

ECOLE POLYTECHNIQUE THIES

DEPARTEMENT GENIE

CIVIL

GC.0416

PROJET DE FIN
D'ETUDE S

TITRE : LATERITE-MATERIAU
DE CONSTRUCTION
(Phase 3)

AUTEURS : Cheikh FALL
Ibrahima . A. GUETTE

DIRECTEUR DE PROJET : Roger LUPIEN

JUIN 1982

7

A mes parents

A mon oncle Samba Ndiaye

A mon frère Baba N'Guette

A mon ami Demba Ndiaye

A Malado Ndiaye

Ibrahima A. Guette

A mes parents

A mes amis

Cheikh Fall

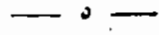
REMERCIEMENTS

Nous aimerions exprimer notre reconnaissance à tous ceux qui ont contribué à l'élaboration de ce projet.

Nous remercions particulièrement

- Mr Roger Lupien professeur de structure à l'Ecole Polytechnique de Thiès qui est notre directeur de projet et qui avec une patience inlassable et un grand apport sur le plan des idées a su nous diriger dans le travail,
- Mr Fernand Morin professeur de mécanique des sols et de géologie à l'Ecole Polytechnique de Thiès pour ses conseils
- MM Eserchel Franklin et Nicolas Maliantovitch responsables des laboratoires de mécanique des sols et de béton à l'Ecole Polytechnique de Thiès pour l'aide qu'ils nous ont apportée lors des manipulations.

SOMMAIRE



Le but de l'étude est de confirmer les résultats qui ont été obtenus les années passées, il s'agissait de la capacité à la compression développée par des cylindres standards en latérite stabilisée avec 6% de ciment et 16% d'eau. Certains tests complémentaires ont été effectués pour déterminer l'aptitude de la latérite stabilisée à l'érosion et à la tension. On devait enfin adopter une forme de toiture en coupole et faire l'analyse structurale.

Nous avons confectionné des briques pour essayer de faire des corrélations entre les essais sur brique et ceux sur cylindre. L'ensemble des essais a montré que même si la latérite n'est pas fidèle du point de vue caractéristiques mécaniques, elle est presque toujours capable de développer une capacité supérieure aux sollicitations de la toiture choisie.

La construction d'une habitation villageoise en latérite stabilisée est donc bien possible. Reste à développer les méthodes qui seront utilisées pour construire les coupoles, et à ce propos nous avons donné quelques recommandations.

TABLE DES MATIERES

200

<u>Introduction</u> -----	1
a) But -----	1
b) Objectif -----	1
c) Pourquoi la stabilisation -----	1
d) Difficultés rencontrées -----	2
 <u>Chapitre 1</u> Revue des connaissances actuelles	
1.1 Etat des recherches sur les sols stabilisés -----	3
1.2 Le projet de l'Ecole Polytechnique de Thiès -----	8
 <u>Chapitre 2</u> Essai sur la laterite pure, classification..	24
2.1 Caracteristiques géotechniques de la laterite ..	24
2.1.1 Optimum Proctor -----	24
2.1.2 Analyse granulométrique -----	26
2.1.3 Limites d'Atterberg -----	34
2.2 Essais complémentaires pour classification ..	36
2.2.1 Essai d'indice d'agrégation -----	36
2.2.2 Sensibilité au remaniement -----	37
2.2.3 Degré de gonflement -----	38
2.2.4 Essai Los Angeles -----	38
2.3 Récapitulation et classification -----	39
2.3.1 Récapitulation des résultats -----	39
2.3.2 Tentative de classification -----	39
 <u>Chapitre 3</u>	
3.1 Méthodologie de travail -----	41
3.1.1 Mélange -----	41
3.1.2 Malaxage -----	42
3.1.3 Confection des cylindres -----	42

3.1.4 Confection des briques	42
3.1.5 Essais réalisés sur cylindres et briques	43
3.1.6 Equipement	44

3.2 Résultats et analyse

3.2.1 Etudes menées sur la laterite brune	46
3.2.2 Etudes menées sur la laterite rouge	52

Chapitre 4 Choix d'une forme de toiture et analyse

4.1 Choix de la forme

4.1.1 Aperçu sur les formes actuelles	60
4.1.2 Choix de la forme	62

4.2 Analyse du dôme

4.2.1 Dômes chargés symétriquement par rapport à leur axe	65
4.2.2 Dôme sphérique avec charge uniforme	66
4.2.3 Résultats pour le dôme choisi	68

Conclusions et recommandations

References

a) Annexes	83
b) Bibliographie	134

INTRODUCTION

— o —

a) But :

Le Sénégal possède des ressources presque illimitées en latérite. Les villageois utilisent des matériaux locaux dans la construction de leurs habitations. Les matériaux locaux sont la paille, le banco, la latérite etc. Par ailleurs les villageois utilisent pour leurs constructions modernes des matériaux importés (tôle ondulée, bois rouge etc). Cependant ces constructions témoignent du problème de l'inadéquation entre les matériaux importés et l'inefficacité des matériaux locaux. Il s'agira pour nous d'utiliser la latérite d'une manière pratique et efficace pour les constructions villageoises.

b) Objectif :

L'objectif des études que nous menons est d'identifier les paramètres qui guident la résistance de la latérite stabilisée. Des essais seront réalisés pour cerner certains phénomènes connexes (érosion, tension), ensuite nous développerons des études pour connaître la nature et la valeur des efforts que le toit que nous aurons choisi est susceptible de produire.

c) Pourquoi la stabilisation :

Les murs en terre jusqu'à présent réalisés se désagrègent sous l'effet des intempéries. Des tentatives ont été développées

pour empêcher cette désagrégation notamment la protection des murs par un enduit au mortier de ciment. Le support ayant une stabilité moins grande que l'enduit, ce dernier se détache au bout de deux ou trois ans ou même après quelques mois.

Si cette terre est mélangée à un stabilisant, elle a une stabilité volumétrique qui lui permet d'éviter ce phénomène de détachement. D'ailleurs si le dosage du stabilisant est suffisant, l'on peut penser à la possibilité de se passer de l'enduit.

Un autre argument en faveur de la stabilisation est que l'argile suffisante pour assurer la cohésion du sol sec n'est plus suffisante quand le sol est mouillé, d'où la nécessité d'un liant pour assurer cette cohésion.

d) Difficultés rencontrées

Dans notre tentative de confirmer les résultats des essais de compression effectués dans la phase 2 (1981) du projet, nous avons utilisé une latérite autre que celle qui a été utilisée en 1981. Les résultats trouvés ont été nettement inférieurs à ceux obtenus en 1981. Nous avons alors entrepris de trouver les principales causes de cette baisse de résistance. Nous avons effectué des essais pour déterminer les caractéristiques de la latérite utilisée en 1982. Nous avons fait des essais comparatifs entre la latérite de 1981 et celle utilisée en premier lieu en 1982. Nous signalons que parallèlement à la recherche des causes une autre latérite a été utilisée pour mener

les travaux initialement prévus.

CHAPITRE 1

— o —

REVUE DES CONNAISSANCES ACTUELLES

— o —

1.1 ETAT DES RECHERCHES SUR LES SOLS STABILISES

Depuis plus de quinze ans des études sont menées dans le sens de l'habitat africain et de l'utilisation des sols stabilisés.

• En Mars 1965 le bloc des ingénieurs ETP dans une série de colloques organisés, Rue de Lutèce à Paris projette un film

- qui dans une première partie fait le point des constructions réalisées en Afrique par les Etats européens, constructions tenant peu compte du climat.

- qui dans une deuxième partie résume les principes généraux de construction à appliquer dans certaines régions compte tenu des matériaux locaux, de la main d'œuvre locale

• En Septembre 1965 l'ONU fait apparaître le résultat de l'étude "l'habitat en Afrique" de son comité permanent de l'habitat. Ce rapport ne se préoccupe pas des moyens financiers de la majorité des intéressés et des conditions climatiques.

• Dans son livre "l'habitat rural au Sénégal" Pascal

Galdi traite de la terre stabilisée. Les sols utilisés sont trois types de banco. ⁴

• De la terre dans son livre "construire en terre" s'est intéressé à la stabilisation mais les exemples pratiques ont été donnés avec le matériau adobe.

• Le bureau régional de l'UNESCO dans son rapport intitulé "vers une meilleure utilisation des ressources locales en construction" présente certaines études menées dans le cadre d'un projet à Nianing (Sénégal). Le matériau utilisé est du sable stabilisé et la forme de toiture choisie est une voûte. Le rapport a été publié en 1978.

• L'association pour le développement naturel d'une architecture et d'un urbanisme africains dans son rapport technique sur les études des matériaux locaux présente différents types d'essais effectués sur du sable mélangé avec de l'argile ou stabilisé avec du ciment ou de la chaux, du consolidant, du cut back OI, des émulsions colsol. Quand le stabilisant est du ciment (7%) les résistances minimales à la compression à 28 jours sont de l'ordre de 38 daN/cm^2 . Par ailleurs une recherche sur les enduits et des essais d'imperméabilisation ont été effectués.

• Enfin c'est seulement en Mai 1976 à notre connaissance que fut publiée dans les annales de l'institut technique du bâtiment et des travaux publics (N° 339) une étude qui parle

de la latérite stabilisée en tant que matériau de construction.
 Cette étude est intitulée "Etude sur la stabilisation et la
 compression des terres pour leur utilisation dans la construction"
 par Jean Michel Grésillon.

Les terres utilisées par J. M. Grésillon sont la latérite sablo-argi-
 leuse, la latérite sablo-silteuse, la latérite gravelo-argileuse,
 la latérite gravelo-silteuse, du sable, du sable fin et de l'argile
 argileuse. Les stabilisants utilisés sont la chaux et le ciment.
 Les résultats des essais de compression sont illustrés par
 les figures (1.1), (1.2) et (1.3)

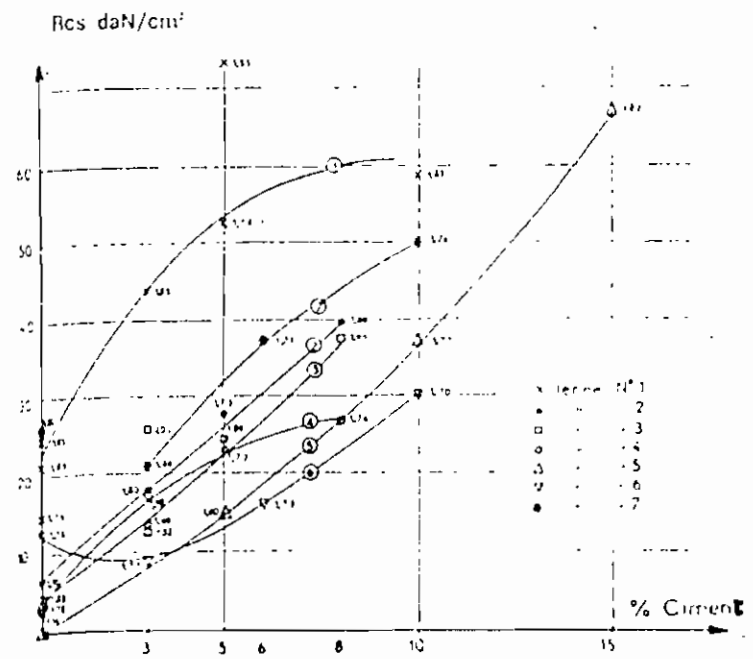


fig 1.1. Résistance à l'écrasement des blocs secs
 en fonction de la teneur en ciment

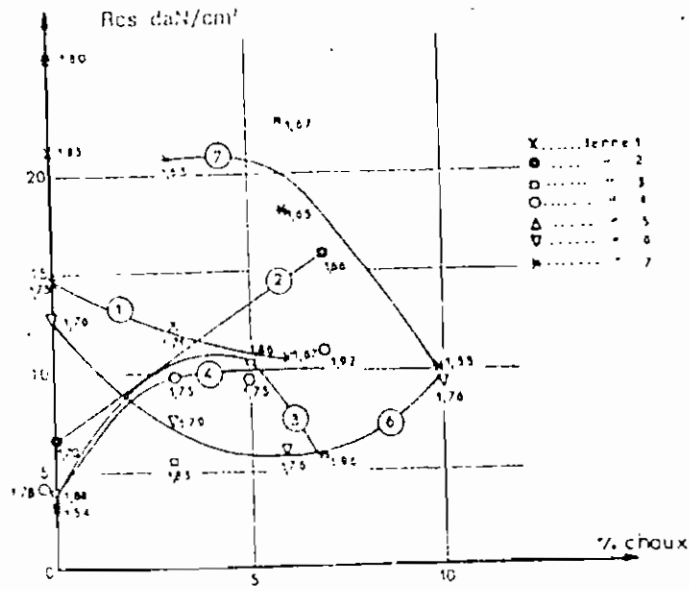


fig 1.2. Résistance à l'écrasement des blocs secs en fonction de la teneur en chaux

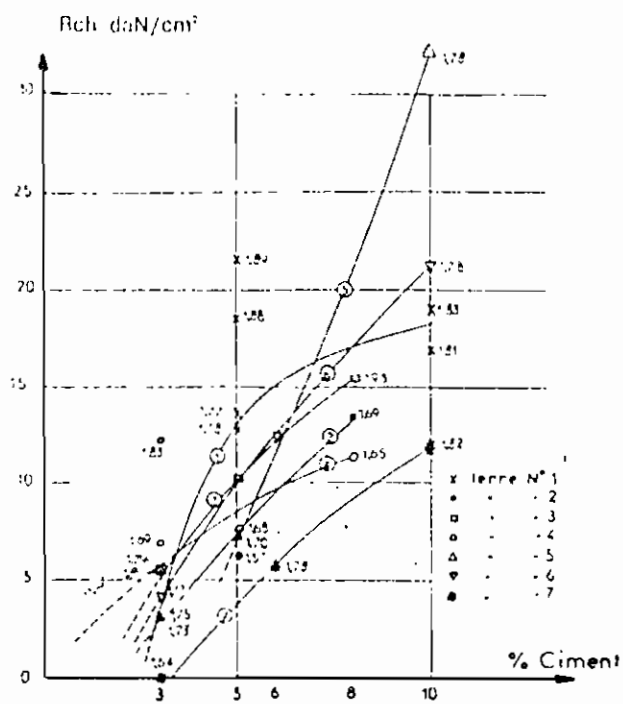


fig 1.3. Résistance à l'écrasement des blocs après immersion de sept jours en fonction de la teneur en ciment.

Les pourcentages sur ces figures sont des pourcentages pondéraux.
Entre ces résultats J. M. Grésillon dans l'analyse de l'influence des différents paramètres aboutit à des résultats très intéressants notamment les résultats suivants

$$R_{cs} = R_{co} + 3.7 x$$

R_{cs} = résistance d'un bloc sec stabilisé en (daN/cm^2)

R_{co} = résistance d'un bloc sans ciment de la même terre

x = pourcentage de ciment du bloc stabilisé.

Aucun bloc non stabilisé ne supporte l'immersion; il faut incorporer un minimum de ciment pour que les blocs résistent à l'immersion. Ce minimum m varie suivant les terres de 0 à 4%; il est d'autant plus fort que l'indice de plasticité est fort. Au delà de ce minimum l'amélioration en terme de résistance à la compression simple est assez rapide et peut grossièrement s'exprimer en (daN/cm^2) par la relation

$$R_{ch} = (x - m) 1.8$$

sauf dans le cas des sols très argileux.

J. M. Grésillon a aussi étudié l'influence de la teneur en eau au moment du compactage; il a trouvé qu'un excès ou un défaut de 4% de l'optimum proctor peut diminuer la résistance de moitié.

L'étude est assez consistante; elle prouve que l'on peut espérer de la part de la latérite des capacités assez satisfaisantes.

8
Il semble que la variété des pourcentages de ciment est assez faible, de même que le nombre d'échantillons essayés. Aussi peut-on penser que des études peuvent être faites en considérant la paille comme stabilisant.

1.2. LE PROJET DE L'ECOLE POLYTECHNIQUE DE THIES

C'est dans ce contexte d'incertitude que l'École Polytechnique de Thiès s'est proposée dans le cadre des projets de fin d'études d'entreprendre des recherches sur la stabilisation de la latérite en vue d'en faire un matériau de construction adéquat.

Phase 1: Projet de fin d'études de MM Diagne et Thiam (1980)

Dans ce projet d'étude a porté sur la résistance de

- la latérite pure avec ou sans paille
- la latérite stabilisée au ciment
- la latérite stabilisée à la chaux
- la latérite stabilisée au ciment ou à la chaux.

Les résultats trouvés sont représentés dans les figures (1.4), (1.5) et (1.6).

- Les courbes E_3 et E_4 comparées à E_2 témoignent de la diminution de résistance que provoque la présence de la paille. Par contre elles reflètent une nette augmentation de la plage plastique. Une fois la cohésion du sol rompue les brindilles de paille entrecroisant les fissures semblent offrir une résistance suffisante tout en

provoquant une rupture plus lente (fig. 1.4)

- On ne pourrait pas en dire autant des échantillons à 25% d'eau avec paille (fig. 1.5). En effet (B_4, B_5, B_6) ne présentent pas une amélioration nette de la plogé plastique par rapport à ceux sans paille (B_1, B_2, B_3).

- Le nombre d'échantillons à 23,45% d'eau E_2 n'est pas suffisamment grand pour établir une comparaison entre eux et ceux à 25% d'eau (B_1, B_2, B_3). Cependant on aurait pu s'attendre à ce que la variation de la résistance soit négligeable quand la teneur en eau passe de 23,45% à 25% car on est à 70 et 80% respectivement de l'optimum proctor (13,8%)

- Il semble qu'en passant de 3.7 à 11.6% de ciment la déformation diminue tandis que la résistance augmente, ce qui se traduit par une augmentation de la fragilité lorsque la ductilité diminue. Les résultats obtenus avec la stabilisation à la chaux ne semblent pas justifier l'emploi de cette dernière, considérant aussi son prix relativement élevé.

Cette étude s'est concentrée sur la nature de la latérite et sur la nature du stabilisant à utiliser - Aucune analyse n'a pu être faite pour déterminer des pourcentages pondéraux optimaux d'eau et de ciment. Par ailleurs l'étude n'a pas été menée dans le sens de déterminer les paramètres de résistance.

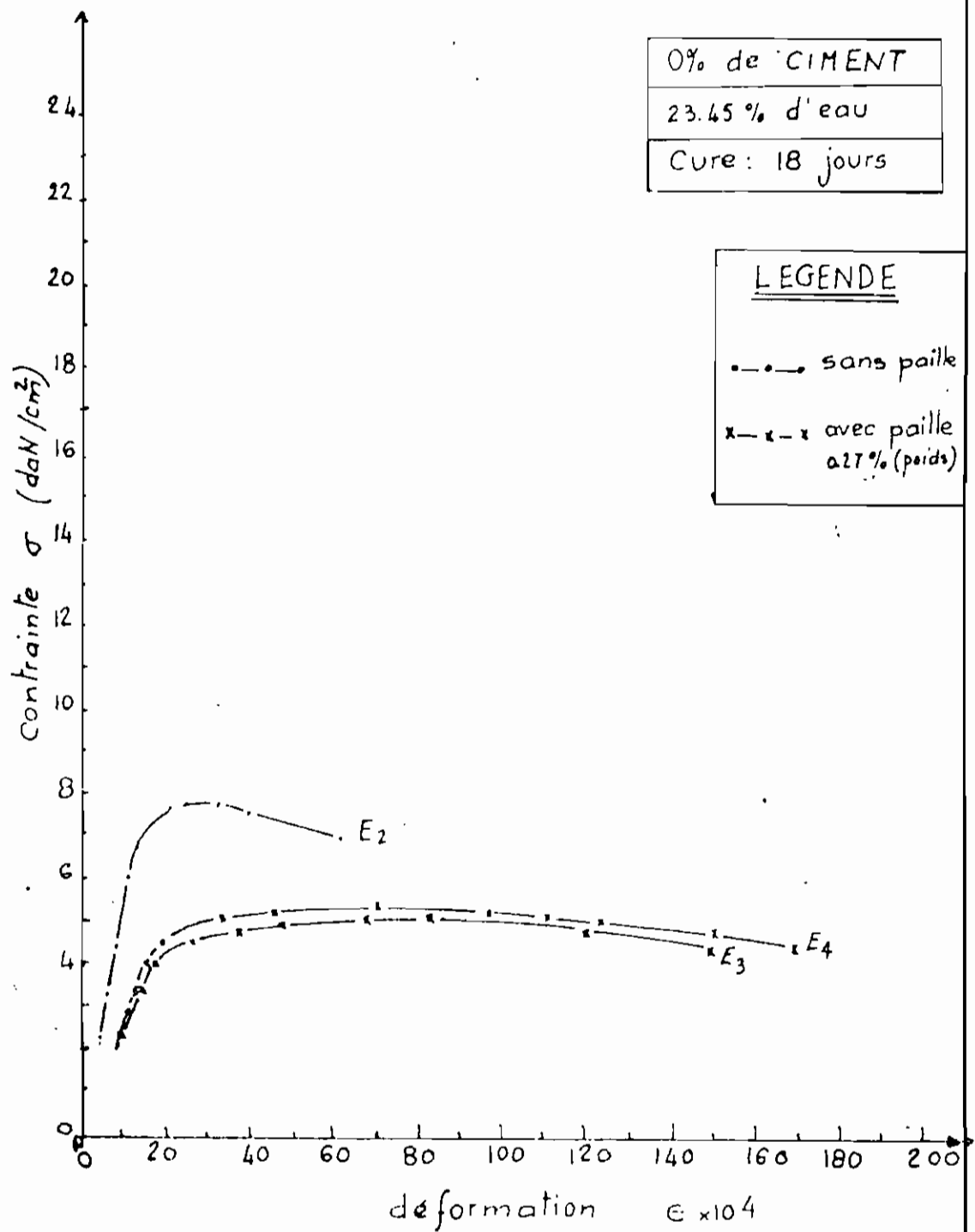


Fig 1.4 : Courbes contrainte-déformation
Influence de la paille sur la
résistance à la compression
(cylindres standards)

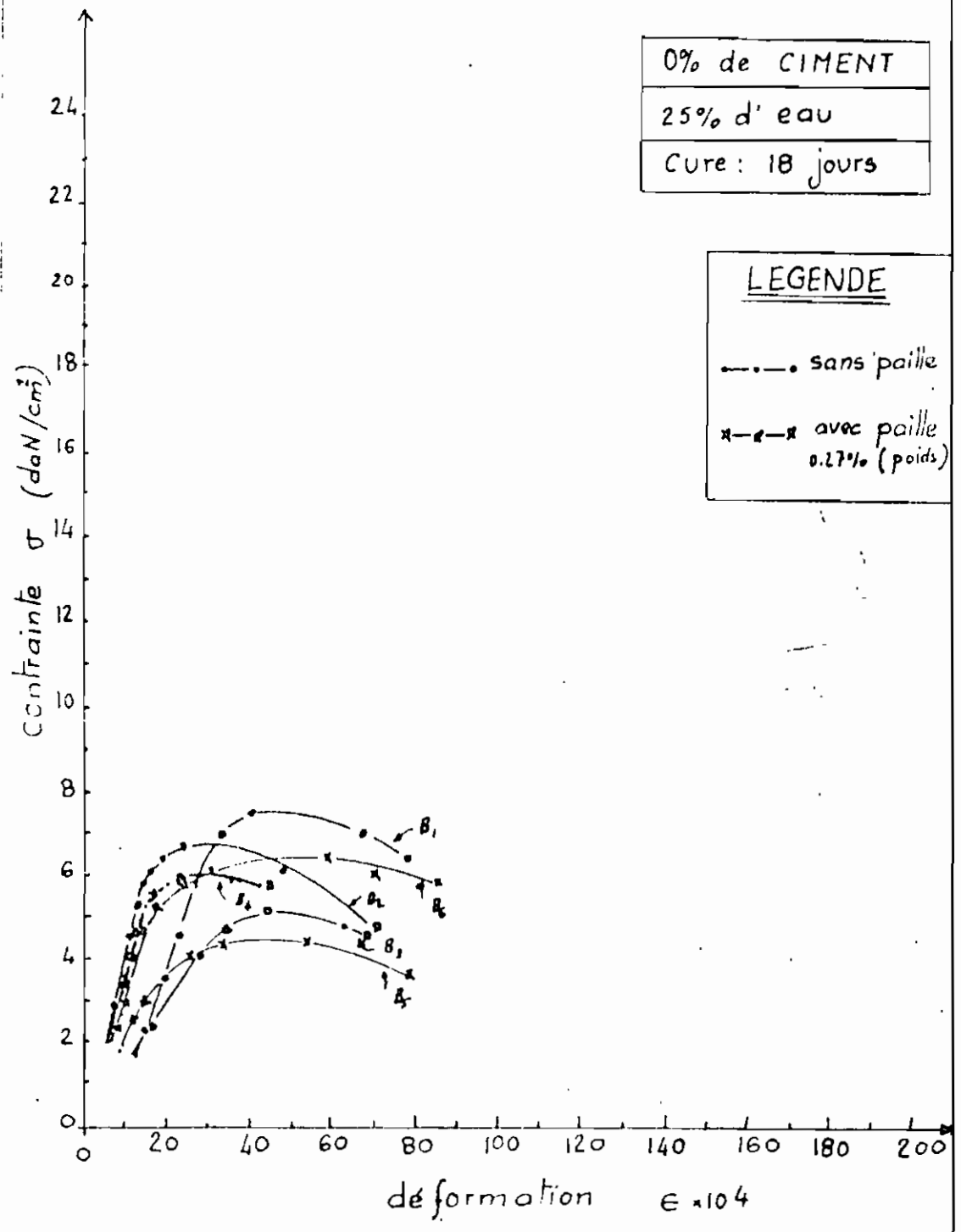


Fig 1.5 : Courbes contrainte-déformation
 Influence de la paille sur la
 résistance à la compression
 (cylindres standards)

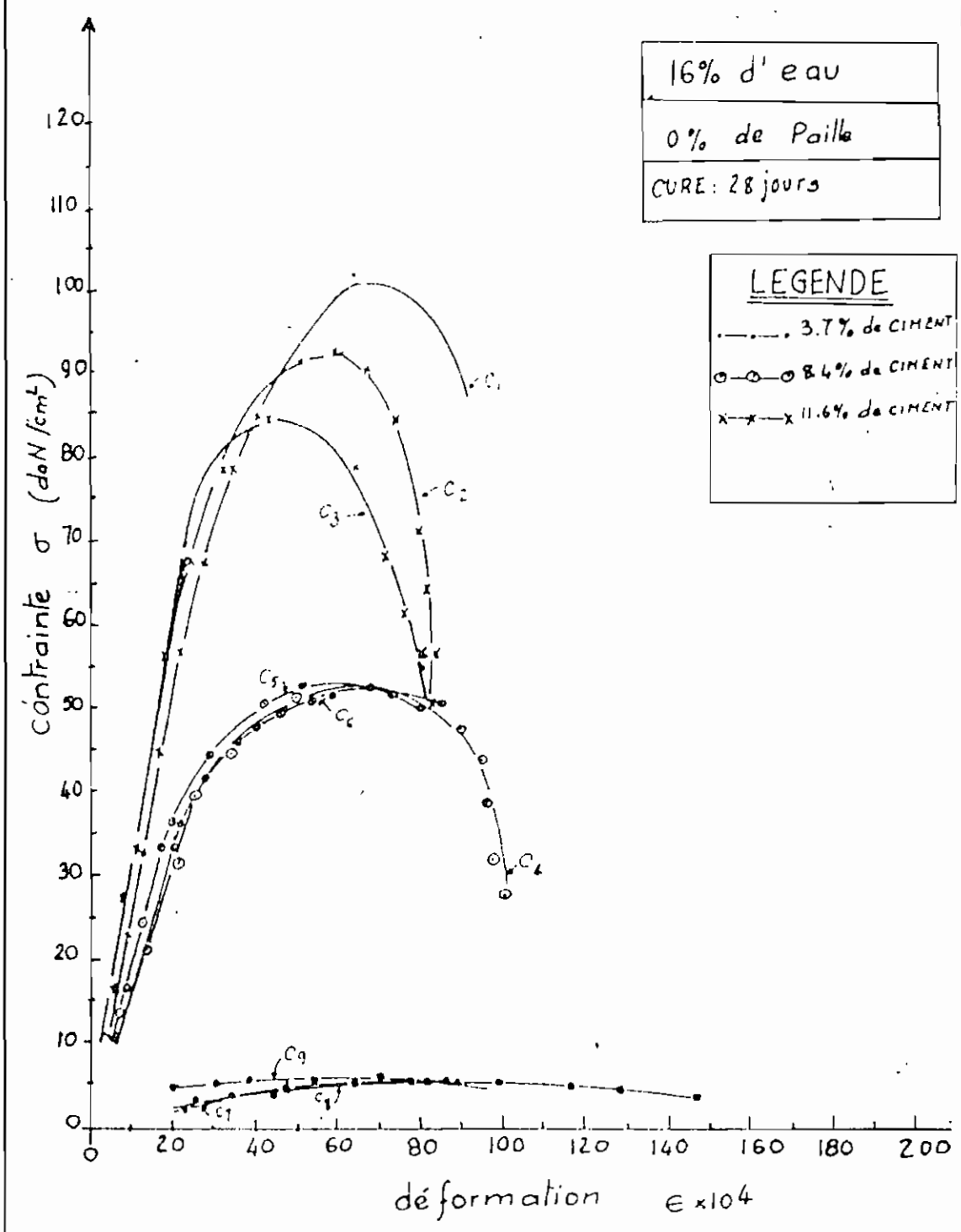


Fig. 1.6 : Courbes contrainte-déformation
Influence de la teneur en ciment sur la
résistance à la compression
(cylindres standards)

Phase 2 : Projet de fin d'études de MM Diakité et Jouma (1981)

Cette étude a porté notamment sur la détermination de combinaison optimale de pourcentages pondéraux d'eau et de ciment. Elle envisage aussi la méthodologie appropriée notamment le mode de compactage, le taux de séchage. Par ailleurs l'on a tenté dans cette étude de lier l'aptitude à la stabilisation à certains paramètres géotechniques de la latérite : limites d'Atterberg, l'optimum Proctor etc. Certains résultats sont représentés dans les figures (1.7), (1.8) et (1.9) mis au tableau (1.1). Sur ces figures P = pilonné ; V = vibré.

L'on peut déduire de ces résultats que la résistance augmente avec la quantité de ciment pour une densité sèche constante. Aussi quand le pourcentage en eau augmente la résistance diminue, la plasticité augmente et le module de Young diminue. On note que les échantillons vibrés sont plus résistants que les échantillons pilonnés si le pourcentage d'eau est inférieur à 22 (et ceci pour autant que la densité sèche de l'échantillon vibré soit supérieure ou égale à celle de l'échantillon pilonné); cette observation semble confirmer l'importance de la densité sèche. En fait à pourcentage de ciment égal, la résistance augmente avec la densité sèche.

A 16% d'eau l'affaissement au cône d'Abraham est nul ce qui semble augurer des difficultés de mise en œuvre pour des taux inférieurs (ce qui n'invite pas à aller plus bas)

Par ailleurs on n'ira pas plus haut que 16% dans le souci de maintenir le taux d'eau de guchage dans l'intervalle qui encadre la teneur en eau à l'optimum Proctor à plus ou moins 4% (voir études de J. M. Grésillon). L'étude a conduit après des considérations de résistance, de facilité de mise en œuvre et d'économie au choix du couple (6% de ciment, 16% d'eau).

Des tests ont été concentrés sur des échantillons à 6% de ciment et 16% d'eau; On a étudié l'influence de la paille l'influence de l'immersion, ~~l'influence de la paille et de l'immersion~~. Ces résultats sont représentés aux figures (1.10), (1.11) (1.12) et (1.13). Sur ces figures I = immersion, Pa = paille. La conclusion est que la paille réduit la résistance et que le gain de résistance dû à l'immersion n'est pas consistant pour mériter qu'on retienne l'immersion.

