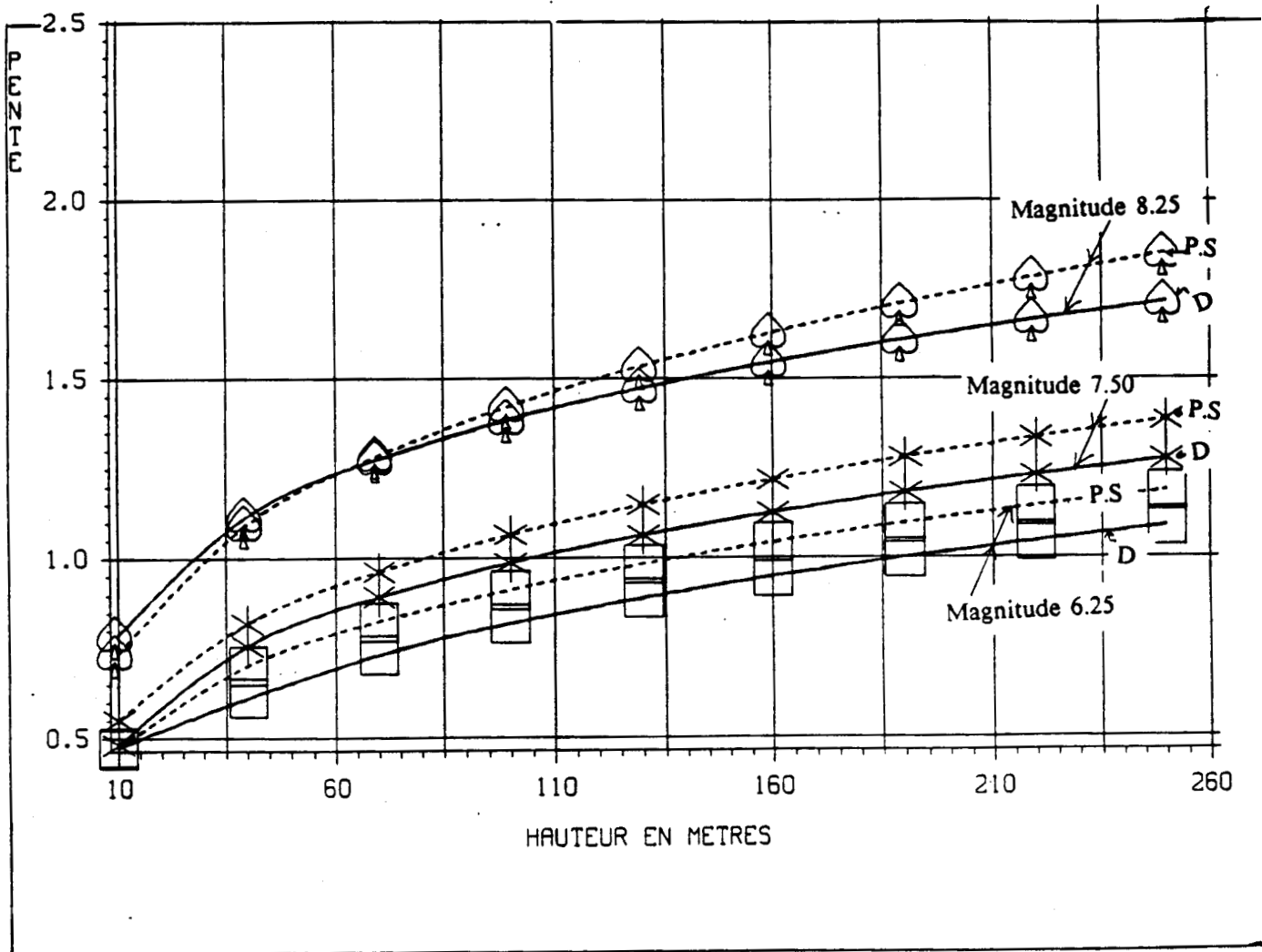
FIGURE : IV.7

**PENTE EN FONCTION DE LA HAUTEUR DU BARRAGE
(moyenne de la classe 3 W)**

D = Méthodes dynamiques : glissements profonds $\frac{Y}{H}=0.95$.

Déplacements permanents induits le long de cette surface de rupture est constante et égale à 20.cm quelque soit la magnitude.

P.S = Méthodes pseudo-statique le coefficient de sécurité est alors égale à 1 pour l'accélération de projet.



Pour obtenir la figure V.7 , il a été considéré que : l'accélération de base des séismes de magnitude 6.5 , 7.5 et 8.25 est : 0.05g , 0.27g et 0.56g (dynamique simplifiée). Les calculs pseudo-statiques ont été réalisés en prenant comme accélération de projet les valeurs de 0.1g , 0.2g et 0.4g qui correspondent aux magnitudes 6.5 , 7.5 et 8.25 . Les modules de cisaillement étant de 1200MPa , 1300MPa ,800MPa et 700MPa pour les matériaux 1U , 2W , 3W et 2U

$$g \cdot K_{\max} = \ddot{U}_{\max} f_4 \left(\frac{y}{H} \right) \quad (\text{IV.36-a})$$

$$U = K_{\max} \cdot g \cdot T_0 f_5 \left(\frac{K_y}{K_{\max}} \right) \quad (\text{IV.36-b})$$

La combinaison des relations IV.36), (IV.35) et (IV.34) abouti à des équations de la forme :

$$L \left(U, \beta, H, A, b, G_{\max} \frac{A_{cc}}{g} \frac{y}{H} \right) = 0 \quad (\text{IV.37-a})$$

ou

$$L \left(U, \beta, H, K_c, G_{\max} \frac{A_{cc}}{g} \frac{y}{H} \right) = 0 \quad (\text{IV.37-b})$$

ou

$$L \left(U, \beta, H, A, b, \text{classe d'encrochement} \frac{A_{cc}}{g} \frac{y}{H} \right) = 0 \quad (\text{IV.37-c})$$

qui conduisent à des abaques illustrés par la figure (IV.7), abaques qui pourront servir à prédimensionner les remblai en encrochements

L'hypothèse de la rigidité si elle était exploitée jusqu'au bout devrait conduire les projeteurs à considérer que la côte "y" ne représente non plus la profondeur à laquelle la surface de rupture sort du barrage, mais plutôt la côte "y_g" du centre de gravité de la partie (P) du barrage limitée par la surface de rupture et située au-dessus de celle-ci.

Le fait de remplacer "y" par "y_g" conduit à des valeurs de déplacements induits relativement élevés (ce qui va dans le sens de sécurité) et oblige le projeteur à calculer les valeurs de "y_g" pour des surfaces parfois complexes

Dans le cas des surfaces de ruptures planes (droites) la côte "y_g" est sensiblement égale à:

$$y_g = \frac{y+H}{3} \left[\text{ou } \frac{2 \cdot H+z}{3} \text{ en prenant pour origine la base du barrage} \right].$$

où:

y (resp.z) désigne la côte à laquelle la surface de rupture sort du barrage.

Si "α" est la pente de la droite (ou de la surface plane) de rupture considérée, on sait d'après la relation $\frac{K_c}{g} = \sin(\phi' - \alpha)$ que l'accélération critique associée à cette surface de rupture est de la forme:

$$K_c = g.f(\phi', \alpha) = g.f_0(\phi', \alpha, y_g) \quad (IV.38)$$

Avec cette nouvelle expression de " K_c " d'autres types d'abaques peuvent être construites.

Toutes ces méthodes de calculs découlent de la théorie d'analyse élastique de la réponse d'un barrage sous sollicitations sismique qui a été élaborée à partir d'un certain nombre d'hypothèses qu'il convient d'examiner la validité.

-Si l'hypothèse d'un barrage infiniment long " a été vérifiée par HATANAKA(1985) , AMBRASEYS(1960) qui en étudiant avec deux méthodes différentes le cas d'une vallée en "U " montrèrent l'existence d'une bonne concordance des fréquences fondamentales de vibration dès que le rapport " $\frac{L}{H}$ " de la longueur du barrage par sa hauteur était supérieure à 4.

Par contre une étude réalisée sur les vallées en "V " MAKDISI et al (1982) a révélé que ; pour un rapport " $\frac{L}{H}$ " de 6 , il subsistait des différences non négligeables entre les périodes fondamentales des vibrations calculées en 2D et 3D.

-En ce qui concerne les hypothèses : fondation rigide , matériau homogène , elles ne peuvent être levées que par un code de calcul aux éléments finis : fondation peu rigide , barrage zoné ou à noyau.....

-L'hypothèse d'un cisaillement pur (implicitement admise) s'avère très difficile à réaliser et est fautive loin de l'axe du barrage et ce d'autant plus que la pente de celui-ci est faible (ISHIZAKI et al 1962).

-Pour ce qui concerne les valeurs de module de cisaillement maximum " G_{max} " à retenir , les ambiguïtés demeurent d'autant plus que les granulométries de matériau mis en place sont en générales incompatibles avec la taille des plus gros appareillages de laboratoire . Il faut couper la granulométrie pour réaliser des essais de laboratoire qui sous-estiment par ce fait la valeur du module de cisaillement maximum par rapport à ce que l'on peut mesurer in-situ.

Pour mémoire T.AVRIL et M.AZINI(1987) ont montré que la campagne d'essais in-situ réalisée sur le barrage de GRAND-MAISON , la vitesse de cisaillement " C_s " (resp.le module de cisaillement "G ") suivait une loi du type :

$$C_s = C_0 \cdot H^{\frac{n}{2}} \quad (\text{resp. } G = G_{ref} \cdot H^n) \quad \text{où "H" est la hauteur du barrage (en mètres)}$$

Toutefois NOSE et BARBA [1980] , indiquent que pour un barrage à noyau la valeur de " G_{max} " peut être approchée à l'aide des relations (IV.39):

Pour le noyau :

$$G_{\max} = 192.A_0 \left[\frac{\sigma_m}{P_{\text{ref}}} \right]^{.69} \quad (\text{IV.39-a})$$

pour l'enrochement (G_{\max} en MPa)

$$G_{\max} = 155.A_0 \left[\frac{\sigma_m}{P_{\text{ref}}} \right]^{.55} \quad (\text{IV.39-b})$$

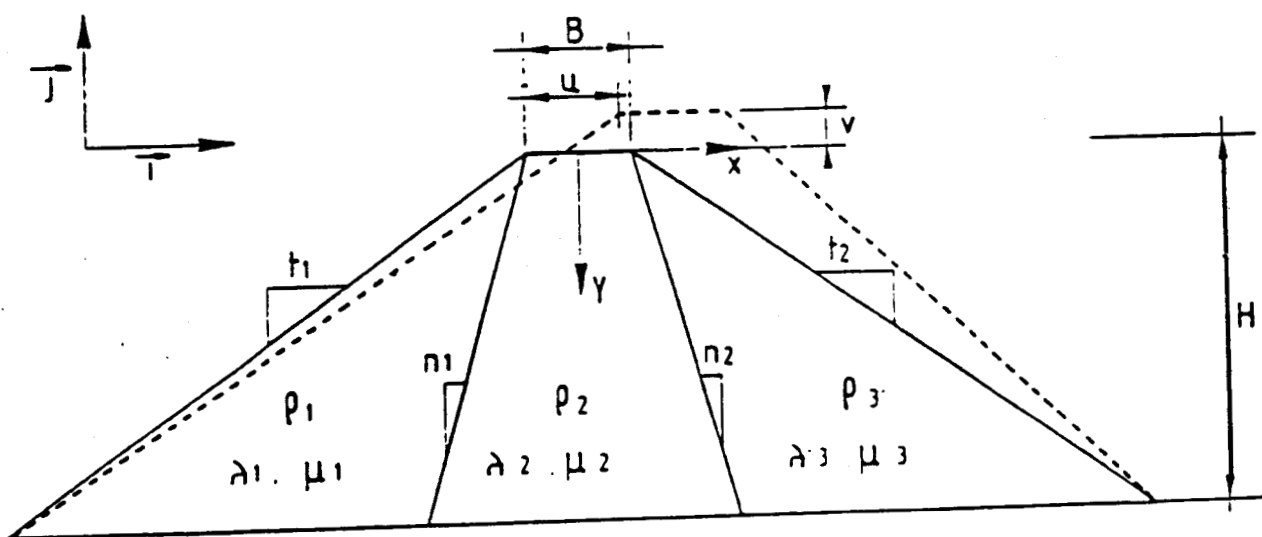
$$A_0 = \frac{(2.976-e)^2}{1+e} \quad (\text{IV.39-c})$$

Où σ_m (resp. P_{ref}) est la contrainte moyenne du barrage (resp. la pression de référence en MPa) et " e " l'indice des vides .

Les méthodes simplifiées peuvent également s'étendre au cas des barrages zonés à condition de remplacer G_{\max} par $G_{\max\text{eq}}$ (le module de cisaillement maximum équivalent) et de connaître la valeur de T_0 .

T.AVRIL(1989) a étudié un barrage zoné vibrant suivant le mode illustré par la figure.IV.8 , il en a déduit les expressions que voici:

FIGURE :IV.8 METHODE SIMPLIFIEE :CAS D'UN BARRAGE ZONE



- Méthode simplifiée - Barrage type.
- Simplified method - Typical dam

Les fréquences fondamentales premiers modes sont alors:
dans la direction verticale.

$$f_{ov} = \frac{1}{2\pi} \cdot \left[\frac{L+2.N}{M_T} \right]^{0.5} \quad (\text{IV.40-a})$$

dans la direction horizontale.

$$f_{oh} = \frac{1}{2\pi} \cdot \left[\frac{N}{M_T} \right]^{0.5} = \frac{1}{2\pi} \cdot \left[\frac{G_{eq}}{\rho_{eq} \cdot H^2} \right]^{0.5} \quad (\text{IV.40-b})$$

où

$$M_T = \frac{H^2}{12} \left\{ \rho_1 (t_1 - n_1) + \rho_2 \left[\frac{4.B}{H} + n_1 + n_2 \right] + \rho_3 (t_2 - n_2) \right\} \quad (\text{IV.41-c})$$

ρ_{eq} est La masse volumique équivalente .

$$L = \frac{1}{(n+2)(n+1)} \left\{ \lambda_1 t_1 \left[1 - \frac{n_1}{t_1} \right]^{n+1} + \lambda_2 t_1 \left[1 - \left[1 - \frac{n_1}{t_1} \right]^{n+1} \right] + \lambda_2 \frac{B}{H} (n+2) + \lambda_2 t_2 \left[1 - \left[1 - \frac{n_2}{t_2} \right]^{n+2} \right] + \lambda_3 t_3 \left[1 - \frac{n_2}{t_2} \right]^{n+1} \right\} \quad (\text{IV.41-b})$$

$$N = \frac{1}{(n+2)(n+1)} \left\{ \mu_1 t_1 \left[1 - \frac{n_1}{t_1} \right]^{n+1} + \mu_2 t_1 \left[1 - \left[1 - \frac{n_1}{t_1} \right]^{n+1} \right] + \mu_2 \frac{B}{H} (n+2) + \mu_2 t_2 \left[1 - \left[1 - \frac{n_2}{t_2} \right]^{n+2} \right] + \mu_3 t_3 \left[1 - \frac{n_2}{t_2} \right]^{n+1} \right\} \quad (\text{IV.41-c})$$

Les " λ_i " et " μ_i " sont des coefficients de LAME pris à la base du barrage

"n" la constante du matériau $\left[G = G_{max} P_{ref} \left[\frac{P}{P_{ref}} \right]^n \right]$

" ρ_i " la masse volumique du matériau "i"

t_1 , n_1 resp. (t_2 , n_2) désignent les pentes amont (resp. aval) du parement du barrage et du noyau selon la figure IV.8 .

CHAPITRE V

CHAPITRE V

V.1---METHODES DE CALCUL AUX ELEMENTS FINIS

INTRODUCTION

D'énormes progrès réalisés ces dernières années dans le domaine de l'informatique avec l'avènement des supers-calculateurs , ont permis avec la mise au point des méthodes de calculs aux éléments finis de réaliser des avancées notables dans la résolution de problèmes numériques . Elles ont contribué au développement de très nombreux modèles dans le domaine du génie-civil . Ces progrès donnent aujourd'hui la possibilité aux chercheurs de valider leurs modèles sur ouvrages réels sous sollicitations dynamiques.

En géotechnique , la modélisation des sols s'est notamment heurtée aux difficultés soulevées par son aspect hétérogène et polyphasique qui limitent l'application de la théorie de la mécanique des milieux continus.

Toutefois certains auteurs , en particulier BIOT et TERZAGHI en privilégiant les phases solide et fluide se sont lancés dans la construction de théories nouvelles où le sol est considéré comme un milieu poreux biphasique.

Si la théorie de TERZAGHI qui admet le concept de la contrainte effective est monodimensionnelle (dans sa version originale) , et ne s'applique qu'à des cas de chargement statique , celle de BIOT bien que n'utilisant pas de façon explicite la notion de contrainte effective est tridimensionnelle et applicable aux chargements dynamiques .

L'objectif du travail présenté dans cette partie est de comparer les résultats d'une approche non-linéaire par la méthode aux éléments finis aux méthodes simplifiées développées par MAKDISI et SEED.

Ce chapitre consacré aux calculs dynamiques des barrages en enrochement par la méthode aux éléments finis , sera présenté en cinq paragraphes:

1----Le premier paragraphe sera consacré à la présentation du logiciel qui nous a servi à réaliser nos calculs.

2---Quand au second , on y donnera les valeurs des paramètres de la loi , précisera la loi qui régit le comportement du matériau (enrochement) constitutif du corps des barrages . Les caractéristiques géométriques et les conditions aux limites des ouvrages étudiés seront également

présentées dans ce paragraphe.

3---Au paragraphe trois , nous présenteterons les résultats des calculs dynamiques ; notamment ,l'influence du niveau de la sollicitation sur les déplacements en crête.

4---Au quatre , une étude comparatives réalisée entre les méthodes simplifiées (M.S) et la méthode aux éléments finis (M.E.F) sera présentée.

5---Après la présentation d'une étude de cas qui fut réalisé sur un barrage reposant sur une fondation non-rigide , nous pourrons tirer quelques enseignements.

Dans le cadre de ce chapitre il ne sera donc pas fait allusion à la formulation variationnelle du problème aux limites traité et à la modélisation de ce problème par éléments finis.

V.2----PRESENTATION DU LOGICIEL GEFDYN (version 1989)

Le logiciel qui a été utilisé pour ces calculs est GEFDYN (Géomatériaux ELément Finis DYNamique) ; Il est le résultat des travaux de recherche entrepris à l'ECOLE CENTRALE DE PARIS (E.C.P) depuis de nombreuses années , en collaboration avec des industriels tels que COYNE et BELIER (C.O.B) , et ELECTRICITE DE FRANCE (E.D.F).

Il s'agit d'un logiciel aux éléments finis destiné à l'étude des milieux polyphasiques sous sollicitations dynamique et statique en deux ou trois dimensions.

V.2.1----PROBLEMES AUX LIMITES TRAITES PAR GEFDYN

GEFDYN 1989 étudie le comportement purement mécanique d'un milieu fini Ω de frontière (Γ) soumis à des sollicitations extérieures du type contraintes (resp. déplacement) sur la frontière (Γ_σ) (respectivement (Γ_u)) tel que :

$$(\Gamma_u) \cup (\Gamma_\sigma) = \Gamma$$

$$(\Gamma_u) \cap (\Gamma_\sigma) = \emptyset \text{ (vide)}$$

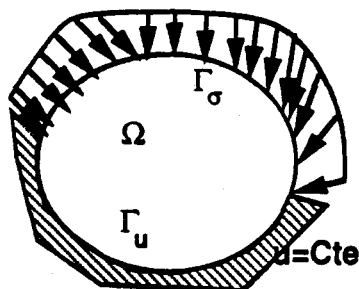


FIGURE :V.1 Conditions aux limites

Le milieu peut être constitué de géomatériaux et des structures en contact . l'ensemble pouvant subir des déplacements , déformations et des rotations.

Le milieu peut être drainé , partiellement drainé ou non drainé , saturé ou non saturé par un fluide interstitiel.

V.2.2----COMPORTEMENT DU SQUELETTE GRANULAIRE

Le comportement du squelette granulaire est décrit par l'une des lois de comportement disponibles suivante :

- élastoplastique de DRUCKER-PRAGER (2D ou 3D)
- élastoplastique de MOHR-COULOMB (2D ou 3D)
- élastoplastique de VON-MISES (3D)
- incrémentale de DARVE (2D)

-élastoplastique cyclique HUJEUX (2D ou 3D)

-élasto-visco-plastique HUJEUX-KODAISSI (2D)

C'est loi de DARCY régit l'écoulement du fluide interstitiel.

Le milieu peut recevoir des éléments joints (2D ou 3D) dont le comportement représente :

soit un comportement d'interface du type élastoplastique de MOHR-COULOMB.

Soit des joints hydrauliques modélisant une surface potentielle de suintement , de remplissage ou de vidange d'une retenue de fluide (2D ou 3D). Les conventions étant celles de la mécanique des milieux continus.

V.2.3----METHODE DE RESOLUTION DU PROBLEME NON-LINEAIRE

Le système global à résoudre étant de la forme :

$$A(\underline{v}) = K(\underline{v}) \cdot \underline{v} - \underline{F} = \underline{J}$$

où \underline{v} est le champ des déplacements cherchés.

deux méthodes de résolution peuvent être utilisées:

1---- Méthode NEWTON-RAPHSON MODIFIEE

2---- Méthode quasi-NEWTON B.F.G.S.(Broyden-Fletcher-Goldfard-Shamo) (voir [30] , [40])

L'intégration en temps étant du type NEWMARK implicite-explicite (en dynamique) ou EULER implicite (en quasi-statique)

Il est également possible d'utiliser un pas de temps adaptatif.

V.2.4----CHARGEMENTS

Les chargements extérieurs peuvent être :

des forces ponctuelles.

des forces de surface,

des forces de volume,

des sollicitations sismiques.

V.2.5-----INDICATIONS FONCTIONNELLES SUR DES OUVRAGES SUSCEPTIBLES D'ETRE ETUDIES PAR GEFDYN

BARRAGES

-Simulation de la construction , évolution des tassements et des pressions interstitielles pendant les périodes de constructions , d'arrêt du chantier . Influence de la densité de pose et de la teneur en eau , remplissage et vidange du reservoir et influence mécanique et hydraulique des drains.

FONDATIONS

Tassements , force portante , stabilité à court terme et à long terme , chargement monotone ou cyclique de la fondation.

SOUTÈNEMENT

Excavation , pose de palplanches , ancrages , rabattement de nappe , arrivée d'eau , renard.

TUNNELS

Excavation , pose de soutènement et d'ancrages , influence des nappes phréatiques et d'écoulements.

V.3-----PARAMETRES DE LA LOI ET CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DES BARRAGES ETUDIES

V.3.1-----LOI DE COMPORTEMENT ET PARAMETRES RETENUS

Dans ces calculs , on suppose que le comportement de l'enrochement est régi par la loi élastoplastique d'HUJEUX (que nous avons présentée au CHAPITRE II) . Les valeurs des paramètres de la loi étant alors égales à (matériau de classe 2W qui correspond à l'enrochement de VENATO-DAM avec des modules deux fois plus élevés voir fig.II.3a-b) :

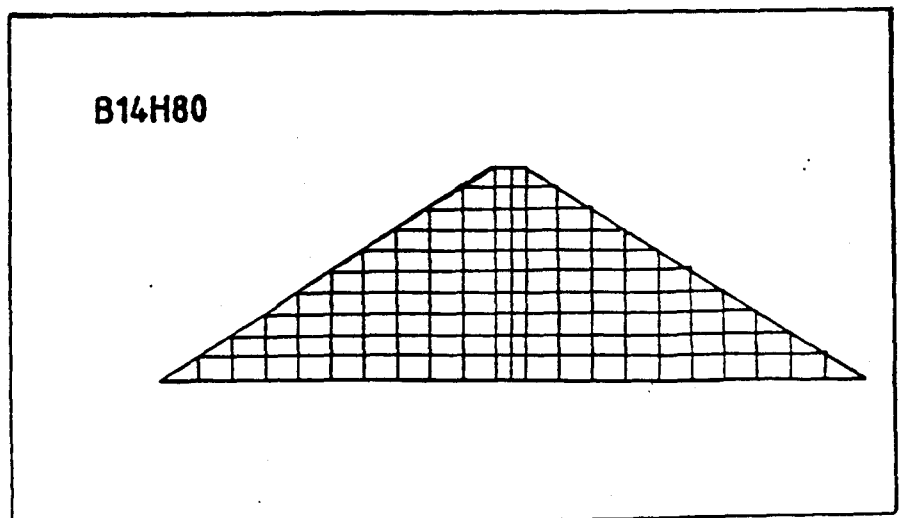
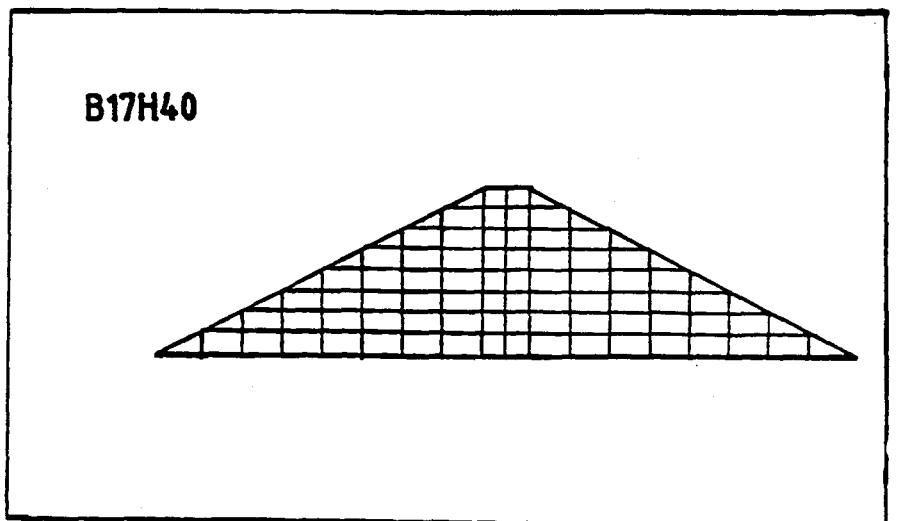
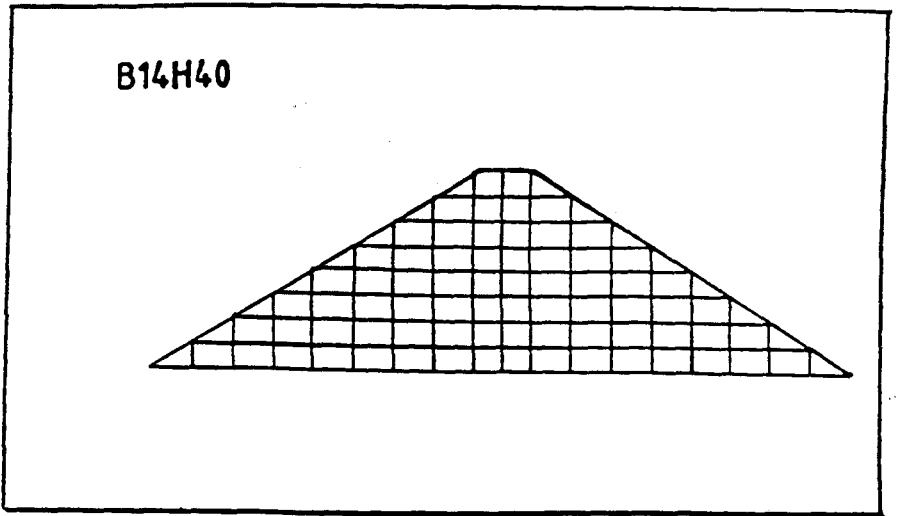
$G_{max}=140.MPa$, $K_{max}=308.MPa$, $n=0.56$, $\phi=40.^{\circ}$, $\psi=40.^{\circ}$, $\beta=4.0$, $P_{co}=2.7MPa$

$a=0.005$, $b=0.3$, $a_{cyc}=0.005$, $\alpha=0.70$, $r_{ela}=0.35$, $r_{hys}=0.35$, $r_{mbl}=0.90$

$c=0.025$, $d=2.4$, $c_{cyc}=0.015$, $r_{4ela}=0.1$, $m=0.1$

Les paramètres A et b_0 de la loi $\tau=A.\sigma^{b_0}$ sont : $A=3.03$ et $b_0=0.856$

FIGURE :V.2 Caractéristiques géométriques et maillages des barrages étudiés



V.3.2----CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DES BARRAGES

Il a été considéré que l'ensemble des barrages étudiés repose sur une fondation (ou un substratum) rigide . Les caractéristiques géométriques des différents ouvrages qui sont illustrées par les figures V.2 sont résumées par le tableau ci-contre.

Hauteur du barrage (H)	40.m		80.m
Pentes(h/V)	1.4/1	1.7/1	1.4/1
Appellations	B14H40	B17H40	B14H80

h=horizontale V=verticale

Le matériau constitutif du corps de barrage est homogène de masse volumique : $\rho=20.KNm^{-3}$ et pour tout les ouvrages la largeur en crête "b " est constante et égale à 10m.

V.3.3----ETAT DE CONTRAINTE INITIALE ET SOLLICITATIONS DYNAMIQUES

V.3.3.1----ETAT DE CONTRAINTE INITIALE

Avant de simuler la réponse dynamique des différents barrages , il faut déterminer l'état de contrainte initial.

Ce résultat a été obtenu en considérant que les différents barrages sont à retenue vide et en simulant la construction de ceux-ci en plusieurs étapes au moyen du code GEFDYN .

Le champ de contrainte initial au début de la sollicitation sismique est alors égal au champ de contrainte à la fin de la construction du barrage .

V.4----SOLLICITATIONS DYNAMIQUES

La sollicitation dynamique qui a été introduite au niveau de la base du barrage par l'intermédiaire des éléments paraxiaux , est définie analytiquement par un signal de RICKER qui , présente plusieurs avantages :

- 1---- La simplicité du signal facilite l'interprétation des résultats.
- 2---- Le pas de temps de définition du chargement , qui conditionne la stabilité de l'algorithme ou les effets de filtrage par maillage ne pose aucune difficulté .
- 3--- On peut choisir le contenu fréquentiel de la sollicitation dans le domaine des fréquences sismiques en fonction des paramètres de définition (T_s et T_p) de la fonction RICKER.

La fonction de RICKER :

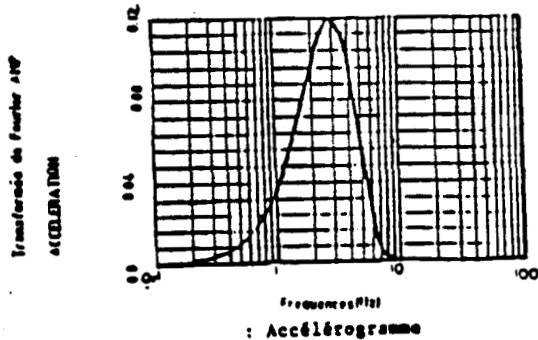
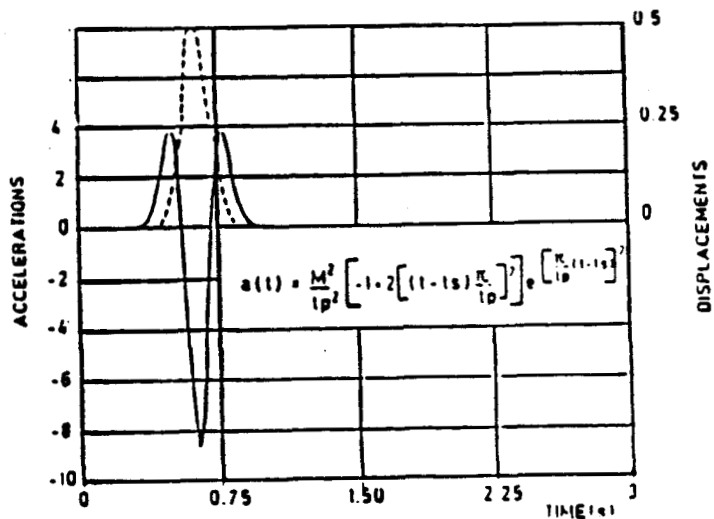
$$a(t) = \frac{\pi^2}{T_p^2} \left\{ -1 + 2 \left[\frac{\pi}{T_p} \cdot (t - T_s) \right]^2 \right\} \cdot \exp \left\{ - \left[\frac{\pi}{T_p} (t - T_s) \right]^2 \right\}$$

Pour cette étude les caractéristiques principales de la fonction retenues sont

$T_s = 0.636s$	$T_p = 0.341s$
----------------	----------------

Le signal est représenté à la figure V.3 , son contenu fréquentiel est compris entre 0 et 10.Hz , avec un pic à 3.Hz

FIGURE : V.3 Signal de RICKER



Signal de Ricker et transformée de Fourier

V.4.1----NIVEAU DE SOLLICITATION

Les niveaux de sollicitation sismiques utilisés dans cette étude sont les suivants :

1--Niveau Faible (N.F.) Accélération maximale normée à 0.05g

2--Niveau Moyen (N.M.) Accélération maximale normée à 0.25g

3--Niveau Extrême (N.E.) Accélération maximale normée à 0.50g

Nous avons simulé la réponse dynamique des ouvrages B14h40 , B17H40 (resp.B14H80) pour les niveaux de sollicitations sismiques N.F. , N.M. , N.E. (resp. N.F. , N.M.).

V.5----RESULTATS DES SIMULATIONS AUX ELEMENTS FINIS DE LA REPONSE NON-LINEAIRE DES BARRAGES

BARRAGES	Niveau de sollicitation à la base	Accélération en crête	Déplacements en crête	
			Horizontaux (cm)	Verticaux (cm)
B14H40	Faible (0.05g)	0.465g (.373g)*	0.20	1.00
	Moyen (0.27g)	2.00g (1.770g)*	0.80	6.00
	Fort (0.57g)	2.28g (1.670g)*	1.00	12.50
B17H40	Faible (0.05g)	0.447g (.377g)*	0.096	0.96
	Moyen (0.27g)	1.45g (1.420g)*	0.65	5.70
	Fort (0.057g)	2.44g (1.851g)*	2.00	10.44
14H80	Faible (0.05g)	0.436g (.418g)*	0.53	1.44
	Moyen (0.26g)	1.842g (1.660g)*	4.00	10.00

TABLEAU :V.1

Simulation de la reponse non-linéaire des barrages par la méthode des Eléments Finis

* Accélération horizontale en crête

V.5.1---INFLUENCE DU NIVEAU DE LA SOLLICITATION SUR L'ACCELERATION EN CRETE

Les différents résultats illustrés par les figures V.4 et résumés par le tableau V.1 montrent que :

- 1-- l'accélération en crête du barrage est d'autant plus importante que le niveau de sollicitations sismique est élevé.
- 2-- Pour un niveau de sollicitation sismique donnée , l'accélération en crête du barrage augmenterait avec la hauteur " H " .
- 3-- Par contre , pour une hauteur fixée , l'accélération en crête diminue avec la pente du barrage : elle décroît d'autant plus que la pente est faible (ou cotangente de la pente " β " élevée) .

