

15/87

205

وزارة التعليم و البحث العلمي
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT : Genie civil

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

Béton
de
sable

Proposé Par :
G.N.E.R.I.B

Etudié par :
A. CHAID
A. GUESSOUM

Dirigé par :
A. CHARIF

PROMOTION : jan 87

Remerciements

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

- Nous adressons nos remerciements respectueux à notre promoteur, Monsieur A. Charif, pour l'intérêt bienveillant qu'il a accordé à notre travail ainsi que pour ses judicieuses orientations.
- Nous exprimons nos remerciements très sincères à Monsieur Guessoum Farid, ingénieur au C.N.E.R.I.B., qui n'a ménagé aucun de ses efforts pour nous aider à mener à bien notre travail.
- Nous tenons à témoigner tout particulièrement notre reconnaissance à Monsieur, R. Mouaci, responsable du Laboratoire matériaux, dont l'aide constante et les judicieux conseils nous ont été très précieux.
- Nous présentons enfin l'expression de notre sympathie la plus vive à tous nos camarades ingénieurs (Djawal, Morad, Sawir, Ali, Sawia, Malek, Rachid et Sid Ahmed), ainsi que tous les ingénieurs et techniciens du C.N.E.R.I.B.

Introduction

Chapitre I: Etude des caractéristiques du Sable

- Etude granulométrique
- Masse Volumique
- Equivalent de Sable

Chapitre II: Détermination de la Composition optimale

- Essais de résistance
- Etude Statistique

Chapitre III: Etude de l'Extensométrie

- Essais
- Détermination de "E"
- Influence de la Vitesse de chargement

Chapitre IV: Essais sur le béton de Sable

- fluage
- essais de fatigue
- Etude du Confinement

Chapitre V: Comportement Structural d'un élément.

- Essais
- Constatations et Interpretations.

Conclusion

Bibliographie

Introduction

Accroître son activité du bâtiment, telle est la volonté du ministère de l'habitat, qui malgré ses efforts, reste néanmoins, loin des besoins de plus en plus grands, imposés d'une part, par le retard accumulé et d'autre part, par une poussée démographique galopante.

C'est dans cette optique que le C. N. E. R. I. B, essaye de contribuer à cet effort.

Etre compétitif sur le marché de la construction de nos jours, est une entreprise difficile pour un constructeur, cela tient à la nature et au mode de traction du marché, à l'environnement économique et réglementaire, aux conditions climatiques et bien d'autres facteurs.

Le sable, ressource naturelle inépuisable et de surcroît ne nécessitant pas de grands moyens, est un matériau répondant à toutes ces impératives.

C'est en ce sens, que le "Béton de sable" pourrait être un matériau adéquat, en particulier dans les régions du Sud Algérien.

But de la Thèse



Elle est avant tout complémentaire aux thèses précédentes, bien que le sable étudié cette fois-ci ne soit pas de Hassi-bahbah mais d'EL GOLEA.

Une étude des caractéristiques de ce sable est proposée dans la première partie, ensuite un béton dosé à 350 Kg/m^3 fait avec ce sable est soumis à différents essais, lesquels ont donné des résultats prometteurs.

Enfin un élément structural (poteau) soumis à la compression simple est étudié.

I.1 Introduction.

Ce premier chapitre est consacré à l'étude des caractéristiques physico-chimiques du sable d'El Goléo.

La connaissance de certains de ces paramètres est nécessaire pour l'obtention d'un béton de qualité, La présence de certains éléments nocifs dans le sable peut avoir des repercussions néfastes sur le béton constitué avec ce sable.

I.2 Etude Granulométrique

I.2.1 Définition : La granulométrie est une science ayant pour objet la mesure des dimensions et la forme des grains.

I.2.2 But : cette étude permet de classer en fonction de leur grosseur, les différents grains contenus dans un échantillon bien déterminé.

I.2.3 Essais : Pour chaque essai, le sable est préalablement étuvé à une température de 60° durant 24 heures.

A l'aide d'une série de tamis dont la dimension des ouvertures est décroissante, on récupère, puis on pèse chaque refus avec une faible marge d'erreur. Les résultats obtenus sont rassemblés sur un tableau, celui-ci permet de tracer la courbe granulométrique en portant en abscisse, la dimension de la maille du tamis et en ordonnée le pourcentage de tamisats cumulés.

Poids de l'échantillon 2000 grs.	Dimensions (mm)		Poids du refus partiel.	Poids des refus cumu- lés	Refus cumulé en %	Tamisé en %
	Passoires	Tamisé				
		0,630	3,56 grs	3,56 grs	0,178	99,822
		0,500	68,20 -	7,76 -	3,58	96,620
		0,425	201,60 -	273,36 -	13,66	86,330
		0,315	996,48 -	1269,84 -	63,09	36,510
		0,250	208,30 -	1478,14 -	73,90	26,100
		0,200	106,30 -	1584,44 -	79,22	20,780
		0,160	86,53 -	1671,07 -	83,55	16,440
		0,125	98,09 -	1769,16 -	88,45	11,550
	0,100	115,80 -	1884,96 -	94,24	5,750	
	0,080	78,24 -	1963,20 -	98,16	1,840	
	Fond	14,32 -	1977,52 -	98,87	1,120	

E.N.P

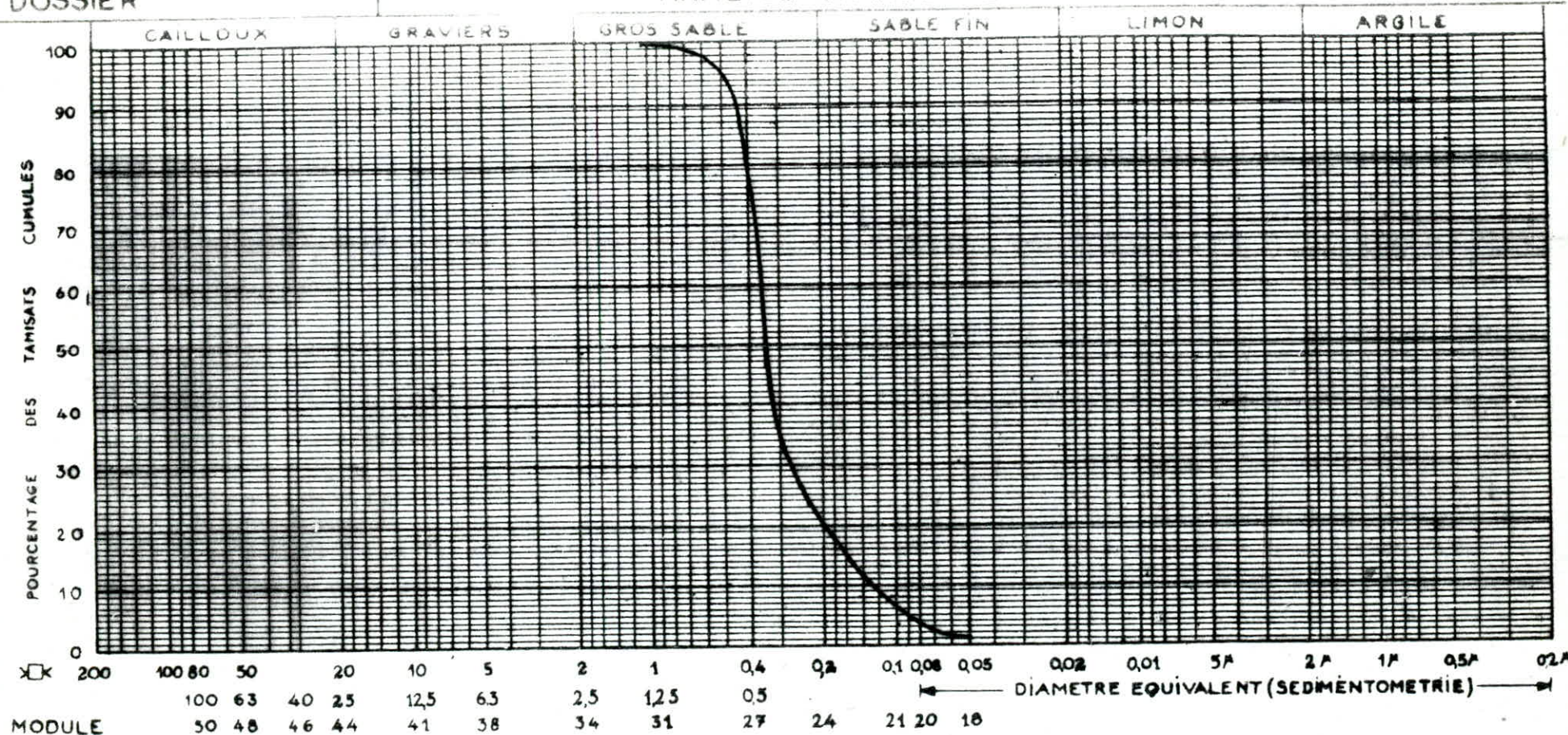
DES
ECHANTILLONS

N°
N°

Sable d'El Golea

DOSSIER

ANALYSE GRANULOMETRIQUE



	%	S.8 LIMITES D'ATTERBERG			S.20 E.S.
		W.L.	I.P.	W.R.	
Ech.	< 80 μ				
Ech.					
Ech.					

Granulometrie Continue.

0,160 - 0,315 - 0,630 - 1,25 - 2,50 - 5 - 10 - 20 - 40 - 50 mm

Pour ce sable les tamis pris en considération sont :

0,160 - 0,315 - 0,630 ..

$$M_f = \frac{\sum \text{Refus en \%}}{100} = \frac{0,178 + 63,49 + 83,55}{100} = 1,47$$

I.3 Masse volumique apparente et masse spécifique

3.1 - Masse volumique apparente :

la masse volumique apparente est la masse d'un corps par unité de volume y compris le volume des vides existants entre les grains .

I.3.2 Essais : un récipient de volume V égal à 500 cm^3 est rempli de sable à l'aide d'un entonnoir (afin d'éviter tout tassement) puis pesé soigneusement .

Les résultats des trois essais sont donnés ci-après .

Volume en cm^3	Masse du sable sec (gr)	Masse volumique (g/cm^3)
500	887,80	1,775
500	886,40	1,772
500	887,90	1,772

d'où la masse volumique apparente égale à

$$\underline{1774 \text{ Kg} / \text{m}^3}$$

I.3.3 - Masse spécifique .

c'est la masse d'un corps par unité de volume total en ayant déduit le volume des vides entre les grains .

I.3.4 Essais : Pour cette expérience un récipient gradué est utilisé ce qui permet de repérer le niveau d'eau avant et après ajout de sable . Le sable ajouté à une masse connue (300g)
Les résultats des trois essais sont les suivants :

Masse du Sable (gr)	Volume d'eau ajouté V_1 en cm^3	Volume total V_2	Masse spécifique
300	250	370	2,50
300	260	365	2,60
300	250	365	2,60

d'où la masse spécifique égale à

$$M_{sp} = \frac{M}{V_2 - V_1} = \frac{2570 \text{ Kg/m}^3}{}$$

I.4 Compacité et pourcentage de vide

I.4.1 Compacité : la compacité est le rapport du volume de matière plein au volume total . Elle est donnée par la formule suivante :

$$C = \frac{V - v}{V} = 1 - \frac{v}{V}$$

La porosité est donnée par la formule suivante

$$P = \frac{v}{V}$$

Pour cela trois essais sont effectués et résumés sur le tableau suivant :

Masse du sable (gr)	Volume du sable cm^3	Volume d'eau cm^3	Volume total cm^3	G %	P %
300	170	250	365	67,64	32,36
300	165	250	360	66,66	33,34
300	170	250	360	64,70	35,30

$$\text{Compacité} = G = \frac{d-c}{b} \cdot 100$$

$$\text{Pourcentage des vides } P = b - \frac{(d-c)}{b} \cdot 100$$

avec

b : volume du sable

c : volume d'eau

d : volume total.

on trouve

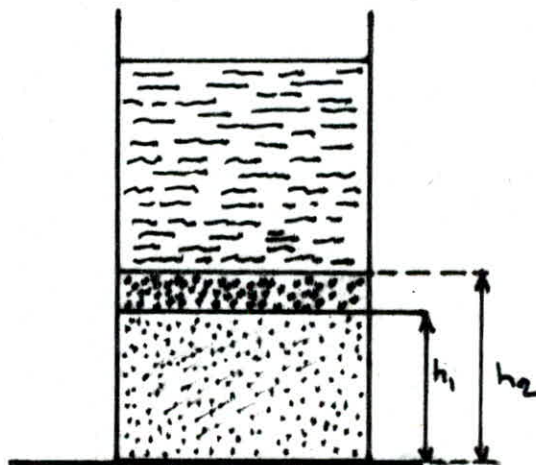
$$\begin{array}{l} G = 66,33 \% \\ P = 33,67 \% \end{array}$$

Equivalent de Sable

Cet essai permet de contrôler la propriété d'un sable, de déterminer le pourcentage de poussières nuisibles et d'éléments argileux qui diminuent les qualités d'un béton.

1.5. II Essais : Pour cette expérience, trois éprouvettes sont utilisées. Une solution lavante est versée dans ces éprouvettes jusqu'au trait supérieur.

Une quantité de sable connue (120 g) est versée dans chaque éprouvette. Le mélange, solution lavante - sable, reste au repos pendant 10 mn. Passé ce temps, un autre volume de cette solution est ajouté jusqu'au trait supérieur de l'éprouvette, le tout reste au repos pendant 20 mn.



1 ^{er} Essai	2 ^{ème} Essai	3 ^{ème} Essai
$h_1 = 8,5 \text{ cm}$	$h_1 = 8,4 \text{ cm}$	$h_1 = 8,3 \text{ cm}$
$h_2 = 9,1 \text{ cm}$	$h_2 = 9 \text{ cm}$	$h_2 = 8,9 \text{ cm}$
$h_{\text{piston}} = 7,9 \text{ cm}$	$h_{\text{piston}} = 7,9 \text{ cm}$	$h_{\text{piston}} = 7,9 \text{ cm}$

A partir de ces résultats, la propriété du sable d'El Golea peut être déterminée.

- visuel :

$$ES_{V_1} = 100 \cdot \frac{h_1}{h_2} = 100 \cdot \frac{8,5}{9,1} = 93,40$$

$$ES_{V_2} = 100 \cdot \frac{h_1}{h_2} = 100 \cdot \frac{8,4}{9} = 93,33$$

$$ES_{V_3} = 100 \cdot \frac{h_1}{h_2} = 100 \cdot \frac{8,3}{8,9} = 93,26$$

d'où $ES_{V_{moyen}} = \underline{93,33 \%}$

Avec Piston

$$ES_{P_1} = 100 \cdot \frac{h_{p1}}{h_2} = 100 \cdot \frac{7,9}{9,1} = 86,81$$

$$ES_{P_2} = 100 \cdot \frac{h_{p2}}{h_2} = 100 \cdot \frac{7,9}{9} = 87,77$$

$$ES_{P_3} = 100 \cdot \frac{h_{p3}}{h_2} = 100 \cdot \frac{7,9}{8,9} = 88,76$$

d'où $ES_{P_{moyen}} = \underline{87,78 \%}$

D'après le tableau des valeurs préconisées pour l'équivalent de sable, le sable d'El Golea est très propre et il y a absence presque totale de fines argileuses nocives. Donc on peut avec ce sable obtenir des bétons de bonne qualité.

I.6 Comparaison des sables d'EL Goléa et de Hassi bahbah

Du point de vue granulométrique les deux sables appartiennent au même fuseau granulaire .

Le module de finesse du Sable d'EL Goléa est supérieur à celui de Hassi bahbah 1,47 contre 1,1 .

Le sable de Hassi - bahbah est plus fin ce qui donne un pourcentage de fines plus grand, donc le ciment élément fin va jouer un plus grand rôle dans l'occupation des vides du béton constitué avec le sable d'El Goléa .

Pour les autres caractéristiques physiques, on peut dire que celles-ci sont à quelques différences près les mêmes pour les deux sables .

CHAPITRE 2

Détermination de la composition optimale

du béton de sable.

2.1 Introduction

Après avoir étudié les caractéristiques physico-chimiques du sable d'EL GOLEA, on aborde dans ce présent chapitre une étape essentielle de ce travail. Cette partie permet de déterminer la composition optimale des constituants du béton de sable.

Pour cela plusieurs essais à la compression sont faits car cette résistance est considérée comme la qualité essentielle pour ne pas dire la seule, à rechercher pour un béton.

On se fixe comme premier but d'atteindre une résistance minimale à la compression et à 28 jours de 200 bars (résistance suffisante à un béton structural.)

Une étude statistique est faite dans la seconde partie de ce chapitre, qui permet de donner une idée sur la qualité des essais faits au laboratoire.

2.2 Essais

Les éprouvettes utilisées sont de forme cylindrique de 16 cm de diamètre, dont la section est de 200 cm², pour les essais de résistance à la compression et des éprouvettes de 7x7x28 de forme parallépipédique pour les essais de flexion. Pour chaque essai trois (03) éprouvettes sont réalisées.

2.2.1 Mode Opératoire.

Après la pesée des différents constituants du béton ciment (CPA 325), sable, eau, on les mélange dans un malaxeur durant cinq (05) minutes. Des moules préalablement huilés afin de faciliter le décoffrage sont remplis de béton tout en étant vibré.

Une fois les moules remplis, on les arrase avec une règle en acier triseautée. Une attente de 24 heures est nécessaire pour décoffrer. Les éprouvettes sont conservées dans l'eau afin d'éviter le retrait hygro-métrique.

