

62/85

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التعليم العالي
Ministère de l'Enseignement Supérieur

105

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

المدرسة الوطنية للعلوم الهندسية
المكنة
LE NATIONALE POLYTECHNIQUE
BIBLIOTHÈQUE

PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

ETUDE GEOTECHNIQUE

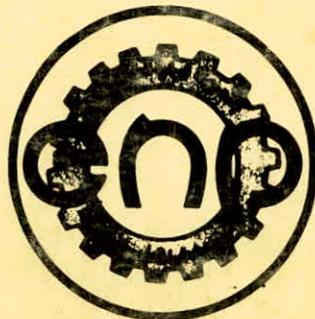
DE L'ARENE GRANITIQUE

PROPOSE PAR : ENp

Etudié par : Mr. M.N. BOUSHABA

Mr. M.S. CHEKIRINE

DIRIGE PAR : Mr. JURKIEWICZ



PROMOTION JUIN 1985

REMERCIEMENTS

Nous tenons à exprimer notre profonde gratitude à notre promoteur Mr. YURKIEWICZ qui a bien voulu assurer la direction de cette étude.

Nous remercions vivement Monsieur BEDRICI pour sa grande collaboration et ses conseils.

Nous sommes également reconnaissants à tous les professeurs qui ont contribué à ce travail en particulier Messieurs :

DESCHAMPS

THIEL

KENANA

Que Messieurs TOUNSI et BOUZID trouvent ici l'expression de notre profonde considération.

DEDICACES

Je dédie ce modeste travail à ma mère et mon père

- à mes frères Azouz et Khélifa qui m'ont beaucoup aidé par leur soutien moral et matériel
- à Saliha
- à toute la famille grands et petits

Mohammed N.B.

Je dédie ma thèse de fin d'étude à :

- mon père
- ma mère
- à mes frères, toute la famille, Khélifa ainsi qu'à tous nos amis.

Mohamed S.C.

BIBLIOGRAPHIE

Eléments de géologie	P. BELLAIR	A. COLLIN	1982
Géologie appliquée au Génie-Civil	P. ANTOINE	MASSON	1980
Précis de géologie	J. AUBOUIN	DUNOD	1975
Les minéraux en grains	A. PARFENOFF	MASSON	1970
Cours pratique de MDS	G. SANGLERAT	DUNOD	1981
Introduction à la géotechnique	H. CAMBEFORT	EYROLLES	1971
Manuel du laboratoire routier	R. PELTIER	DUNOD	1954
Le compactage	G. ARQUIE	EYROLLES	1970
Essais de plaques	J. BERTHIER	L.C.P.C.	1969
Dimensionnement des chaussées	S.T.B.A.	S.B.A.	1983
Bulletin de l'A.I.P.C.R.	n°248		1983
Compactage à sec	A.CISSE	RGRA n°576	1981
Compactage à sec	L.N.T.P.B.		Déc.1975

=====

INTRODUCTION

Le développement de la construction et de l'infrastructure routière et autoroutière entraîne une consommation croissante de produits minéraux, globalement désignés par le terme de granulats, destinés à la confection du béton et à la réalisation des chaussées. Les deux sources principales sont les gisements alluvionnaires et de roches massives (traitement par concassage). Pour de très nombreuses raisons tenant à la rareté, à leur épuisement et au développement URBAIN, la part des gisements alluvionnaires est appelée à décroître, alors que nécessairement augmentera celle des roches massives ou détritiques.

De très actives recherches ont été menées, dans le monde, depuis une quinzaine d'années; pour pouvoir faire face, à l'avenir, à une situation qui évolue de jour en jour. Des inventaires régionaux et de détail, ont été dressés, une organisation de recherche, d'exploitation et d'évaluation s'est peu à peu dégagée, le but ultime étant de parvenir à une bonne gestion des ressources.

Dans le cadre des perspectives de développement et d'urbanisme que connaît aujourd'hui le Sud Algérien des milliers de kilomètres de routes et de pistes (aérodromes) sont réalisés ou en voie de réalisation.

L'utilisation du sol et du sous-sol en matière d'aménagement du territoire peut s'envisager sous quatre aspects principaux se basant sur l'information géologique et géotechnique :

- 1/ Comme terrain de fondation ou destiné à la construction souterraine
- 2/ Comme milieu aquifère
- 3/ Comme milieu susceptible d'engendrer ou de subir certains risques
- 4/ Comme source de matériaux de construction.

Notre étude portera sur le quatrième aspect : Etude géotechnique d'un matériau de construction en l'occurrence l'arène granitique du Tassili et le dimensionnement de la piste de l'Aérodrome de Djanet Sud. Il est à signaler qu'une étude expérimentale sur les bétons de sable à l'aide d'arène granitique reste toujours souhaitable.

SOMMAIRE

	<u>Page</u>
I.- INTRODUCTION	1
II.- L'ARENISATION	4
III.- LES ESSAIS	9
IV.- LE COMPACTAGE A SEC	52
V.- DIMENSIONNEMENT DE LA CHAUSSEE	62
VI.- CONCLUSION	75

ANNEXE : - Organisation de chantier
- Déroulement des travaux dans le cadre de recherche
des matériaux routiers au Sahara.

=====

La réponse à toute question relative à un quelconque de ces quatre points pourra nécessiter des informations telles que :

- 1/ Répartition en plan et en volume des formations constituant le sol en question ;
- 2/ Identification géotechnique et propriétés mécaniques de ces formations
- 3/ Utilisation pratique qui peut en être faite
- 4/ Données morphologiques et intensité des pentes
- 5/ Données hydrogéologiques
- 6/ Risques naturels, etc...

Au début de l'étude, d'un projet, il convient de s'assurer que l'on dispose, à proximité, de matériaux convenant et de caractéristiques recherchées.

Les régions désertiques algériennes se caractérisent par :

- 1/ Leur immensité, entraînant de grandes distances entre agglomérations et des investissements très lourds pour désenclaver les villes et villages.
- 2/ Leur aridité : précipitation annuelle moyenne inférieure à 50 mm, favorable aux chaussées économiques et aux ouvrages d'art très simples.
- 3/ Un relief peu accidenté constitué de vastes pénéplaines et nécessitant des terrassements de faible importance et permettant des vitesses de base élevées sauf en quelques points singuliers.
- 4/ La monotonie des paysages, à l'exception de quelques zones montagneuses ou passages d'ergs et un climat très chaud sur près de cinq mois par an (40°C à l'ombre) entraînant une fatigue certaine des usagers.
- 5/ La présence de très grandes zones géologiques homogènes, souvent à l'échelle de la centaine de Km et dépourvues de matériaux routiers classiques.
- 6/ L'absence quasi-totale de ressources en eau dans les massifs cristallins du Hoggar (près de 800 km, dans le sens Nord-Sud et autant dans le sens Est-Ouest).

Ces caractéristiques influent directement sur la conception, la construction et la maintenance des routes et pistes. La pluviométrie et le trafic routier et aérien étant généralement très faibles, les critères habituels retenus pour les qualités de matériaux ne peuvent s'appliquer sans adaptation au milieu environnant, d'autant plus que les matériaux classiques

routiers sont souvent rares en milieu désertiques. Le coût de la chaussée représentant environ 80 % du coût de construction, les économies sont à rechercher sur le poste chaussées par l'utilisation de matériaux naturels non élaborés et non classiques, disponibles le long du tracé.

L'ARENISATION

1.- DEFINITION

On nomme arènes, les produits meubles d'altération sur place des roches feldspathiques éruptives ou métamorphiques : granites, diorites, gneiss.

2.- CLASSIFICATION

Les arènes entrent dans la classe granulométrique des sables. Ce sont les sables résiduels des granites altérés ou désagrégés.

3.- L'ARENISATION

Les éléments de l'arène sont ceux de la roche mère : le granite. Les minéraux essentiels constituant 80 % de la roche sont : le quartz, le feldspath, et les plagioclases. La composition chimique est en moyenne : $\text{SiO}_2 = 74 \%$, $\text{Al}_2\text{O}_3 = 14 \%$, $\text{Na}_2\text{O} + \text{K}_2\text{O} = 9\%$, Oxyde des Fe, Mn, Mg, Ca = 3 %.

Il y a très peu de dissolution chimique des éléments en climat tempéré ou aride, de l'ordre de quelques %, restant inférieurs à 20 % dans le sol végétal sous influence biologique.

3.1 - Les facteurs d'altération

Le fait primordial de l'arénisation en climat tempéré ou aride est une évolution granulométrique par fragmentation des minéraux. Il n'y a pas kaolinisation des feldspaths mais altération d'abord des plagioclases puis des autres feldspaths par micro division et hydrolyse très légère.

Les mécanismes à caractère surtout physique ont pour effet de disjointre tout d'abord les blocs rocheux les uns des autres (Fig.1), en augmentant l'importance des diaclases (désagrégation en boules, Fig.2), puis de désagréger la roche elle-même en séparant les cristaux (désagrégation granulaire).

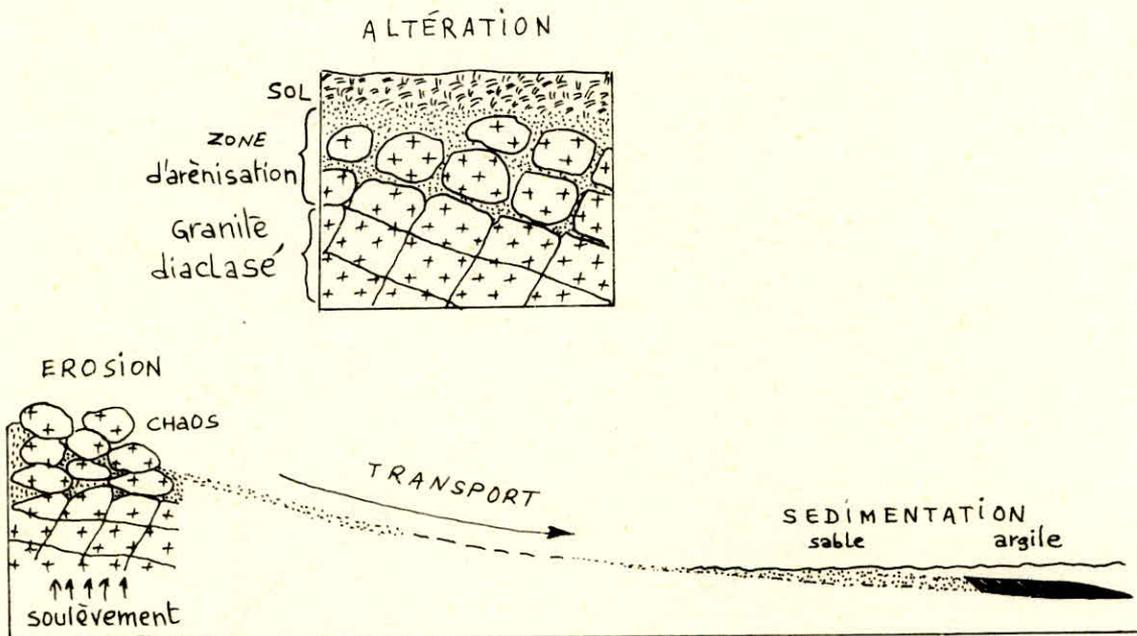


Fig.1 : L'arénisation du granite et la formation de chaos

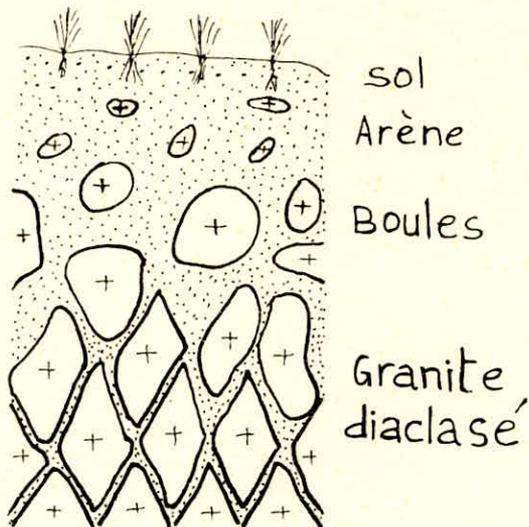


Fig.2 : Schéma de l'altération en boules d'un granite

Dans la désagrégation granulaire, interviennent les actions mécaniques qu'engendrent les écarts de température (thermoclastie), le gel (cryoclastie) ainsi que l'action combinée de la pénétration des eaux et de la cristallisation des sels; les actions biologiques interviennent mécaniquement et chimiquement.

a) La thermoclastie :

On invoque généralement des coefficients, d'absorption des radiations et de dilatations, suffisamment différent selon les grains pour pouvoir provoquer l'éclatement de la roche en écailles et en éclats. Les expériences montrent que des milliers d'oscillations thermiques d'une amplitude de 80°C ne réussissent pas à provoquer des fissures en atmosphère sèche. Les variations thermiques jouent donc un rôle, plutôt en agrandissant les fissures emplies d'eau qu'en les créant.

b) La cryoclastie :

Les roches faiblement poreuses et à pores très petits présentent une grande résistance au gel.

c) La pénétration des eaux :

Les eaux exercent des effets de tension très importants, effets qui mettent en jeu plusieurs phénomènes :

- la différence importante des coefficients de dilatation des eaux et des roches ;
- la contraction des minces couches capillaires, lors de l'évaporation de l'eau, qui crée des tensions superficielles.
- la cristallisation des sels solubles crée des pressions suffisantes pour qu'en quelques mois des galets de granite, mouillés périodiquement par une solution saturée, soient entièrement disloqués.

d) L'action biologique :

Les bactéries et les lichens prélèvent directement dans la roche saine les éléments nécessaires à leur vie. Les mousses créent des cavités, favorisent les actions d'hydrolyse et produisent des acides organiques et du CO₂. Enfin, sur le premier humus formé, s'installent les plantes vasculaires dont les racines s'enfoncent et grossissent en écartant la roche. Une racine de 10cm de diamètre et de 1m. de long soulève un bloc de 10 tonnes.

e) L'action éolienne :

Le vent comme les eaux courantes est un agent de transport qui entraîne très vite un classement différentiel des éléments de l'arène. Il participe aussi dans la naissance des sables et des limons.

En conclusion, nous retenons que plus la circulation des eaux est intense, plus les roches s'altèrent rapidement par lessivage continu. Donc l'altération est freinée dans les déserts où l'eau de lessivage est rare et où les alcalins donnent rapidement une croûte protectrice de carbonate : on a vu des obélisques rester intacts pendant des millénaires dans l'air sec de l'Égypte et s'altérer en quelques années dans le milieu humide du Nord-Est des États-Unis. L'hydrolyse ou décomposition des sels minéraux par l'eau est alors le mécanisme fondamental de l'altération des silicates.

Il reste que l'arénisation est un phénomène d'altération différentielle où jouent deux facteurs qui sont :

- . la vitesse relative d'altération que fixe la règle de Goldich ;
- . Le milieu qui limite le degré d'altération.