Cette étude est limitée à un seul type de laterite; Elle ne prétend pas donner des conclusions tangibles sur le lien entre certaines caractéristiques géotechniques et la résistance; On n'a pas de spécifications sur le type de laterite et de granulométrie admissibles.

Pour construire il faut avoir des informations sur certaines propriétés telles que la résistance à la tension et le comportement face aux intempéries.

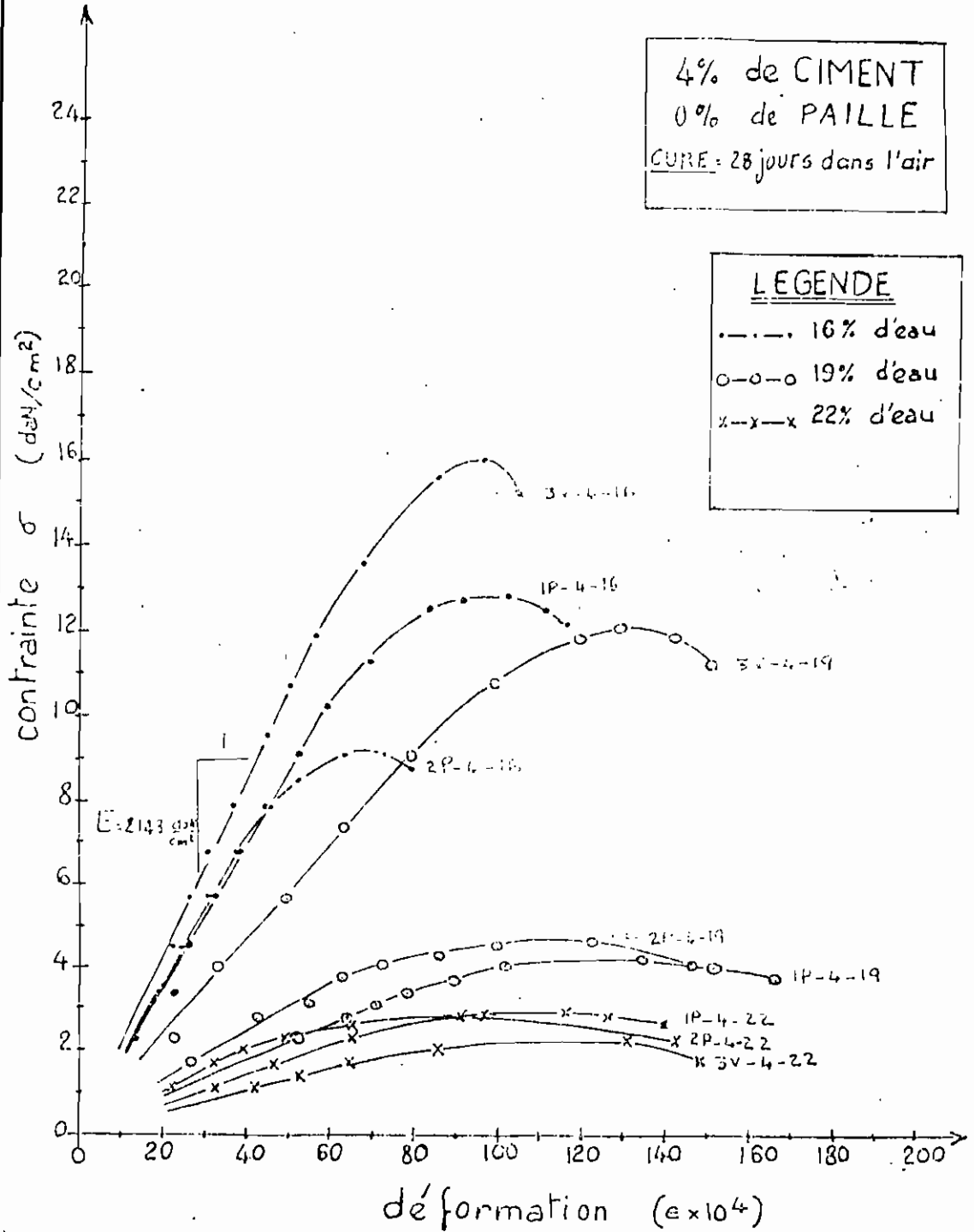


fig 1.7. : Courbes contrainte - déformation

Influence de la teneur en eau et du compactage

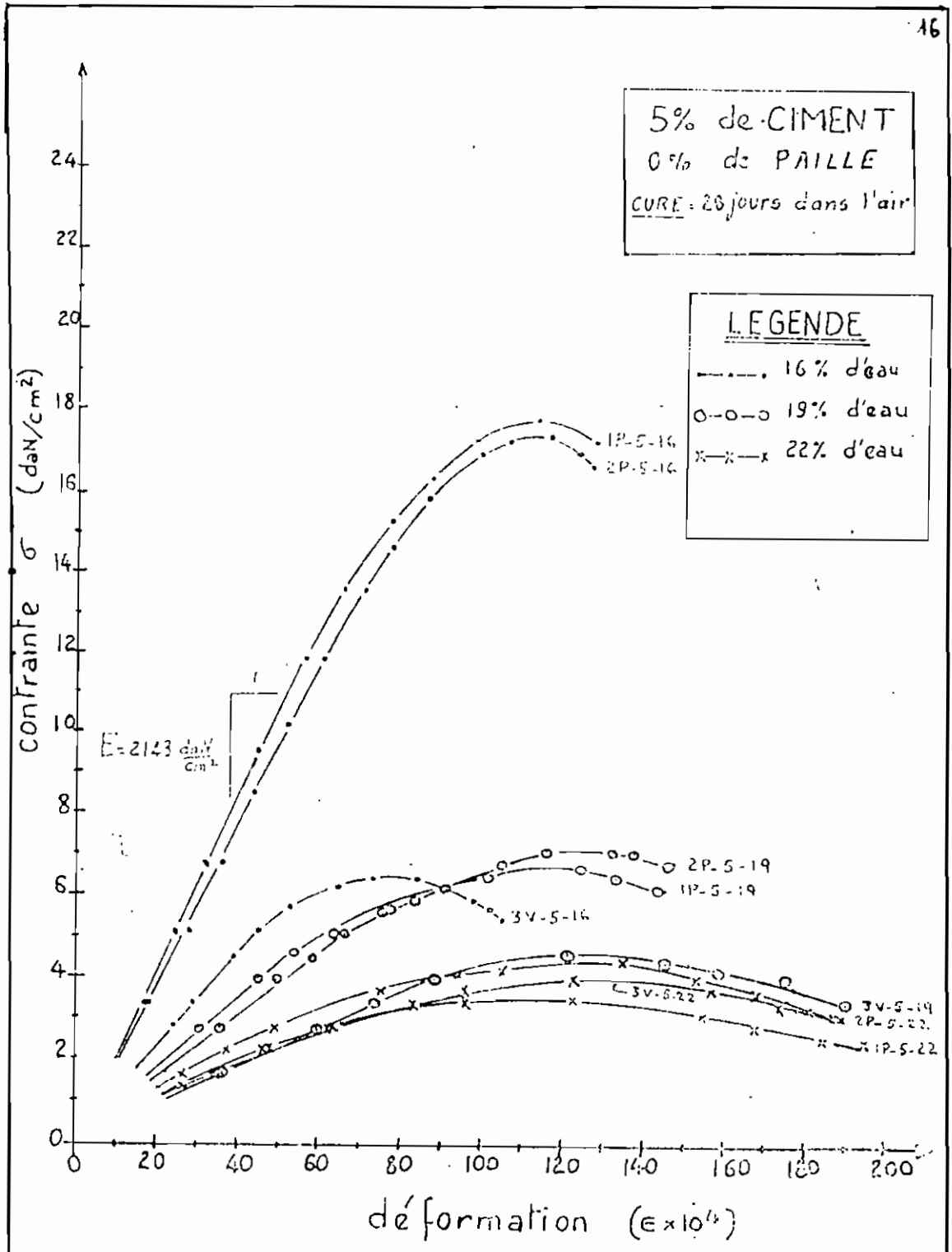


Fig 1.8 : Courbes contrainte-déformation
Influence de la teneur en eau et du compactage

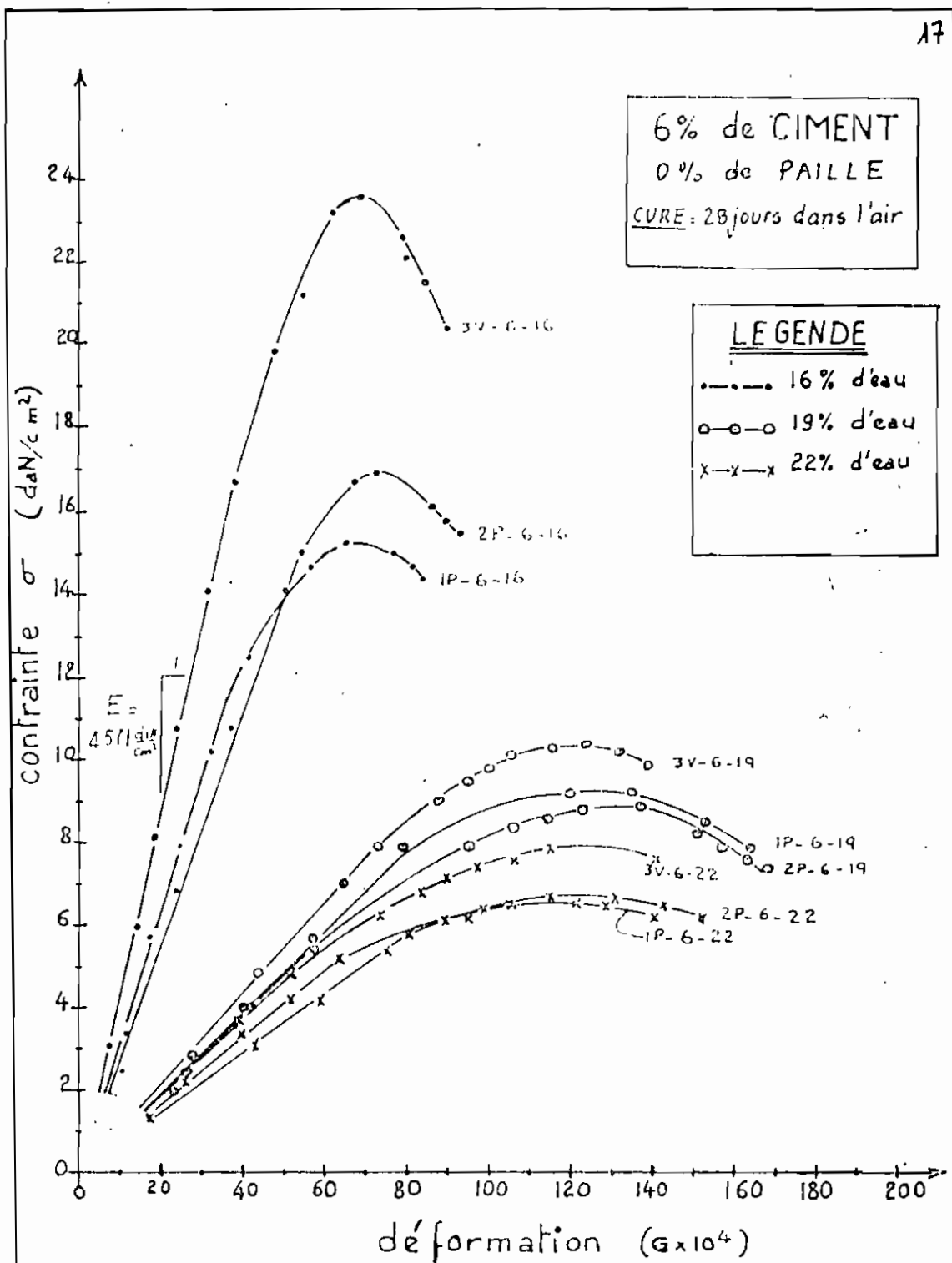


Fig 1.9 : Courbes contrainte-déformation

Influence de la teneur en eau et du compactage

TABLEAU 1.1: Influence de la densité sèche
sur la résistance (voir tableau A-1.9)

Désignation	Densité sèche à 28 jours $\bar{\sigma}_d$ (g/cm ³)	Résistance mar. à 28 jours σ_{mar} (daN/cm ²)
3V - 4 - 16	1.93	15.6
1P - 4 - 16	1.93	12.8
2P - 4 - 16	1.91	9.1
3V - 4 - 19	1.89	12.1
2P - 4 - 19	1.85	6.6
1P - 4 - 19	1.85	6.2
2P - 4 - 22	1.85	2.8
1P - 4 - 22	1.82	2.9
3V - 4 - 22	1.80	2.2
1P - 5 - 16	1.97	17.8
2P - 5 - 16	1.95	11.4
3V - 5 - 16	1.74	6.4
2P - 5 - 19	1.87	7.1
1P - 5 - 19	1.86	6.7
3V - 5 - 19	1.90	4.6
2P - 5 - 22	1.82	4.4
3V - 5 - 22	1.82	4.0
1P - 5 - 22	1.83	3.5
3V - 6 - 16	1.93	23.7
2P - 6 - 16	1.87	16.9
1P - 6 - 16	1.86	15.3
3V - 6 - 19	1.99	10.4
1P - 6 - 19	1.98	9.2
2P - 6 - 19	1.97	8.8
3V - 6 - 22	1.92	7.9
2P - 6 - 22	1.91	6.7
1P - 6 - 22	1.94	6.6

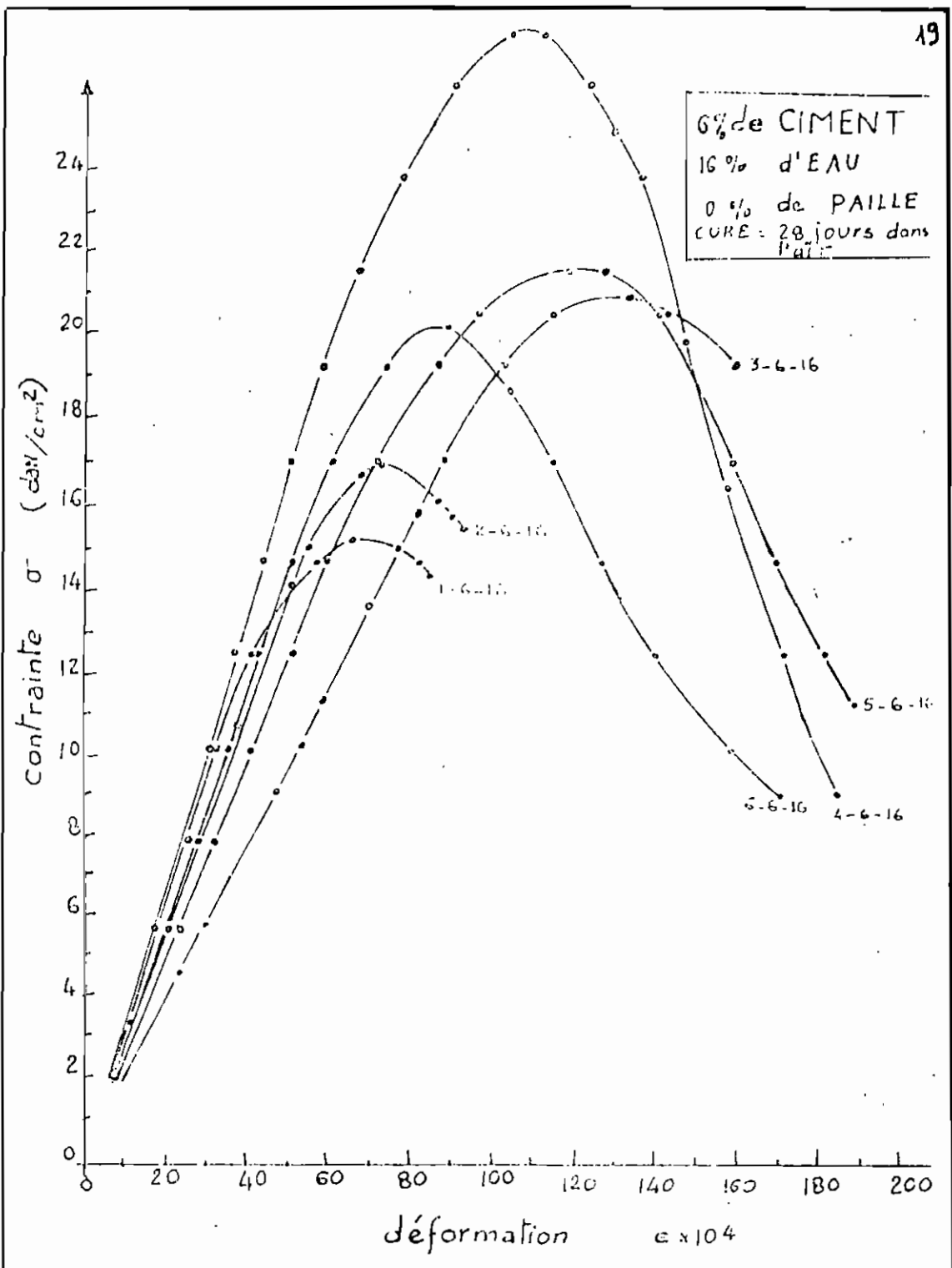


Fig 1.10: Courbes contrainte - déformation

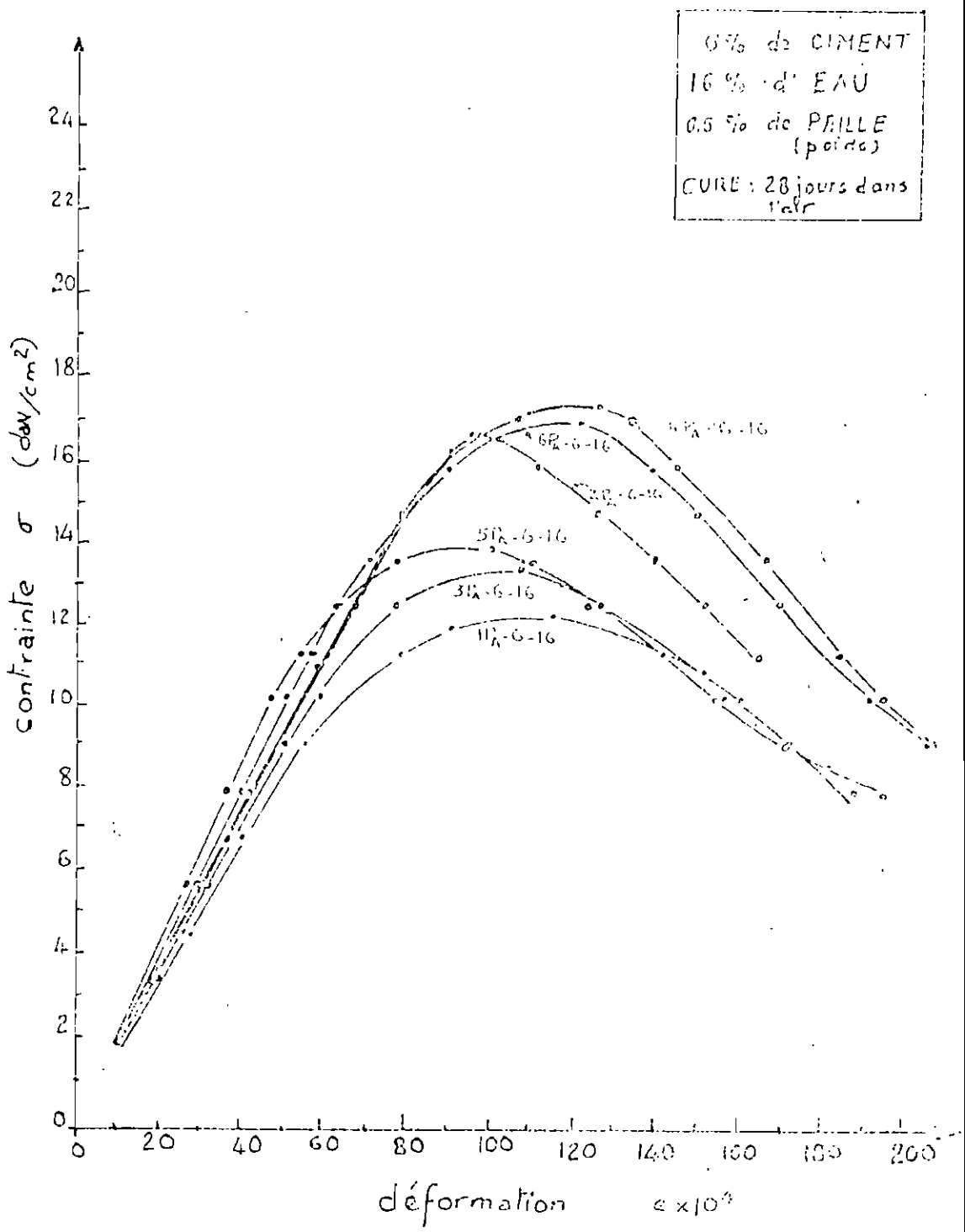


fig 1.11: Courbes contrainte - déformation

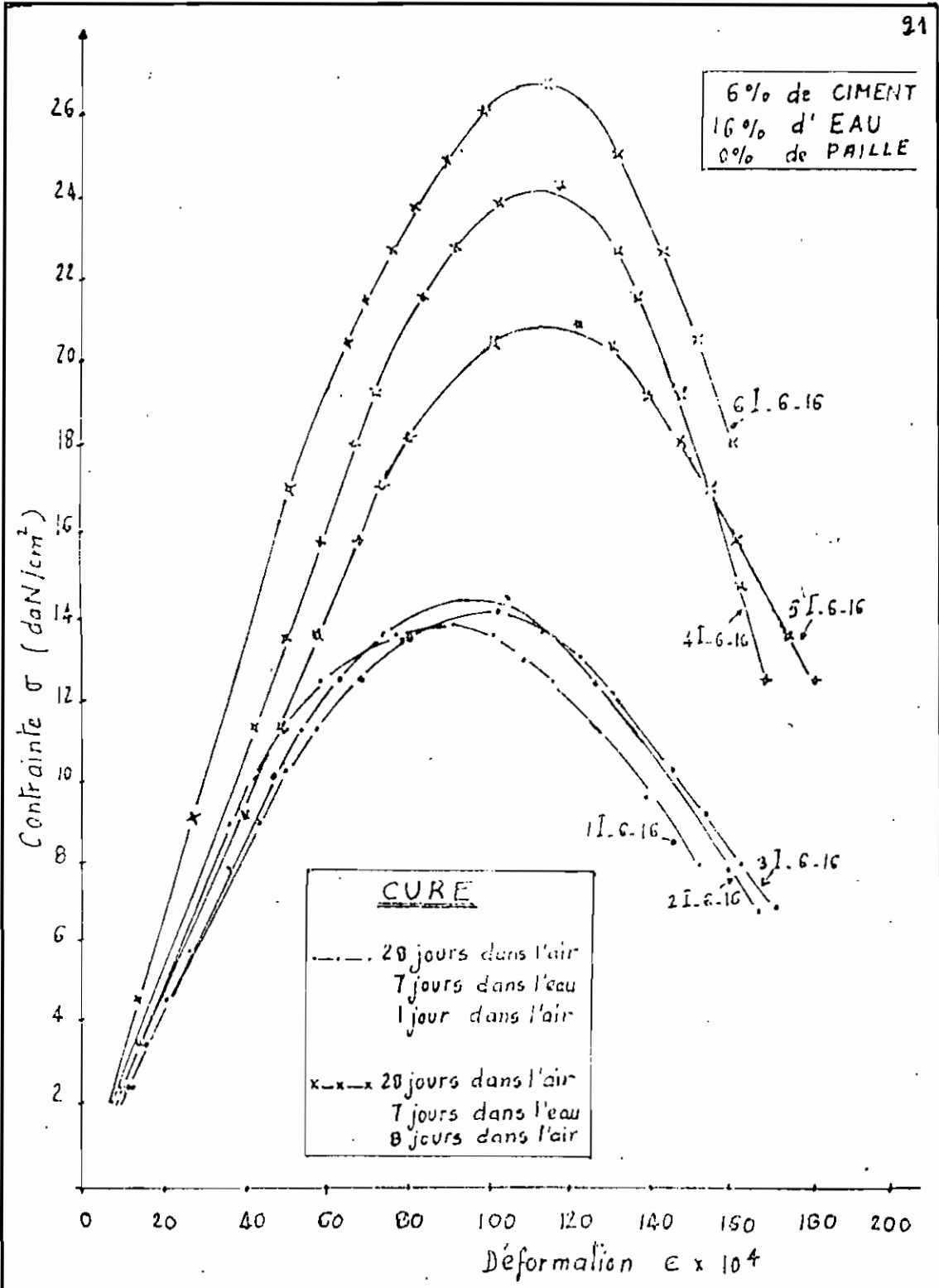


Fig 1.12 : Courbes Contrainte - Déformation
Influence de 7 jours d'immersion sur la résistance
à la compression (cylindres standards)

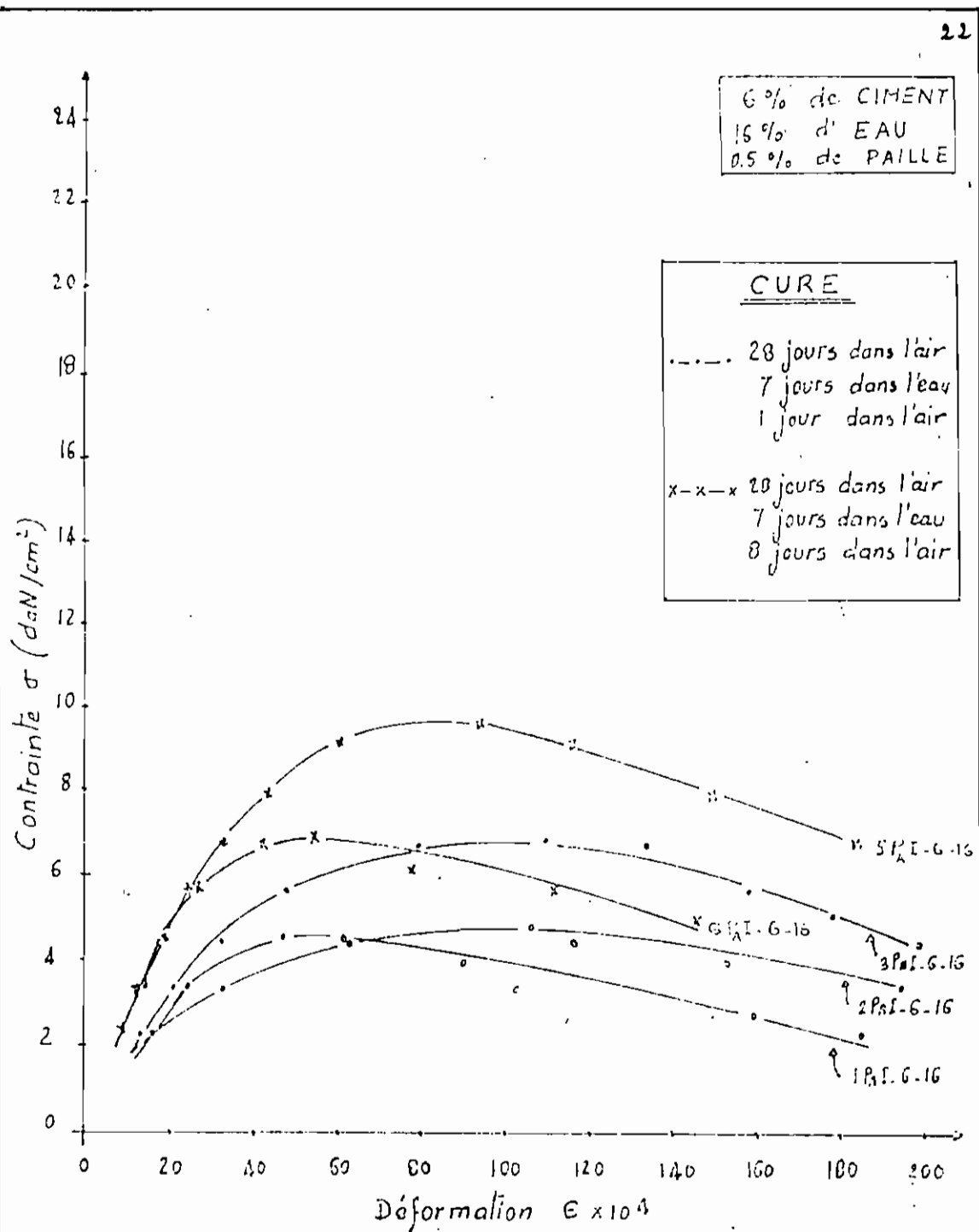


Fig. 1.13: Contrainte - Déformation

Influence de 7 jours d'immersion sur la résistance à la Compression (cylindres standards)

En 1982 nous avons entrepris d'apporter notre contribution à ce vaste sujet. Ainsi nous ferons des études sur la base de la combinaison optimale trouvée en 1981 tout en cherchant à confirmer les capacités obtenues. Nous effectuerons des tests d'aptitude aux intempéries. Ceci terminera la partie fondamentale et nous conduira directement au choix de la forme qu'on voudra donner à notre construction et à l'analyse des efforts engendrés.

CHAPITRE 2

ESSAI SUR LA LATERITE PURE CLASSIFICATION

2.1 CARACTERISTIQUES GEOTECHNIQUES DE LA LATERITE

2.1.1 Optimum Proctor :

La compaction permet de contrôler jusqu'à un certain point les propriétés géotechniques d'un sol et d'en faire un matériau de construction.

Pour améliorer la capacité portante d'un sol, pour diminuer les effets de gonflement et de retrait, il faudra le compacter à sa teneur en eau optimale ou à une teneur en eau proche de celle-ci. Le test de compactage nous permet de connaître la teneur en eau optimale pour un effort de compactage donné. Des études antérieures (1) ont montré qu'on améliore la résistance à la compression lorsque la teneur en eau du mélange est voisine de la teneur en eau optimale.

La procédure de cet essai et les mesures prises sont présentées en annexe. Les résultats sont représentés sur la figure (2.1). D'ailleurs cette méthodologie sera utilisée pour tous les essais effectués sur la latérite.

Nous signalons que la latérite utilisée est une latérite brune provenant de la région de THIES ; cette latérite est apparemment différente de celle utilisée en 1981 dans la phase 2

(1) Etude sur la stabilité et la compression des terres pour leur utilisation dans la construction. Jean Michel Gresillon

du projet de L'EPT.

Il est à souligner que lors de notre premier essai de compactage, on a eu une grande dispersion des points ce qui fait qu'on n'obtenait pas une courbe en cloche, figure (2.2). Pour avoir la série de points représentés sur la figure (2.1), il a fallu après le rajout des différents pourcentages d'eau, laisser séjourner le matériau ainsi mélangé pendant vingt quatre heures dans la chambre humide.

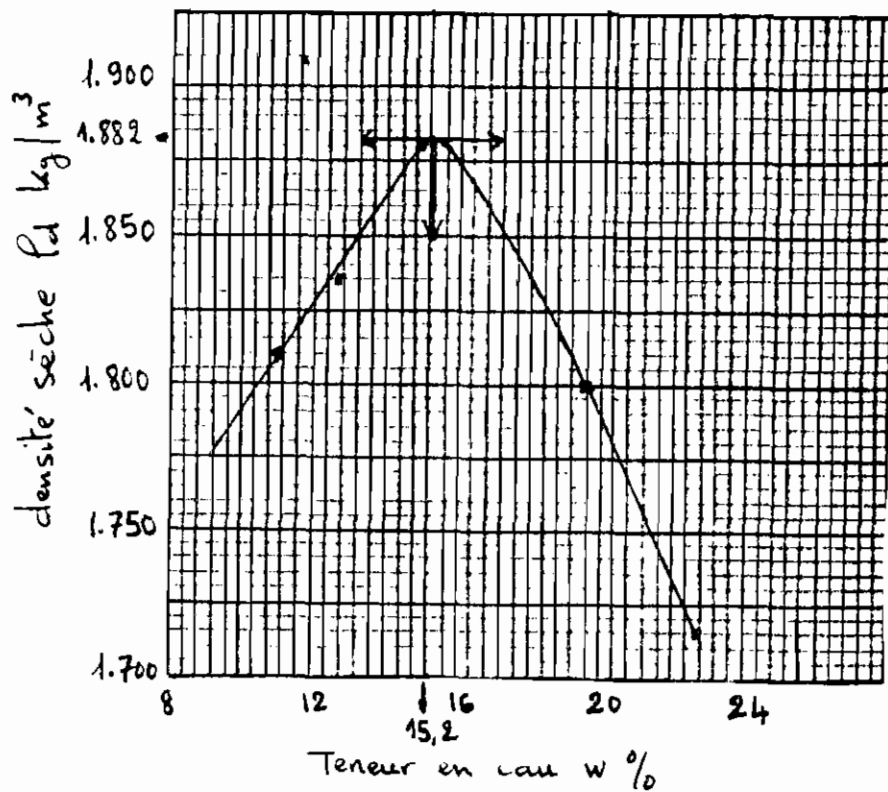


Fig 2.1. ESSAI DE COMPACTAGE

(le mélange a séjourné dans la chambre humide).