V.5.2-----INFLUENCE DE LA SOLLICITATION SUR LES DEPLACEMENTS

L'examen de la réponse des différents ouvrages étudiés qui sont résumés par le tableau V.1 et illustrés par les figures V.4 , nous montrent que :

- 1-- Les déplacements irréversibles (et maximaux) augmentent avec le niveau de sollicitation quelque soit le type d'ouvrage considéré.
- 2-- Pour une accélération donnée , ces déplacements augmenteraient avec la hauteur " H " du barrage.
- 3-- Par contre , pour une hauteur donnée , ces déplacements diminuent légèrement lorsque la pente du barrage est plus faible (ou la cotangente de la pente " β " plus élevée).

V.6----ETUDE COMPARATIVE DE LA REPONSE NON-LINEAIRE D'UN BARRAGE AUX RESULTATS DONNES PAR LES METHODES SIMPLIFIEES

Dans ce paragraphe ; les valeurs des déplacements en crête du barrage et les déplacements permanents induits le long d'une surface ou ligne de rupture déduits des modèles non-linéaires (ou données par les méthodes aux éléments finis) , sont comparés à ceux donnés par les méthodes simplifiées .

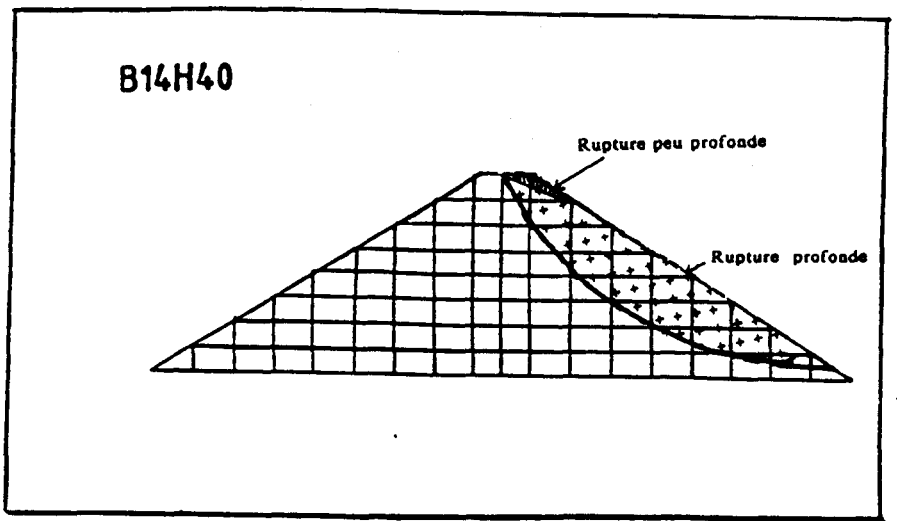
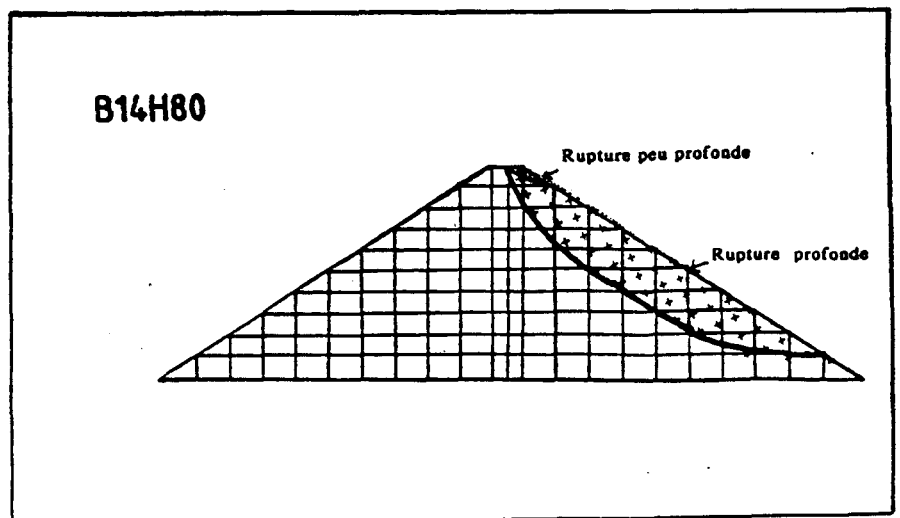
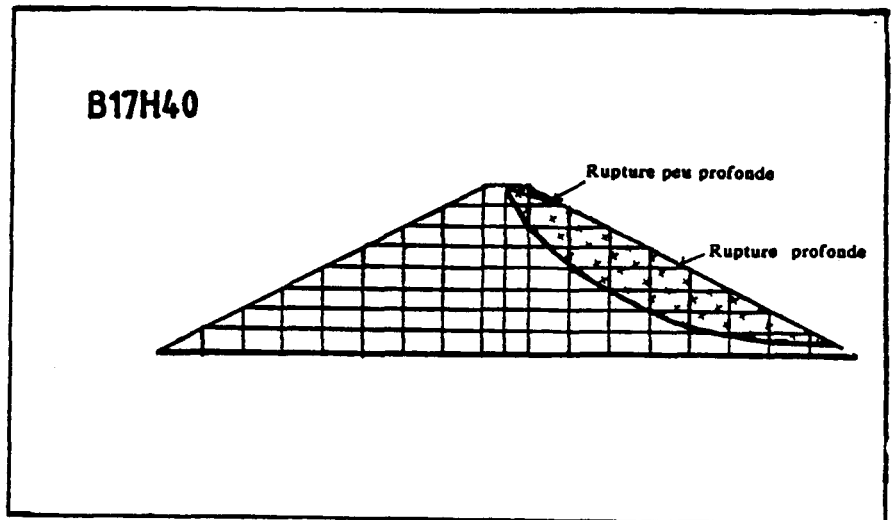


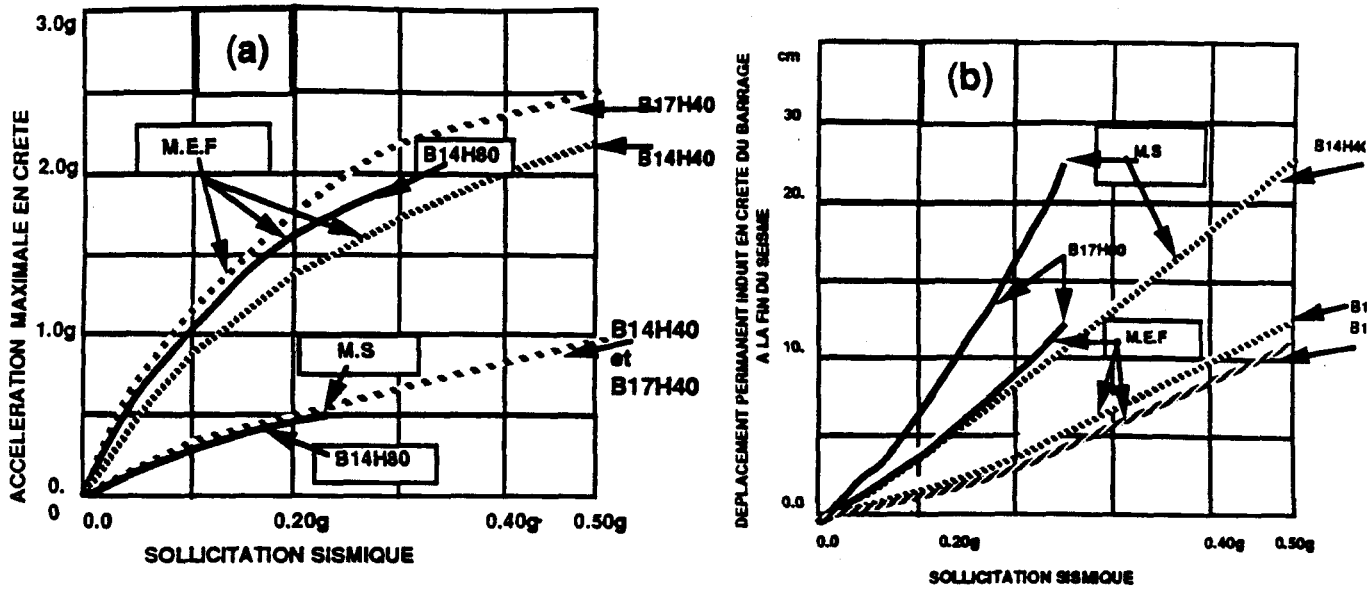
Figure V.5
Surfaces de rupture
étudiées avec les
méthodes simplifiées



Hauteur du barrage (m)		40						80	
Pente (H/V)		1.4/1			1.7/1			1.4/1	
Accélération du substratum (g)		0.05	0.27	0.55	0.05	0.27	0.57	0.05	0.57
Comparaison des déplacements pour une profondeur de $y/H=0.90$ (rupture profonde)	Méthode des Eléments finis (cm)	0.5	3.4	6.8	0.5	3.1	6.0	0.9	4.5
	Méthode Simplifiée Avec $A=3.03$ $b=0.856$	0	0	0.2	0	0	0.2	0	0
Comparaison des déplacements pour une profondeur $Y/H=0.10$ (rupture en crête)	Méthode des Eléments finis (cm)	1.1	6.4	12.7	0.9	6.0	11.3	1.6	9.0
	Méthodes Simplifiée $K_c = g \cdot \sin(\phi - \alpha)$	0.	0.1	50.0	0.	0.02	34.0	0.06	60.0
COMPARAISON DES DEPLACEMENTS PERMANENTS EN CRETE	METHODE DES ELEMENTS FINIS	*	*	*	*	*	*	*	*
	Verticaux	1.1	6.0	12.5	1.0	5.7	10.4	1.4	10.0
	Horizontaux	0.2	0.6	1.0	0.1	0.7	2.0	0.5	4.0
	Totaux	1.12	6.03	12.54	1.01	5.74	10.69	1.49	10.8
COMPARAISON DES DEPLACEMENTS PERMANENTS EN CRETE	METHODE SIMPLIFIEE*	*	*	*	*	*	*	*	*
	Distorsion moyenne	1.14	10.4	24.6	1.13	10.4	24.6	2.72	24.0
	* Méthode du premier mode (méthode simplifiée*)								
COMPARAISON DES DEPLACEMENTS PERMANENTS EN CRETE	$G_{max}=600MPa$.4	5.0	13.0	0.4	5.0	13.0	1.5	11.0
	$G_{max}=1300MPa$	0.2	2.5	6.0	0.2	2.5	6.0	0.5	5.0

Tableau: V.2
**COMPARAISON DES DEPLACEMENTS IRREVERSIBLES DU
MODELE NON-LINEAIRE
(loi d'HUJEU) ET DES METHODES SIMPLIFIEES**

Figure V.6 Etude comparative Méthode Simplifiée(M.S) et Méthodes aux Eléments Finis



V.6.1----SURFACES DE RUPTURES CONSIDEREES

Deux types de rupture ont été examinés:

- 1---- La rupture profonde : dans ce cas , la surface de rupture (Γ) coupe le parement à une côte "Y " tel que : " $\frac{Y}{H} = 0.90$ " et L'accélération critique K_c associée à cette surface est donnée par la relation III.14
- 2--- Rupture en crête ou " superficielle " : dans ce cas la surface de rupture est plané et coupe le parement à une côte "Y " tel que : " $\frac{Y}{H} = 0.10$ ". L'accélération critique K_c associée à cette surface est " $g \cdot \sin(\phi - \alpha)$ ". (Dans les calculs que nous avons fait , il a été tenu compte de la variation de l'angle ϕ en fonction seulement de la contrainte normale.)

Ces surfaces de ruptures sont illustrées par les figures V.5

V.6.1.1---ACCELERATION EN CRETE DU BARRAGE

Quelque soit le niveau de sollicitation , les valeurs d'accélération maximale en crête données par les méthodes non-linéaires restent relativement supérieures aux valeurs que donnent les méthodes simplifiées . Ces résultats sont illustrés par la figure V.6-a

V.6.1.2---CAS DES RUPTURES PROFONDES

Les résultats du Tableau V.1, montrent : que les déplacements donnés par les méthodes simplifiées sont nuls car : le rapport $\frac{K_c}{K_{max}}$ est supérieur à un : $\left(\frac{K_c}{K_{max}} \geq 1. \right)$. Par contre les déplacements donnés par les méthodes non-linéaires sont non nuls tout en restant relativement faibles.

V.6.1.3---RUPTURES PEU PROFONDES

Les déplacements donnés par les méthodes non-linéaires (méthode aux élément finis avec la loi de comportement d'HUJEUX) restent inférieures aux déplacements calculés par les méthodes simplifiées développées par MAKDISI et SEED pour les valeurs d'accélération de niveaux extrêmes . Par contre pour des faibles et moyennes sollicitations , les déplacements donnés par les méthodes simplifiées sont nuls $\left(\frac{K_c}{K_{max}} \geq 1 \right)$ alors qu'avec les méthodes non linéaires les déplacements sont non nuls (voir Tableau V.2) , quelque soit le type de barrage considéré.

V.6.1.4---DEPLACEMENTS EN CRETE INDUIT PAR LE SEISME

Pour l'ensemble des barrages étudiés , Les méthodes non-linéaires donnent des valeurs de déplacements irréversibles en crête relativement inférieurs aux valeurs de la distorsion moyenne obtenues à l'aide des méthodes simplifiées ($U_{\text{crête simpl.}} = H \cdot \gamma_{\text{distor}}$) . suivant une loi du type :

$$U_{\text{irrév.}} = 0.521 + 0.4501 \cdot U_{\text{crête simpl.}}$$

Avec un coefficient de corrélation de 0.99.

Ces résultats sont illustrées par la figure V.6b .

V.6.2----CAS D'UN BARRAGE SUR FONDATION NON-RIGIDE : BARRAGE DU VERNEY

Une simulation de la réponse dynamique du barrage de VERNEY , avec différents modèles de comportement de sol , à différents niveaux de sollicitation sismique et pour différents état de contrainte initiale a été réalisé par T. AVRIL J.J FRY M. MAMBA K. WOLFGAN (1989).

Il s'agit d'un ouvrage en terre homogène de 42.5m de hauteur , reposant sur une fondation de 20.m d'épaisseur . La largeur en crête du barrage est de 10.m et sa pente

égale à 2/1 .

Les matériaux constitutifs du corps du barrage et de sa fondation sont identiques . La masse volumique " ρ " du matériau est de $23.KNm^{-3}$ et ses caractéristiques mécaniques identiques à celles d'un sable lâche d'HOSTUN.

Comme précédemment la sollicitation sismique à été introduite à la base du barrage sous forme d'un signal de RICKER.

Trois niveaux d'accélération maximale horizontale ont été imposée a la base de la fondation :

- 1--Accélération sismique niveau faible (N.F) égale à 0.05g
- 2--Accélération sismique niveau moyen (N.M) égale à 0.25g
- 3--Accélération sismique niveau extrême (N.E) égale à 0.50g

Les différents modèles qui ont été étudiés sont :

1--Modèle élastique (loi de DRUCKER-PRAGGER : le code de calcul utilisé est GEFDYN [39])

2--Modèle non-linéaire (Loi de HUJEUX : le code de calcul utilisée est GEFDYN [39])

3--Modèle équivalent linéaire : le code de calcul utilisée est FLUSH

5--Méthodes simplifiées : il s'agit des résultats développés dans cette étude.

A partir des résultats de simulations synthétisés par les figures V.8-a et b :

L'influence du niveau de sollicitation sur l'accélération en crête : il a été constaté que :

Quelque soit le modèle utilisé , l'accélération maximale en crête augmente avec le niveau de sollicitation . Par contre si le modèle linéaire donne des valeurs d'accéléra-tions maximales en crête élevées ; les valeurs les plus faibles sont obtenues avec les méthodes simplifiées ou le modèle équivalent-linéaire et quelque soit l'état des contraintes initiales.

Ces résultats ; semblent montrer que le modèle non-linéaire représente qualitative-ment l'influence du niveau de sollicitation :

Pour un niveau de sollicitation faible ; le comportement est proche du modèle élastique . Quand le niveau de sollicitation augmente on observe un décalage de plus en plus important dans l'arrivée du signal à la crête du barrage . Ceci est en relation

avec la diminution du module avec le niveau de déformation et par conséquent à la diminution de la célérité des ondes . D'autre part , par rapport au modèle élastique , les accélérations maximales en crête (pour le modèle non linéaire) diminuent , ce qui indique une augmentation de l'énergie de dissipation du matériau avec le niveau de sollicitation sismique.

En ce qui concerne l'influence des contraintes initiales : On s'est intéressé au niveau de sollicitation sismique extrême (0.50g) . Voir figure V.7. On constate la très forte influence de l'état des contraintes initiales:

Pour le modèle non-linéaire l'accélération maximale en crête à retenue vide est plus importante qu'à retenue pleine alors que l'inverse se produit pour le modèle équivalent linéaire.

En ce qui concerne les déplacements ; on constate que les déplacements irréversibles dans la direction horizontale sont plus importantes à retenue pleine qu'à retenue vide et c'est l'inverse pour les déplacements verticaux.

En ce qui concerne l'influence du niveau de sollicitation sur les déplacements : mêmes observations qu'au paragraphe V.5.2.

La comparaison entre les résultats des méthodes simplifiées et le modèle non-linéaire (loi d'HUJEUX) : voir figure V.7 , V.8-d nous a permis de constater que :

Pour les ruptures profondes $\left[\frac{Y}{H} = .95 \right]$ les valeurs des déplacements permanents induits obtenues par les méthodes simplifiées sont plus importantes (tout en ayant le même ordre de grandeur) que celles données par le modèle non-linéaire.

Pour les ruptures peu profondes $\left[\frac{Y}{H} = .20 \right]$; mêmes observations qu'au paragraphe V.6.3

Les déplacements irréversibles totaux en crête du barrage , même observation qu'au paragraphe V.6.4 en ce qui concerne le barrage à retenue vide . Par contre à retenue pleine c'est l'inverse qui se produit (les déplacements irréversibles totaux en crête sont supérieurs à la distorsion moyenne donnée par les méthodes simplifiées).

CONCLUSIONS

En guise de conclusion , citons les points les plus importants issus notamment de la comparaison

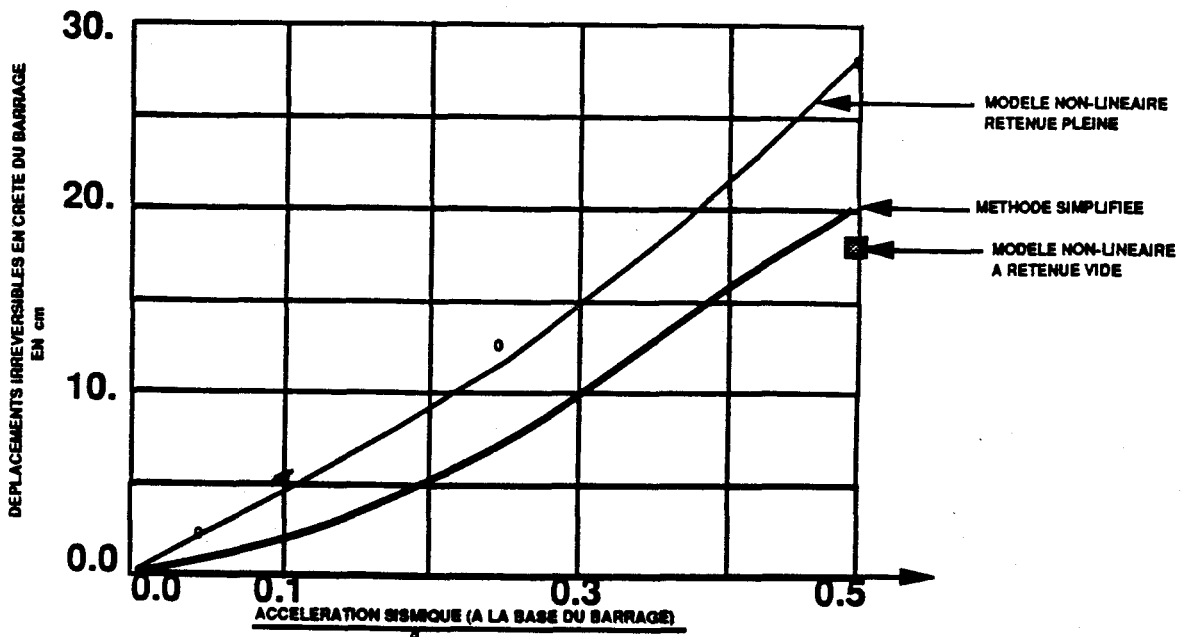
du modèle non linéaire avec la méthode simplifiée.

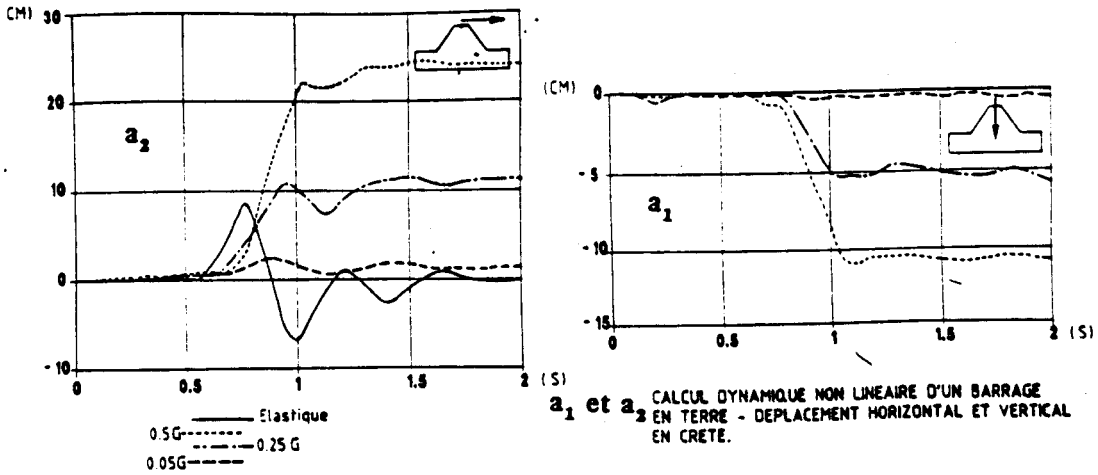
- 1--- Les déplacements calculés par les méthodes non-linéaires sont faibles . Ils ne sont pas dus à un glissement privilégié le long d'une surface de rupture , mais plutôt à la déformabilité de l'enrochement . Cela est beaucoup plus conforme à la réalité observée jusqu'à présent.
- 2--- Dans le cas des séismes forts les déplacements calculés le long d'une surface de rupture superficielle avec la méthode simplifiée sont surestimés . Ainsi ; le critère de déplacement maximal admissible de 0.50m peut être dépassé.
- 3--- Les déplacements sur les grandes surfaces de ruptures sont par contre sous-estimés et le critère de déplacement maximal admissible serait à réduire à 0.10m pour la méthode simplifiée.
- 4--- Les déplacements dépendent de la pente . Les déplacements de la méthode simplifiée coïncident difficilement avec ceux du modèle non-linéaire.

Les déplacements irréversibles en crête peuvent-être estimés par la distorsion moyenne donnée par la méthode simplifiée . Tout en sachant que cette distorsion surestime (sous-estime) de 25% (resp. 20%) au plus la valeur du déplacement à retenue vide (resp. pleine).

La valeur du déplacement maximal horizontale en crête peut également être approché par l'expression du pseudo-déplacement maximal en crête (relation IV.14-d) . En effet le mouvement du barrage simulé par le modèle non-linéaire (loi d'HUJEU), montrent que l'ouvrage a tendance à se déplacer sous l'action de l'onde . L'idée consiste à assimiler le déplacement horizontal maximal en crête au pseudo-déplacement maximal en crête de l'ouvrage élastique soumis à l'action de l'accélération maximale (A_{max}) de l'accélérogramme , vibrant à la période de résonance premier mode .

$$A_{max} = U_{max} \cdot \left[\frac{2\pi}{T_0} \right]^{-2} \quad (U_{max} \text{ est donnée par la relation IV.31})$$



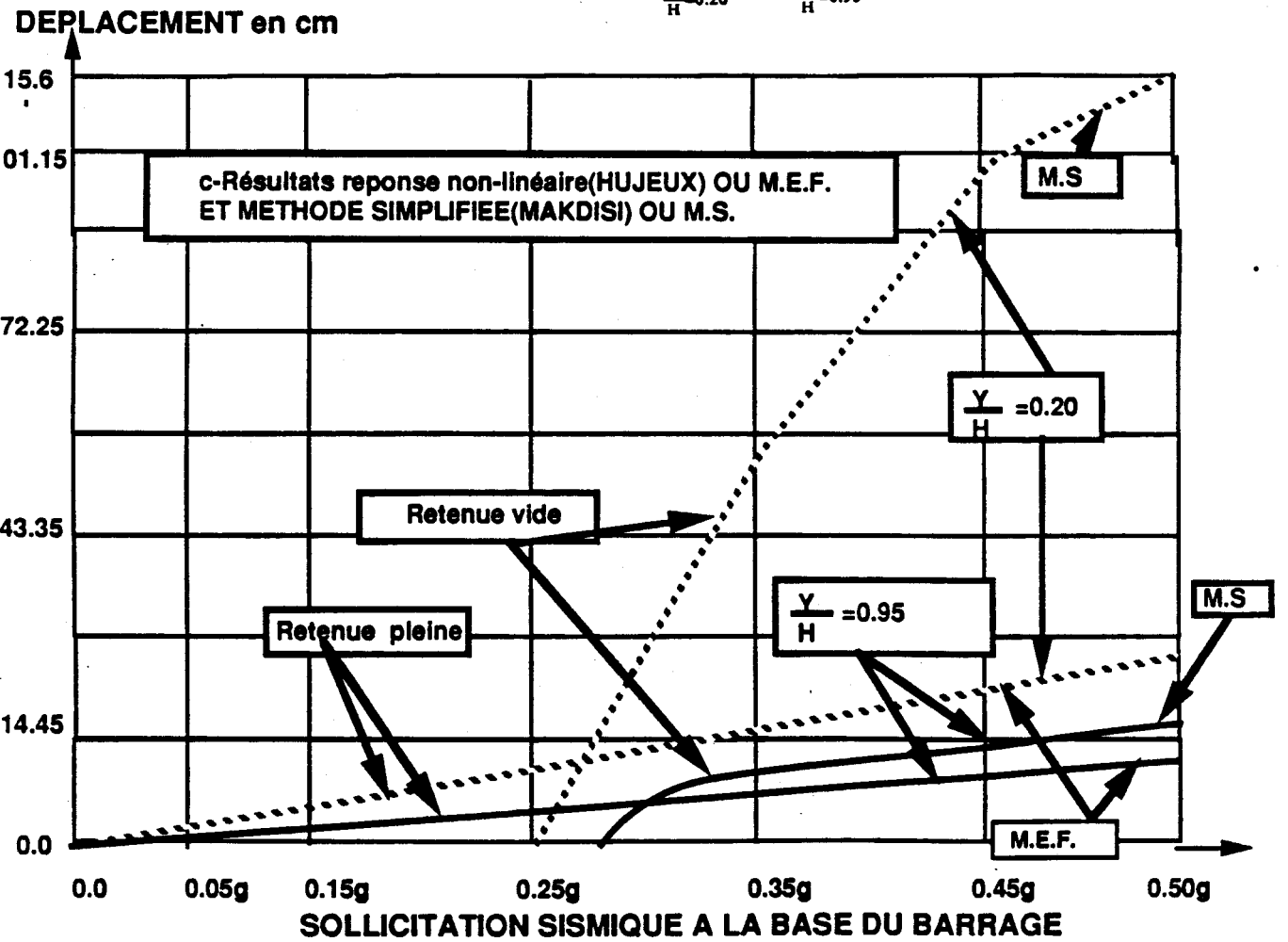


b-Ouvrage et surface de rupture

FIGURE V.8



$\frac{Y_1}{H}=0.20$ $\frac{Y_2}{H}=0.95$



CONCLUSION GENERALE

En étudiant le comportement du grès du barrage de VIEUX-PRE sur un appareillage de grande et petite échelle , nous avons mis en évidence que:

- 1--- L'angle de frottement évolue avec le facteur d'échelle ψ , la contrainte verticale σ_v et la dimension de plus gros grains d_{max} .
- 2--- Les essais d'identification réalisés sur ce même grès ont permis d'identifier une nouvelle classe d'engrèvements.
- 3--- L'étude de stabilité des barrages nous a permis d'obtenir une relation qui peut servir au prédimensionnement des remblais.
- 4--- Les résultats issus de la comparaison entre la méthode dynamique simplifiée et la méthode pseudo-statique nous ont montré qu'un barrage de hauteur 60m peut être construit avec une pente inférieure à 2/1 . Dans ce cas la stabilité de peau de l'ouvrage n'est plus assurée (il faut alors prévoir des dispositifs pour pallier ces insuffisances).
- 5--- Les résultats de l'étude de la reponse dynamique non-linéaire des barrages par la Méthode aux Eléments Finis montrent que : Les valeurs des déplacements irréversibles sont proportionnelles au niveau de la sollicitation sismique et inversement proportionnelles à la cotangente de la pente.

En comparant les résultats de la Méthode aux Eléments Finis et ces de la Méthode Simplifiée nous constatons que :

- 6--- Les valeurs des déplacements irréversibles induits le long d'une ligne de rupture profonde données par les deux méthodes restent du même ordre de grandeur.
- 7--- Pour des ruptures peu profondes par contre , celles données par la Méthode Simplifiée sont 3 à 5 fois supérieures à celles obtenues avec la Méthode aux Eléments Finis.
- 8--- Les valeurs des déplacements horizontaux en crête obtenues avec la Méthode Simplifiée sont 2 à 3 fois supérieures aux valeurs des déplacements totaux données par la Méthode des Eléments Finis.

ANNEXES

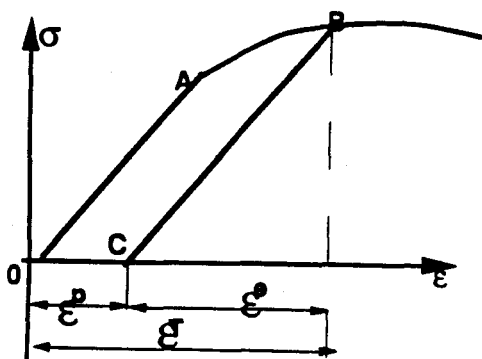
MODELISATION DES MILIEUX GRANULAIRES

En effet , dans le cadre de ce paragraphe , on s'est limité à un court rappel de la théorie de l'élastoplasticité à la présentation des modèles de MOHR-COULOMB STANDARD (M.C.S) , de DRUCKER-PRAGER STANDARD (D.P.S) et celui de J.C. HUJEUX.

A1.2---ELASTOPLASTICITE

a---NOTION DES DEFORMATIONS REVERSIBLES ET IRREVERSIBLES

En effet si on néglige l'effet du temps , la réponse d'un corps élastoplastique soumis à une sollicitation uniaxiale σ peut être résumé par le schéma de la figure A1.1



-Le comportement du matériau jusqu'au point A est élastique linéaire . A la décharge (chemin AO) toutes les déformations sont réversibles .

-Si on continue le chargement jusqu'au point B et en déchargeant , les déformations irréversibles (dites déformations plastiques : ϵ^p) apparaissent .

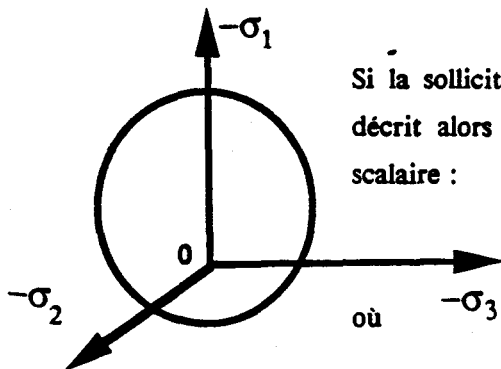
-La déformation totale ϵ_T est alors la somme des déformations élastiques ϵ^e et plastique ϵ^p .