3.2 - La règle de Goldich

La séquelle d'altérabilité de Goldich (1933) est :

- Hornblende, plagioclase Ca, biotite, plagioclase Na, feldspath potassique, muscovite, quartz.

Les stades d'altération des minéraux sont donnés par le tableau ci-dessous :

	Vermiculite	Montmo-Te	Kaolinite	Gibbsite
Plagioclase -Ca	→	→	→	→
Biotite	→	→	→	
Plagioclase -Na	→	→	→	
Feldspath - K	→	→		
Muscovite	→			
Quartz				

3.3 - L'altération dans un milieu chaud et sec

PEDRO (1964) a précisé dans le tableau ci-dessous les caractères géochimiques des principaux types d'altération en fonction du climat :

Climat	Froid	Tempéré	Chaud
Evolution Géochimique	Cheluviation Al_2O_3	Soluviation = Hydrolyse SiO_2	
Résultat	Silice libre	Phyllites 2/1 illite smectite	Phyllites 1/1 Kaolinite Hydroxydes d'Al Gibbsite et bochmite
Processus	Podzolisation	Bisiallisation	Monosiallisation ou Kaolinisation allisation ou Ferrallitisation

La Fig.3 indique la nature minéralogique et l'épaisseur du manteau d'altération superficielle en fonction de la latitude. En climat chaud et sec, les roches éruptives ne donnent que des blocs de disjonction et des grains.

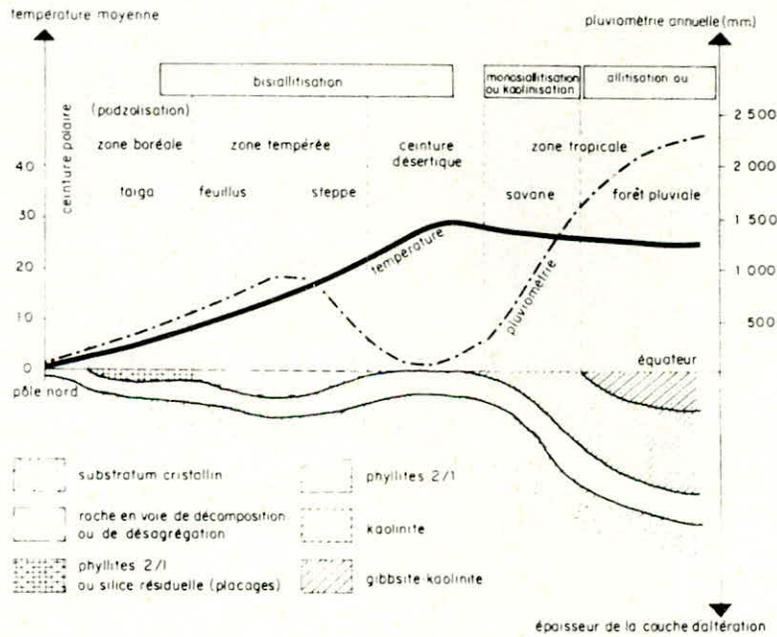


Fig.3 : Schéma indiquant la nature minéralogique et l'épaisseur du manteau d'altération

LES ESSAIS

1.- GENERALITES

1.1 - Critères de choix des matériaux pour couche de base

a) Le climat :

Le climat saharien est très sec de ce fait l'imbibition n'est pas à craindre ; cela permet l'ouverture de l'éventail des matériaux utilisables.

La région concernée par l'étude - région de Djanet- est caractérisée par un climat de type désertique. Les précipitations y sont très rares et sont marquées par de faibles intensités. Les températures sont très élevées avec d'importants écarts thermiques. La région est sujette aux vents accompagnés souvent de sable.

b) Principe de la technique :

Le matériaux de base doit pouvoir supporter des déformations élastiques sans subir de désordre. Ces déformations peuvent être très importantes à condition d'être élastiques c'est à dire réversibles.

c) La sécheresse :

Lorsque les matériaux ne risquent pas d'être imbibé d'eau, leur résistance aux efforts appliqués peut être obtenue soit par frottement entre grains soit par cohésion, c'est à dire par liaison plus ou moins rigide entre grains. Ces liaisons sont obtenues soit par présence d'argile ou éléments fins (gypseux ou calcaire).

d) Matériau à angle de frottement élevé :

Pour tenir compte des conditions climatiques propres au SAHARA on demande aux matériaux, appelés dans les régions humides "classiques" (ceux dont la courbe granulométrique s'inscrit à l'intérieur d'un fuseau type) d'avoir une cohésion. C'est ainsi que par rapport au fuseau applicable en climat humide le pourcentage de fines ($< 0,080$ mm) est plus élevé et la plasticité plus forte :

- les inférieurs à 0,080 mm peuvent dépasser le maximum de 10 % admis généralement dans le nord.

(Echantillon 1 : 18 % - Echantillon 2 : 29 %)

On peut exiger d'obtenir en outre une résistance de 15 bars à la teneur en eau de 3 %. Dans le cas des matériaux à éléments calcaires ou gypseux, l'analyse chimique sur les passants à 1 mm peut donner une idée des possibilités d'un matériau notamment sur sa résistance à la compression.

Un pourcentage de carbonates plus sulfates ≥ 70 laisse prévoir une bonne résistance à la compression.

Dans les matériaux sans fines calcaires ou gypseux on peut se baser sur l'indice de plasticité qui doit être en général supérieur à 12 afin que le matériau ait une bonne cohésion.

Cependant, dans les deux cas, il ne s'agit que d'indication préliminaire. On doit par conséquent se repérer en définitif à l'essai de compression.

1.2 - Essais de sol et de classification

1.2.1 - Les essais d'identification :

- Granulométrie
- Sédimentométrie
- Limites d' Atterberg
- Equivalent de sable
- Analyse chimique (carbonates, sulfates, chlorures)
- Analyse minéralogique

1.2.2 - Les essais dynamique :

Une fois les matériaux classés et jugés susceptibles de convenir en couche de base il est nécessaire d'effectuer des essais complémentaires afin de préciser leurs caractéristiques géotechniques.

Ils consistent en :

- Essai proctor modifié
- compression simple
- essai de cisaillement à la boîte.

1.2.3 - Les essais de contrôle in situ :

- Mesure de γ_d
- essais de plaque.

- l'indice de plasticité IP peut dépasser 12
(Echantillon 1 : 13 - Echantillon 2 : 20)

Comme dans les régions humides ne peuvent être considéré comme faisant partie de l'ossature que les graviers ou les cailloux pouvant résister à l'attrition, c'est à dire ceux dont le coefficient "Los Angeles" ne dépasse pas une valeur donnée. Les matériaux à ossature friable dont la courbe granulométrique est susceptible à la suite des opérations de mise en oeuvre et sous l'effet de la circulation de passer au dessus du fuseau de référence, peuvent être étudié du point de vue de la cohésion.

e) Matériaux à cohésion élevée :

Ces matériaux peuvent être divisé en deux groupes principaux

- ceux qui tirent leur cohésion de l'affinité réciproque des éléments pulvérulents de calcaire ou gypse.
- ceux dont la cohésion est obtenue par l'agglomération des éléments argileux.

Cette cohésion est appréciée en laboratoire par l'essai de compression simple. Il est demandé une résistance à la compression simple de 20 bars sur des éprouvettes confectionnées à la teneur en eau optimale du proctor modifié et séchées à l'étuve (60° pendant 48h) jusqu'à ce que la teneur en eau soit voisine de zéro.

L'essai de compression simple étant effectué sur les passants à 5 mm et non sur les résultats du proctor habituel qui est effectué avec les éléments allant jusqu'à 20 mm. De ce fait les valeurs résultant de l'essai habituel sont souvent peu en rapport avec les possibilités de compactage de la fraction inférieure à 5 mm.

La valeur de 20 bars indiquée ci-dessus doit être obtenue pour la compacité exigée sur chantier, soit habituellement 97 à 98 % de l'OPM.

Cette valeur de 20 bars a été déterminée de manière empirique mais des considérations théoriques ont montré qu'elle correspondait à un coefficient de sécurité assez faible. Pour augmenter ce coefficient, compte tenu du fait que la résistance à la compression chute très rapidement, lorsque la compacité diminue, on exige de préférence pour les matériaux du point de vue de la cohésion une résistance à la compression supérieure à 25 bars (dans les mêmes conditions précisées ci-dessus).

2. GRANULOMETRIE

La granulométrie est étalée et montre un pourcentage important de fines : Echantillon 1 : 18 % ; Echantillon 2 : 29 %. La courbe granulométrique se situe entièrement au-dessus du fuseau de référence dit fuseau de "Béni-Abbès". Elle nous permet de classer notre matériau dans la famille 3 par rapport au fuseau de référence.

La classification du Laboratoire LCPC (Fig. 1 et 2) permet de classer notre matériau comme sable argileux (S.A). Le fait d'avoir une granulométrie étalée laisse prévoir une facilité et un bon compactage.

LIMITES D'ATTERBERG .-

Cet essai a été effectué sur les inférieurs à 0,4 mm afin de déterminer les limites de liquidité, plasticité et l'indice de plasticité.

Elles nous permettent de classer le matériau d'après le diagramme de Casagrande.

RESULTATS .-

Echant.	WL	WP	IP
1	33	20	13
2	46	26	20

ESSAI D'EQUIVALENT DE SABLE .-

Cet essai est effectué sur les passants à travers le tamis 5 mm. Il permet d'apprécier la propreté du matériau : dans notre cas, il est préférable d'abandonner le terme de "propreté" car il se trouve que plus grand est le flocculat plus important est le pourcentage de fines, chose recherchée dans ce cas pour donner une certaine cohésion au matériau.

RESULTATS DE L'ESSAI .-

Ech. 1 : ES = 25 ; Ech. 2 : ES = 17



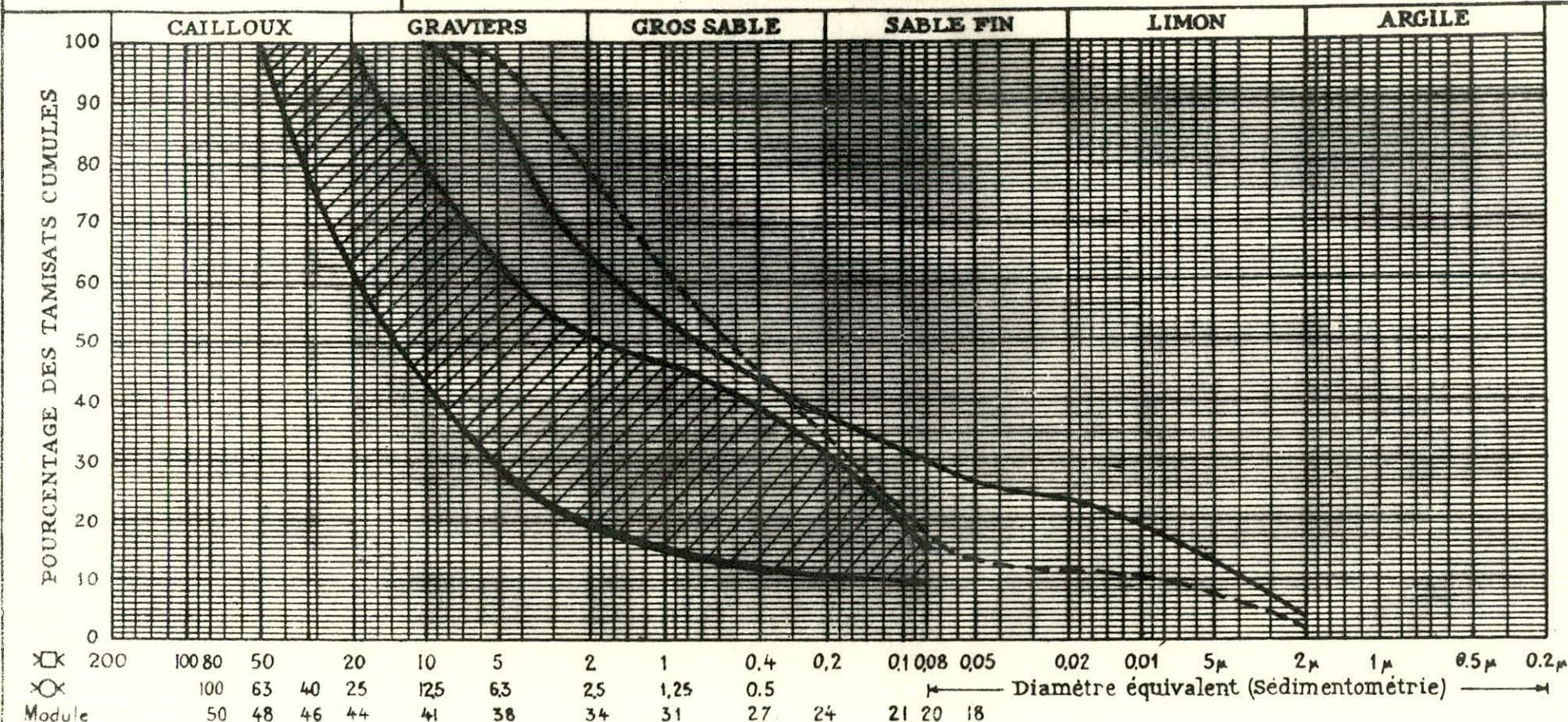
ENP
SONATRO

ARENE GRANITIQUE

Désignation des échantillons {
 N° ECH 2
 N°
 N° ECH 1

DOSSIER :

S.6 ET S.7 - ANALYSE GRANULOMETRIQUE



-13-

	%	S.8 LIMITES D'ATTERBERG			S.20 E.S.
		L.L.	I.P.	L.R.	
Ech. 2	29	46	20		17
Ech.					
Ech. 1	18	33	13		25

CLASSIFICATION DE LABORATOIRE DES SOLS GRENUS PLUS DE 50% DES ELEMENTS > 0,08 mm				
GRAVES	Plus de 50% des éléments > 0,08 mm ont un diamètre > 2 mm	moins de 5% d'éléments < 0,08	Gb (SW) $CU = \frac{D_{60}}{D_{10}} > 4$ $Cc = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}} = 1 < Cc < 3$	Grave Propre bien Gradée
			Gm (GP) une des conditions de Gb non satisfaite	Grave Propre mal Gradée
		Plus de 12% d'éléments < 0,08	Gl (GM) Limite d'Atterberg au-dessous de "A"	Grave Limoneuse
			Ga (GC) Limite d'Atterberg au-dessus de "A"	Grave argileuse
SABLES	Plus de 50% des éléments > 0,08 ont un diamètre < 2 mm	moins de 5% d'éléments < 0,08	Sb (SW) $Cu = \frac{D_{60}}{D_{10}} > 6$ $Cc = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}} = 1 < Cc < 3$	Sable Propre bien Gradé
			Sm (SP) une des conditions Sb non satisfaite	Sable Propre mal Gradé
		Plus de 12% d'éléments < 0,08	Sl (SM) Limite d'Atterberg au-dessous de "A"	Sable limoneux
			SA (SC) Limite d'Atterberg au-dessus de "A"	Sable argileux
5% < % inférieur à 0,08 mm < 12% → on utilise double symbole				