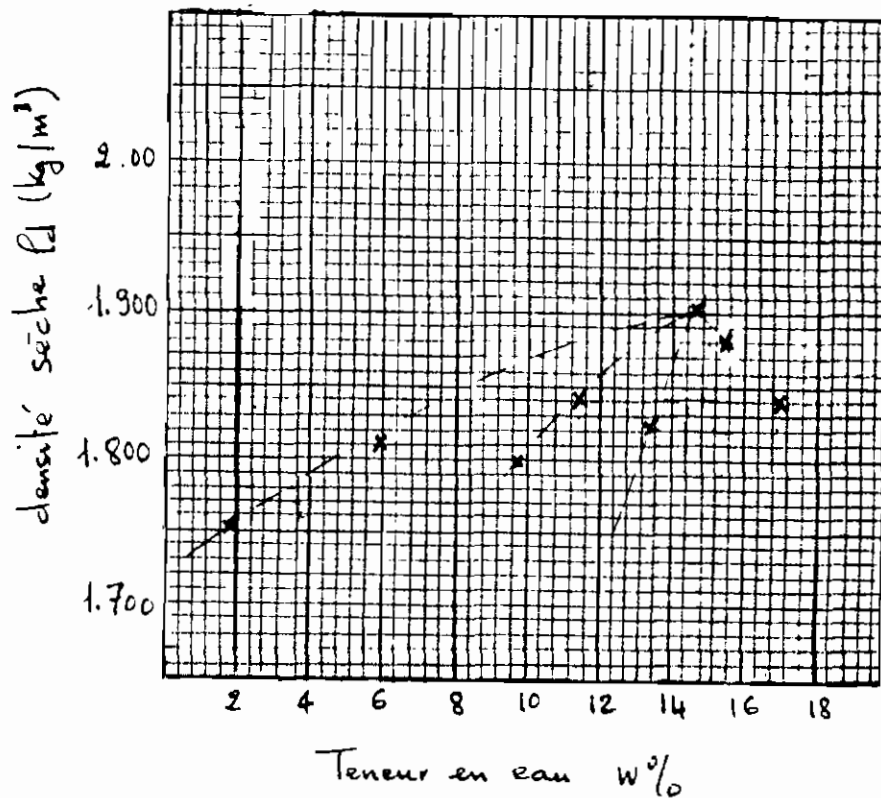


Fig 2.2. ESSAI DE COMPACTAGE
(La laterite n'a pas séjourné dans la chambre humide)

2.1.2. Analyse granulométrique

L'analyse granulométrique nous permet de connaître la distribution des tailles des différents grains qui composent un sol. Elle nous permet non seulement de connaître le pourcentage d'argile, de silt, de sable, de gravier mais également de classer le sol et de prévoir certains de ses comportements. Cette analyse permet de tracer la courbe granulométrique qui est la courbe cumulée donnant pour un certain diamètre le pourcentage en poids des particules inférieures à

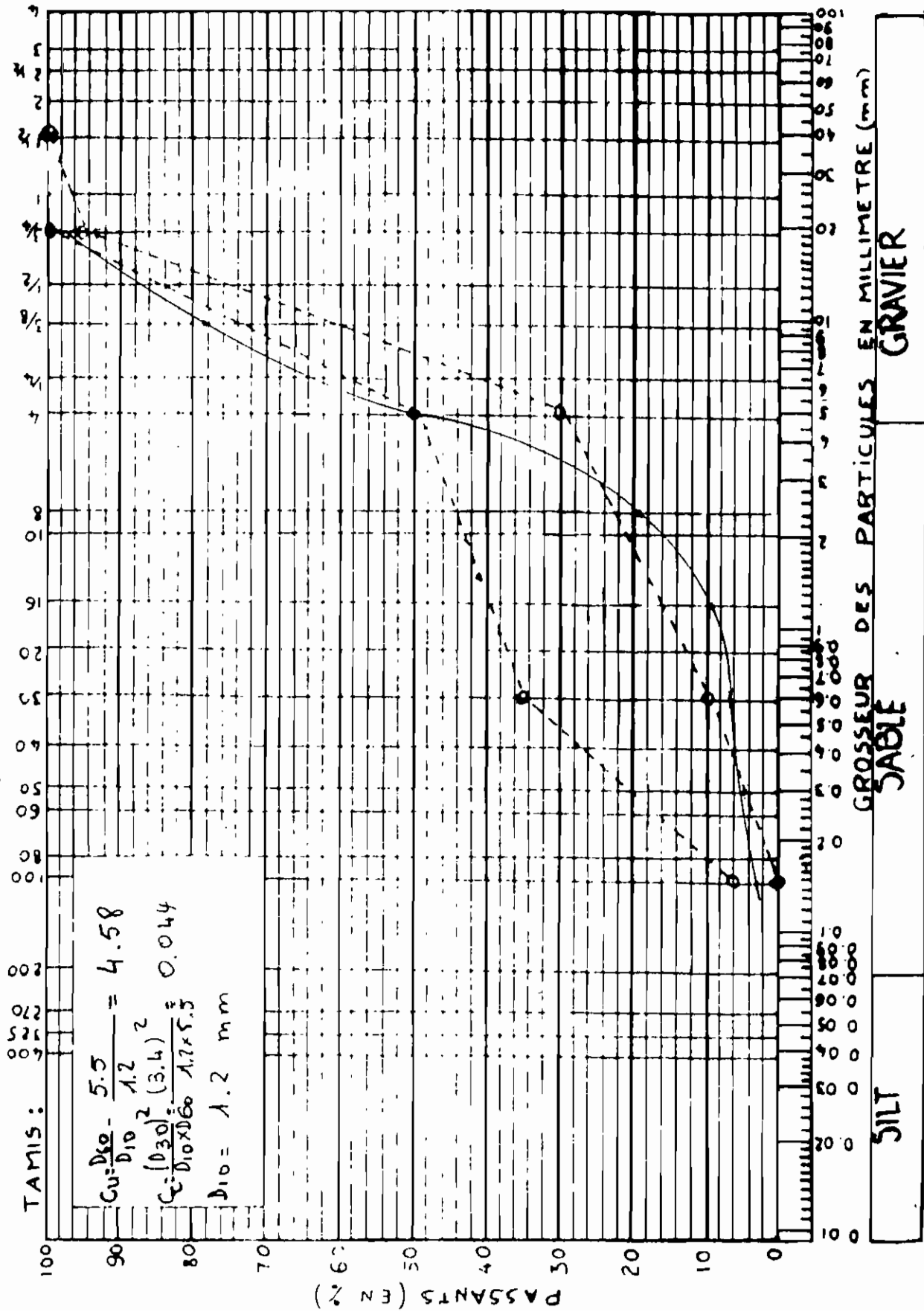
ce diamètre.

A partir de figure (2.3) on tire

- le diamètre efficace D_{10} = diamètre tel que 10% des particules sont inférieures à ce diamètre
- les diamètres D_{30} et D_{60}
- le coefficient d'uniformité $C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$
- le coefficient de courbure $C_c = \frac{D_{10}^2}{D_{60} D_{30}}$

La courbe granulométrique ne nous renseigne que sur le produit initial. Les essais de résistance mécanique sont effectués en aval de certaines opérations, à l'issue de ces opérations il est possible de constater un écart entre le produit initial et le produit final. En effet certaines latérites ne peuvent souffrir d'être remaniées. Les pertes en oxydes de fer libre peuvent influencer les résultats finals de façon considérable. Ainsi le remaniement et la perte d'oxyde de fer libre peuvent augmenter la fraction argileuse de 35 à 65%. Avec deux latérites de même granulométrie (tamisage à sec) on peut avoir des comportements différents. Cette différence de comportement peut être due à la vulnérabilité d'agrégats de faible résistance contenus dans la latérite à grains grossiers. On peut avoir dans ces genres de latérite des concrétions molles ainsi que de grains quartzitiques dans une matrice de grains fins (gravier argileux). Même avec un examen visuel attentif il est parfois difficile de faire la différence entre un sol à granulométrie étalée ou à granulométrie non étalée.

fig 2.3 COURBE GRANULOMETRIQUE - LATERITE BRUNE DE 1982



C'est au regard de ces considérations que nous avons décidé d'étudier l'effet relatif de l'eau et du compactage sur la latérite utilisée dans la phase 2 du projet et celle utilisée dans la phase 3.

Effet du compactage: Chacune des latérites a été tamisée puis compactée et tamisée de nouveau. Les figures (2.4) et (2.5) donnent les résultats obtenus.

Pour la latérite utilisée dans la phase 2 (1981) on ne remarque presque pas de variation.

Pour la latérite utilisée dans la phase 3 (latérite brune de 1982) on obtient une légère variation entre la granulométrie avant compactage et celle après compactage. Cette différence peut être due à deux choses

- les agrégats qui composent la latérite ne sont pas résistants
- Cette latérite est formée de concrétions.

Effet de l'eau: Chacune des latérites a été tamisée puis immergée dans l'eau pendant 24 heures et tamisée de nouveau. Les résultats sont montrés aux figures (2.6) et (2.7).

Pour la latérite de la phase 2 (1981) on observe qu'il n'y a presque pas de décalage entre les deux courbes mais le pourcentage de particules fines a augmenté après le séjour dans l'eau.

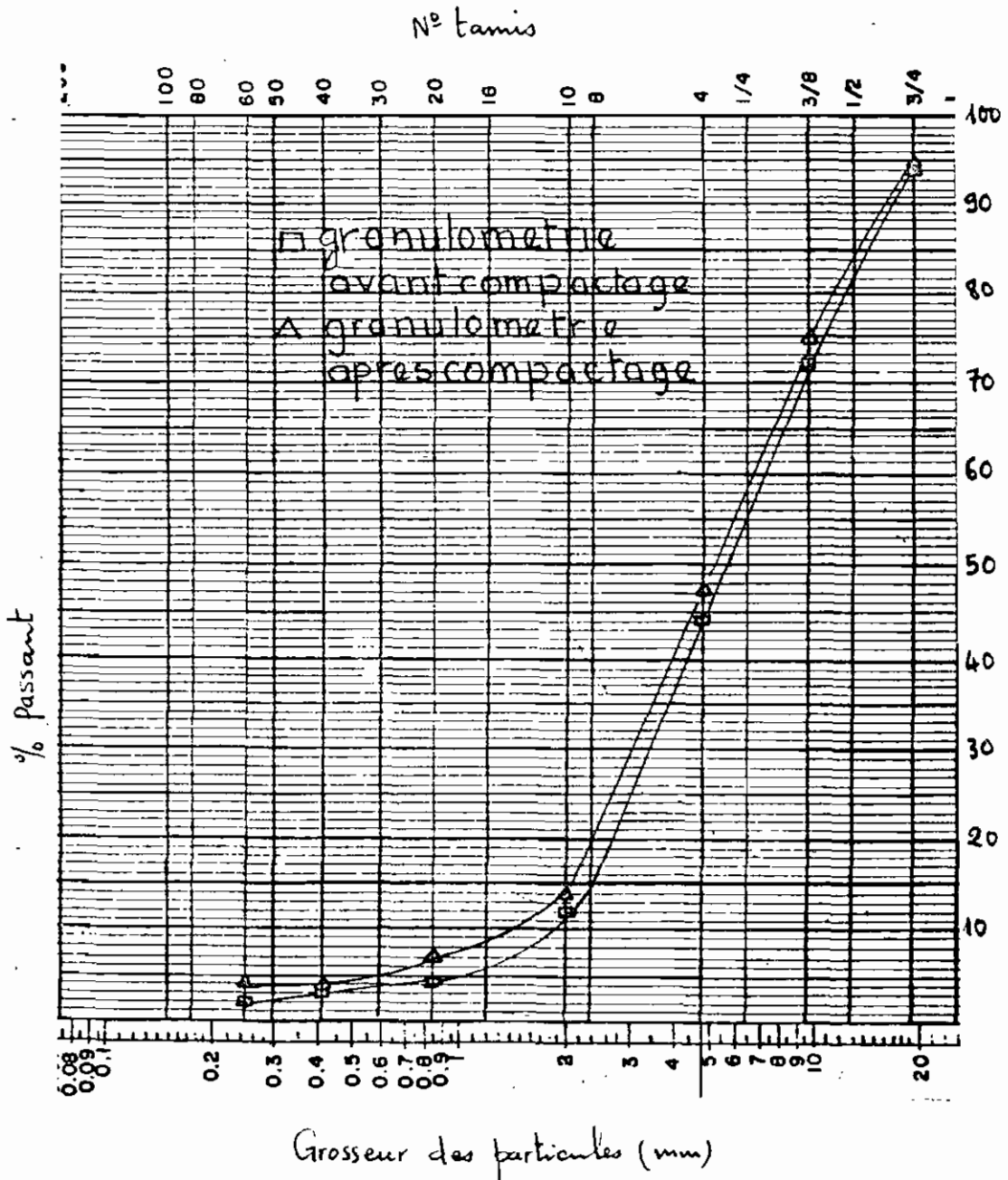


Fig 2.4 EFFET DU COMPACTAGE SUR LA GRANULOMETRIE DE LA LATERITE BRUNE 1982

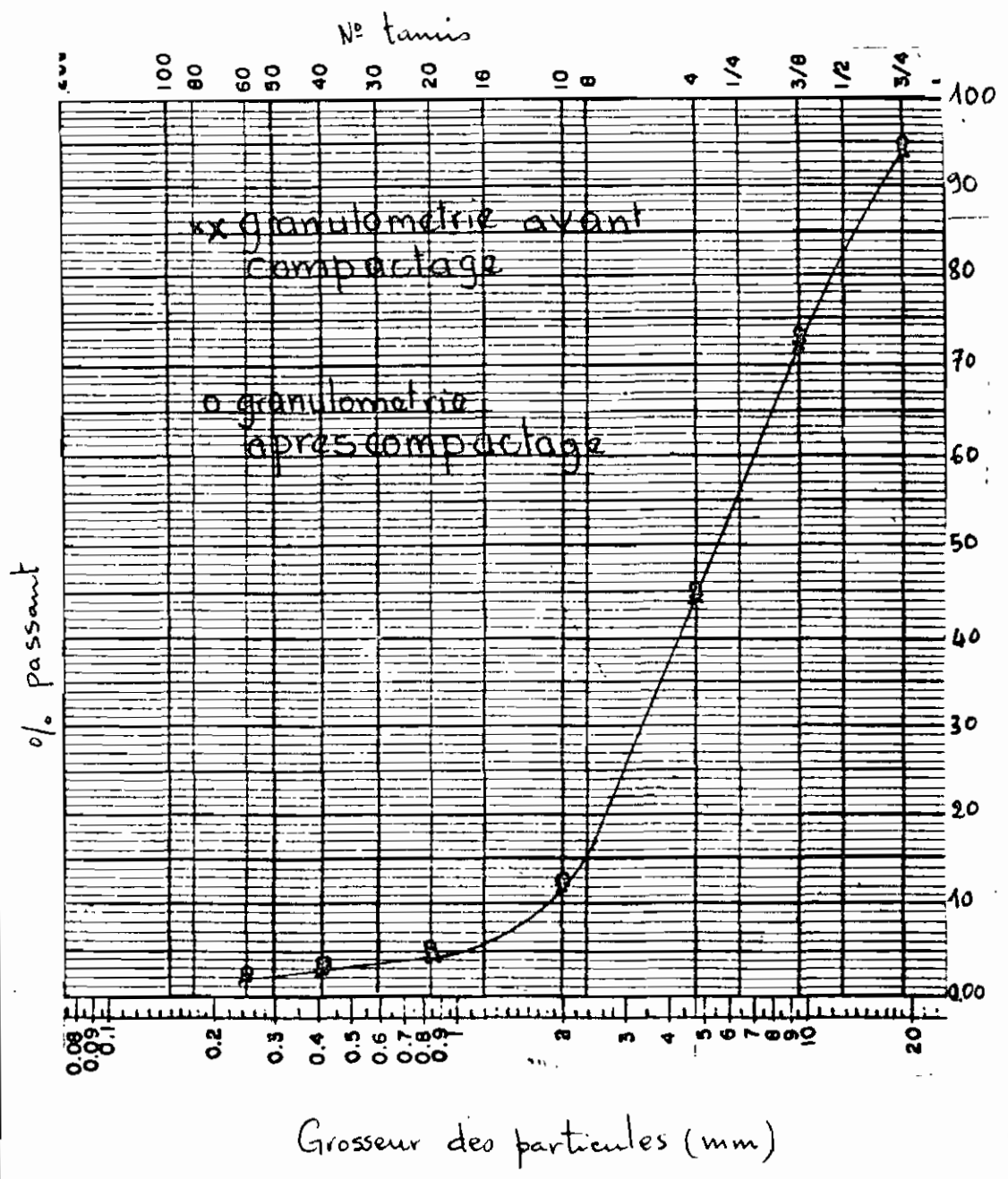


Fig 2.5 EFFET DU COMPACTAGE SUR LA GRANULOMETRIE DE LA LATERITE 1981

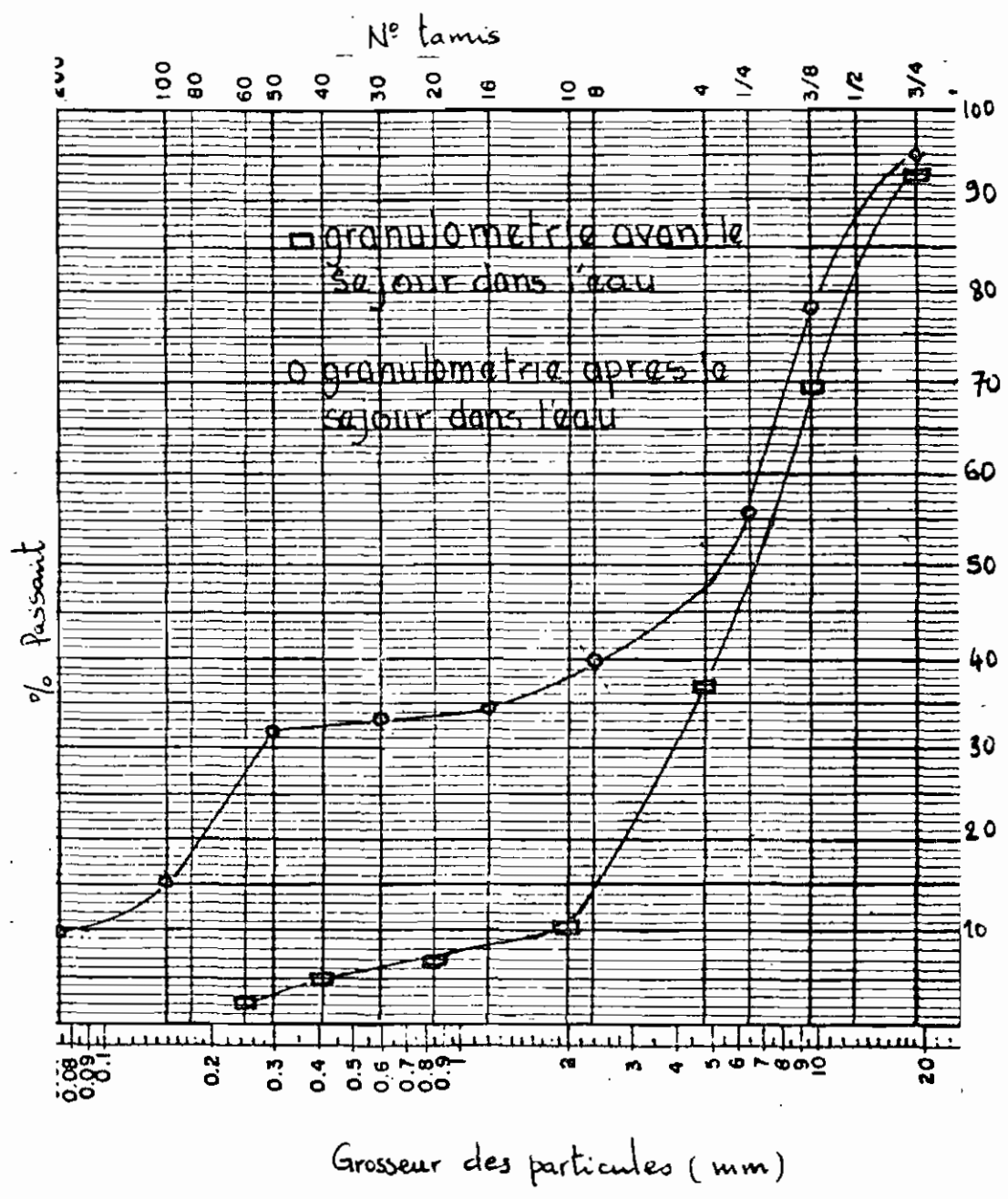


fig 2.6 EFFET DE L'EAU SUR LA GRANULOMETRIE DE LA LATERITE BRUNE (1982)

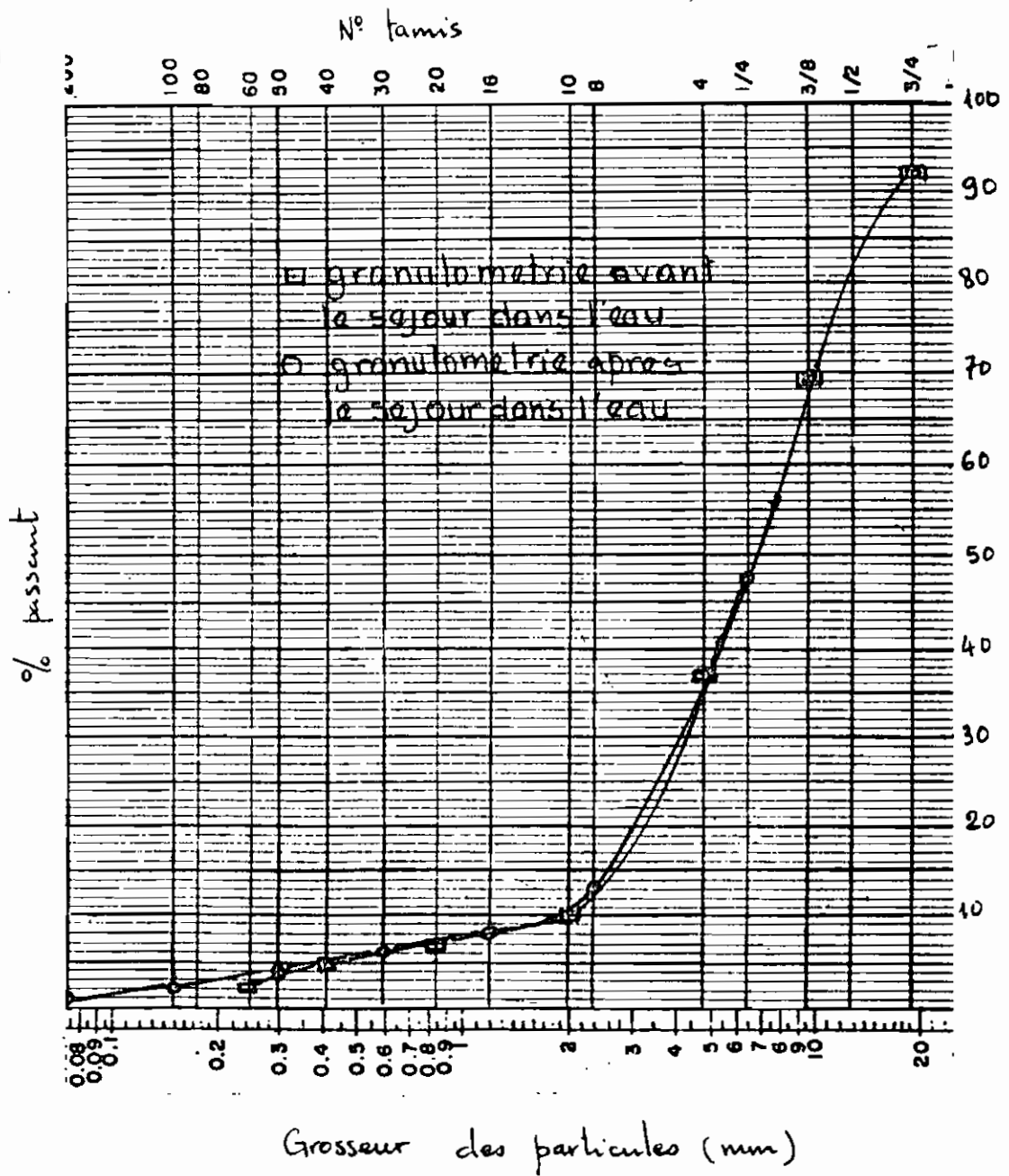


fig 2.7

EFFET DE L'EAU SUR LA GRANULOMETRIE DE LA LATERITE DE 1981

Par la laterite de 1982 on remarque un très grand décalage entre les deux courbes les pourcentages des particules intermédiaires et fines ont augmenté; il existe des concrétions. Après un séjour dans l'eau les liens qui unissent les particules argileuses entre elles et avec les autres particules silteuses ou sableuses se sont dissout. Le séchage a favorisé une formation massive de concrétions.

Parmi ces concrétions celles qui ont la dimension du sable sont plus nombreuses. On peut dire qu'on a une argile qui a une tendance à la concrétion. Dans ce cas deux situations peuvent se présenter :

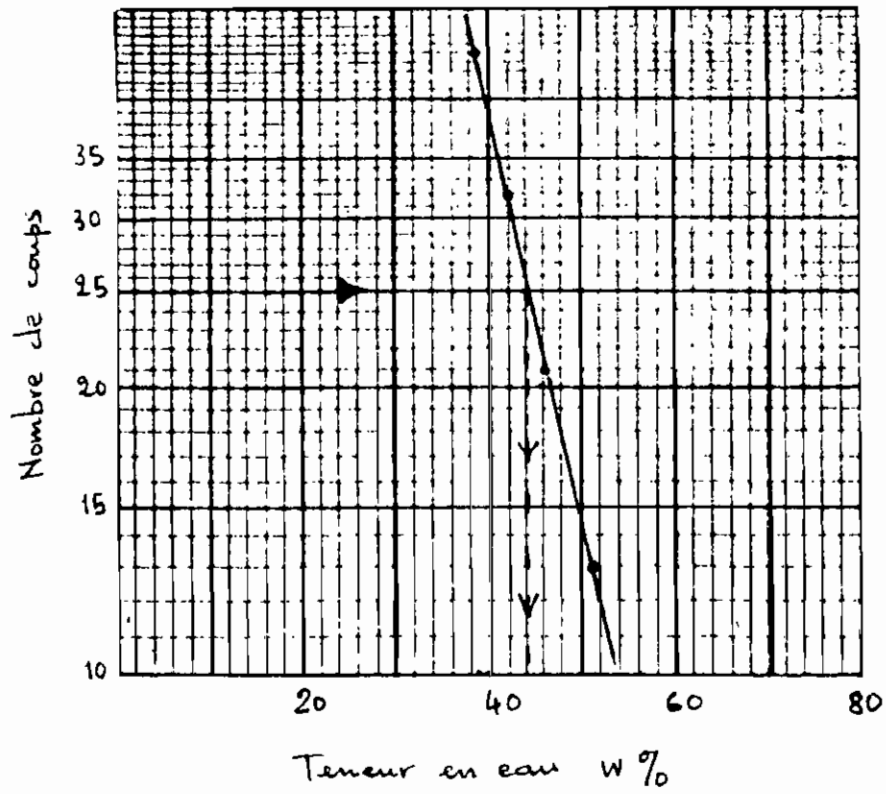
- Lors du gachage et du compactage les concrétions sont brisées et on obtient un mélange à dominance d'argile ou de silt. D'après les recommandations du bureau de l'habitat (1) à égalité de résistance le dosage en ciment croit avec la quantité d'argile. N'empêche qu'il faut une quantité minimum d'argile.
- Lors des opérations de gachage et de compactage certaines concrétions sont réduites et d'autres ont subsisté. A ce propos dans les recommandations du bureau de l'habitat, on y dit que le sol est défavorable si les concrétions ont des dimensions voisines et laissent des vides importants entre elles de sorte qu'il n'y aura pas assez d'argile pour remplir les vides.

2.1.3. Limites de consistance d'Atterberg

Les mesures, les exemples de calcul et la manipulation sont en annexe; les résultats sont représentés sur la figure (2.8).

(1) L'habitat rural au Sénégal. Pascal Galati

fig 2.8 LIMITES DE CONSISTANCE D'ATTERBERG



Limite de liquidité WL %	44.0
Limite de plasticité WP %	24.46
Indice de plasticité IP %	19.54
teneur en eau à la reception	1.98

2.2 ESSAIS COMPLEMENTAIRES POUR LA CLASSIFICATION

Pour la majorité des sols il est suffisant de connaître la granulométrie et les propriétés plastiques pour le classer et de ce fait prédire le comportement géotechnique. Il n'en est pas de même pour tous les sols notamment pour certaines latérites; les analyses granulométriques et de plasticité pour ces latérites peuvent varier de façon erratique selon

- le degré de séchage
- le type de dispersant utilisé
- le temps de malaxage
- la perte d'oxyde de fer libre pendant l'analyse.

On peut identifier ces latérites et évaluer leurs propriétés géotechniques en se basant sur

- la sensibilité au remaniement
- la sensibilité au séchage
- le potentiel au gonflement

2.2.1 Essai d'indice d'agrégation:

Comme on l'a souligné plus haut certaines latérites sont sensibles au séchage. Deux facteurs sont responsables du changement de comportement

- la tendance à l'agrégation au séchage
- la perte d'eau des minéraux hydratés.

Pour le premier facteur on n'a pas de moyen de mesure, mais le deuxième facteur a été montré dans le cadre de l'analyse de la

granulométrie. Pour confirmer cela on a procédé à un essai normalisé et indiqué pour mesurer la sensibilité au séchage : l'indice d'agrégation (I.A)

$$I.A = \frac{\text{Equivalent de sable (E.S) de l'échantillon séché à l'étuve}}{\text{Equivalent de sable de l'échantillon naturel}}$$

Si $I.A = 1$ On n'a pas une latérite à problème

$I.A > 1$ On a une latérite à problème

L'essai a donné $I.A = 1.25$

Cet indice d'agrégation n'est que légèrement supérieur à 1 ; il est alors prématuré de dire que notre latérite est une latérite à problème.

2.2.2 Sensibilité au remaniement :

L'abondance des sesquioxides dans un sol peut cimenter les particules en Nodules. Il en résulte une latérite non remaniée granuleuse, ceci donne une certaine granulométrie apparente. Ceci peut témoigner d'une portance élevée, d'une plasticité faible d'une perméabilité assez bonne. Toutes ces qualités sont perdues si la latérite est remaniée. Les facteurs qui peuvent causer le remaniement sont : le malaxage, le compactage la manipulation mécanique en présence d'eau etc.

On n'a pas d'appareils ou d'équipements spécialisés pour mesurer la sensibilité au remaniement. Cependant l'effet de l'eau et du compactage sur la granulométrie étudié plus haut atteste que notre latérite est sensible au remaniement.