FIG:A1.1 Sollicitation uniaxiale

$$\epsilon_T = \epsilon^e + \epsilon^p \quad (A1.1)$$

En définitive le point A au delà duquel les déformations plastiques apparaissent est appelé seuil de plasticité initial et B le seuil de plasticité actuel.

b----NOTION DE SURFACE DE CHARGE (figure A1.2)



Si la sollicitation devient multiaxiale , le point seuil de plasticité décrit alors une surface qui peut se représenter par la fonction scalaire :

$$F(\underline{\sigma}, R) \quad (A1.2)$$

R : l'ensemble des paramètres d'écrouissages

$\underline{\sigma}$: est le tenseur des contraintes

La surface représentée par la fonction " F " est dite surface de

FIG:A1.2 Surface de charge

charge

Si $F < 0$ on est dans le domaine élastique : $\underline{\epsilon}_T = \underline{\epsilon}^e$

Si $F = 0$ les déformations élastiques peuvent éventuellement s'accompagner des déformations plastiques : $\underline{\epsilon}_T = \underline{\epsilon}^e + \underline{\epsilon}^p$

$F > 0$ est un état physiquement impossible.

c---CAS D'UNE DECHARGE

La décharge est régie par les équations :

$$\underline{\dot{\sigma}} = \underline{D} : \underline{\dot{\epsilon}}^e \quad (\text{A1.3-a})$$

$$\dot{F}_R = \frac{\partial F}{\partial R} : \dot{R} = \frac{\partial F}{\partial \underline{\sigma}}(\underline{\sigma}, R) : \underline{\dot{\sigma}} < 0 \quad (\text{A1.3-b})$$

$$\underline{\dot{\epsilon}}_T = \underline{\dot{\epsilon}}^e \quad (\text{A1.3-c})$$

où

\underline{D} est le tenseur d'élasticité

L'incrément de contrainte $\underline{\dot{\sigma}}$ dans ce cas est dirigé vers l'intérieur de la surface de charge. (cf figure A1.3)

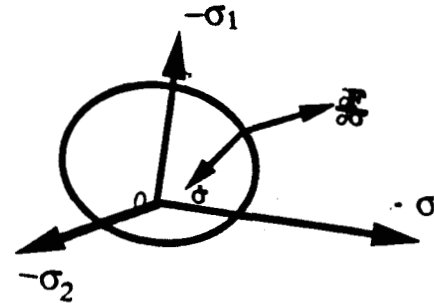


FIGURE :A1.3 Décharge

d---CAS D'UNE CHARGE

Un chargement se traduit par les équations suivantes :

$$\underline{\dot{\sigma}} = \underline{D} : \underline{\dot{\epsilon}}^e \quad (\text{A1.4-a})$$

$$\dot{F}(\underline{\sigma}, R) = 0 \quad (\text{A1.4-b})$$

$$\dot{F}_R = \frac{\partial F}{\partial R} : \dot{R} = \frac{\partial F}{\partial \underline{\sigma}}(\underline{\sigma}, R) : \underline{\dot{\sigma}} > 0 \quad (\text{A1.4-c})$$

$$\underline{\dot{\epsilon}}_T = \underline{\dot{\epsilon}}^e + \underline{\dot{\epsilon}}^p \quad (\text{A1.4-d})$$

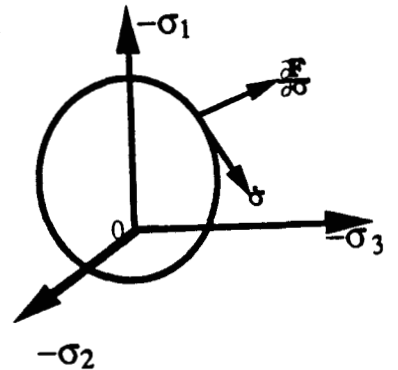


FIG :A1.4 Charge

L'équation (A1.4-b) traduit la condition de consistance ou équation de compatibilité

Dans le cas d'une charge l'incrément de contrainte $\underline{\dot{\sigma}}$ est alors dirigé vers l'extérieur (cf.figure A1.4)

si $\frac{\partial F}{\partial \underline{\sigma}} : \underline{\dot{\sigma}} = 0$ l'incrément de contrainte $\underline{\dot{\sigma}}$ est tangent à la surface de charge .

A1.3---NOTION DE POTENTIEL PLASTIQUE ET REGLE D'ÉCOULEMENT

La loi ou règle d'écoulement définit la façon dont les vitesses (ou incréments) des déformations évoluent:

Si $\dot{\epsilon}^P$ est la vitesse de déformation correspondant à un état de contrainte $\underline{\sigma}$ et si $G(\underline{\sigma}, R)$ est le potentiel plastique associé ; la loi d'écoulement peut d'une façon générale être écrite sous la forme :

$$\dot{\epsilon}^P = \lambda \cdot \frac{\partial G}{\partial \underline{\sigma}} (\underline{\sigma}, R) \quad (A1.5)$$

$\lambda \geq 0$ est le multiplicateur de plasticité (scalaire positif ou nul)

$\frac{\partial G}{\partial \underline{\sigma}}$ définit les directions des déformations plastiques , celles-ci sont normales à la surface :

$$G(\underline{\sigma}, R) = C^te$$

Quand la surface de charge $F(\underline{\sigma}, R)$ est identique au potentiel de plastique $G(\underline{\sigma}, R)$, ($F=G$) ; on dit que la loi d'écoulement plastique est associée (matériau standard) . Dans le cas contraire , on dit que la loi d'écoulement est **non-associée** (matériau non-standard)

a---MODULE D'ÉCROUISSAGE ET MULTIPLICATEUR PLASTIQUE λ

L'équation de compatibilité écrite de façon détaillée donne:

$$\left[\frac{\partial F}{\partial \underline{\sigma}} \right]^T : \underline{\dot{\sigma}} + \frac{\partial F}{\partial R} \cdot \dot{R} = 0 \quad (A1.6)$$

ou encore

$$\left[\frac{\partial F}{\partial \underline{\sigma}} \right]^T : \underline{\dot{\sigma}} = - \frac{\partial F}{\partial R} \dot{R} \quad (A1.7)$$

Le module d'écrouissage $H(\underline{\sigma}, R)$ est défini par la relation :

$$\frac{\partial F}{\partial R} \dot{R} = -\lambda H(\underline{\sigma}, R) \quad (A1.8)$$

Compte tenu des relations (A1.7 et 8) nous obtenons l'expression suivante de λ :

$$\lambda = \frac{1}{H(\underline{\sigma}, R)} \left[\frac{\partial F}{\partial \underline{\sigma}} \right]^T : \underline{\dot{\sigma}} \quad (A1.9)$$

Les déformations plastiques sont alors obtenues grâce à la relation :

$$\underline{\dot{\epsilon}}^P = \frac{1}{H} \frac{\partial G}{\partial \underline{\sigma}} \left[\frac{\partial F}{\partial \underline{\sigma}} \right]^T : \underline{\dot{\sigma}} \quad (A1.10)$$

Si l'on tient compte des équations $\underline{\dot{\sigma}} = \underline{D} : \underline{\dot{\epsilon}}^e$ et $\underline{\dot{\epsilon}}_T = \underline{\dot{\epsilon}}^e + \underline{\dot{\epsilon}}^P$ et de la relation (A1.10) nous obtenons :

$$\lambda = \frac{\left[\frac{\partial F}{\partial \underline{\sigma}} \right]^T : \underline{D} : \underline{\dot{\epsilon}}_T}{H + \left[\frac{\partial F}{\partial \underline{\sigma}} \right]^T : \underline{D} : \left[\frac{\partial G}{\partial \underline{\sigma}} \right]} \quad (A1.11-a)$$

$$\underline{\dot{\epsilon}}^P = \frac{\frac{\partial G}{\partial \underline{\sigma}}(\underline{\sigma}, R) \left[\frac{\partial F}{\partial \underline{\sigma}} \right]^T : \underline{D} : \underline{\dot{\epsilon}}_T}{H + \left[\frac{\partial F}{\partial \underline{\sigma}} \right]^T : \underline{D} : \left[\frac{\partial G}{\partial \underline{\sigma}} \right]} \quad (A1.11-b)$$

A1.4---CAS DE PLUSIEURS SURFACES DE CHARGE

Lorsqu'un modèle admet "n" surfaces de charges, et si l'on suppose que l'écoulement au point

"A" quand "m" surfaces de charge sont actives (m < n) est une combinaison de ces "m" surfaces ;
alors:

$$\dot{\epsilon}^P = \sum_{i=1}^m \lambda_i \cdot \left(\frac{\partial G_i}{\partial \underline{\sigma}} \right) \quad (A1.12-a)$$

$$= \sum_{i=1}^m \dot{\epsilon}_i^P \quad (A1.12-b)$$

et

$$F_i(\underline{\sigma}, R) = 0 \text{ pour } 1 \leq i \leq m \quad (A1.12-c)$$

où :

G_i est le potentiel plastique relatif à la surface de charge F_i

λ_i le multiplicateur plastique associé au potentiel plastique G_i ($\lambda_i \geq 0$ pour $1 \leq i \leq m$)

La vitesse des déformations totales dans ce cas est :

$$\dot{\epsilon}_T = \dot{\epsilon}^e + \sum_{i=1}^m \dot{\epsilon}_i^P \quad (A1.13)$$

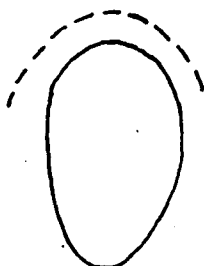


FIG :A1.5 Ecrouissage

A1.5---ECROUISSAGE

On dira qu'il y a écrouissage lorsque le seuil de plasticité (resp. la surface de charge) dans le cas d'un chargement uniaxial (resp. multiaxial) évolue au cours de la sollicitation.

Ainsi partant d'un état de contrainte $\underline{\sigma}$ situé sur la surface de charge ($F(\underline{\sigma}, R) = 0$), un accroissement des contraintes aussi petit soit-il et tel que $\frac{\partial F}{\partial \underline{\sigma}} : \underline{\dot{\sigma}} > 0$ provoquerait des déformations plastiques (cf. figure A1.5)

L'évolution des déformations plastiques dans le cas des matériaux écrouissables conduit à un changement de limite élastique ou seuil de plasticité : la surface de charge se déplaçant à mesure que se développe l'écrouissage.

On peut distinguer deux types d'écrouissage:

- 1----- L'écrouissage positif ou durcissement (cf. figures A1.6), c'est lorsque la courbe contrainte en fonction des déformations ne présente pas de pic. le module d'écrouissage est alors strictement positif.

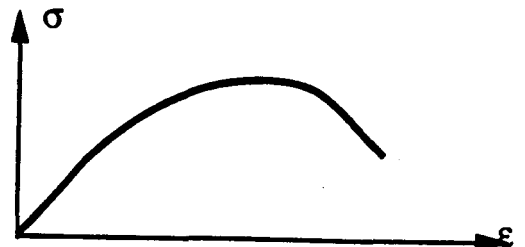
$$H(\underline{\sigma}, R) > 0 \quad (A1.14)$$



FIGURE :A1.6 Ecrouissage positif

2----- Si sous un certain chemin de sollicitation , le matériau présente un ramollissement au-delà d'un certain pic (cf. figure A1.7), on dit qu 'il y a **écrouissage négatif**

$$H(\underline{\sigma}, R) < 0 \quad (A1.15)$$



Ainsi, que se soit en charge ou décharge on a $\frac{\partial F}{\partial \underline{\sigma}} : \underline{\dot{\sigma}} < 0$.

FIGURE : A1.7 Ecrouissage négatif

(Le signe de $\frac{\partial F}{\partial \underline{\sigma}} : \underline{\dot{\sigma}}$ ne suffit plus alors à déterminer si l'on est en charge ou décharge.)

Il peut arriver que le matériau ne s'écrouit pas : c'est le cas où le module d'écrouissage est nul (cf.figure A1.8). Dans ce cas ; on dit que le matériau est parfaitement plastique.

$$H=0 \quad (A1.16)$$



FIGURE :A1.8 Matériau parfaitement plastique

A1.6---ECROUISSAGE ISOTROPE ET CINEMATIQUE

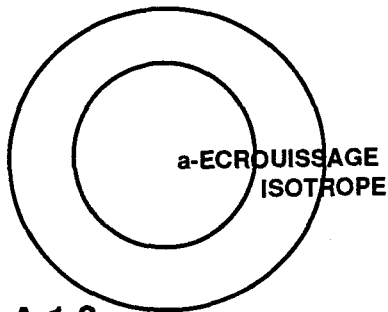
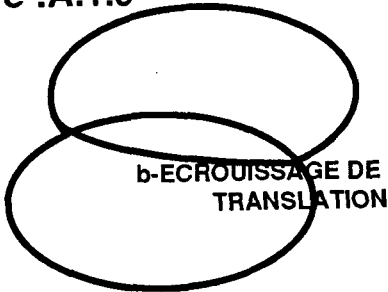


Figure :A.1.9



Quand la surface de charge se dilate d'une manière identique dans toutes les directions en restant homothétique à elle même , on dit alors qu'il y a **écrouissage isotrope** .(cf.figure A1.9a)

Par contre lorsqu'il y a translation de la surface de charge dans l'espace des contraintes , l'écrouissage est dit **cinématique** ou **écrouissage de translation**. Dans ce cas , la limite élastique augmente dans le sens du chemin de contrainte et diminue dans le sens inverse . (cf. figure A1.9b)

A1.7---NOTION DE MATRICE D'ELASTOPLASTICITE

Toutes les relations obtenues précédemment pourraient se résumer par les équations suivantes :

$$\underline{\dot{\sigma}} = \underline{D} : \underline{\dot{\epsilon}}^e \quad (\text{A1.17-a}) \text{ relation d'élasticité}$$

$$\underline{\dot{\epsilon}}_T = \underline{\dot{\epsilon}}^e + \underline{\dot{\epsilon}}^p \quad (\text{A1.17-b})$$

$$\underline{\dot{\epsilon}}^p = \alpha \cdot \lambda \cdot \frac{\partial \underline{G}}{\partial \underline{\sigma}} \quad (\text{A1.17-c})$$

$$\alpha = 1 \text{ pour } \frac{\partial \underline{F}}{\partial \underline{\sigma}} : \underline{\dot{\sigma}} \geq 0 \text{ et } \underline{F}(\underline{\sigma}, \underline{R}) = 0 \text{ et } \dot{\underline{F}}(\underline{\sigma}, \underline{R}) = 0$$

et dans le cas contraire :

$$\alpha = 0 \text{ (} \underline{F}(\underline{\sigma}, \underline{R}) < 0 \text{ ou } \frac{\partial \underline{F}}{\partial \underline{\sigma}} : \underline{\dot{\sigma}} < 0 \text{)}$$

En remplaçant $\underline{\dot{\epsilon}}^e$ par $\underline{\dot{\epsilon}}_T - \underline{\dot{\epsilon}}^p$ dans (A1.17-a) et en tenant compte de la relation (A1.11-b) qui

donne $\underline{\dot{\epsilon}}^p$ en fonction de \underline{H} , \underline{D} , $\left[\frac{\partial \underline{F}}{\partial \underline{\sigma}} \right]^T$ et $\frac{\partial \underline{G}}{\partial \underline{\sigma}}$ nous obtenons les relations:

$$\underline{\dot{\sigma}} = \underline{D} : \underline{\dot{\epsilon}}_T - \alpha \cdot \frac{\underline{D} : \frac{\partial \underline{G}}{\partial \underline{\sigma}} \left[\frac{\partial \underline{F}}{\partial \underline{\sigma}} \right]^T : \underline{D} : \underline{\dot{\epsilon}}_T}{\underline{H} + \left[\frac{\partial \underline{F}}{\partial \underline{\sigma}} \right]^T : \underline{D} : \frac{\partial \underline{G}}{\partial \underline{\sigma}}} \quad (\text{A1.18})$$

ou encore

$$\underline{\dot{\sigma}} = (\underline{D} - \alpha \underline{D}^p) : \underline{\dot{\epsilon}}_T \quad (\text{A1.19})$$

$$= \underline{D}^{ep} : \underline{\dot{\epsilon}}_T \quad (\text{A1.20}) \quad \text{avec}$$

$$\underline{D}^{ep} = \underline{D} - \alpha \frac{\underline{D} : \frac{\partial G}{\partial \underline{\sigma}} \left[\frac{\partial F}{\partial \underline{\sigma}} \right]^T : \underline{D}}{H + \left[\frac{\partial F}{\partial \underline{\sigma}} \right]^T : \underline{D} : \frac{\partial G}{\partial \underline{\sigma}}} \quad (\text{A1.21})$$

\underline{D}^{ep} est alors la matrice de rigidité élastoplastique.

La relation (A1.20) peut également s'écrire sous la forme :

$$\underline{\dot{\epsilon}}_T = \underline{D}^{ep-1} : \underline{\dot{\sigma}} \quad (\text{A1.22})$$

avec

$$\underline{D}^{ep-1} = \underline{D}^{-1} - \frac{\alpha}{H} \frac{\partial G}{\partial \underline{\sigma}} \left[\frac{\partial F}{\partial \underline{\sigma}} \right]^T \quad (\text{A1.23})$$

A1.8---MODELES ELASTIQUES PARFAITEMENT PLASTIQUES

Dans ce paragraphe nous allons successivement présenter les modèles de **MOHR-COULOMB** et de **DRUCKER-PRAGER**

Les hypothèses généralement admises dans les modèles élastiques parfaitement plastiques sont au nombre de deux:

- 1---- Le matériau est isotrope et homogène.
- 2---- Son comportement est du type élastique linéaire parfaitement plastique à un seul mécanisme de plastification : pas des paramètres d'écrouissage.

a---DOMAINE ELASTIQUE

Dans le domaine élastique les relations suivantes doivent être vérifiées à tout instant:

$$\underline{\dot{\sigma}} = \underline{D} : \underline{\dot{\epsilon}}^e \quad \text{et} \quad \underline{\dot{\epsilon}}_T = \underline{\dot{\epsilon}}^e \quad (\text{A1.24-a})$$

ou encore

$$\underline{\dot{P}} = \underline{K} \cdot \underline{\dot{\epsilon}}_V \quad (\text{A1.24-b})$$

$$\dot{q} = 3 \cdot G \cdot \underline{\dot{\epsilon}}_d \quad (\text{A1.24-c})$$

La détermination de 2 paramètres K et G (ou E et ν) étant indispensable pour la connaissance du comportement élastique-linéaire de tels matériaux.

b---DOMAINE PLASTIQUE

Dans le domaine plastique les relations (A1.4-a , b , c ,d) doivent être vérifiées

c---MODELE DE MOHR-COULOMB

Surface de charge

$$F(\underline{\sigma}) = \text{Sup} \left\{ \sigma_{ii} - \sigma_{jj} - (\sigma_{ii} + \sigma_{jj}) \sin \phi - 2c \cdot \cos \phi \right\} \quad \text{pour} \quad \begin{cases} i=1,2,3 \\ j=1,2,3 \end{cases} \quad (\text{A1.25})$$

Si l'on se place dans l'espace des contraintes principales et si $\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3$ la fonction de charge $F(\underline{\sigma})$ devient:

$$F(\underline{\sigma}) = \sigma_1 - \sigma_3 - (\sigma_1 + \sigma_3) \sin \phi - 2c \cdot \cos \phi \quad (\text{A1.26})$$

Dans le plan de MOHR-COULOMB le critère de plasticité se réduit alors à l'expression:

$$F(\underline{\sigma}) = \tau - c - \sigma \cdot \tan \phi \quad (\text{A1.27})$$

Une représentation graphique du critère de plasticité $F(\underline{\sigma})=0$ au sens de MOHR-COULOMB est donné par les figures A1.10a et b

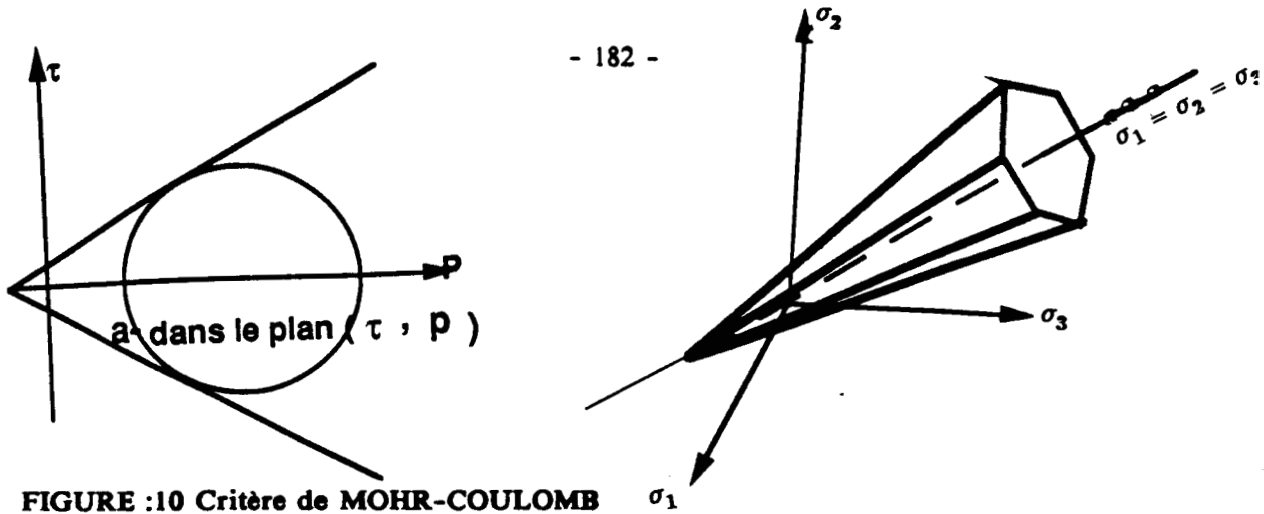


FIGURE :10 Critère de MOHR-COULOMB

Dans le cas d'un matériau standard (potentiel plastique est identique à la fonction de charge) on a:

$$\dot{\epsilon}_3^p = \lambda \frac{\partial F}{\partial \sigma_3} = -\lambda(1 + \sin\phi) \quad (A1.28)$$

$$\dot{\epsilon}_1^p = \lambda \frac{\partial F}{\partial \sigma_1} = \lambda(1 - \sin\phi) \quad (A1.29)$$

Les paramètres du modèle de MOHR-COULOMB STANDARD sont au nombre de 4:

Deux paramètres pour la loi plastique :

1--L'angle de frottement " ϕ "

2--La cohésion " c "

Deux paramètres pour le comportement élastique :

3--Le module de cisaillement " G " (ou le module d'Young " E ")

4--le module volumique " K " (ou le coefficient de poisson ν)

d---LE MODELE DE DRUCKER-PRAGER

Le critère de plasticité ou surface de charge est:

$$F(\underline{\sigma}) = (0.5 \cdot \text{tr}(\underline{s}^2))^2 - \frac{3 \sin\phi}{\sqrt{3(3 + \sin\phi)}} (c \cdot \cot\phi - \text{tr}(\underline{\sigma})) \quad (A1.30)$$

où

$$\text{tr}(\underline{\sigma}) = \sum_{i=1}^3 \sigma_{ii} \quad (A1.31-a)$$

$$s_{ij} = \sigma_{ij} - \frac{\text{tr}(\sigma)}{3} \delta_{ij} \quad \left| \begin{array}{l} \delta_{ij} = 1 \text{ si } i=j \\ \delta_{ij} = 0 \text{ si } i \neq j \end{array} \right. \quad (\text{A1.31-b})$$

Dans le cas des matériaux standards les déformations plastiques sont données par la relation :

$$\dot{\epsilon}_{ij}^p = \lambda \cdot \frac{\partial F}{\partial \sigma_{ij}} \quad (\text{A1.32})$$

Les paramètres du modèle de DRUCKER-PRAGER sont identiques à ceux du modèle de MOHR-COULOMB (cf.figure A1.11)

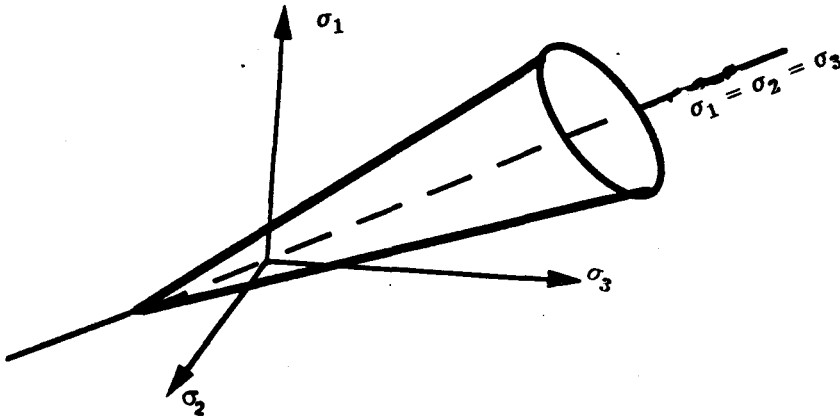


FIGURE :A1.11 Critère de DRUCKER-PRAGER

A1.9---MODELE DE J.C. HUJEUX

Les premières versions du modèle de HUJEUX ont consisté en des améliorations du modèle CAM-CLAY .Nous présentons ici la version complète des modèles HUJEUX.

a---HYPOTHESES

H1--- On se place dans l'hypothèse de petites déformations:

$$\dot{\epsilon}_{ij} = \dot{\epsilon}_{ij}^e + \dot{\epsilon}_{ij}^p \quad (A1.33-a)$$

$$\dot{\epsilon}_v = \dot{\epsilon}_v^e + \dot{\epsilon}_v^p \quad (A1.33-b)$$

$$\dot{\epsilon}_d = \dot{\epsilon}_d^e + \dot{\epsilon}_d^p \quad (A1.33-c)$$

H2--- Si le matériau est saturé , il doit être considéré comme mélange homogène de deux phases solide et liquide .

H3--- La partie élastique du comportement est isotrope:

$$\underline{\sigma} = \underline{D} : \underline{\epsilon}^e \quad (A1.34-a)$$

ou

$$\dot{\epsilon}_v^e = \frac{1}{K(p)} \cdot \dot{p} \quad \text{et} \quad \dot{\epsilon}_d^e = \frac{1}{3.G(p)} \cdot \dot{q} \quad (A1.34-b)$$

Il n'y a pas de couplage entre les parties volumiques et déviatoriques

$\dot{\epsilon}_v^e$ est indépendant de \dot{q}

$\dot{\epsilon}_d^e$ est indépendant de \dot{p}

$$K(p) = K_i \cdot p_i \cdot \left[\frac{p}{p_i} \right]^n \quad \text{et} \quad G(p) = G_i \cdot p_i \cdot \left[\frac{p}{p_i} \right]^n \quad (A1.34-c)$$

où $0 \leq n \leq 1$

H4--- Plusieurs domaines de comportement sont introduits , valables en chargement monotone ou cyclique :

1-Domaine élastique

2-Domaine hystérétique (stabilisé) : bien que les variations de volume restent négligeables , il y a des dissipations plastiques;

3-Domaine intermédiaire (hystérétique non stabilisé) : les variations de volume plastiques ne sont plus négligeables.

4-Domaine mobilisé : le cisaillement mobilise toute la résistance à la friction des grains de sol.

5-Domaine de plasticité parfaite : les déformations plastiques deviennent prépondérantes ;le(s) module (s) d'écrouissage(s) tend(ent) alors vers zéro.

H5--- Le mécanisme déviatoire est décomposé en 3 mécanismes déviatoires élémentaires en

déformations planes sur trois plans orthogonaux.

H6--- Les surfaces seuils déviatoires de chaque mécanisme sont des cercles dans un plan déviateur normalisé de rayon égale au degré de mobilisation du mécanisme.

H7--- Dans ce plan déviateur normalisé , le potentiel plastique est associé.

H8--- Le matériau conserve la mémoire :

1-Du chargement primaire maximal (mémoire historique),

2-Du dernier changement de sens de la sollicitation (mémoire instantanée).

b---FORMULATION

Soit un repère i,j,k ; afin de modéliser les relations entre les directions de $\dot{\epsilon}^P$ et celle de $\dot{\sigma}$, Hujeux suppose que $\dot{\epsilon}^P$ est la somme de quatre tenseurs définissant chacun un mécanisme de déformation plastique :

Trois mécanismes déviatoires élémentaires en déformations planes dans trois plans respectivement perpendiculaires aux axes généraux. Ainsi dans le plan perpendiculaire à l'axe k les trois composantes non nulles du tenseur des déformations plastiques sont :

$$(\dot{\epsilon}_i^P)_k , (\dot{\epsilon}_{jj}^P)_k , (\dot{\epsilon}_{ij}^P)_k \quad (A1.36)$$

Un mécanisme de consolidation dont les trois composantes non nulles du tenseur -sphérique sont :

$$(\dot{\epsilon}_{11}^P)_4 , (\dot{\epsilon}_{22}^P)_4 , (\dot{\epsilon}_{33}^P)_4 \quad (A1.37)$$

Chacun des quatre tenseurs de déformation plastiques précédents ne diffère de zéro que si lors de l'application de $\dot{\epsilon}$ la fonction de charge spécifique $f_{k(k=1,4)}$ est nulle et sa dérivée \dot{f}_k positive ou nulle.

c---TENSEURS ATTACHES AUX MECANISMES DEVIATOIRES

Soit $[\sigma]_k$ la trace du tenseur des contraintes dans un plan perpendiculaire à l'axe k en décomposant celui-ci en partie sphérique et déviatoire , on a :

$$[\sigma]_k = \begin{bmatrix} \sigma_{ii} & \sigma_{ij} \\ \sigma_{ij} & \sigma_{jj} \end{bmatrix} \quad (A1.38-a)$$

$$[\sigma]_k = \begin{bmatrix} \frac{\sigma_{ii} + \sigma_{jj}}{2} & 0 \\ 0 & \frac{\sigma_{ii} + \sigma_{jj}}{2} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \frac{\sigma_{ii} - \sigma_{jj}}{2} & \sigma_{ij} \\ \sigma_{ij} & \frac{\sigma_{ii} - \sigma_{jj}}{2} \end{bmatrix} \quad (A1.38-b)$$

On définit le tenseur $[\sigma]_k$ par sa pression P_k et le vecteur déviateur \mathfrak{s}_k :

$$P_k = \frac{\sigma_{ii} + \sigma_{jj}}{2} \quad (A1.39-a)$$

les composantes du vecteur déviateur \mathfrak{s}_k du mécanisme k sont :

$$\mathfrak{s}_k = \left[\frac{\sigma_{ii} - \sigma_{jj}}{2}, \sigma_{ij} \right] \quad (A1.39-b)$$

$$\mathfrak{s}_k = [s_{k1}, s_{k2}]$$

Dans un plan dévatorique d'axes $\left(\frac{\sigma_{ii} - \sigma_{jj}}{2}, \sigma_{ij} \right)$ on a:

$$q_k = \|\mathfrak{s}_k\| = \sqrt{\frac{(\sigma_{ii} - \sigma_{jj})^2}{4} + \sigma_{ij}^2} \quad (A1.40)$$

q_k est le second invariant du déviateur des contraintes relatif au mécanisme k .

L'état des déformations plane du mécanisme k , est défini par la donnée de $(\epsilon_v)_k$ et du vecteur \mathfrak{e}_k :

Pour le mécanisme k le taux des déformations volumiques total est:

$$(\dot{\epsilon}_v)_k = (\dot{\epsilon}_{ii})_k + (\dot{\epsilon}_{jj})_k \quad (A1.41)$$

Les composantes du vecteur \mathfrak{e} , appelé vecteur taux de déformation déviatoire du mécanisme k sont :

$$\mathfrak{e} = [(\dot{\epsilon}_{ii}^p)_k - (\dot{\epsilon}_{jj}^p)_k, 2.(\dot{\epsilon}_{ij}^p)_k] \quad (A1.42)$$

Le second invariant $\dot{\gamma}_k$ du déviateur taux de déformations relatif au mécanisme k est alors égale à :

$$\dot{\gamma}_k = \sqrt{((\dot{\epsilon}_{ii}^p)_k - (\dot{\epsilon}_{ii}^e)_k)^2 + 4.(\dot{\epsilon}_{ii}^p)_k^2} \quad (\text{A1.43-a})$$

$$= \|\dot{\epsilon}^p\| \quad (\text{A1.43-b})$$

Les grandeurs $(\dot{\epsilon}_v)_k$, σ_k et γ_k sont également définies pour les tenseurs de déformations plastiques :

Ainsi pour le mécanisme k les grandeurs $(\dot{\epsilon}_v^p)_k$, σ_k^p et γ_k^p (resp. $\dot{\epsilon}_v^e$, σ^e et γ^e) définissent l'état des déformations plastiques relatives au mécanisme k (resp. élastiques).

A1.10---FONCTIONS DE CHARGE OU FONCTIONS-SEUIL

a---MECANISMES DEVIATOIRES

Pour les 3 mécanismes la fonction-seuil en chargement primaire est donnée par l'expression :

$$f_k^m(\sigma, \epsilon_v^p, r_k^m) = \|\sigma_k\| - r_k^m.F_k(\sigma, \epsilon_v^p) \quad 1 \leq k \leq 3 \quad (\text{A1.44-a})$$

avec :

$$F_k(\sigma, \epsilon_v^p) = \sin\phi.P_k \cdot \left\{ 1 - b.\text{Log} \left[\frac{P}{P_c(\epsilon_v^p)} \right] \right\} \quad (\text{A1.44-b})$$

où

$$P_c(\epsilon_v^p) = P_{c0} \cdot \exp(\beta.\epsilon_v^p) \quad (\text{A1.44-c})$$

$$\epsilon_v^p = \epsilon_{11}^p + \epsilon_{22}^p + \epsilon_{33}^p \quad \text{et} \quad \epsilon_{ii}^p = \sum_{k=1}^4 (\epsilon_v^p)_k \quad (\text{A1.44-d})$$

Les paramètres d'écroissements du modèle relatifs au mécanisme k étant alors :

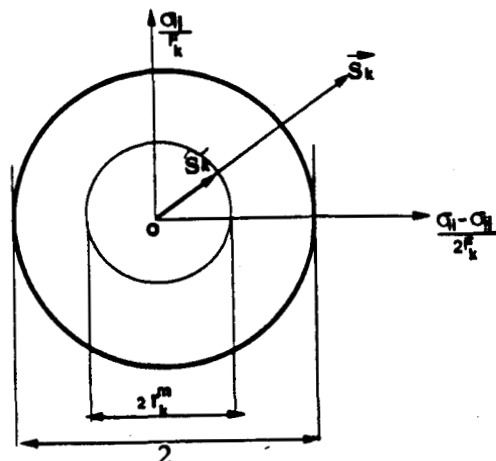
$$\epsilon_v^p \text{ et } r_k^m$$

Et les paramètres du sol que l'on peut déduire des résultats d'essais sont :

$$\phi, b, \beta \text{ et } P_{c0}$$

En posant $\mathfrak{z}_k = \frac{\mathfrak{s}_k}{F_k}$ l'équation (A1.44-a) montre que : en régime plastique permanent l'extrémité du vecteur \mathfrak{z}_k se trouve sur un cercle de centre O et de rayon r_k^m (cf.figure A1.12)

FIGURE :A1.12 Représentation des contraintes déviatoires d'un mécanisme k



Ainsi pour un état de contraintes et d'écroissement considéré, ce cercle constitue donc une surface seuil.

La loi d'évolution du rayon r_k^m en fonction de la distorsion plastique γ_k^p pour les trois mécanismes déviatoriques est du type hyperbolique et se réduit d'après J.C HUJEUX à :

$$r_k^m = \frac{\gamma_k^p}{a_m + \gamma_k^p} + r_k^{al} \quad (A1.45)$$

Où

a_m est une constante dépendant du sol.

De la relation (A1.45) il s'ensuit que r_k^m peut varier de r_k^{al} (déformations plastiques nulles) à $1+r_k^{al}$ (déformations plastiques infinies).

b---MECANISME DE CONSOLIDATION

Pour ce mécanisme la fonction seuil a pour expression :

$$r_4^m = P - r_k^m \cdot F_4(\epsilon_v^p) \quad (A1.46)$$

Où

$P = \frac{\sigma_{ii} + \sigma_{jj} + \sigma_{kk}}{3}$ est le premier invariant du tenseur des contraintes

$$F_4(\epsilon_v^p) = d \cdot P_c(\epsilon_v^p) \quad (A1.47)$$

Et " d " un paramètre qui caractérise l'état du sol.