CLASSIFICATION DE LABORATOIRE DES SOLS FINS

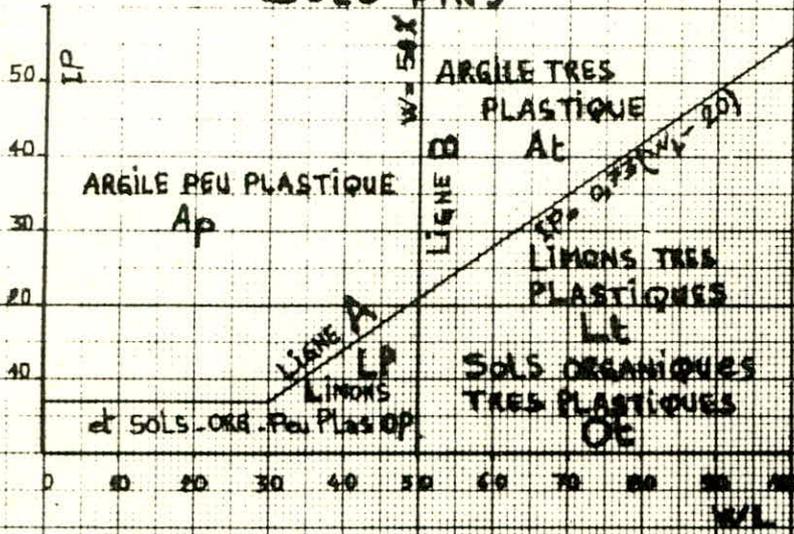


DIAGRAMME DE PLASTICITE

3. ANALYSE MINÉRALOGIQUE AU DIFFRACTOMETRE

Echantillon n°1

ETUDE DE LA FRACTION SUPÉRIEURE A 63 MICRONS .-

Environ 90% du volume de la fraction sableuse étudiée comprend une majorité de fragments de quartz et de feldspaths, de dimensions millimétriques. Ces fragments sont anguleux, peu usés et a priori peu transportés. Le reste de cette fraction montre quelques éclats de schistes et quelques fragments de quartzite (grès silicieux).

L'analyse diffractométrique (diagramme I) de la poudre obtenue par broyage, confirme la présence de trois composants minéralogiques principaux :

- quartz très abondant
- feldspath alcalin (orthose ou microcline)
- micas (biotite)

ETUDE DE LA FRACTION FINE INFÉRIEURE A 63 MICRONS .-

Elle apparaît fortement colorée par des hydroxydes de fer (Goethite $\text{FeO}(\text{OH})$). L'analyse diffractométrique sur poudre totale (Diagramme II) met en évidence :

- du quartz
- 2 phyllites argileuses.

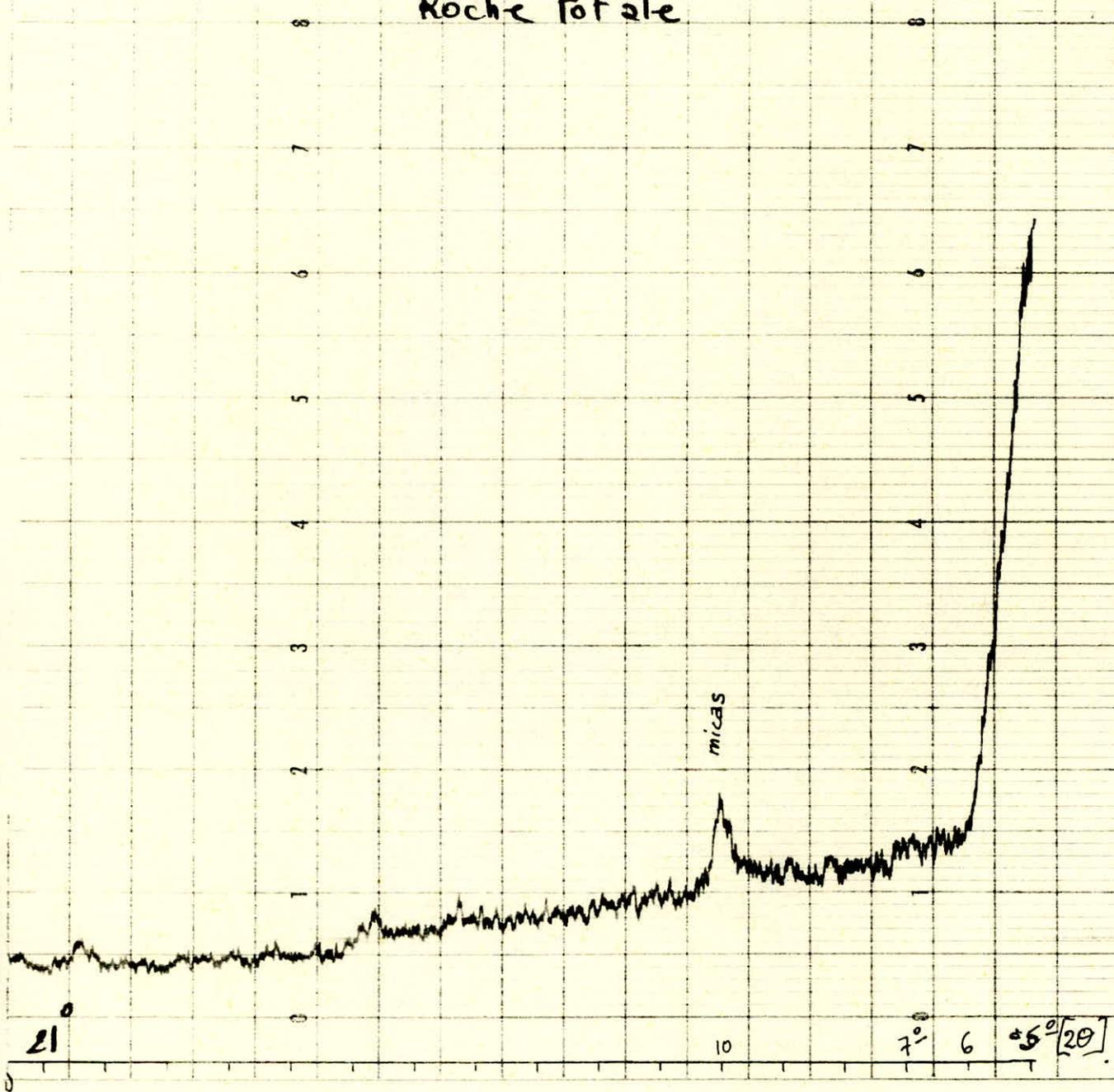
Une argile du type kaolinite est décelée vers 14 degrés, ce qui correspond à une dimension de 73 angstroems.

Une argile du type micas donnant une réflexion à 10 degrés correspondant à une valeur de 10 angstroems.

Pour préciser la composition argileuse de cet échantillon, une préparation orientée a été obtenue par séchage à l'air d'une suspension déposée sur le porte-échantillon. Cette technique présente l'avantage de concentrer légèrement la phase argileuse ; et de favoriser l'orientation des particules. On obtient des diagrammes où les réflexions caractéristiques des argiles sont les plus nettes.

Diagramme I : Echantillon $\phi > 63 \mu\text{m}$
 Poudre compactée
Radiation $\lambda_{\text{Co K}\alpha} = 1,79 \text{ \AA}$

DJANET 1
 Roche totale



21 10 7° 6 5° [2θ]

Diagramme I
DJANET 1
Roche totale

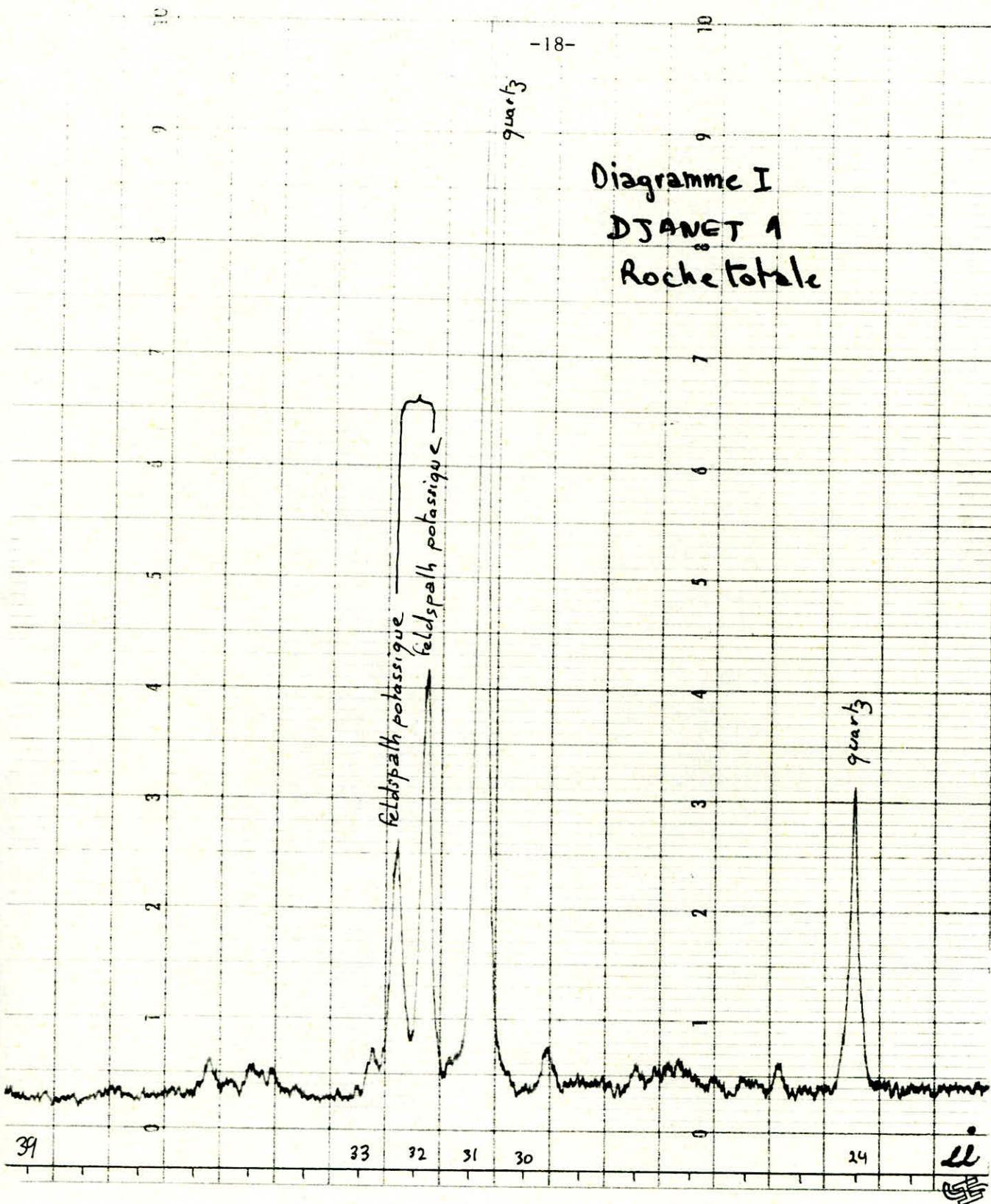


Diagramme II

Radiation Co $\lambda_d = 1,79$

-19-

10

0.2

Echantillon naturel [$< 63 \mu m$]