2.3 Essais de résistance.

Après conservation dans l'eau, les éprouvettes sont coiffées de souffre afin d'assurer un état plan et un bon parallélisme des têtes au contact des plateaux de la presse, pour éviter des flexions dues aux déformations géométriques.

2.3.1 Première composition

Pour débiter ces essais, la composition de départ prise est celle obtenue dans les thèses précédentes se rapportant à ce sujet et dont la composition est la suivante

$C = 350 \text{ Kg/m}^3$
$S = 1530 \text{ Kg/m}^3$
$E = 260 \text{ l/m}^3$

la première constatation faite dans ce premier essai est que le béton est trop humide, un essai fait avec le cône d'Abrams donne un affaissement de l'ordre de 10 à 12 cm. Donc le béton est mou. Ce résultat n'est pas étonnant vu que le Sable de Hassi-bahbah est plus fin.

Les résultats des essais à la résistance obtenus sont les suivants :

à 7 jours	155 bars
à 28 jours	181.5 bars

Ces résultats sont insuffisants car ils sont loin de la limite inférieure imposée (200 bars)

2-3-2 Deuxième composition :

cette deuxième composition est prise en fonction de la constatation faite pour la première composition, le volume d'eau est réduit ce qui donne un béton d'une meilleure ouvrabilité, mais surtout accroît le rapport C/E et par conséquent accroît la résistance.

cette deuxième composition est la suivante :

$C = 330 \text{ kg/m}^3$
$S = 1530 \text{ kg/m}^3$
$E = 240 \text{ l/m}^3$

Le béton obtenu avec cette composition a une assez bonne ouvrabilité (5 cm) et une meilleure résistance. les résultats

obtenus sont :

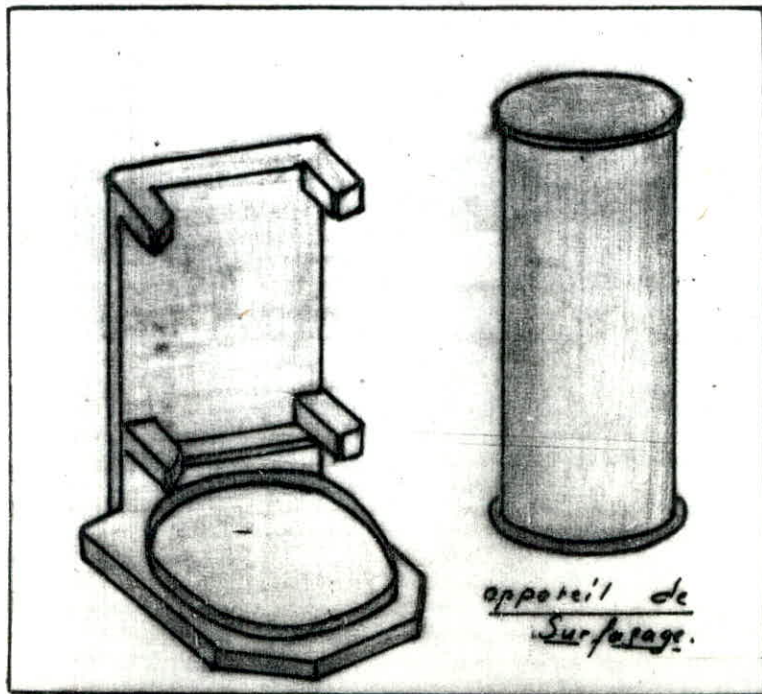
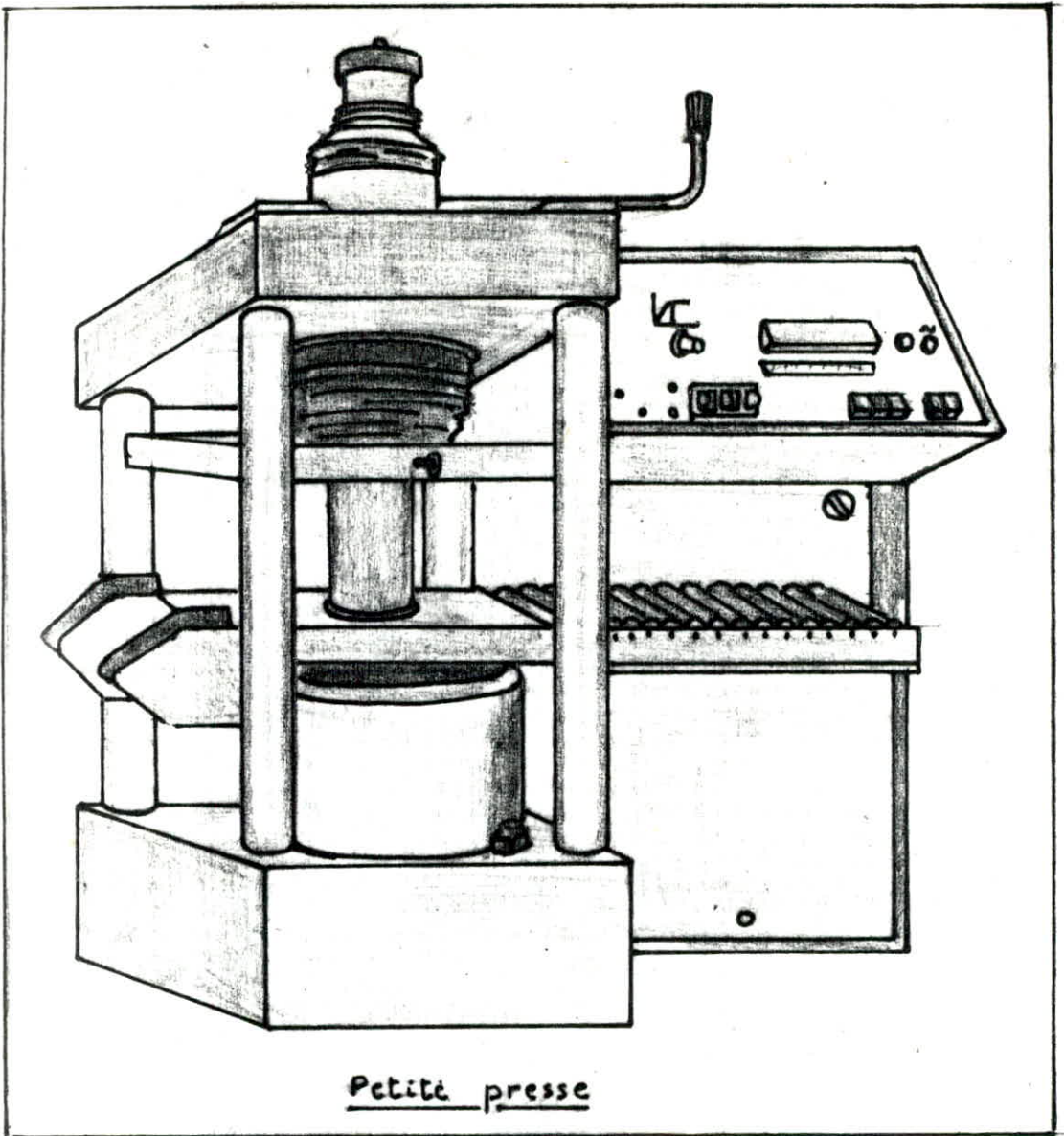
à 7 jours	164 bars
à 28 jours	187 bars

Malgré son léger accroissement, la résistance reste toujours loin de la résistance voulue.

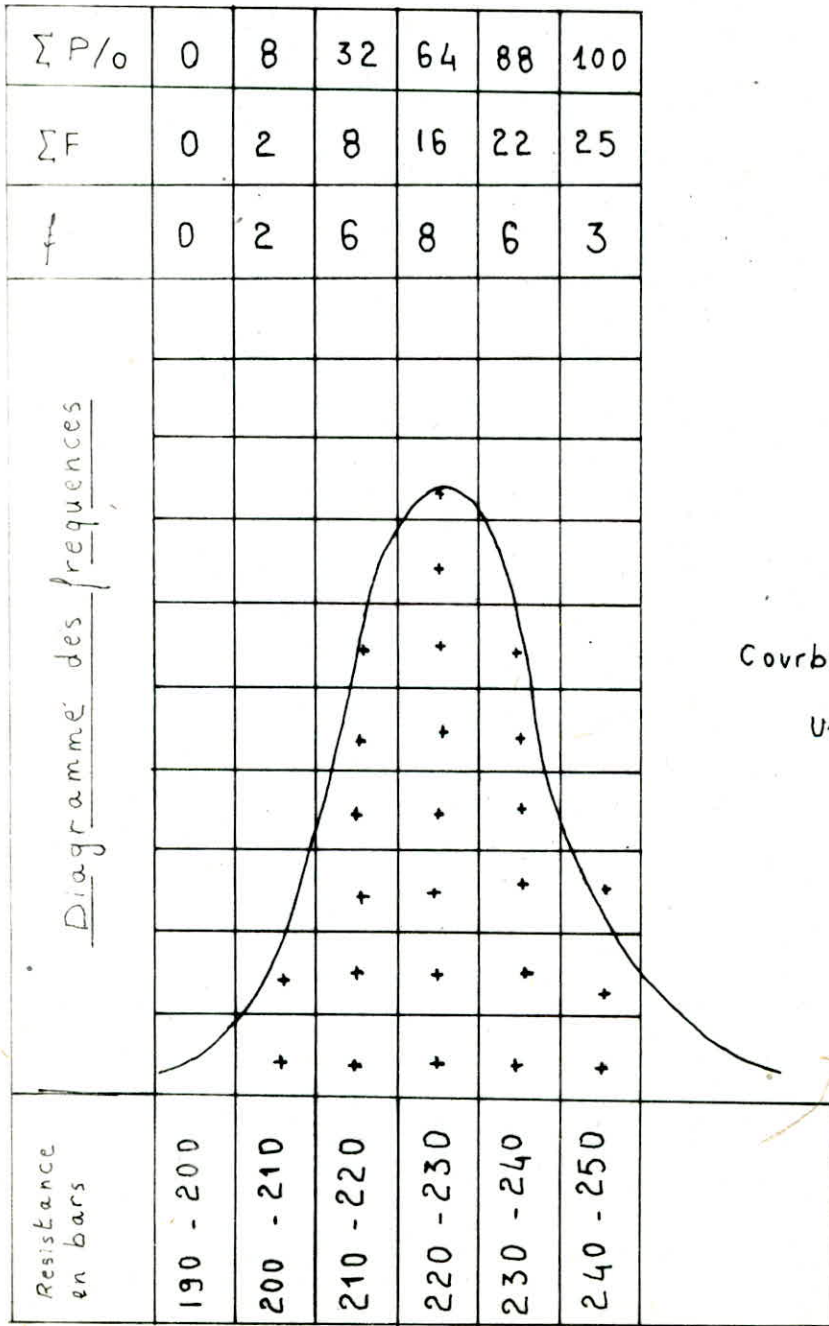
2.3.3 Troisième composition :

La troisième composition est proposée en tenant compte du rapport C/E, car l'augmentation du pourcentage de ciment va influencer d'une façon positive sur la résistance.

Le béton s'affaisse de 3 cm avec le cône d'Abraeus, il suffit seulement d'une bonne vibration au moment de la mise en œuvre, pour avoir un bon béton.



Représentation graphique



Courbe de GAUSS Pour
Une résistance à 28 jours

Les résultats obtenus des essais à la résistance sont les suivants :

à 7 jours	190 bars
à 28 jours	225 bars

Le seuil des 200 bars est largement dépassé ce qui permet d'envisager d'autres essais plus intéressants sur ce béton avec cette dernière composition.

Celle-ci est la suivante :

$C = 350 \text{ kg/m}^3$
$S = 1530 \text{ kg/m}^3$
$E = 240 \text{ t/m}^3$

2.4 Essais de traction par flexion.

Les éprouvettes utilisées sont des prismes de section carrée et d'élançement 4



expression du résultat : $\sigma_{28} = \frac{1.8 F}{a^2}$

Résultats obtenus à 28 jours :

$$F_1 = 2,62 \text{ KN}$$

$$F_2 = 3,44 \text{ KN}$$

$$F_3 = 2,98 \text{ KN}$$

$$\text{Moyenne} = 3,01 \text{ KN}$$

$$\text{d'où } \sqrt{f_{28}} = \frac{1,8 F_m}{a^2} = \frac{1,8 \cdot 3,01}{7 \times 7} = \underline{\underline{11,05 \text{ Kg/cm}^2}}$$

2.5. Masse volumique du béton.

- masse volumique du béton frais

$$\text{Volume de l'éprouvette} = \frac{\pi d^2}{4} \cdot h = 6400 \text{ cm}^3$$

$$\text{masse du béton frais} \quad 14,480 \text{ Kg}$$

$$\text{masse volumique} = \frac{14480 \cdot 10^3}{6400} = \underline{\underline{2260 \text{ Kg/m}^3}}$$

- masse volumique du béton sec (à 7 jours)

$$\text{masse du béton sec} \quad 14,200 \text{ Kg}$$

$$\text{masse volumique} = \underline{\underline{2200 \text{ Kg/m}^3}}$$

2.6 Conclusion :

Le sable d'EL Goléa étant moins fin que celui de Hassi-bahbah donc le ciment élément fin joue un rôle plus important dans l'occupation des vides et par conséquent dans la résistance. Les résultats obtenus sont prometteurs ce qui permet d'envisager d'intéressants travaux sur ce béton.

2-7. Etude Statistique sur la résistance moyenne du béton de Sable.

Pour cette étude cinquante (50) éprouvettes (32x16) ont été faites avec la troisième composition.

cette étude permet d'avoir une idée sur la qualité des essais faits au laboratoire en fonction de certains paramètres statistiques. la moitié (25) de ces éprouvettes servent à déterminer des paramètres statistiques à 7 jours, et l'autre moitié pour calculer ces mêmes paramètres à 28 jours.

les résultats des essais à l'écrasement donnent les valeurs suivantes en bars selon le tableau ci-après.

à 7 jours		à 28 jours	
N°	Résistance en bars	N°	Résistance en bars
1	182,5	1	234,5
2	152,0	2	216,0
3	154,0	3	211,0
4	159,5	4	202,0
5	187,0	5	225,0
6	159,5	6	230,5
7	166,5	7	232,5
8	156,0	8	242,0

9	175,0	9	200,0
10	186,5	10	216,5
11	172,0	11	216,5
12	185,5	12	226,0
13	169,5	13	224,0
14	190,0	14	237,5
15	175,0	15	241,0
16	172,5	16	227,5
17	163,5	17	235,0
18	173,5	18	248,0
19	167,0	19	220,0
20	180,0	20	226,5
21	170,5	21	234,0
22	197,5	22	222,5
23	194,5	23	227,5
24	164,0	24	217,0
25	160,0	25	229,5

1 - moyenne arithmétique .

la moyenne arithmétique est donnée par :

$$m_a = \frac{\sum m_i}{n}$$

Les moyennes obtenues sont les suivantes :

à 7 jours	172,54 bars
à 28 jours	225,70 bars

2.7.2 - coefficient de variation :

Pour avoir une idée sur la qualité de la dispersion des résultats, il est nécessaire de connaître le coefficient de variation V .

Ce coefficient est calculé à partir de l'écart-type S , donné par la formule suivante :

$$S = \sqrt{\frac{\sum (m_i - m_a)^2}{n-1}} \quad \text{avec} \quad \frac{\sum (m_i - m_a)^2}{n-1} = \text{variance}$$

Le coefficient de variation est $V = 100 \cdot \frac{S}{m_a} \%$

La valeur du coefficient de variation V nous renseigne donc sur la qualité du travail fait au laboratoire. Pour cela le professeur Rûsh de Munich [] propose un tableau basé sur la probabilité de fréquence d'observation d'une valeur donnée dans une famille, se répartissant suivant la Loi de Gauss (courbe en cloche). Pour des travaux au laboratoire, si

$V \leq 8 \%$	Excellentes	Valeurs du Coeff. de Variation
$V \leq 12 \%$	Bonnes	
$V > 15 \%$	Mauvaises	

Les résultats obtenus dans le cas du béton de sable
d'EL GOLÈA sont :

$$\begin{array}{l} \text{à 7 jours} \\ \hline \bar{X} = 172,54 \\ S = 12,783 \end{array} \left| \rightarrow \underline{V = 7,4 \%} \right.$$

$$\begin{array}{l} \text{à 28 jours} \\ \hline \bar{X} = 225,7 \\ S = 11,696 \end{array} \left| \rightarrow \underline{V = 5,18 \%} \right.$$

- Le coefficient de variation est plus important pour l'étude à 7 jours que pour celle à 28 jours. Ce qui est chose normale, car le coefficient de variation est moins important pour les bétons âgés comparés aux bétons jeunes pour lesquels les conditions de durcissement ont une influence importante qui diminuent avec l'âge.
 - Dans les deux cas le coefficient "V" de variation est inférieur à 8%.
- on peut donc conclure qu'on a une très bonne qualité d'essais.

7.3 - Resistance nominale :

Il ressort de ce qui a été vu que la dispersion affecte plus ou moins, mais d'une façon inévitable les mesures de résistances d'un béton, ce qui laisse à penser que la résistance moyenne d'une série de mesures n'est pas un critère suffisant de la résistance, donc on doit tenir compte de cette dispersion où l'écart-type est un facteur important.