Si on introduit la variable réduite $\frac{P}{d \cdot P_c(\epsilon_v^p)}$ on constate que :

1---- En régime plastique la pression réduite $\frac{P}{d \cdot P_c}$ (d'après l'équation (A1.46)) est alors égale au rayon r_4^m

Ainsi sur l'axe de pression réduite $\frac{P}{d \cdot P_c}$ le point d'abscisse r_4^m constitue une surface seuil (cf. figure A1.13).

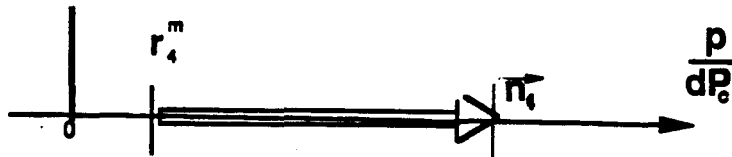


Figure A1.13 REPRODUCTION DU POINT SEUIL DU MECANISME DE CONSOLIDATION

Par analogie avec les mécanismes déviatoriques , la relation (en chargement monotone) qui lie le rayon r_4^m et $(\epsilon_v^p)_4$ (déformation propre au 4^{ème} mécanisme) est du type hyperbolique :

$$r_4^m = \frac{(\epsilon_v^p)_4}{X + (\epsilon_v^p)_4} + r_4^{el} \quad (A1.48-a)$$

Où

$$(\epsilon_v^p)_4 = (\epsilon_{ij}^p)_4 + (\epsilon_{jj}^p)_4 + (\epsilon_{kk}^p)_4 \quad (A1.48-b)$$

Et X une constante du modèle que l'on précisera ultérieurement.

A1.11---FONCTION-SEUIL EN CHARGEMENT CYCLIQUE

a---MECANISMES DEVIATOIRES

Un chargement cyclique pour le modèle d'HUJEU peut être résumé par les schémas de la figure A1.14 qui représente un trajet du vecteur \mathfrak{S}_k dans le plan déviateur . Trajet décomposé en quatre parties , chacune d'elles correspondant à une variation monotone du chargement.

La figure A1.14.a , à partir de l'état initial O les surfaces seuils sont des cercles concentriques , centrés à l'origine de rayon croissant et d'équation.

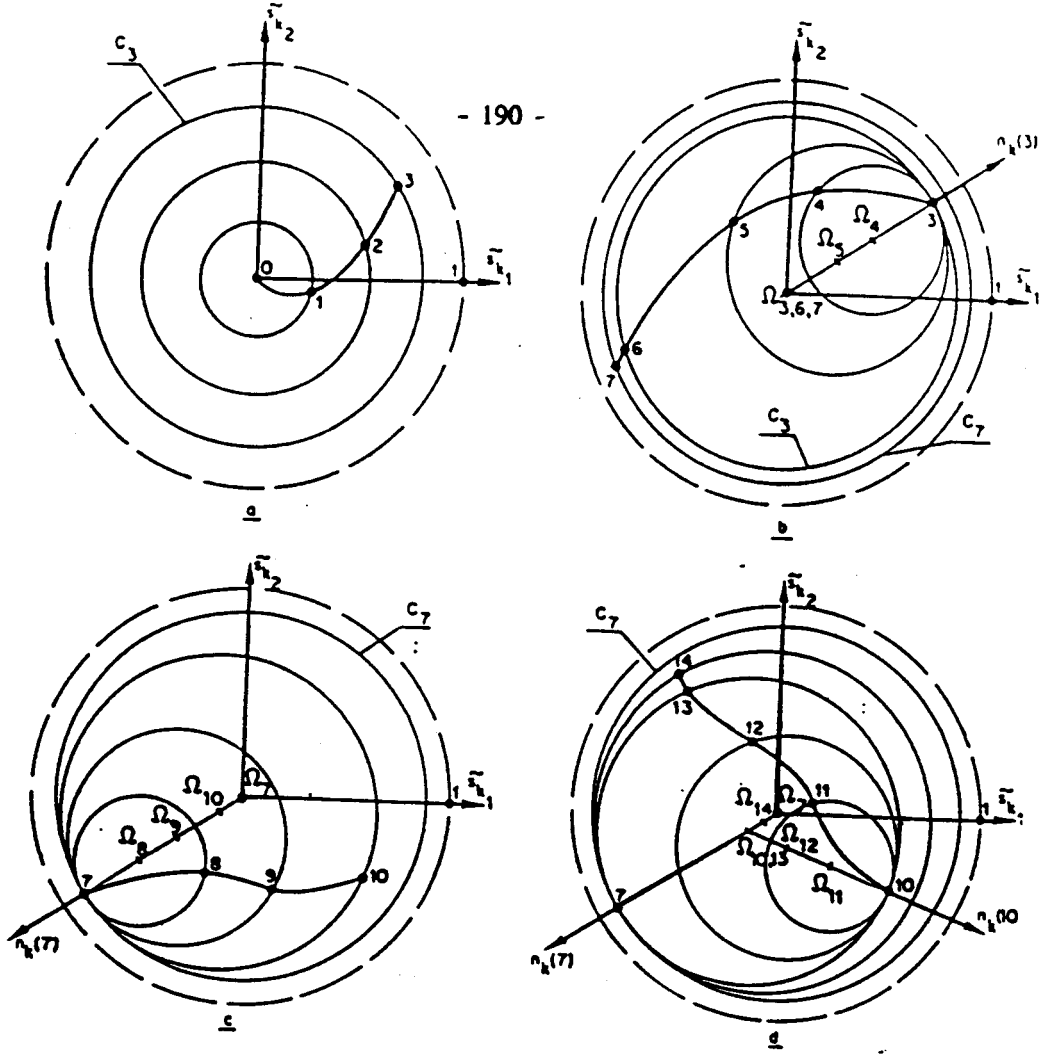


Figure : A1.14 - Un trajet, en 4 parties, de l'extrémité du vecteur déviateur normalisé d'un mécanisme déviatoire.

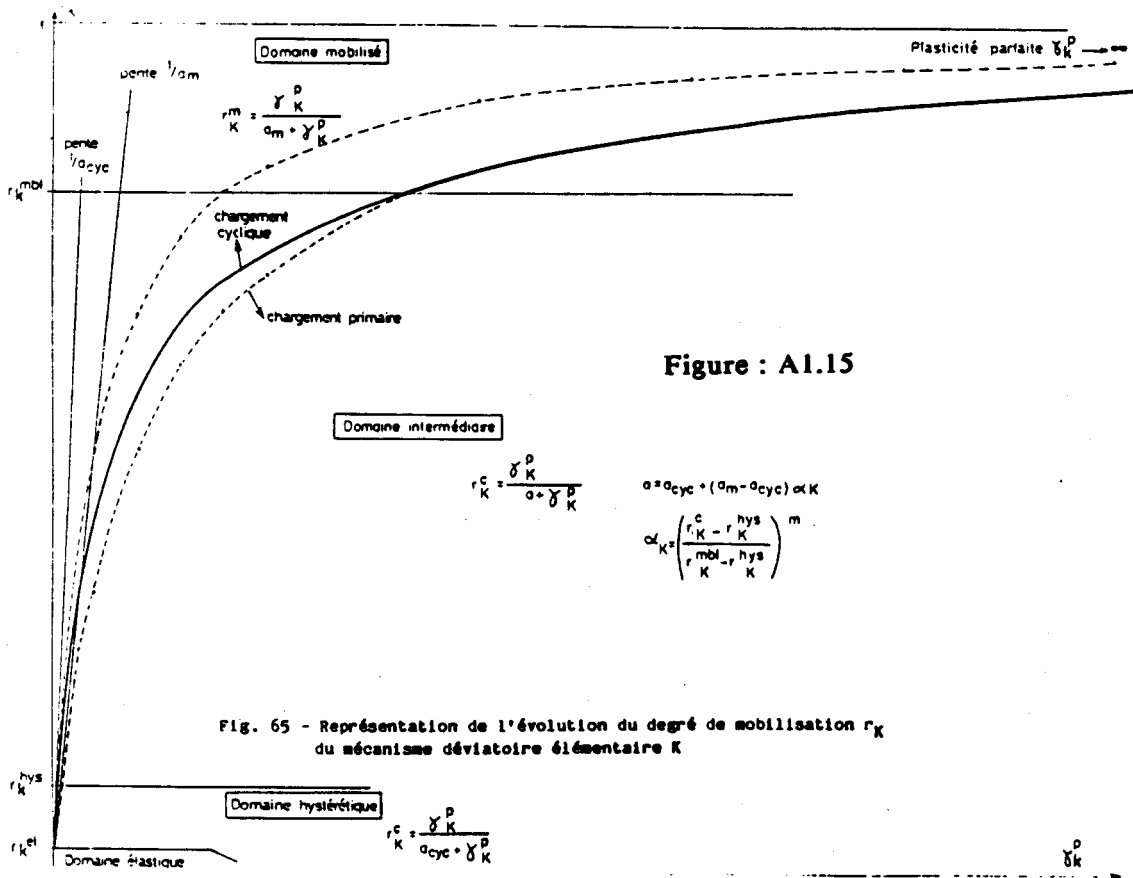


Figure : A1.15

Fig. 65 - Représentation de l'évolution du degré de mobilisation \$r_K\$ du mécanisme déviatoire élémentaire K

$$\tilde{f}_k^m = || \mathfrak{s}_k || - r_k^m = 0 \quad (A1.48-c)$$

Figure A1.14.b , en 3 il y a changement de sens : l'extrémité du vecteur \mathfrak{s}_k rentre à l'intérieur du dernier seuil atteint . $||\mathfrak{s}_k(3)||$ est dit alors valeur maximum de $||\mathfrak{s}_k||$ atteinte jusqu'à présent ou "maximum historique". Soit $\pi_k(3)$ la normale extérieure du cercle-seuil en ce point.

Les surfaces-seuils successives sont des cercles dont les centres Ω sont alignés sur le support de $\pi_k(3)$ et tangents entre eux au point 3 (les rayons r_k^c varient alors de 0 à $r_k^c(3)$). L'équation de ces cercles est :

$$\tilde{f}_k^c = ||\mathfrak{s}_k - [\mathfrak{s}_k(3) - r_k^c \pi_k(3)]|| - r_k^c = 0 \quad (A1.48-d)$$

La loi d'évolution de r_k^c sera donnée par la suite. En 6 , $||\mathfrak{s}_k||$ atteint le maximum historique. L'accroissement de 6 à 7 doit alors être considéré comme un chargement primaire avec des seuils donnés par l'équation (A1.48-d).

Figure A1.14.c , en 7 , le chargement change de sens. Et le maximum historique est alors $||\mathfrak{s}_k(7)||$. Dans ce cas les surfaces seuils qui sont des cercles ont leurs centres Ω alignés sur le support de $\pi_k(7)$, dont les rayons r_k^c croissent de 0 à $r_k^c(10)$ restent tangents au point 7.

L'équation de ces surfaces seuil se déduit de (A1.48-d) en remplaçant $\mathfrak{s}_k(3)$ et $\pi_k(3)$ par $\mathfrak{s}_k(7)$ et $\pi_k(7)$.

Figure A1.14.d , en 10 le changement de sens se produit avant que l'on ait atteint le maximum historique $||\mathfrak{s}_k(7)||$. Les surfaces-seuils dont les centres se trouvent sur le support $\pi_k(10)$, sont tangents entre eux au point 10. L'équation de ce cercle se déduit de (A1.48-d) en remplaçant $\mathfrak{s}_k(3)$ et $\pi_k(3)$ par $\mathfrak{s}_k(10)$ et $\pi_k(10)$. Le rayon de ces cercles variant alors de 0 à $r_k^c(13)$ (rayon du cercle passant par le point de chargement 13 et de centre Ω_{13}).

Au point de chargement 13 , le cercle-seuil devient tangent en 7 au cercle C7 centré à l'origine et de rayon égal au maximum historique $||\mathfrak{s}_k(7)||$.

Lorsqu'on effectue un chargement de 13 à 14 , les cercles seuils dont les centres se trouvent sur le support $\pi_k(7)$ voient leurs rayons augmenter depuis la valeur $r_k^c(13)$ jusqu'à la valeur $r_k^c(14)$. L'équation de ces surfaces s'obtient en remplaçant dans (A1.48-d) $\mathfrak{s}_k(3)$, $\pi_k(3)$ par $\mathfrak{s}_k(7)$ et $\pi_k(7)$.

En définitive il est conseillé pour le calcul des dérivées partielles de considérer les fonctions f_k^m , f_k^c et non \tilde{f}_k^m et \tilde{f}_k^c

avec :

$$r_k^c = ||s_k - F_k (D_k - r_k^c \cdot \pi_k)|| - F_k \cdot r_k^c \quad (A1.49)$$

$$r_k^c = r_k^{el} + \frac{\gamma_k^p}{a + \gamma_k^p} \quad (A1.50-a)$$

$$a = a_{cyc} + (a_m - a_{cyc}) \cdot \alpha_k (r_k^c) \quad (A1.50-b)$$

$$\alpha_k = \left[\frac{r_k^c - r_k^{hys}}{r_k^{mbi} - r_k^{hys}} \right]^m \quad (A1.50-c)$$

Où γ_k^p est la distorsion plastique comptée à partir du dernier changement de sens et le cercle $f_k^c = 0$ se déduisant du cercle $\tilde{f}_k^c = 0$ par une homothétie de centre à l'origine et de rapport F_k (cf.figure A1.16)

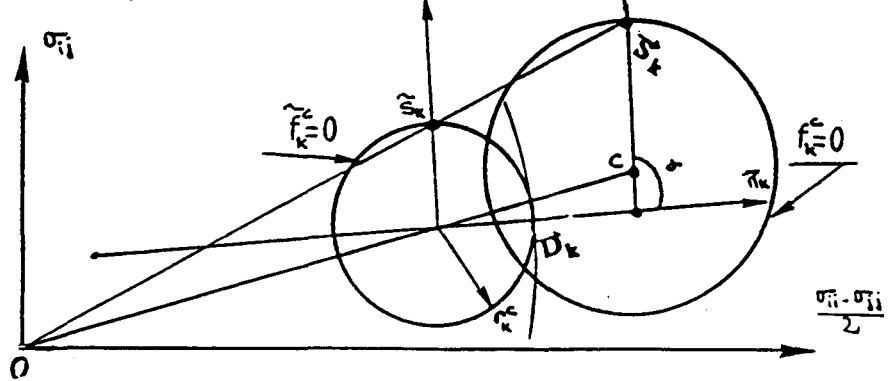


Figure :A.16 Relation entre les surfaces

non-réduites

b---MECANISME DE CONSOLIDATION

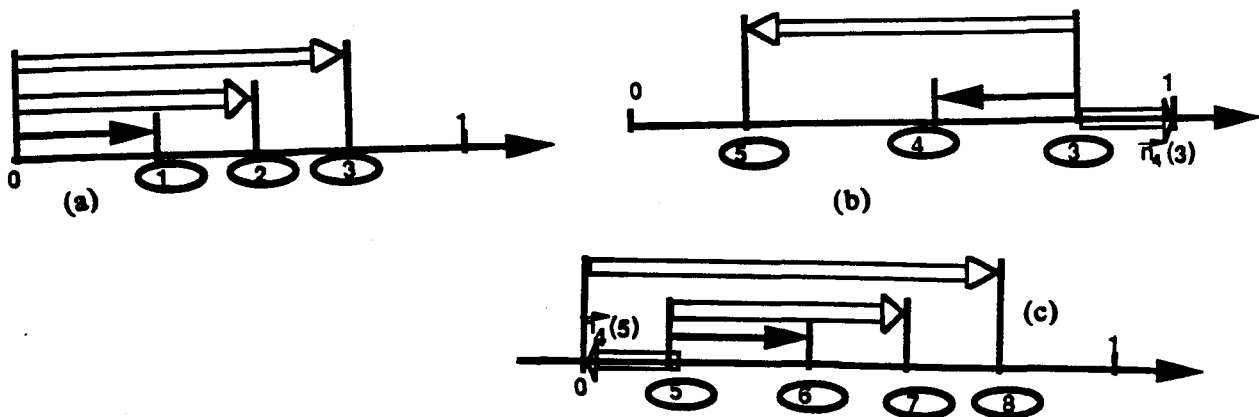


Figure:A1.17 UN CHEMIN DE PRESSION REDUITE ET L'EVOLUTION CORRESPONDANTE DU SEUIL. FORME DES DEUX EXTREME DE LA FLECHE

Un chargement cyclique relatif au mécanisme de consolidation peut être illustré par les schémas de la figure A1.17 . On y représente sur l'axe de pression réduite $\frac{P}{d.P_c (\epsilon_v^p)}$ les variations de surfaces-seuils au cours des sollicitations successives.

Figure A1.17a . Pour un chargement primaire monotone à partir d'un état initial O , Le domaine intérieur au seuil a pour expression :

$$\frac{P}{d.P_c (\epsilon_v^p)} \leq r_4^m \quad (A1.51)$$

r_4^m croît de 0 à $r_4^m(3)$

La figure A1.17b en 3 le chargement changeant de sens $\left[\frac{P}{d.P_c} \right](3)$ est alors le maximum historique de la pression réduite.

Le domaine intérieur au seuil étant :

$$0 \leq \left[\frac{P}{d.P_c} \right] - \left\{ \left[\frac{P}{d.P_c} \right](3) - \pi_4(3).r_4^c \right\} \leq r_4^c \quad (A1.52)$$

Figure A1.17c en 5 le chargement change de sens . Le domaine seuil a l'une de ses extrémité en 5 et l'autre se déduisant de l'expression (A1.52) en remplaçant $\left[\frac{P}{d.P_c} \right](3)$ et $\pi_4(3)$ par $\left[\frac{P}{d.P_c} \right](5)$ et $\pi_4(5)$

En 7 le maximum historique est atteint et lorsque le point de chargement passe de 7 à 8 le domaine intérieur au seuil à l'une de ses extrémité en O et pour expression (A1.52) Où r_4^m croît de $r_4^m(3)$ à $r_4^m(8)$.

Des équations (A1.51) à (A1.52) , on déduit les fonctions seuils suivantes :

$$f_4^m = -P + d.P_c . r_4^m = 0 \quad (A1.53-a)$$

et

$$f_4^c = |P - d.P_c D_4 - r_4^c \cdot \pi_4| + d.P_c \cdot r_4^c = 0 \quad (\text{A1.53-b})$$

En effet la relation précédente peut se simplifier :

Si (-P) est décroissant :

$$f_4^c = P - d.P_c \left\{ \left[\frac{P}{d.P_c} \right] (3) - \pi_4 (3) \cdot r_4^c \right\} + d.P_c \cdot r_4^c = 0 \quad (\text{A1.53-c})$$

et

$$\pi_4 (3) = +1$$

Si (-P) est croissant (cf. figure A1.17b)

$$f_4^c = -P + d.P_c \left\{ \left[\frac{P}{d.P_c} \right] (5) - \pi_4 (5) \cdot r_4^c \right\} + d.P_c \cdot r_4^c = 0 \quad (\text{A1.53-d})$$

$$\text{et } \pi_4 (5) = -1$$

Dans tous les cas on a donc :

$$f_4^c = |-P + d.P_c \cdot \left[\frac{P}{P_c} \right] (D) | + 2.d.P_c \cdot r_4^c \quad (\text{A1.54})$$

Où

$\left[\frac{P}{P_c} \right] (D)$ est le rapport des pressions réduites lorsque s'est produit le dernier changement de sens de chargement.

A1.12---LOIS D'ÉCOULEMENT

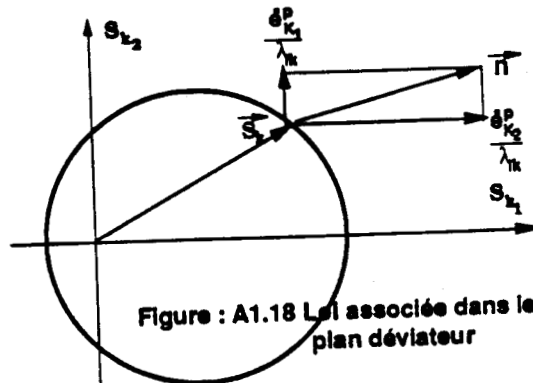
Mécanismes déviatoriques

La loi écoulement est associée dans le plan déviateur . On a :

$$\vec{e}_k^p = \lambda_k \cdot \text{grad}(f_k) \lambda_k \quad (\text{A1.55})$$

Où

λ_k est le multiplicateur plastique pour le mécanisme k et $\text{grad}(f_k)_{s_k}$ n'est autre que le vecteur unitaire π normal extérieur au cercle seuil au point s_k (figure A1.18)



D'après les équations (A1.42) et (A1.43-a) on a :

$$\dot{\gamma}_k^p = \|\dot{\epsilon}_k^p\| = \lambda_k \quad (\text{A1.56})$$

Pour les déformations plastiques volumiques relatives au mécanisme k on admet que :

$$(\dot{\epsilon}_v^p)_k = \lambda_k \cdot \left\{ \sin\phi - \frac{s_k \cdot \pi}{P_k} \right\} \quad (\text{A1.57-a})$$

Formule qui s'obtient en admettant que la puissance plastique dissipée par unité de volume est égale à $\sin\phi \cdot P_k \cdot \dot{\gamma}_k^p$:

$$P_k \cdot (\dot{\epsilon}_v^p)_k + (s_k \cdot \pi) \cdot \dot{\gamma}_k^p = \sin\phi \cdot P_k \cdot \dot{\gamma}_k^p \quad (\text{A1.57-b})$$

Variable d'écroissage r^m

La dérivation par rapport au temps de la relation (A1.45) valable est chargement monotone donne :

$$\dot{r}_k^p = \frac{\dot{\gamma}_k^p a_m}{(a_m + \gamma_k^p)^2} \quad (A1.58)$$

Compte-tenu de la relation entre $\dot{\gamma}_k^p$ et λ_k , γ_k^p et r_k^m nous obtenons :

$$\dot{r}_k^m = \frac{\dot{\gamma}_k^p (1-r_k^m)^2}{a_m} \quad (A1.59-a)$$

$$= \lambda_k \frac{(1-r_k^m)^2}{a_m} \quad ; (A1.59-b)$$

$$= \lambda_k \cdot L_k \quad (A1.59-c)$$

En définitive que ce soit en chargement monotone ou cyclique on pose :

$$\dot{r}_k = \lambda_k \cdot L_k \quad (A1.60-a)$$

$$H_k^r = -L_k \cdot \left(\frac{\partial f_k}{\partial r_k} \right) \quad (A1.60-b)$$

Où H_k^r est le module d'écroissage relatif au paramètre r_k : ou module d'écroissage intrinsèque)

En chargement monotone :

$$\frac{\partial f_k^m}{\partial r_k^m} = -F_k(\underline{\sigma}, \epsilon_v^p) \quad (A1.61-a)$$

$$L_k^m = \frac{(1-r_k^m)^2}{a_m} \quad (A1.61-b)$$

$$H_k^r = F_k(\underline{\sigma}, \epsilon_v^p) \cdot L_k^m \quad (A1.61-c)$$

En chargement cyclique :

on conserve l'expression précédente de H_k^r (en remplaçant r_k^m par r_k^c) La valeur de L_k^c restant différente de L_k^m .

En effet:

$$\frac{\partial f_k^c}{\partial r_k^c} = \frac{-s_k - F_k \cdot (D_k - r_k^c \cdot \pi_k)}{||s_k - F_k \cdot (D_k - r_k^c \cdot \pi_k)||} \cdot (F_k \cdot \pi_k) - F_k \quad (\text{A1.61-d})$$

$$= F_k \cdot (\cos \alpha - 1) \cdot 1 \quad (\text{A1.61-e})$$

$$L_k^c = - \frac{H_k^r}{\frac{\partial f_k^c}{\partial r_k^c}} = \frac{(1 - r_k^c)^2}{a_m} \cdot \frac{1}{1 - \cos \alpha} \quad (\text{A1.61-f})$$

α étant l'angle que forme π_k avec la droite joignant le centre C du cercle $f_k^c = 0$ à l'extrémité du vecteur s_k (cf.figure.A1.16)

Mécanisme de consolidation

La fonction $f_4 (\underline{\sigma}, \underline{\epsilon}_v^p)$ ne dépendant des contraintes que par l'intermédiaire de $P = \frac{\sigma_{ii} + \sigma_{jj} + \sigma_{kk}}{3}$

On admet que la loi d'écoulement plastique est associée :

$$(\dot{\epsilon}_{ii}^p)_4 = \lambda_4 \cdot \left(\frac{\partial f_4}{\partial \sigma_{ii}} \right) \quad (\text{A1.62-a})$$

d'après les relations (A1.53-a) et (A1.54) on montre que :

$$(\dot{\epsilon}_{ii}^p)_4 = (\dot{\epsilon}_{jj}^p)_4 = (\dot{\epsilon}_{kk}^p)_4 = \frac{\pm(\lambda_4)}{3} \quad (\text{A1.62-b})$$

$$(\dot{\epsilon}_v^p)_4 = \pm \lambda_4 \quad (\lambda_4 \text{ positif ou nul}) \quad (\text{A1.62-c})$$

Paramètre d'écrouissage r_4^m

La dérivation par rapport au temps de (A1.48-a) donne :

$$\dot{r}_4^m = (\dot{\epsilon}_v^p)_4 \frac{(1-r_4^m)^2}{X} \quad (\text{A1.62-d})$$

$$= -\lambda_4 \frac{(1-r_4^m)^2}{X} \quad (\text{A1.62-e})$$

Comme au paragraphe précédent on pose dans les deux cas monotone ou cyclique :

$$\dot{r}_4 = \lambda_4 \cdot L_4 \quad (\text{A1.62-f})$$

$$H_4^f = -L_4 \frac{\partial f_4}{\partial r_4} \quad (\text{A1.62-g})$$

On détermine X en remarquant qu'un chargement monotone isotrope les courbes $|\dot{\epsilon}_v^p|$ en fonction de $|P|$ pour différents P_{c0} (cf. figure A1.19) sont tangentes entre elles à l'origine, autrement dit :

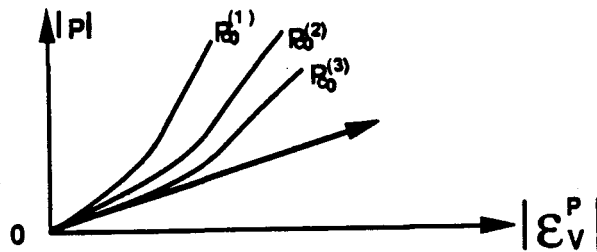


Figure :A1.19 DEFORMATION VOLUMIQUE PLASTIQUE EN FONCTION DE LA PRESSION

$$\left[\frac{\dot{P}}{\dot{\epsilon}_v^p} \right]_{P=0} = C^{te} \quad (\text{A1.63})$$

En monotone :

$$\frac{\partial f_4}{\partial r_4^m} = d \cdot P_c \quad (\text{A1.64-a})$$

$$L_4^m = -\frac{(1-r_4^m)^2}{X} \quad (\text{A1.64-b})$$



$$H_4^r = d.P_c \cdot \frac{(1-r_4^m)^2}{X} \quad (\text{A1.64-c})$$

En cyclique on conserve l'expression précédente de H_4^r mais seul la valeur de L_4^c change :

$$L_4^c = \left(\frac{1}{2}\right) \cdot \frac{(1-r_4^c)^2}{X} \quad (\text{A1.64-d})$$

$$\frac{\partial f_4^c}{\partial r_4^c} = 2d.P_c \quad (\text{A1.64-e})$$

$$H_4^c = -L_4^c \frac{f_4^c}{\partial r_4^c} \quad (\text{A1.64-f})$$

$$= -d.P_c \cdot \frac{(1-r_4^c)^2}{X} \quad (\text{A1.64-g})$$

En effet, en chargement isotrope on a $(\dot{\epsilon}_v^p) = (\dot{\epsilon}_v^p)_4$ seul le mécanisme de consolidation est activé. Pour des petites valeurs de r_4^m

$$\text{on a } \left(\frac{\dot{P}}{\dot{\epsilon}_v^p}\right) = \frac{d.P_c}{X} \quad (\text{A1.64-h})$$

où

$$P_c = P_{co} \cdot \exp(\beta \epsilon_v^p) \quad (\text{A1.64-j})$$

Comme d'autre part, on admet que H_4^r ne doit dépendre que de r_4^m soit :

$$H_4^r = -d.P_c \frac{(1-r_4^m)^2}{X} \quad (\text{A1.64-k})$$

est indépendant de P_c

En tenant compte du fait que le premier membre de l'équation (A1.64-h) a la dimension d'une pression , les conditions A1.63 et A1.64-j conduisent à prendre :

$$X = - \frac{C \cdot P_c}{P_a} \quad (A1.64-1)$$

Où C est la constante du sol et P_a une pression de référence négative.

$$C = \begin{cases} C_m & \text{en chargement monotone ou primaire} \\ C_{cyc} & \text{en chargement cyclique} \end{cases}$$

A1.13---PARAMETRES

Les paramètres du modèle complet d'HUJEUX (chargement cyclique écouissage cinématique) sont au nombre de 23

3-Paramètres élastiques

K_i , G_i , et n tels que :

$$K(P) = K_i \cdot P_i \cdot \left[\frac{P}{P_i} \right]^n, \quad G(P) = G_i \cdot \left[\frac{P}{P_i} \right]^n$$

10-Paramètres pour le comportement plastiques

ϕ pour l'état critique

P_{co} pour l'état critique de référence

β pour l'écrouissage en densité

a_m , a_{cyc} , b , m pour l'écrouissage lié aux mécanismes déviatoires

C_m , C_{cyc} et d pour l'écrouissage lié au mécanisme de consolidation isotrope.

10-Paramètres pour les limites des domaines de comportement

$r_{k(k=1,2,3)}^{el}$ et r_4^{el} qui fixe l'étendue du domaine élastique des trois mécanismes déviatoires et du quatrième mécanisme de consolidation.

$r_{k(k=1,2,3)}^{hys}$ détermine l'étendue du domaine hystérétique des trois mécanismes déviatoires.

$r_{k(k=1,2,3)}^{mbl}$ fixe l'étendue du domaine intermédiaire des trois mécanismes déviatoires élémentaires.

En effet les paramètres

$-a^m$, a_{cyc} et m caractérisent l'évolution (en chargement primaire ou cyclique) en fonction de γ_k^p et du degré de mobilisation r_k de chaque mécanisme k ($k=1,2,3$).

-b contrôle l'influence du rapport $\frac{P_k}{P_{co}}$ sur la fonction seuil $f_{k(k=1,2,3)}$.

C_m et C_{cyc} caractérisent l'évolution (en chargement primaire ou cyclique) en fonction de $(\epsilon_v^p)_4$, du degré de mobilisation r_4 du mécanisme de consolidation.

Enfin le paramètre "d" caractérise l'écart entre la droite de consolidation vierge et la droite critique dans le plan (e , $\text{Log}(P)$):

e (resp. P) désigne l'indice des vides $\left(\text{resp. la pression moyenne } P = \frac{\sigma_{ii} + \sigma_{jj} + \sigma_{kk}}{3} \right)$

Dans la littérature des modèles dérivés du modèle complet d'HUJEUX ont été développés ; il s'agit des modèles d'HUJEUX-SIMPLIFIEE et de CYCLADE.

A1.14---LE MODELE D'HUJEUX-SIMPLIFIEE

Dans ce modèle on a les simplifications suivantes :

$r_k^{el} = r^{el}$, $r_k^{hys} = r^{hys}$, $r_k^{mbl} = r^{mbl}$ pour $k=1,2,3$

Le nombre des paramètres dans ce cas se réduit à 17

3-Paramètres élastiques

K_i , G_i et n

10-Paramètres pour le comportement plastique

ϕ , P_{co} , β

a_m , a_{cyc} , b , m

C_m , C_{cyc} et d

4-Paramètres pour les limites du domaine de comportement

r^{el} , r^{hys} , r^{mbl} et r_4^{el}

A1.15---MODELE CYCLADE

Il s'agit d'un modèle proche de celui de HUJEUX-SIMPLIFIEE dans lequel des modifications supplémentaires ont été introduites :

1---Pas de mécanisme de consolidation ce qui revient à supprimer :

C_m , C_{cyc} , d et r_4^{el}

2---Les domaines hystérétiques intermédiaires ne sont pas modélisés :

ce qui revient à supprimer a_{cyc} , r^{mbl} , m et à simuler uniquement

que des moyennes et grandes déformations.

3--Pour contrôler les variations des volumes on introduit un paramètre

" α " appelé coefficient de dilatance tel que:

$$\dot{\epsilon}_v^p = \alpha \cdot \left(M - \frac{q}{p} \right) \cdot \dot{\epsilon}_d^p$$

$$\dot{\epsilon}_v^p = \sum_1^3 (\dot{\epsilon}_v^p)_k$$

$$\dot{\epsilon}_d^p = \sum_1^3 (\dot{\epsilon}_d^p)_k$$

4--L'équation des surfaces de charge fait intervenir le terme :

$$\left(1 - b \cdot \text{Log} \left[\frac{P}{P_{co}} \right] \right)$$

au lieu du terme

$$\left(1 - b \cdot \text{Log} \left[\frac{P_k}{P_{co}} \right] \right)$$

En définitive le nombre des paramètres pour le modèle CYCLADE se réduit à 10

3-Paramètres élastiques

K_1 , G_1 et n

6-Paramètres plastiques

ϕ , P_{co} , β

a , b et α

1-Paramètres pour les limites du domaine de comportement

r_{el}

On pourrait également introduire la cohésion C comme paramètre en remplaçant "P" par

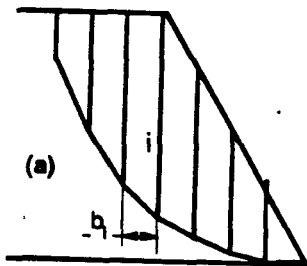
" $P+C \cdot \cotg(\phi)$ "

En définitive bien que l'absence du mécanisme isotrope entraîne des défauts de modélisation des matériaux normalement consolidés sur chemins de consolidation tels que $\frac{P}{q}$ faible, Le modèle CYCLADE permet cependant de simuler le comportement du sol lorsque les déformations sont supérieures à 10^{-3} .

A2.----STABILITE DE PENTE DES BARRAGES

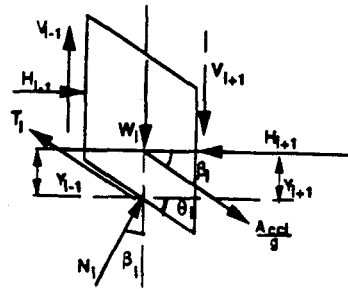
A2.3----METHODES DES TRANCHES

Principe On décompose le massif en mouvement (partie comprise entre la ligne de rupture et le parement) en plusieurs petits éléments , on étudie l'équilibre individuel de chaque tranche . Le torseur des efforts appliqué sur le massif est alors égal à la somme des efforts appliqués sur chaque tranche.