- poudre compactée
- hydratation ambiante

DJANET 1
ARGILE

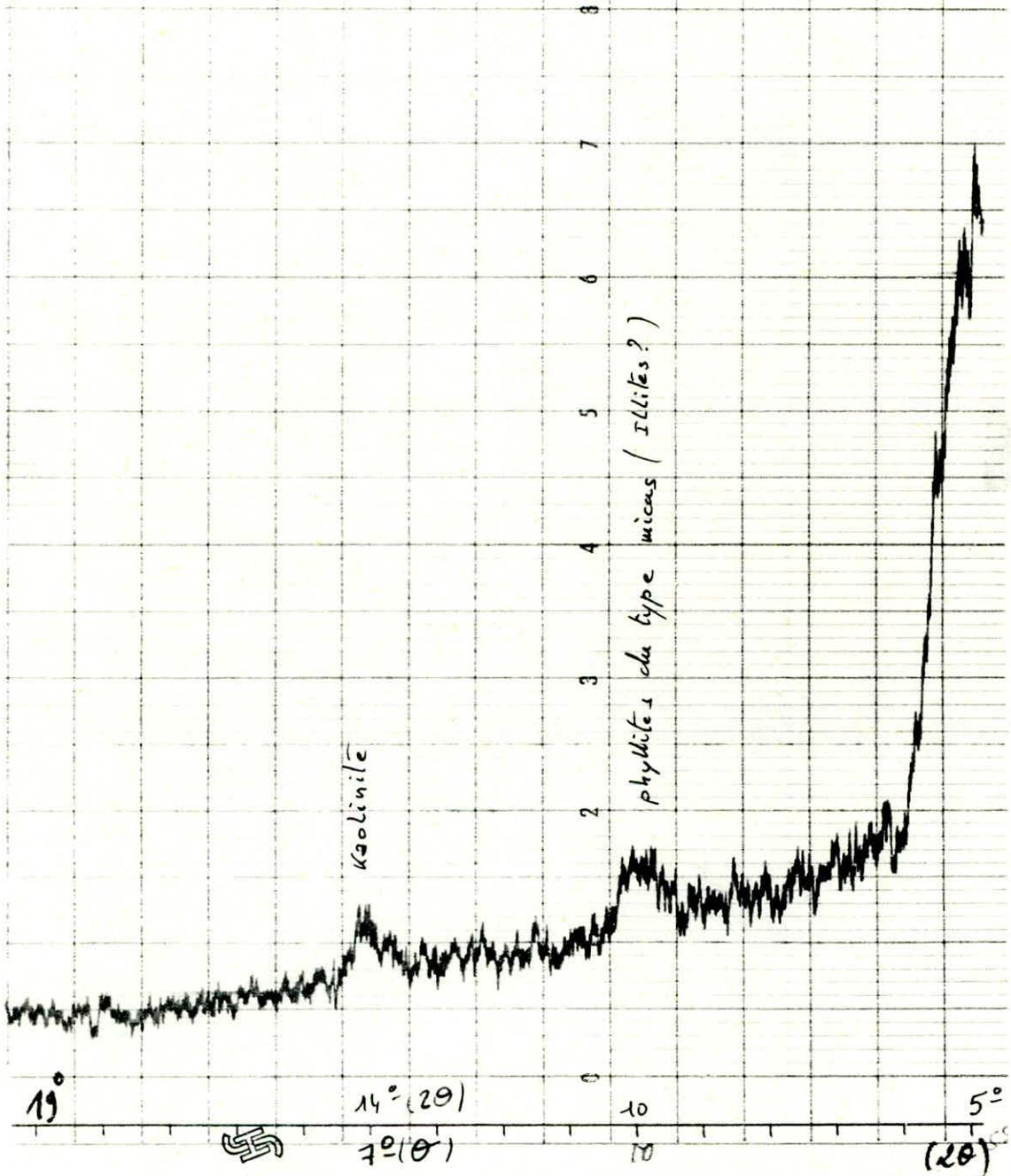
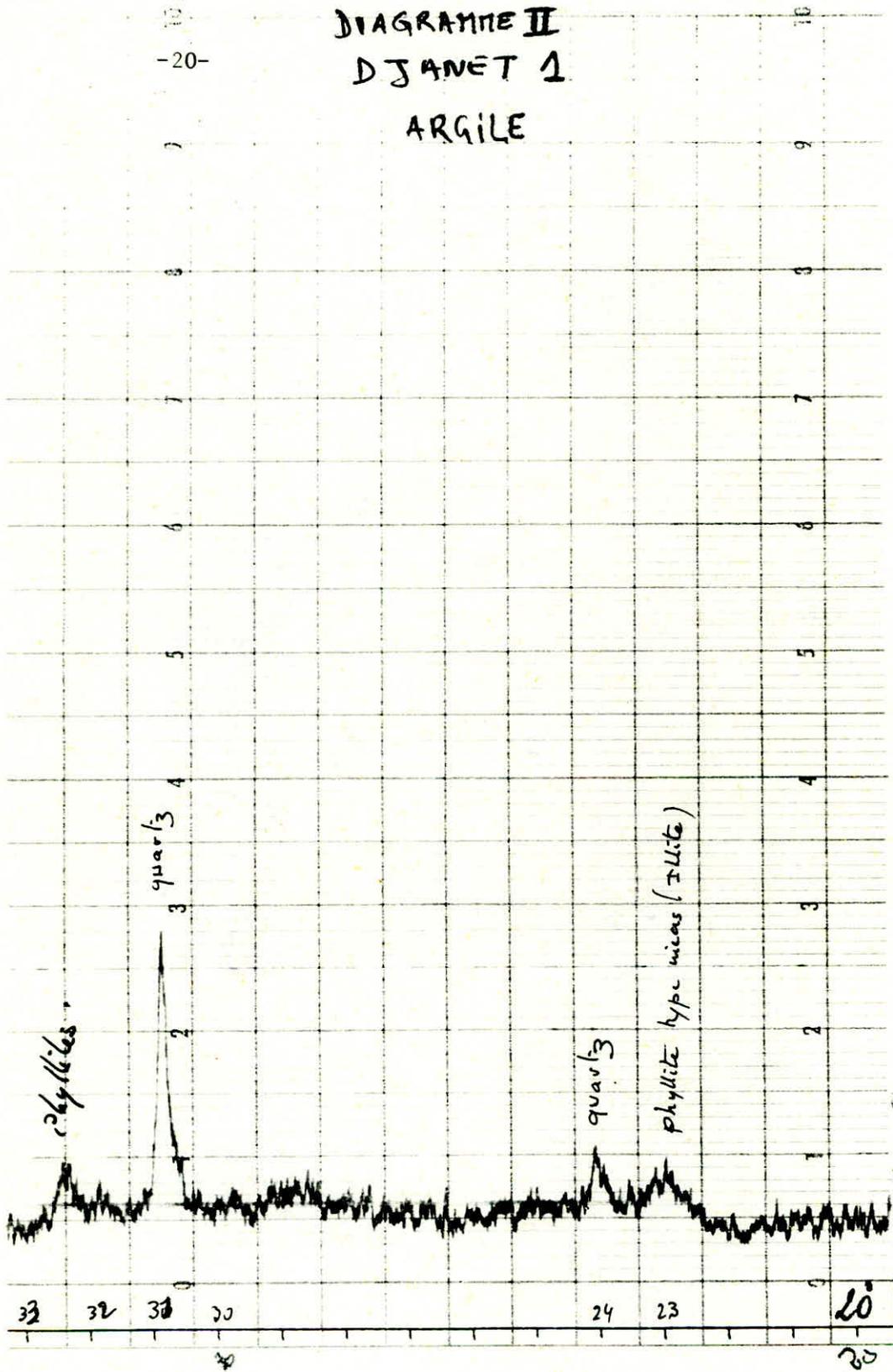


DIAGRAMME II
DJANET 1
ARGILE



Le premier enregistrement (IIa) montre les deux réflexions à 10 et 14 degrés déjà décellées, mais sensiblement plus nettes. De plus, on peut suspecter vers 6,5 degrés un indice de smectite (phyllite à 16 angstroems du type montmorillonite).

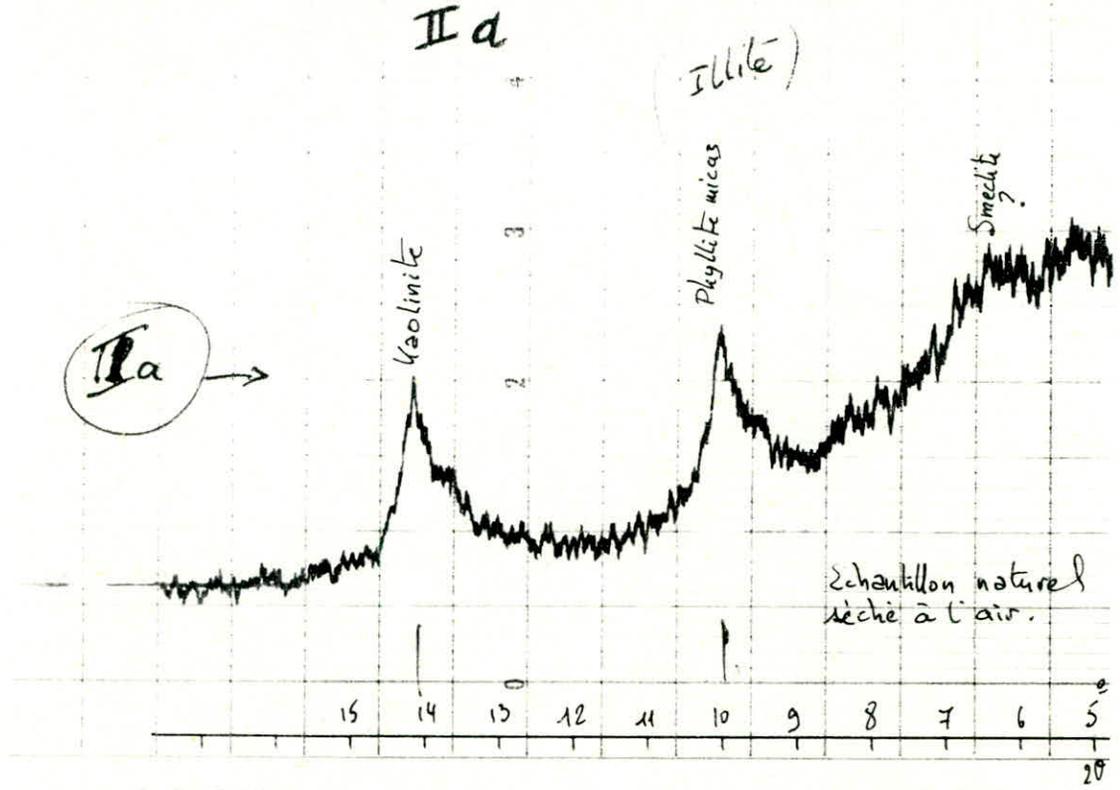
Pour confirmer cette remarque, nous avons effectué un séchage de l'échantillon à 400° pendant 2 heures. Un nouvel enregistrement (IIb) confirme l'existence d'une smectite par la disparition de la réflexion diffusée à 6,5 degrés, et l'augmentation d'intensité de la réflexion à 10 degrés. Rappelons que la déshydratation des smectites vers 400° degrés ramène leur structure à une dimension de 10 angstroems.

En conclusion, la phase argileuse (pélique) de la formation étudiée comprend :

- du quartz
- une phyllite du type micas (illite)
- de la kaolinite
- et un % faible de smectite du type montmorillonite

L'analyse diffractométrique de l'échantillon n°2 a donné les mêmes résultats.

DJANET 1 IIa

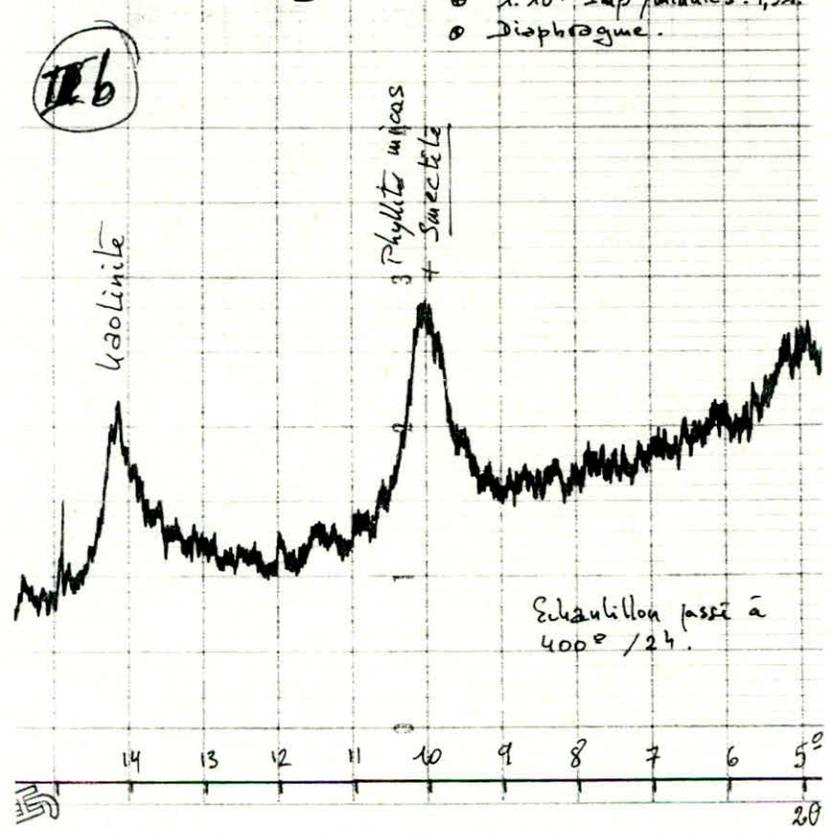


Echantillon orienté [$< 63 \mu m$.]

Djanet 1

IIb

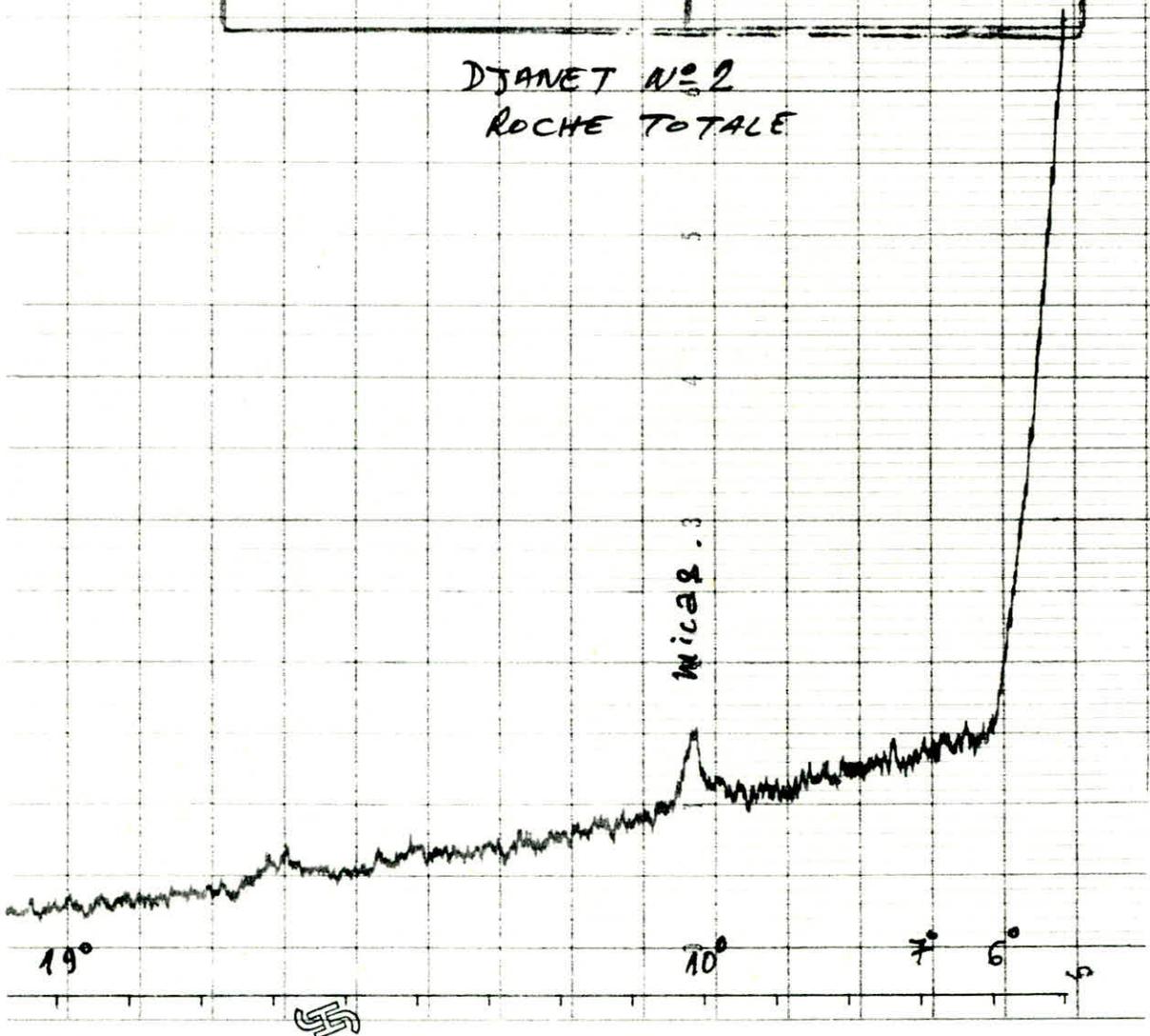
- $1/4^\circ 2\theta = 1 \text{ cm}$
- $1 \cdot 10^4$ Imp/minutes : 7,5d.
- Diaphragme.