En effet si σ'_m est la résistance moyenne d'un béton sur une série de n échantillons, on a un coefficient de risque r de 50% de trouver des valeurs de résistance inférieures à σ'_m . Pour cela, on doit tenir compte comme résistance de base une valeur σ'_n inférieure à σ'_m et ce risque diminue suivant la Loi : $\sigma'_n = \sigma'_m - t \cdot s$

ce coefficient t est en fonction du risque accepté et plus t est important moindre est le risque

D'après la Loi de Gauss on a :

r	0,001	0,005	0,010	0,025	0,05	0,10	0,16	0,20	0,50
t	3,09	2,58	2,33	1,96	1,64	1,28	1	0,8	0

si l'on accepte de prendre un risque de 20% et à partir de la

valeur moyenne = 225,7 bars, $s = 5,18$ $t = 0,8$

$$\sigma'_n = \sigma'_m - t \cdot s \quad \text{on obtient} \quad \sigma'_n = 225,7 - 0,8 \cdot 5,18 = \underline{\underline{221,55 \text{ bars}}}$$

CHAPITRE 3

Etude de l'extensométrie

Extensometrie .

3.1 Definition.

On appelle extensometrie toutes les techniques qui permettent de mesurer les déformations qui apparaissent dans un corps donné lorsque ce dernier est soumis à des sollicitations extérieures .

3.2 But des essais :

Ces essais ont pour but de déterminer en premier lieu les valeurs numériques des paramètres qui caractérisent les structures .

En second lieu, ils fixent ces paramètres sous forme de coefficients qui définissent le comportement sous certaines sollicitations.

Ces grandeurs caractérisent en général les corps homogènes, on attribue pour le béton une homogénéité conventionnelle qui se manifeste par des valeurs moyennes des constantes .

3.3 Méthode de mesures :

Depuis quelques années plusieurs méthodes et techniques ont été élaborées pour exploiter de manière rationnelle les essais d'extensometrie . Ces méthodes sont basées sur des phénomènes physiques, optiques, acoustiques, électriques ect .

3.4 Extensometres employés au Laboratoire .

Vue le grand nombre des extensometres employés au laboratoire, nous ne citons ici que quelques-uns .

3.4.1 Les extensomètres mécaniques

Ces extensomètres sont basés sur l'amplification de la déformation

soit par levier ou par engrenage, on cite :

- Les extensomètres à levier
- Les extensomètres à engrenages .

3.4.2 Les extensomètres électriques

Ces extensomètres sont destinés à traduire une déformation ou un déplacement par la variation d'une résistance électrique. Cette variation est mesurée dans un circuit électrique. On cite :

- Les déformètres et fleximètres à potentiomètre
- jauges à résistance non métallique
- jauges à résistance métallique qui sont couramment employées de nos jours et dont le principe consiste à calculer la variation de la résistance en fonction de la déformation par la relation

$$\left[\frac{\Delta R}{R} = K \cdot \frac{\Delta L}{L} \right]$$

où K est une constante appelée facteur de jauge .

Les extensomètres optiques

L'extensométrie par utilisation de rayons X

L'extensométrie par revêtement .

3.5 Matériel utilisé lors de cette étude

Le Dispositif utilisé est un extensomètre mécanique (pour cylindres normalisés) à trois capteurs de déplacement donnant un signal électrique proportionnel aux variations de distances entre deux sections d'une éprouvette .

3.5.1 Description du Matériel.

Le matériel utilisé se compose de :

- Un extensomètre mécanique
- Un coffret électronique (J2P)
- Une table tragante.

L'extensomètre mécanique est constitué de 2 couronnes rigides, chacune fixée sur l'éprouvette par des vis pointeaux.

Les déplacements relatifs de ces deux couronnes sont captés par trois capteurs de déplacements linéaires et donnés par un conditionneur qui réalise la moyenne des trois informations.

Les deux couronnes sont assemblées entre-elles par des entretoises qui assurent ainsi :

- La mise en place des deux couronnes sur l'éprouvette
- La définition d'une longueur de base de 160 mm

Trois vis micrométriques placés sur la couronne inférieure permettent le réglage à zéro de chaque capteur.

Le coffret électronique a trois fonctions principales :

- . Une visualisation de la lecture sur un indicateur numérique
- . Un conditionnement de la mesure à trois voies
- . Une double sommation qui permet de connaître la valeur moyenne du déplacement des deux couronnes (ΔL) et la valeur moyenne de la déformation ($\Delta L/L$)

Les tables traçantes permettent de donner sous forme de courbes, les déformations d'une éprouvette donnée sous l'action des sollicitations engendrées par la presse.

Les charges sont données sur l'axe des ordonnées en (KN) par l'intermédiaire de capteurs de forces, reliés directement à la presse. Les déformations longitudinales sont portées sur l'axe des abscisses en ($\mu\text{V}/\text{cm}$) grâce aux capteurs de déformations reliés à l'éprouvette.

Notons que ces essais ont été faits sur une base de mesure de 160 mm en admettant que cette longueur de base est suffisamment petite pour considérer la déformation uniforme suivant sa direction.

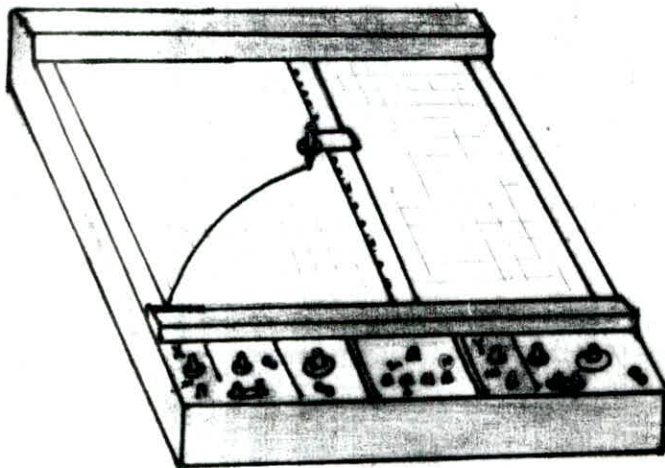
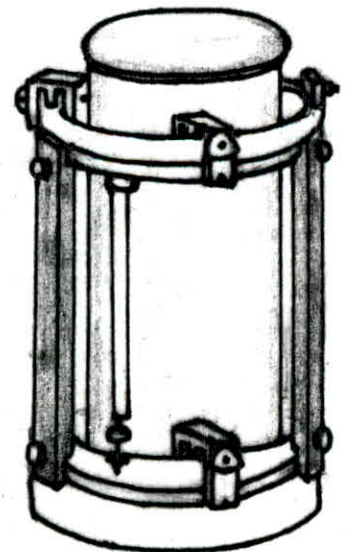
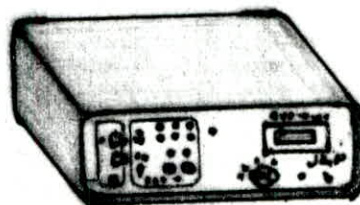


Table Tracante



Extensometre

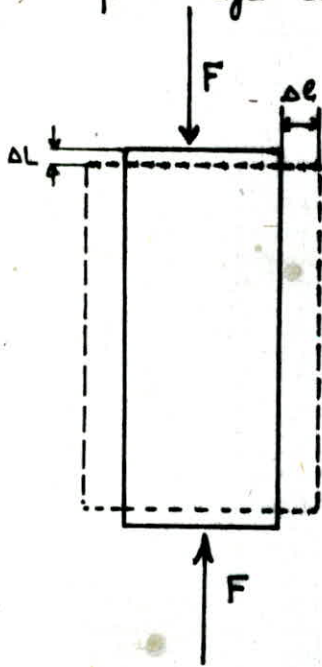


coffret. 52P

3.6 - But de l'essai

Le comportement des matériaux sous l'action des charges, est exprimé par la liaison fonctionnelle entre la déformation et l'effort qui la provoque. Cette liaison est obtenue dans cet essai par des diagrammes ($\sigma - \epsilon$) d'un certain nombre d'éprouvettes chargées uniaxialement (en compression simple) par les plateaux de la presse.

La forme des éprouvettes et les vitesses de chargement sont normalisées pour nous permettre de comparer avec les résultats classiques déjà obtenus pour le béton.



Il se produit donc longitudinalement un raccourcissement ΔL , et la déformation est $\epsilon_1 = \frac{\Delta L}{L}$

Transversalement, on obtient un allongement Δl et la déformation $\epsilon_2 = \frac{\Delta l}{l}$

D'où les relations suivantes :

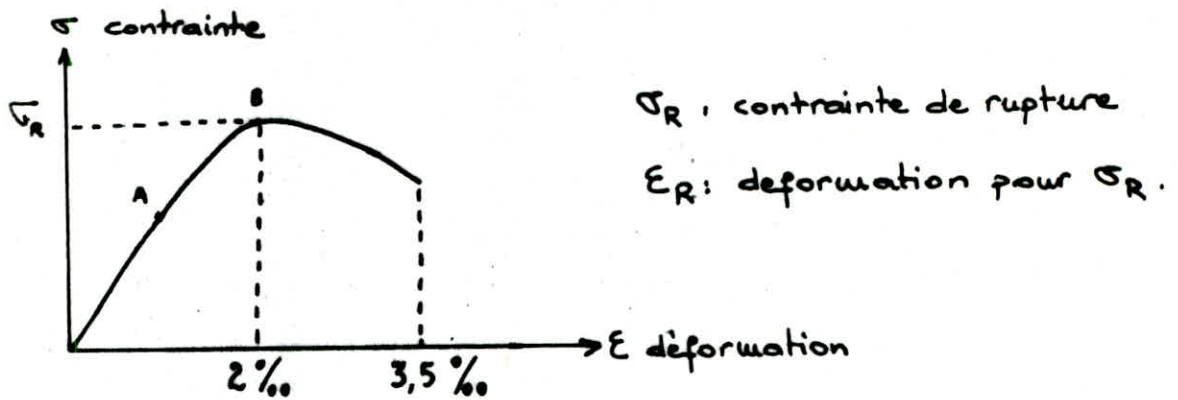
$$\epsilon_2 = -\nu \epsilon_1 \quad \text{où } \nu : \text{coefficient de poisson.}$$

et $\sigma = E \epsilon$ ou E : module d'Young longitudinal

σ : la contrainte appliquée

ϵ : la déformation engendrée par σ

En general, l'allure de la courbe contrainte deformation est la suivante



Dans cet essai on ne s'intéresse qu'aux déformations longitudinales. Notre but donc est de calculer le module d'Young longitudinal et d'autre part l'influence de la vitesse de chargement sur ce module. On notera que plusieurs variables influent sur la valeur de \bar{E} qui sera d'autant plus élevée que :

- Le béton est plus compact et plus résistant
- Le béton est plus âgé.
- La pièce est conservée dans une atmosphère plus humide.

Pour différentes vitesses et à différents âges, 50 essais ont été fait pour pouvoir calculer d'une manière plus ou moins exacte, les coefficients définissant la nature de ce béton.

3.7 Exploitation des courbes .

l'allure des courbes ($\sigma - \epsilon$) obtenues, est très proche de celle du béton classique . Elles présentent jusqu'au point A (fig) un domaine sensiblement rectiligne où on a ($\sigma = E \cdot \epsilon$; E représente le coefficient angulaire de la droite) dans ce domaine donc, la contrainte est proportionnelle à l'effort appliqué : c'est le domaine élastique du béton .

Au delà du point A apparaît le domaine plastique où les déformations augmentent d'une manière non linéaire par rapport aux contraintes jusqu'à la rupture de l'éprouvette . Les modules d'young ont été calculés à 30% de la charge de rupture .

Notons que ce module ne peut pas être déterminé en un point arbitraire et suivant une direction quelconque dans le milieu considéré . Par conséquent, les valeurs calculées de ce module sont des approximations dont la précision est difficile à évaluer . Pour un béton classique, ce coefficient varie entre (100 000 et 500 000 Kg/cm²)

Trois vitesses de chargement ont été choisies dans cet essai pour voir l'influence de ces dernières sur le module E

$V_1 = 10 \text{ KN/s}$ qui est une vitesse de chargement classique .

$V_2 = 100 \text{ KN/s}$ vitesse maximum de la Presse .

$V_3 = 1 \text{ KN/s}$ vitesse minimum de la presse .

Le tableau ci-dessus résume les différentes valeurs de \bar{E} et \bar{E} calculées sur un échantillon de 25 éprouvettes à 28 jours.

	E_r %	σ_r (bar)	E (bar)	E_r moyen	σ_r (bar) moyen	E (bar) moyen
$V_1 = 10 \text{ KN/s}$	2,01	231,0	232 500	2,35	228,8	286 568
	1,90	225,0	207 000			
	2,26	219,0	310 909			
	2,50	232,5	418 235			
	2,38	241,5	257 586			
	2,30	237,0	252 000			
	2,35	228,0	341 298			
	2,45	216,0	321 400			
	2,06	228,0	216 000			
	2,70	237,0	268 235			
	2,70	249,0	369 350			
	2,42	234,5	312 666			
	2,25	214,5	279 782			
	2,65	210,0	225 000			
				$S = 0,24$	$S = 11,05$	
				$V = 10,2$	$V = 4,82$	

$v_2 = 100 \text{ KN/s}$	1,75	227,5	358115	1,94	230,30	339400
	1,80	228,0	335555			
	1,85	241,5	268333			
	2,20	225,0	360000			
	2,10	229,5	375000			
$v_3 = 1 \text{ KN/s}$	2,80	217,0	264130	2,46	205,60	259941
	1,84	200,0	204480			
	3,20	189,0	330750			
	2,33	220,0	299000			
	2,15	202,0	201346			

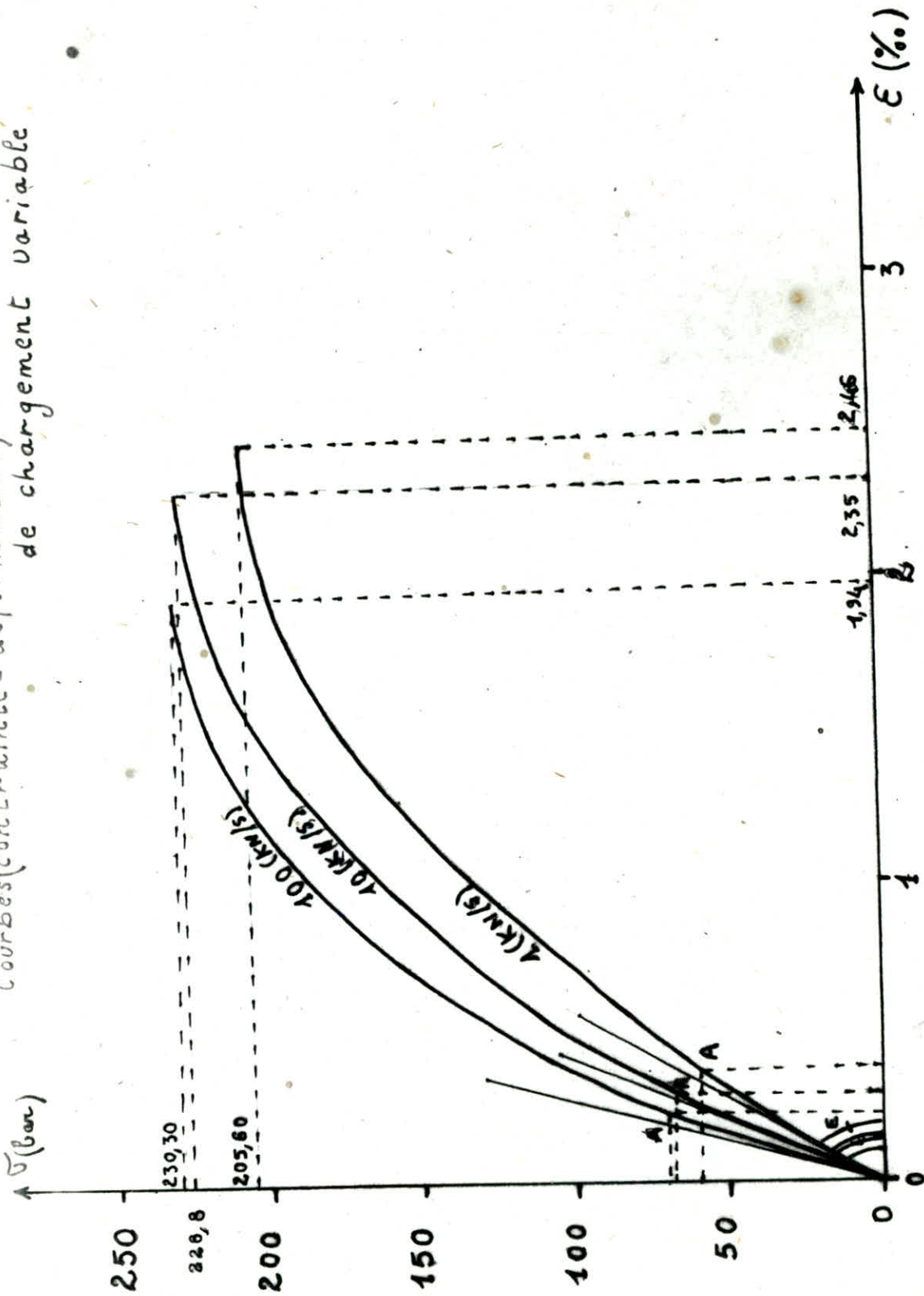
σ_r : contrainte de rupture

ϵ_r : déformation correspondante.