2.2.3 Degré de gonflement

Toutes les latérites sont gonflantes à des degrés divers, le gonflement peut être un indice caractéristique du comportement de la latérite. L'essai effectué avec un cylindre de hauteur 25,1 mm nous donne après 24 heures une augmentation de hauteur de $13 \cdot 10^{-2}$ mm ce qui est très inférieur à 10% de la hauteur initiale. On peut dire que la latérite brune de 1982 ne gonfle pratiquement pas.

2.2.4 Essai Los Angeles

Cet essai est effectué dans le but de mesurer la durabilité de grains grossiers de notre latérite. Cet essai doit nous donner une indication sur la classe de la latérite selon la classification unifiée adaptée aux latérites. L'essai va aussi nous donner une indication sur la durabilité relative de la latérite brune de 1982 par rapport à la latérite de 1981. Normalement l'essai effectué dans le but de classer la latérite est le Californian durability test. Ne disposant de l'appareil adéquat on a procédé au test de Los Angeles. Après abrasion on trouve les résultats suivants :

- Latérite 1981 : perte = 53,06%
- Latérite brune 1982 : perte = 57,46%

Les agrégats de la latérite de 1981 sont légèrement plus durs que ceux de la latérite de 1982. Cette observation confère des points à la latérite de 1981 du point de vue de la résistance

mécanique.

Le test de Los Angeles effectué dans les mêmes conditions sur du basalte (matériau entrant en général dans la composition du béton normal) donne des pertes de 15%.

2.3. RECAPITULATION ET CLASSIFICATION

2.3.1 Récapitulation des résultats :

Caractéristiques géotechniques :

δd opt	W% opt	D ₆₀	D ₁₀	C _u	C _c	WL	WP	IP	M	% Passant 200
1.88	15.2	4.8	1.2	4.98	0.044	44.0	24.46	19.54	6	< 5%

Essais complémentaires

Indice d'agrégation	I.A = 1.25
sensibilité au remaniement	sensible
gonflement	Presque pas de gonflement

2.3.2 Tentative de classification :

Dans la nomenclature des laterites on dispose de deux genres de laterite

- les laterites à problème
- les laterites normales

On a une laterite sensible au remaniement, avec un indice d'agrégation très peu supérieur à un et un gonflement presque nul.

On a une latérite qui semble être à un stade intermédiaire entre les latérites normales et les latérites à problème. Nous la classerons dans les latérites normales, son analyse nécessitera certaines précautions prescrites pour les latérites à problème notamment en ce qui concerne le remaniement.

- La majorité des particules retenues sur le tamis 200 n'est pas retenue sur le tamis N° 4
- Le pourcentage de passant 200 est inférieur à 5%
- $C_u = 4.98 < 9$
- $C_c = 0.044 < 1$

D'après la classification unifiée des Etats-Unis adaptée aux latérites

On a un sol graveleux non étalé avec très peu de fins.

CHAPITRE 3

— 0 —

3.1 METHODOLOGIE DE TRAVAIL

La phase 2 du projet de L'EPT est axée sur l'étude de l'influence des différents paramètres sur la résistance à la compression des cylindres de latérite stabilisée au ciment. Les paramètres qui ont été étudiés sont les suivants :

- quantité de stabilisant
- quantité d'eau
- mode de compactage.

Dans la phase 3 nous avons tenté de confirmer les résultats atteints dans la phase 2. Par ailleurs nous avons fait des essais supplémentaires qui nous ont permis de mesurer l'influence dans la résistance à la compression

- de la nature de la latérite
- de la granulométrie

Ces essais nous ont permis de mesurer l'absorption par tension capillaire, la capacité à la tension (Brésilien), la capacité à la compression d'un cylindre stabilisé et saturé d'eau, la capacité à la compression et à l'érosion de briques (40x15x20) en latérite stabilisée.

3.1.1. Mélange :

Le mélange est constitué de latérite, d'eau et de ciment sous différentes proportions. Les pourcentages pondéraux

de ciment expriment le poids de ciment utilisé par rapport au poids de latérite sèche; Les pourcentages pondéraux d'eau sont exprimés par rapport aux poids de ciment et de latérite. Tous nos mélanges ont été faits à 16% d'eau et différents pourcentages de ciment, ceci pour garder le maximum de paramètres fixes et ainsi faciliter la comparaison.

3.1.2 Malaxage:

Le malaxage joue un rôle dans la résistance des cylindres. Une bonne répartition du ciment dans le mélange est une qualité à rechercher. Pour obtenir un mélange intime le ciment et la latérite sont introduits dans la bétonnière qu'on laisse tourner pendant trois à quatre minutes avant d'ajouter l'eau de gachage.

3.1.3 Confection des cylindres:

Différents dosages de ciments ont été effectués. Le compactage des cylindres a été effectué à l'aide d'un pilon à base circulaire (entre 25 et 35 cm). Le compactage se fait par couche (3 à 4 couches).

Les temps de séchage observés ont été en général de 28 jours.

3.1.4 Confection des briques:

On a constaté qu'avec un compactage assez poussé l'extraction de la brique devient un peu difficile. Pour contourner ce problème on a projeté la latérite stabilisée dans le moule et compacté légèrement par endroit avec une tige mince de

section circulaire

43

3.1.5 Essais réalisés sur cylindres et briques

• Essai de compression sur cylindre :

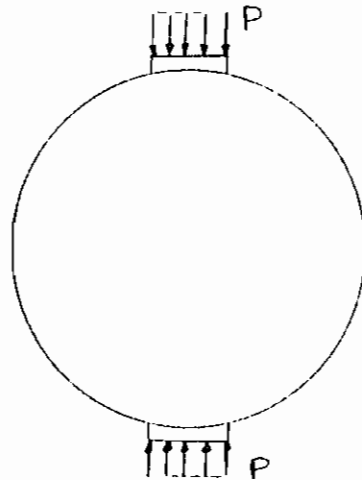
Les cylindres ont été écrasés sous presse après un séchage d'au moins vingt huit jours. Les charges et les déformations correspondantes sont relevées en même temps. Pour ne pas créer des zones de concentration de contrainte les cylindres sont capés avec du soufre

• Essai de compression sur brique :

Les briques sont capées avec du soufre et écrasées sous presse.

• Essai de tension :

C'est l'essai brésilien qui a été effectué pour trouver la capacité à la tension des cylindres



P: charge de rupture

$$f_t = \frac{2P}{\pi L D}$$

L: Longueur

D: diamètre

• Essai d'absorption par tension capillaire :

On mesure le taux d'absorption par tension capillaire en fonction du temps. Les détails de l'essai sont en annexe

Essai d'érosion:

Cet essai est conçu pour simuler l'effet de la pluie sur les briques en latérite stabilisée.

On projette un jet de 7.43 m/sec de vitesse.

La durée de l'arrosage est de 33 heures.

La procédure utilisée pour déterminer la durée du jet est décrite en annexe.

Soit le jet est projeté sur une surface non tracée soit on le projette dans un tron déjà amorcé.

3.1.6 Equipement:

Matériaux:

Les matériaux utilisés sont les suivants:

- latérite rouge de la carrière de Tchies (utilisée dans la phase 2 du projet) pour certains tests de comparaison
- latérite brune (utilisée en 1982); études géotechniques, capacité à la compression, et test d'absorption.
- latérite rouge (Phase 3, 1982) pour tests de compression, de tension, d'érosion et pour la confection de briques.
- Ciment Portland CP 325 - L'essai de réception de ce ciment réalisé à l'école polytechnique de Tchies a donné une résistance à la compression des cubes à 7 jours de 12.3 MPa

Matériel:

Pour le test de compression sur cylindre on a utilisé l'appareil Timus Olsen super "L" PT Willow Grove

PA USA avec une vitesse d'essai de 800 daN/min. La capacité maximum est de 1600 KN.

Les tests de tension sur cylindres et de compression sur briques ont été effectués avec la machine universelle de marque Timus Olsen super "L" PT Willow Grove avec une vitesse de 300 daN/min.

Pour les autres essais réalisés: absorption, érosion etc voir annexe.

3.1.7 Tableau récapitulatif des essais réalisés: cylindres

Laterite utilisés	Désignation de l'échantillon	% eau	% ciment	Essais réalisés
Laterite brune brute	E1	16%	6	Essai de compression après 28 j
	E2	--	--	
	E3	--	--	
	E4	--	--	
	E5	--	--	
	E6			compression à 118 jours
	E7			
	E			Absorption
	E			
	F1		7	compression à 118 jours
	F2			
	F3			
	G1		8	Compression à 118 jours
G2				
I1		10	Compression à 28 jours	
I2				
I3				
laterite brune dont la granulométrie est améliorée	H1		6	compression à 28 jours
	H2			
	H3			
	H4			
laterite rouge de la carrière de Ghies recueillie dans la phase 3 en 1982	J1			compression à 28 jours
	J2			compression après saturation.
	J3			tension après 28 jours
	J4			
	J5			

Briques

laterite utilisee	Designation de l'echantillon	% eau	% ciment	Essais realises
laterite rouge recueillie dans la phase 3 en 1982	B1	6	16	Essai de compression a 28 jours
	B2			
	B3		Essai d'erosion	
	B4			

3.2. RESULTATS ET ANALYSE

3.2.1 Etudes menées sur la laterite brune:

Des essais de compression ont été réalisés sur des cylindres de laterite brune brute à 6% de ciment et 16% d'eau; les résultats sont représentés sur la figure (3.1); les mesures sont en annexe au tableau A.17

Sur la figure (3.2) on a superposé les résultats de la figure (3.1) et ceux obtenus dans la phase 2 du projet. On constate une baisse assez remarquable de la capacité à la compression. L'étude de certains paramètres nous éclaire sur la cause de cette baisse de capacité:

• densité sèche:

Le tableau (3.1) donne la densité sèche à 28 jours des échantillons testés et leur résistance à 28 jours. Les densités sèches obtenues sont relativement faibles; cependant on constate que d'une manière générale la résistance augmente avec la densité. La notion de densité sèche joue donc un rôle assez important dans la capacité des cylindres.

6% de ciment
16% d'eau
cure: 28 jours
dans l'air

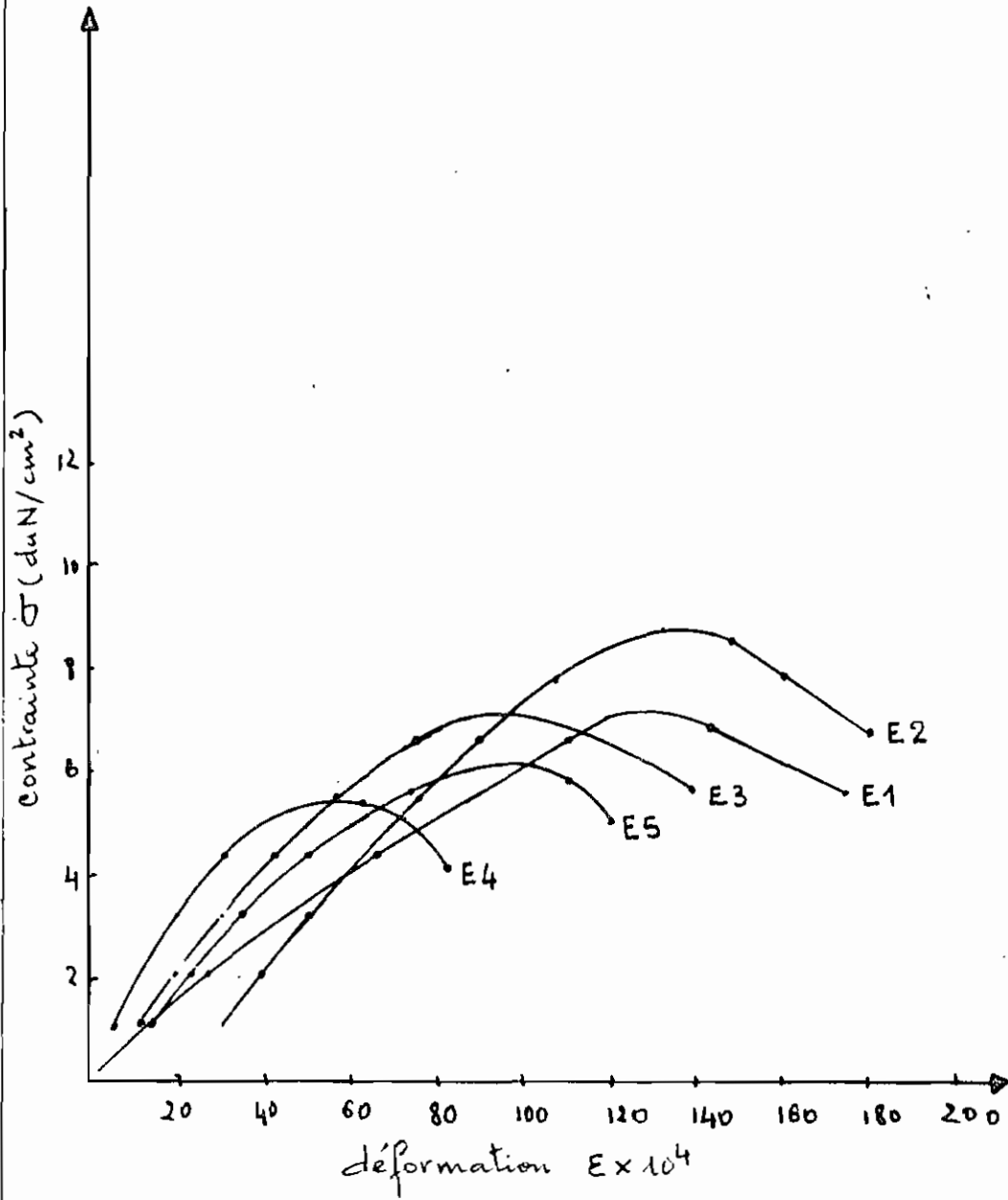


fig 3.1 Courbes contrainte - déformation
latéite brute brute

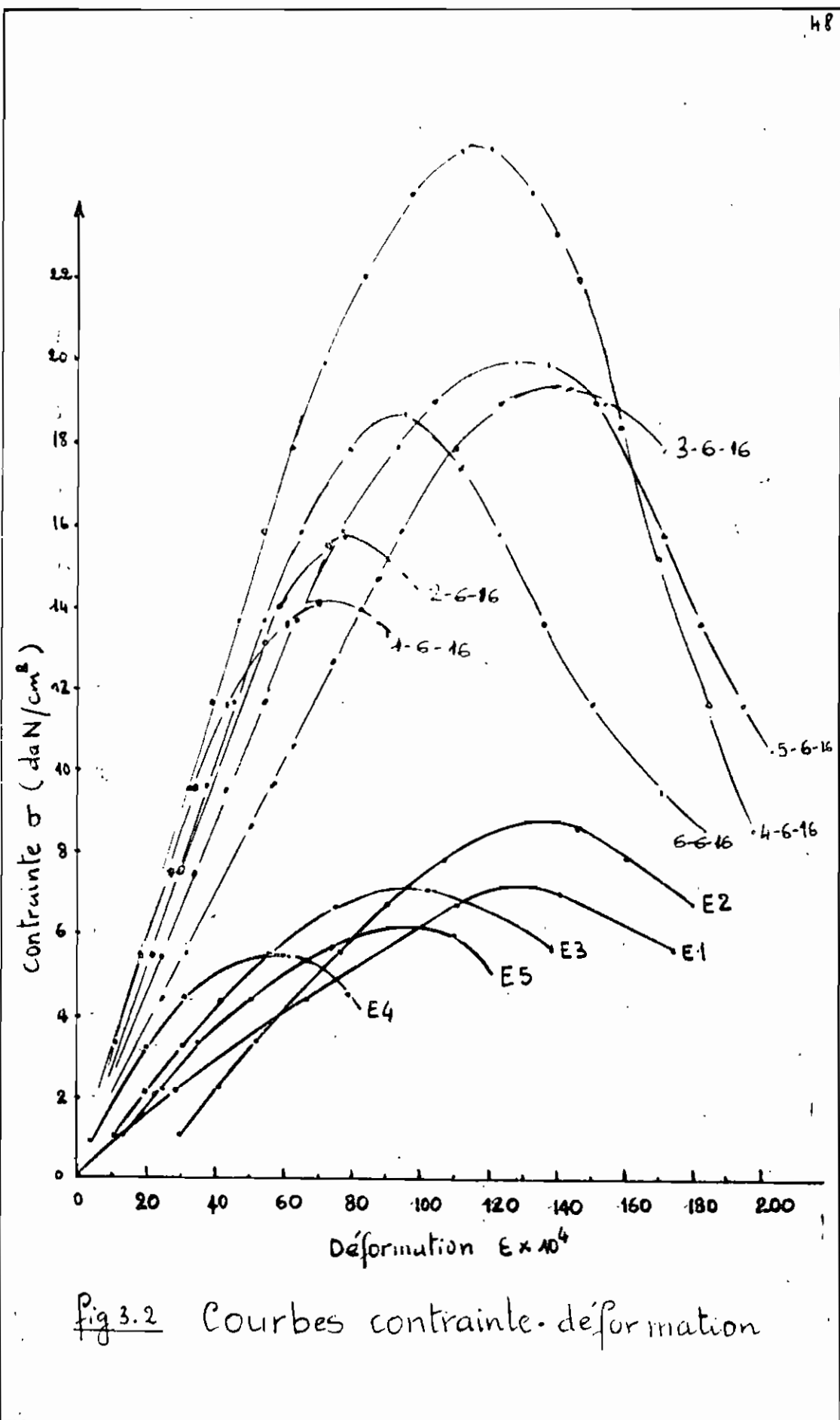


Fig 3.2 Courbes contrainte-déformation

Amir

3/2/16

Tableau 3.1 : Influence de la densité sèche sur la résistance

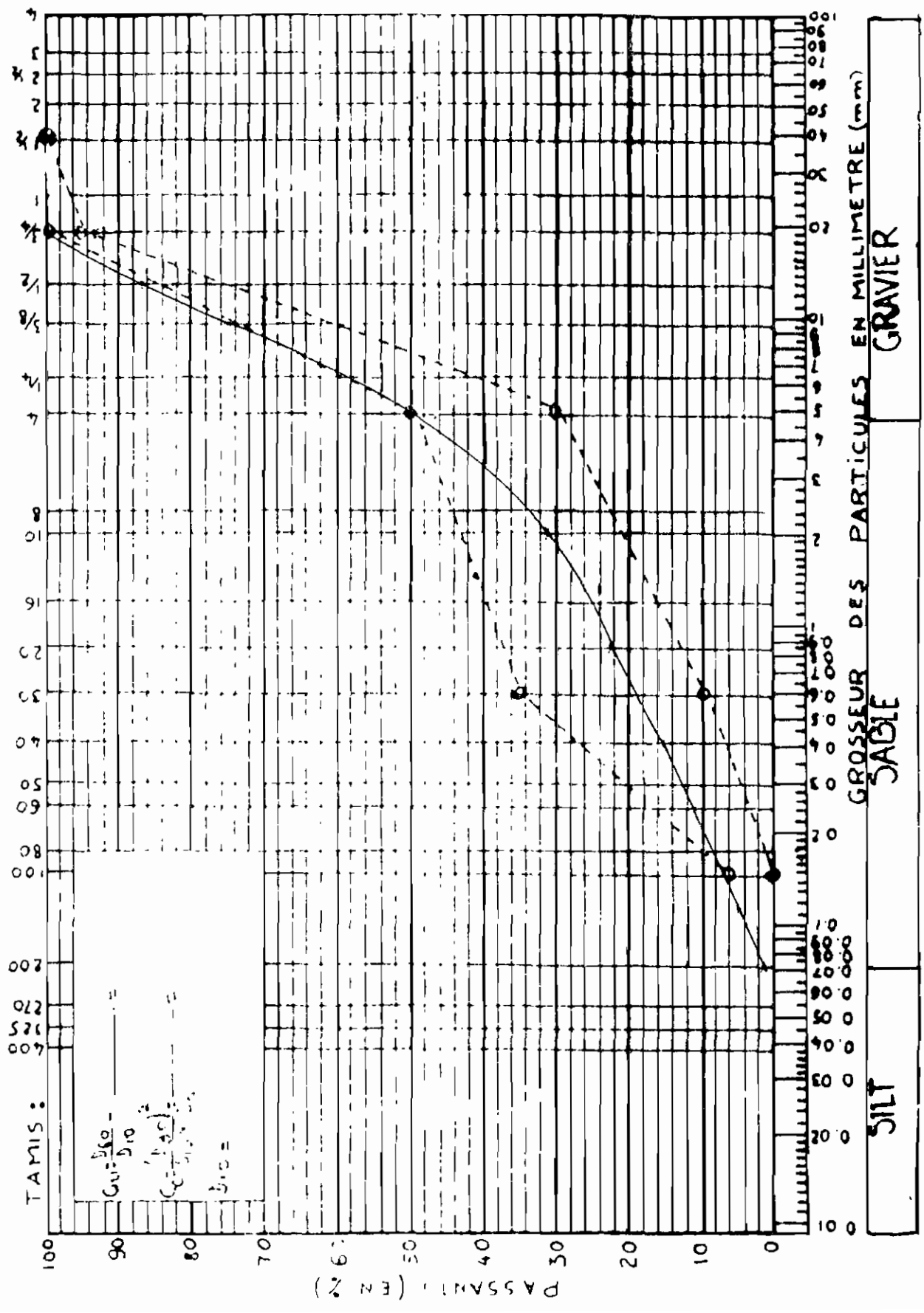
Désignation	densité sèche à 28 jours γ_d (g/cm ³)	Résistance à 28 jours σ (daN/cm ²)
E1	1.84	7.02
E2	1.83	8.6
E3	1.72	7.24
E4	1.83	5.49
E5	1.74	6.0

Granulométrie:

Une sélection a été effectuée au niveau des différents diamètres qui composent la laterite brune brute pour avoir un sol dont la granulométrie est représentée sur la figure (3.3). Ce sol a été stabilisé avec 6% de ciment et 16% d'eau; des cylindres ont été confectionnés et les résultats des tests de compression sur ces cylindres sont représentés sur la figure (3.4) et en annexe au tableau A.21. Les densités augmentent (elles sont de l'ordre de 1.94 voir tableau A.23 en annexe). Par ailleurs on note une augmentation de résistance de l'ordre de 40%. Il est donc certain que la granulométrie a une influence considérable sur la résistance à la compression de la laterite stabilisée.

N.B. Les courbes de la série E ont une plage plastique plus grande

Fig 3.3 COURBE GRANULOMETRIQUE AMELIOREE - LATERITE BRUNE



SILT | SABLE | GRAVIER
 GROSSEUR DES PARTICULES EN MILLIMETRE (mm)

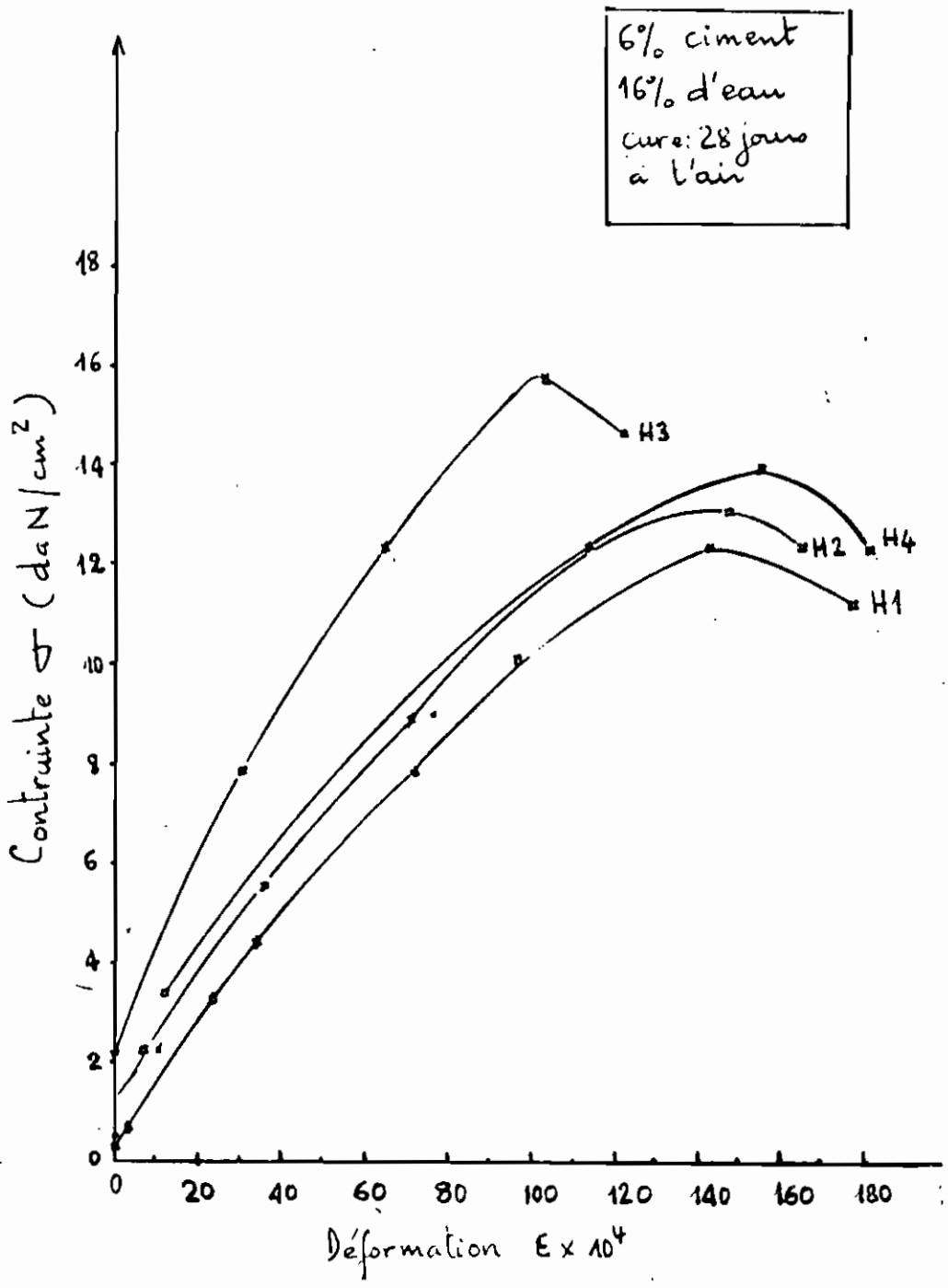


Fig 3.4 Contrainte - déformation
Latéite brune à granulométrie améliorée

que la plage plastique des courbes de la série H. Ceci est dû au fait que pour la série E la granulométrie n'est pas étalée; à la rupture l'air qui se trouve dans les interstices redistribue les contraintes.

Caractéristiques mécaniques

Il semble que l'amélioration de la densité et de la granulométrie n'a pas résolu totalement le problème. En fait une différence de 25% subsiste encore. Dans les études menées au chapitre 2 on avait conclu que la latérite brune contenait des concrétions molles et que sa durabilité est relativement faible. La différence qui subsiste peut être imputée à ces caractéristiques; il est certain que la friabilité n'est pas pour favoriser une résistance à la compression.

Influence du pourcentage de ciment

Des cylindres contenant différents dosage de ciment ont été testés à la compression. Par rapport aux cylindres à 6% de ciment une augmentation de résistance de 33% a été constatée pour les cylindres à 8% de ciment et une augmentation de 145% pour les cylindres à 10% de ciment (voir figures (3.5) et (3.6))

3.2.2 Études menées sur la latérite rouge:

Afin d'effectuer les essais supplémentaires projetés et de confirmer certaines conclusions tirées nous avons continué l'étude sur une latérite rouge dont la granulométrie est montrée sur la figure (3.7).