-23-

Ray: Cobalt. $\lambda = 1,79 \text{ \AA}$	N° éch.: DJANET N° 2
Rég Kv, mA: 38 W-10 mA	Etiquet: /
Fen. entr.: 1°	Vit. géom.: 1/4°/min
Sort.: 1/4°	PAR: 1/4 cm/min
H. T. compt.: 1135 V.	POS A POS: /
Imp. min: 1.10 ⁴	Temps comptage: /
Er. Stat.: 1,5%	Nbre compt.: /
Discrim: /	Atter: 2

DJANET N° 2
ROCHE TOTALE

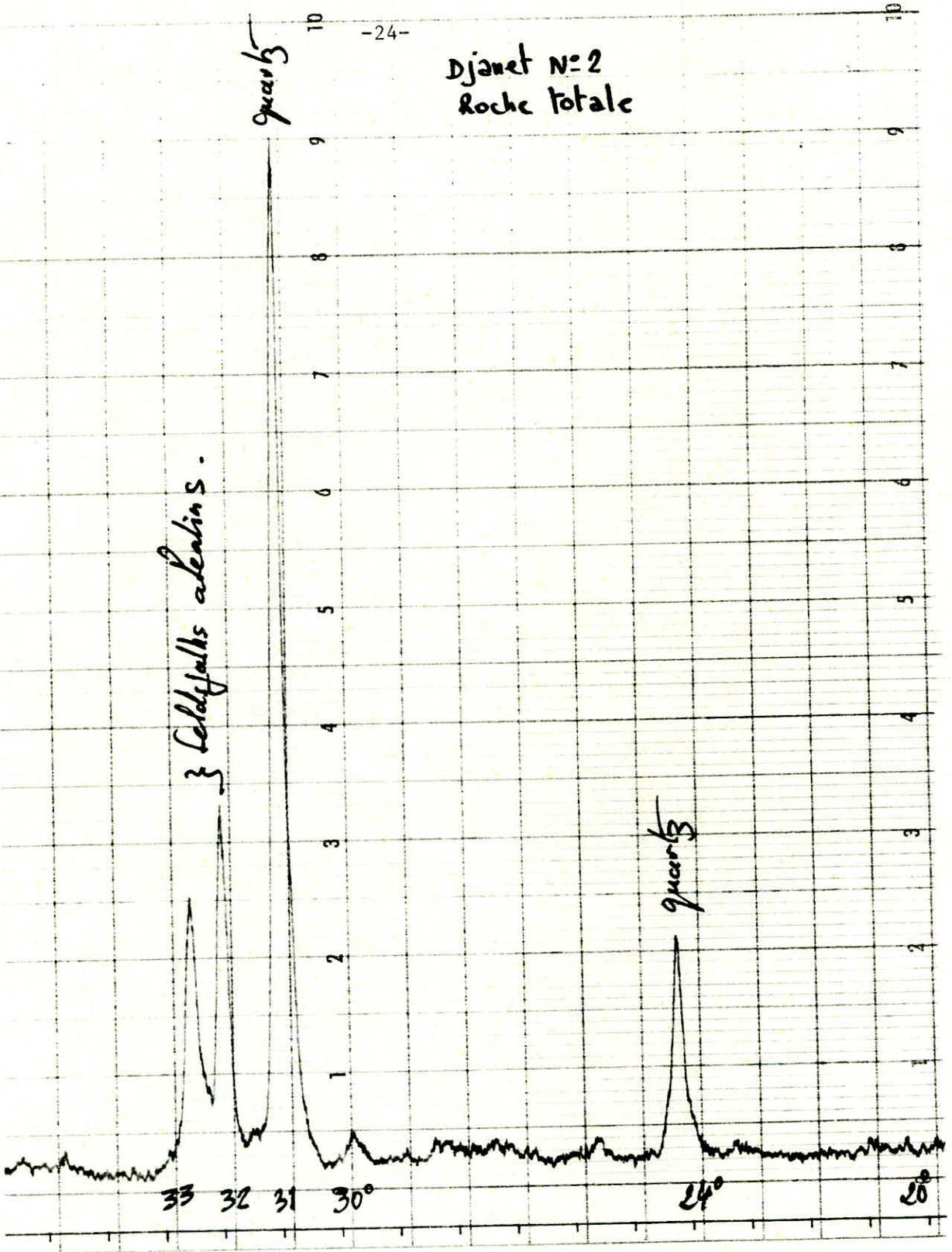


Djænet N°2
Roche Totale

feldspaths calcinés.

quartz

quartz



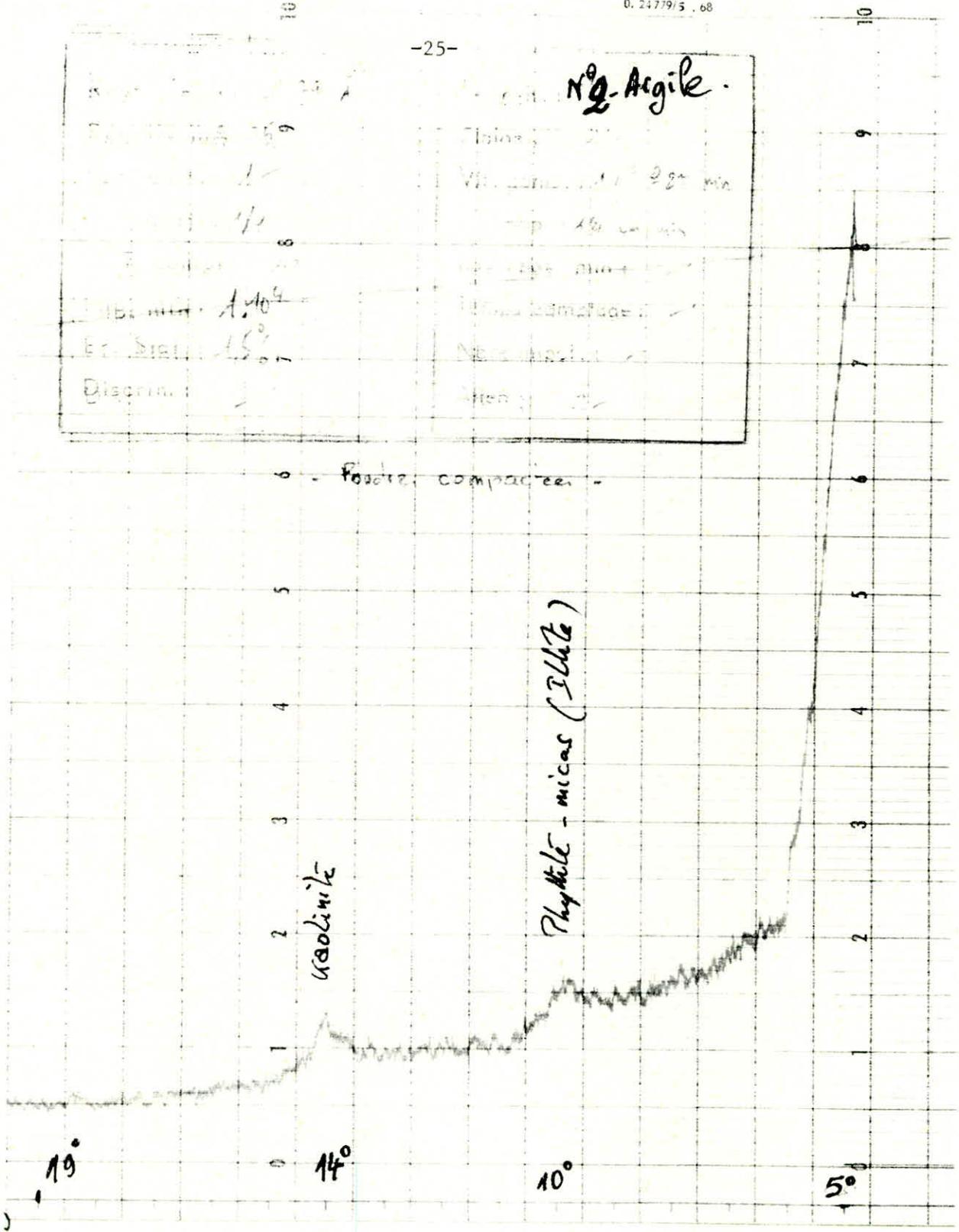
33 32 31 30°

24°

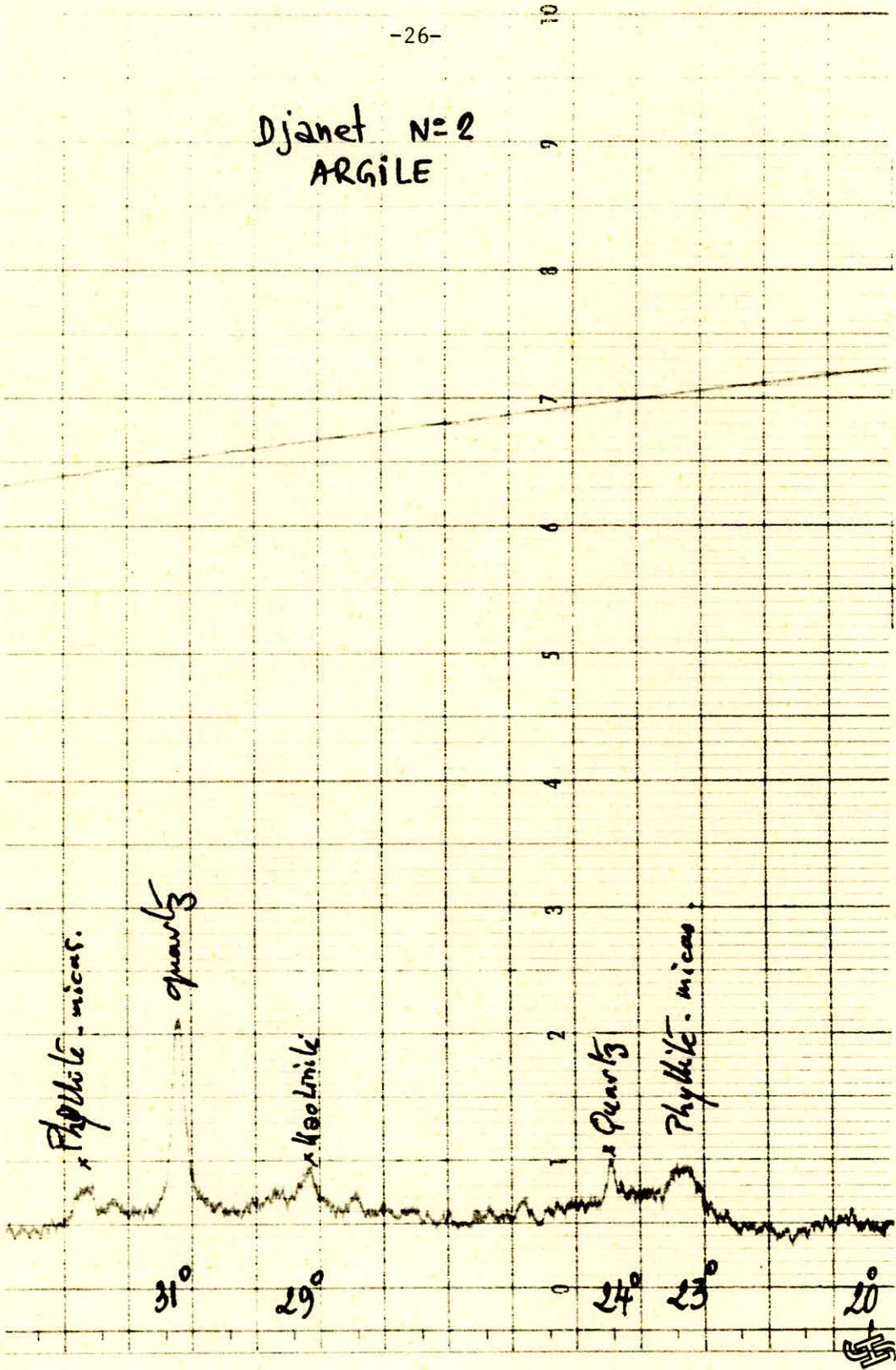
20°

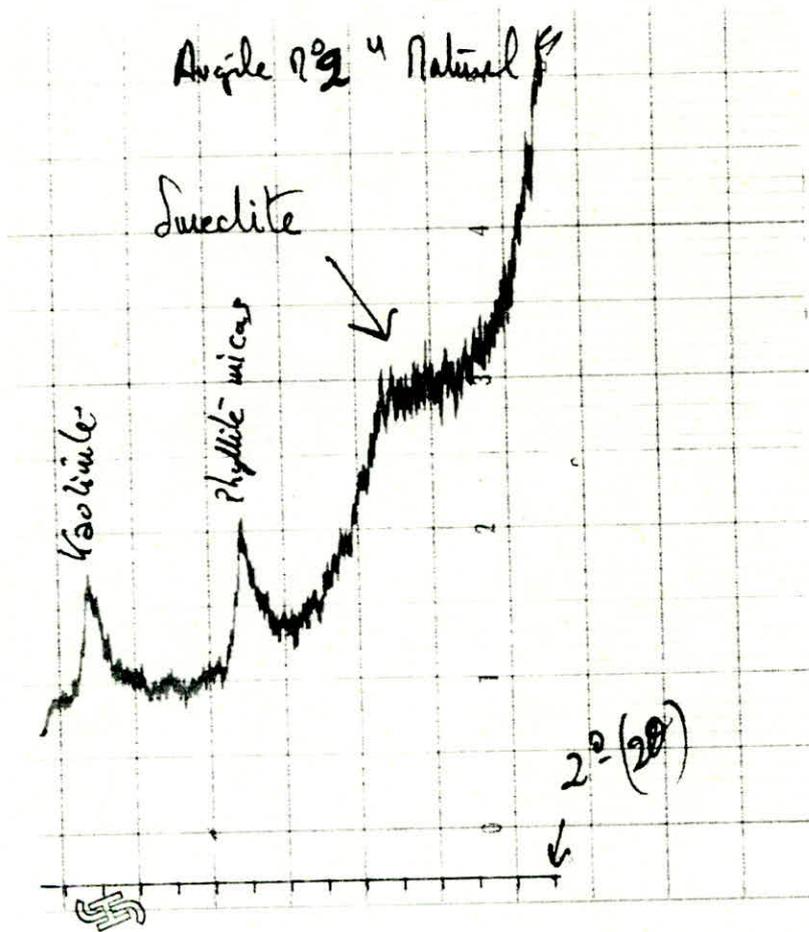
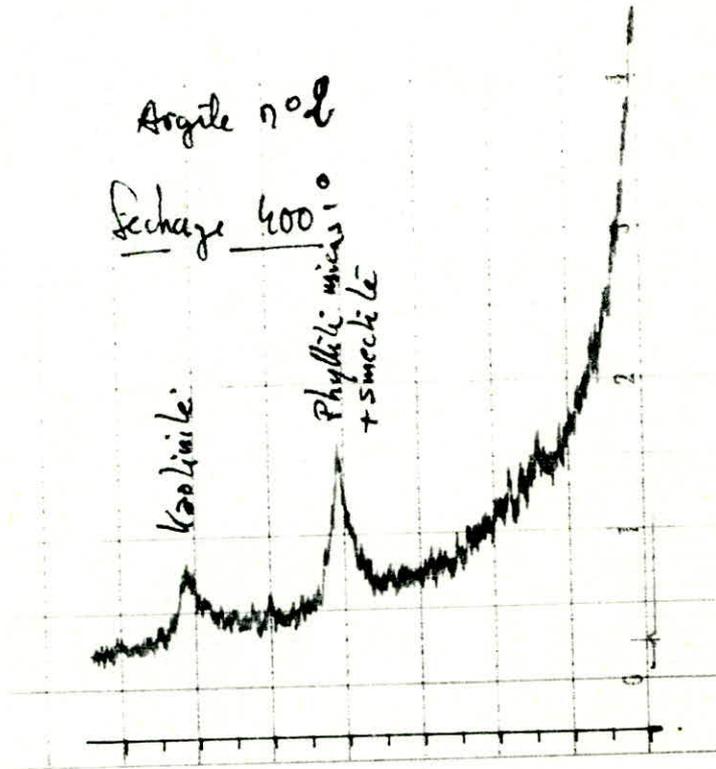
-25-

<p> <i>[Faint handwritten notes]</i> No. Argile 20 28 min 140 min 15° Discrim. </p>	<p> <i>[Faint handwritten notes]</i> No. Argile 20 28 min 140 min 15° Discrim. </p>
---	---



Djanet N=2
ARGILE





4. ANALYSE CHIMIQUE

1.- BUT

Nous avons programmer une analyse chimique dans le but de détecter les éléments chimiques suivants :

- Calcite : CO_3Ca
- Dolomite : $(\text{CO}_3)_2 \text{Ca, Mg}$
- Opale : $\text{SiO}_2, n\text{H}_2\text{O}$
- Sidérite : $\text{CO}_3 \text{Fe}$
- Hématite : $\text{Fe}_2\text{O}_3, \text{H}_2\text{O}$
- Nacl
- Ca SO_4

Ces éléments, désignés par les géologues comme étant des ciments naturels, peuvent expliquer la cohésion de l'arène granitique.