38 Influence de la vitesse de chargement :

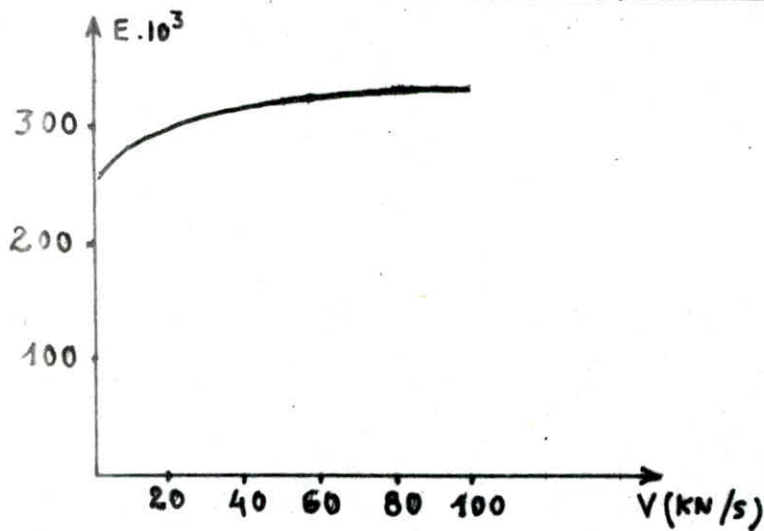
La vitesse de chargement est le principal facteur qui met en évidence la manière dont le matériau répond à la sollicitation. On étudie ici l'influence des grandes vitesses de chargement (100 KN/s) et des petites vitesses (1 KN/s) sur ce matériau par rapport aux vitesses de chargements classiques qui sont de (10 KN/s)

Courbes (contrainte - deformation) avec vitesse de chargement variable.



- âge . 28 jours

3.3.1 - Influence de la vitesse de chargement sur le module "E"



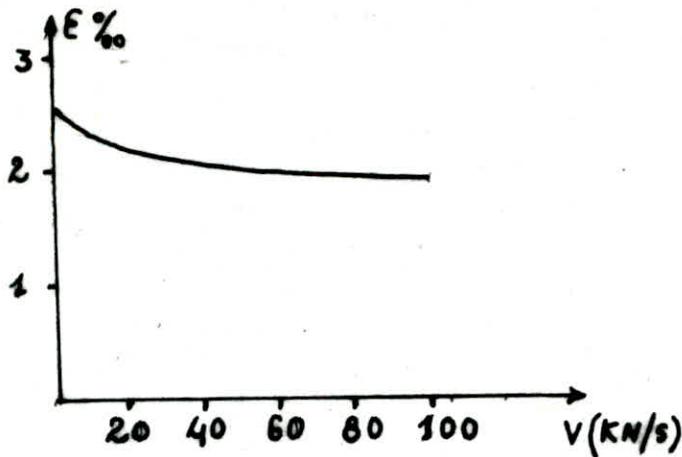
On remarque d'après la figure ci-dessus que la valeur de "E" augmente en cas de grande vitesse de chargement et diminue lorsque cette vitesse est moindre.

Le chargement rapide augmente jusqu'à 1,2 fois la valeur de E calculée à (10 KN/s). Cette valeur diminue de 0,9 fois lorsque le chargement est lent.

3.3.2 - Influence de la vitesse de chargement sur la déformation longitudinale et la contrainte de rupture

De même que pour le module d'élasticité le chargement rapide conduit à des accroissements de la contrainte de rupture alors que le chargement lent diminue sensiblement cette contrainte.

Par contre, on remarque que les déformations longitudinales diminuent pour une grande vitesse de chargement et augmentent pour des chargement lents.

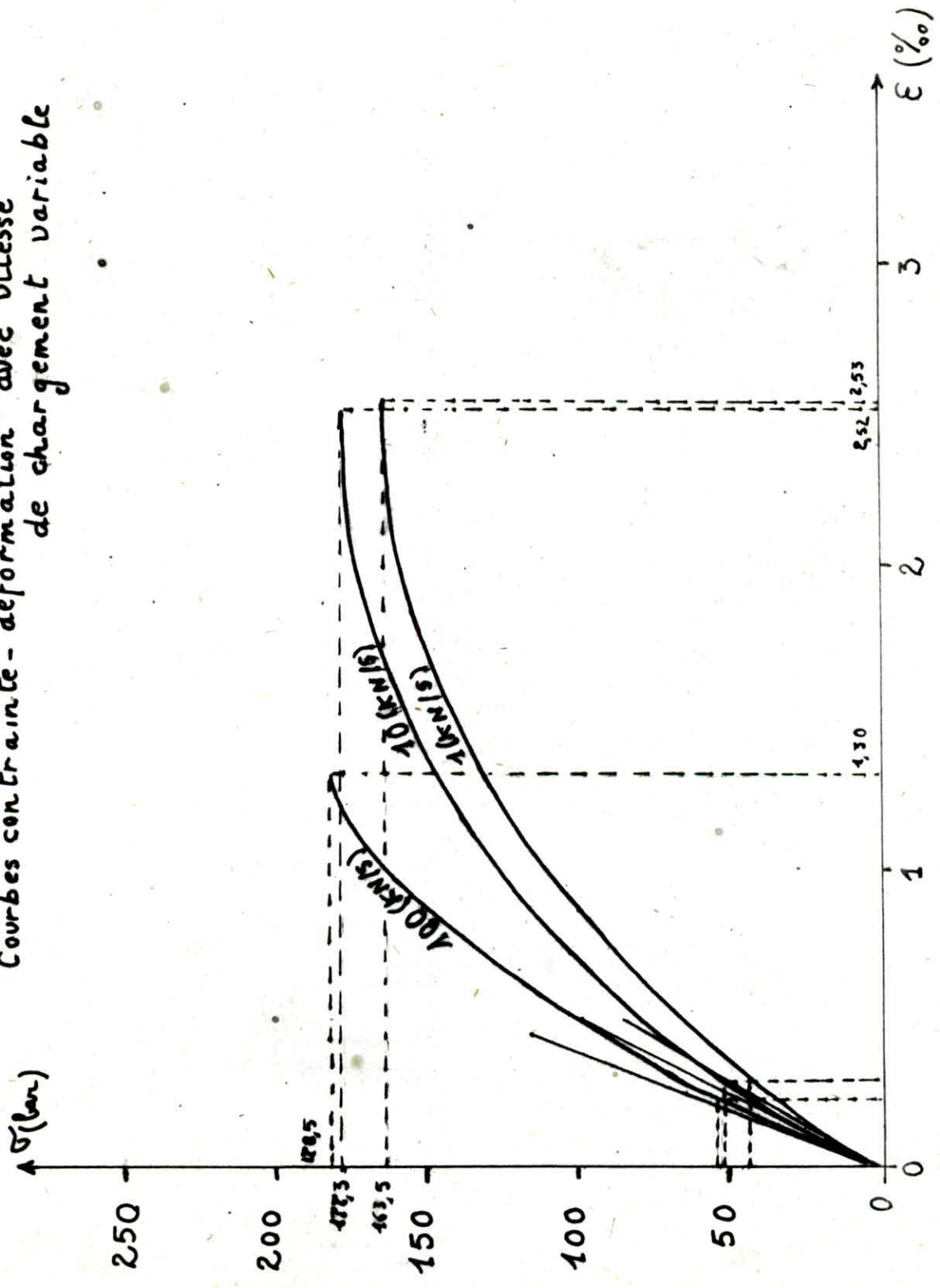


3.8.3. Influence de l'âge du béton sur le module "E"

Des essais similaires ont été faits sur un échantillon de 25 éprouvettes à 7 jours et ont donné les résultats suivants: on ne regroupe ici que la valeur moyenne des résultats obtenus.

	ϵ_r ‰	σ_r (bar)	E (bar)
$v_1 = 10 \text{ KN/s}$	2,52	177,3	260 250
$v_2 = 100 \text{ KN/s}$	1,30	178,5	275 623
$v_3 = 1 \text{ KN/s}$	2,53	163,5	254 340

Courbes contrainte - deformation avec vitesse de chargement variable



- âge - 7 jours -

La vitesse de chargement a les mêmes effets sur un béton de 28 jours que sur un béton de 7 jours .

On note néanmoins que le module d'Élasticité "E" augmente avec l'âge du béton alors que la déformation à la rupture est plus faible pour un béton plus âgé .

CHAPITRE 4

Essais sur le béton de sable

Introduction,

Ce quatrième chapitre est consacré à l'étude de quelques essais faits avec le béton de sable.

La connaissance de la résistance à la compression reste et demeure certes une qualité essentielle pour un béton, mais celle-ci ne peut donner une image réelle des caractéristiques de ce béton.

La première partie est consacrée à l'étude du fluage avec des charges différentes. Bien que les essais faits ne soient pas des essais de fluage proprement dit (celui-ci nécessite une durée de charge assez importante allant jusqu'à des dizaines d'années) il n'en demeure pas moins que les résultats obtenus sont en concordance avec les autres études relatives à ce sujet.

La seconde partie est consacrée à des essais de fatigue du béton de sable avec des charges différentes. Le nombre de cycles (charges - décharges) est étudié en fonction des charges appliquées.

La troisième partie quant à elle est réservée à l'étude du confinement, son influence sur la résistance et sur la ductilité du béton de sable.

Le Fluage.

4.1 - Introduction

La théorie du fluage, à son point de développement actuel, est une théorie complexe faisant appel à de vastes connaissances expérimentales et théoriques.

L'ingénieur constructeur doit pouvoir disposer d'une image pratique et utilisable de l'effet du fluage sur les structures qu'il a à concevoir.

4.1.1 - Historique et Définition

L'ingénieur Freysinot prend conscience au début du siècle de l'existence d'un phénomène nouveau de déformation du béton.

Il observe sur son pont de VEURDRE des déformations à la clé de 10 à 15 cm

Ce phénomène de raccourcissement du béton sous son poids propre ne s'explique pas par la théorie de l'élasticité.

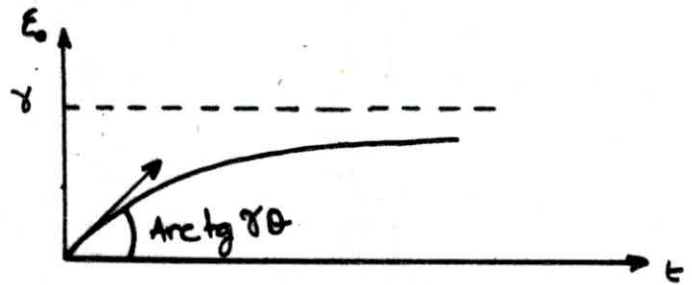
Il trouva son explication dans la non-élasticité du béton.

Définition: Le fluage est un phénomène de déformation différée sous charge fixe indéfiniment appliquée.

4.1.2- Les facteurs influençant le fluage.

* Le temps : D'après la représentation de Dischenger, on peut admettre que le fluage spécifique noté $\bar{\epsilon}_0$ varie selon la Loi suivante en fonction du temps

$$\bar{\epsilon}_0 = \gamma (1 - e^{-\theta t})$$

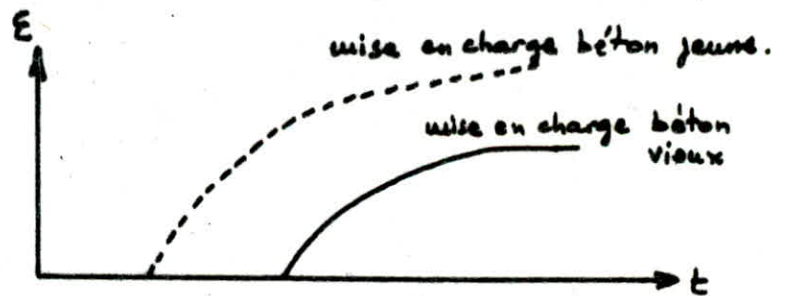


* L'humidité du milieu de conservation

Le fluage augmente d'une façon importante lorsque l'humidité diminue.

* L'âge de la mise en charge

Plus le béton est vieux à sa mise en charge, moins le fluage est important.



* La composition du béton

Le fluage est une fonction croissante du dosage en ciment, une fonction croissante du rapport C/E

* La charge appliquée

Le fluage est une fonction croissante de la charge appliquée.

4.1.3 But des essais : Le But principal recherché, c'est l'influence du fluage sur le béton de sable avec des charges différentes et le comportement de celui-ci.

Pour le béton fait avec le sable d'El Golèa des charges 60%, 75% et 90% de la contrainte de rupture sont appliquées en prenant $\sigma_r = 220$ bars.

4.1.4 Appareillage utilisé :

- Petite presse (3000 kN)
- Extensometre J2P
- Ordinateur
- Eprouvettes à 28 jours

4.1.5 Mode opératoire

Une éprouvette cylindrique est placée sous une charge constante appliquée par les plateaux de la presse

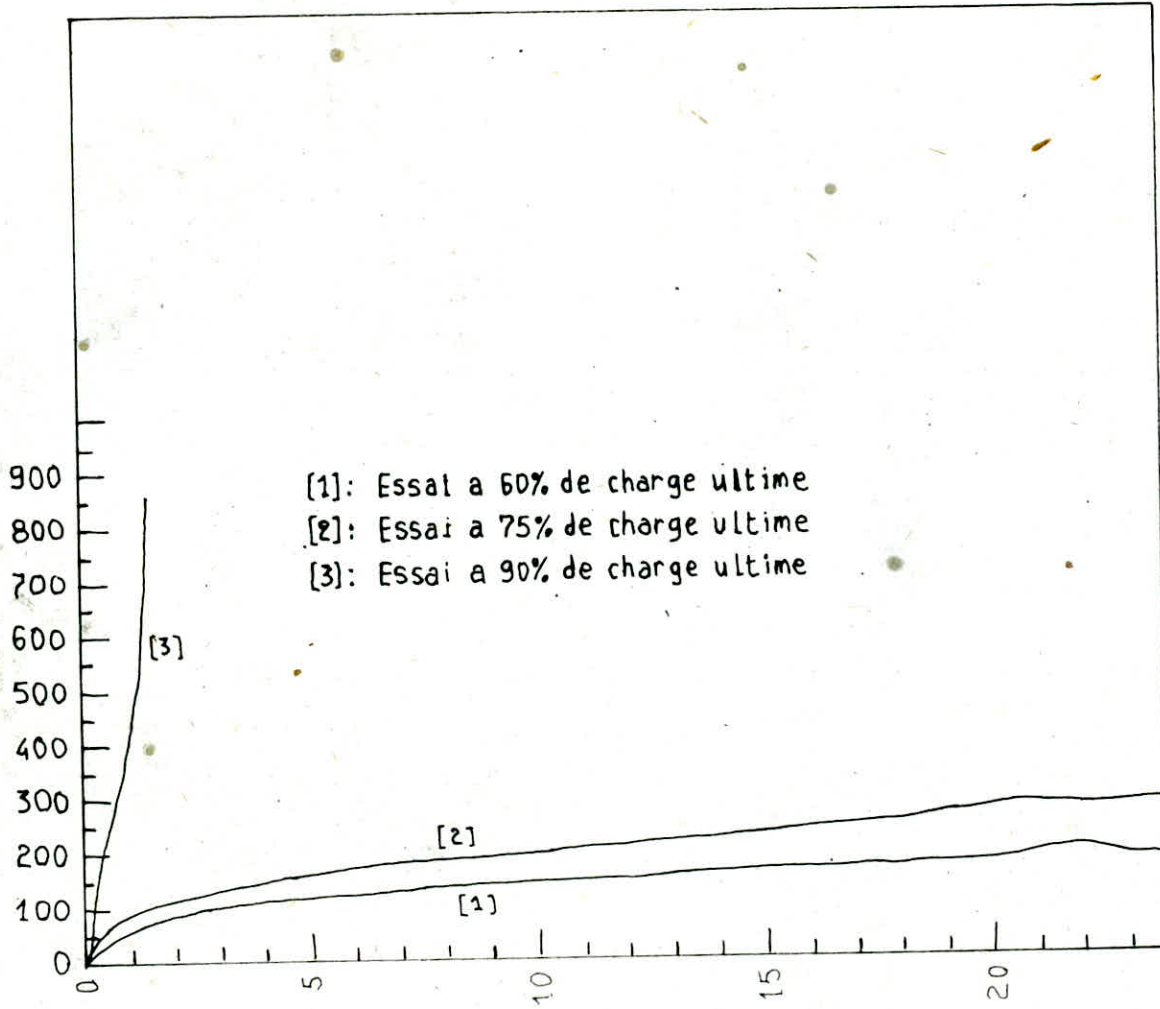
Les déformations sont mesurées par un extensometre et un compteur de déformation. (J2P)

L'ordinateur grâce à sa liaison avec ces appareils de mesures permet de donner les déformations tous les quart-d'heure, pendant toute la durée de l'essai (24h.)

Les résultats de ces essais sont donnés pour chaque heure, sur le tableau ci-après.