Partons du schéma de base ci-contre (figure A2.1 , en écrivant l'équilibre de la tranche numéro "i" soumise sous l'action de l'accélération sismique "A_{csi}" qui fait un angle "θ_i" avec l'horizontal , nous obtenons les relations suivantes:

FIGURE :A2.1 Méthodes des tranches



$$-(H_{i-1}-H_{i+1})-W_i \left[\frac{A_{csi}}{g} \right] \cos(\theta_i)+T_i \cos(\beta_i)-N_i \sin(\beta_i)=0 \quad (A2.1-a)$$

$$(V_{i+1}-V_{i-1})+W_i \left[\frac{A_{csi}}{g} \right] \sin(\theta_i)+W_i -T_i \sin(\beta_i)-N_i \cos(\beta_i)=0 \quad (A2.1-b)$$

La résolution du système précédent nous donne les expressions de T_i et N_i que voici :

$$T_i=(V_{i+1}-V_{i-1}+W_i) \sin(\beta_i)+W_i \left[\frac{A_{csi}}{g} \right] \cos(\theta_i-\beta_i)+(H_{i+1}-H_{i-1}) \cos(\beta_i) \quad (A2.2a)$$

$$N_i = (V_{i+1} - V_{i-1} + W_i) \cos(\beta_i) + W_i \left[\frac{A_{cci}}{g} \right] \sin(\theta_i - \beta_i) - (H_{i+1} - H_{i-1}) \sin(\beta_i) \quad (A2.2b)$$

Si σ'_i est la contrainte effective normale appliquée sur la base de la tranche numéro "i" de largeur "b_i" alors:

$$\sigma'_i \frac{b_i}{\cos(\beta_i)} = N_i - \frac{u_i \cdot b_i}{\cos(\beta_i)} \quad (A2.3)$$

Où "u_i" est la pression interstitielle sur la base de la tranche numéro "i".

Si l'on tient compte du critère de MOHR-COULOMB nous obtenons l'expression suivante de τ_{max_i} :

$$\tau_{max_i} = c'_i + \sigma'_i \tan(\phi'_i) \quad (A2.4)$$

En appliquant la définition du (III.2b) , nous obtenons l'expression suivante du coefficient de sécurité "F_d" :

$$F_d = \frac{\sum_{i=1}^n \left\{ \left[\frac{c'_i b_i}{\cos(\beta_i)} \right] + (V_{i+1} - V_{i-1} + W_i) \cos(\beta_i) - W_i \left[\frac{A_{cci}}{g} \right] \sin(\beta_i - \theta_i) + (H_{i+1} - H_{i-1}) \sin(\beta_i) - \frac{u_i b_i}{\cos(\beta_i)} \right\} \tan(\phi'_i)}{\sum_i^n \left\{ (V_{i+1} - V_{i-1} + W_i) \sin(\beta_i) + W_i \left[\frac{A_{cci}}{g} \right] \cos(\beta_i - \theta_i) \right\}}$$

(A2.5)

Une autre expression de "F_d" peut être obtenue en admettant qu'à la rupture ,

$$\tau_i = T_i \frac{\cos(\beta_i)}{b_i} = \frac{\tau_{\max i}}{F_d} \quad (\text{A2.6})$$

En remplaçant dans l'équation (A2.1-b) la valeur de "T_i" tirée de l'expression (A2.6) nous obtenons la valeur suivante de "N_i" :

$$N_i = \frac{W_i + V_{i+1} - V_{i-1} + W_i \cdot \left[\frac{A_{cci}}{g} \right] \sin(\theta_i) - \left[\frac{c_i' - u_i \tan(\phi_i)}{F_d} \right] \tan(\beta_i) b_i}{\cos(\beta_i) + \sin(\beta_i) \frac{\tan(\phi_i)}{F_d}} \quad (\text{A2.7})$$

En tenant compte de la relation MOHR-COULOMB (A2.4) et de l'expression (A2.3) nous avons :

$$\tau_{\max i} = \left\{ c_i' b_i + \left[W_i + V_{i+1} - V_{i-1} + W_i \left[\frac{A_{cci}}{g} \right] \sin(\theta_i) \right] \tan(\phi_i) \right\} \frac{1}{1 + \frac{\tan(\beta_i) \tan(\phi_i) b_i}{F_d}} \quad (\text{A2.8})$$

D'où la seconde expression de "F_d" :

$$F_d = \frac{\sum_{i=1}^n \left\{ \frac{c_i' \cdot b_i + \left[W_i - u_i \cdot b_i + (V_{i+1} - V_{i-1}) + W_i \cdot \left[\frac{A_{cci}}{g} \right] \sin(\theta_i) \right] \tan(\phi_i)}{1 + \tan(\beta_i) \frac{\tan(\phi_i)}{F_d}} \right\} \left(\frac{1}{\cos(\beta_i)} \right)}{\sum_{i=1}^n \left\{ (V_{i+1} - V_{i-1} + W_i) \sin(\beta_i) + W_i \left[\frac{A_{cci}}{g} \right] \cos(\beta_i - \theta_i) \right\}} \quad (\text{A2.9})$$

On retrouve l'expression du coefficient de sécurité donné par les deux méthodes suivantes :

1---BISHOP

Pour tout "i" $V_{i-1} = V_{i+1}$; en utilisant le (A2.9) on obtient le coefficient de sécurité au sens BISHOP.

2---FELLENIOUS Pour tout "i" $V_{i+1}=V_{i-1}=H_{i+1}=H_{i-1}=0$, en utilisant la relation (A2.4) nous obtenons le coefficient de sécurité au sens de FELLENIOUS.

Posons:

$$c_m' \cdot L_T = \sum_{i=1}^n \frac{c_i' \cdot b_i}{\cos(\beta_i)}$$

$$u_m \cdot L_T = \sum_{i=1}^n \frac{u_i \cdot b_i}{\cos(\beta_i)}$$

$$\left(\frac{A_{cci}}{g} \right)_{\text{moy}} \cdot W_T \cdot \sin(-\theta + \beta) = \sum_{i=1}^n W_i \cdot \left(\frac{A_{cci}}{g} \right) \cdot \sin(-\theta_i + \beta_i)$$

Pour tout " i " $\tan(\phi) = \tan(\phi_i)$

Où

c_m' (resp. u_m) est la valeur de la cohésion (resp. pression interstitielle) moyenne .

L_T =longueur totale de la ligne de rupture .

W_T est le poids total du massif en mouvement , β (resp. θ) désigne l'angle moyen de la surface de rupture (resp. l'angle moyen que fait l'accélération sismique avec l'horizontale).

" ϕ " désigne l'angle de frottement.

Avec les notations ci-dessus l'expression (A2.4) du coefficient de sécurité au sens de FELLENIOUS devient :.

$$F_d = \frac{\left[c_m \cdot \frac{L_T}{W_T} \right] + \left\{ \cos(\beta) - \left(\frac{A_{cci}}{g} \right)_{moy} \cdot \sin(\beta - \theta) - \left(\frac{u_m \cdot L_T}{W_T} \right) \right\} \tan(\phi)}{\sin(\beta) + \left(\frac{A_{cci}}{g} \right)_{moy} \cdot \cos(\beta - \theta)} \quad (A2.10)$$

En définitive grâce aux relations (A2.5) , (A2.9) ou (A2.10) on peut estimer le coefficient de sécurité pseudo-statique " F_d " relatif à une ligne de rupture d'inclinaison moyenne " β " , soumise à l'action d'une accélération sismique moyenne " $g \left(\frac{A_{cci}}{g} \right)_{moy}$ " inclinée d'un angle " θ " par rapport à l'horizontale .

1-Le coefficient de sécurité statique " F_s " est obtenu lorsque $\left(\frac{A_{cci}}{g} \right) = \left(\frac{A_{cci}}{g} \right)_{moy} = 0$ pour tout "i"

2-L'accélération critique " K_c " est l'accélération pour laquelle le coefficient de sécurité pseudo-statique " F_d " est égale à " 1".

Le coefficient de sécurité F_d peut être obtenu de deux façons :

1--Par calcul direct en utilisant la relation (A2.5) .

2--Par des méthodes itératives si on utilise l'équation (A2.9) ou (A2.10). Pour ce qui concerne la relation (A2.10) SARMA (1973) a pu donner les solutions moyennant une hypothèse supplémentaire sur les conditions de variations de pressions interstitielles au cours de la sollicitation sismique.

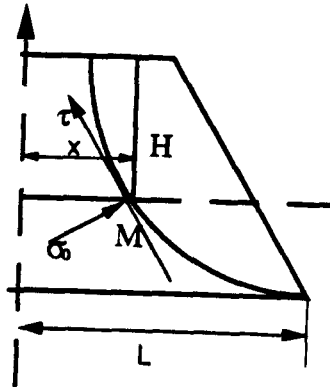
Dans la littérature il existe d'autres hypothèses (sur les variations des V_i et H_i , y_i) qui ont donné naissance à d'autres méthodes de calculs (FROLICH [1963] , MORGENSTERN [1965] , JAMBU [1955] , CAQUOT [1954] TAYLOR [1948] , BIAREZ [1962]).

A2.4---METHODES GLOBALES

principes:

On considère que le massif en mouvement est un bloc rigide et l'on étudie l'équilibre de ce bloc . De toutes les méthodes globales qui existent , nous ne ferons allusion qu'à la méthode des perturbations.

2---METHODES DES PERTURBATIONS



A partir d'une courbe de rupture quelconque déterminée de façon précise ou générée de façon automatique à l'intérieur d'un fuseau de courbes prédéterminé, on écrit l'équilibre du volume au dessus de la surface de rupture.

En partant du schéma ci-contre, les équations d'équilibres du massif s'obtiennent de la façon suivante:

en écrivant les équations d'équilibres suivant l'axe OX (resp.OY) de vecteur unitaire \vec{T} (resp. \vec{J}) nous avons :

FIGURE :A2.2 Méthodes globales

Pour l'équilibre des forces :

$$\text{Sur OX} \quad \int_c (dT + dN)\vec{T} + \int_c dW\vec{T} = 0 \quad (\text{A2.11-a})$$

$$\text{Sur OY} \quad \int_c (dT + dN + dW)\vec{J} = 0 \quad (\text{A2.11-b})$$

Pour l'équilibre des moments :

$$\int_c \vec{OM} \wedge (dT + dN + dW) = 0 \quad (\text{A2.11-c})$$

et

$$r = \frac{r_{\max}}{F} \quad (\text{A2.11-d})$$

or

$$dT = -r \cdot ds \cdot \cos\alpha \vec{T} + r \cdot ds \cdot \sin\alpha \vec{J}$$

$$dN = \sigma \cdot ds \cdot \cos\alpha \vec{T} + \sigma \cdot ds \cdot \sin\alpha \vec{J}$$

$$\vec{W} = W_1 \vec{i} + W_2 \vec{j}$$

$$\vec{W} = \int_V d\vec{W}$$

$$\vec{W} = \int_V \frac{\vec{A}_{cci}}{g} \vec{i} \cdot dW_0 + \int_V \frac{\vec{A}_{cci}}{g} \vec{j} \cdot dW_0$$

$$\vec{W} = \int_V \frac{A_{cci}}{g} \cos\theta \cdot dW_0 + \int_V \left[-1 + \frac{A_{cci}}{g} \sin\theta \right] \cdot dW_0$$

$$\vec{W} = W_1 \vec{i} + W_2 \vec{j}$$

où

$dW_0 = g dm$ ("g" est la pesanteur et "dm" la masse élémentaire du volume du massif situé au dessus de la ligne de rupture).

En remplaçant dans les équations (A2.11-a,b,c) les vecteurs $d\vec{T}$, $d\vec{N}$, \vec{W} par leurs expressions, nous obtenons les équations ci-dessous:

$$\int_C (-r + \sigma_p \tan(\alpha)) \cdot dx = -W_1 \quad (A2.11-e)$$

$$\int_C (r \tan(\alpha) + \sigma_p) \cdot dx = -W_2 \quad (A2.11-f)$$

$$\int_C [\sigma_p (x - y \tan(\alpha)) + r(x \tan(\alpha) + y)] dx = -(x \cdot W_2 - y \cdot W_1) \quad (A2.11-g)$$

$$r = \left(\frac{1}{F} \right) \{ c' + (\sigma_p - u) \tan(\phi') \} \text{ loi de MOHR-COULOMB} \quad (A2.11-h)$$

Eliminant "r" dans les relations (A2.11-e), (A2.11-f), (A2.11-g) on obtient un système de 3 équations à 2 inconnues "F" et " σ_p ".

Hypothèses:

l'hypothèse fondamentale de la méthode de perturbation est d'admettre que l'on connaît la distribution des contraintes normales " σ_p " le long de la courbe de rupture sous la forme de:

$$\sigma_p = \sigma_n (\lambda + \nu.V)$$

Où λ et ν sont des paramètres de la perturbation "V" une fonction dont l'expression est connue le long de la surface (ligne) de rupture et qui peut prendre les valeurs suivantes :

$$\tan(\alpha) , \cos^2(\alpha) , \tan^2(\alpha) , \frac{H}{L} , \left[\frac{x}{L} \right] \cdot \left[1 - \frac{x}{L} \right] \cdot \left[0.375 + \left[\frac{x}{L} \right] \right]$$

$$\gamma.H.\cos^2(\alpha) , \tan(\phi') , \tan(\phi') \cdot \tan(\alpha)$$

σ_n : est la contrainte normale initiale dont l'expression peut être obtenue en considérant l'une des trois hypothèses suivantes :

1----Si l'on écrit l'équilibre d'une tranche verticale de sol reposant sur une base inclinée d'un angle α par rapport à l'horizontale et si on néglige les forces inter-tranches , alors :

$$\sigma_n = \gamma.H.\cos^2(\alpha)$$

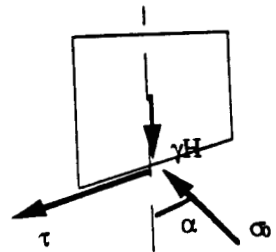


FIG:A2.3.a Perturbation mode

2----On suppose que la contrainte $\gamma.H$ est une contrainte normale principale majeure (cf.figure ci-contre) :

Si $\phi \neq 0$ en posant $s = \sigma_v + c.\cotan(\phi)$ alors :

$$p = \tan^2 \left(\frac{\pi}{2} - \frac{\phi}{4} \right)$$

si $\alpha > 0$ $t = ps$

si $\alpha < 0$ $t = \frac{s}{p}$

$$\sigma_n = q + r \cos(2\alpha) \text{ et } \tau = r \sin(2\alpha)$$

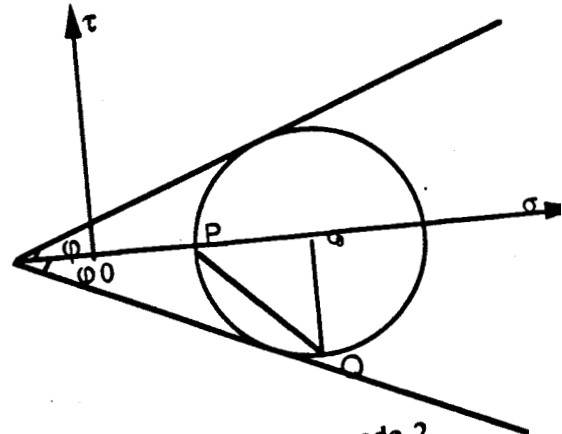


FIG:A2.3.b Perturbation mode 2

avec $r = \frac{s-t}{2}$ et $q = \frac{s+t}{2}$

Si $\phi=0$ $s=\sigma_v$ $q=s-r$ alors

$$\sigma_n = q + r \cos(2\alpha) \text{ et } r = r \sin|2\alpha|$$

où $r = c_u$ si $\alpha > 0$ (resp. $r = -c_u$ si $\alpha < 0$)

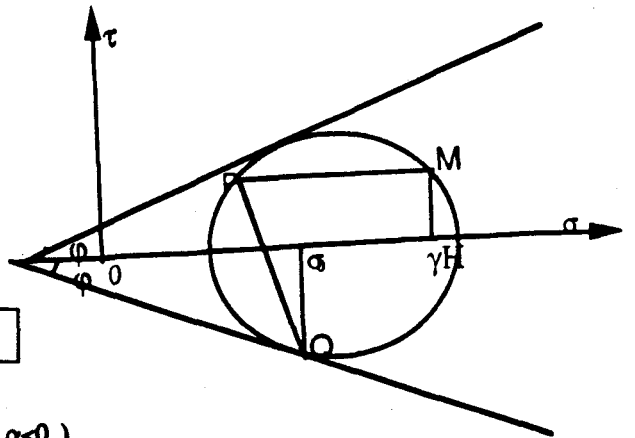


FIG :A2.3.c Perturbation mode 3

3----On suppose que la contrainte " $\gamma.H$ " n'est plus contrainte principale (cf.figure ci-dessus) alors:

$$\sigma_n = [(\gamma.H - u) + c \cotan(\phi)] \left[\frac{\cos^2(\phi)}{1 + \sin(\phi) \cos(\theta)} \right] - c \cdot \cotan(\phi) + u \text{ si } \phi \neq 0$$

ou

$$\sigma_n = (\gamma.H - u) - c \cdot \cos(\theta) + u \text{ si } \phi = 0$$

avec $\theta = 2\alpha - \frac{\pi}{2} - \phi$

Les hypothèses 1 (resp. 2, 3) ont donné naissance aux méthodes des perturbations modes 1 (resp. 2, 3).

La résolution du système (A2.e à h) conduit à une équation du 3^{ème} degré en " F_d " dont on ne retient que la racine la plus élevée (les deux autres étant voisines de zéro). Sous la base des résultats obtenus dans la littérature (R. M. FAURE [1982] et H. ODEON [1988]), la méthode des perturbations donne des valeurs de " F_d " assez stables et un lobe de contrainte assez régulier.

A3-IDENTIFICATION , COMPACTAGE DES ENROCHEMENTS ET CONTROLES

L'établissement d'un projet de barrage en enrochement nécessite des études préalables complètes au cours desquelles l'emplacement du site , la capacité du barrage (et ipso-facto sa hauteur) seront définis . Les essais d'identification réalisés sur des échantillons rocheux prélevés sur des carrières dûment répertoriées devront nécessairement conduire à une identification du type d'enrochement (donc de la carrière) et à établir le profil définitif de l'ouvrage.

Les tests réalisés en laboratoire sur le matériau ainsi sélectionné permettront de déterminer ses caractéristiques minimales et maximales ainsi que le couple densité-teneur en eau optimal . Une fois la densité et la teneur en eau du projet fixées , les opérations de contrôle et de mise en place des matériaux par compactage se feront par la mesure du couple "densité-teneur en eau" in situ.

On se propose dans les pages qui suivent :

- 1 - De décrire une méthodologie devant conduire à l'identification des enrochements
- 2 - De citer quelques types d'essais qui permettent de déterminer les caractéristiques mécaniques de ces enrochements.
- 3 - De souligner le rôle que joue le compactage dans la stabilité des barrages , de citer certaines règles à respecter pour ce qui concerne le choix du compacteur et les contrôles à effectuer.

A3.1---METHODOLOGIE D'IDENTIFICATION D'ENROCHEMENTS

But: Classification des enrochements

Types d'essais nécessaires

- 1 - Essais de Los Angeles (essai normalisé)
3 essais au minimum
- 2 - Essais de rétention (ou de porosité) : (essai normalisé)
Un minimum de 3 essais doit être exigé . Chaque essai de porosité devrait concerner au moins 15 kg d'enrochements.
- 3 - Détermination de la force de rupture " F_r " des grains (essai non normalisé)

Voir CHAPITRE I paragraphe 1.1b

Ce type d'essai doit être réalisé pour des granulats dont les dimensions varient entre 21 cm et 5 cm : 5 écrasements au minimum et par diamètre doivent être exigés.

Ces trois essais permettent au projeteur de classer l'enrochement au sens du tableau 25 (cf. page 100) et compte tenu de la granulométrie de projet de définir le profil de l'ouvrage (en utilisant le tableau 24 et les relations III.1 et III.4 dans le cadre d'un dimensionnement pseudo-statique ou les relations IV.24 à 30 et IV 31 à 33 si l'on utilise comme critère la valeur du déplacement permanent induit par

le séisme de projet le long d'une surface de rupture potentielle) . Compte tenu de ses bonnes performances mécaniques , il est conseillé d'utiliser les matériaux à courbes granulométriques étalées.

A3.1.1---Détermination des caractéristiques mécaniques

Elle a pour but d'affiner les valeurs (d'angle de frottement , du module de compressibilité , de la densité ...etc.) données par les corrélations et de préciser le type de loi de comportement du futur matériau constitutif du corps barrage qu'il faudra utiliser pour la vérification de la stabilité générale de l'ouvrage par la méthode aux éléments finis.

On sait qu'en mécanique des sols la densité obtenue est la caractéristique générale qui traduit l'ensemble des propriétés physiques et mécaniques du matériau testé en laboratoire . La détermination des valeurs optimales de la densité et de la teneur en eau est d'une extrême importance.

L'obtention de ces caractéristiques optimales peut se faire par le biais des essais "Proctor" (quand c'est possible).

4--ESSAI PROCTOR

But : détermination de la densité sèche et de la teneur en eau optimale.

NB : Nécessité de tester le matériau tel qu'il sera mis en place.

Nécessité également d'obtenir les caractéristiques optimales à différents niveaux d'énergies de compactage.

Nécessité de tester trois ou quatre "granulométries différentes".

Quand l'essai Proctor est inadapté (présence d'une très grande proportion des matériaux grossiers) . Il faut réaliser (quand c'est possible) des essais afin de déterminer l'indice de vide minimal et maximal.

A3.1.2---ESSAIS COMPLEMENTAIRES DE LABORATOIRE

5--ESSAIS TRIAXAUX

But : Détermination de la résistance au cisaillement du matériau sous diverses sollicitations (en condition drainée ou non-drainée) . Détermination de l'épaisseur de couche à compacter.

NB : Tester différentes "granulométries" du matériau à des niveaux de contraintes faibles , moyens et élevés et pour différentes valeurs des couples (W_{opt} , γ_{opt}) déterminées par l'essai Proctor.

6---ESSAI DE CISAILLEMENT DIRECT

But: Détermination de la résistance au cisaillement des matériaux suivant un plan de rupture imposé

NB : voir essais triaxiaux .

7---ESSAIS OEDOMETRIQUES

But : Détermination des modules de compressibilité

NB : Tester le matériau à différents couples (γ_{opt} , W_{opt}).

8---ESSAIS DE PERMEABILITE

But : Détermination du coefficient de perméabilité des matériaux

NB : Déterminer ce coefficient pour différents couples (γ_{opt} , W_{opt})

Grâce aux essais 7 à 8 on peut à tout couple (γ_{opt} , W_{opt}) associer les caractéristiques physiques et mécaniques telles que : la résistance au cisaillement , le module de compressibilité , la perméabilité ... etc.

En définitive le choix final du couple (γ_{opt} , W_{opt}) du projet ou de référence est certes lié aux performances mécaniques et physiques recherchées par le projeteur mais aussi aux contraintes économiques et technologiques.

C'est par rapport à ce couple de référence que l'on déterminera l'efficacité d'un compactage.

A3.2---Bilan sur la compressibilité des enrochements et des barrages en matériau rocheux

Lors de la construction des barrages en enrochement ou en matériaux grossiers , la technologie du compactage est d'une extrême importance et la densité obtenue in-situ est la caractéristique générale qui traduit l'ensemble des propriétés physiques et mécaniques du matériau et du barrage.

Ainsi une forte densité diminue la compressibilité , augmente la résistance au cisaillement , rend le matériau moins perméable , amoindrit les déformations dues aux processus de vidange et de remplissage . C'est donc dire que le contrôle de la mise en place des matériaux joue un rôle primordial dans la stabilité de l'ouvrage (un mauvais contrôle pourrait avoir des conséquences énormes sur la sécurité publique et le coût de l'ouvrage).

Les données recueillies par les constructeurs des grands barrages ont révélé que les barrages en remblais rocheux atteignent des tassements de l'ordre de 0.25% à 1 % dix ans après leurs constructions et continuant plus lentement par la suite . Les essais réalisés en laboratoire montrent un tel comportement . Les causes de ces tassements proviendraient :

1 - Des changements de composition granulométrique dus à l'écrasement des points de contact de

fragements rocheux.

2 - De l'immersion qui provoque des brusques écrasements additionnels par l'entrée de l'eau dans les microfissures des points de contact hautement chargés.

3 - Des phénomènes de fluages qui causeraient la propagation des fissures localisées.

Pour minimiser ces tassements, la présence des matériaux tels que les sables en tant que matrice est nécessaire et le compactage indispensable.

A3.2.1---COMPACTAGE

a---PRINCIPE DU COMPACTAGE

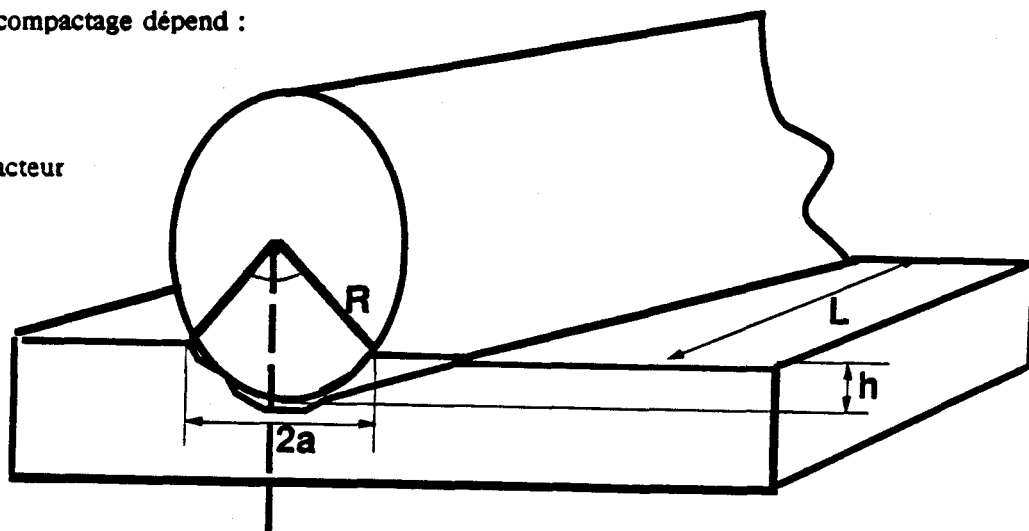
Le compactage consiste à faire passer sur des couches de sol en place des engins à charge élevés agissant suivant les cas, par pression, pétrissage, damage, percussion et par vibration. Un engin de compactage est caractérisé par sa largeur de compactage, sa charge statique par unité de longueur, sa vitesse maximale de travail et sa fréquence maximale.

b---EMPREINTE D'UN COMPACTEUR

L'empreinte d'un engin de compactage dépend :

Figure : A3.1

Empreinte d'un compacteur



1 - De la déformabilité (ou du module d'Young) du sol à compacter

2 - De la charge statique ou dynamique par unité de longueur

3 - De la façon dont le pneu ou le rouleau a été conçu. La contrainte au niveau de l'empreinte est alors.

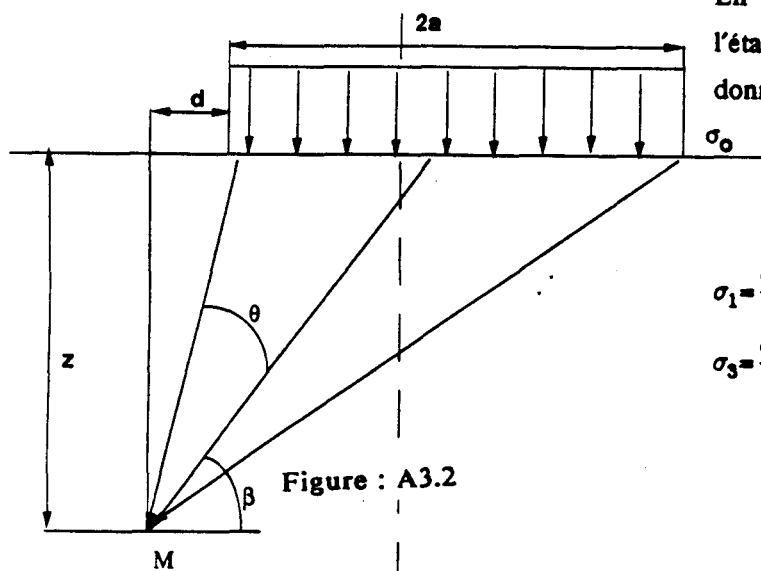
$$\sigma_0 = \frac{F}{L \cdot 2a}$$

où $2a$ est la largeur de l'empreinte

L la longueur de la roue ou du rouleau

F la force excitatrice

c---Etat de contrainte en un point du sol



En considérant l'hypothèse d'élasticité linéaire :
l'état de contrainte en un point "M" du sol est
donné par la relation : (en contrainte principale)

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_0}{\pi}(\theta + \sin\theta)$$

$$\sigma_3 = \frac{\sigma_0}{\pi}(\theta - \sin\theta) \text{ où } \tan(\beta) = \frac{z}{d+a}$$

Figure : A3.2

En résumé on peut dire que le compactage dépend :FRY J.J. [37]

- 1 - Du type d'engin (valeur de la pression de contact σ_0)
- 2 - Du mode de compactage (la manière dont " σ_0 " est appliquée)
- 3 - De la granulométrie des matériaux à compacter (qui est corrélée à sa déformabilité)
- 4 - De la technique de mise en place de ce matériau.

Les facteurs susceptibles d'améliorer le compactage sont :

- 1 - Le nombre des passes .
- 2 - L'épaisseur de la couche.
- 3 - La vitesse de compactage (ou de travail).
- 4 - L'arrosage ou l'humidification du matériau à compacter . En effet l'humidification accélérée, le processus de compactage des matériaux granulaires de diamètre supérieur à 1 mm dans la mesure où l'eau joue le rôle de lubrifiant. Par contre en générant les forces capillaires dans des matériaux fins ($d_{max} < 1 \text{ mm}$) il s'opposerait au compactage de ceux-ci CLERIN [26].

D'une manière générale le choix des modalités de compactage des enrochements ou matériaux grossiers n'est envisageable qu'à partir d'un certain nombre de planches d'essais.

Planches d'essais

Ils sont indispensables pour optimiser les conditions de compactage : choix de l'épaisseur de la couche, du type du compacteur, du mode de compactage, de la vitesse de compactage ainsi que les modalités d'arrosage.

Dans une planche d'essai, les mesures doivent être adaptées aux problèmes étudiés :

- 1 - Mesure de la densité en fonction de la profondeur au sein d'une même couche.
- 2 - Mesure des tassements en fonction du nombre des passes et de l'épaisseur de la couche à compacter
- 3 - Etude expérimentale de l'influence de la vitesse de travail du compacteur et de sa fréquence des vibrations sur le compactage.
- 4 - Etude de l'influence de l'arrosage ou de l'humidification.

En définitive il est également à souligner qu'outre le caractère bien adapté des mesures faites, leur nombre devra être suffisant pour que les conclusions sûres puissent être tirées.

A3.2.1---CAS DES PLANCHES D'ESSAIS DE GRAND-MAISON

Pour la construction du barrage de GRAND'MAISON , trois remblais d'essais ont été réalisés à proximité du site de l'ouvrage dans le but de fixer les modalités de compactage.

a---Enrochements

La carrière présentée pour fournir les quelques 5 millions de m³ nécessaire à l'édification du barrage était constitué de 3 types de gneiss :

- 1 - Les gneiss leptynitiques
- 2 - Les gneiss gris ou rubanés
- 3 - Les gneiss à amphiboles

Un échantillon de 12 tonnes fut prélevé à la carrière et sa courbe granulométrique est donnée par la figure A3.3a

b---Remblais

Trois remblais d'essais A , B et C de 30 m de long sur 6.25 m de large en crête ont été réalisés. Chacun avec 4 couches d'épaisseur 0.6 m , 0.9 m et 1.5 m. A l'achèvement des deuxième levées A2 , B2 et C2 , des tubes de contrôles de tassement ont été installés à la surface de la couche pour les levées B2 et C2 et dans la petite tranchée dégagée au tracto-pelle . Outre ces contrôles , des mesures de tassements par topographie sur la surface de la levée et par furêts hydrauliques ont été faites sur chaque levée à compactage croissant . La pesée des camions et la mesure du volume des remblais ont permis d'apprécier la densité des remblais rocheux.

c---Le compactage

Le compactage s'est fait avec le rouleau vibrant lourd tracté ABC de 13.5 tonnes utilisé (type

SAW, fréquence 23.3 Hz tracté par un Bull D8) et les dernières levées compactées avec un rouleau automoteur (type Sismopactor TT 1600 : fréquence réglée à 25 Hz). Le mode de compactage de ces deux engins est différents :

1 - Le rouleau vibrant autotracté ne décolle pas de la surface du sol , il crée dans le sol des vibrations qui conduisent à un réarrangement des grains et à une meilleure densité.

2 - Le rouleau vibrant tracté ajoute à l'action précédente une action superficielle de martèlement provoquant d'avantage un écrasement de grain en surface.

Chaque levée était compactée à 16 passes de rouleau vibrant , avec arrêt à 2 passes , 4 passes et 8 passes pour permettre des mesures . Les levées de 0.60 m ont cependant été compactées par 8 passes seulement.

d---Arrosage

Etant donné la très forte perméabilité des remblais , l'action de l'eau est en principe de nettoyer la surface des levées afin d'éviter l'accumulation des fines , de faciliter l'arrangement des blocs par un effet d'amollissement des surfaces de contact entre blocs et de bien répartir les petits éléments entre les gros . Les tranchées d'observations réalisées devraient confirmer ces effets positifs.