2.- RESULTATS

Le L.T.P.C. à qui nous avons confié cette tâche n'a pas répondu à toutes nos préoccupations, c'est pourquoi l'analyse faite est vue sous une autre forme différente de celle citée ci-dessus.

2.1 - Analyse chimique sommaire :

Echantillons	1	2
Insolubles SiO_2	86,24	81,89
$\text{Fe}_2\text{O}_3 - \text{AL}_2\text{O}_3$	8,22	9,37
SO_4Ca	Traces	Traces
Nacl	0,17	0,17
CO_3Ca	0,38	2,54
CO_2 (perte)	1,49	1,11
H_2O (perte)	4,52	6,86

2.2 - Analyse chimique complète :

Echantillons	1	2
Silices SiO_2	72,46	67,62
$\text{Fe}_2\text{O}_3 - \text{Al}_2\text{O}_3$	19,50	22,55
CaO	1,82	1,40
MgO	0,55	0,80
Fe_2O_3	0,64	0,88
Al_2O_3	18,86	21,67

3.- CONCLUSION

Les éléments de base des éléments suspectés ont été mis en évidence, reste à savoir si leur formation a effectivement lieu par suite d'imbibition et séchage. Une analyse minéralogique plus poussée, étudiant la phase argileuse à l'état pulvérulent, imbibé et étuvé, peut donner une précision sur le pseudomorphisme des silicates pouvant jouer le rôle de liant naturel.

5. ESSAI PROCTOR MODIFIE

1.- PREPARATION DE L'ESSAI

Cet essai est effectué sur les passants à travers le tamis de 20 mm dans un moule CBR de 15,2 cm de diamètre et 15,2 cm de hauteur. La masse de la dame est de 4,54 kg, sa hauteur de chute est de 45,7 cm. Nombre de couches : 5 L'échantillon de sol est compacté à différentes énergies de compactages soit 25 c/c, 55 c/c et 75 c/c pour étudier l'influence de l'énergie de compactage sur les caractéristiques du sol.

2.- BUT DE L'ESSAI

Le but de l'essai est la détermination de la densité sèche maximum et la teneur en eau optimum correspondante. Ces deux paramètres servent de référence pour le compactage sur chantier.

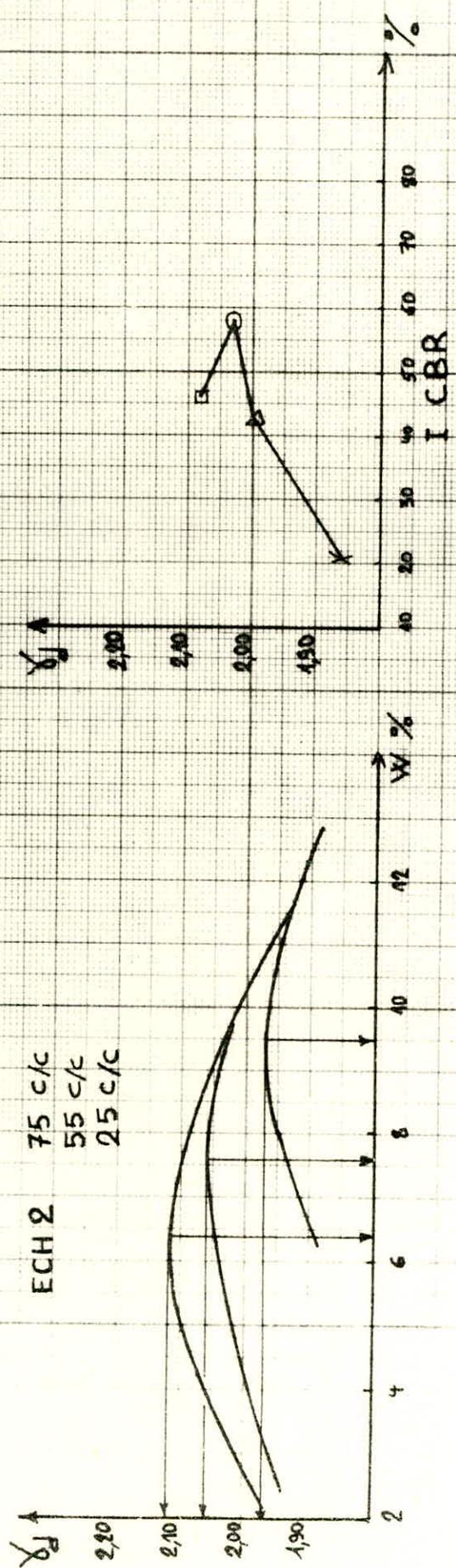
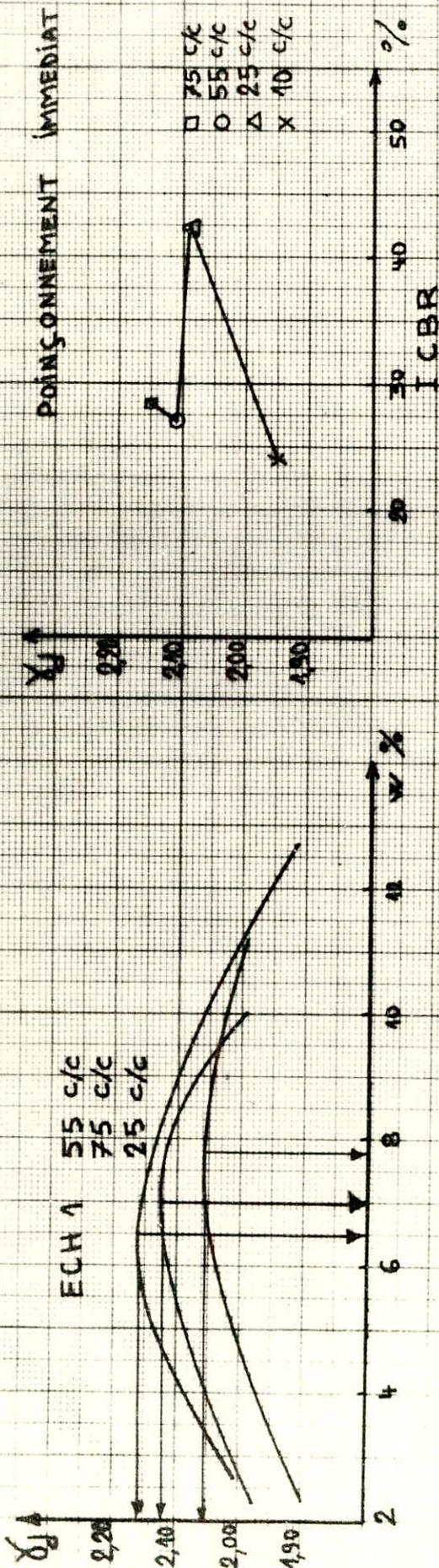
3.- RESULTATS

Les valeurs de référence obtenues sont les suivantes :

Echantillons	Energie	75 c/c	55 c/c	25 c/c
n° 1	W O.P.M %	7	6,5	7,8
	γ_d OPM	2,12	2,16	2,06
n° 2	W O.P.M %	6,4	7,6	9,5
	γ_d OPM	2,12	2,06	1,97

Les densités sèches obtenues sont comprises entre 1,97 et 2,16.

La valeur maximale est obtenue pour 55 c/c : $\gamma_d = 2,16$ soit 90 % de la densité du béton.



Sur chantier, on recommande d'obtenir une compacité de 98 à 100 % de l'OPM ce qui donne un intervalle de teneur en eau :

$$4,7 \text{ --- } \frac{6,5}{w \text{ OPM}} \text{ --- } 8,5$$

- REMARQUE -

. Pour l'échantillon n°1, la courbe de 75 c/c est au-dessous de celle de 55c/c, c'est le phénomène de décompactage qui se manifeste. C'est là une preuve qu'au-delà d'une certaine énergie le surplus de cette dernière est inefficace et même nuisible à l'opération de compactage, pour certains matériaux d'où la nécessité d'une étude approfondie pour chaque type de matériau.

. Compte tenu des conditions climatiques dans la région de Djanet et le Sahara en général il y a lieu de tenir compte de l'évaporation de l'eau de mise en oeuvre lors du compactage des matériaux.

6. ESSAI C.B.R.

1.- PREPARATION DE L'ESSAI

On commence par préparer des éprouvettes de sol en compactant dans un moule dit moule CBR le sol à 10 c/c, 25 c/c, 55 c/c et 75 c/c à la teneur en eau optimale. On poinçonne l'éprouvette immédiatement en utilisant une vitesse normalisée (1,27 mm/mn). Le piston de poinçonnement a une section normalisée (19,3 cm²). On trace la courbe donnant la pression exercée par le piston en fonction de l'enfoncement de celui-ci. Le CBR est égal au plus grand des deux rapports :

$$\frac{P(2,5)}{0,7} \text{ et } \frac{P(5)}{1,05}$$

(P(2,5) étant la pression correspondant à un enfoncement de 2,5 mm et P(5) celle correspondant à un enfoncement de 5 mm.

5.- BUT DE L'ESSAI

Cet essai est destiné à apprécier la portance d'un sol c'est à dire son aptitude à supporter à travers une certaine structure de chaussée les charges qui devront solliciter la chaussée.

3.- RESULTATS

Poinçonnement immédiat

Ech.	Energie	γ_d	W %	I C.B.R.
n°1	75	2,16	7,3	28,4
	55	2,11	7,4	27,1
	25	2,09	6,9	42,4
	10	1,95	7,1	24
n°2	75	2,075	7,5	47,6
	55	2,03	7,6	57,9
	25	2,00	7,4	42,95
	10	1,89	7,6	20,4

Après imbibition

Ech.	Energie	γ_d	W %	I C.B.R.
N°1	55	2,13	7,1	44,8
	25	2,07	7,8	19,7
N°2	55	2,048	8,6	23
	75	2,05	8,6	23,3

7. ESSAI DE COMPRESSION SIMPLE

1.- PREPARATION DE L'ESSAI

Cet essai est effectué sur les éléments inférieurs à 5 mm. Le matériau est humidifié à l'OPM puis comprimé dans un moule cylindrique normalisé ($\emptyset = 5,08\text{cm}$, $h = 5,16\text{cm}$) à une pression de 120 bars à l'aide d'une presse de 6 t. Après compression les éprouvettes sont démoulées à l'aide d'un piston puis on vérifie les différents paramètres (\emptyset , h, Ph après compression).

Les éprouvettes sont alors soit conservées pendant 48h à 60° et écrasées par la suite, soit écrasées immédiatement après le confectionnement à une vitesse de 1 mm/mn, en mesurant tous les 25/100 de mm la charge correspondante jusqu'à rupture. Après rupture les éprouvettes sont séchées pendant 24h à 105°c afin de vérifier la teneur en eau de confectionnement. L'opération d'écrasement est la même pour les éprouvettes étuvées.

2.- BUT DE L'ESSAI

L'essai a pour but de déterminer la cohésion et la résistance à la compression simple du matériau.