Deformation Temp's (h)	60%	75%	90%
1	608,90 10 ⁶	452,44 10 ⁶	851,25 10 ⁶
2	638,20 .	534,25 .	986,75 -
3	655,45 .	561,50 .	1080,75 -
4	664,65 .	581,86 .	1167,35 -
5	670,30 .	596,85 .	1257,00 -
6	676,90 .	609,40 .	1364,90 -
7	683,05 .	619,85 .	1705,05 .
8	689,80 .	629,70 .	
9	693,65 .	636,65 .	
10	701,05 .	642,20 .	
11	703,35 .	648,10 .	
12	705,45 .	655,75 .	
13	711,50 .	663,00 .	
14	715,45 .	669,55 .	
15	719,70 .	674,40 .	
16	722,95 .	682,75 .	
17	726,65 .	689,75 .	
18	728,60 .	697,20 .	
19	732,55 .	703,70 .	
20	736,65 .	717,70 .	
21	743,00 .	726,05 .	
22	754,95 .	730,65 .	
23	762,95 .	732,65 .	
24.	769,45 .	735,00 .	

Deformation (x 10E-6)



- [1]: Essai a 60% de charge ultime
- [2]: Essai a 75% de charge ultime
- [3]: Essai a 90% de charge ultime

ESSAI DE FLUAGE
BETON DE SABLE

Temps (Heures)

courbes de fluage rapportées à l'origine

4.1.6 Exploitation des résultats

Une représentation schématique du phénomène du fluage est donnée en étudiant les déformations d'une éprouvette de béton en fonction du temps.

Des éprouvettes conservées dans les mêmes conditions de température et d'humidité sont comparées mais avec charges appliquées différentes.

Des diagrammes de déformation "E" en fonction du temps. On remarque que les déformations par fluages sont considérables et que le phénomène ne paraît pas s'arrêter sauf bien sûr en cas de rupture.

Au début les déformations augmentent considérablement, ensuite le phénomène paraît suivre une loi pratiquement linéaire, cas de chargement $0,60 \sigma_r$ et $0,75 \sigma_r$.

L'éprouvette .1. qui subit une charge de $0,9 \sigma_r$, se rompt au bout de quelques temps, ce qui explique, l'arrêt de la courbe sur le graphe.

Aucune fissure n'apparaît sur les deux autres éprouvettes et des essais de résistance à la compression faits sur celles-ci ont donné des résultats supérieurs à 200 bars.

4.1.7 Conclusion : Malgré la très courte durée de mise en chargement

il ressort de cette étude que le béton de sable se comporte comme tout autre béton soumis aux mêmes conditions de chargements.

4.2 Essais de Fatigue.

Les essais décrits précédemment caractérisent le comportement du béton sous des charges croissantes et monotones. Or dans la vie courante les structures sont soumises à des charges variables qui se répètent un grand nombre de fois et il arrive parfois que des structures se rompent sous des charges qui sont inférieures à leur limites de rupture. Il ya donc un phénomène qui diminue la résistance d'un matériau lorsque celui-ci est soumis à un système de charge et décharge répété. Ce phénomène s'appelle fatigue.

4.2.1 But des essais.

Ces essais ont pour but de voir le comportement du béton de sable sous des sollicitations répétées et d'en déduire par la suite l'influence du nombre de cycle sur la chute de la résistance. On note que les principaux facteurs qui influencent la rupture des pièces par fatigue sont :

- La fréquence des cycles de mise en charge.
- Les niveaux de charge maximum et minimum.
- La Température.
- Le fini de Surface, les concentrations de contraintes, etc..

4.2.2 Matériel utilisé :

L'appareillage utilisé pour le tracé des courbes est le même que celui utilisé pour les essais d'extensométries c'est à dire

- Un coffret électronique (J2P)
- Un extensomètre mécanique
- Une table traçante qui nous donne les diagrammes

de charge et décharge où en abscisse sont portées les déformations et en ordonnée, la valeur des contraintes appliquées.

La sollicitation des éprouvettes en charge et décharge est produite par les plateaux d'une grande presse hydraulique.

4.2.3 - Mode opératoire :

Dans cet essai, des éprouvettes ont été soumises donc à un système de chargement répété avec une montée en charge maximale variable de 90% et 75% de la contrainte de rupture et une descente à charge nulle pour nous permettre d'étudier le phénomène élastique du béton.

On a soumis en premier lieu une éprouvette à un chargement à 90% de sa contrainte maximale soit "200 bars" et un déchargement à "3,5 bars" qui peut être considéré comme un retour à charge nulle.

4.2.4. Interpretation .

Nous constatons qu'au cours du premier chargement, on atteint une certaine valeur de déformation " ϵ_{A_1} " (fig 1), qui est la déformation totale due à l'effort " σ " appliqué. Si on décharge l'éprouvette, il reste une déformation plastique ou résiduelle " ϵ_{B_1} " qui subsiste après annulation de cet effort. Il s'est produit donc après ce cycle, une déformation élastique donnée par " $(\epsilon_{A_1} - \epsilon_{B_1})$ ".

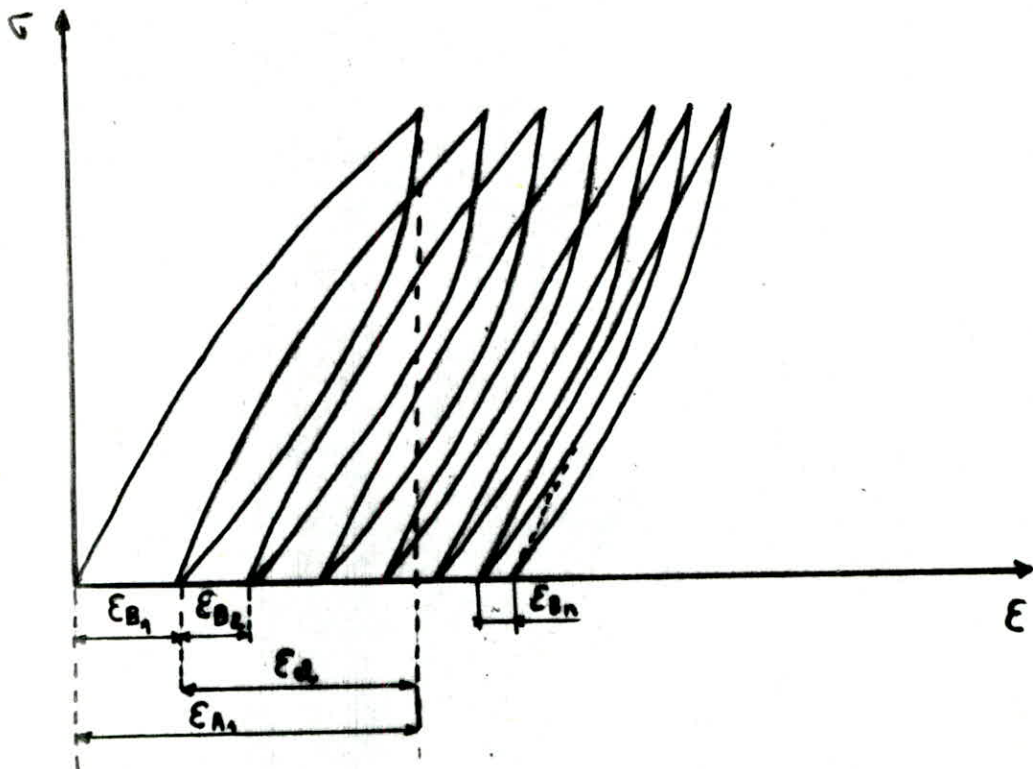


fig. 1

On a pu ainsi décrire une série de cycles de mises en charge et au fur et à mesure que le nombre de cycles augmente, les déformations plastiques ou résiduelles relatives à chaque cycle diminuent progressivement jusqu'à rupture de l'éprouvette.

En effet si on trace la courbe des déformations plastiques en fonction du nombre de cycles (fig 2). On constate que la valeur de la

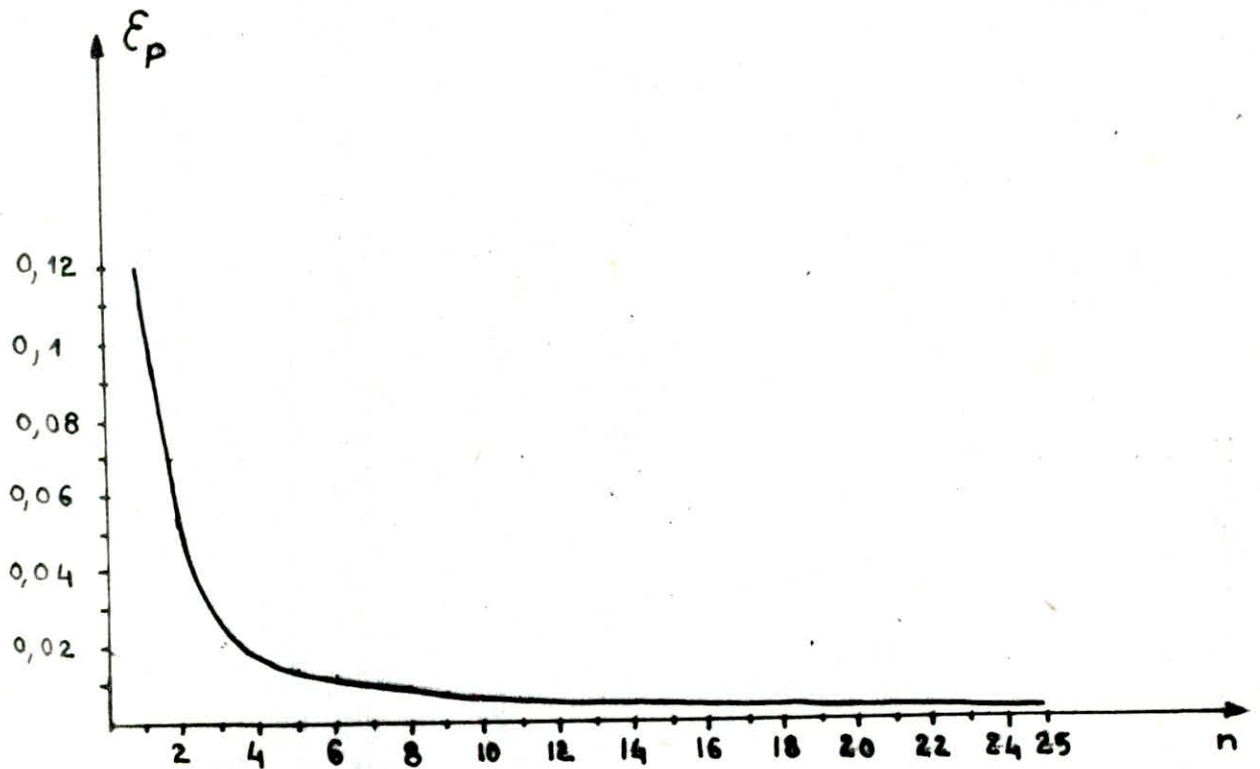


fig 2

déformation plastique décroît vite lors des premiers cycles puis commence à diminuer progressivement jusqu'à la rupture qui s'est produite dans ce cas de chargement au 25^e cycle.

On note que la vitesse de montée en charge est de 4,4 bars/s et celle de la décharge de 4,6 bars/s.

Des essais similaires ont été effectués sur une autre éprouvette avec une charge maximale de 75 % soit "166 bars" et une charge minimale de "6 bars" qui peut être aussi considérée comme une décharge à zéro.

La vitesse de montée en charge est de 4,8 bars/s, celle de la décharge est de 4,3 bars/s.

Les cycles décrits ont la même allure que ceux obtenus pour un chargement à 90 % de la contrainte de rupture. Le diagramme de décroissance de la déformation plastique en fonction du nombre de cycle (fig 3) est très proche de celui de la fig 2.

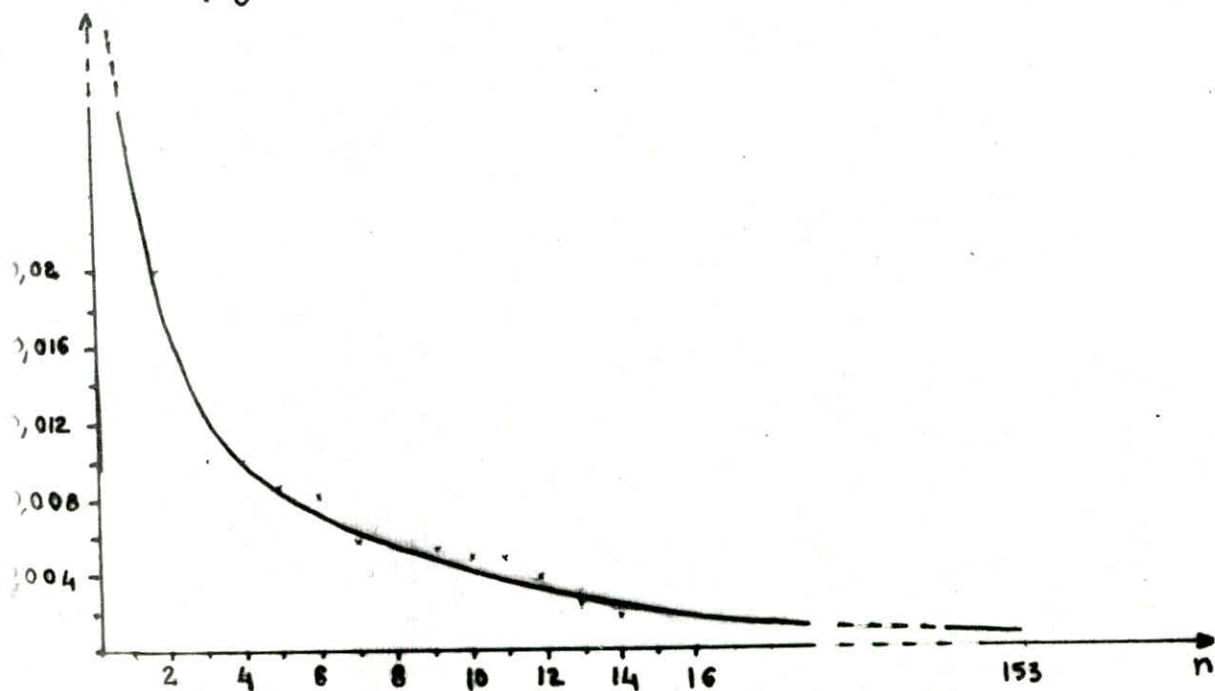


fig.3

On note néanmoins que vu la valeur pas trop élevée de la charge maximale, il y a eu une stabilisation de la valeur de la déformation plastique (fig 4) pour un nombre total de cycles égal à "153 cycles"

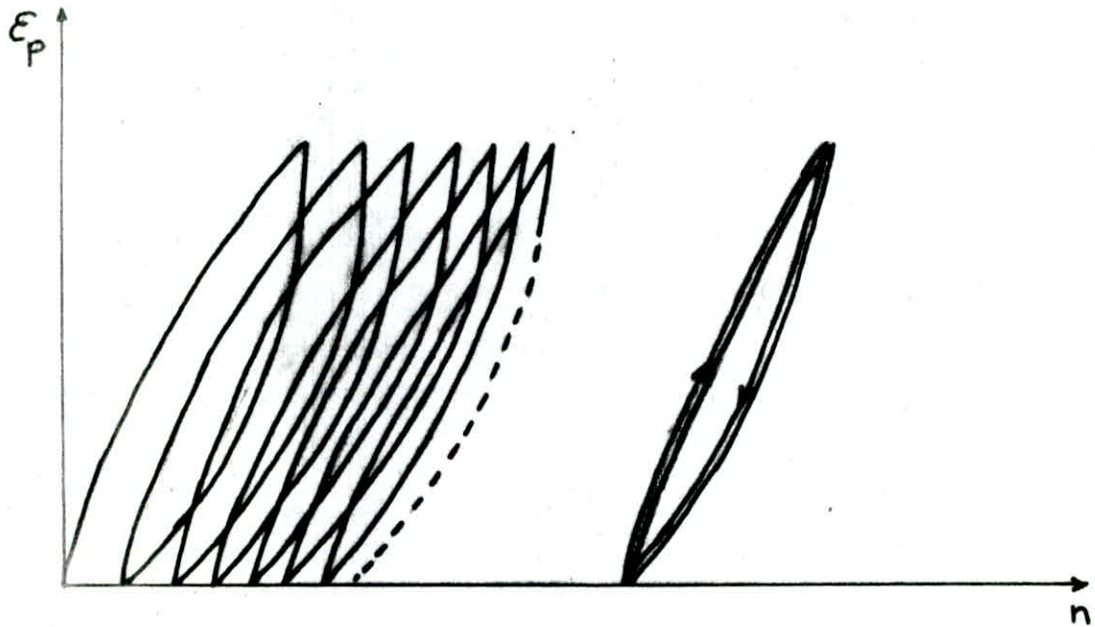


fig. 4

4.3 - Etude du Confinement .

4.3.1 Essais de confinement .

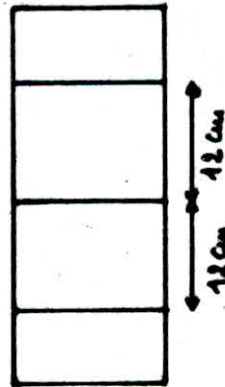
Ces essais sont réalisés sur des éprouvettes cylindriques (16 x 32) utilisées précédemment pour la détermination de la résistance et le fluage .

Les armatures transversales utilisées sous forme de cerces sont des $\phi 6$, différentes éprouvettes sont réalisées suivant les espacements voulus .

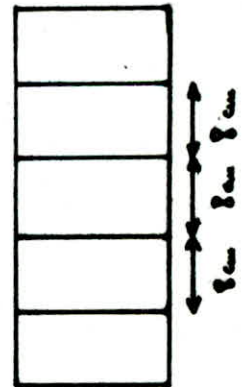
Pour les armatures longitudinales du fil galvanisé ($\phi < 2 \text{ mm}$) servant uniquement à retenir les cerces et n'entrant pas dans la résistance à la compression a été utilisé .