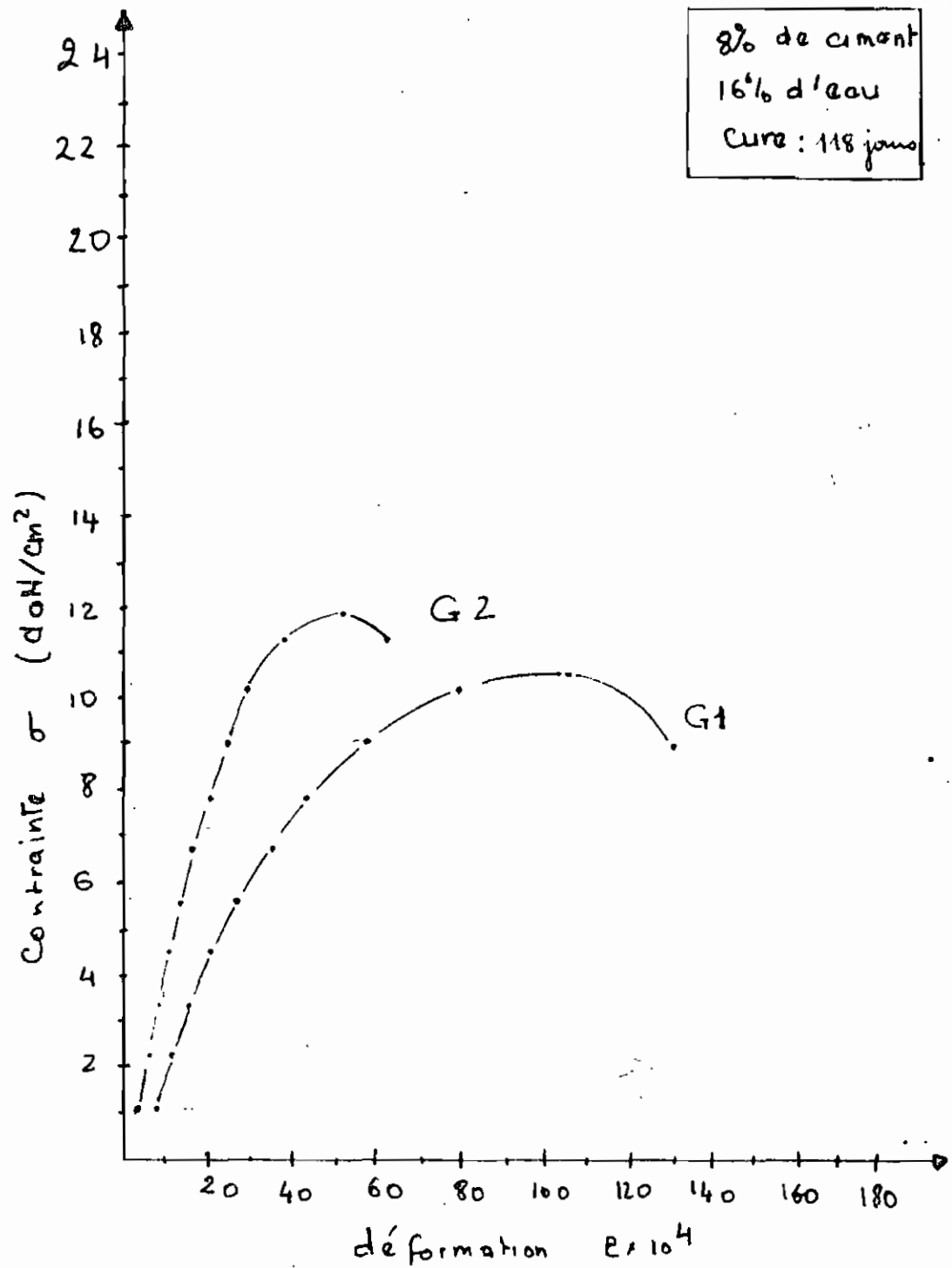


fig 3.5 Courbes contrainte-déformation
influence du pourcentage de ciment

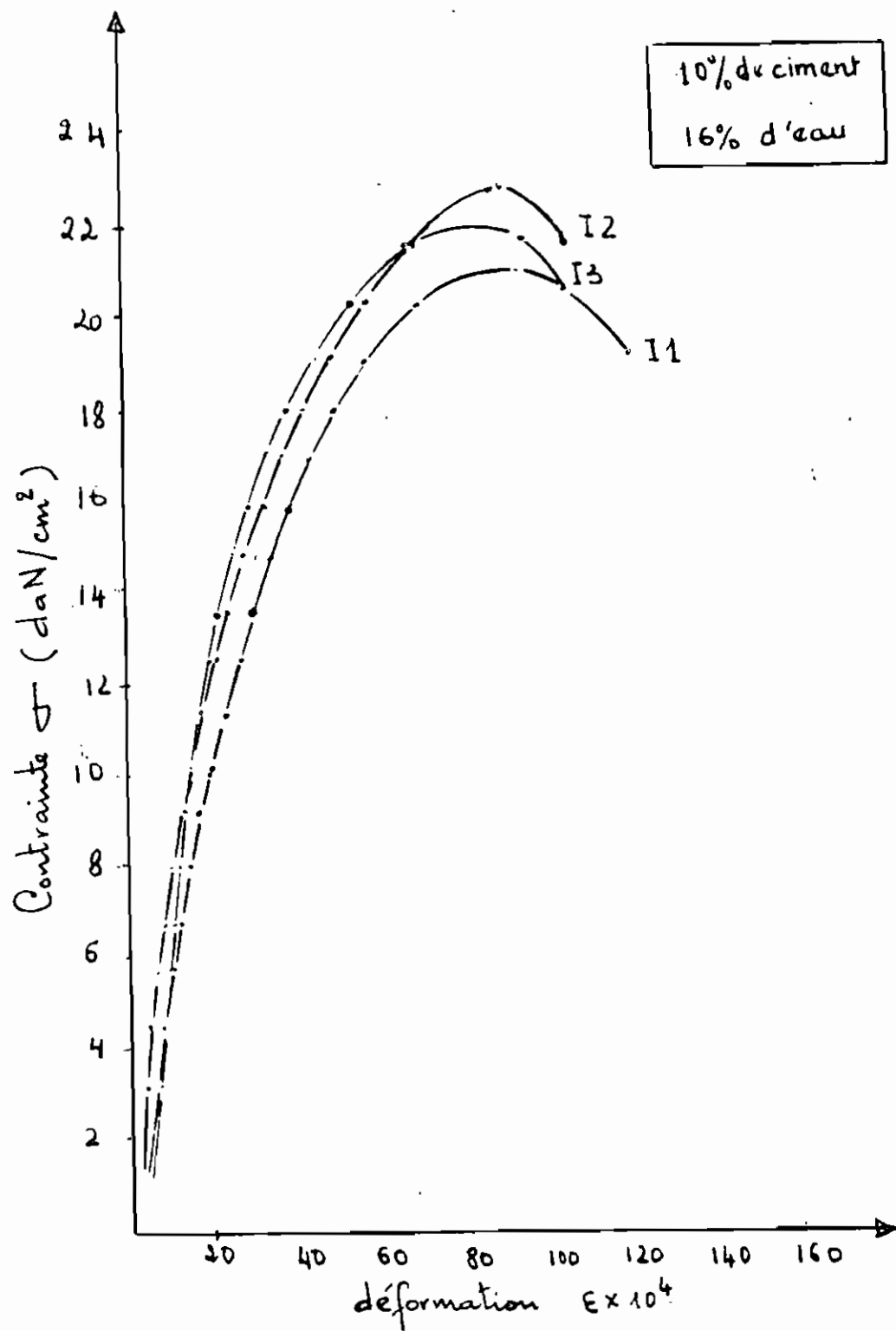
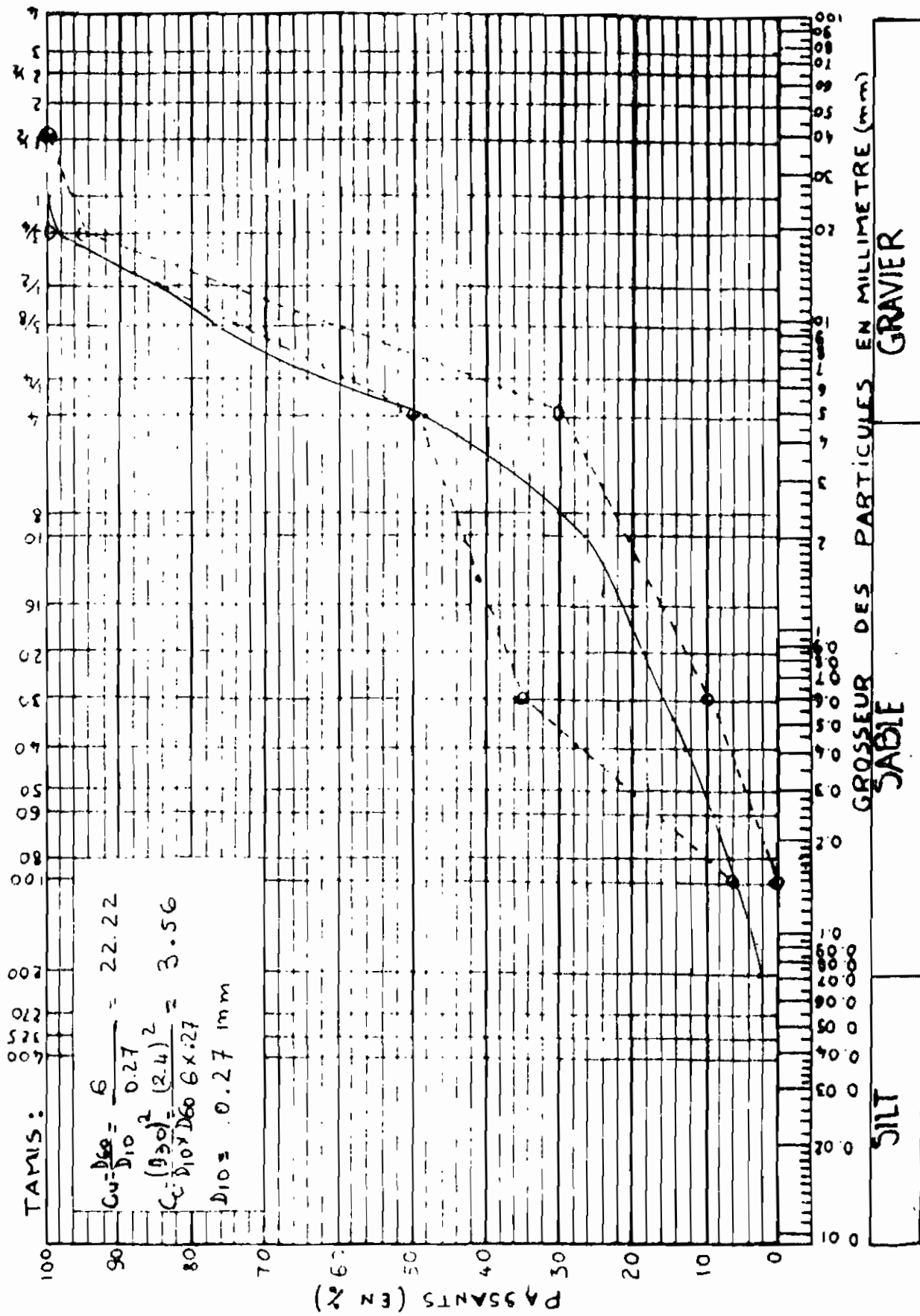


fig 3.6 Courbes contrainte-déformation.

Fig 3.7 COURBE GRANULOMETRIQUE - LATERITE ROUGE DE THIES



• Compression sur cylindres secs :

Les résultats sont représentés sur la figure (3.8) et en annexe au tableau A.22

• Compression sur cylindre saturé d'eau :

Les résultats sont représentés sur la figure (3.9) et en annexe au tableau A.22

• Compression sur briques :

C'est des briques creuses $40 \times 15 \times 20$ cm avec une section nette pressée de 397.5 cm^2 . La charge à la rupture est de 90.1 kN soit une capacité nette de $22,66 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2}$

La densité avant le test de ces briques est de 1.90 gr/cm^3

Il semble que si la laterite rencontre certaines exigences telles que la granulométrie stabilisée, des particules peu friables, on peut s'attendre à une résistance minimale d'environ 15 daN/cm^2 si le compactage est adéquat.

• Essai de tension sur cylindres

L'essai brésilien a été effectué pour déterminer la capacité à la tension des cylindres. Avec une vitesse de chargement de 3 kN/min on obtient une charge à la rupture de $P = 10.4 \text{ kN}$ ce qui nous donne une capacité à

$$\text{la tension } f_t = \frac{2P}{\pi LD} = \frac{2 \times 10.4}{292.5 \pi \times 150} = 0,15 \text{ MPa}$$

La résistance moyenne à la compression des cylindres de laterite rouge stabilisée est de 16.5 daN/cm^2 soit $1,65 \text{ MPa}$.
Donc la capacité à la tension est égale à $9,1\%$ de la

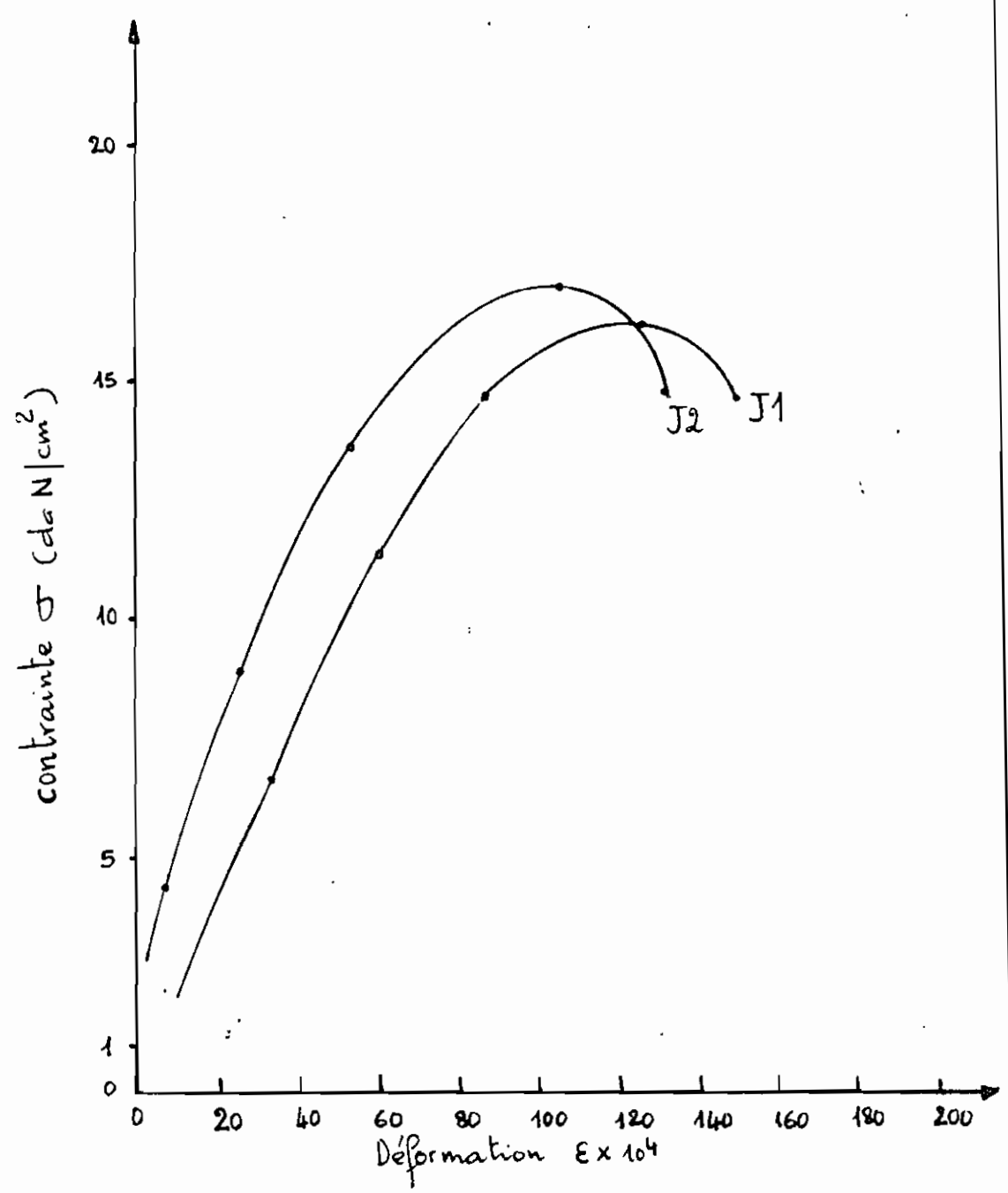


fig 3.8 contrainte-Déformation
Latérite rouge 1982

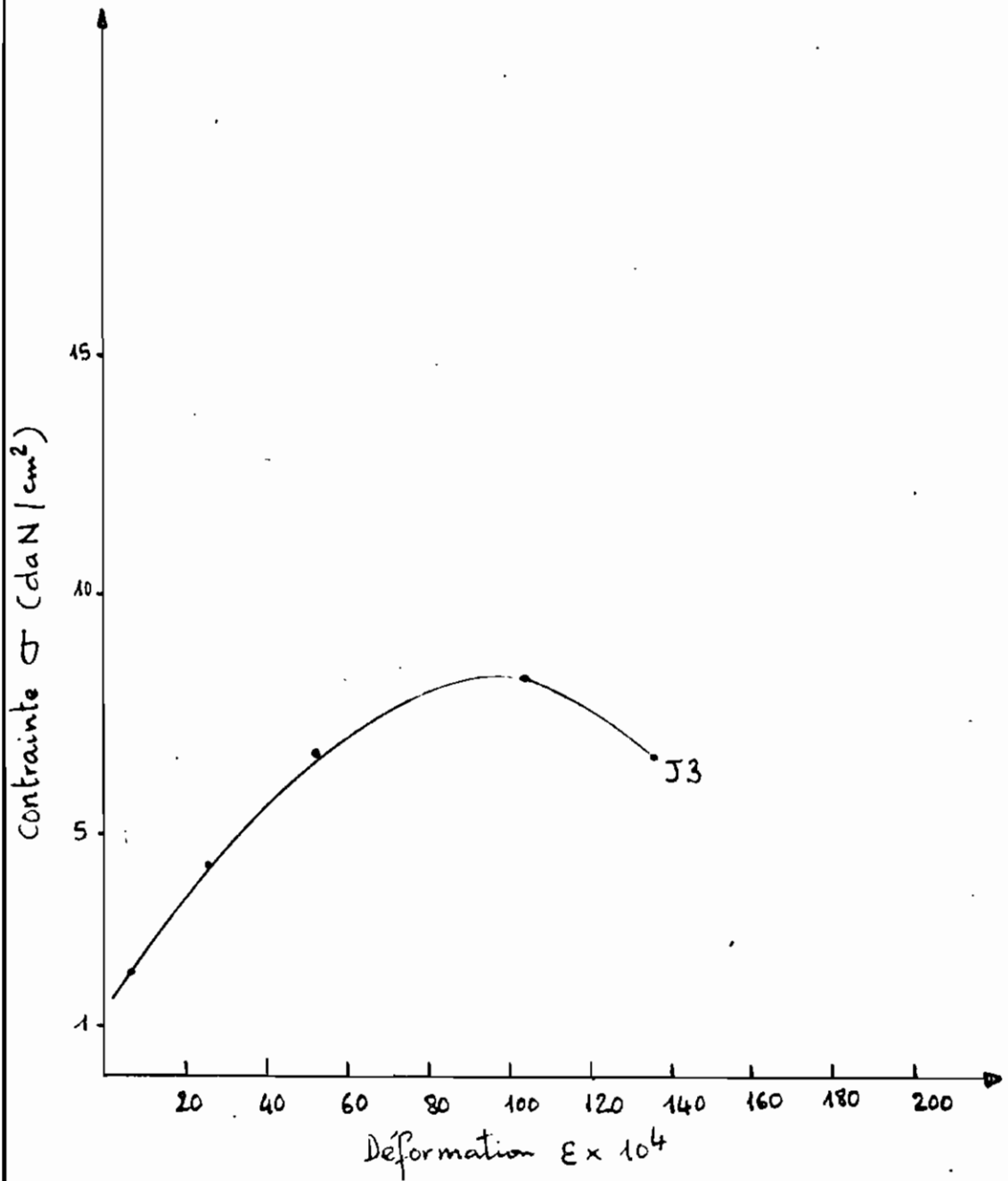


Fig 3.9

Contrainte - déformation
cylindre saturé avant la compression.

capacité à la compression - Pour le béton normal la capacité à la tension est égale à 10% de la capacité à la compression.

• Essai d'érosion :

La procédure est décrite en annexe. L'essai a été effectué pour simuler l'effet de la précipitation sur la latérite stabilisée. Un jet d'une vitesse de 7.43 m/sec est appliqué sur une brique en latérite stabilisée. La pression est de 27.60 KN/m² et la durée du jet est de 33 heures. Un trou de 1.85 mm a été aménagé avant l'application du jet. Après le jet le même trou mesuré donne une profondeur de 1.95 mm soit une augmentation de 0,1 mm.

La latérite stabilisée est très résistante à l'arrosage.

N.B. Un test d'absorption a été effectué à titre d'information sur la latérite brute. Ce test est décrit en annexe. ()

CHAPITRE 4

CHOIX D'UNE FORME DE TOITURE ET ANALYSE

4.1 CHOIX DE LA FORME

4.1.1. Aperçu sur les formes actuelles

Dans les régions qui peuvent tirer profit du projet (monde rural), on distingue deux types d'habitation: l'habitation traditionnelle et l'habitation moderne.

On retrouve divers types d'habitation traditionnelle :

- les habitations des peulhs (houndo) dont les parois et la couverture sont végétales, avec une chape en terre battue.
- les habitations en paille (Négougnakh) très répandues dans les milieux oulof (Kaolack, THIES, Kaffrine). C'est en général une case carrée avec des murs de nattes de tiges de mil. La toiture est de la paille supportée par une charpente en bois de brousse. La chape est soit cimentée soit en terre.
- Les habitations en banco avec couverture végétale dans le delta du fleuve.
- Les habitations en banco avec terrasse en terre qui ont une

apparence un peu plus moderne et qu'on trouve en Casamance au Sénégal Oriental et récemment au Fouta.

Il y a aussi d'autres variantes de ces modèles précités. L'habitation moderne est rectangulaire avec des murs en parpaing de sable-ciment, parfois avec des chaînages bas et haut liés à des poteaux en béton armé - la toiture est en tôles ondulées portées par des poutres en bois importé ou en bois de ronier (matériel local).

En fait l'habitation traditionnelle est plus adaptée au climat mais nécessite un entretien permanent et est confrontée à la raréfaction des matériaux nécessaires à sa confection (raréfaction due à la concentration des populations et à la sécheresse). L'aspect de l'habitation traditionnelle ci-dessus soulevé ouvre la porte à l'invasion de la tôle ondulée, du béton armé et du parpaing de ciment. Aussi cette habitation moderne avec tôles ondulées est considérée dans le milieu rural comme un facteur d'émancipation sociale. Il semble qu'on perd de vue que outre l'aspect coût, ces habitations modernes avec tôles ondulées ne sont pas adaptées au climat sénégalais et sont en général de qualité médiocre et insignifiante du point de vue architectural.

C'est dans ces circonstances qu'on a essayé d'étudier un modèle d'habitation rurale. Cette étude tiendra

Compte des matériaux disponibles, des données climatiques et des aspirations d'un monde assez hésitant du fait des influences contradictoires.

Notre prétention n'est pas de découvrir des formes absolument nouvelles, mais d'adapter les expressions éprouvées à nos conditions et à nos ressources. Outre le souci exprimé ci-dessus, il s'agira pour nous en priorité de favoriser l'investissement humain au détriment de l'investissement en capital.

4.1.2. choix de la forme

Les matériaux importés ayant un coût assez élevé on se propose de ne pas les utiliser ou de réduire leur utilisation au minimum. Dans ce sens on va décider de ne pas armer notre ouvrage. La résistance du béton à la tension étant très faible, on va devoir choisir des formes qui ne travailleront que très peu en tension. Certaines formes s'y prêtent notamment les coupôles, les voûtes etc. La voûte a été expérimentée à Nianing (1). Son adoption a nécessité lors de la réalisation la construction de murs à contreforts. Dans le but de découvrir d'autres horizons et d'éviter la construction de murs à contreforts, nous allons concentrer nos études sur la coupôle. Nous signalons que les voûtes dont nous parlons sont des voûtes cylindriques. Etant donné qu'il s'agit de couverture nous allons

(1) Vers une meilleure utilisation des ressources locales en construction
Bureau régional de l'UNESCO sur l'éducation en Afrique.

adopter le terme dôme. Les dômes ont la forme d'une surface de révolution; On sait qu'une surface de révolution est constituée par la rotation d'une courbe autour d'un axe. A chaque position cette courbe décrit une méridienne. Un dôme peut être classé parmi les coques à courbure positive. La théorie de la membrane peut donc être un outil d'analyse assez élaboré pour le système sauf aux extrémités libres.

4.2. ANALYSE DU DOME

La théorie de la membrane fournit une base raisonnable d'analyse si les conditions suivantes sont remplies (2)

- . Les déplacements dus aux contraintes de membrane ne doivent pas occasionner une flexion appréciable
- . Il n'y a pas de changement brusque dans la distribution des charges
- . Les extrémités doivent permettre les déplacements requis par les contraintes de membrane.

Dans notre procédure d'analyse nous allons dans un premier temps supposer ces conditions satisfaites afin de calculer les contraintes de membrane avec la théorie de la membrane puis rétablir la réalité en faisant recours aux équations de compatibilité de déformations.

(2) Thin shell concrete structures (Billington) page 31.

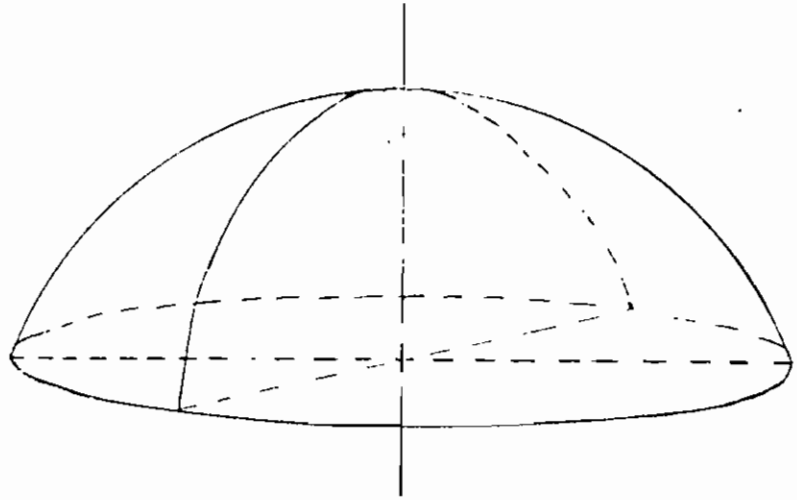


fig 4.1. système structural: dôme

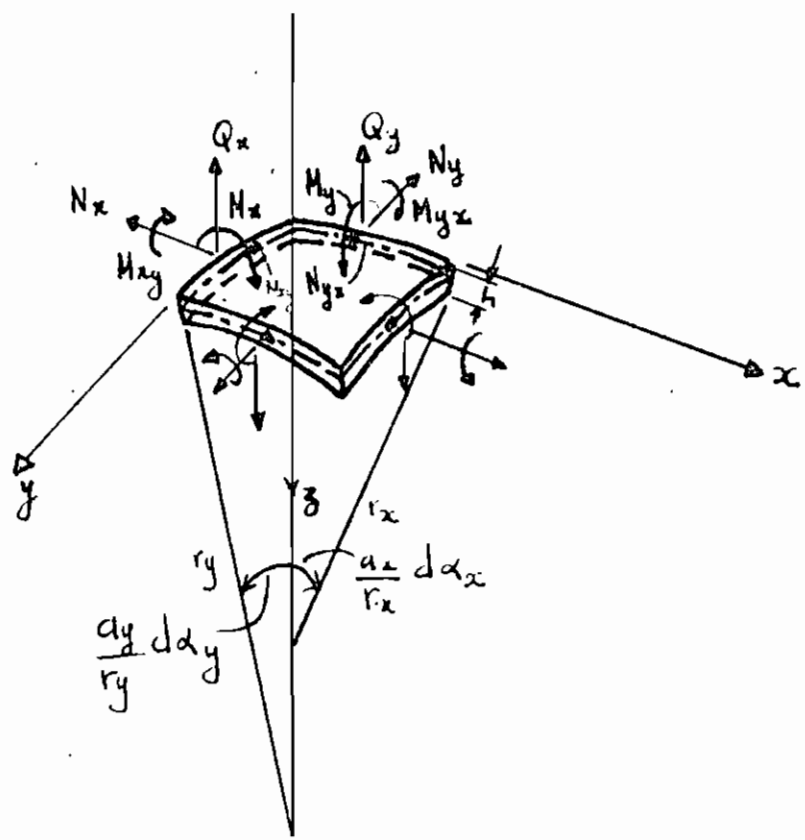


fig 4.2 élément différentiel

L'analyse du dôme par la théorie de la membrane donne les équations suivantes (3)

(3) Thin shell concrete structures. Billington.

$$\frac{\partial(N'_{xy} a_y)}{\partial x} - N'_{xy} \frac{\partial a_y}{\partial x} + N'_{xy} \frac{\partial a_x}{\partial y} + \frac{\partial(N'_{yx} a_x)}{\partial y} + p_x a_x a_y = 0$$

$$\frac{\partial(N'_{yx} a_x)}{\partial y} - N'_{yx} \frac{\partial a_x}{\partial y} + N'_{yx} \frac{\partial a_y}{\partial x} + \frac{\partial(N'_{xy} a_y)}{\partial x} + p_y a_x a_y = 0 \quad (4.1)$$

$$\frac{N'_x}{r_x} + \frac{N'_{xy}}{r_{xy}} + \frac{N'_{yx}}{r_{xy}} + \frac{N'_y}{r_y} + p_z = 0$$

avec $\frac{1}{r_{xy}} = \frac{1}{a_x a_y} \frac{\partial^2 z}{\partial x \partial y}$ r_{xy} est un terme de torsion

(p_x, p_y, p_z) composantes du poids par unité de surface.

En supposant $N_{xy} = N_{yx}$, le système (4.1) contient seulement trois inconnues N'_x , N'_y , $N'_{xy} = N'_{yx}$. Ces inconnues sont appelées les efforts de membrane. Les marques prime ont été mises pour montrer que la résolution du système (4.1) ne donne qu'une approximation des efforts mentionnés sur la figure 4.2

4.2.1 Dômes chargés symétriquement par rapport à

leur axe :

On adopte la convention suivante

$$\alpha_x = \theta \quad a_x = r_0 \quad r_x = r_2 \quad r_0 = r_2 \sin \phi \quad N'_{xy} = N'_{\theta\phi}$$

$$\alpha_y = \phi \quad a_y = r_1 \quad r_y = r_1 \quad N'_x = N'_\theta \quad N'_y = N'_\phi$$

Quand le dôme est chargé symétriquement par rapport à son axe le terme r_{xy} qui exprime la rigidité à la torsion

tend vers l'infini et la résolution du système (4.1) donne les relations suivantes (4)

$$N'_\phi = -\frac{R}{2\pi r_0 \sin \phi} \quad (4.2)$$

$$N'_\theta = \frac{R}{2\pi r_1 \sin^2 \phi} - p_z \frac{r_0}{\sin \phi}$$

avec la notations de la figure suivante

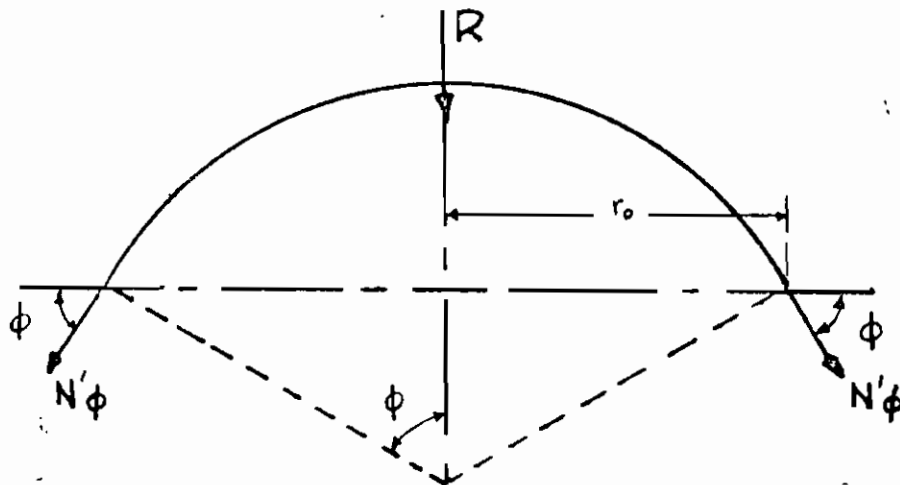


fig 4.3

4.2.2. Dôme sphérique avec charge uniforme

L'épaisseur du dôme qui nous intéresse est constante. Le poids est uniformément réparti. Soit a le rayon du dôme On a $r_1 = r_2 = a$. Soit q le poids propre par unité de surface On a $P_\phi = q \sin \phi$ et $P_z = q \cos \phi$

$$R = 2\pi a^2 q \int_0^\phi \sin \phi \, d\phi = 2\pi a^2 q (1 - \cos \phi)$$

(4) Démonstration en annexe

Si on substitue R dans le système (A.2) On obtient

$$N'_\phi = - \frac{2\pi a^2 q (1 - \cos\phi)}{2\pi r_0 \sin\phi}$$

section 4.2.1 On a $r_0 = r_c \sin\phi$

On multiplie en numérateur et le dénominateur par $(1 + \cos\phi)$

$$\rightarrow N'_\phi = \frac{-2\pi a^2 q (1 - \cos\phi)(1 + \cos\phi)}{2\pi a \sin\phi \times \sin\phi (1 + \cos\phi)} = - \frac{2\pi a^2 q \sin^2\phi}{2\pi a \sin^2\phi (1 + \cos\phi)}$$

$$N'_\phi = - aq \frac{1}{1 + \cos\phi}$$

$$N'_\theta = aq \left(\frac{1}{1 + \cos\phi} - \cos\phi \right) \tag{4.3}$$

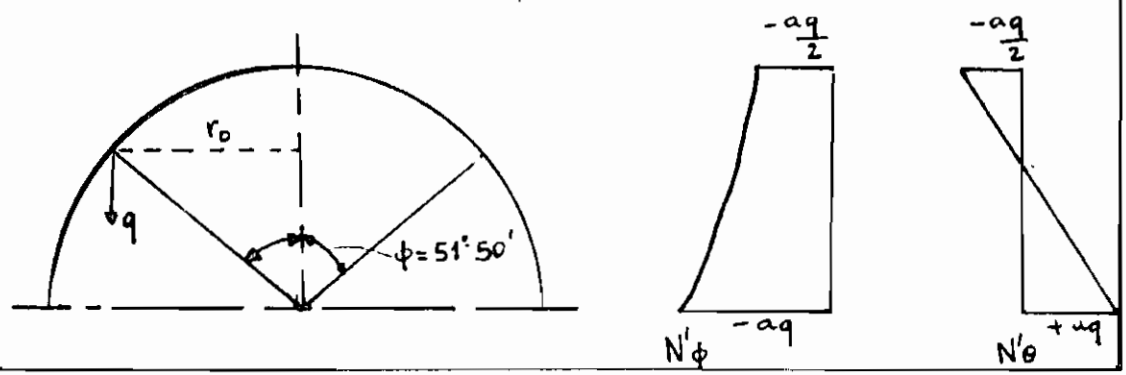
N'_ϕ = effort suivant le méridien (unité de force / unité de longueur)

N'_ϕ est toujours négatif donc la contrainte qui en découle est toujours une compression

N'_θ = effort suivant le cercle parallèle (unité de force / unité de circonférence) - suivant ϕ , N'_θ peut être négatif ou positif.

$$N'_\theta = 0 \iff \frac{1}{1 + \cos\phi} - \cos\phi = 0$$

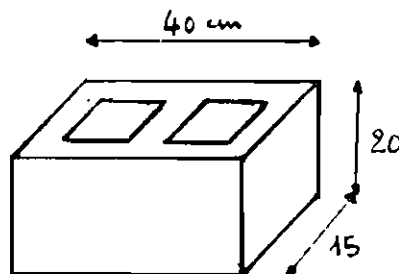
la solution est $\phi = 51^\circ 50'$ - On a les diagrammes suivants



4.2.3 Résultats pour le dôme choisi :

Le dôme choisi est un dôme hémisphérique.