A3.2.2---MESURES

a---Tassements en surface

Sur chacune des cellules , 27 points repères étaient relevés en topographie par rapport à des repères fixes extérieurs ; les relevés se faisaient , pour chaque couche , après la mise en place et fermeture de la couche par un passage de rouleau lisse non vibrant , puis après 2 , 4 , 8 et 16 passages de rouleau vibrant.

b---Tassements en profondeur

Afin de distinguer pour une couche donnée , les tassements qui lui sont propres à celles des couches inférieures et de la fondation 6 tubes en PVC ont été soigneusement installés transversalement avec une pente initiale de 4 % sur chaque cellule , 9 dans le soubassement et 3% au sommet de la 2ème levée . A l'extrémité la plus basse de chacun de ces tubes , une plateforme fut édiflée afin de permettre les mesures . La déformation du tube et son tassement par rapport à la plateforme étaient déterminés à l'aide d'un furèt hydraulique TELEMAC.

c---Mesure de la densité moyenne d'une levée

Tous les camions déversant dans la partie centrale de chaque remblais étaient systématiquement pesés . Connaissant le poids du matériau et le volume qu'il occupe , la densité s'obtient facilement. Toutefois, les limites du volume intéressé n'étant pas connues de façon précise , une erreur appréciable est introduite dans la mesure de la densité.

d---Résultats des mesures

Ils sont résumés par la corrélation suivante :

$$\frac{\Delta h}{h_0} = 2.754 \cdot h_i^{-.881} \cdot n^{.528} \cdot \gamma_d^{-.48} \cdot \exp(0.00573 A_{ros})$$

Avec un coefficient de corrélation multiple de 0.73

où γ_d est la densité initiale du matériau (gcm^{-3})

h_i hauteur initiale (ou épaisseur initiale de la levée) en mètre

n est le nombre des passes (inférieur ou égale à 16)

$$A_{ros} = \begin{cases} 1 & \text{si arrosage} \\ 0 & \text{si pas d'arrosage} \end{cases}$$

A3.2.3---CONCLUSIONS

Les enseignements qui furent tirés des remblais expérimentaux se résumèrent en ces termes :

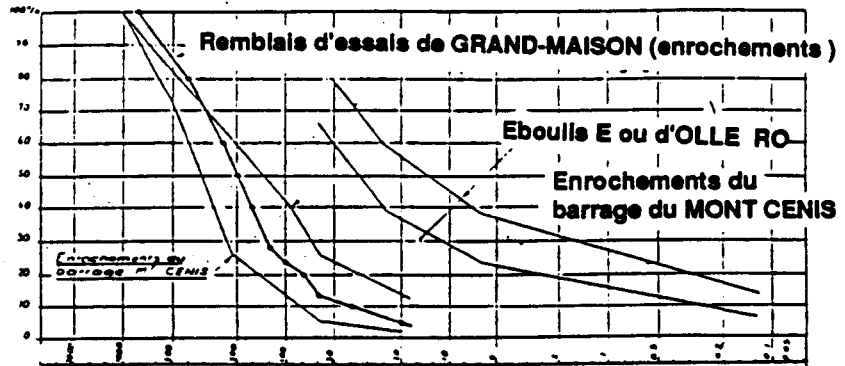
1 - Les enrochements qui furent extraits de la carrière se révélèrent comme des bons matériaux pour la construction du barrage (il n'y eut ni éclatement, ni écrasement des blocs à la mise en place et au compactage).

2 - L'épaisseur des levées ne devrait en aucune façon descendre en dessous de 60 cm du fait de l'existence d'enrochements assez nombreux dépassant cette taille.

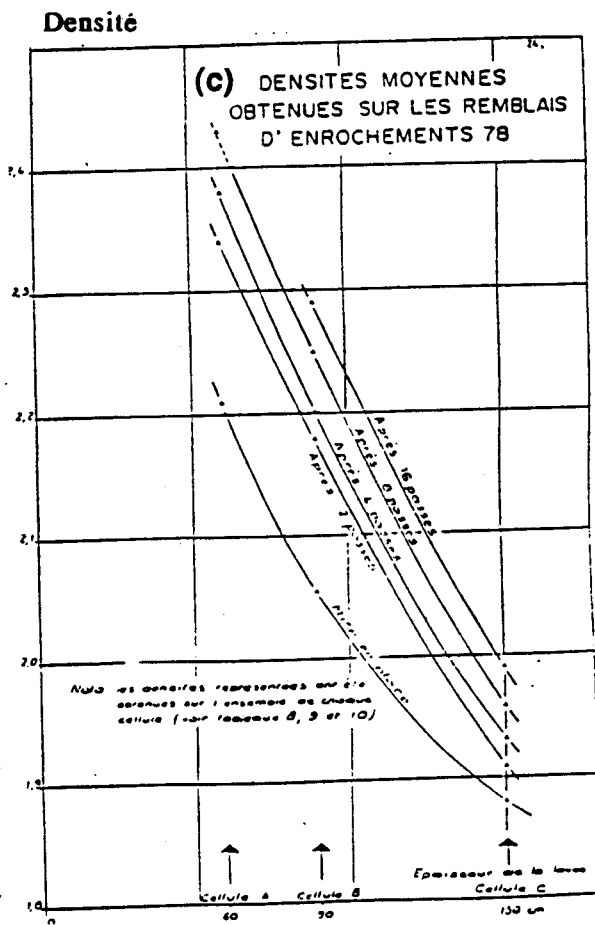
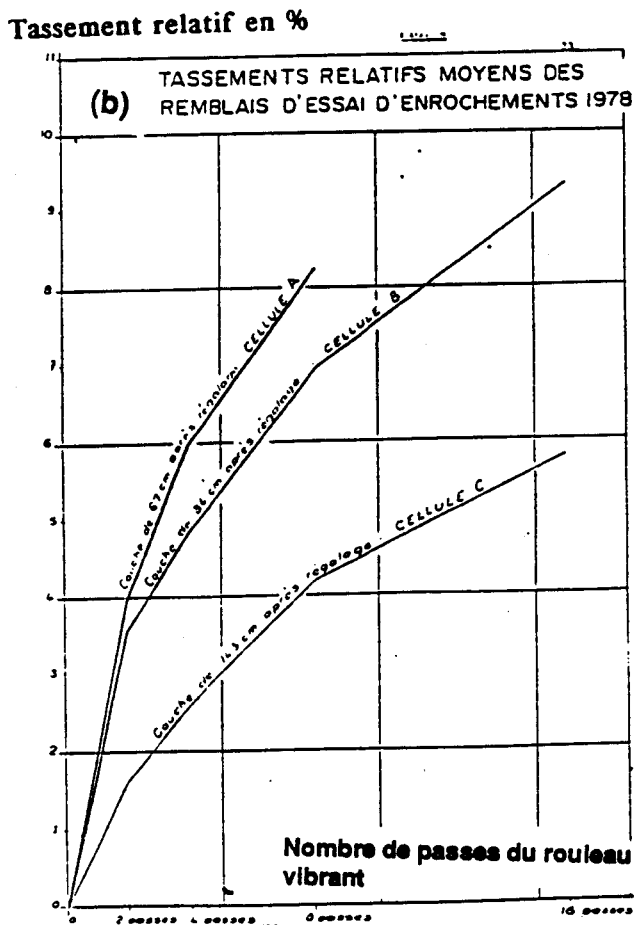
3 - L'arrosage eut pour effet d'éliminer la concentration des fines en surface et de répartir celles-ci dans toute l'épaisseur de la couche. Aucune différence notable ne fut cependant pas remarquée entre les couches arrosées à 250 lm^{-3} et celles arrosées à 500 lm^{-3} .

4 - Le comportement de deux engins de compactage (les rouleaux vibrants lisses A , B et C de 13.5 tonnes et sismopactor 1600) s'était avéré bien satisfaisant.

Figure :A3.3 PLANCHES D'ESSAIS DE GRAND-MAISON



(a) MESURE DU TASSEMENT DE LA FONDATION AU "FURET HYDRAULIQUE"



5 - Aucun tassement sensible des couches inférieures ne fut constaté lors du compactage des couches sus-jacentes.

6 - L'évolution des densités moyennes (cf. figure A.3.d) mit apparemment en évidence le fait que pour obtenir une certaine densité, il serait plus efficace de faire des couches moins épaisses de 10 cm que d'augmenter le nombre de passes de 4.

A3.3---CONTROLES

Les planches d'essais de compactage permettent de déterminer :

- 1 - L'épaisseur de la couche à compacter " e "
- 2 - Du nombre de passes " n "
- 3 - De la vitesse de compactage " V " et la fréquence des vibrations.
- 4 - La valeur du rapport " $\frac{Q}{S}$ " où Q est le volume du sol compacté pendant un temps donné et " S " la surface balayée par le compacteur pendant ce même temps.

Si le contrôle du compactage par mesure de la densité avec référence à la densité de projet (qui peut être la densité maximale Protor) peut présenter certaines limitations parmi lesquelles on peut citer le fait que beaucoup de matériaux mis en remblai aient une granulométrie trop grossière pour que l'essai Protor soit applicable.

Dans le cas où le contrôle par la densité peut être considéré comme inadapté ; le contrôle consistera à vérifier si les spécifications du compactage sont respectées par la mesure de " $\frac{Q}{S}$ " (compteur monté sur le compacteur et comparaison du résultat avec le volume journalier ou horaire mis en oeuvre), le contrôle de l'épaisseur des couches et des conditions de fonctionnement d'engins.

En définitive si les conditions de mise en place du matériau constitutif du corps du barrage joue un rôle primordial dans la stabilité générale de l'ouvrage , les ouvrages annexes tel que les évacuateurs de crues ou les dispositifs d'étanchéités (masques amont en béton bitumineux , béton de ciment en polyesteretc) ont également une influence non négligeable sur cette stabilité.

Il semble compte tenu de l'expérience des constructeurs que les barrages en enrochement à masque amont soit un type d'ouvrage sûr.

Il n'y a pas de problème de pressions interstitielles lors de la phase de construction mettant en danger la stabilité de l'ouvrage , l'absence de noyau en terre est au point de vue facilité de construction et de mise en oeuvre très intéressante en climat tropico-équatorial très humide . Convenablement projeté , il peut supporté des dommages très importants de son organe d'étanchéité et des fuites pouvant atteindre plusieurs mètre cube par seconde (cas du NEW EXCHEQUER dam aux ETATS-UNIS où les fuites ont atteint $14\text{m}^3\text{s}^{-1}$ sans dommage pour les

ouvrages et sans obligation de vidange de la retenue) . Peu sensible aux tremblements de terre , pas de risque de liquéfaction et les tassements occasionnés par des séismes violents sont relativement modérés et sans dommage pour les ouvrages : (cas du barrage de COGOTI au CHILI ; construit en 1938 suivant la technique ancienne des enrochements déversés et de hauteur 84 m , il a subi 4 tremblements de terre importants dont le premier , d'accélération maximale 0.19g n'a provoqué qu'un tassement maximum de 40 cm les autres d'intensité plus modeste , n'ont pas provoqué des tassements particuliers).

Sur l'ensemble d'accidents ou incidents répertoriés par la Commission Internationale des Grands Barrages (C.I.G.B) ; Les cas des ruptures qui se sont produits sur des barrages en enrochements sont d'us....

1--A la perte de revanche concomitante à un séisme : le cas le plus célèbre est celui du barrage de La Calera au Mexique . Il a subi en 1964 un tremblement de terre de degré VIII à l'échelle de Mercalli qui provoqua une vague de 2.50 m de hauteur alors que le niveau de la retenue se trouvait à 20 cm au-dessus du seuil de l'évacuateur de crues , ce qui entraîna un glissement profond du talus amont trop raide à 1.5 pour 1. les dégâts ayant été réparés durant la même année , le barrage est encore en service.

2--Aux déversements dus à un mauvais fonctionnement de l'évacuateur de crues ou au débit insuffisant de celui-ci : Cas du barrage de GOOSE CREEK aux ETATS-UNIS de 64 m de hauteur achevé en 1900 , a été submergé puis emporté par une arrivée d'eau sans précédent résultant d'une chute de pluie le 3 Mai 1900.

3--A une fondation inadéquate : cas du barrage de BLACK ROCK aux ETATS-UNIS en 1909.

En définitive l'adoption des techniques de plus en plus performantes et l'expérience des constructeurs acquise dans le domaine de la construction de ces ouvrages ont permis aux projeteurs d'augmenter la taille des barrages en enrochement à masque amont . Ainsi la génération des années quatre-vingt comporte t-elle plusieurs ouvrages de l'ordre de 150 m de hauteur ou plus?

Cas du barrage de SAVAJINA en COLOMBIE 145 m (1983) , de YACAMBU au VENEZUELA 150 m (1982) et de Foz Do Areia Brésil 160 m (1980).

Ces barrages ont eu des projets similaires qui représente la tendance actuelle pour ce type d'ouvrage :

1--corps d'enrochement compactés , zoné la hauteur de levée augmentant de l'amont vers l'aval . L'arrosage lors de la mise en place étant limitée à la fraction du volume de l'enrochement.

2--La zone de sous-couche du masque est alors constituée des matériaux semi-perméables à granulométrie pleine ,compactée par couche de 0.50m d'épaisseur.

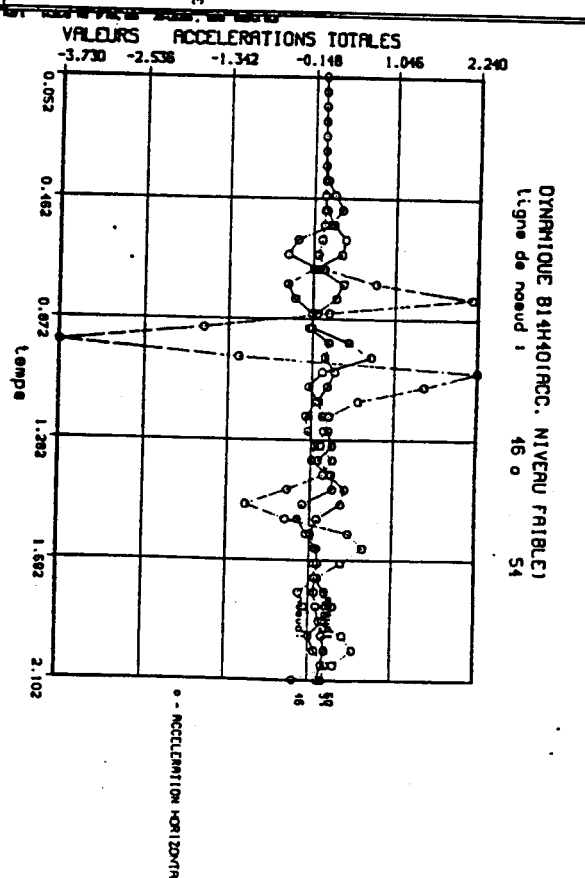
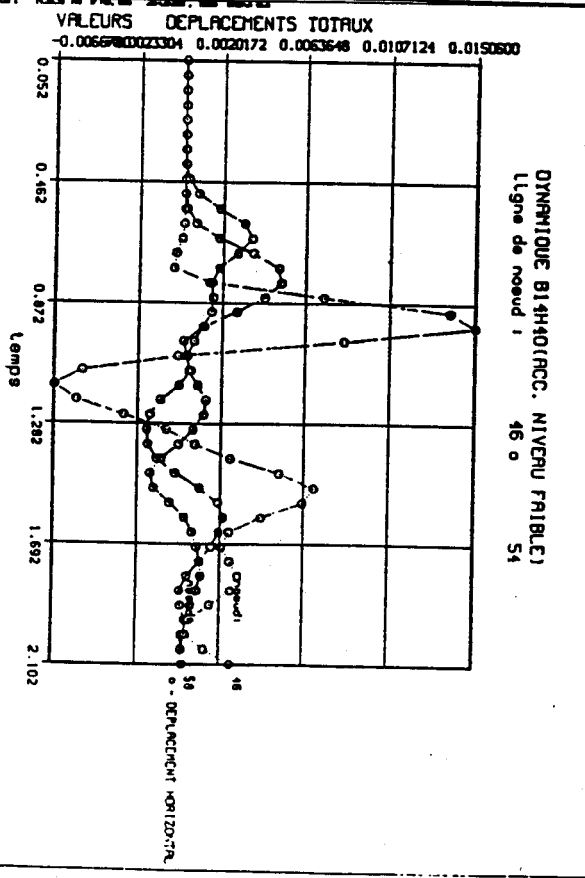
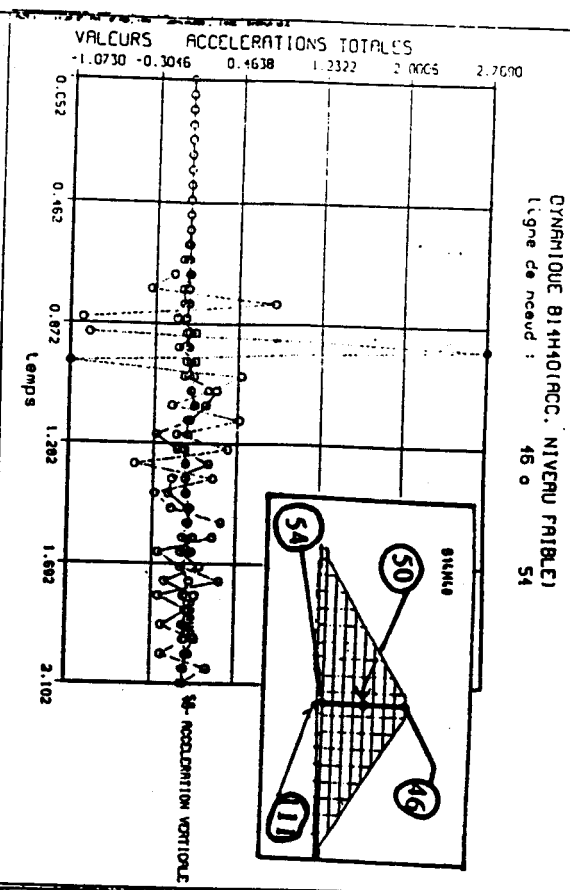
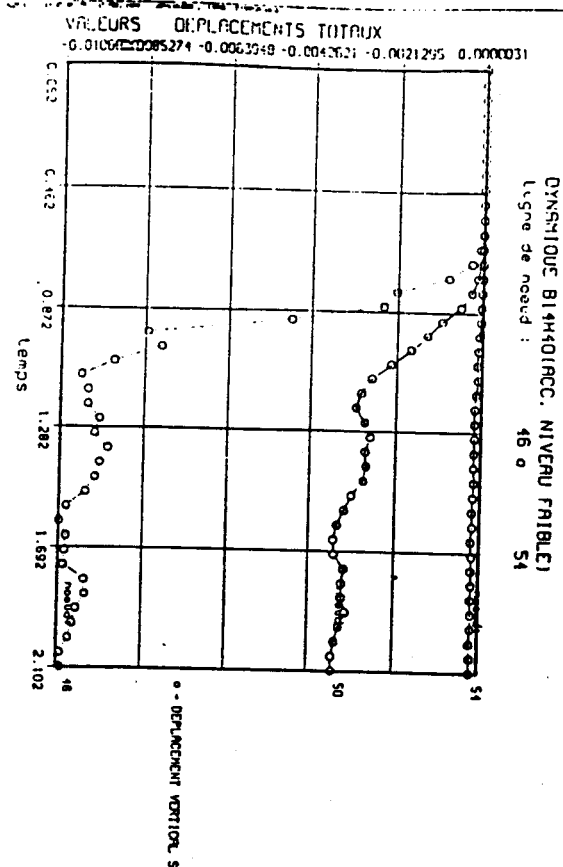
3--compactage du parement sur la face avant de la construction du masque.

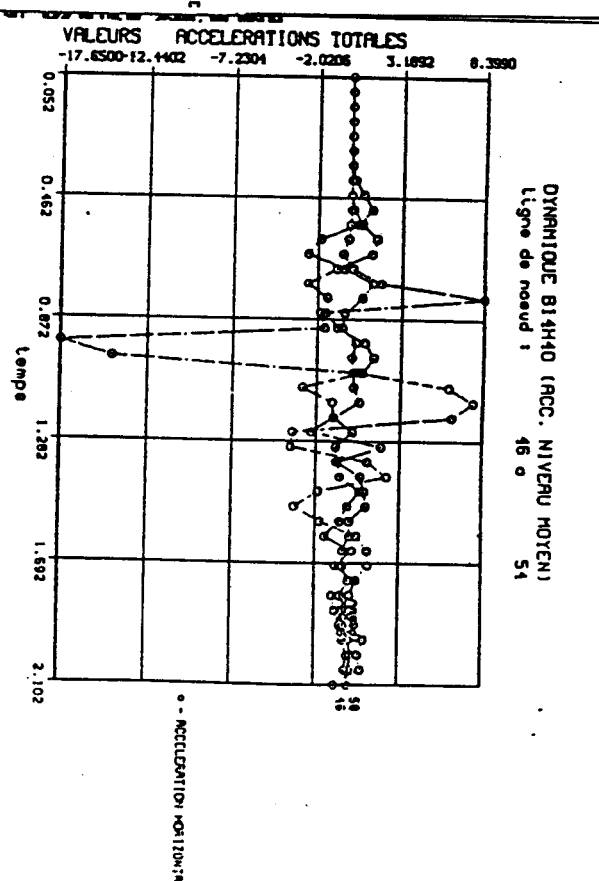
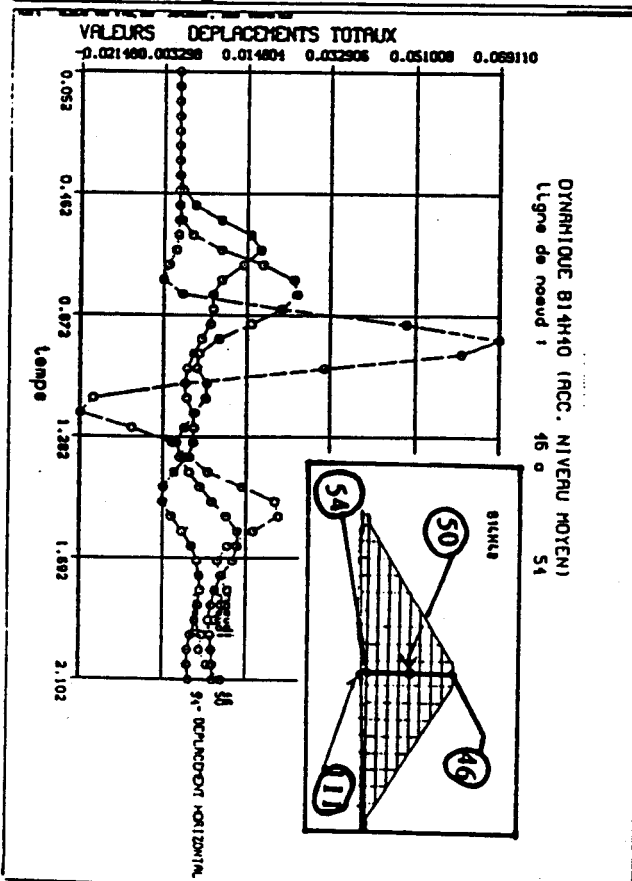
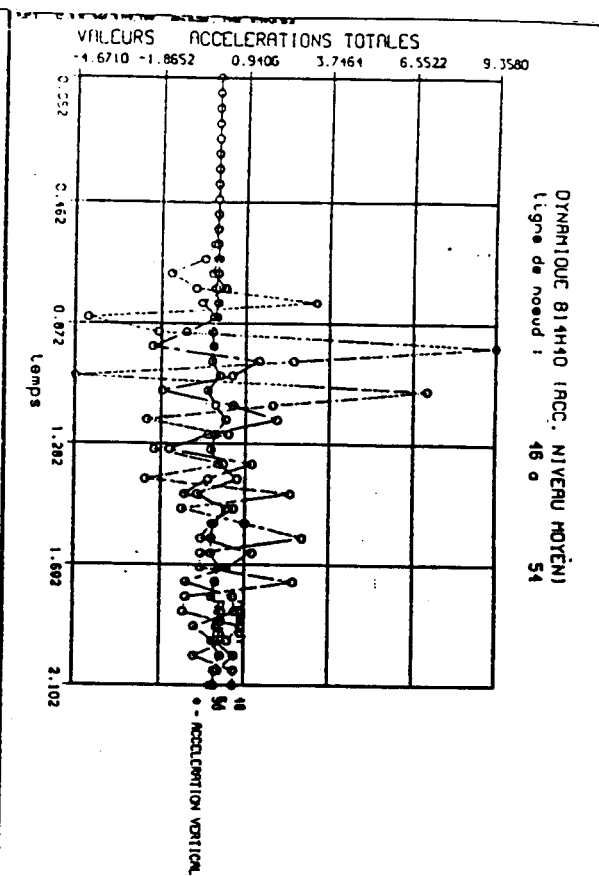
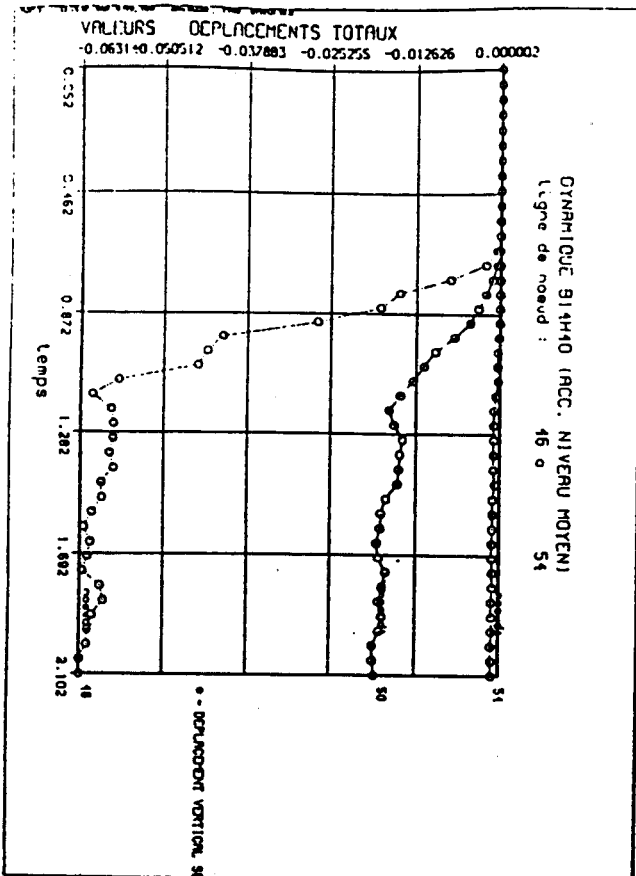
4--Le masque amont comporte des bandes verticales continues bétonnées en une seule phase , exceptionnellement en 2 ou 3 phases pour des barrages de très grande hauteur , avec un simple joint de construction entre les deux phases . près des appuis subsistent en cas de besoin des dalles spéciales.

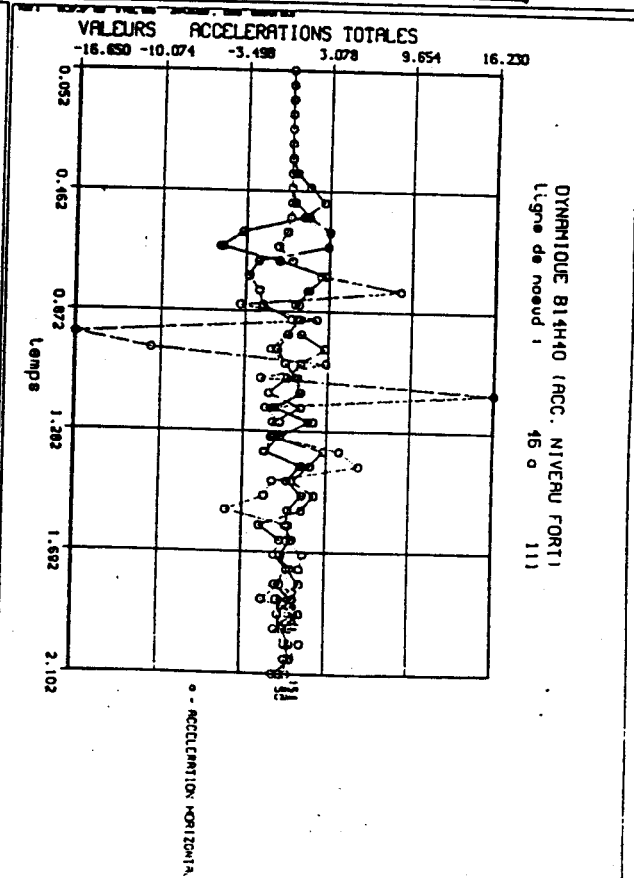
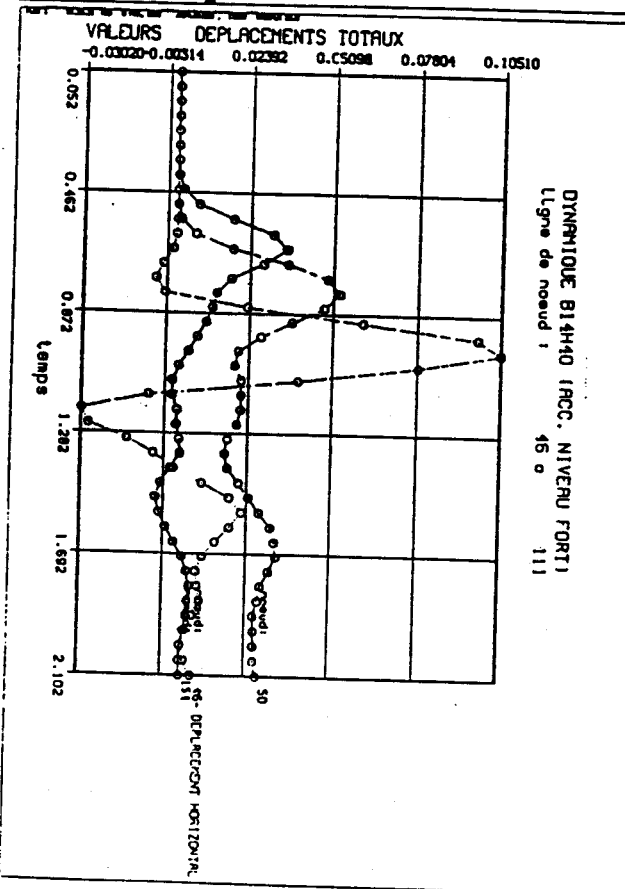
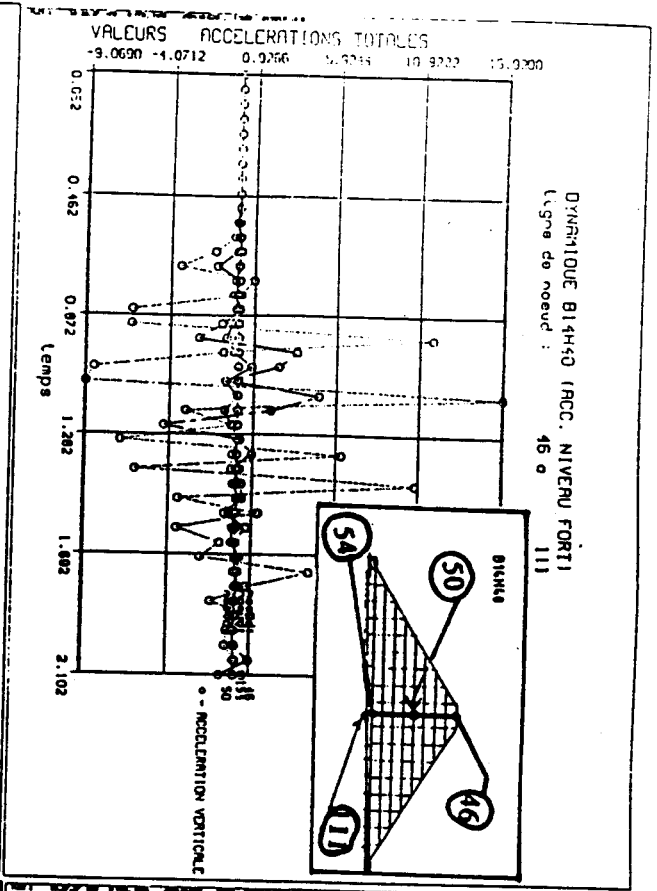
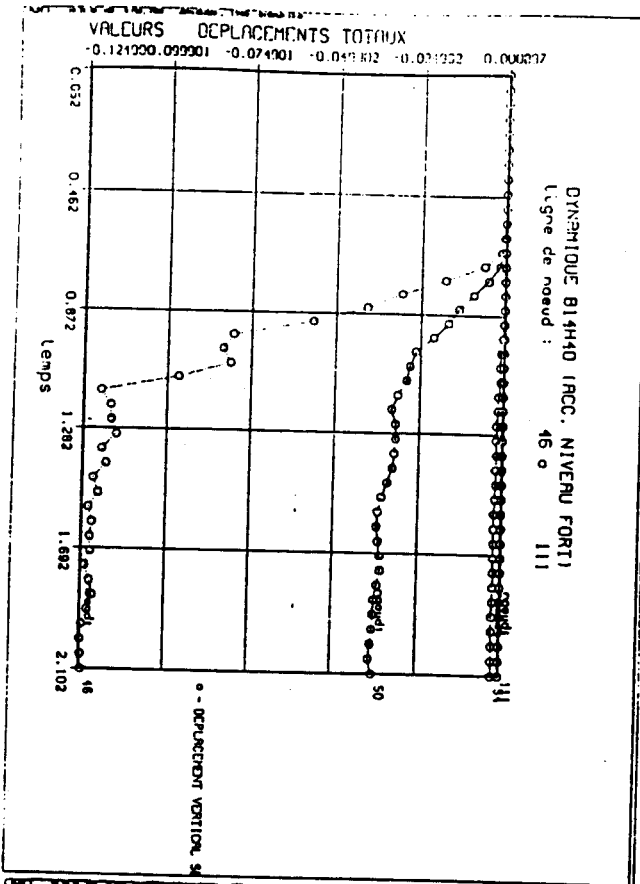
5--La partie inférieure du masque est recouverte d'un tapis de remblai imperméable qui s'étend approximativement sur le tiers inférieur du barrage .