Éprouvettes avec
2 cerces



Éprouvettes
avec 3 cerces



Éprouvettes
avec 4 cerces .

La composition prise pour ces essais est, celle obtenue précédemment et dont les proportions sont les suivantes :

$$C = 350 \text{ Kg/m}^3$$
$$S = 1530 \text{ Kg/m}^3$$
$$E = 240 \text{ l/m}^3$$

4.3.2 But des Essais

Le but principal de cette partie, c'est l'étude de l'influence du confinement sur la ductilité du béton.

Le béton confiné est plus ductile, ce qui permet de faire avec "la grande Presse" des essais de compression à asservissement en déformation et avoir la courbe contrainte déformation. Donc on s'attend à avoir une résistance à la compression supérieure ou au moins égale à celle obtenue avec le béton non armé.

Le premier essai fait avec une éprouvette à 2 cerces a donné, une résistance pour le moins "inattendu" de l'ordre de 145 bars. On a cru au début que cela est dû à une erreur dans la composition faite au moment de la mise en œuvre. Ceci nous a amené à faire trois (03) séries de 10 éprouvettes chacune (30 au total) et ce pour chaque espacement, sans omettre de faire à chaque mise en œuvre une éprouvette "témoin" en béton non armé.

Les résultats obtenus lors de ces essais sont donnés par le tableau suivant :

	Eprouvette à 2 cerces	Eprouvette à 3 cerces	Eprouvette à 4 cerces
Résistance en bars.	144,5	181,5	207,0
	168,5	197,0	198,5
	192,0	190,5	194,0
	205,0	193,0	197,5
	179,5	188,5	219,0
	162,0	201,5	192,0
	185,0	203,0	218,5
	202,5	205,0	202,0
	183,0	183,0	190,5
	190,5	200,5	197,0
Moyenne	181,25	194,25	201,6
Eprouvette témoin	236	226,5	232

Donc de prime abord, on voit que la résistance du béton confiné n'atteint même pas celle atteinte par le béton non armé bien que la résistance semble augmenter avec le nombre de cerces.

4.3.3 Constatations faites à l'œil nu.

- Les premiers éclatements de béton apparaissent au niveau des cerces.
- L'éprouvette chargée se déforme, la déformation du béton fretté est beaucoup plus accrue que celle du béton seul.
- Si on pousse un peu plus la charge, on voit que les aciers ont un déplacement horizontal du fait de la non présence d'armature longitudinale, ce qui est à notre humble avis, l'une des causes de la rupture brusque et rapide.

4.4 Conclusion :

- S'il ya une leçon à tirer de cette étude c'est que le manque d'expérience et de connaissance de cette partie nous a amené à avoir des résultats pour le moins inattendus. Donc, il aurait fallu faire une meilleure étude pour aborder un tel sujet.
- La ductilité et par conséquence la fragilité du béton de sable sont aussi l'une des causes de la rupture brusque.
- Les cerces utilisés ont un diamètre de 14 cm, ce qui laisse un enrobage de l'ordre d'un cm, ce côté négligé

lors de la confection des carcasses a peut-être eu des répercussions.

En tenant compte de cette dernière remarque, l'étude sur les poteaux a été révisée et l'enrobage proposé par le B.A.E.L qui est de l'ordre de 1 cm a été augmenté à une valeur de l'ordre de $(2,5 \div 3)$ cm.

CHAPITRE 5

Comportement structurel d'un élément en béton de sable

Etude d'un poteau à section carrée soumis à la compression simple.

5.1 - Introduction.

L'étude du comportement structural du béton armé est nécessaire si l'on envisage une utilisation rationnelle de ce matériau dans la construction.

Pour cela, on étudie dans ce dernier chapitre le comportement d'un élément structural fait avec le béton de sable d'El Goléa.

5.2 - But

C'est d'étudier le comportement d'un poteau en béton de sable armé soumis à la compression simple à partir de l'état non fissuré jusqu'aux états limites.

voir les phénomènes qui en résultent à savoir, les déformations de l'acier, celles du béton et enfin la détermination de la charge de rupture pour chaque poteau en fonction de l'espacement des étriers.

5.3 Calculs Théoriques

Les calculs de ces poteaux sont faits selon les règlements du B. A. E. L 80 .

5.3.1 - Détermination des valeurs minimales des armatures .

Quelque soit les résultats obtenus par les calculs, les armatures des pièces doivent avoir des sections au moins égales aux valeurs indiquées ci-après .

- 4 cm² par mètre de longueur de parement mesuré perpendiculairement à la direction des armatures .
- 0,2 % de la section totale du béton .

Dans le cas d'une section rectangulaire de dimension b et h , on doit avoir

$$\begin{cases} A_{\min} \geq \frac{0,2 \cdot b \cdot h}{100} & \text{et} & \frac{8(b+h)}{100} \\ A \leq \frac{5 \cdot b \cdot h}{100} \end{cases}$$

Application numérique :

$$\begin{cases} A_{\min} \geq \frac{0,2 \cdot 20 \cdot 20}{100} = 0,8 \text{ cm}^2 & \text{et} & \frac{8(20+20)}{100} = 3,2 \text{ cm}^2 \\ A \leq \frac{5 \cdot 20 \cdot 20}{100} = 20 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

En tenant compte de la condition imposée précédemment on prend $A_{\min} = 4,52 \text{ cm}^2$.

Ce qui correspond à une section de quatre (04) barres de diamètre 12 mm.

5 Détermination de la charge ultime théorique.

D'après le B.A.E.L 80, dans le cas de la compression simple, les raccourcissements de l'acier et celui du béton sont limités à 2%. La contrainte du béton est prise égale à $\frac{0,85 \sigma'_b}{\gamma_b}$ et celle de l'acier, la contrainte correspondant

à un raccourcissement de 2%, on note σ_a cette contrainte. La condition d'équilibre doit vérifier

$$N_u - \frac{0,85 \sigma'_b}{\gamma_b} B - \sigma_a \cdot A = 0$$

$\gamma_b = 1$ pour des essais en laboratoire

B : Section du béton

A : Section de l'acier

N_u : charge ultime

d'où $N_u = 0,85 \sigma'_b B + \sigma_a \cdot A$.

Application numérique :

$$\sigma'_b = 200 \text{ kg/cm}^2$$

$$B = 395,48 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_a = 5000 \text{ kg/cm}^2$$

$$A = 4,52 \text{ cm}^2$$

$$N_u = 0,85 \cdot 200 \cdot 395,48 + 5000 \cdot 4,52 = 89831,6 \text{ Kg}$$

donc $N_u \approx 90t$

5.3.3 Détermination de la section homogénéisée.

$$E_b = 260\,000$$

$$E_a = 2 \cdot 10^6$$

$$B = 395,48 \text{ cm}^2$$

$$A = 4,52 \text{ cm}^2$$

$$S_H = B + \frac{E_a}{E_b} A$$

Application numérique

$$S_H = 395,48 + \frac{2 \cdot 10^6}{2,6 \cdot 10^5} \cdot 4,52 = 430,25 \text{ cm}^2.$$

5.4 - Expression de la vitesse de déformation $\dot{\epsilon}$

$$N = \sigma \cdot S_H$$

$$\dot{\sigma} = \frac{\dot{\sigma}}{t}$$

σ : contrainte

N : charge

donc $N = t \cdot \dot{\sigma} \cdot S_H$

or $\dot{\sigma} = E \dot{\epsilon}$

par conséquent $\dot{\epsilon} = \frac{N}{t \cdot S_H \cdot E}$

5.5 - Confection des corps d'essai

5.5.1. coffrage et bétonnage

Les poteaux d'une hauteur de 280 cm et de section carrée 20x20 cm ont été moulés horizontalement dans un coffrage en bois fait de madriers et de contre-plaqués.

Au moment de la mise en œuvre des rondelles en béton de sable ont été placés pour avoir un enrobage uniforme dans chaque poteau.

Les trois poteaux ont été confectionnés avec la même gâchée et conservés dans les mêmes conditions.

5.5.2. Matériaux constitutifs des poteaux

a) Acier : Les armatures longitudinales utilisées sont en acier à haute adhérence du type tor dur et de diamètre 12 mm, tandis que les armatures transversales sont en acier doux, de diamètre 6 mm et espacées respectivement de 8 cm, 15 cm et de 45 cm.

b) béton : La composition du béton utilisé est la composition optimale déterminée précédemment et dont les proportions sont les suivantes :

$C = 350 \text{ Kg} / \text{m}^3$
$S = 1530 \text{ Kg} / \text{m}^3$
$E = 240 \text{ L} / \text{m}^3$

Des éprouvettes cylindriques de diamètre 16 cm et de hauteur 32 cm sont confectionnées avec la même gâchée et ont servies à la détermination de la résistance à la compression σ_j de ce béton

Les poteaux sont conservés pendant 28 jours à l'air libre et arrosés quelque-fois.

Lors de leur conservation à l'air libre durant 28 jours, un retrait significatif du béton est constaté.

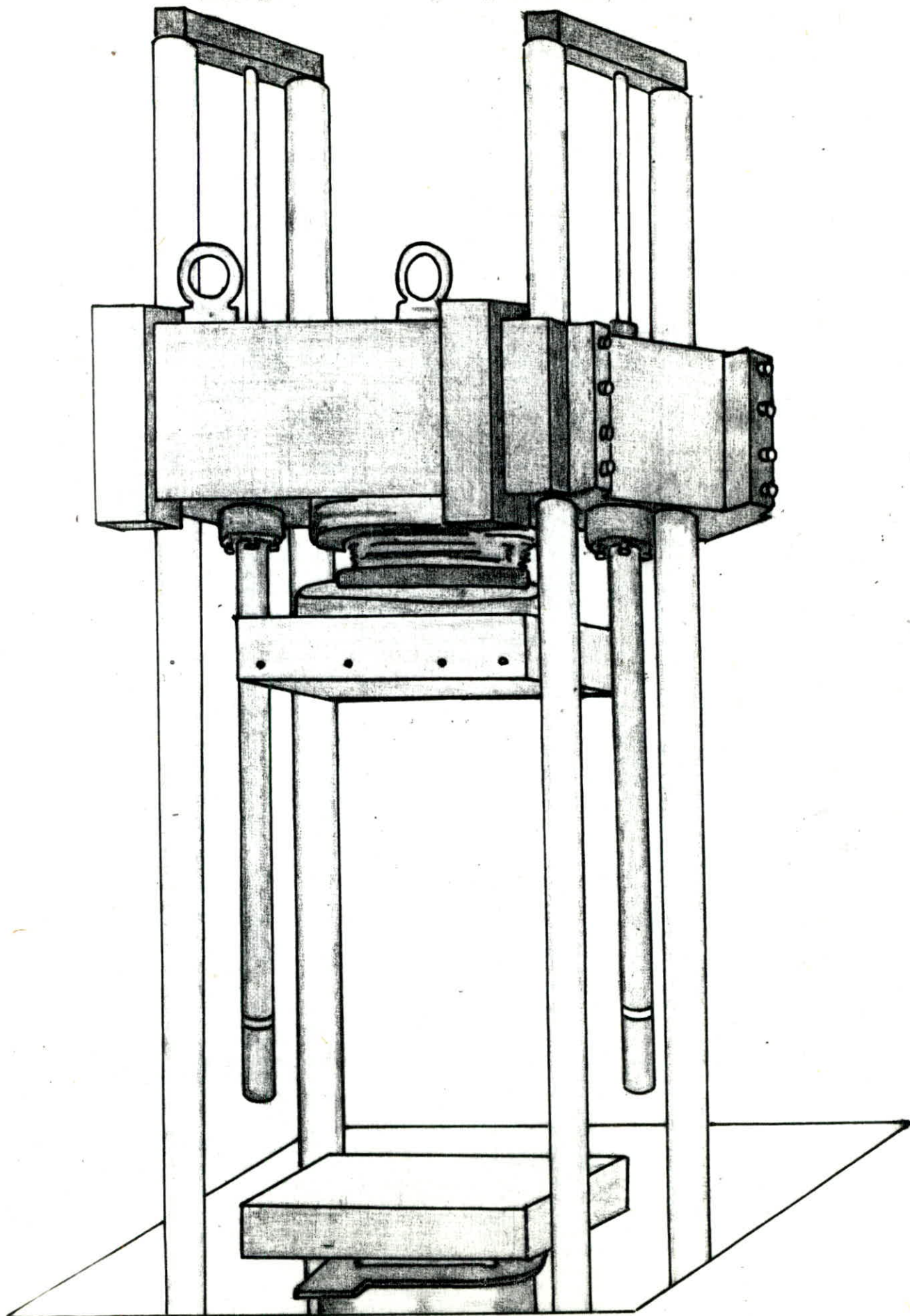
5.6 Execution des essais et mesures

5.6.1 - chargement

Après la mise en place du poteau dans la presse (fig), celui-ci est centré au maximum afin d'éviter une grande excentricité de la force, qui reste néanmoins inévitable vu le coffrage utilisé (bois).

Une force (négligeable) appliquée sur les plateaux de la presse est nécessaire pour le maintien du poteau en équilibre.

Le chargement se fait avec une vitesse de déplacement constante c'est à dire avec un asservissement en déplacement constant. La durée de l'essai est estimée à dix (10) minutes



- GRANDE PRESSE -

5.6.2- Mesures

Durant tout l'essai la vitesse de déplacement est maintenue constante et on effectue les mesures ou opérations suivantes

- charge appliquée, mesurée automatiquement par la presse et affichée sur un de ses cadrans .
- Déformation du béton en surface au moyen de jauges à béton collées juste avant l'essai au nombre de Huit (08) par poteau . Ces jauges sont réparties comme suit (fig)
 - 2 à l'extrémité du haut
 - 4 au centre (sur chaque face du poteau)
 - 2 à l'extrémité du bas
- Déformation de l'acier au moyen de jauges à acier collées avant la confection des poteaux , au nombre de Six (06) par poteau (fig)
ces jauges sont réparties comme suit :
 - 2 à l'extrémité du haut
 - 2 au centre
 - 2 à l'extrémité du bas

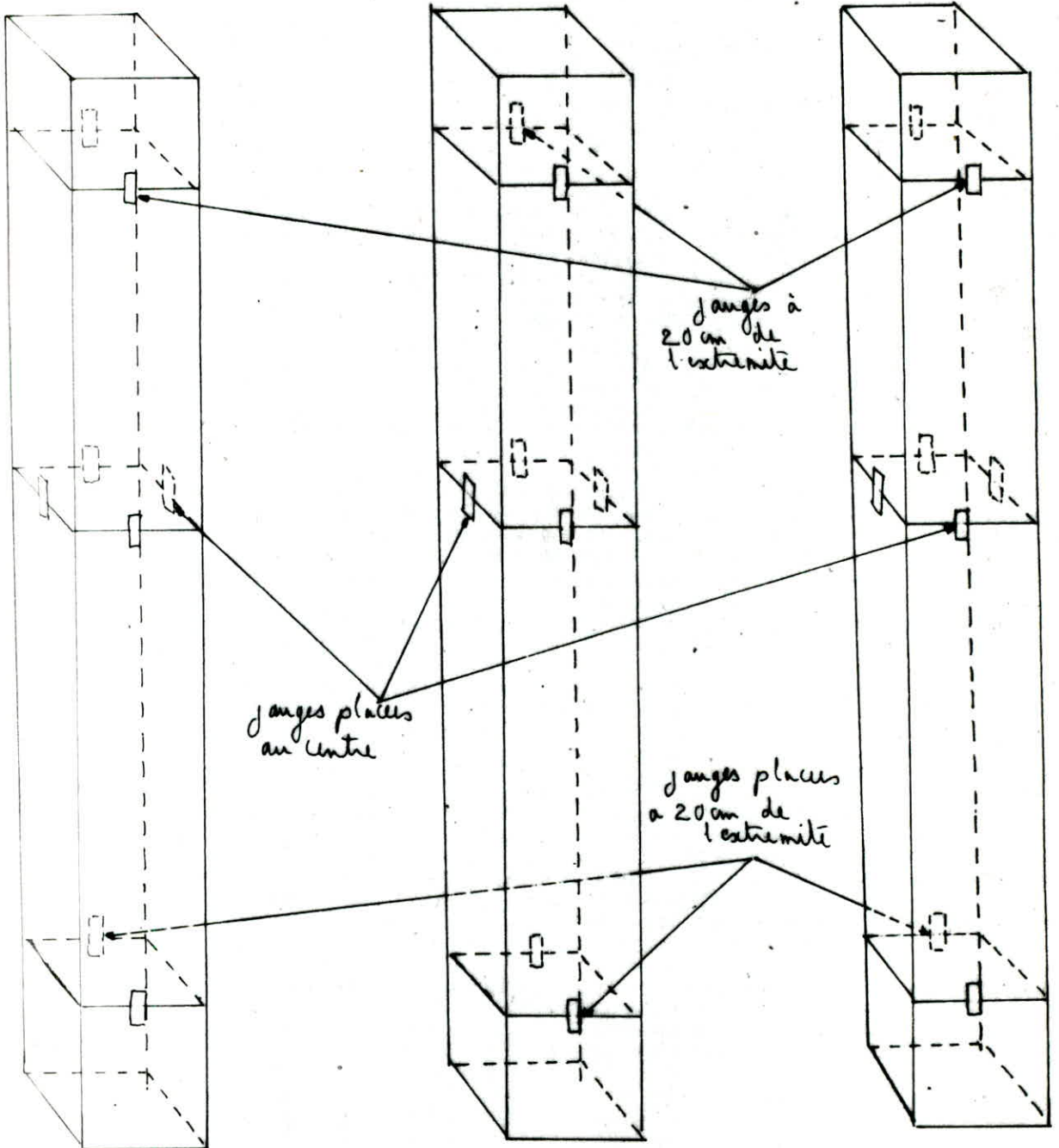
5.6.3 Mesures des déformations

Les mesures du béton et de l'acier ont été mesurées à l'aide de jauges reliées par du fil électrique à un enregistreur et une imprimante .