Les cases utilisées en campagne ont généralement des côtés de 3.5 m soit une surface utilisable de 12.25 m^2 . Il est raisonnable quand on fait une construction circulaire de prendre un rayon de 2 m ce qui donne une surface utilisable de 12.56 mètres carrés. La toiture en dôme va être confectionnée avec des briques. Les briques que nous avons confectionnées à cet égard ont des dimensions données par la figure suivante



Les briques ont un poids moyen de 16.5 kg. La surface exposée est égale à $40 \times 20 = 800 \text{ cm}^2 \approx 0.08 \text{ m}^2$. Donc on a $16.5 \text{ kg} / 0.08 \text{ m}^2$ soit 206.25 kg/m^2 . Le poids par unité de surface est

$$q = 202.3 \text{ daN/m}^2$$

• Répartition des efforts sur le dôme : (calculs en annexe)

ϕ	90°	80°	70°	60°	50°
N'_ϕ daN/m	-405	-345	-302	-270	-247
N'_θ daN/m	405	274.5	163.1	67.5	-13.8

Compatibilité de déformation :

La théorie de la membrane ne tient pas compte des déplacements. On peut penser que les efforts trouvés à partir de la théorie de la membrane induisent des déplacements qui sont donnés par les relations suivantes (5) :

$$\Delta_H = \frac{a^2 q}{E h} \left(\frac{1+\nu}{1+\cos \phi} - \cos \phi \right) \sin \phi$$

$$\Delta \phi = + \frac{a q}{E h} (2 + \nu) \sin \phi$$

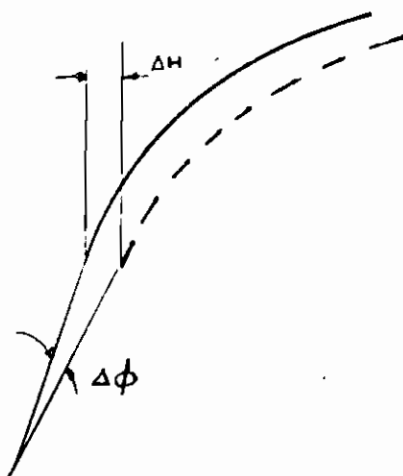
a = rayon du dôme

q = poids par unité de surface

E = module de Young

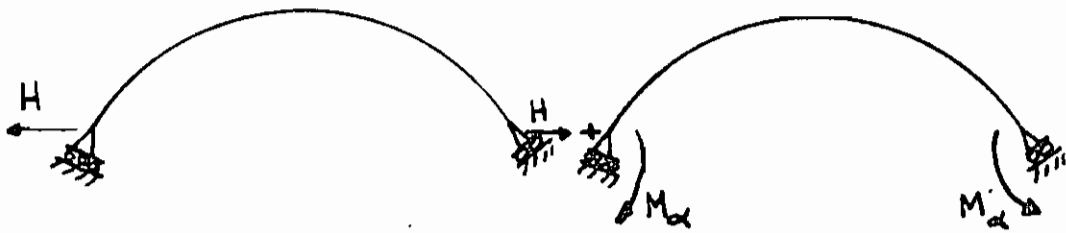
h = épaisseur du dôme

ν = coefficient de Poisson



Aux extrémités du dôme se crée un effet de ceinture. Il y a une flexion et il s'en suit des efforts méridien et annulaire additionnels; on les appellera N_ϕ et N_θ .

Par ailleurs il y a des déplacements qui sont engendrés.
L'effet de cinture peut être représenté par la superposition
suivante



Les effets résultant de cette approche qui considère la flexion
sont (6)

$$\begin{aligned} N_\phi &= -\cot(\alpha - \psi) C e^{-\lambda\psi} \sin(\lambda\psi + \delta) \\ N_\theta &= -\lambda\sqrt{2} C e^{-\lambda\psi} \sin\left(\lambda\psi + \delta - \frac{\pi}{4}\right) \end{aligned} \quad (4.4)$$

le déplacement horizontal et la rotation en résultant sont

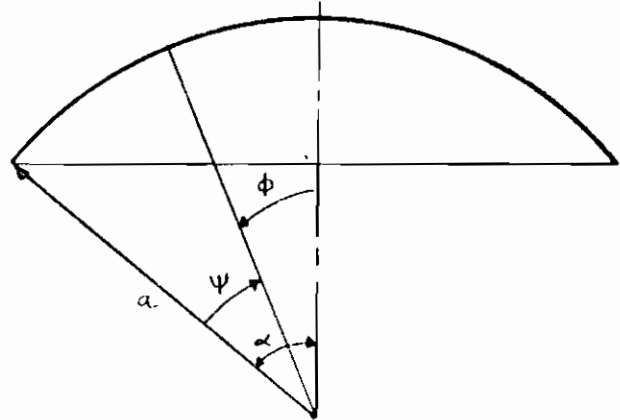
$$\begin{aligned} \Delta_H &= -\frac{a \sin(\alpha - \psi)}{Eh} \left[\lambda\sqrt{2} C e^{-\lambda\psi} \sin\left(\lambda\psi + \delta - \frac{\pi}{4}\right) \right] \\ \Delta_\phi &= +\frac{2\lambda^2}{Eh} C e^{-\lambda\psi} \cos(\lambda\psi + \delta) \end{aligned} \quad (4.5)$$

les moments en résultant sont

$$\begin{aligned} M_\phi &= \frac{a}{\lambda\sqrt{2}} C e^{-\lambda\psi} \sin\left(\lambda\psi + \delta + \frac{\pi}{4}\right) \\ M_\theta &= \nu M_\phi \end{aligned} \quad (4.6)$$

$$\text{où } \lambda^4 = 3(1 - \nu^2) \left(\frac{a}{h}\right)^2$$

les paramètres α, ψ sont donnés par le schéma suivant:



*

Supposons $M_\phi = M_\alpha$ et $N_\phi = 0$

Aux extrémités on a $\psi = 0$

$$N_\phi = N_\alpha = 0 \rightarrow -\cot \alpha C \sin(\lambda \psi + \gamma) = 0$$

$$\rightarrow \gamma = 0$$

$$M_\alpha = \frac{a}{\lambda \sqrt{2}} C \sin\left(\frac{\pi}{4}\right) = \frac{aC}{2\lambda} \rightarrow C = \frac{2M_\alpha \lambda}{a}$$

dans ce cas les déplacements à $\phi = \alpha$ devient

$$\Delta_\alpha = \frac{2\lambda^2}{Eh} \frac{M_\alpha 2\lambda}{a} = \frac{4\lambda^3 M_\alpha}{E a h} \tag{4.7}$$

et

$$\Delta_H = -\frac{a}{Eh} \sin \alpha \frac{\lambda \sqrt{2} 2\lambda M_\alpha}{a} \sin\left(-\frac{\pi}{4}\right) = \frac{2\lambda^2 \sin \alpha}{Eh} M_\alpha$$

*

Par ailleurs supposons $M_\alpha = 0$ $N_\alpha = H \cos \alpha$

$$M_\alpha = 0 \rightarrow \gamma = -\frac{\pi}{4} \text{ à partir de (4.6)}$$

à partir de l'expression de N_ϕ dans (4.4) on a

$$C = \frac{2H \sin \alpha}{\sqrt{2}}$$

les déplacements aux extrémités sont donnés par les relations suivantes

$$\Delta_{\alpha} = \frac{2\lambda^2 \sin \alpha H}{Eh}$$

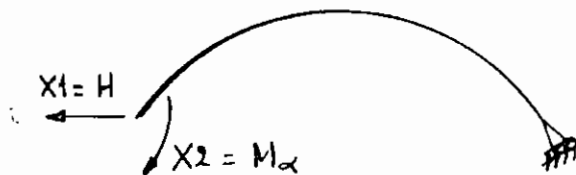
(4.8)

$$\Delta_H = \frac{2ad \sin^2 \alpha H}{Eh}$$

Nous avons présenté ces expressions de déplacement pour utiliser la méthode des forces et trouver les expressions de H et M_{α} qui sont préalables à l'évaluation de N_{ϕ} et N_{θ} dans la démarche que nous avons adoptée.

Utilisation de la méthode des forces:

On a le système suivant



On a la relation suivante

$$\{D_x\} = \{D_{xL}\} + [f]\{X\}$$

D_x = déplacement à l'endroit de X

X = force redondante

f = déplacement dû à une force unitaire

D_{xL} = déplacement dû à la théorie de la membrane.

Dans ce système les seules inconnues seront les redondantes X il y aura autant d'équations que d'inconnues donc le système pourra être résolu.

Exemple de calcul:

On a un dôme hémisphérique $r_1 = r_2 = a = 2 \text{ m}$

$$h = 0.15 \text{ m} \quad r_0 = a \sin \alpha \quad \text{si } \alpha = 90^\circ \quad r_0 = 2$$

Dans la norme canadienne CAN3.A23.3.M77 on nous autorise en son article 17.3.2 à prendre $\nu = 0$

$$q = 202.3 \text{ daN/m}^2$$

On calcule les déplacements induits par la théorie de la membrane - les équations ont été exprimées précédemment

$$\Delta_H = \frac{a^2 q}{E h} \left(\frac{1 + \nu}{1 + \cos \phi} - \cos \phi \right) \sin \phi$$

$$\phi = \alpha = 90^\circ$$

$$\Delta_H = \frac{4 \times 202.3}{0.15 E} \left(\frac{1}{1} - 0 \right) 1 = \frac{5394.67}{E}$$

$$\Delta \phi = \frac{+ a q}{E h} (2 + \nu) \sin \phi$$

$$\phi = \alpha = 90^\circ$$

$$\Delta \alpha = \frac{+ 2 \times 202.3}{0.15 E} (2) \times 1 = \frac{+ 5394.67}{E}$$

On calcule les déplacements dus aux forces X_1 et X_2 quand elles sont unitaires

On note par f_{ij} le déplacement en i dû à j

f_{11} et f_{21} seront calculés à partir du système (H.8)

f_{12} et f_{22} seront calculés à partir du système (H.7) pour

$$M_\alpha = 1$$

$$f_{21} = \frac{2\lambda^2 \sin \alpha}{E h}$$

$$\lambda^2 = \frac{2}{\sqrt{3(1-\nu^2)}} \left(\frac{a}{h}\right)^2 = \frac{2}{\sqrt{3(1)}} \left(\frac{2}{0.15}\right)^2 = 23.0$$

$$f_{21} = \frac{2 \times 23 \times 1}{0.15 E} = \frac{306.67}{E}$$

$$f_{11} = \frac{2\alpha \lambda \sin^2 \alpha}{E h} = \frac{2 \times 2 \times \sqrt{23}}{0.15 E} = \frac{127.9}{E}$$

$$f_{12} = \frac{2\lambda^2 \sin \alpha}{E h} = \frac{306.67}{E}$$

$$f_{22} = \frac{4\lambda^3}{E \alpha h} = \frac{4(\sqrt{23})^3}{2 \times 0.15 \times E} = \frac{1470.7}{E}$$

Equations de compatibilité de déformation $\phi = \alpha = 90^\circ$

$$\sum D_H = 0 = \Delta_H + X_2 f_{12} + X_1 f_{11}$$

$$\sum D_\alpha = 0 = \Delta_\alpha + X_2 f_{22} + X_1 f_{21}$$

$$\text{On a } 306.67(X_2) + 127.9(X_1) = -5394.67$$

$$1470.7(X_2) + 306.67(X_1) = -5394.67$$

La solution de ce système est le couple

$$(X_1, X_2) = (-66.8; 10.25)$$

X_1 est exprimé en daN/m

X_2 est exprimé en daN.m/m

La table (4.1) nous permet de calculer les valeurs de N_ϕ et N_α qui correspondent



		
N_ϕ	$-\sqrt{2} \cot \alpha - 2 \sin \alpha \cdot \sqrt{2} \sin \left(\lambda \phi - \frac{\pi}{4} \right) H$	$-\frac{2\lambda}{a} \cot \alpha - 2 \sin \alpha \cdot \sqrt{2} \sin \left(\lambda \phi \right) M_a$
N_θ	$-2\lambda \sin \alpha \cdot \sqrt{2} \sin \left(\lambda \phi - \frac{\pi}{2} \right) H$	$-\frac{2}{a} \sqrt{2} \lambda^2 \sin \alpha \cdot \sqrt{2} \sin \left(\lambda \phi - \frac{\pi}{4} \right) M_a$
M_ϕ	$\frac{a}{\lambda} \sin \alpha \cdot \sqrt{2} \sin \left(\lambda \phi \right) H$	$\sqrt{2} \cdot \sqrt{2} \sin \alpha \cdot \sqrt{2} \sin \left(\lambda \phi + \frac{\pi}{4} \right) M_a$
Δ_H	$\frac{2a\lambda \sin^2 \alpha}{Eh} H$	$\frac{2\lambda^2 \sin^2 \alpha}{Eh} M_a$
Δ_α	$\frac{2\lambda^2 \sin \alpha}{Eh} H$	$\frac{4\lambda^3 M_a}{Eh}$

Table 4.1 valeurs de N_ϕ , N_θ , M_ϕ , Δ_H , Δ_α

À partir de cette table pour $\phi = \alpha = 90^\circ \rightarrow \psi = 0$

$$N_\phi = 0 \quad \text{et} \quad N_\theta = -404.95 \text{ daN/m}$$

On fait le même genre de calcul pour différents angles ϕ ce qui nous donne la répartition des efforts dus à la flexion

ϕ	90°	80°	70°	60°	50°
N_ϕ daN/m	0	-23.89	-1.93	-109.55	-200.24
N_θ daN/m	-404.95	-167.1	4.4	1.41	-7.19

Effet de la température :

Le changement de volume n'induit aucun effort de membrane. Néanmoins il y a un déplacement latéral qui est donné par (7)

$$\Delta_H = r_0 T \epsilon$$

$$r_0 = a \sin \alpha$$

T = différence de température

ϵ = coefficient de dilatation.

A défaut de données précises sur le coefficient de dilatation de la latitude stabilisée on utilisera le coefficient de dilatation du béton $\epsilon = 9.9 \cdot 10^{-6} / ^\circ C$

Pour la différence de température on prendra l'écart diurne maximum constaté sur des observations de 10 ans au Sénégal (voir tableau A.24 en annexe)

$$T = -21.2^\circ C \text{ (Zambacounda)}$$

$$r_0 = 2 \sin 90^\circ = 2$$

$$\Delta_H = 2 \times (-21.2) \times 9.9 \cdot 10^{-6} = -419.8 \cdot 10^{-6}$$

On multiplie Δ_H par E le module de Young

$$\text{On prend un } E_{\text{moy}} = 2500 \text{ daN/cm}^2 \equiv 25 \cdot 10^6 \text{ daN/m}^2$$

$$E \Delta_H = -419.8 \cdot 10^{-6} \times 25 \cdot 10^6 = -10495$$

A noter que $\Delta_\alpha = 0$

La compatibilité de déformation nous donne la distribution suivante des efforts additionnels dus à la flexion.

ϕ	90°	80°	70°	60°	50°
N_{ϕ} daN/m	0	177.96	723.31	1288.11	-1447.67
N_{θ} daN/m	786.91	709.36	118.85	-112	-117.10

Effet du vent :

L'effet du vent ne sera pas considéré dans la détermination des efforts sollicitants. En fait une ébauche de calcul a été effectuée et nous a donné une pression extérieure provoquée due au vent de $p = 0,612 \cdot 10^2 \text{ daN/cm}^2$. Cette pression ne semble pas pouvoir induire des efforts méridiens ou annulaires consistants. Le vent considéré est un vent de degré 10 suivant l'échelle de Beaufort (7)

Efforts résultants

On superpose les différents effets trouvés -

ϕ	90°	80°	70°	60°	50°
$N_{\phi t}$ daN/m	-405	-190.93	419.38	908.56	-1894.91
$N_{\theta t}$ daN/m	786.91	816.76	286.35	-43.09	-138.09

(7) suivant cette échelle le degré 10 correspond aux manifestations suivantes: arbres déracinés, toitures endommagées, vitesse 28 m/sec; Tiré de Energie éolienne de Désiré Le Gouvière.

On calcule les contraintes c'est à dire on rapporte ces efforts à l'unité de section pour pouvoir les comparer aux capacités de la latérite stabilisée

ϕ	90°	80°	70°	60°	50°
σ_ϕ daN/cm ²	-0.3	-0.13	0.3	0.61	-1.3
σ_θ daN/cm ²	0.52	0.54	0.2	-0.03	-0.092

Le signe moins indique une compression

Le signe plus indique une tension.

Capacité de la latérite stabilisée avec 6% ciment, 16% eau:

- en compression $\sigma_{c_c} = 15 \text{ daN/cm}^2$

- en tension $\sigma_{c_t} = 1.5 \text{ daN/cm}^2$

CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS

Si on fixe un pourcentage de ciment et d'eau les laterites stabilisées présentent différentes capacités suivant la nature du gravier, la granulométrie du sol et le degré de compactage.

Toute chose étant égale par ailleurs plus la granulométrie est étalée plus la résistance est grande.

Par ailleurs la densité joue un rôle très important dans la résistance mécanique; si tous les paramètres sont maintenus constants, la résistance augmente avec la densité. La densité dépend de la granulométrie et du compactage.

Pour la laterite rouge utilisée (granulométrie passablement étalée, gravier relativement durable, compactage adéquat) on a obtenu une résistance moyenne à la compression de 16.5 daN/cm^2 ; la résistance du ciment utilisé est inférieure aux normes (12.3 MPa au lieu de 18 MPa à sept jours). La résistance obtenue dans la phase 2 est en moyenne de 20 daN/cm^2 .

En fait si la laterite a une courbe granulométrique étalée, si le gravier a une durabilité acceptable, si le compactage est suffisant, pour un dosage de 6% de ciment et 16% d'eau, l'on peut s'attendre à une résistance

à la compression au moins égale à 15 daN/cm^2 .

Du point de vue économique l'augmentation de la quantité de ciment n'est pas indiquée pour combler les insuffisances que pourraient introduire une granulométrie non-étalée, un compactage insuffisant ou des graviers peu durables. Avec 10% de ciment et 16% d'eau on obtient une résistance de $20 \text{ daN/cm}^2 \equiv 2 \text{ MPa}$; le rendement est très faible si on le compare au béton normal.

Il semble que comme pour le béton normal, la résistance à la tension est environ 10% de la résistance à la compression de la latérite stabilisée. Cependant le nombre d'essais effectués à ce propos est faible.

Du fait de la redistribution des contraintes la capacité des briques est supérieure à celle des cylindres. On a trouvé une capacité à la compression de 2.2 MPa pour les briques soit 1.33 fois la capacité des cylindres qui était de 1.65 MPa .

La latérite stabilisée est très résistante à l'arrosage. Elle s'érode très peu sous l'action des précipitations simulées au laboratoire par un jet d'eau.

Quand le cylindre de latérite stabilisée est complètement saturé d'eau la résistance à la compression est de 8.3 daN/cm^2 soit une diminution de moitié.

L'analyse de la toiture choisie nous donne

des efforts sollicitants maximum en compression de 1.3 daN/cm^2 et en tension de 0.61 daN/cm^2 . Sa teneur sera confectionnée en briques; La résistance à la compression des briques est de 99 daN/cm^2 ; La résistance à la tension des briques serait de $1.5 \times 1.33 \approx 2 \text{ daN/cm}^2$. Si l'on se base sur les limites en tension on peut dire que le facteur de sécurité Héorique est de 3.3 environ. Cependant si on décide de ne pas mettre de l'enduit sur notre ouvrage, le calcul du facteur de sécurité doit être basé sur la capacité de la latéite stabilisée complètement saturée d'eau.

Notons que le facteur de sécurité traité ci-dessus ne correspond pas le facteur de performance de la latéite stabilisée. Quand il faudra construire avec de la latéite stabilisée il faudra choisir une latéite qui se rapproche le plus possible des critères suivants

- granulométrie étalée
- grains durables
- il faudra appliquer une compactage au Picant.

Dans le cas où le choix est possible nous proposons la latéite rouge ou plus exactement 2.5 Y R 4/8 suivant la charte de Munnell.

Du fait des résultats aux sollicitations obtenus avec la simulation de la précipitation et l'absorption par tension capillaire nous proposons une étude sur la perméabilité

afin de conclure sur la nécessité d'un enduit en mortier de sable-ciment.

Parallèlement on peut effectuer des essais de changement en grande nature pour déterminer le coefficient de sécurité effectif.

Par ailleurs il serait intéressant d'étudier le confort thermique et phonique de l'ouvrage qu'on voudra construire en latérite stabilisée.

Pour la construction de la capote les deux méthodes que nous avons retenues sont les suivantes :

- Utilisation d'un amas de sable comme gabarit
- Utilisation d'un coffrage standard réutilisable.

NB. En comprimant des cylindres qui ont eu un temps de cure prolongé on a noté une baisse sensible de résistance voir annexe tableau A.25 et fig A1 et A2. Il serait peut-être intéressant de voir si cela se confirme ; le temps de cure était de 118 jours -

ANNEXES

LISTE DES TABLEAUX EN ANNEXE

Tableau A.1	Essai de compactage - - - - -	86
Tableau A.2	Limites de consistance d'Atterberg - - -	88
Tableau A.3	Fuseau granulometrique admissible - - -	90
Tableau A.4	Granulometrie laterite brune brute - - -	91
Tableau A.5	Granulometrie ameliorée de la laterite brune -	92
Tableau A.6	Granulometrie lateute ; - - - - -	93
Tableau A.7	Granulometrie laterite rouge recueillie dans la phase 3 - - - - -	94
Tableau A.8	Effet du compactage sur la granulometrie de la laterite de phase 2 (granulometrie avant compactage) - - - - -	95
Tableau A.9	Effet du compactage sur la granulometrie de la laterite de la phase 2 (granulometrie apres compactage) - - - - -	95
Tableau A.10	Effet du compactage sur la granulometrie de la laterite brune brute (granulometrie avant compactage) - - - - -	96
Tableau A.11	Effet du compactage sur la granulometrie de la laterite brune brute (granulometrie apres compactage) - - - - -	96
Tableau A.12	Effet de l'eau sur la granulometrie de la laterite de la phase 2 (granulometrie avant le sejour dans l'eau) - - - - -	97
Tableau A.13	Effet de l'eau sur la granulometrie de la laterite de la phase 2 (granulometrie apres le sejour dans l'eau) - - - - -	97
Tableau A.14	Effet de l'eau sur la granulometrie de la laterite brune brute (granulometrie avant le sejour dans l'eau) - - - - -	98

Tableau A15	Effet de l'eau sur la granulométrie de la laterite brune brute (granulométrie après le séjour dans l'eau) — — — —	98
Tableau A16	Classification Unifiée de E. Unis adaptés aux laterites — — — —	99
Tableau A17	Contrainte de déformation (6% de ciment et 16% d'eau) laterite brune brute — — — —	101
Tableau A18	Contrainte de déformation (7% de ciment et 16% d'eau) laterite brune brute — — — —	103
Tableau A19	Contrainte de déformation (8% de ciment et 16% d'eau) laterite brune brute — — — —	104
Tableau A20	Contrainte de déformation (10% de ciment et 16% d'eau) laterite brune brute — — — —	105
Tableau A21	Contrainte de déformation (6% ciment et 16% d'eau) laterite brune avec granulométrie améliorée — — — —	106
Tableau A22	Contrainte - déformation (6% de ciment et 16% d'eau) laterite rouge — — — —	107
Tableau A23	Densité sèche avant test des échantillons — — — —	108
Tableau A24	Températures maximales et minimales (valeurs sur 10 ans) — — — —	110
Tableau A25	Contrainte de déformation (6% de ciment et 16% d'eau) laterite brune brute) — — — —	111
Tableau A26	Résultats de l'essai d'E.S. sur l'échantillon naturel — — — —	116
Tableau A27	Résultats de l'essai d'E.S. sur l'échantillon séché — — — —	116
Tableau A28	Résultats de l'essai Los Angeles — — — —	118
Tableau A29	Résultats de l'essai d'absorption — — — —	121
Tableau A30	hauteurs moyennes mensuelles des précipitations — — — —	124

Tableau A 31	Nombre de jours de precipitations	125
Tableau A 32	Caracteristiques des gouttes de pluie	126
Tableau A 33	Vitesses du vent (moyenne entre 1961 - 1965)	127

TABLEAU A.1 - ESSAI DE COMPACTAGE

ESSAI EFFECTUE AVEC SPEEDY MAISTURE

caractéristiques de l'essai

ASTM D1557 Proctor modifié (méthode D)

. marteau 4.5 kg - 45.7 cm de chute

. moule CBR - R = 12.7 cm
 d = 15.24 cm
 v = 2124 cm³

. granulat de diamètre < 19 mm

5 couches - 56 coups

MASSE VOLUMIQUE

% d'eau ajoutée		8.90	10.75	12.85	17.46	20.43
	W _T + T _{gr}	9756	9922	10118	10098	9993
	T _{gr}	5526	5526	5526	5526	5526
	W _T gr	4230	4396	4592	4572	4467
	P _{gr/cm³}	1.991	2.069	2.161	2.152	2.103
	P _d gr/cm ³	1.800	1.835	1.881	1.801	1.717

TENEUR EN EAU

capsule No		1	2	3	4	5
	W _T + T _{gr}	545.07	570.04	675.51	660.68	671.26
	W _s + T _{gr}	497.02	511.45	595.30	561.79	557.99
	W _w gr	48.05	58.39	80.21	98.89	113.27
	Tare gr	55.79	53.77	55.40	53.68	52.92
	W _s gr	441.23	457.68	539.90	508.11	505.07
	W %	10.90	12.75	14.85	19.46	22.43

EXEMPLE DE CALCUL : essai proctor

87

On fait les calculs sur l'échantillon N° 1

$$\begin{aligned} \% \text{ d'eau ajoutée} &= 8.9 \rightarrow W_T + T = 9756 \text{ gr} \\ T &= 5526 \text{ gr} \\ V &= 2124 \text{ cm}^3 \end{aligned}$$

Capsule n° 1

$$\begin{aligned} \rightarrow W_T + T &= 547,07 \text{ gr} \\ W_S + T &= 497,02 \text{ gr} \\ T &= 55,79 \text{ gr} \end{aligned}$$

Calculs

. Poids de l'eau :

$$W_w = (W_T + T) - (W_S + T) = 547,07 - 497,02 = 48,05 \text{ gr}$$

. Poids du sol sec :

$$W_s = (W_S + T) - T = 497,02 - 55,79 = 441,23 \text{ gr}$$

. Teneur en eau :

$$W\% = \frac{W_w}{W_s} \times 100 = \frac{48,05}{441,23} \times 100 = 10,90$$

Masse volumique :

. Poids de l'échantillon compacté

$$W_T = (W_T + T) - T = 9756 - 5526 = 4230 \text{ gr}$$

. Densité humide

$$\rho = \frac{W_T}{V} = \frac{4230}{2124} = 1,991 \text{ gr/cm}^3$$

. Densité sèche

$$\rho_d = \frac{\rho}{1 + \frac{W}{100}} = \frac{1,991}{1 + \frac{10,90}{100}} = 1,80 \text{ gr/cm}^3$$

TABLEAU A.2 LIMITES DE CONSISTANCE D'ATTERBERG

capsule n°	Liquidité. Limite w_L				Limite de Plasticité W_P	
	1	2	3	4	5	6
$W_T + \text{Tare}$ gr	46.15	37.67	42.44	44.40	23.00	23.92
$W_s + \text{Tare}$ gr	39.54	32.67	36.16	36.87	22.60	23.48
W_w gr	6.61	5.0	6.28	7.53	0.40	0.44
Tare gr	22.48	21.80	21.23	22.26	21.04	21.59
W_s gr	17.06	10.87	14.93	14.61	1.56	1.89
W_w %	38.75	46.00	42.06	51.54	25.64	23.28
Nbre de choix	45	20	32	13		

EXEMPLE DE CALCUL : Limites d'Atterberg

On va faire les calculs avec l'échantillon n° 1

Données

- capsule n° 1
- $W_T + Tare = 46.15 \text{ gr}$ ($W_T = \text{poids humide}$)
 - $W_S + Tare = 39.54 \text{ gr}$ ($W_S = \text{poids sec}$)
 - $Tare = 22.48 \text{ gr}$

Calculs

• Poids de l'eau dans l'échantillon

$$W_w = (W_T + Tare) - (W_S + Tare) = 46.15 - 39.54 = 6.61 \text{ gr}$$

• Poids de l'échantillon sec

$$W_s = (W_S + Tare) - Tare = 39.54 - 22.48 = 17.06 \text{ gr}$$

• Teneur en eau de l'échantillon

$$W \% = \frac{W_w}{W_s} \times 100 = \frac{6.61}{17.06} \times 100 = 38.75$$

- On trace une courbe nombre de chocs versus teneur en eau. La limite de liquidité est égale à la teneur en eau correspondant à 25 chocs.
- La limite de plasticité est la teneur en eau correspondant à la moyenne des deux teneurs en eau trouvées pour l'échantillon 5 et pour l'échantillon 6.
- L'indice de plasticité est la différence entre la limite de liquidité et la limite de plasticité.