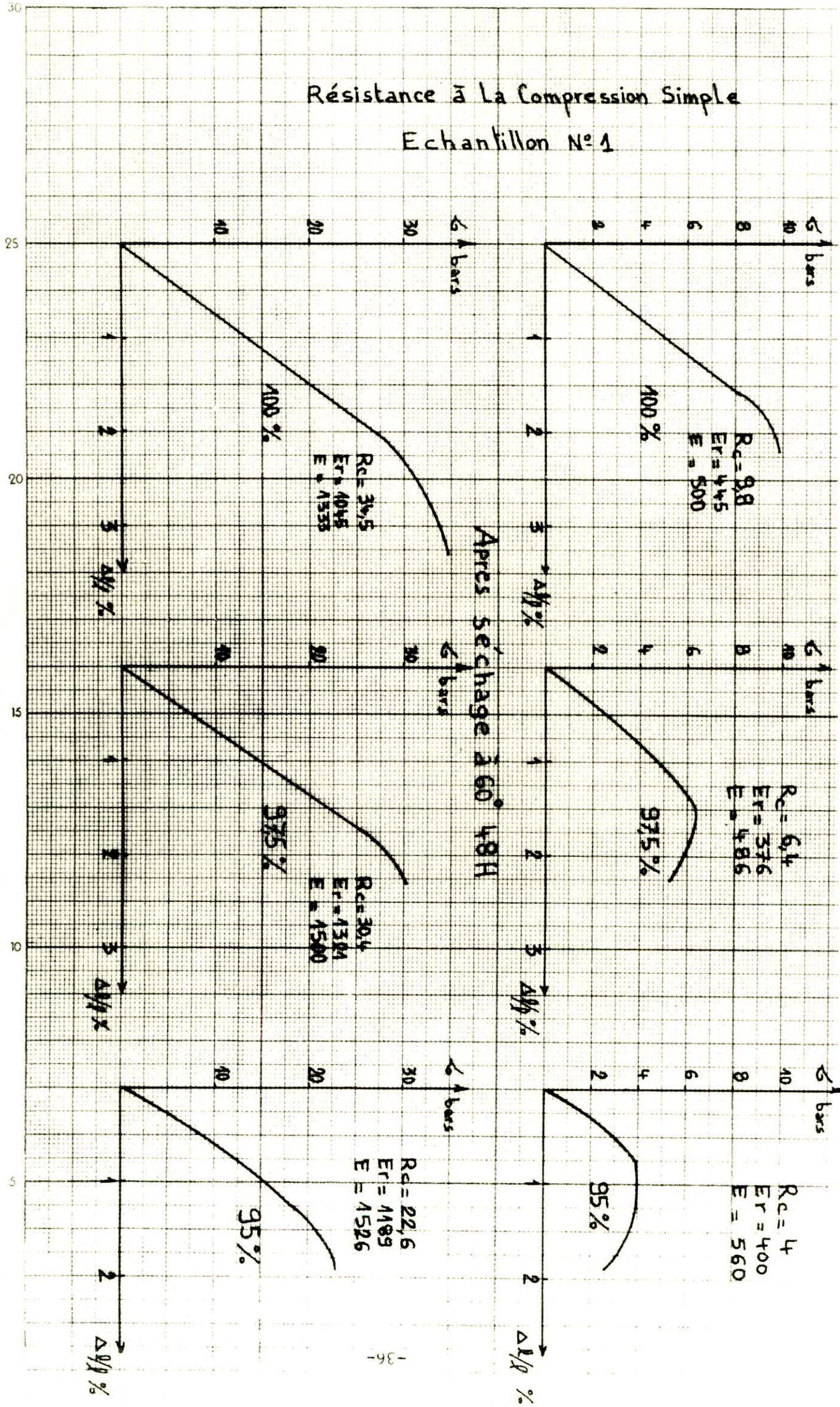
3.- RESULTATS OBTENUS

Ecrasement immédiat

Ech.	Compacité %	W à écrasement %	Rc bar	E Rupture	E Pente
n°1	100	6,5	9,8	445	500
	97,5	6,5	6,4	376	486
	95	6,5	4,0	400	560
n°2	100	7,6	5,7	300	348
	97,5	7,6	3,9	325	495
	95	7,6	3,3	194	238

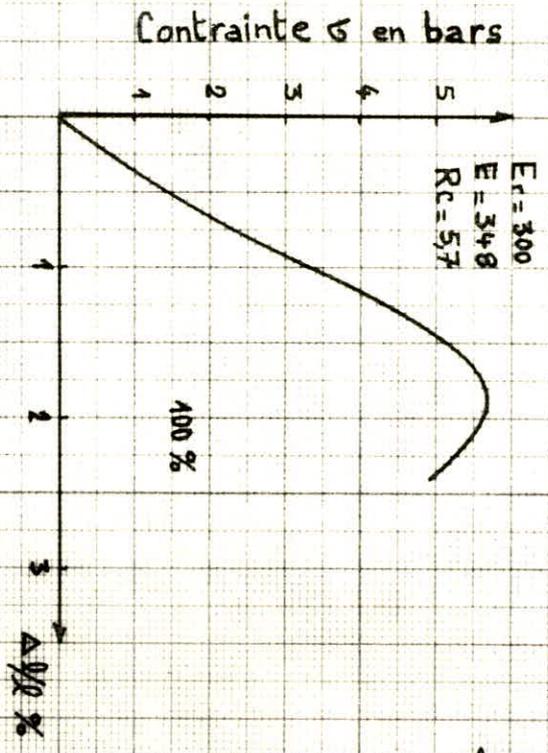
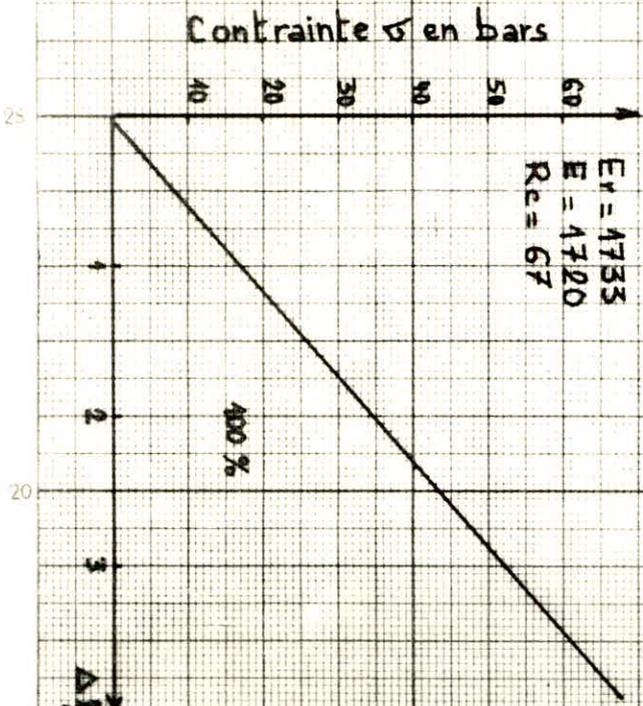
Résistance à La Compression Simple

Echantillon N°1

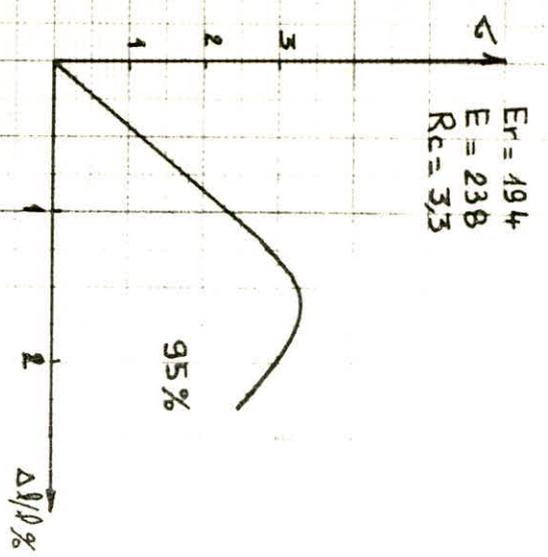
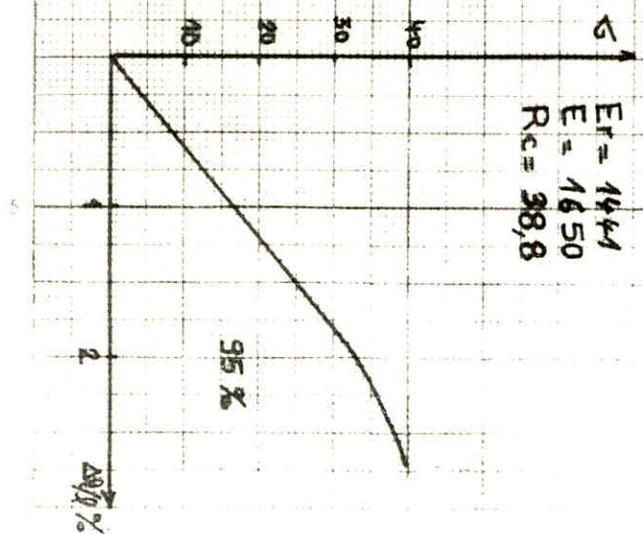
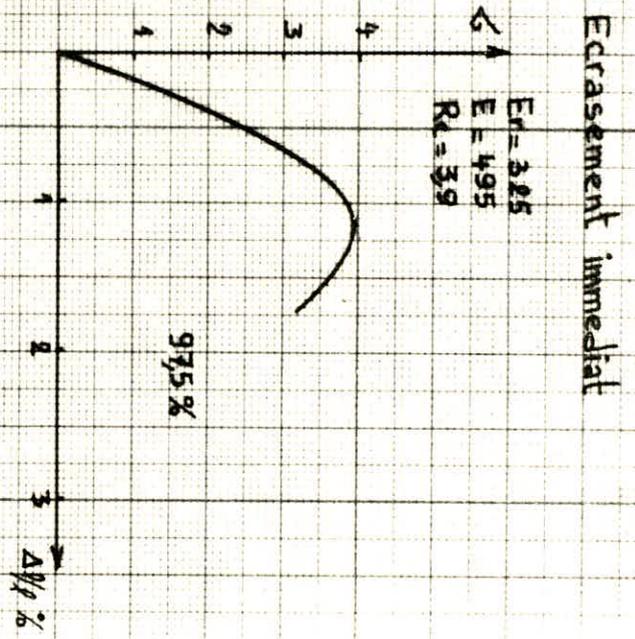
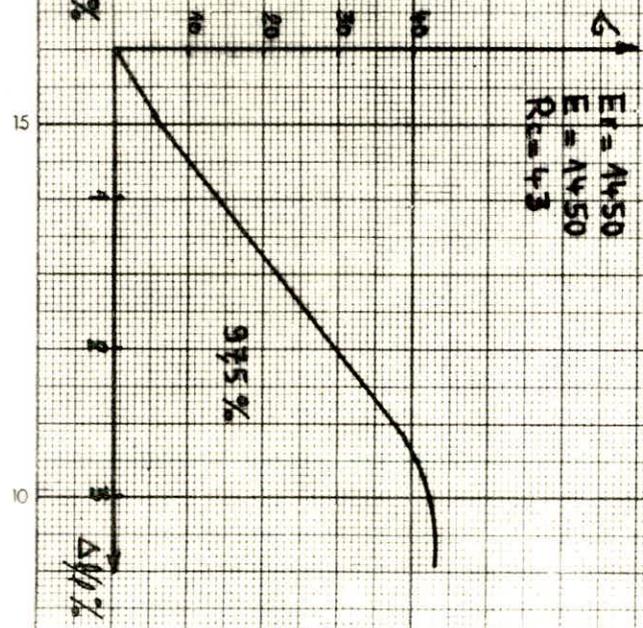


Résistance à La Compression Simple

Echantillon N° 2



Après séchage 48h à 60°

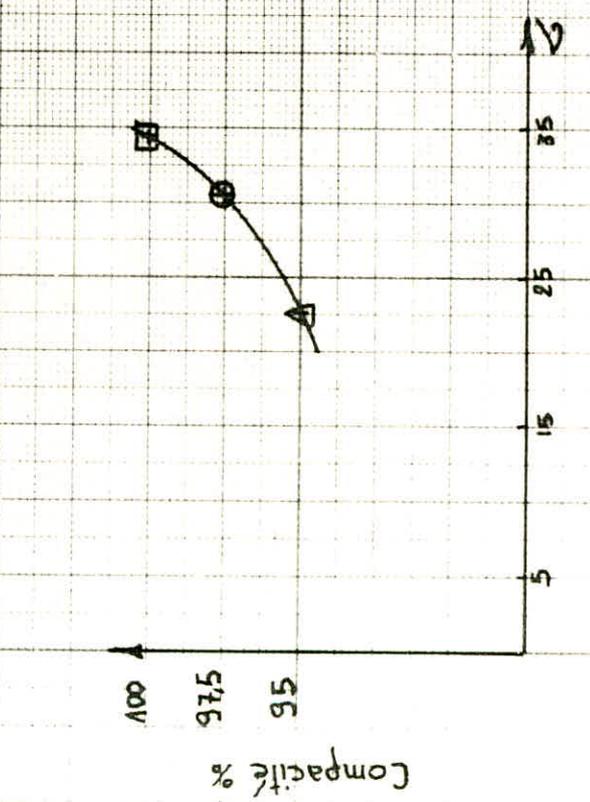
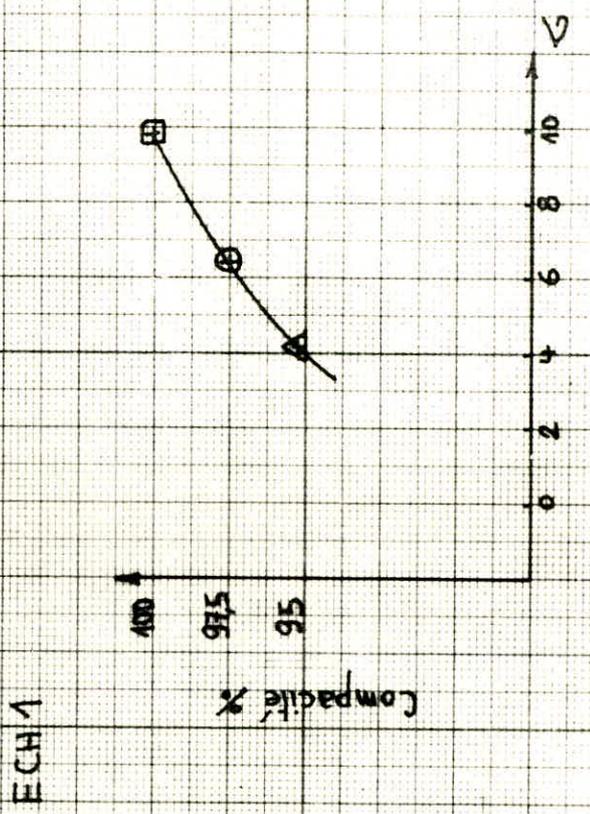
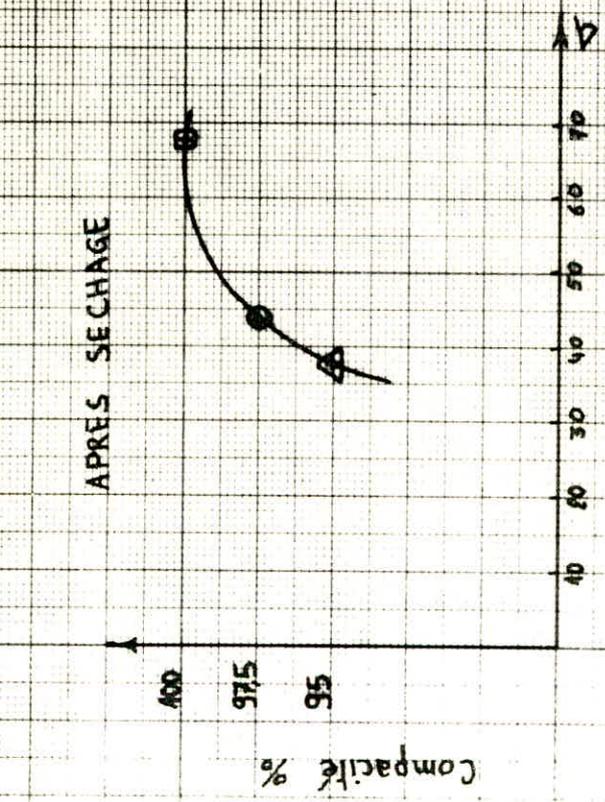
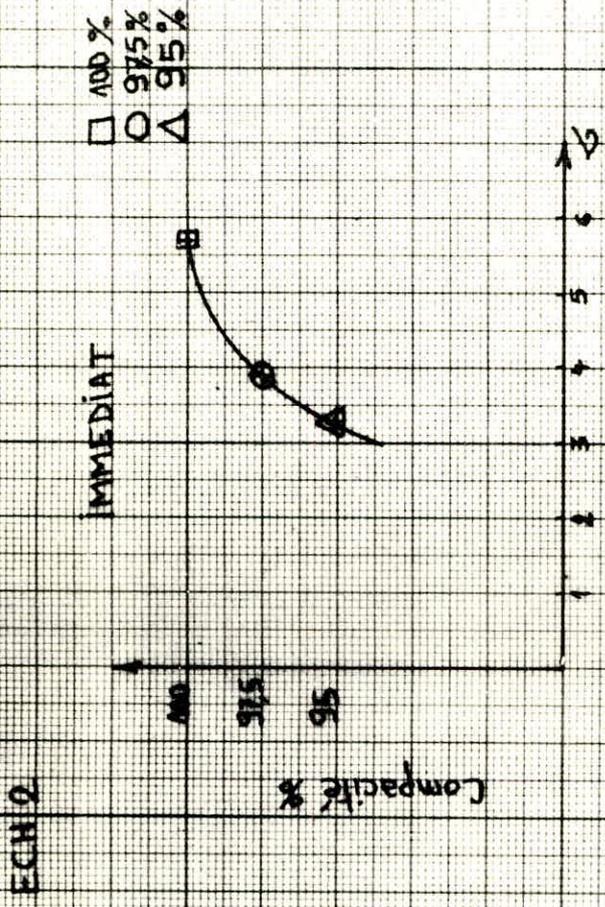


Ecrasement après séchage à 60 ° - 48 h

Ech.	Compacité %	W Residuelle %	Rc bar	E Rupture	E pente
n°1	100	0,45	34,5	1045	1333
	97,5	0,03	30,4	1321	1500
	95	0,25	22,6	1189	1526
n°2	100	0,05	67,0	1733	1720
	97,5	0,30	43,0	1450	1450
	95	0,05	38,8	1441	1650

Dans notre cas, 3 séries d'éprouvettes à des compacités différentes soit 100%, 97,5% et 95% ont été confectionnées et ce pour étudier la variation de la résistance à la compression simple en fonction de la compacité.