Poteau (I)

Poteau (II)

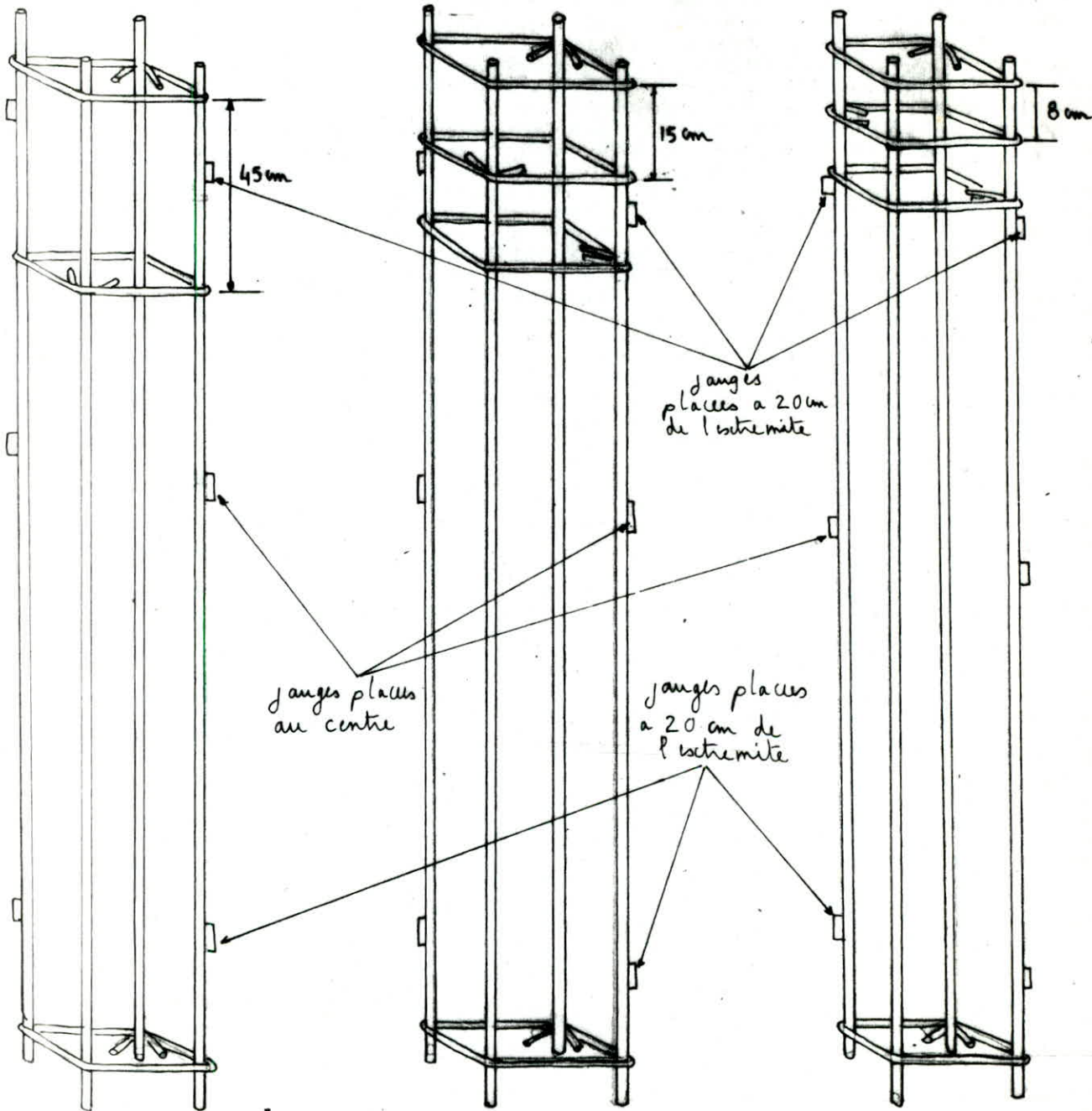
Poteau (III)



Poteau (I)
espacement des
cadres 45 cm

Poteau (II)
espacement des
cadres 15 cm

Poteau (III)
espacement des
cadres 8 cm



Les lectures de mesures ont été faites par une chaîne d'enregistrement automatique, celle-ci nous permet d'observer et d'enregistrer tout au long de l'essai, l'évolution des déformations en fonction de la charge appliquée.

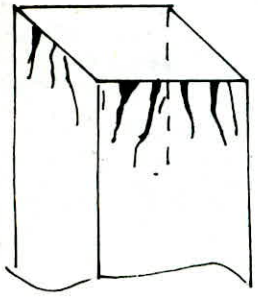
5.7 - observations

Au fur et à mesure que la charge de compression s'approchait de la limite de rupture, une apparition et évolution des fissures légèrement inclinées ont été observées aux extrémités supérieures pour les poteaux (I) et (II) et à l'extrémité inférieure pour le poteau (III) (fig a). On note qu'aucune fissure n'a été observée excepté aux extrémités pour les trois poteaux. Nous avons aussi établi ce tableau qui donne la contrainte de rupture en fonction de l'espacement des cadres transversaux (Les armatures longitudinales sont les mêmes pour les trois poteaux.)

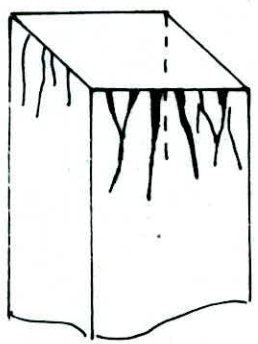
	Poteau I espacement des cadres (45 cm)	Poteau II espacement des cadres (15 cm)	Poteau III espacement des cadres (8 cm)
charge de rupture	68,5 t	64,3 t	44,0 t

tableau ①

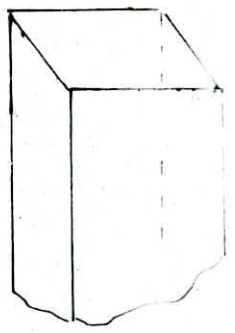
Poteau (I)



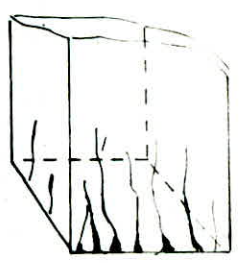
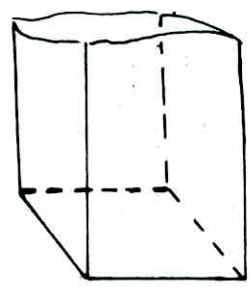
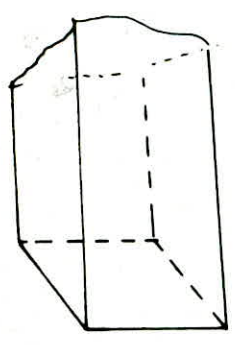
Poteau (II)



Poteau (III)



apparition des fissures dans
les poteaux



(fig a)

On remarque qu'au fur et à mesure que l'espacement des cadres transversaux est réduit, le poteau devient de plus en plus fragile, vu la grande chute de résistance enregistrée pour le poteau (III) par rapport aux poteaux (II) et (I). Ce comportement du béton de sable est totalement contraire à celui d'un béton classique qui voit sa résistance augmenter avec la réduction de l'espacement des cadres transversaux, mais en fait ce résultat ne fait que confirmer la chute de résistance déjà enregistrée pour les éprouvettes avec cerces au chapitre précédent.

On pourrait expliquer ce comportement par une grande concentration de contraintes au niveau des cadres transversaux, mais nous nous gardons d'autre part d'avancer que la résistance du béton de sable croît avec l'augmentation de l'espacement des cadres transversaux, car il se pourrait que vu cette fragilité, une autre gamme d'acier pourrait jouer le même rôle que pour un béton classique.

5.6.1 Exploitation des courbes.

Poteau I espacement des cadres (45 cm) :

Les jauges placées dans l'acier et à la surface du béton nous ont permis d'enregistrer les déformations en fonction des contraintes appliquées et de tracer par la suite les courbes (contraintes - déformations) de l'acier et du béton.

On a classé ces courbes de la manière suivante :

1- une 1^{ère} section à 20 cm de l'extrémité de la surface supérieure pour laquelle on a tracé 2 courbes pour l'acier et 2 pour le béton (fig 1)

2- une 2^{ème} section au centre pour laquelle 2 courbes pour l'acier et 4 courbes pour le béton ont été tracées (fig 2)

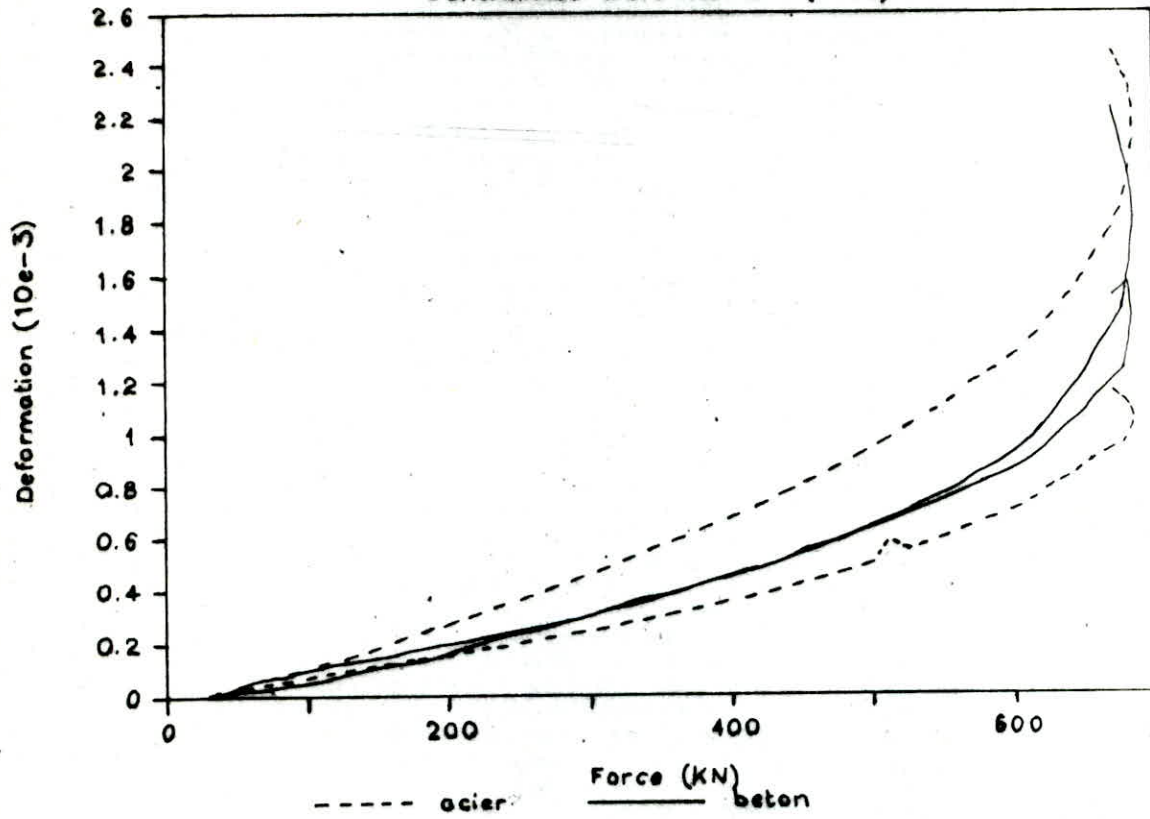
3- une 3^{ème} section à 20 cm de l'extrémité inférieure pour laquelle on a tracé 2 courbes pour l'acier et 2 pour le béton (fig 3)

Le tableau ci-dessous, nous résume les déformations ultimes obtenues pour l'acier et le béton.

	Déformations ultimes de l'acier.	Déformations ultimes du béton.
Section -1- en haut	1,15 ‰	1,56 ‰
	2,44 ‰	2,22 ‰
Section -2- au centre	1,59 ‰	1,06 ‰
		1,25 ‰
	1,32 ‰	1,33 ‰
		1,32 ‰
Section -3- en bas	1,42 ‰	1,163 ‰
	-	1,357 ‰

POTEAU BETON SABLE (I)

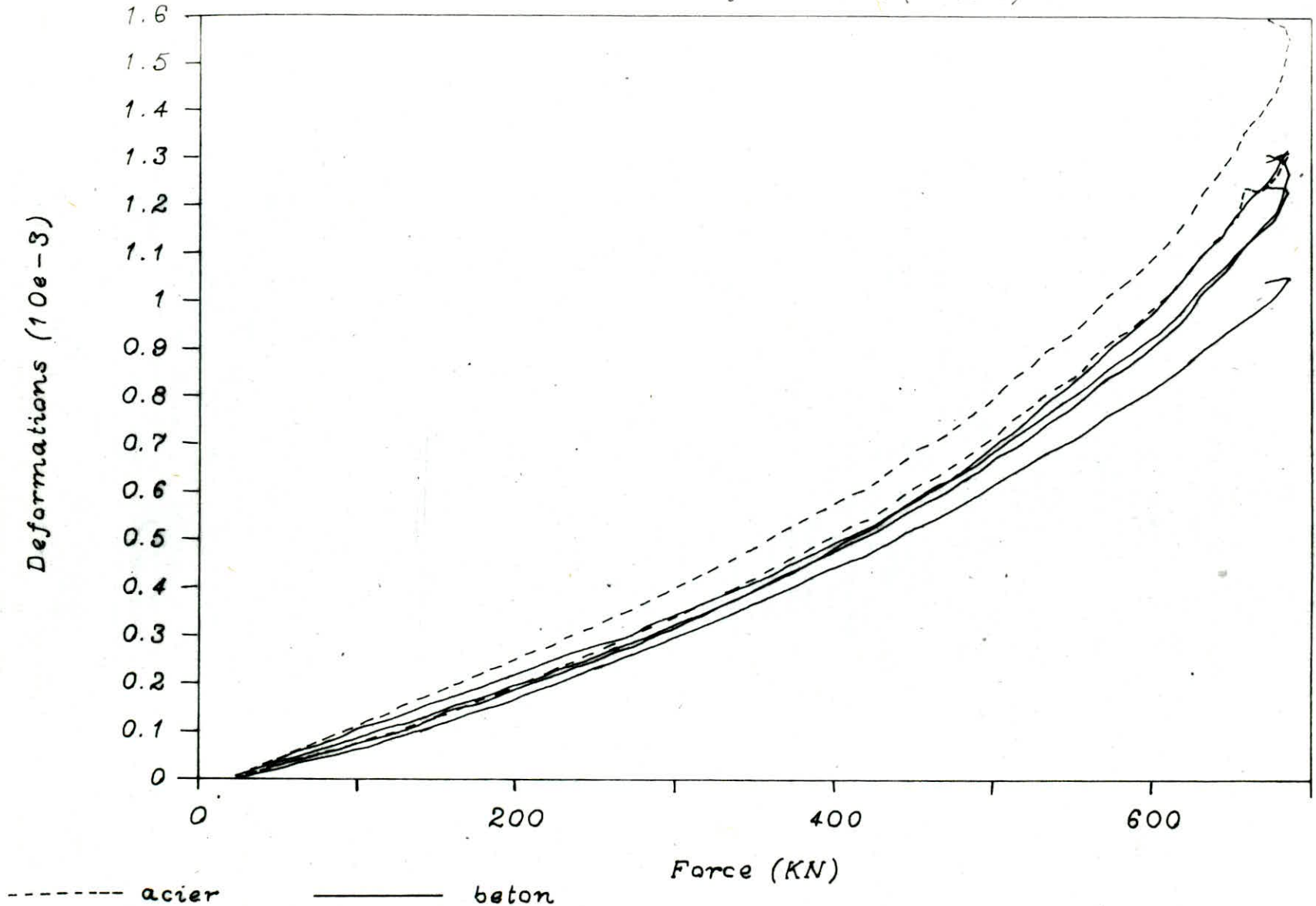
Contraintes-Deformations (haut)



(fig 1)

POTEAU BETON DE SABLE (I)