FUSEAU GRANULOMETRIQUE ADMISSIBLE

Diametre des tamis B. 6.		Pourcentage de Poids passant les tamis B. 5	
		Agregat max: 38.1 mm (1 1/2 in)	Agregat max: 16.0 mm (3/4 in)
76.2 mm	3 in	100	—
38.1 mm	1 1/2 in	95 - 100	100
19.0 mm	3/4 in	45 - 75	95 - 100
4.76 mm	3/16 in	25 - 45	30 - 50
600 µm	25 in	8 - 30	10 - 35
150 µm	100 in	0 - 6	0,6

TABLEAU A.3

fuseau granulometrique de tous les
agregats (All-in Aggregates) (B.S. 882:1965)

TABLEAU 4 ANALYSE GRANULOMETRIQUE
LATERITE BRUNE BRUTE

TAMISAGE A SEC	Poids total de laterite: 4.495 gr	TAMIS	Diam	Poids	%	%	
		N°	D	Retenu	Retenu	Passant	
			(mm)				
		3/4		118.00	2.63	97.37	
		3/8		844.00	21.40	78.60	
		4		1318.00	50.75	49.25	
		8		1343.00	80.60	19.40	
		16		431.00	90.20	9.80	
		30		138.00	93.30	6.70	
		50		98	95.50	4.50	
100		73	97.10	2.90			
Passant 100		131	100.00	0			

GRANULOMETRIE AMELIOREE
DE LA LATERITE BRUNE

TABLEAU A.5

TAMISAGE A SEC	Poids total de laterite : 45.035 kg	TAMIS N°	Diam D (mm)	Poids Retenu (Kgr)	% Retenu	% Passent
		1/2		6.03	13.33	86.67
		3/8		5.175	24.88	75.12
		4		11.500	50.42	49.58
		10		8.45	69.18	30.82
		20		3.75	77.51	22.49
		40		3.15	84.50	15.50
		60		2.03	89.00	11.00
		140		2.80	95.23	4.77
		200		1.40	98.33	1.67
Passant 200		0.75	100.00	0		

TABLEAU A.6 ANALYSE GRANULOMETRIQUE
LATERITE DE LA PHASE 2

TAMISAGE A SEC	Poids total de laterite: 10668 gr	TAMIS	Diam D (mm)	Poids Retenu <small>(en grammes)</small>	% Retenu	% Passant
		1.5		0	0	100.0
		1		78	0.7	99.3
		3/4		708	6.6	93.4
		3/8		3363	31.5	68.5
		4		5734	53.7	46.3
		10		7555	70.8	29.2
		20		8411	76.0	24.0
		40		8493	79.6	20.4
		60		8808	82.6	17.4
		140		9423	88.3	11.7
		200		9530	89.4	10.6

TABLEAU A.7 ANALYSE GRANULOMETRIQUE

LATERITE ROUGE RECUEILLIE Dans la phase 3

TAMISAGE A SEC	Poids total de laterite 9212.34 gr	TAMIS N°	Diam Ø (mm)	Poids Retenu (gr)	% Retenu	% Passant
		1		0	0	100
		3/4		172	1.86	98.14
		1/2		1151.97	14.37	85.63
		3/8		730.01	22.30	77.70
		4		2673.24	51.31	48.39
		10		2050.24	73.57	26.43
		20		710.54	81.61	18.39
		40		515.92	87.21	12.79
		60		338.32	90.88	9.12
		100		260.65	93.71	6.29
		200		342.37	97.43	2.57
-		237.08	100	0		

EFFET DU COMPACTAGE SUR LA GRANULOMETRIE
LATERITE de la phase 2

GRANULOMETRIE AYANT COMPACTAGE

TABLEAU A.8

TAMISAGE	DATE:	TAMIS	DIAM	Poids	%	%
		N°	D mm	Retenu gr	Retenu	Passant
		3/4		86.5	5.94	94.06
		3/8		435	28.10	71.90
	Poids total :	4		541	55.67	44.33
	1962.5	10		639	99.23	11.77
		20		142	95.46	4.54
		40		29	96.94	3.06
		60		17	97.81	2.19
		200		13	100	0

GRANULOMETRIE APRES COMPACTAGE

TABLEAU A.9

TAMISAGE	DATE:	TAMIS	DIAM	Poids	%	%
		N°	D mm	Retenu gr	Retenu	Passant
		3/4		93.5	5.17	94.83
		3/8		386	26.53	73.47
	Poids total :	4		518	55.19	44.81
	1807.5 gr	10		582	97.59	12.61
		20		132	94.69	5.31
		40		40	96.90	3.10
		60		18	97.90	2.10
		200		38	100	0

Poids du passant 200 :

$$1962.5 - 1807.5 = 155 \text{ gr}$$

Pourcentage du passant 200 sur le poids initial

$$\frac{155}{1962.5} = 07.90 \%$$

EFFET DU COMPACTAGE SUR LA GRANULOMETRIE
LATERITE BRUNE BRUTE

GRANULOMETRIE AVANT COMPACTAGE

TABLEAU A.10

TAMISAGE	DATE:	TAMIS N°	DIAM. Ø mm	Poids Retenu gr	% Retenu	% Passant
	Poids total 1961 gr	3/4		115	5.86	94.14
		3/8		435	28.85	71.15
		4		541	55.63	44.37
		10		639	88.22	11.78
		20		142	95.46	4.54
		40		29	96.94	3.06
		60		17	97.81	2.19
		200		43	100.00	0

GRANULOMETRIE APRES COMPACTAGE

TABLEAU A.11

TAMISAGE	DATE	TAMIS N°	DIAM. Ø mm	Poids Retenu gr	% Retenu	% Passant
	Poids Total 1696.5 gr	3/4		95	5.60	94.40
		3/8		330	25.05	74.95
		4		469.5	52.73	47.27
		10		470.5	86.35	13.65
		20		114.5	93.10	6.90
		40		39.0	95.40	4.60
		60		18.0	96.46	3.54
		200		60	100	0

Poids passant le tamis 200 :

$$1961 - 1696.5 = 264.5 \text{ gr}$$

pourcentage du passant 200 sur le poids initial :

$$\frac{264.5}{1961} = 13.49\%$$

EFFET D'UN SEJOUR DE 24 HEURES DANS L'EAU

SUR LA GRANULOMETRIE de la LATERITE

de la phase 2

Tableau A.12

GRANULOMETRIE AVANT LE SEJOUR DANS L'EAU

TAMISAGE A SEC	Poids total de la laterite:	TAMIS	Diam	Poids	%	%
		N°	Ø (mm)	Retenu (g)	Retenu	Passant
		3/4		61.3	7.48	92.52
		3/8		200	30.76	69.24
		4		2.80	63.34	36.66
		10		230	90.11	9.89
		20		25	93.02	6.97
		40		20	95.34	4.66
		60		15	97.71	2.29
200		25	100	0.00		

GRANULOMETRIE APRES LE SEJOUR DANS L'EAU

Tableau A.13

ET SECHAGE DANS L'ETUVE

TAMISAGE A SEC	Poids total de la laterite:	TAMIS	Diam	Poids	%	%
		N°	Ø (mm)	Retenu	Retenu	Passant
		3/4		68	7.68	92.3
		3/8		203.25	30.6	69.4
		1/4		193.25	52.5	47.5
		8		304.44	86.8	13.2
		16		46.54	92.1	7.9
		30		188.5	94.3	5.7
		50		188.5	96.3	3.7
		100		13.67	97.8	2.2
200		10.91	99.1	0.9		
-		9.40	100	0.00		

EFFET D'UN SEJOUR DE 24 HEURES DANS L'EAU
SUR LA GRANULOMETRIE de la LATERITE
BRUNE BRUTE

Tableau A.14

GRANULOMETRIE AVANT LE SEJOUR DANS L'EAU

TAMISAGE A SEC	Poids total de la laterite.	TAMIS N°	DIAM D (mm)	Poids Retenu (g)	% Retenu	% Passant
		3/4		63	7.34	92.66
3/8		200	30.65	69.35		
4		280	63.25	36.71		
10		230	90.09	89.91		
20		25	93.01	6.99		
40		20	95.34	4.66		
60		15	97.71	2.29		
200		25	100	0.00		

Tableau A.15

GRANULOMETRIE APRES LE SEJOUR DANS L'EAU

ET SECHAGE DANS L'ETUYE a 110°C

TAMISAGE A SEC	Poids total de la laterite :	TAMIS N°	DIAM D (mm)	Poids Retenu	% Retenu	% Passant
		3/4	19	62.28	5.30	94.70
3/8		9.5	189.96	21.50	78.50	
1/4		6.3	268.32	44.30	55.70	
8		2.36	185.98	60.20	39.80	
16		1.18	60.31	65.58	34.42	
30		0.6	13.35	66.40	33.60	
60		0.3	23.67	68.30	31.70	
100		0.15	191.94	84.70	15.30	
200		0.075	72.67	90.50	9.50	
-			10610	100.0	0.00	

TABLEAU A.16

**CLASSIFICATION UNIFIEE
DES ETATS UNIS ADAPTEE
AUX LATÉRITES**

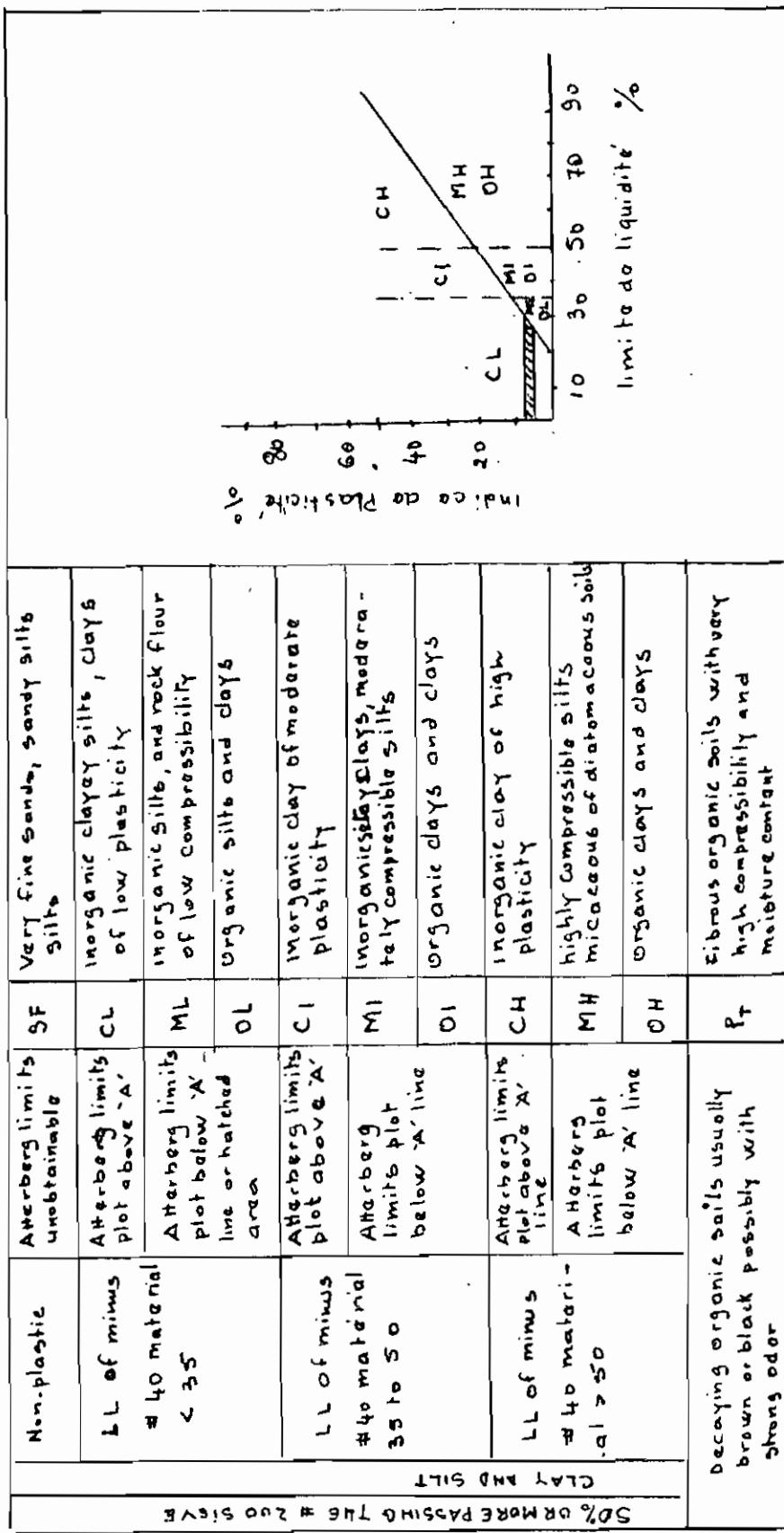
CLASSIFICATIONS TO BE MADE ON ALL SOIL MATERIALS		Soundness classification to be made on aggregates		
ROCK	Gravel or rock greater than 8 inches	Boulder		
	Gravel or rock between 3 and 8 inches	Cobble		
GRAVEL	Gravel or rock smaller than 3" in which the majority of material retained on the #200 sieve is also retained on the #4 sieve	GW GP GW/- GP/- GM/- GC/-	Perform the California Coarse Durability test on the natural material. Add symbol (1) for use symbol (1) (2) for use symbol (2) (3) for use symbol (3) (4) for use symbol (4) (5) for use symbol (5) (6) for use symbol (6) (7) for use symbol (7) (8) for use symbol (8) (9) for use symbol (9) (10) for use symbol (10)	
	SAND	Well graded sands with very few fines	SW	Perform the California Fines Durability test on the natural material as used in grading of the material or as used in grading of the material. Add symbol (1) for use symbol (1) (2) for use symbol (2) (3) for use symbol (3) (4) for use symbol (4) (5) for use symbol (5) (6) for use symbol (6) (7) for use symbol (7) (8) for use symbol (8) (9) for use symbol (9) (10) for use symbol (10)
		Poorly graded sands with very few fines	SP	
	GRAVEL	Well graded gravels with silts or clay fines	GW/- GP/-	Classify as for material as for clay and silt. Add the appropriate symbol in the location indicated by dashes; i.e., GW/CL or GC/CL
		Poorly graded gravels with silts or clay fines	GM/- GC/-	
	SAND	Well graded sands with clay or silt fines	SW/- SP/-	Classify as for material as for clay and silt below. Add the appropriate symbol in the location indicated by dashes; i.e., SP/ML or SMH
		Poorly graded sands with clay or silt fines	SM/- SC/-	

$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$ $C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}}$ D_{10} , etc. means the diameter of particles corresponding to the 10% passing point on the plot of grain size versus percent passing

xx California State Highway Department, Materials Division, Sacramento, California, Test Procedure 229

Dc = Coarse durability for gravels
 Df = Fine durability for sands
 Ec = Coefficient of curvature
 Cu = Coefficient of uniformity

TABLEAU A.16 (Suite)



Non-plastic	Aterberg limits unobtainable	SF	Very fine sands, sandy silts
LL of minus #40 material < 35	Aterberg limits plot above 'A' line or hatched area	CL	Inorganic clayey silts, clays of low plasticity
LL of minus #40 material 35 to 50	Aterberg limits plot above 'A' line	ML	Inorganic silts, and rock flour of low compressibility
LL of minus #40 material > 50	Aterberg limits plot below 'A' line	OL	Organic silts and clays
	Aterberg limits plot above 'A' line	CI	Inorganic clay of moderate plasticity
	Aterberg limits plot below 'A' line	MI	Inorganic clay, moderately compressible silts
	Aterberg limits plot above 'A' line	OI	Organic clays and clays
	Aterberg limits plot below 'A' line	CH	Inorganic clay of high plasticity
	Aterberg limits plot below 'A' line	MH	Highly compressible silts, micaceous or diatomaceous soils
		OH	Organic clays and clays
	Decaying organic soils usually brown or black possibly with strong odor	Pt	Fibrous organic soils with very high compressibility and moisture content

50% OR MORE PASSING THE # 200 SIEVE

CLAY AND SILT

TABLEAU A.17Contrainte - Déformation

Essais de compression sur cylindres standards (béton)

Taux de chargement = 800 daN/min \Rightarrow .45 MPa/min

6% de CIMENT

16% d'EAU

Section : 176.7 cm²

hauteur, 29.25 cm

cure : 28 jours

E1		E2		E3		E4		E5	
σ	ϵ	σ	ϵ	σ	ϵ	σ	ϵ	σ	ϵ
daN/cm ² $\times 10^4$		daN/cm ² $\times 10^4$		daN/cm ² $\times 10^4$		daN/cm ² $\times 10^4$		daN/cm ² $\times 10^4$	
0.06	0	1.13	2.94	1.13	1.1	1.13	0.4	1.13	1.3
1.13	1.33	2.26	4.14	2.26	1.9	2.26	1.1	2.26	2.63
2.26	2.87	3.40	5.3	3.40	3.0	3.40	2.0	3.40	3.6
3.40	4.96	4.53	6.5	4.53	4.14	4.53	3.25	4.53	4.96
4.53	6.67	5.7	7.7	5.7	5.5	5.49	6.32	5.7	7.5
5.7	8.27	6.79	9.1	6.79	7.4	4.53	7.9	6.0	11.0
6.79	11.18	7.9	10.8	7.24	10.2				
7.02	14.19	8.6	14.6	6.79	11.4				
5.7	17.57	7.9	16.10	5.7	14.0				

EXEMPLE DE CALCUL (contrainte-déformation) ¹⁰²

Les essais sont réalisés avec une presse Tinius OLSEN,
Super "L" PT, Willow Grove PA . USA.

Les charges sont lues en KN et les déformations en mm

La section d'un cylindre standard est $176,7 \text{ cm}^2$

la hauteur d'un cylindre standard est $292,5 \text{ mm} \equiv 2,925 \text{ dm}$

la contrainte est calculée de la façon suivante

$$\sigma (\text{daN/cm}^2) = \frac{\text{charge (daN)}}{\text{section (cm}^2)}$$

La déformation unitaire est calculée de la façon suivante

$$\epsilon (10^4) = \frac{\text{déformation} \cdot (10^2 \text{ mm})}{\text{hauteur (dm)}}$$

le taux de chargement utilisé est de 5% par minute de
l'échelle utilisée. l'échelle utilisée est celle de 160 KN

$$160 \text{ KN} \times 5\% / \text{min} = 8 \text{ KN/min} \equiv 800 \text{ daN/min}$$

la section des éprouvettes étant de 17670 mm^2 , le taux
de chargement exprimé en MPa/min est

$$\frac{8000 \text{ N/min}}{17670 \text{ mm}^2} = 0,45 \text{ MPa/min}$$

TABLEAU A.18 : Contrainte - Déformation

Essais de compression sur cylindres standards (béton)

Taux de chargement = 800 daN/min \rightarrow 0,45 MPa/min

7% de ciment

16% d'eau

Section : 176,7 cm²

hauteur : 29,25 cm

Cure : 90 jours

F1		F2		F3	
σ daN/cm ²	ϵ $\times 10^4$	σ daN/cm ²	ϵ $\times 10^4$	σ daN/cm ²	ϵ $\times 10^4$
1.13	9.57	1.13	15.73	0.45	0
2.26	27.00	2.26	21.54	1.13	3.42
3.40	54.7	3.40	30.09	2.26	10.26
4.53	83.76	4.53	42.39	3.40	20.51
4.87	114.53	5.32	78.63	4.53	41.02
3.96	141.88	4.53	95.38	4.75	64.96

TABLEAU A.21 Contrainte - Déformation

Essais de compression sur cylindres standards (béton)

Taux de chargement = 800 daN/min \rightarrow 0,45 MPa/min

6% ciment
16% d'eau

H1		H2		H3		H4	
σ daN/cm ²	ϵ $\times 10^4$	σ daN/cm ²	ϵ $\times 10^4$	σ daN/cm ²	ϵ $\times 10^4$	σ daN/cm ²	ϵ $\times 10^4$
0.39	0.00	0.57	0.00	2.15	0.00	0.96	0.00
1.13	3.41	1.13	2.39	3.40	2.39	2.26	5.13
2.26	10.94	2.26	7.52	4.53	8.55	3.40	17.09
3.40	23.25	3.40	15.38	5.66	15.38	4.53	29.66
4.53	34.87	4.53	23.93	6.79	25.98	5.66	41.02
5.66	47.86	5.66	37.61	7.92	30.09	6.79	52.99
6.79	59.83	6.79	45.13	9.05	37.61	7.92	63.59
7.92	72.48	7.92	56.75	10.19	44.44	9.05	75.21
9.05	84.79	9.05	68.38	11.32	53.33	10.19	86.84
10.19	97.78	10.19	80.34	12.45	62.22	11.32	99.14
11.32	112.82	11.32	95.73	13.58	71.11	12.45	111.45
12.45	143.59	12.45	113.50	14.71	83.08	13.58	130.94
11.32	177.78	13.13	147.00	15.85	102.56	14.04	157.26
		12.45	164.1	15.96	116.24	12.45	181.20
				14.71	116.92		

Section: 176.7 cm²

Hauteur: 29.25 cm

Cure : 28 jours

TABLEAU A.22 CONTRAINTE-DEFORMATION

ESSAI DE COMPRESSION SUR cylindres standards (béton)
taux de chargement

Laterite rouge 1982
6% ciment
16% d'eau

J1		J2	
σ daN/cm ²	ϵ x 10 ⁴	σ daN/cm ²	ϵ x 10 ⁴
0.28	0	0.68	0
1.13	2	1.13	0.3
2.26	6.8	2.26	1.4
3.4	10.6	3.4	2.7
4.5	16.4	4.5	6.1
5.6	23.6	5.6	9.9
6.8	33.16	6.8	14.7
7.9	41.0	7.9	19.8
9.0	47.2	9.0	25.6
10.2	53.3	10.2	31.8
11.3	61.2	11.3	37.9
12.4	69.0	12.4	45.1
13.6	77.6	13.6	53.3
14.7	87.5	14.7	63.2
15.8	106.0	15.8	75.9
16.2	127.9	17.0	107.7
15.8	135.0	15.8	117.9
14.7	150.4	14.7	128.2

Echantillon saturé d'eau avant
la compression J3

σ daN/cm ²	ϵ x 10 ⁴
1.0	0
2.26	6.8
3.4	15.4
4.5	25.6
5.6	38.6
6.8	52.6
7.9	71.8
8.3	104.3
6.8	136.8

TABLEAU A.23

Densité sèche des échantillons avant test

Designation	Echantillon + Tare (Kg)	Tare (Kg)	Echantillon sec (Kg)	densité sèche γ_d (gr/cm ³)
G1	12.45 ₁	2.90	9,55	1.85
G2	12.3	2.95	9.35	1.81
E6	11,35	3,0	8.35	1.61
E7	11,55	2,9	8,65	1.67
F1	12,1	2,9	9.2	1.78
F2	11,95	2,9	9.05	1.75
F3	11,90	2,9	9.0	1.74
G1				
G2				
H1	12,95	2,9	10.05	1.94
H2	12,9	2,9	10.0	1.93
H3	13,0	2,9	10.1	1.95
H4	13,0	2,9	10.1	1.95

section: 176.7 cm²
hauteur: 29.25 cm

TABLEAU A.23 (suite)

N° échantillon	Poids échantillon avec plaque (kg)	Poids de la plaque (kg)	Poids échantillon sans plaque	densité sèche à 28 jours γ_d (g/cm ³)	Résistance à 28 jours σ_{max} (daN/cm ²)
E1	12.4	2.9	9.5	1.84	7.02
E2	12.4	2.95	9.45	1.83	8.6
E3	11.85	2.95	8.9	1.72	7.24
E4	12.45	3.0	9.45	1.83	5.49
E5	12.0	3.0	9.0	1.74	6.0

Section : 176,7 cm²

hauteur : 29.25 cm

TABLEAU A.24 Températures maximales et minimales (valeurs sur 10 ans)

		Janvier	Août	Juillet	Octobre
Dakar	Moy. Max Moy. Min Ecart diurne Max Min	24.6 17.7 6.9 34.8 14.2	24.9 18.3 6.6 37.3 15.8	30.0 24.5 5.5 31.9 20.2	30.3 24.4 5.9 33.3 20.7
St Louis	Moy Max Moy Min ecart diurne Max Min	27.4 16.4 11.0 36.3 8.6	25.6 17.3 8.1 40 15.3	29.2 24.7 4.5 35.0 20.8	30.7 24.4 6.3 36.1 23.5
Matam	Moy. Max Moy min ecart diurne Max Min	31.6 13.2 18.4 37.0 6.4	39.8 19.2 20.6 41.0 16.5	35.7 21.6 14.1 41.2 19.2	34.9 24.5 10.4 39.4 20.4
Gamba	Moy Max Moy Min ec diurne Max Min	34.7 13.5 21.2 38.1 8.1	40.6 22.9 17.7 43.2 17.4	31.8 22.5 9.3 31.8 20.0	33.7 21.7 12.0 34.4 22.3
Ziguinchor	Moy Max Moy Min ec diurne Max Min	32.0 10.2 15.8 35.2 14.4	37.0 18.9 18.1 41.9 17.0	30.8 22.8 8.0 33.5 20.8	32.2 23.0 9.0 34.3 21.0
Kaolack	Moy Max Moy Min ec diurne Max Min	35.1 15.8 19.3 39.0 12.6	39.2 19.2 20.0 44.5 17.2	36.0 22.4 14.2 41.3 20.3	35.9 23.4 12.5 38.9 21.0

TABLEAU A.25 Contrainte - Déformation

111

Essais de compression sur cylindres standards

Taux de chargement = 800 daN/min \approx 0.45 MPa/min

Section : 76.7 cm²

hauteur : 29.25 cm

cure : 118 jours

6% ciment
16% d'eau

E 6		E 7	
σ (daN/cm ²)	$\epsilon \times 10^4$	σ (daN/cm ²)	$\epsilon \times 10^4$
0.11	0	0.28	0
1.13	29.06	1.13	8.55
2.26	48.55	2.26	17.44
3.40	99.15	3.40	32.82
2.26	140.17	4.18	71.79
		3.40	91.31

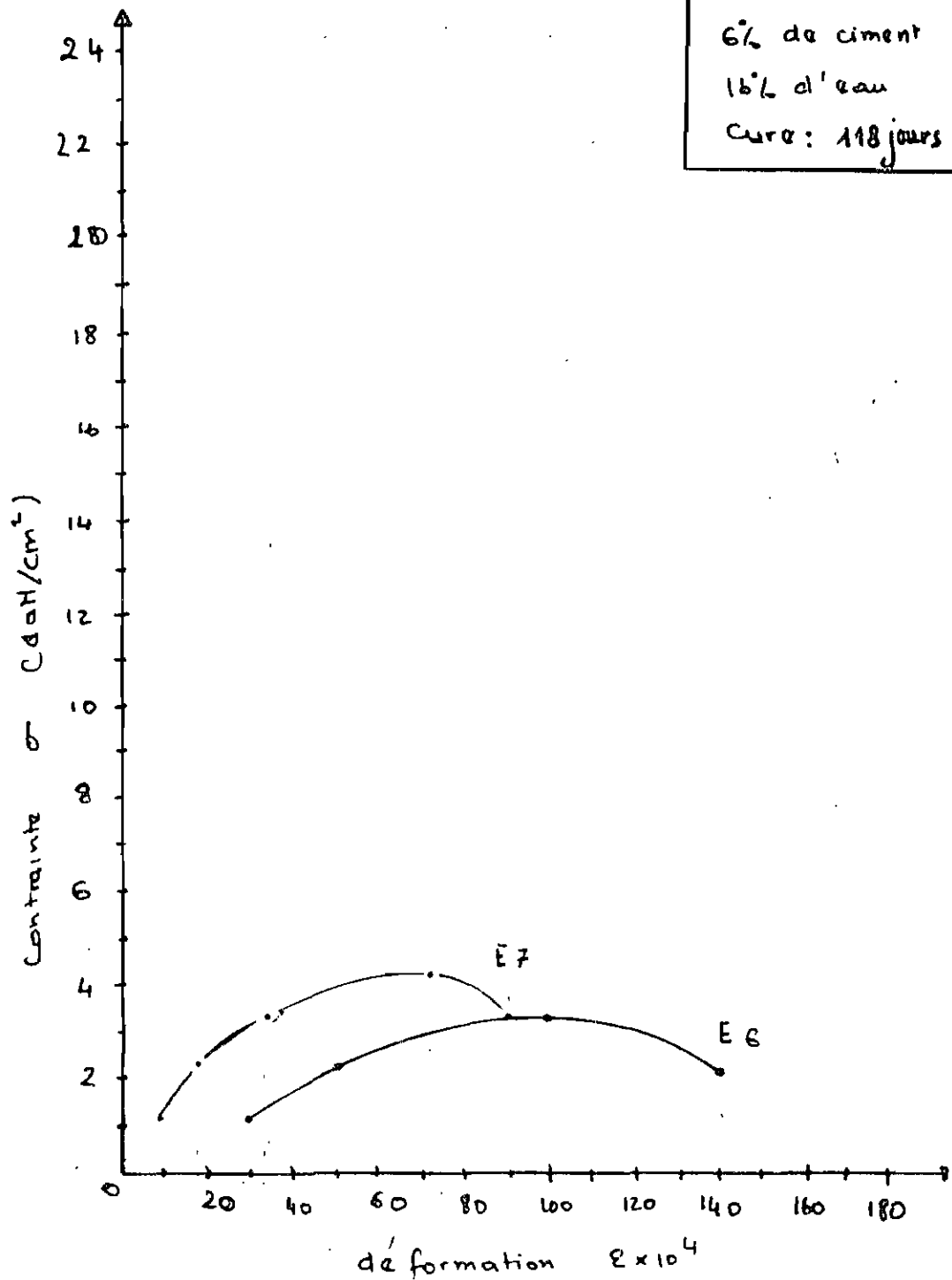


Fig A.1 Courbes Contrainte - déformation

7% ciment
16% eau
cure : 90 jours

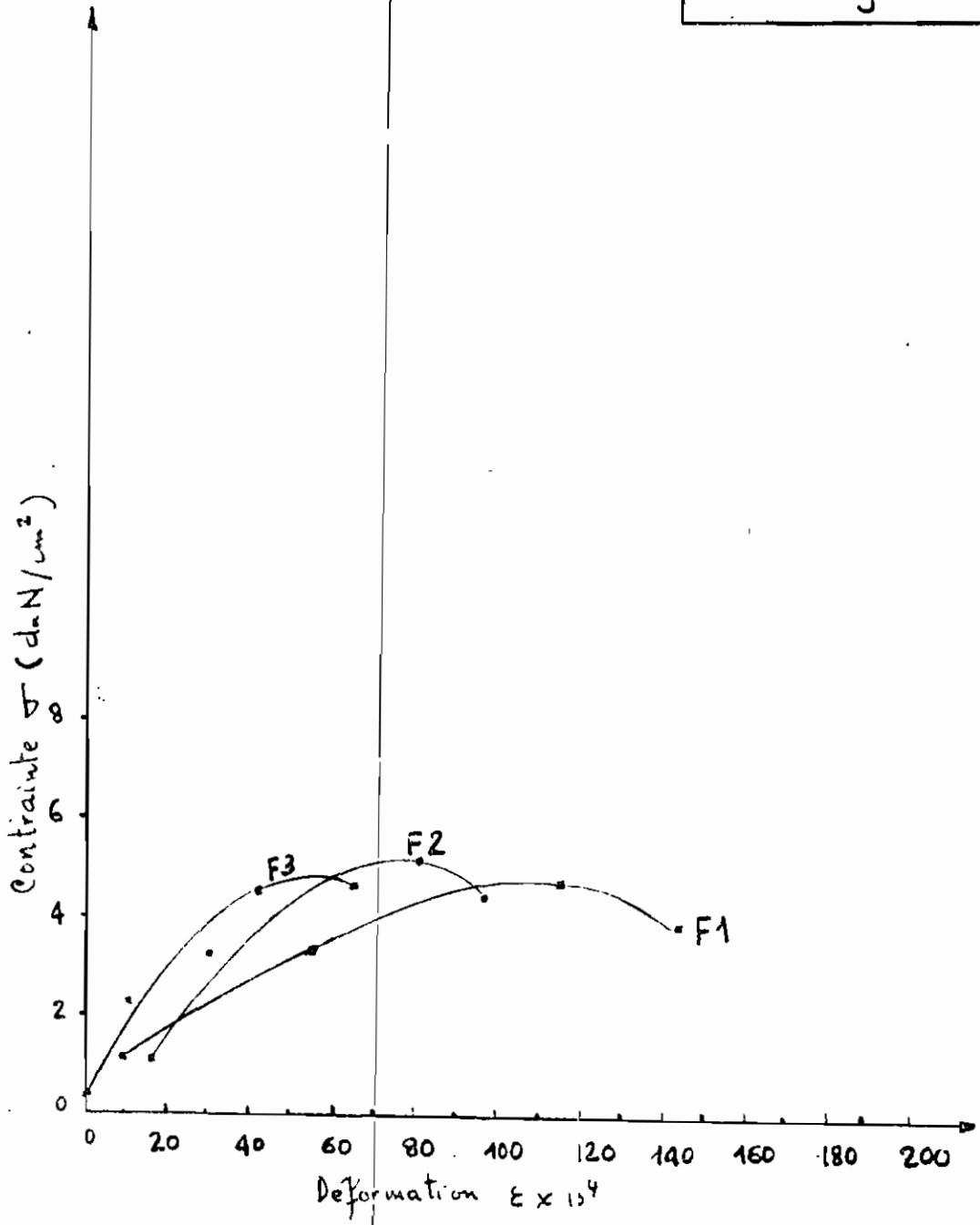
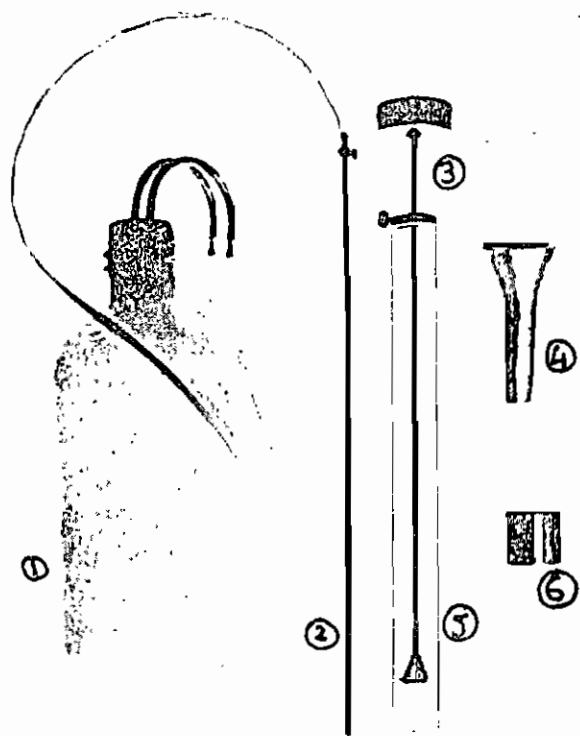


fig A2 Contrainte - deformation

ESSAI D'EQUIVALENT DE SABLÉ

Equipements:



- ① bouteille
- ② tube laveur
- ③ piston
- ④ entonnoir
- ⑤ eprovette cylindrique transparente.
- ⑥ capsule

Preparation de l'échantillon

Prendre uniquement le passant tamis N°4
Soit 4.75 mm de diamètre.