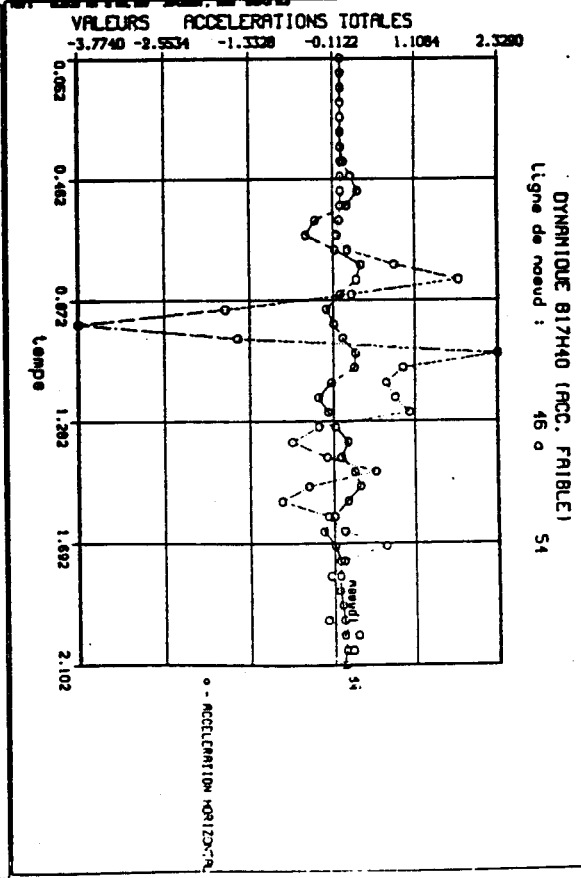
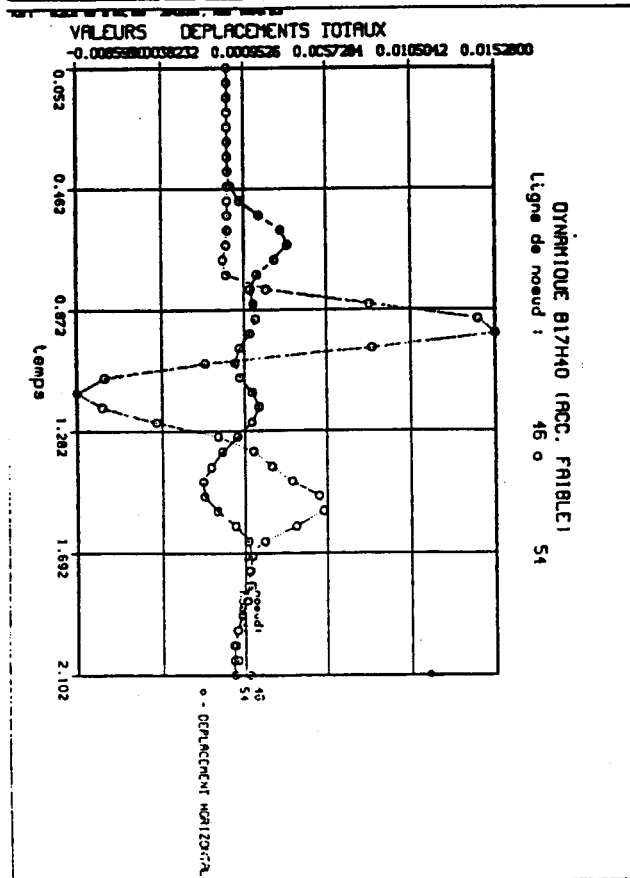
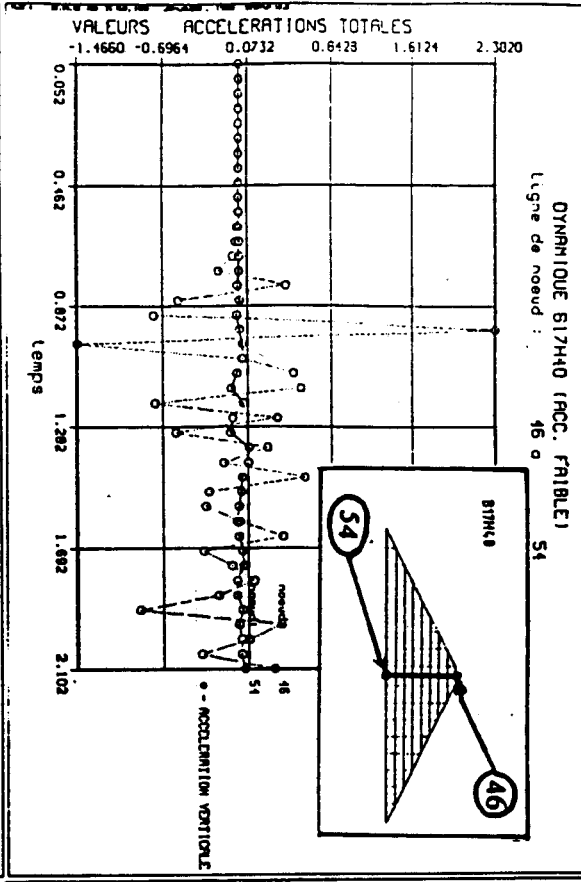
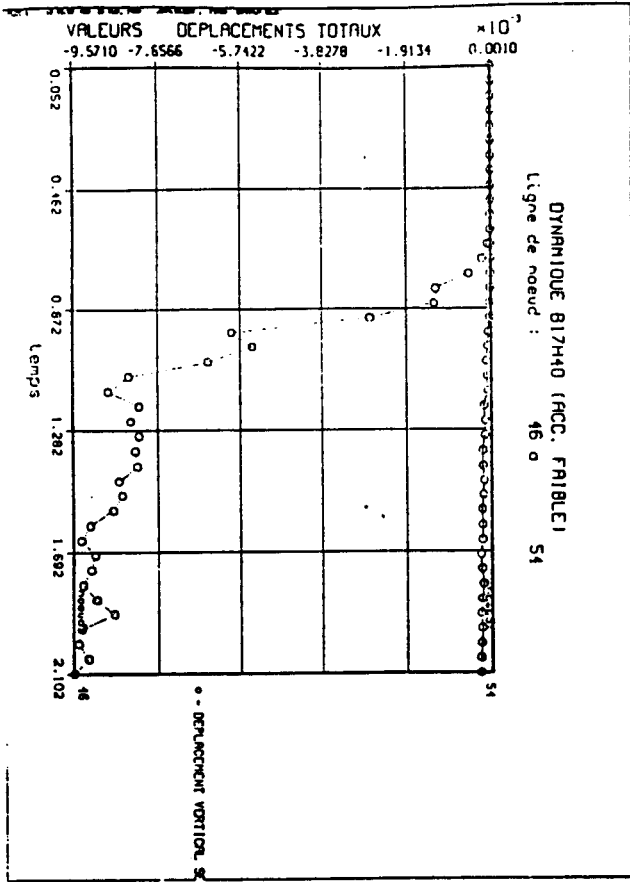
En dehors des fuites quoique importantes enregistrées sur le barrage de Salvajina en Colombie (ne représentant pas un problème pour ce dernier) , la génération des barrages des années 80 semblent exempts des gros problèmes des fuites qui avaient été constatés sur les barrages anciens.

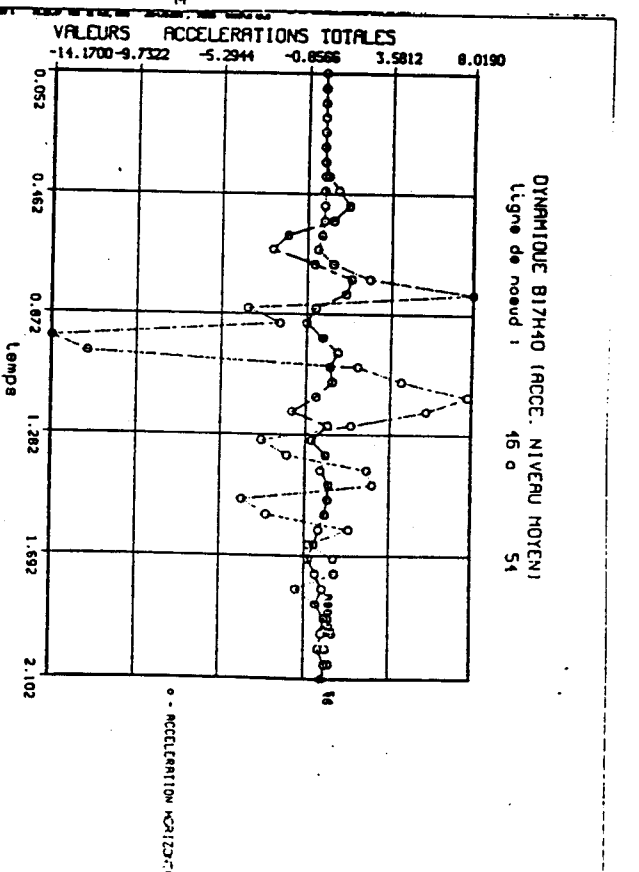
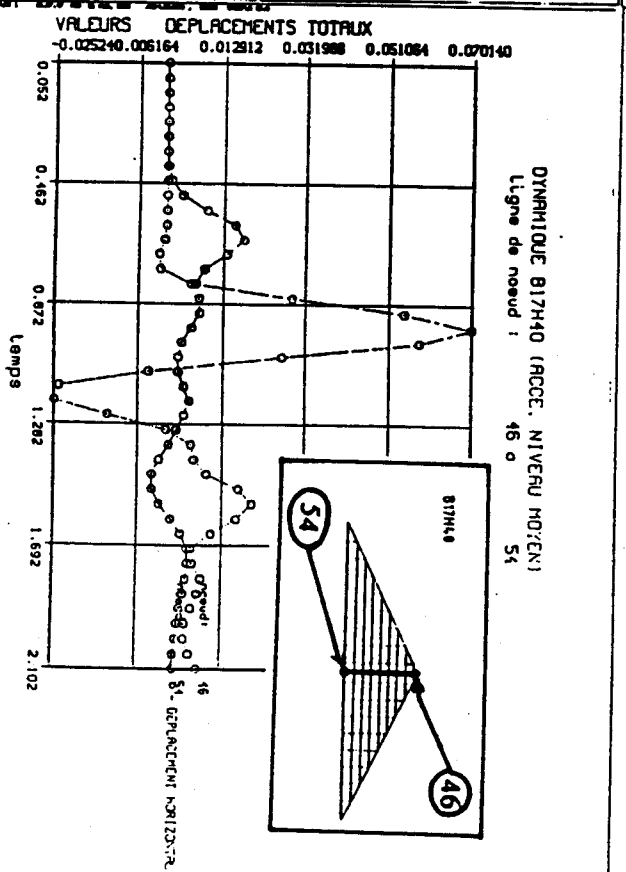
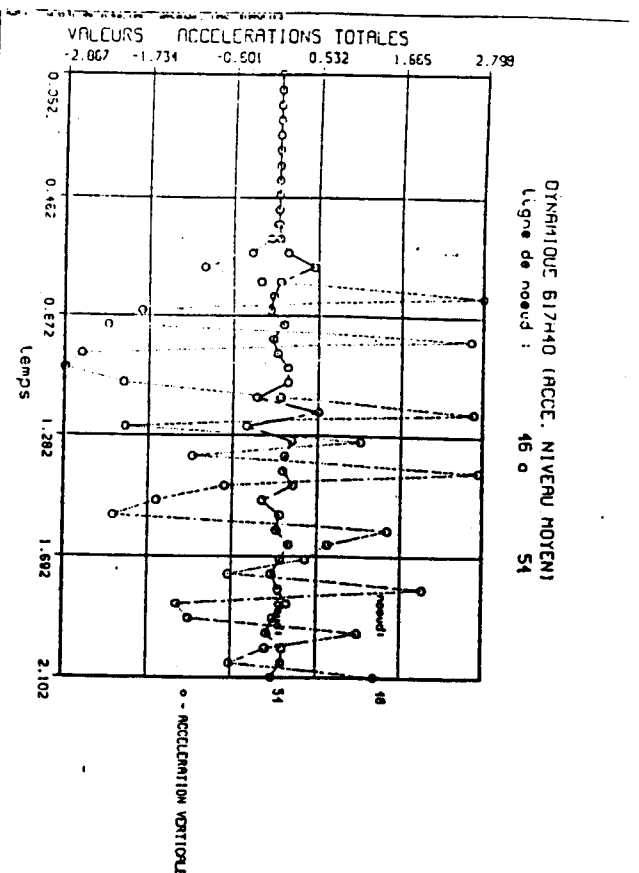
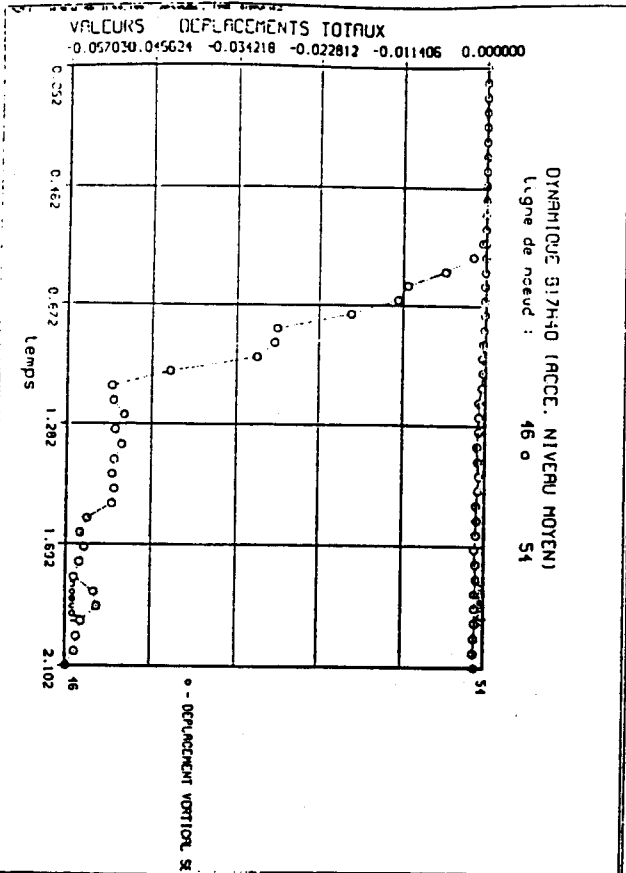
A3.4- QUELQUES RESULTATS GRAPHIQUES CONCERNANT LES SIMULATIONS DE LA REPOSE DYNAMIQUE NON-LINEAIRE DES BARRAGES ETUDIES.

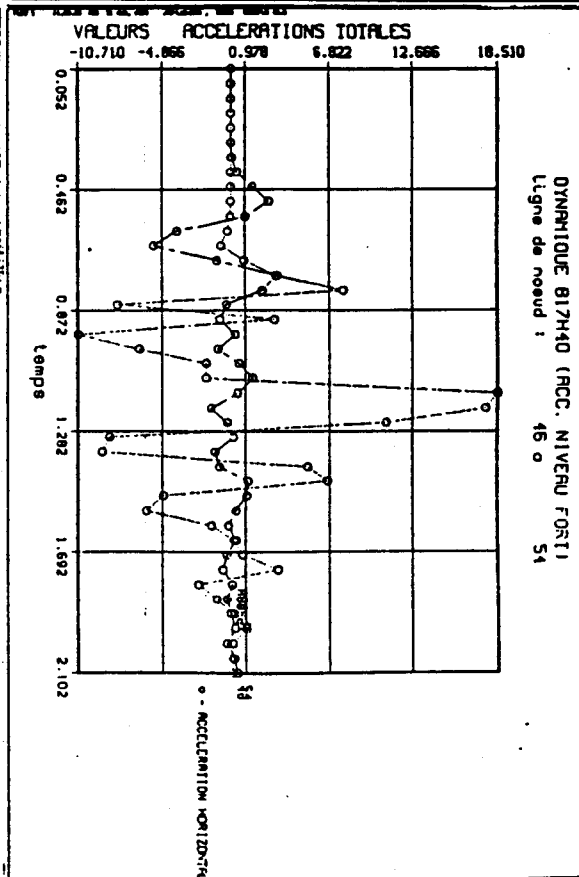
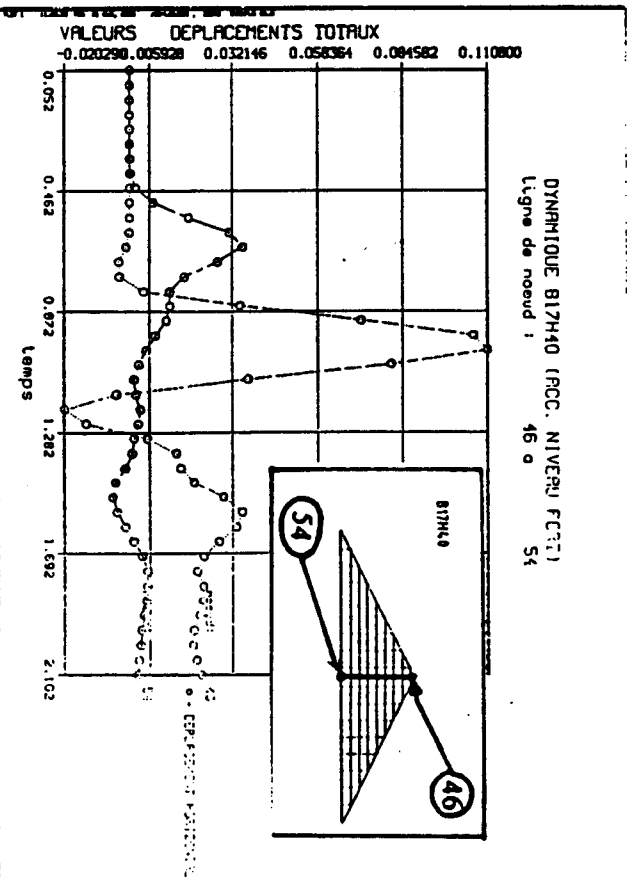
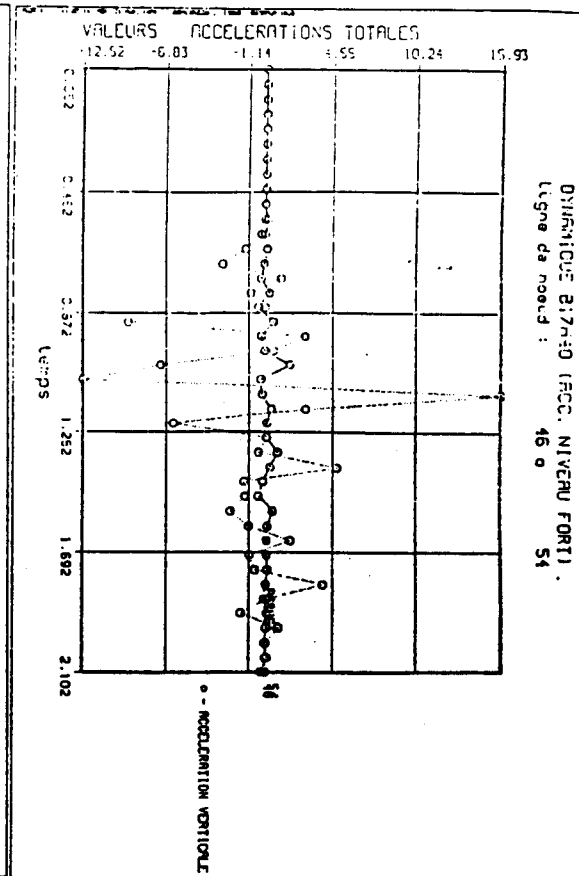
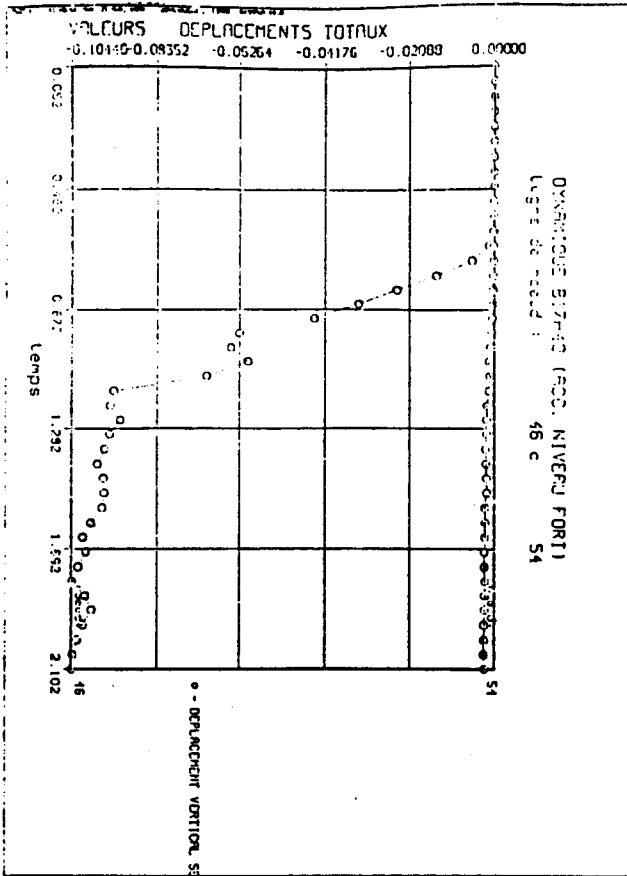




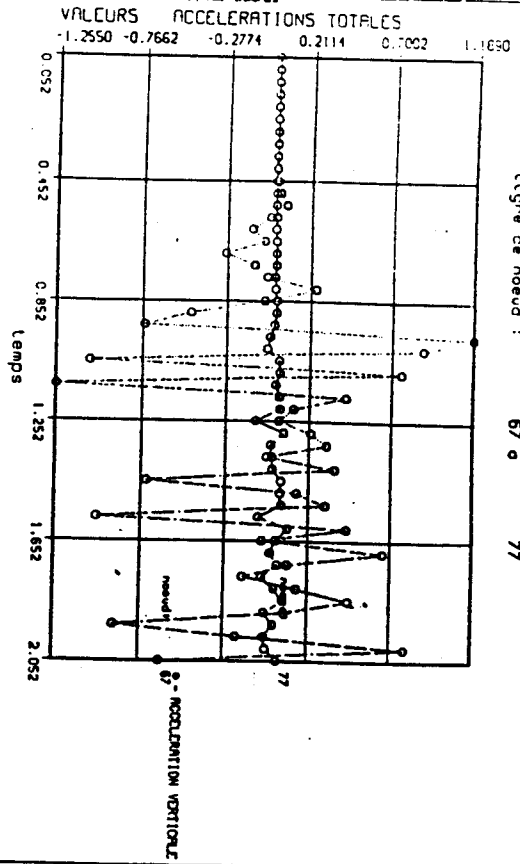




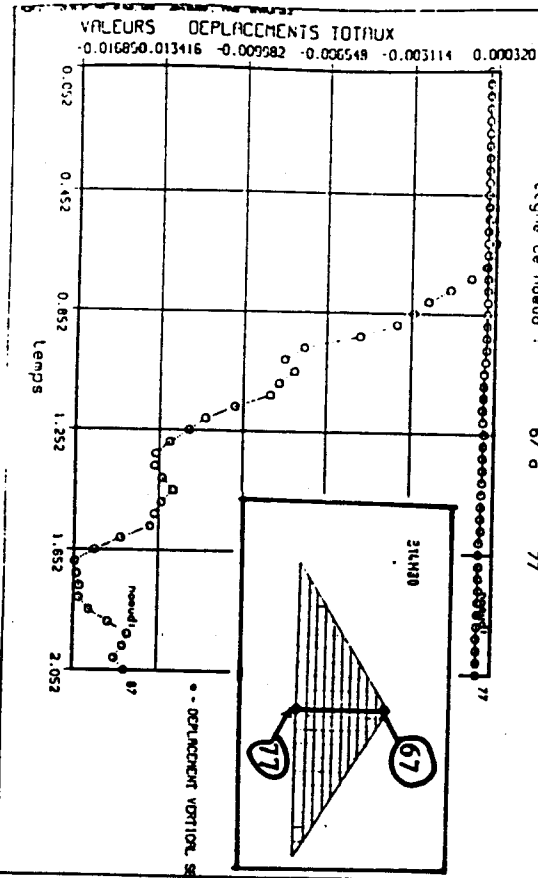




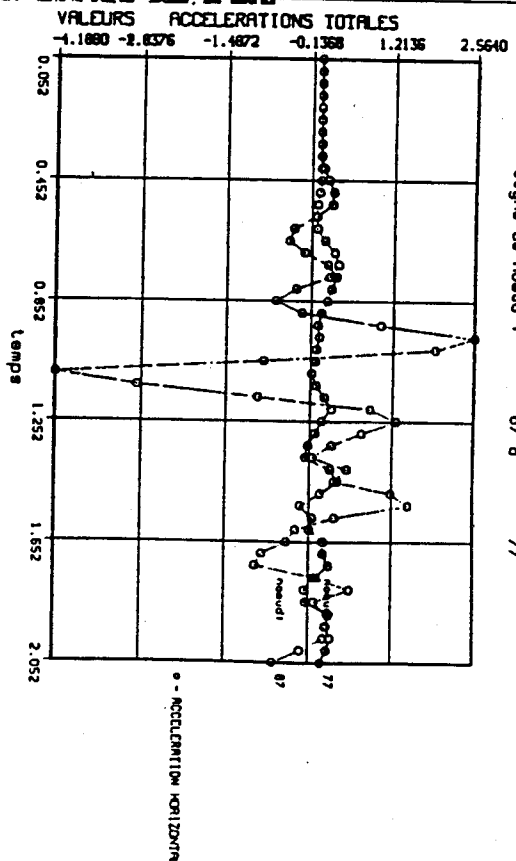
B14H80 DYNAMIQUE (ACC. NIVEAU FAIBLE)
Ligne de noeud : 67 o 77



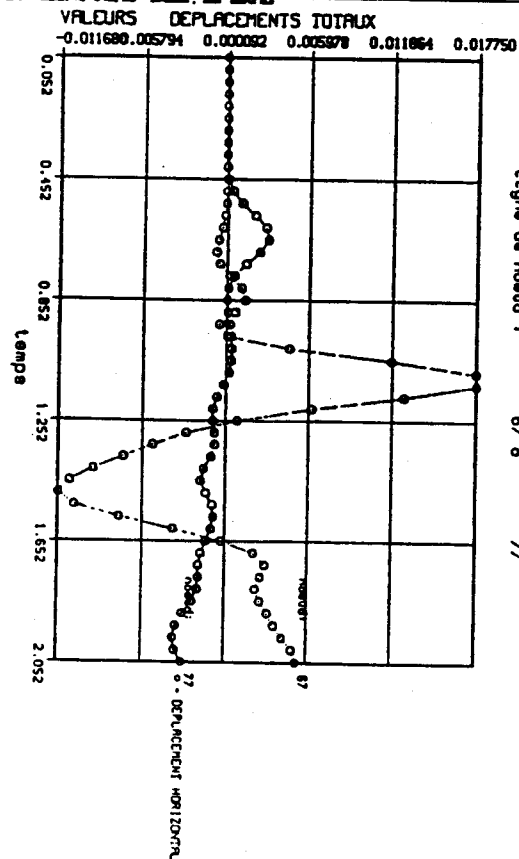
B14H80 DYNAMIQUE (ACC. NIVEAU FAIBLE)
Ligne de noeud : 67 o 77

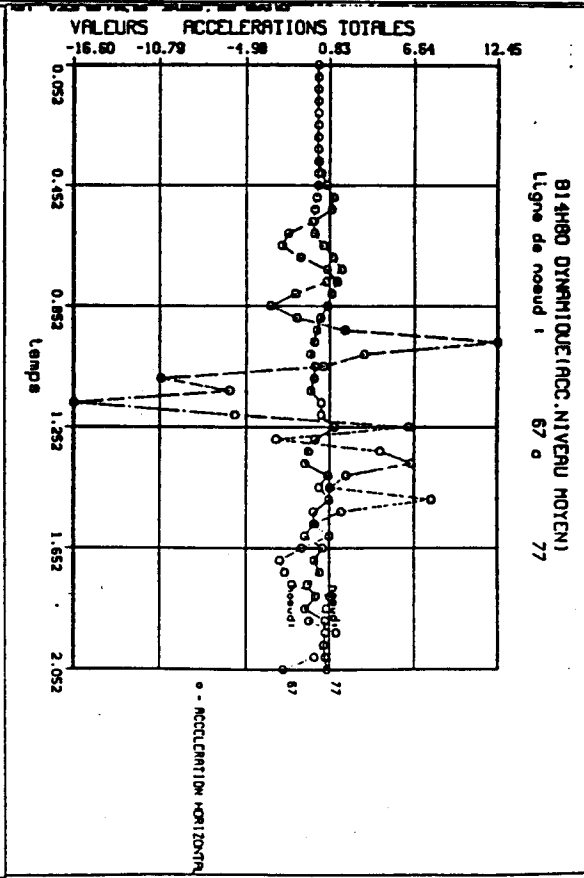
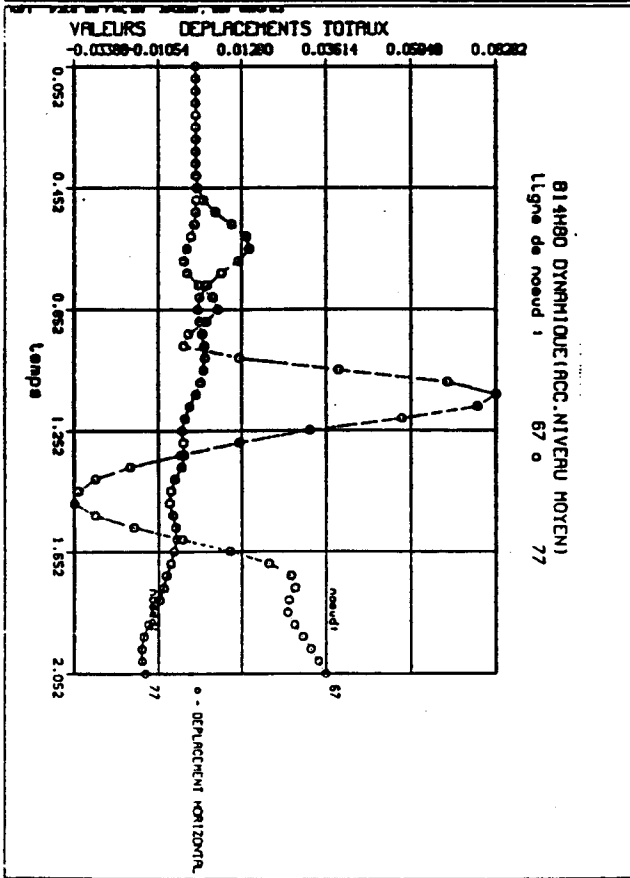
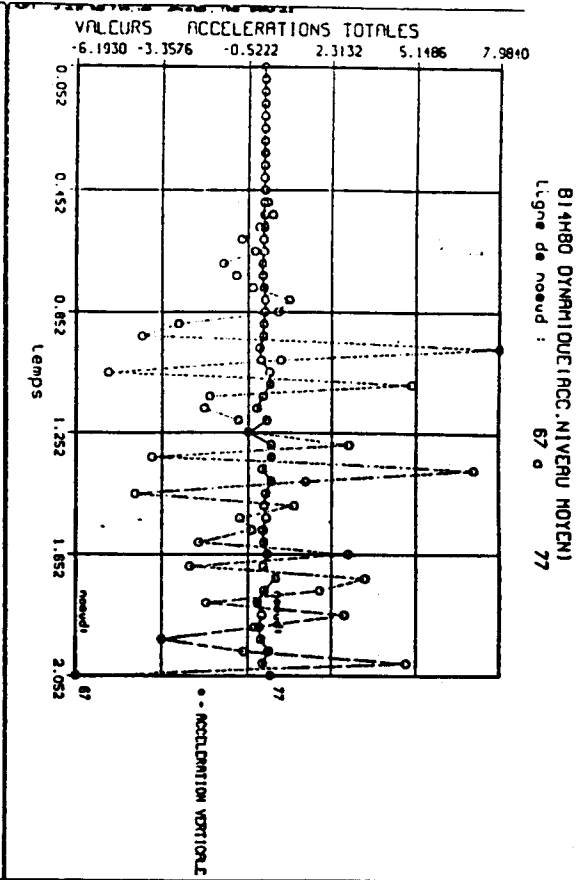
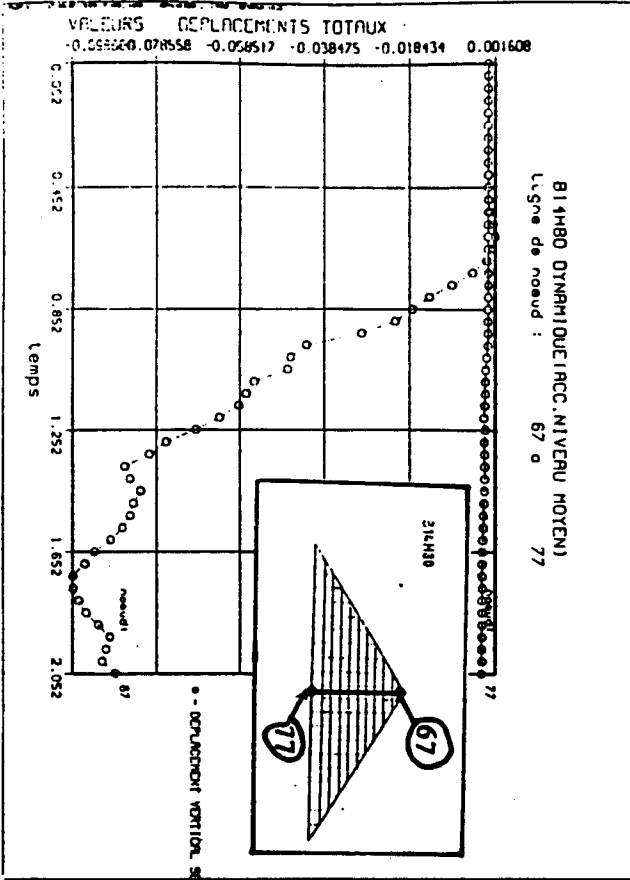


B14H80 DYNAMIQUE (ACC. NIVEAU FAIBLE)
Ligne de noeud : 67 o 77



B14H80 DYNAMIQUE (ACC. NIVEAU FAIBLE)
Ligne de noeud : 67 o 77

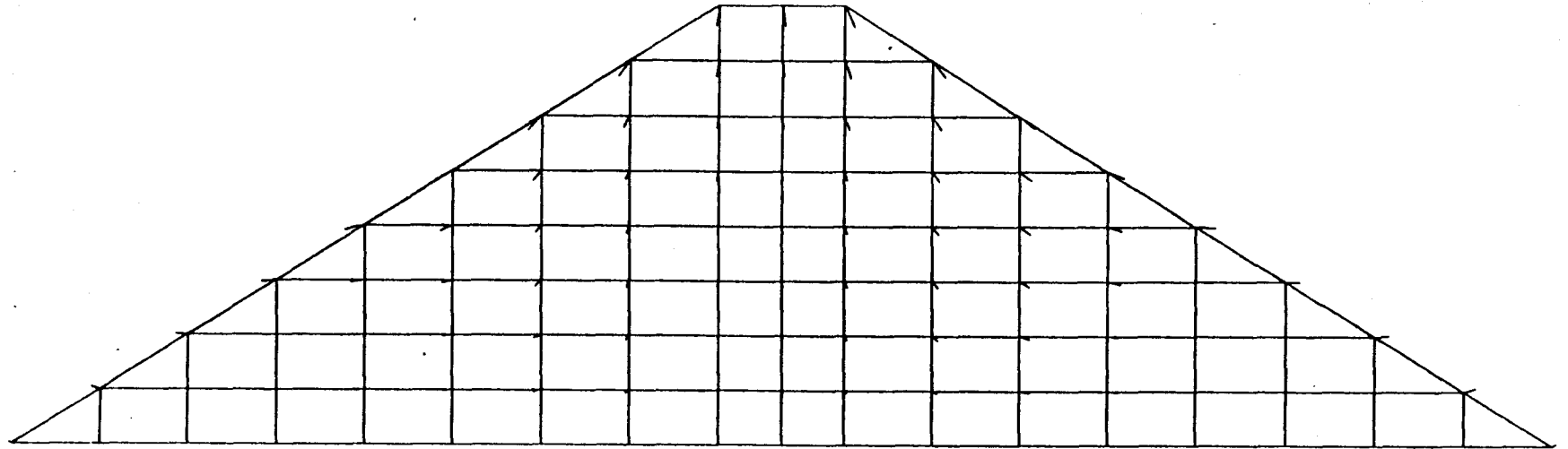




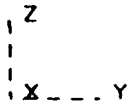


B17H40 VIRGULE DES DEPLACEMENTS APRES SEISME

(accélération niveau faible)