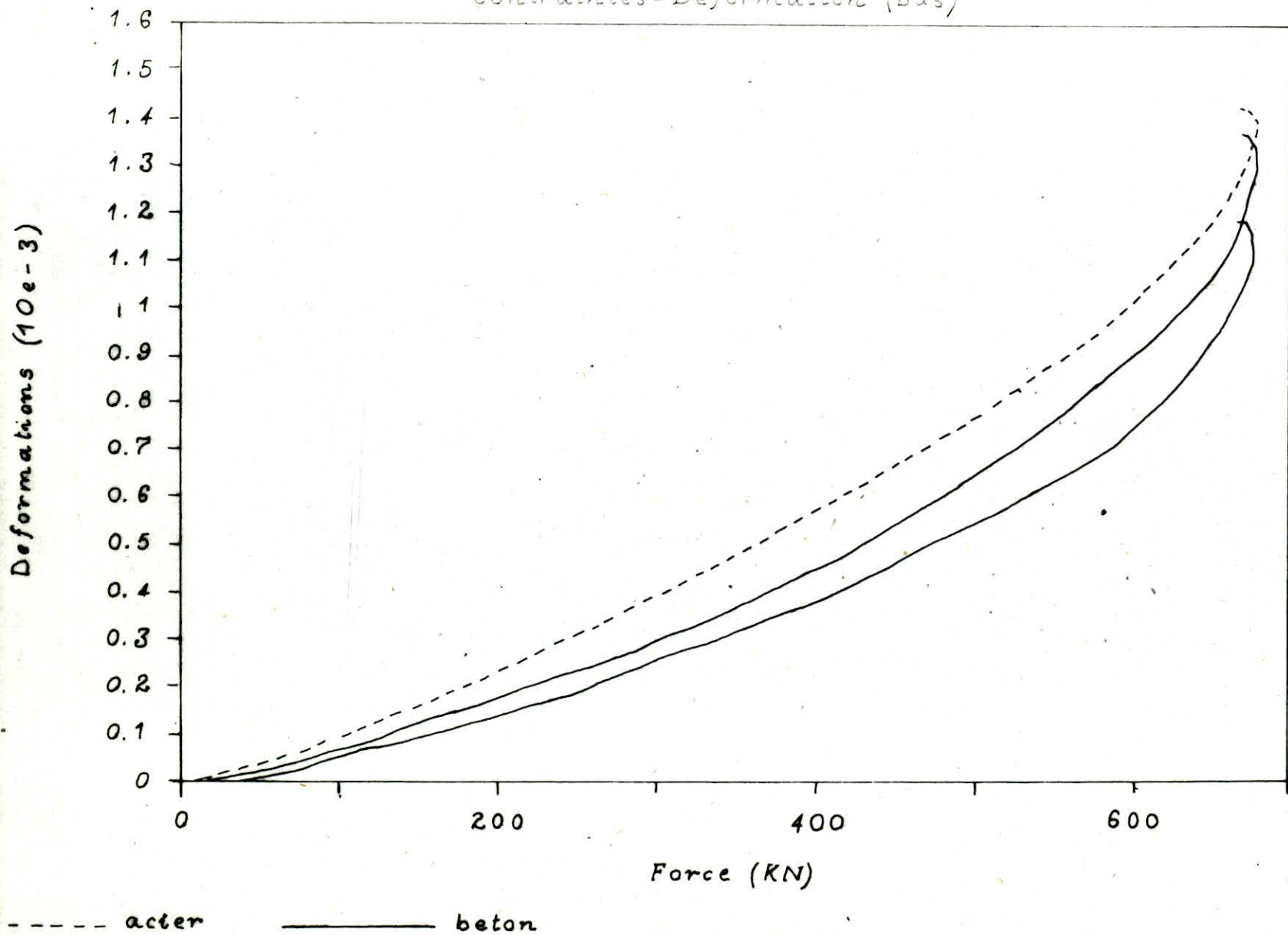
Contraintes-Deformation (centre)



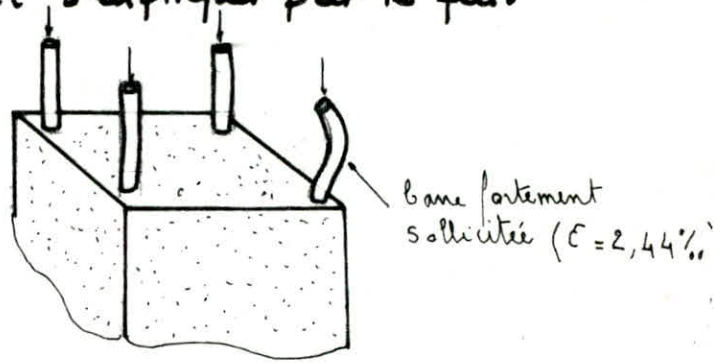
(fig 2)

POTEAU BETON DE SABLE (I)

Contraintes-Deformation (bas)



D'après ce tableau, les déformations ultimes du béton et de l'acier, qui sont tolérées à 2 ‰, ne sont généralement pas atteintes sauf pour la section 1 - acier (2,44 ‰) et béton (2,22 ‰). Ceci pourrait s'expliquer par le fait qu'une des barres longitudinales a été fortement sollicitée par rapport aux trois autres, vu qu'elle était un peu plus longue.



Les courbes nous donnent une bonne uniformité des déformations en fonction des contraintes. Une linéarité est enregistrée au début et jusqu'à 40 % de la contrainte de rupture, puis les courbes s'incurvent de plus en plus jusqu'à la rupture. Au delà de ce point de contrainte maximale, commence à diminuer mais la déformation augmente toujours jusqu'à une valeur ultime déjà donnée dans le tableau ①. Simultanément donc le béton se déformera évidemment de la même quantité que l'acier mais l'accroissement des contraintes dans le béton est relativement beaucoup plus important au delà du domaine de linéarité.

D'autres courbes ont été tracées pour les 2 autres poteaux et dans les mêmes sections que pour le poteau (I)

Poteau II espacement des cadres (15 cm)

Pour ce poteau les courbes contraintes-déformations n'ont pas été enregistrées, faute de manipulation, mais la contrainte maximale a été bien sûre donnée (tableau ①)

Poteau III espacement des cadres (8 cm)

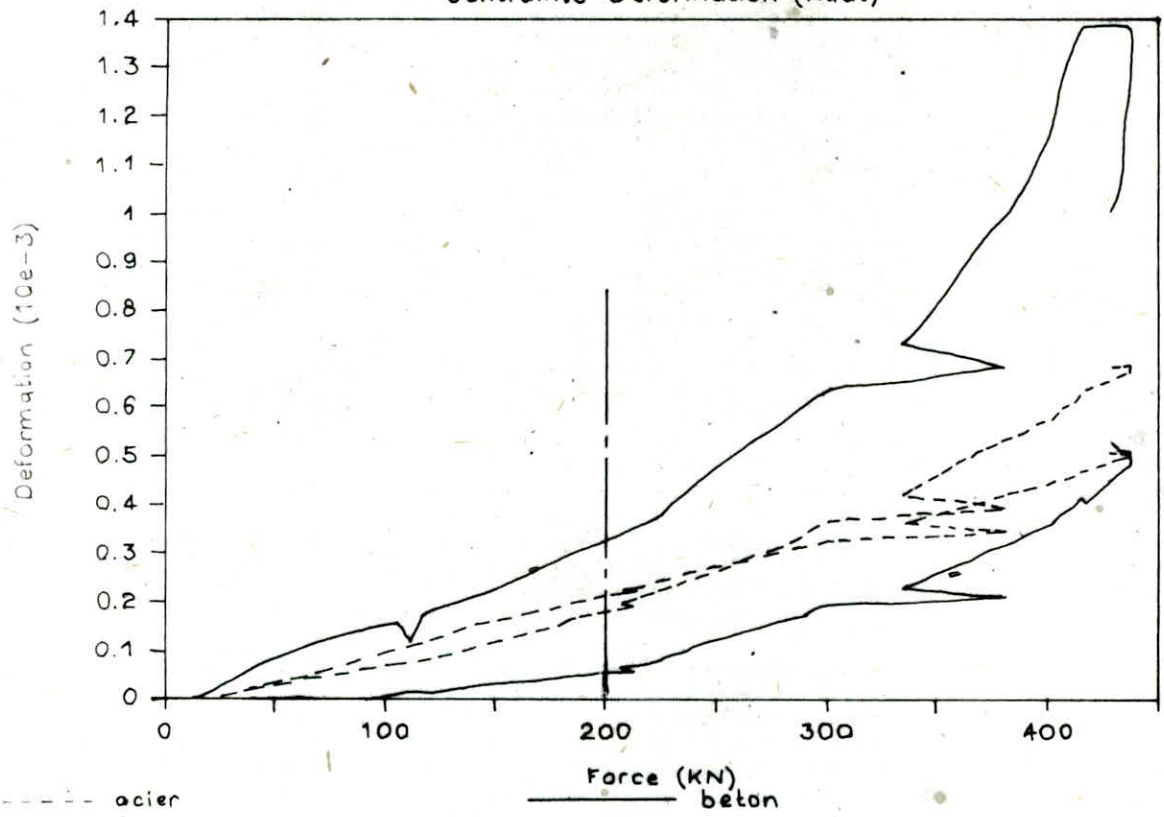
résumé des déformations ultimes du béton et de l'acier .

	Déformations ultimes de l'acier .	Déformations ultimes du béton .
Section-1- en haut	0,55 ‰ 0,65 ‰	0,55 ‰ 1,39 ‰
Section-2- au centre	0,65 ‰ 0,70 ‰	1,38 ‰ 0,54 ‰ 1,30 ‰ 0,50 ‰
Section-3- en bas	0,95 ‰ 0,67 ‰	0,54 ‰ 0,20 ‰

Dans ce cas la rupture a été très prématurée et les courbes sont très irrégulières (fig 4.5 et 6) .

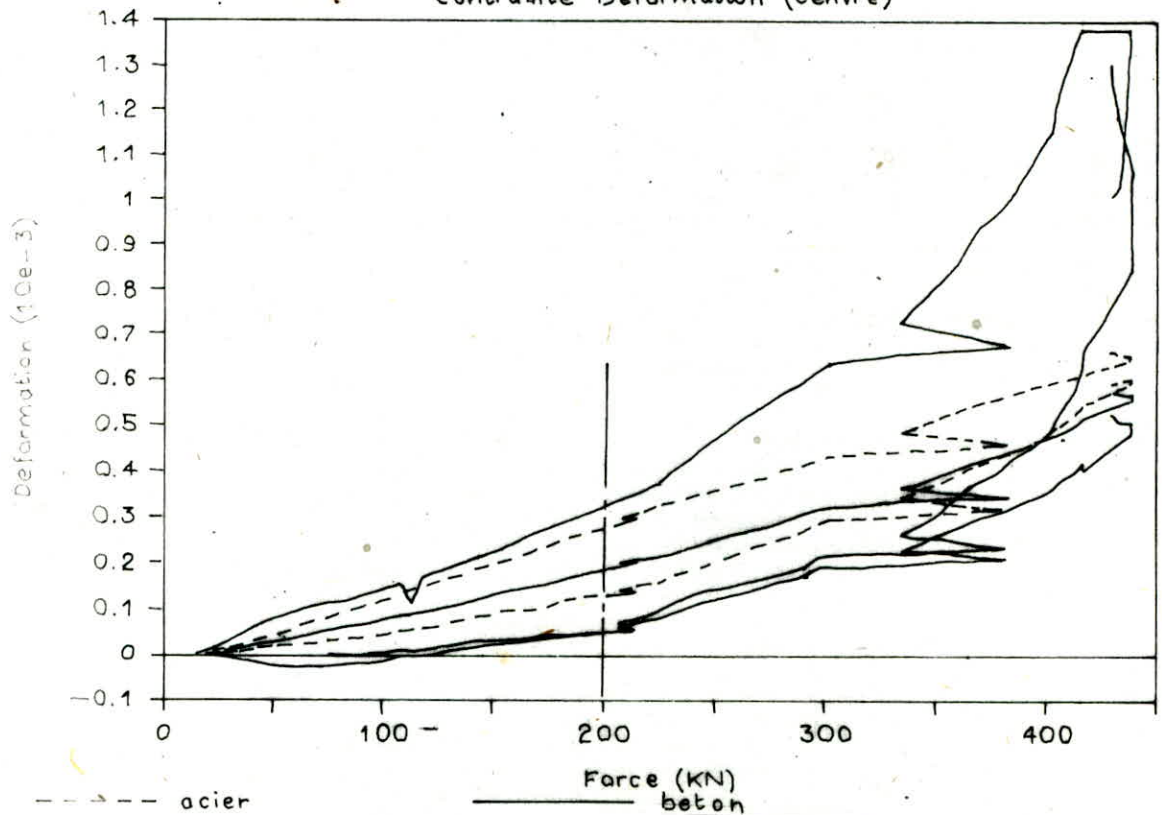
POTEAU BETON SABLE (III)

Contrainte-Deformation (haut)



(fig 4)

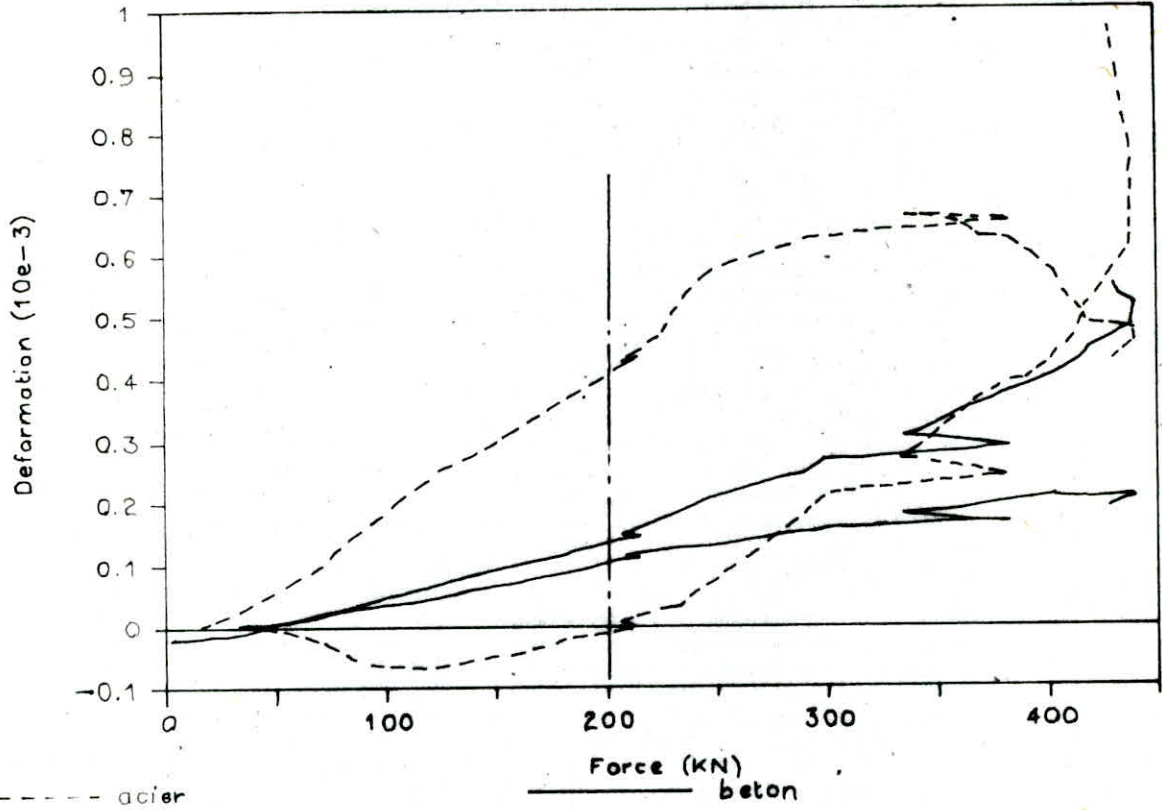
Contrainte Deformation (centre)



(fig 5)

POTEAU BETON SABLE (III)

Contrainte-Deformation (bas)



(fig 6)

Les déformations enregistrées sont loin de leur limite élastique et sont plus importantes pour le béton que pour l'acier. On peut néanmoins diviser ces courbes en deux domaines :

- un de "0" jusqu'à "20t" dans lequel les courbes sont plus ou moins uniformes et où l'on note aux deux extrémités du poteau des tractions pour le béton et pour l'acier qui sont peut être dues à une non uniformité des contraintes sur les faces au début du chargement.
- Au delà de "20t", apparaît le deuxième domaine dans lequel les courbes sont beaucoup plus irrégulières, il y a apparition brusque de montée et chute de résistance qui peuvent être dues à des chocs dans le béton vu la grande concentration de contrainte dans ce cas.

Conclusion :

Le béton de sable s'est donc avéré avoir une résistance acceptable du point de vue compression. Cependant le comportement de ce béton une fois armé a plutôt étonné vu que les chutes de résistance augmentaient au fur et à mesure que l'espacement des cadres transversaux se réduisait. Ceci étant, une étude plus approfondie de ce complexe acier-béton s'impose surtout pour d'éventuelles utilisations de ce béton dans le Sud. Une exploitation rationnelle ne pourrait se faire sans cette étude plus poussée que nous espérons prochaine.

~ Bibliographie ~

Titre	Auteur	Edition.
Traité de béton armé	A. Guerrin.	Dunod.
Nouveau guide du béton	G. Dreux	Eyrolles
Essais de Construction	S. Balan	Eyrolles
Mesures géométriques et Mécaniques.	R. L'hermite	I. T. B, T. B.
Calcul des Ouvrages en B. A. E. L 80	P. Cherron	Eyrolles.
Thèse de doctorat "Étude des poteaux en H"	Mr Belzougui.	Paris 1972.
Thèse de doctorat. "Mésélisation de l'endossement de Béton"	ME Belouniche.	Paris. 78
Thésés de Fin d'études	"Béton de Sablé"	Juin 85, 86, Janvier
Documents du C. H. E. C	"Fluage"	
Annales de l'I. T. B, T. B	Serie "Béton"	