Preparation de la solution

La solution accompagne en general l'équipement
Sinon, la préparer selon la méthode indiquée
par l'ASTM.

Dissoudre 454 g de chlorure de calcium dans 1.89 litre d'eau distillé. et filtrer ensuite
 Ajouter 2050 g de glycérine. et 47 g de formaldéhyde
 Mélanger le tout et diluer ensuite dans 3.78 litres.
 Prendre 85 ml de cette solution la diluer de nouveau dans 3.78 litres environ. d'eau distillé
 C'est avec cette solution qu'on va travailler

Présentation de la procédure

- 1 - Placer une bouteille d'inversem 1/4 litres à un mètre au dessus de l'éprouvette cylindrique transparent
 Amorcer le tube laveur en soufflant dans le petit tuyau
- 2 - Injecter la solution précédemment préparée dans l'éprouvette. jusqu'à une hauteur de 100 mm
- 3 - Prendre une quantité égale à 120 g de l'échantillon que l'on verse dans l'éprouvette. Attendre 10 minutes
- 4 - Après ces 10 minutes, boucher le cylindre et puis agiter horizontalement de gauche à droite et allonger les bras vers l'avant et les ramener vers soi tout en faisant faire une rotation au cylindre. Ceci pendant 80 cycles.
- 5 - Poser l'éprouvette, desserrer l'étréinte. et enfiler le tube laveur dans l'échantillon

Jus qu'à ce que produit allonge une hauteur de ¹¹⁶
380 mm environ.

6 - laisser reposer l'aprouvette pendant 20 min

7 - Apres 10,20 minutes lire le niveau supérieur de la suspension colloïdale. soit h_1

8 - On enfonce le piston et on prend la hauteur à la base du piston. soit h_2

TABLEAU A26 Résultats de l'essai

. on a effectué 3 essais

. échantillon naturel.

Essai	1	2	3
h_1	29 cm	27.5 cm	28.9 cm
h_2	5.6 cm	5.2 cm	5.3 cm
E.S	20	19	19

TABLEAU A27 Résultats de l'essai

. échantillon séché

ESSAI	1	2	3
h_1	23.5	21.5	29 cm
h_2	6	5.5 cm	6.3 cm
ES	26	26	22

Exemple de calcul

$$h_1 = 29 \text{ cm} \quad h_2 = 5.6$$

$$ES = \frac{h_2}{h_1} \times 100 = 19.3 \quad \text{on prend } ES = 20$$

ESSAI DE LOS ANGELES

117

Avec cet essai on mesure la résistance à l'abrasion
L'essai a été effectué sur des agrégats fins selon
la méthode de l'ASTM.

B : nombre de billes = 11
charge totale des billes = 4584 gr

Échantillon : on prend des agrégats passant le
tamis d'ouverture 19 mm et retenus sur le tamis
d'ouverture 12.5 mm.

On prend également des agrégats passant le tamis 12.5 mm
et retenus sur le tamis d'ouverture 9.5 mm

Les 2 fourchettes d'agrégats sont lavées et séchées
à l'étuve à 110°C

On prend 2500 g de chaque fourchette. On intro-
duit les 5000 g dans l'appareil, LOS ANGELES
Après 500 révolutions, on sort l'agrégat
que l'on tamise.

On calcule ensuite le pourcentage passant
le tamis n° 12

Remarque : dans notre cas ne disposant pas de tamis

n° 12, on a pris le tamis n° 10

Cet essai, de LOS ANGELES, est effectué
sur les deux laterites : celle de 1981 et celle de 1982

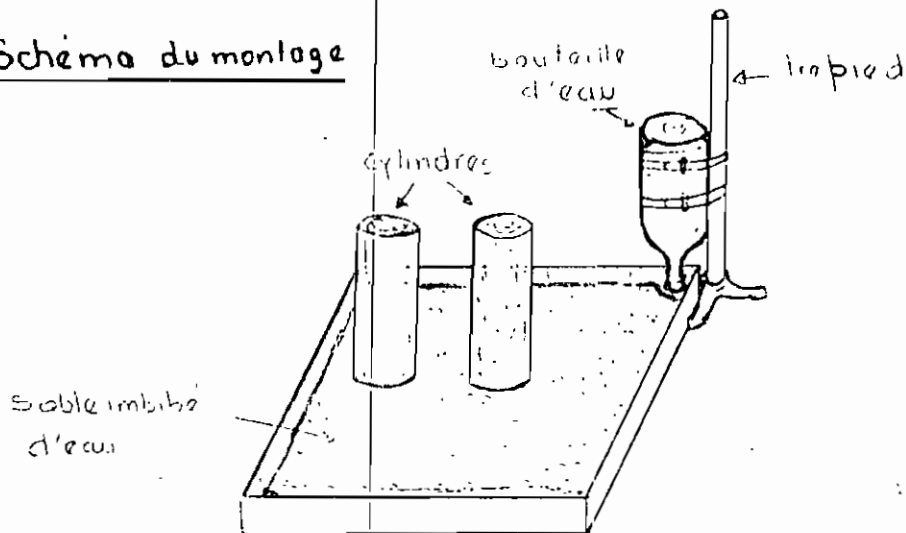
TABLEAU A28

type de laterite	laterite de 1981	laterite de 1982
Poids total introduit dans l'appareil	5000 grs	5000 grs
Poids Retenu sur le tamis N°10	2347 grs	2127 grs
Pourcentage du Retenu	46.94%	42.54%
Pourcentage passant le tamis N°10 ou perle	53.06%	57.46%

Resultats de l'essai los angeles

ESSAI D'ABSORPTION PAR TENSION CAPILLAIRE

- Schéma du montage



- Présentation de la procédure

- Poser les cylindres sur sable saturée d'eau
- L'eau étant absorbée, l'évaporation faisant son travail, le niveau d'eau a tendance à baisser. Ce niveau d'eau est maintenu grâce à un système simple. :

Une bouteille est renversée, et fixée à une tige de telle sorte que son ouverture coïncide avec le niveau d'eau qui a même le sable.

Auparavant la bouteille est remplie d'eau.

Dès que le niveau d'eau baisse, il libère l'ouverture de la bouteille, ainsi un apport d'eau sort de la bouteille et rétablit l'équilibre. (Le niveau d'équilibre).

- Suivant des intervalles de temps réguliers, des pesées sont effectuées, jusqu'à ce qu'on obtienne des poids de cylindre sensiblement les mêmes.
- On arrête : on a atteint l'absorption maximale.

EXEMPLE DE CALCUL

Le poids initial du cylindre $P_1 = 9166$ gr

Le poids du cylindre à 20 mn $P_2 = 9185$ gr

Poids d'eau absorbée $= P_2 - P_1 = 19$ gr

Pourcentage d'eau absorbé $= \frac{P_2 - P_1}{P_1} = \frac{19}{9166} = 2.07 \cdot 10^{-3}$

soit 0.21%

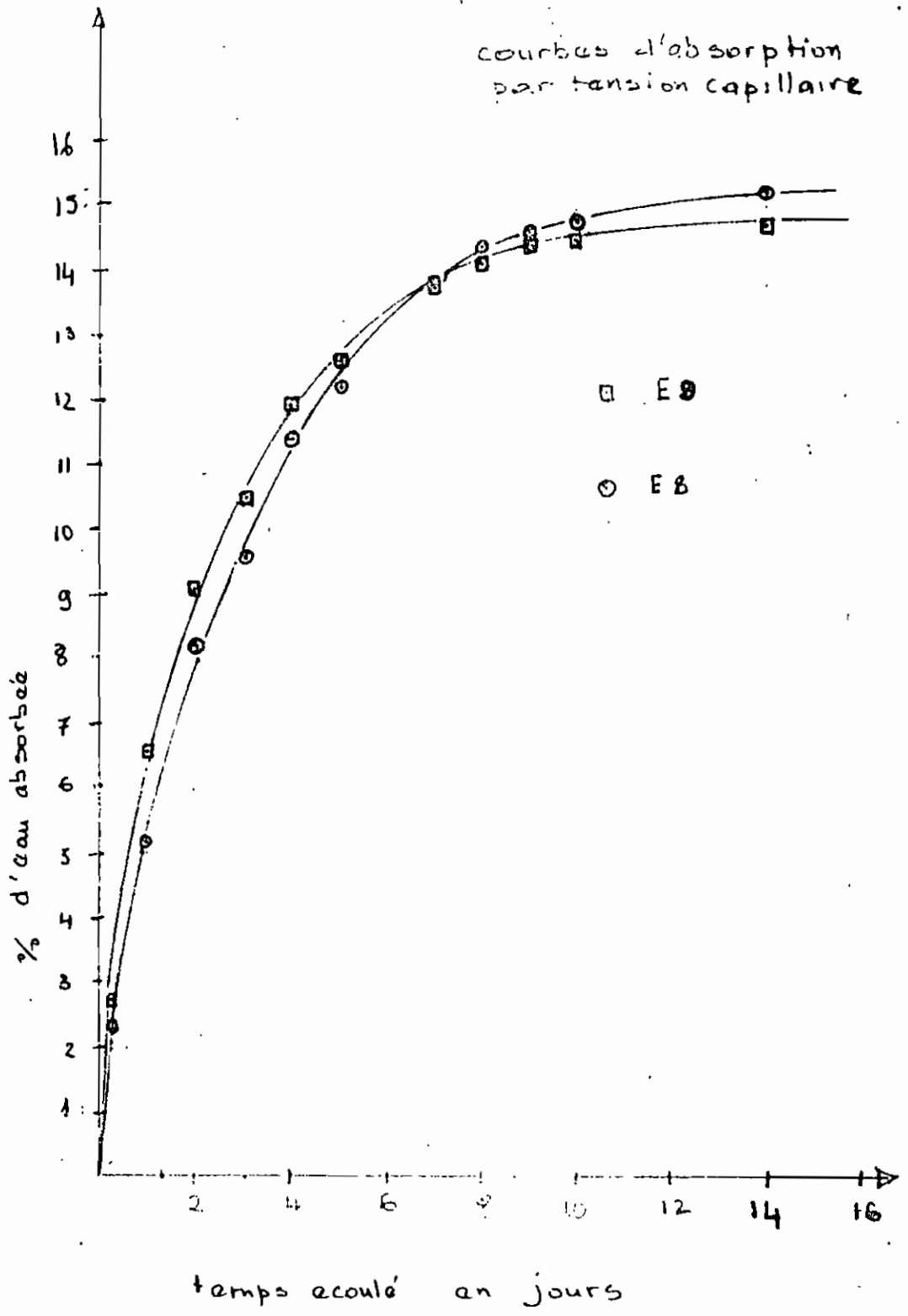
121

Essai d'Absorption.
par tension capillaire

TABLEAU A29

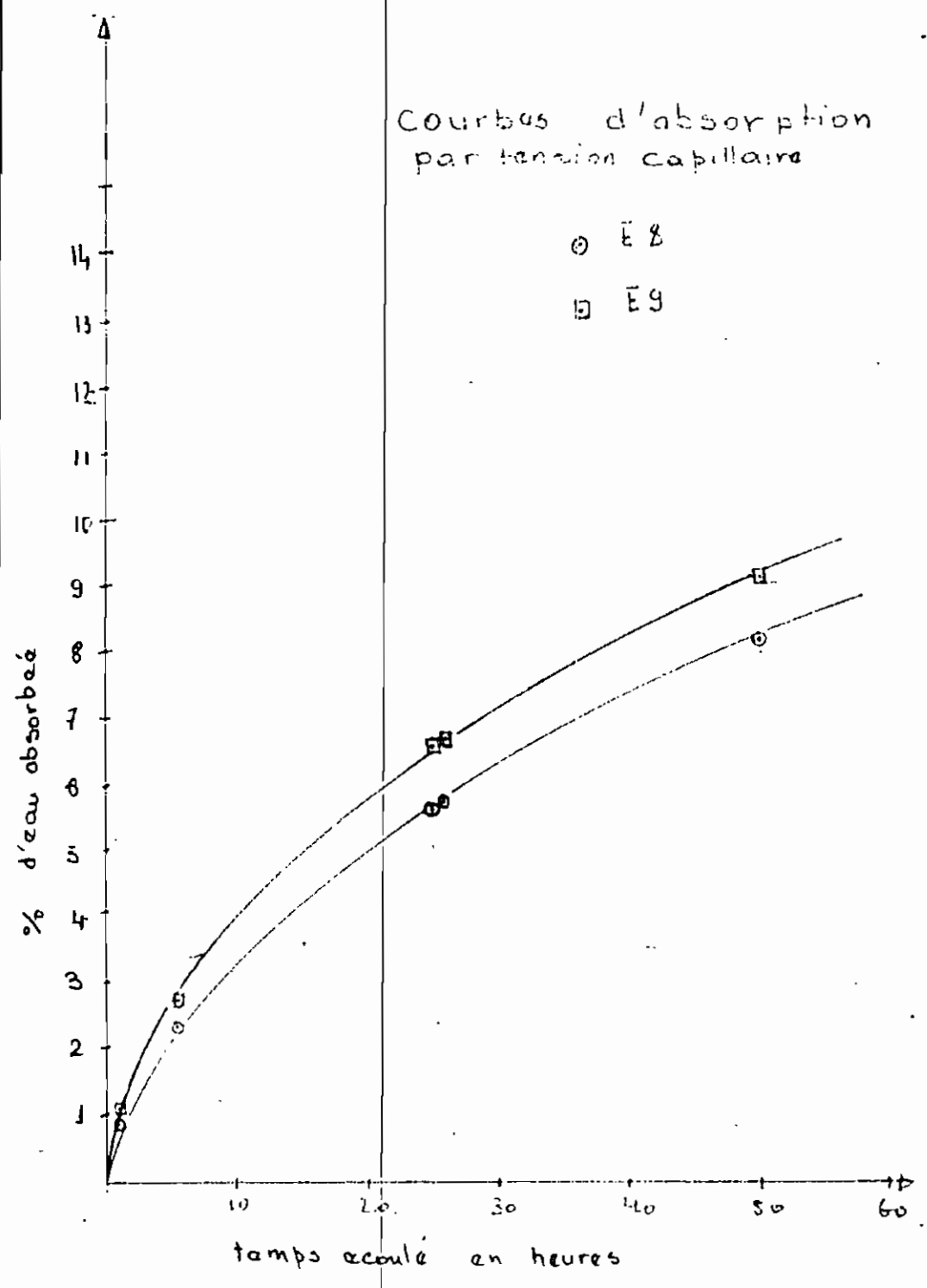
Cylindres	E 8			E 9		
	Poids (Kgrs)	Augmentation du Poids (gr)	% d'eau absorbé	Poids (grs)	Augmentation du Poids (grs)	% d'eau absorbé
0 mm	9166	0	0	8321	0	0
10 mm	9176	10	0.11	8335	14	0.17
20 mm	9185	19	0.21	8348	27	0.32
30 mm	9194	28	0.31	8356	35	0.42
1 h	9214	48	0.52	8379	58	0.70
2 h	9246	80	0.87	8416	95	1.14
6 h	9373	207	2.35	8549	228	2.74
25 h	9682	516	5.63	8866	545	6.54
26 h	9692	526	5.73	8882	561	6.71
30 h	9783	557	6.70	8917	596	7.16
50 h	9914	748	8.2	9081	761	9.15
3 j	10046	880	9.6	9192	871	10.47
4 j	10212	1046	11.4	9312	991	11.91
5 j	10285	1119	12.2	9371	1050	12.62
7 j	10435	1269	13.84	9465	1144	13.75
8 j	10480	1314	14.34	9494	1173	14.10
9 j	10506	1340	14.62	9516	1195	14.36
10 j	10524	1358	14.82	9523	1202	14.45
14 j	10559	1393	15.2	9545	1224	14.71

courbes d'absorption
par tension capillaire



Courbes d'absorption par tension capillaire

○ E 8
□ E 9



ESSAI D'EROSION

124

Relevés météorologiques

- Des documents sur les relevés, ont été donnés par le service météorologique de Thies.
- Sur les tableaux qui suivent on a des moyennes faites sur des relevés de 30 années (1931-1960)
- Les relevés suivants sont faits à Thies.

TABLEAU A30

hauteurs moyennes mensuelles de précipitations

MOIS	hauteurs (mm)	MOIS	hauteurs
Janvier	0.2	Juillet	121.9
Février	1.8	Aout	273.0
Mars. AVRIL	0.1	Septembre	206.3
Mai	1.6	Octobre	57.0
Juin	24.2	Novembre	3.4
		Décembre	5.1
hauteur moyenne annuelle = 694.6 mm			

TABLEAU A31

Le nombre total de jours de précipitations
représentant le temps total de précipitations.
pendant les 30 ans

Mois	Nombre de jours	Mois	Nombre de jours
Janvier	0.4	Juillet	9.5
Février	0.4	Août	15.5
Mars	0.1	Septembre	13.3
Avril			
Mai	0.4	Octobre	4.4
Juin	3.2	Novembre	0.9
	—	Décembre	0.6
Nombre total de jours = 48.7 j			

TABLEAU A32

Lenard a mesuré les caractéristiques de gouttes de pluie.
en les maintenant en suspension dans un courant d'air
ascendant produit par un ventilateur.

Le tableau suivant (tiré de L'HYDROLOGIE de Kinganjour
& Romanicas, Eyrolles) donne l'intensité et les types
de précipitations correspondantes, ainsi que les diamètres
et les vitesses de chute des gouttes.

Ceci grâce aux observations de Lenard et à son examen
attentif. Ces observations ont été faites en zones tempérées

Tableau A.32

Type de précipitation.	Intensité en mm/h	Diamètre moyen des gouttes (mm) d	vitesse de chute (m/s) pour le diam ètre d
1. Bruine	0.25	0.2	"
2. Pluie légère	1 à 5	0.45	2.0
3. Pluie forte	15 à 20	1.5	5.5
4. Orage très violent.	100	3.0	8.0

Caractéristiques de la pluie à Thies

- Intensité moyenne annuelle

$$I = \frac{694.6 \times 30 \text{ mm}}{48.7} = 427.885 \text{ mm/j}$$

$$I = 18 \text{ mm/h}$$

- Avec cette intensité le tableau donne une

vitesse des gouttes égale à 5.5 m/s

Si on prend la vitesse du vent égale à 4.4 m/s
en octobre (voir tableau.)

Donc la vitesse totale des gouttes sera égale

$$v = \sqrt{5.5^2 + 4.4^2} = 7.043 \text{ m/s}$$

Tableau A 33

Mois	vitasse du vent m/s	Mois	vitasse du vent m/s
Janvier	3.6	Juillet	3.7
Fevrier	4.0	Août	2.8
Mars	4.7	Septembre	3.0
Avril	5.0	octobre	3.0
Mai	5.0	Novembre	3.3
Juin	4.4	Decembre	4.4

Experimentation

On simule la precipitation par un jet

. la pression des gouttes d'eau

$$P = \frac{v^2}{2g} = \frac{7.043^2}{9.81 \times 2} = 2.528 \text{ m d'eau}$$

. la duree totale des precipitations

$$T = \frac{694.6 \text{ mm}}{18 \text{ mm/h}} = 38.59 \text{ heures}$$

Le nombre d'heures étant un peu élevé, on a ramené le temps du jet à 15 heures.

Donc le système précédent, notamment la vitesse, sera changé, mais on doit garder la même énergie que précédemment

Soit \bar{E}_1 l'énergie du premier système, et \bar{E}_2 , l'énergie du second système. -

$$E_1 = \frac{1}{2} m_1 v_1^2$$

$$m_1 = \rho V_1 A t_1$$

ρ = masse volumique

t_1 = temps du jet pour le 1^{er} système

v_1 = vitesse du jet dans le 1^{er} système

A = la section du tuyau

m_1 = masse projetée pendant le temps t_1

Quand on égalise les énergies de deux systèmes on obtient

$$E_1 = E_2 \Rightarrow \frac{1}{2} \rho v_1 A t_1 v_1^2 = \frac{1}{2} \rho v_2 A t_2 v_2^2$$

$$\text{On obtient } t_2 = \left(\frac{v_1}{v_2}\right)^3 t_1$$

Application:

Pour l'essai, on avait un jet d'une vitesse de 7.43 m/s

• Pour simuler les conditions de précipitations on doit calculer le temps t_2 du jet avec une vitesse $v_2 = 7.43$ soit une pression $= 27.6 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$

Les conditions réelles about

$$v_1 = 7.043 \text{ m/s}$$

$$t_1 = 38.59 \text{ heures}$$

$$\text{Donc } t_2 = 38.59 \left(\frac{7.04}{7.43}\right)^3 = 32.87 \text{ heures}$$

soit 33 heures.

Remarque: Pour l'essai, ce jet est appliqué dans un trou amorcé dans la brique.

RELATIONS GENERALES DONNANT LES EFFORTS SUR
UN DOME CHARGE SYMETRIQUEMENT PAR RAPPORT
A SON AXE :

On se refere aux figures (4.1) et (4.2)

Dans le système (4.1) quand $r_{xy} = \infty$ on a

$$\frac{\partial(N'_\theta r_1)}{\partial \theta} - N'_\phi \frac{\partial r_1}{\partial \theta} + N'_{\theta\phi} \frac{\partial r_0}{\partial \phi} + \frac{\partial(N'_\phi \theta r_0)}{\partial \phi} + p_\theta r_0 r_1 = 0$$

$$\frac{\partial(N'_\phi r_0)}{\partial \phi} - N'_\theta \frac{\partial r_0}{\partial \phi} + N'_{\phi\theta} \frac{\partial r_1}{\partial \theta} + \frac{\partial(N'_\theta \phi r_1)}{\partial \theta} + p_\phi r_0 r_1 = 0 \quad (A1)$$

$$\frac{N'_\theta}{r_2} + \frac{N'_\phi}{r_1} + p_3 = 0$$

Pour les coques symétriques par rapport à leur axe de révolution
tous les termes géométriques incluant $\partial \theta$ disparaissent et nous

avons

$$\frac{\partial N'_\theta}{\partial \theta} r_1 + N'_\phi \frac{\partial r_0}{\partial \phi} + \frac{\partial(N'_\phi \theta r_0)}{\partial \phi} + p_\theta r_0 r_1 = 0$$

$$\frac{\partial(N'_\phi r_0)}{\partial \phi} - N'_\theta \frac{\partial r_0}{\partial \phi} + \frac{\partial N'_\theta \phi r_1}{\partial \theta} + p_\phi r_0 r_1 = 0 \quad (A2)$$

$$\frac{N'_\theta}{r_2} + \frac{N'_\phi}{r_1} + p_3 = 0$$

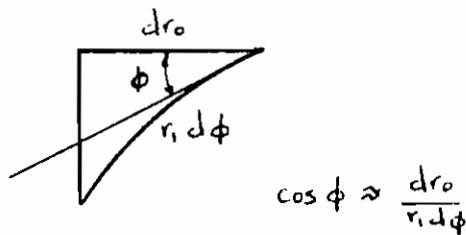
Quand la charge est symétrique par rapport à l'axe du dome
tous les termes incluant $\partial \theta$ disparaissent et les termes en $\partial \phi$
peuvent être écrits comme des différentielles totales $d\phi$
puisque rien ne varie suivant θ .

La composante circonférentielle du poids est nulle ; les efforts

tranchants suivant la circonférence (cercles parallèles) se cancelent. La première équation du système A2 disparaît et le système A2 devient

$$\frac{d(N'_\phi r_0)}{d\phi} - N'_\theta \frac{dr_0}{d\phi} + p_\phi r_0 r_1 = 0 \quad (\text{A.3})$$

$$\frac{N'_\theta}{r_2} + \frac{N'_\phi}{r_1} + p_\theta = 0$$



$$\frac{dr_0}{d\phi} = r_1 \cos \phi$$

si on substitue dans la première équation de B2 on a

$$\frac{d(N'_\phi r_0)}{d\phi} - N'_\theta r_1 \cos \phi + p_\phi r_0 r_1 = 0$$

si l'on considère que $r_0 = r_2 \sin \phi$ la deuxième équation du système B2 peut s'écrire

$$N'_\theta = -\frac{r_0}{\sin \phi} \left(\frac{N'_\phi}{r_1} + p_\theta \right) \quad (\text{a})$$

si l'on substitue N'_θ dans la première équation du système B2 et en multipliant chaque terme par $\sin \phi$ on obtient

$$\sin \frac{d(N'_\phi r_0)}{d\phi} + \sin \phi \frac{r_0}{\sin \phi} \left(\frac{N'_\phi}{r_1} + p_\theta \right) r_1 \cos \phi + \sin \phi p_\phi r_0 r_1 = 0$$

Quand on multiplie cette équation par 2π et qu'on l'intègre suivant ϕ on obtient la relation suivante

$$\int_0^\phi \sin\phi \frac{d(N'_\phi r_0)}{d\phi} d\phi + \int_0^\phi N'_\phi r_0 \cos\phi d\phi \quad (b)$$

$$= -\frac{1}{2\pi} \int_0^\phi (p_\phi \sin\phi + p_z \cos\phi) 2\pi r_0 r_1 d\phi$$

la première intégrale du terme de droite de (b) peut être intégrée par partie sous la forme $\int u dv = uv - \int v du$ où $u = \sin\phi$ $du = \cos\phi d\phi$, $dv = [d(N'_\phi r_0)/d\phi] d\phi$ et $v = N'_\phi r_0$.

La relation a peut s'écrire

$$N'_\phi = -\frac{1}{2\pi r_0 \sin\phi} \int_0^\phi (p_\phi \sin\phi + p_z \cos\phi) (2\pi r_0) r_1 d\phi \quad (c)$$

L'expression $(p_\phi \sin\phi + p_z \cos\phi)$ donne la composante verticale du poids et le terme $2\pi r_0$ somme ce poids le long d'un cercle parallèle. $\int_0^\phi r_1 d\phi$ intègre le poids le long d'une méridienne. donc l'intégrale dans (c) définit la composante verticale totale (R dans la figure 4.3 page 108) au dessus d'un cercle parallèle défini par l'angle ϕ le terme $N'_\phi 2\pi r_0 \sin\phi$ est la composante verticale totale de N'_ϕ au cercle parallèle d'angle ϕ . Donc N'_ϕ peut s'écrire

$$N'_\phi = -\frac{R}{2\pi r_0 \sin\phi}$$

à partir de (a)

$$N'_\theta = \frac{R}{2\pi r_1 \sin^2\phi} - p_z \frac{r_0}{\sin\phi}$$

Répartition des efforts sur le dôme selon la théorie de la membrane

Pour l'effort méridien on utilise la relation suivante.

$$N'_\phi = -aq \frac{1}{1 + \cos \phi}$$

où N'_ϕ = effort méridien par unité de longueur

a = rayon du dôme

ϕ = demi-angle au centre du dôme

Donc $a = 2\text{ m}$ $q = 202,3 \text{ daN/m}^2 \rightarrow -aq = -404,6$

Si $\phi = 90^\circ$ $N'_\phi = \frac{-404,6}{1} = -404,6 \text{ daN/m}$

$\phi = 80^\circ$ $N'_\phi = \frac{-404,6}{1 + \cos 80^\circ} = -344,74 \text{ daN/m}$

$\phi = 70^\circ$ $N'_\phi = \frac{-404,6}{1 + \cos 70^\circ} = -301,49 \text{ daN/m}$

$\phi = 60^\circ$ $N'_\phi = \frac{-404,6}{1 + \cos 60^\circ} = -269,73 \text{ daN/m}$

$\phi = 50^\circ$ $N'_\phi = \frac{-404,6}{1 + \cos 50^\circ} = -246,29 \text{ daN/m}$

Pour l'effort de contour qui s'exerce le long des parallèles on utilise la formule suivante

$$N'_\theta = aq \left(\frac{1}{1 + \cos \phi} - \cos \phi \right)$$

Si $\phi = 90^\circ$ $N'_\theta = 404,6 \left(\frac{1}{1} \right) = 404,6 \text{ daN/m}$

$\phi = 80^\circ$ $N'_\theta = 404,6 \left(\frac{1}{1 + \cos 80^\circ} - \cos 80^\circ \right) = 274,5 \text{ daN/m}$

$\phi = 70^\circ$ $N'_\theta = 404,6 \left(\frac{1}{1 + \cos 70^\circ} - \cos 70^\circ \right) = 163,1 \text{ daN/m}$

$$\phi = 60^\circ \quad N'_\theta = 404.6 \left(\frac{1}{1 + \cos 60^\circ} - \cos 60^\circ \right) = 67.43 \frac{\text{daN}}{\text{m}}$$

$$\phi = 50^\circ \quad N'_\theta = 404.6 \left(\frac{1}{1 + \cos 50^\circ} - \cos 50^\circ \right) = -13.78 \frac{\text{daN}}{\text{m}}$$

BIBLIOGRAPHIE

BIBLIOGRAPHIE

- 1 - MORIN FERNAND , Notes de cours mecanique des sols , Ecole Polytechnique de Thiès , 1980
- 2 - NEVILLE A.M , Properties of concrete, Metric edition, 1972
- 3 - GRESILLON Jean Michel , Étude sur la stabilisation et la compression des terres pour leur utilisation dans la construction,
Annales de l'institut technique de Batiment et des Travaux Publics N° 49 , Mai 1976
- 4 - ADAUA SOCOGIM , Rapport Technique sur les etudes des Matériaux locaux , Novembre 1977
- 5 - MAIGNIEN R. , Compte - rendu de recherche sur les laterites , UNESCO
- 6 - Le CRA terre , Construire en terre, Éditions Alternative et parallèle.
- 7 - DREYFUS, C.E.R.E.E.G, note sur l'utilisation de la terre stabilisée dans la construction, Ministère des travaux Publics de l'URbanisme et des transports (SENEGAL)
- 8 - CERTEC , Rapport : Habitat économique au Niger, 1972
- 9 - GIDIGASU M.D., Laterite soil Engineering, Pedogenesis and Engineering principles, Elsevier Scientific Publishing, Company, Amsterdam Oxford New - York , 1976

- 10 - ASTM standards, Concrete and Mineral Aggregates;
Manual of Concrete Testing, part 10, Nov 1971
- 11 - UNESCO, Vers une meilleure utilisation des ressources locales
en construction, Centre de formation agricole à Niouning
Sénégal 1978
- 12 - BILLINGTON DAVID P, Thin Shell Concrete Structures
Mc Graw-Hill Book Company, 1965.
- 13 - RAMASWANY G.G, Design and Construction of Concrete
Shell roofs, Mc Graw-Hill Book Company, 1968
- 14 - GALDI PASCAL, L'Habitat rural au Sénégal
Ministère de l'Enseignement Supérieur
- 15 - MOSANTO RESEARCH CORPORATION, Development of low-
cost roofing from indigenous materials in developing
nations, annual report 1974-1975
- 16 - RICOUARD M.J., le coffrage, Constructions en Béton;
Les presses ALPHA, Paris, Février 1976
- 17 - BRIGAUD Guy, La maçonnerie, Traité du Bâtiment,
Editions Eyrolles, Paris, 1973
- 18 - LE COVEC Jean, Exécution des maçonneries, Tome II,
Bibliothèque professionnelle, Boullier J.-B et Fils Éditeurs,
1957

19 - G. REMÉNIERAS , L'hydrologie de l'ingénieur,
Éditions Eyrolles , 1976