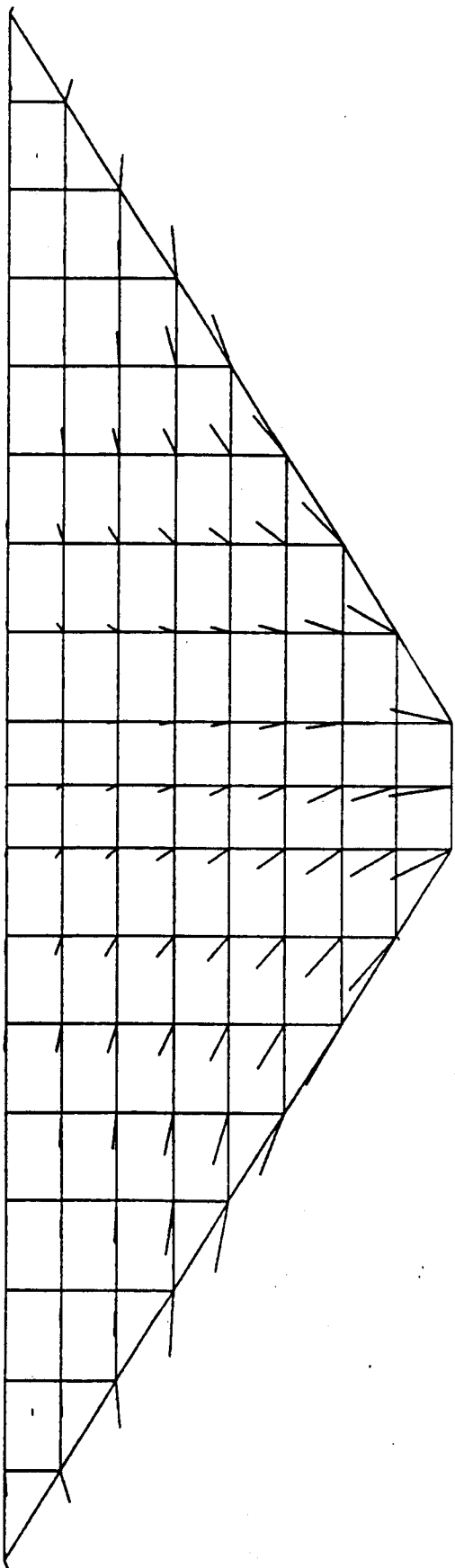


- 233 -



B17H40 VIRGULE DES DEPLACEMENTS APRES SEISME
(accélération niveau moyen)

- 234 -

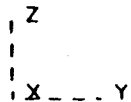
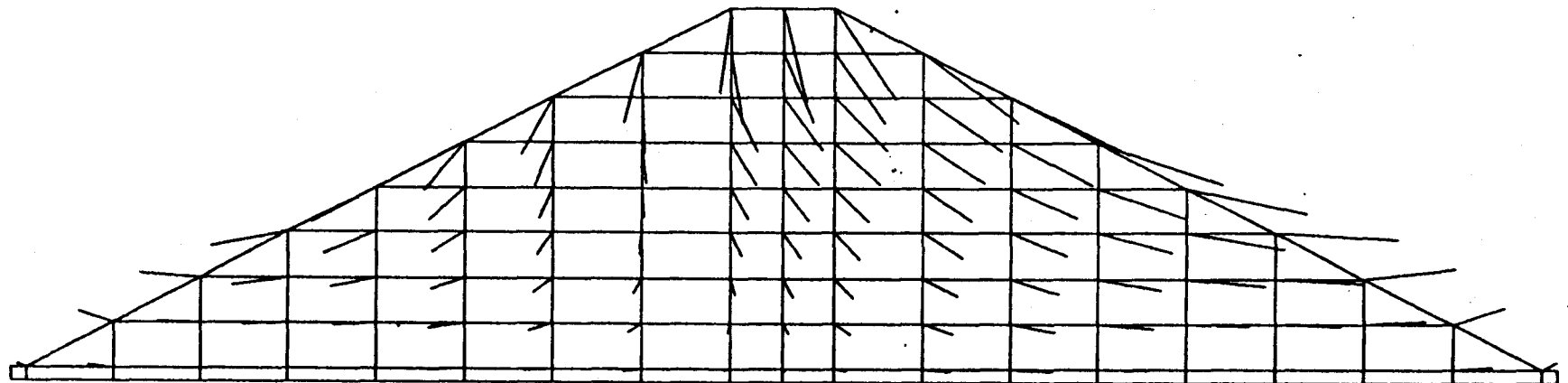


Z
Y



B17H40 VIRGULE DES DEPLACEMENTS APRES SEISME
(accélération niveau fort)

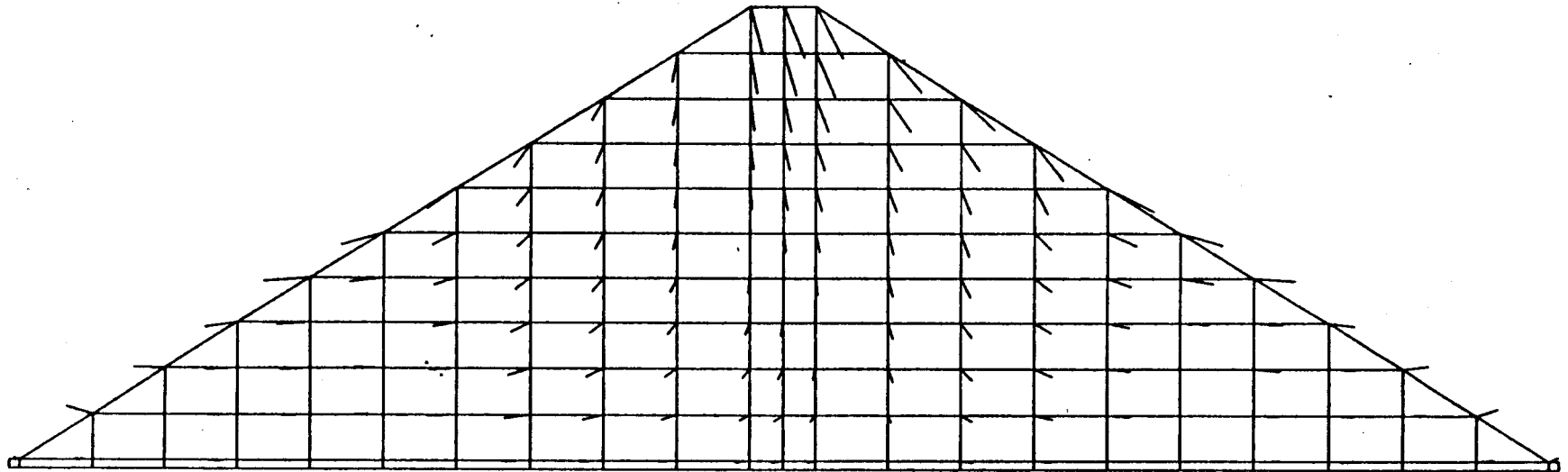
- 235 -





B14H80 VIRGULE DES DEPLACEMENTS APRES SEISME.
(accélération niveau faible)

- 236 -



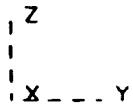
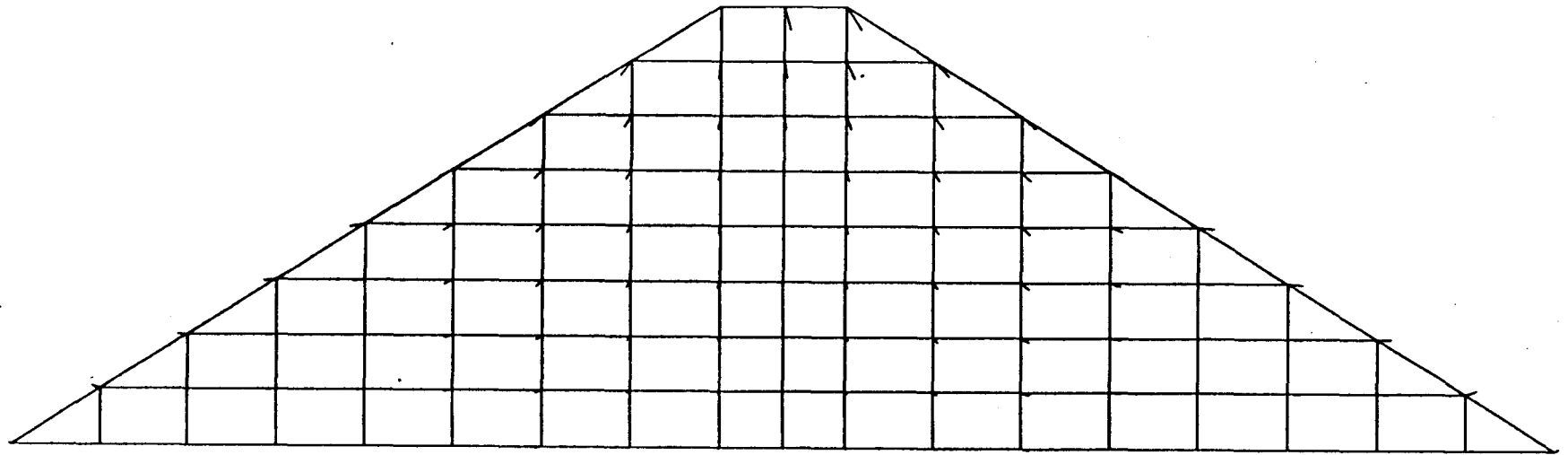
Z
|
|
|
X---Y



B14H40 VIRGULE DES DEPLACEMENTS APRES SEISME

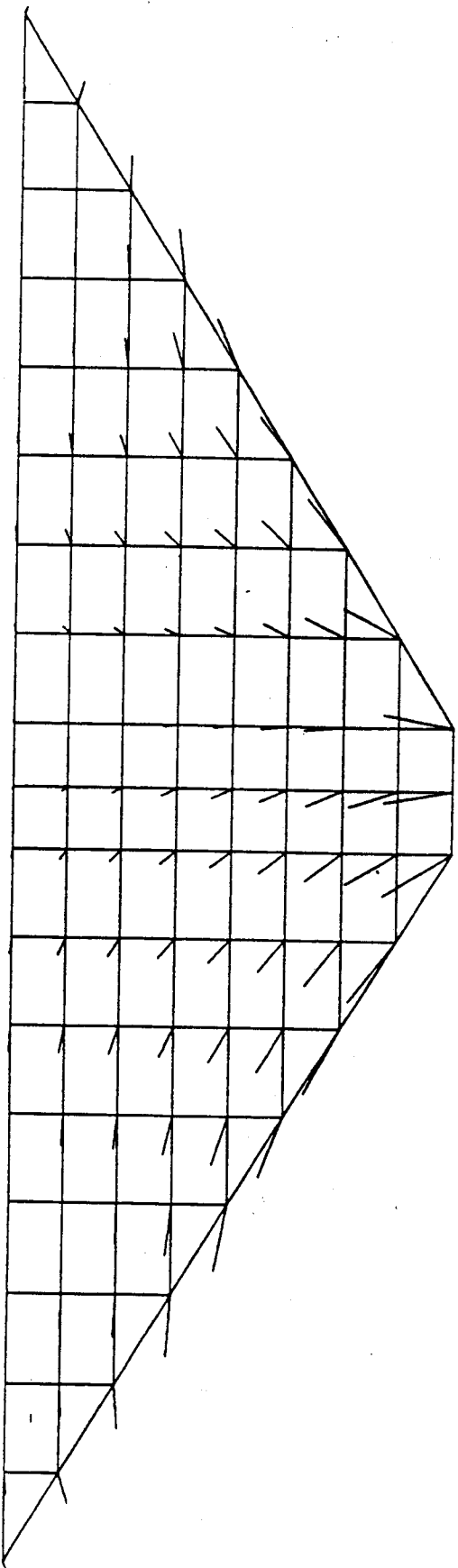
(accélération niveau faible)

- 238 -



UNIVERSITE CLAUDE BERNARD A REIMS VILLE (JANV. 89 PAR MAMBA)
VISUALISATION DE LA DEFORMEE AMPLITUDE MULTIPLIEE PAR 0.1000+03
PLAN A X = 0.000000+00 METRES
BARRAGE: PENTE 1.2 HAUTEUR 20 METRES (ACC. NIVEAU MOYEN)

BIAH40 VIRGULE DES DEPLACEMENTS APRES SEISME
(accélération niveau moyen)

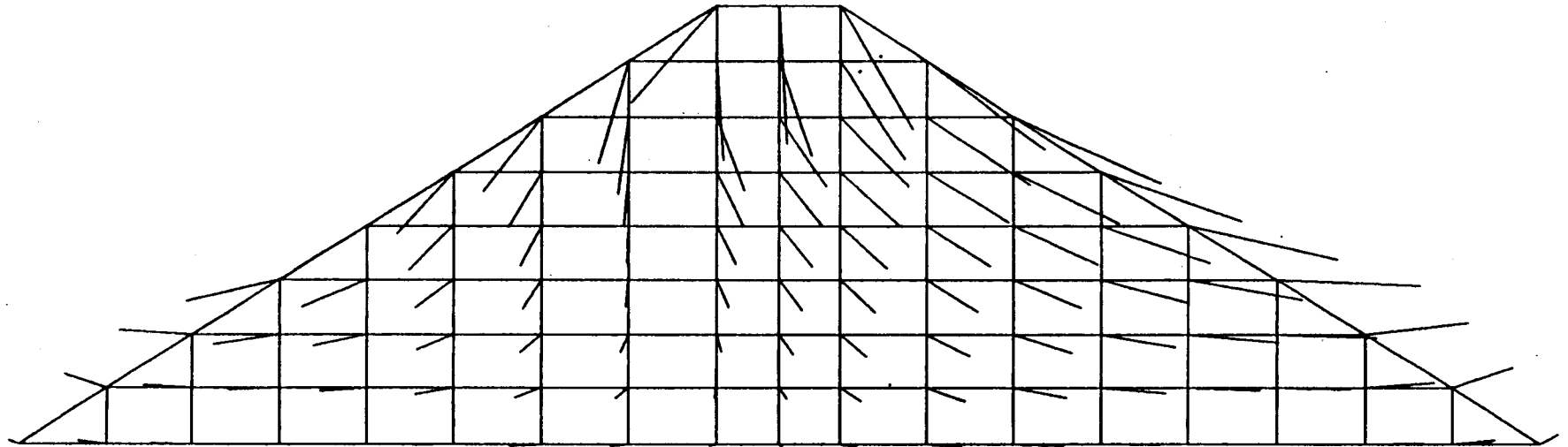


Z
Y



B14H40 VIRGULE DES DEPLACEMENTS APRES SEISME
(accélération niveau fort)

- 240 -



Z
|
X --- Y

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1]----ALBERO FRASSONI, ULRICH HEGG, PIER PAOLO ROSSI
"Large scale laboratory tests for mechanical characterisation of granular materials for embankment dams." ISMERS 169.
- [2]----AHMED M., ABDEL-GHAFFAR , AIK-SIONG KOH
"Longitudinal vibration of non-homogeneous earth" Earthquake Engineering and Structural Dynamics Vol. 9. (pp. 279-305) 1981
- [3]----AHMED M., ABDEL-GHAFFAR , AIK-SIONG KOH
"Elasto-plastic earthquake shear-reponse of one dimensional earth dam models" Earthquake Engineering and Structural Dynamics Vol. 13. (pp. 617-633) 1985
- [4]----AMBRASEYS N.N. MENU J.M.
"Earthquake-induced ground displacements." Earthquake engineering and structural dynamics, Vol. 16 1988 (pp. 985-1006)
- [5]----AMER M. I., KOVACS W.D., AGGOUR M.S.
"Cyclic simple shear size effects." Journal of Geotechnical Engineering Vol. 113 , No. 7 july 1987 (pp. 693-719)
- [6]----AVRIL T. FRY J.J., MAMBA MPELE , WOLGANG KRINNER
"Calculs dynamiques non linéaires des barrages en terre." Colloque Technique du Comité Français des Grands Barrages de Paris 18 Avril 1989
- [7]----AVRIL T. AZIMI M.
"Mesure in-situ des caractéristiques dynamiques des matériaux du barrage de Grand-Maison." Journées d'étude E.D.F; Calculs Dynamiques des Barrages (Chambery) 9-10 juin 1987
- [8]----AVRIL T.
"Quelques développements récents dans le calcul dynamique des barrages en terre." Rev Franç. Géotech. No 46 pp.9-18 (janvier 1989)
- [9]----AUVINET G., BOUVARD D.
"Effet d'échelle géométrique dans les milieux granulaires." revue française de géotechnique (pp. 63-69) 1984
- [10]----BARRY COOKE J.
"Proress in rockfill dams." Journal of geotechnical engineering NO. 10 Vol. 110 october 1984
- [11]----BERTRAM G. E.
"Field tests for compacted rockfill."- Embakment-Dam Engineeering (Casagrande

Volume)

- [12]---BARRAGE DU VIEUX-PRE ESSAIS GEOTECHNIQUES
Rapport Coyne et BELIER (COB) S.E.M 49 01 117 juillet 1978
- [13]---"BARRAGE DE SAINT-CASSIEN " (E.D.F. rapport Interne)
- [14]---BARRAGE DE GRAND'MAISON par Coyne et Belier (E.D.F. rapport interne)
- [15]---BOUVARD-L.A. , CLOMBET G., ESTEULLE F.
"Ourages Souterrains . Conception . Réalisation. Entretien." Presses de l'école nationale des Ponts et Chaussées (1988)
- [16]---CAMPANAC R.
"L'essai de friabilité des sables." Bull. Liaison du L.C.P.C -76- Mars Avril 1975 -inf. 1463
- [17]---CAMBOU B.
"Compressibilité d'un milieu pulvérulent , influence de la forme et de la dimension des particules sur les propriétés mécaniques d'un milieu pulvérulent."
Thèse Docteur de spécialité , Université de Grenoble mai 1972.
- [18]---CASTOR M.
"Remblais rocheux expérimentaux." (Bull liaison LCPC - Sept. Oct. 1975 Ref 1675).
- [19]---CASTAN M.
"Remblais rocheux expérimentaux." Bull. liaison L.C.P.C -79 sept-oct 1975 ref. 1675
- [20]---C.I.G.B (Commission Internationale des Grands Barrages)
"Lessons from dam incidents." Complete edition (1973)
- [21]---C.I.G.B (Commission Internationale des Grands Barrages)
"Lessons from dam incidents." Complete edition (1974)
- [22]---C.I.G.B (Commission Internationale des Grands Barrages)
"Deterioration of Dams and Reservoirs Examples and their analysis (1983) "
- [23]---C.I.G.B ;Committee on Materials for fill Dams.
"Utilisation of rock materials in rockfill dams." Moscou-1989
- [24]---CHARLES J. A. , SOARES M. M.
"Stability of Compacted rockfill slopes " , Géotechnique 34 , (pp. 61-70) 1984.
- [25]---CHAU BAN M.
"Utilisation des lois incrémentales non-linéaires dans la résolution approchée de problèmes aux limites par la méthode des éléments finis " Thèse de doctorat en cours de publication (août 1989)

[26]---CLERIN J.

"Compactage sur chemin oedométrique avec ou sans vibration de milieux pulvérulents . Remarques sur les essais in-situ." Thèse de Docteur-Ingénieur , Université de Grenoble. Septembre 1973.

[27]---DEGOUTTE G. , MATHIEU G.

"Etude Expérimentale du frottement sol-membranes et sols géotextile à l'aide d'une boîte de Casagrande de 30 x30 cm²." Third international conference on Geotextiles 1986 , Vienna, Austria.

[28]---DONAGHE R.T.

"Scalping and replacement effects on strength parameters of earth-rock mixtures." BGS LODON 1979 VOL. 2

[29]---DENDANI HEDI

"Comportement des matériaux de barrages en terre : étude expérimentale et modélisation." Thèse soutenue le 3 mai 1988 à l'Institut National Polytechnique de Grenoble .

[30]---DENNIS J.E. , J. MORE J.

"Quasi-Newton methods-motivation and theory" SIAM review 19,1977,pp.46-89

[31]---Earth Manual. A water resources technical publication :

Second edition 1974 (U.S - Département of the interior water and power resource service)

[32]---E.D.F (Direction des Etudes et Recherches)

"Accidents de barrages . Ruptures de Barrages." 75 H4 30280 23 juillet 1975
MG/LS

[33]---Factors that Influence field compaction of soils.

Highway research board Bulletin 272.

[34]---FELIX B.

"La méthode des éléments finis en visco-élasticité et en visco-plasticité; application à la mécanique des sols ." L.C.P.C Rapport de Recherche LCP No. 123 Août 1983

[35]---Faure R.M.

"Outils numériques en mécanique des sols : applications aux stabilités de pentes." Thèse de docteur-ingénieur , Université de PARIS 6 .(Mars 1982).

[36]---FRY J.J , FLAVIGNY E. , MAMBA M.

"Classification et propriétés des enrochements : cas d'un grès " Proceeding of the twelfth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering RIO DE JANEIRO , Août 1989 (pp.713-714).

- [37]---FRY J.J.
"Contribution à l'étude et à la pratique du compactage."
(Thèse D.D.I. - Novembre 1977).
- [38]---FUMAGALLI E.
"Tests on cohesionless materials for rockfill dams." ISMES-40 Bergamo September 1969
- [39]---GEFDYN Version 5
Notice d'utilisation : COYNE ET BELIER , ECOLE CENTRALE DE PARIS-LMSS E.D.F.-REAL juin 1989.
- [40]---GERADIN M., IDELSSOHN S., HOGGE M.
"Computational strategies for the solution of large non-linear problems via quasi-Newton methods" Computer and structures 13,1981 pp. 73-81
- [41]----GORDON M. MATHESON
"Relationship between compacted rockfill density and gradation." Journal of geotechnical engineering , Vol. 112, NO. 12 Dec. 1986 (PP. 1119-1125).
- [42]----HUMPHREY D. N. LEONARDS G. A
"Slide in upstream slope of lake Shelbyville dam." Journal of the Geotechnical engineering. Vol. 112 , No. 5 May 1986.
- [43]---JOHN LYSMER ROGER L. KUHLEMEYER
"Finite Dynamic model for infinite media." Journal of Geotechnical Engineering Vol. 95 No. EM4 August 1969 (pp. 859-877)
- [44]---KINZE M.
"Deformation characteristics of broken schist in rockfill dam." Design parameters in geotechnical engineering. BGS , London , Vol. 3
(pp. 219-223) 1979.
- [45]---KERGOET M.
"Mise au point d'une méthode rapide d'identification des sols." Rapports des laboratoires Série GT11 février 1986 L.C.P.C
- [46]---LASSOUDIÈRE F.
"Modélisation du comportement des sols sous sollicitation cyclique." Thèse de Docteur-ingénieur présentée à l'E.C.P le 16 Avril 1984
- [47]---L.C.P.C
"Mécanique des Sols - Mécanique des roches." , Coopération Franco-Polonaise. Colloque de Paris 25-30 Mars 1979

[48]---LYSMER J. UDAKA T. TSAI C.F. SEED H.B.

"Programme Flush. A computer program for approximate 3D analysis of structure interaction problems." Report EERC No. 75-30 Bukely California , Nov. 1975

[49]---LEWIS R.W., BETTESS P., and HINTON E.

"Numerical Method in Coupled Systems. John Wiley & Sons(1984)

[50]---MAKDISI F.I., SEED H.B.

"Simplified procedure for estimating dam and embankment earthquake-induced deformations." Journal of the Geotechnical , engineering division. ASCE Vol. 104 No GT7, july 1978.

[51]---MAKDISI F.I., SEED H.B.

"Simplified Procedure for Evaluating Embankment reponse." Journal of the Geotechnical Engineering Division. Vol. 105 No. GT12 Dec. 1978 (PP. 1427-1434)

[52]---MAMBA MPELE.

"Contribution à la mise au point d'un essai de cisaillement à la boîte de Casagrande de 1m20 x 1m20." Mémoire de D.E.A L.G.C.L 1986

[53]---MAMBA M.

"Résistance au cisaillement des enrochements."(E.D.F. rapport interne).

[54]---MAGNAN J.P.

"Les méthodes statistiques et probalistes en mécanique des sols." Presses de l'école nationale des Ponts et Chaussées (1984)

[55]---MARACHI N.D., CHAN C.K., SEED H.B.

"Evaluation of property of rockfill materials." Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division ASCE VOL. 98 No.SM1 , January 1972 (pp.95-114).

[56]---MARSAL R. J. Y DANIEL

"Resendiz numez presas de tierra y enrocamento." Editorial Limusa Mexico (1979)

[57]---MARSAL R. J.

"Large scale testing of rockfill materials." Journal of the soil mechanics and foundations division . March 1967 (pp. 27-43)

[58]---MECASOL

"Aménagement de Grand'maison , Vieux-Pré-Grès G₂ écrété à 50mm, essai triaxial cyclique ϕ_{300} saturé drainé , contre pression 1MPa" 27-08-1986.

[59]---Géodynamique et Structure

"Amortissement des alluvions note No. 1 et 2" 15-05-1985 , 20-01-1987 et 03-1988.

[60]---MODARESSI H.

"Modélisation numérique de la propagation des ondes dans les milieux poreux anélastiques." These de Docteur de l'E.C.P 30 mars 1987

MONONOBE N. , TAKATA A. , MATUMURA M.

"seismic stability of an earth dam" Trans , VOL No. 4 , 2nd congress on larger dams , Washinton DC. (1936

[61]---MOURATIDIS A. , MAGNAN J.P

"Modèle élastoplastique anisotrope avec écrouissage pour le calcul des ouvrages sur sols compressibles. " L.C.P.C. Rapport de recherche LPC No. 121 juin 1983

[62]---MULLENGER G. DAVIS R.O.

"A unified yield criterion for cohesionless granular materials." International journal for numerical and analytical methods in geomechanics. Vol.5 (pp. 285-294) 1981

[63]----MUNIRAM BUDHU

"Nonuniformities imposed by simple shear apparatus." Can. Geotech. J.20 pp.125-137 (1984)

[64]---MUHLHAUS H.B.

"Shear band analysis in granular material by Cosserat Theory." 2nde international symposium on numerical models in geomechanics Ghent-1986 (pp.115-123)

[65]---MUNENORI HATANAKA , YOSHIO SUZUKI , TAKATO KAWASAKI and MASA AKI ENDO

"Cyclic undrained shear properties of high quality undisturbed TOKYO gravels." Japanese Society of Soil Mechanics and foundation Engineering. Soils and Foundations . Vol.28 NO. 4 (pp57-68) Dec. 1988

[66]---NOVA R. , WOOD D.M.

"A constitutive model for sand in triaxial compression." International journal for numerical and analytical methods in geomechanics Vol. 3 (pp. 255-278) 1979.

[67]---NIKIFOROV A. , OUVAROV V.

"Elément de la théorie des fonction spéciales. Edition de Moscou.

[68]---ODEON H.

"Problèmes posé par la prise en compte de l'eau dans les calculs de stabilité de pente." Mémore de D.E.A (E.N.T.P.E) Sept. 1988

[69]---PADRI DE ALBA , H. BOLTON SEED ,EUGENIO RETAMAL AND RAYMOND B. SEED

"Analyses Dam Failure in 1985 Chilean earthquake." Journal of geotechnical Engineering ; Vol. 144 NO. 12 DEC. 1988 (page 1414 to 1436)

[70]---PAKHOMOV O.A.

"Strength of infilled rock fill." Plenum Publishing corporation (1982). Translated from Gidrotekhnicheskoe Stroitel stvo, No. 4 pp. 20-23 April 1982

[71]---PANET M.

"Les terrassements rocheux dans les travaux routiers et autoroutiers." Conférence donnée le 13 septembre 1973 à la journée d'étude stabilisation , terrassement , compactage organisée par le centre de recherche routières dans le cadre d'((intermat 73)) à Bruxelles.

La technique routière Vol. XIX NO. 1/1974 (pp. 1-23)

[72]---PANET M., TOURENQ C.

"Les essais de granulats. Connaissances actuelles et orientation des recherches." Bull. Liaison L.C.P.C-53-juin-juil. 1971 ref. 994

[73]---PECKER A.

"Dynamique des sols." Presses de l'école des Ponts

[74]---PENMAN A.D. M. CHARLES J.A. HUMPHREYS J. D.

"Sandstone rockfill in Two dams." C.I.G.B quatorzième Congrès des grands Barrages de RIO DE JANEIRO , 1982 (pp. 279-291)

[75]---PERROT M. et BALDY P.

"Le barrage de saint cassien." Travaux. -avril 1964 (pp. 237-248)

[76]---PROGRAMME DYSIMPLE

29 mars 1985 réf. :TA/JR . Service Génie-Civil 2 E.D.F (rapport interne)

[77]---PROGRAMME FLUSH

Note technique du 30janvier 1985 Réf. TA/RD . Service Génie Civil 2 E.D.F (rapport interne)

[78]---RATHEE R.K.

" Shear strengt of granular soils and its prediction by modeling techniques." Journal CI. Vol. 62 September 1981

[79]--- Recommandation pour les tassements routiers : Ministère de l'Equipement (FRANCE)

[80]---RONALD C; HIRSCHFELD , J.POULOS S; T.

"Embankment-dam engineering." Casgrande Volume. John Wiley & Sons , New-York , London , Sydney , Toronto (1972)

[81]---SAADA A.S. and TOWNSEND F.C.

"State of art : laboratory strength testing of soils." ASTM STP 740. R.N. 1981 pp. 7-77

[82]---SALENCON J.

"Calcul à la rupture et analyse limite." Presses de l'école nationale des Ponts et Chaussées.

[83]---SARMA S.K.

"Seismic displacement analysis of earth dams." Journal of geotechnical engineering division , Proceeding of American society of Civil Engineers Vol. 107 No. GT12, (pp.1735-1739) December 1981

[84]---SARMA S.K

"stability analysis of embankements and slopes." géotechnique 23. NO. 3 , (pp. 423-433) 1973

[85]---SAS/GRAPH USER'S GUIDE , VERSION 5 EDITION.

SAS Institute in BOX 8000 Cary , North Carolina 27511-8000

[86]---SAS "Master index to SAS System Documentation. "

Version 5 edition 1985

[87]---SAS "User's guide basic "

Version 5 edition 1985

[88]---SAS "FSP user Guide "

Version 5 edition 1985

[89]---SAS "ETS user Guide "

Version 5 edition 1985

[90]---SAS " user's guide statistics"

Version 5 edition 1985

[91]--SCHULTZE E.

"Large scale Shear Test" (1955) Polytechnisch Tidschrift .No 17 . U20

[92]---SEED B. , WONG R.T. , IDRISS I.M. , TOKIMATSU K.

"Moduli Damping Factors for Dynamic Analyses of Cohesionless soils." Journal of Geotechnical Engineering Vol. 112 NO.11 November 1986 (pp. 1016-1033)

[93]---SEED B., MARTIN G.R.

"The sismic coefficient in earth dam design." Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division. ASCE , Vol. 92 ,No. sm3 , May 1966 (pp. 25-58)

[94]---SOYDEMIR C. , KJAERNSLI B.

"Deformation of memdrane-faced rockfill dams. Design parameters in geotechnical engineering." BGS , London , Vol. 3 (p. 281-284) 1979.

[95]--STANLEY D. WILSON , MARSAL R.J.

"Current Trends in Design and Construction of Embankment Dams." Published by American Society of civil engineeers (1979)

[96]---TADJBAKHS S. , FRANCK R.

"Etude par la méthode des éléments finis du comportement élastoplastique des sols dilatants. Application aux pieux sous charge axiale." L.C.P.C Rapport de Recherche LPC No. 135 Février 1985.

[97]---TARDIEU

"Simplified procedure for estimating dam and embankment earthquake induced deformations. Journal of geotechnical Engineering Division , Vol 104 , No. GT 7 Juillet 1978.

[98]---TAQUET B. , FRY J.J.

"Terre grossières dans les barrages des Alpes Françaises." E.D.F (rapport interne)

[99]---TALREN3 Notice d'utilisation E.D.F (rapport interne) juin 1988

[100]---TARIK HADJ-HAMOU , EDWARD KAVAZANJIAN

"Stability of Gentle infinite Slopes." Journal of Geotechnical Engineering Vol. 111 NO. 6 june 1986 (pp.681-697)

[101]---THORNTON C.

"A microstructural hardening model for particulate material." international symposium on numerical models in geomechanics -Zurich-September 1982 (pp.117-125)

[102]--VARDOULAKIS I.

"Dynamic stability analysis of Undrained simple shear on Water-Saturated granular soils." International journal for numerical methods in geomechanics. Vol. 10 (pp.177-190) (1986)

[103]--VENUAT M.

"Le traitement des sols à la chaux et au ciment " Edition EYROLLE

[104]--VUTSEL V.L.

"Density and strength of Dams of earth materials." Tranlated from Gidrotekhnicheskoe Stroitel'stvo No 9, pp.39-42 septembre 1976

[105]--WILLIAMS D.J.

"Geotechnical input to Major Bridge project." Journal of Geotechnical engineering . Vol 115 NO. 3 MAR. 1989 (page 322 to 339)

[106]--WOLFGANG KRINNER

"Calculs Dynamiques des Barrages en Terre" E.D.F (Rapport interne) octobre 1988.

[107]--WONG R.T.

"Deformation Characteristics of gravels and gravely soils under cyclic loading

036 120 715

- 250 -

conditions. " Submitted for the degree of Doctor of Philosophy. University of California , Berkeley. (1985).

[108]--YANG H. HUANG

"Stability analysis of earth slopes." Library of congress cataloging in publication data (1982)