D'après les résultats obtenus dans cet essai l'arène granitique se comporte bien en compression simple avec une résistance qui va jusqu'à 67 bars alors qu'on exige pour les matériaux de construction routière une résistance de 25 bars. De plus, ce matériau est assimilable à une grave concassée ou mieux encore, car pour la grave concassée on exige un module de rigidité de 1200 alors que celui de l'arène granitique va jusqu'à 1650 et plus.



8. ESSAI DE CISAILLEMENT A LA BOITE

1.- PREPARATION DE L'ESSAI

On prend un moule CBR et on confectionne une éprouvette à l'OPM pour chaque échantillon, on prélève un échantillon et ce à l'aide du moule de la boîte à cisaillement. (cette opération est très délicate dans le cas de l'arène car elle n'est pas facilement maniable comme l'argile). On met l'échantillon prélevé dans la boîte et on effectue l'opération de cisaillement à différentes charges normales (1, 2, 3, 4 bars).

A noter que l'essai est à déformation contrôlées.

2.- PRINCIPE DE L'APPAREIL

La boîte à cisaillement est destinée aux essais de cisaillement rectiligne, dans lesquels on cherche à obtenir la rupture de l'échantillon suivant un plan imposé. L'échantillon est placé entre deux demi-boîtes, mobiles l'une par rapport à l'autre et sans contact. On applique par l'intermédiaire de la demi-boîte supérieure un effort de compression N et un effort horizontal de traction T . Le matériau se rompt alors, pour une certaine valeur de T , suivant le plan de séparation des deux demi-boîtes.

La connaissance de N et T permet la détermination d'un point de la courbe intrinsèque. En effet, si A est la surface de la boîte, les composants de la contrainte critique sont :

$$\sigma = \frac{N}{A} \quad \text{et} \quad \tau = \frac{T}{A}$$

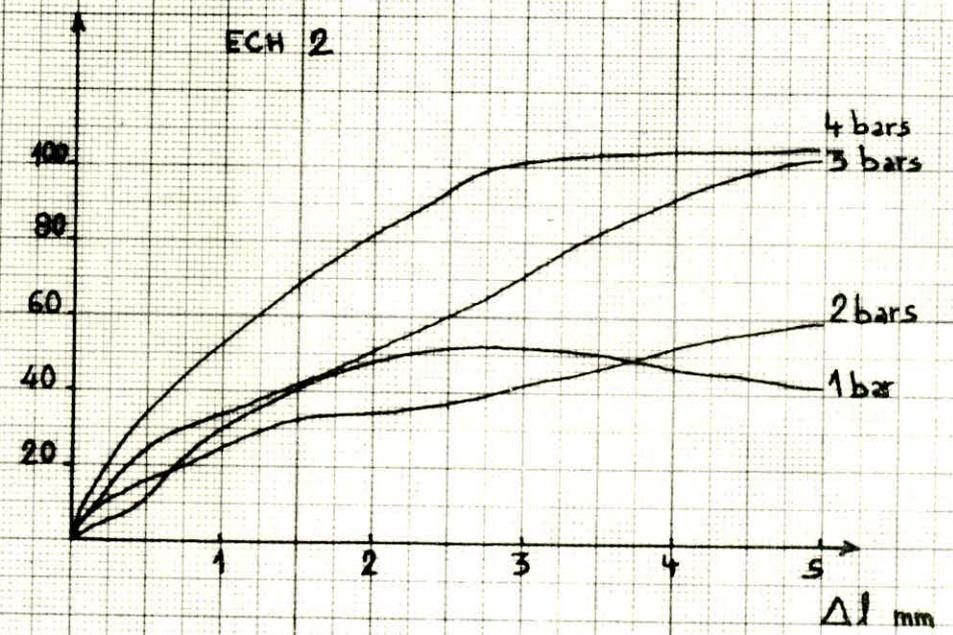
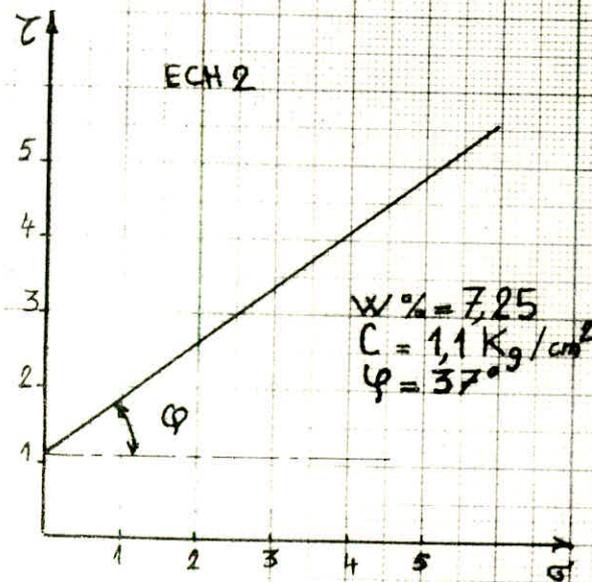
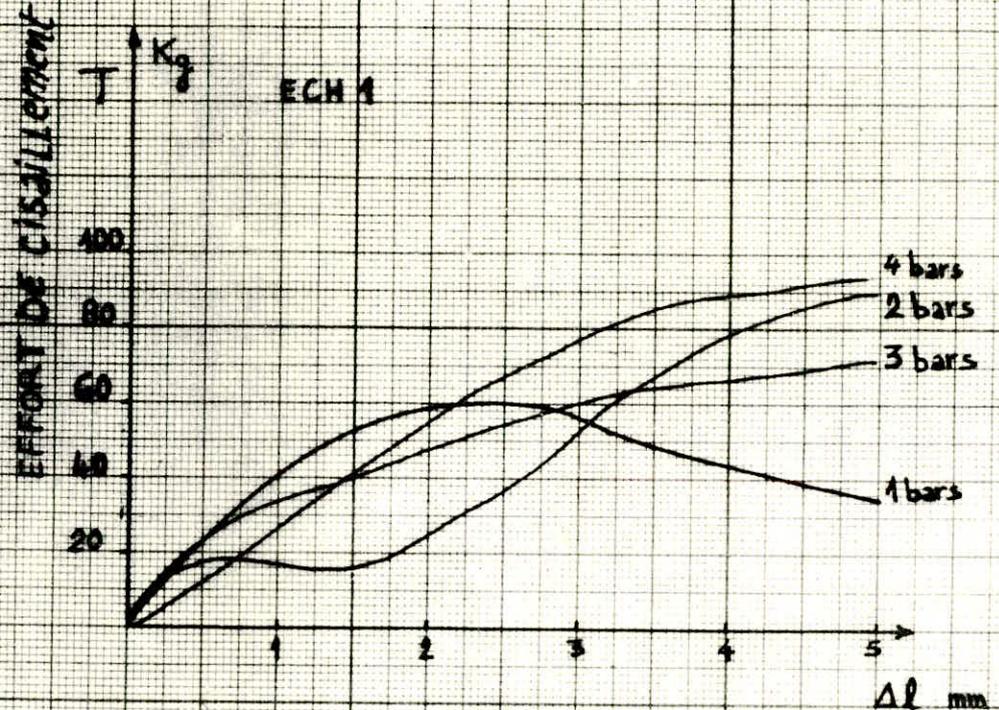
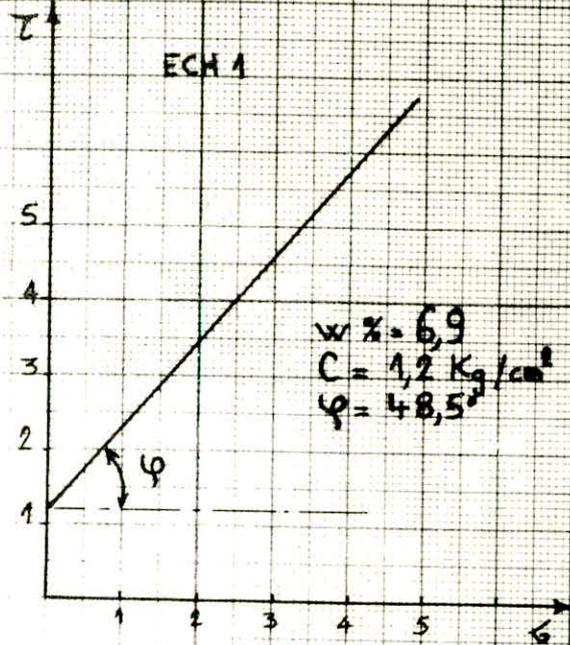
en répétant plusieurs fois l'expérience on peut ainsi tracer point par point la droite de coulomb :

$$\tau = c + \sigma \operatorname{tg} \varphi$$

3.- LES RESULTATS

Les paramètres c et φ sont obtenus en traçant la droite de Coulomb d'après les graphes ci-joints.

Cisaillement UU



Echantillons n°	1	2
W % cisaillement	6,9	7,25
γ_d Kg/dm ³	1,98	1,93
C Kg/cm ²	1,2	1,1
φ Degrés	48,5°	37°

$\varnothing = 60$ mm

V = 0,9 mm/mn

4.- AJUSTEMENT DE LA DROITE DE COULOMB

Elément mathématique :

La courbe intrinsèque déterminée par un programme sur HP 41 CV appliquant la méthode des moindres carrés, soit aux équations de départ (droite ou courbe logarithmique) soit aux équations transformées (courbe exponentielle ou courbe fonction de puissance).

Soit :

- 1°/ Droite : $y = a + b \cdot x$
- 2°/ Exponentielle : $y = a \cdot e^{bx}$
- 3°/ Logarithmique : $y = a + b \cdot \ln x$
- 4°/ Fonction puissance : $y = a \cdot x^b$

Les coefficients de régression a et b sont les solutions du système d'équations linéaires suivante :

$$A_n + B \sum X_i = \sum Y_i$$

$$A \sum X_i + B \sum X_i^2 = \sum Y_i X_i$$

lorsque les relations entre les variables sont définies comme cidessous :

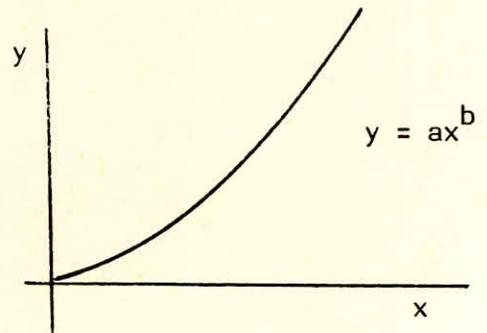
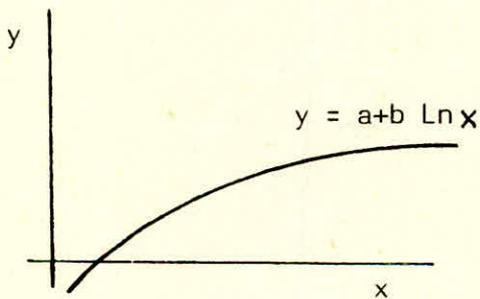
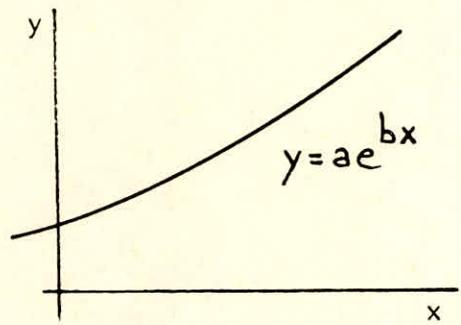
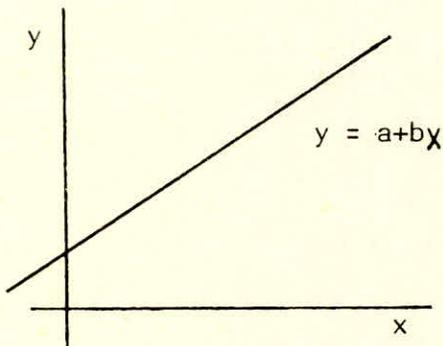
Régression	A	B	X _i	Y _i
Linéaire	a	b	x _i	y _i
Exponentielle	ln a	b	x _i	ln y _i
Logarithmique	a	b	ln x _i	y _i
Puissance	ln a	b	ln x _i	ln y _i

- REMARQUES -

Cette méthode d'ajustement peut être utilisée pour la recherche de corrélation entre deux séries statistiques : exemple $IP = f(Re)$? (indice de plasticité en fonction de la résistance à la compression simple).

Le coefficient de détermination est :

$$R^2 = \frac{A \sum Y_i + b \sum X_i Y_i - \frac{1}{n} (\sum Y_i)^2}{\sum (Y_i^2) - \frac{1}{n} (\sum Y_i)^2}$$



b) Application :

Ech. 1 :

X_i	\hookrightarrow	1	2	3	4
y_i	\curvearrowright	2,27	3,54	2,83	5,73

en bars

Ech. 2 :

x_i	σ	1	2	3	4
y_i	τ	1,93	2,32	4,08	4,11

- Remarque -

Les points (3 : 2,83) et (3 : 4,08) sont à rejeter pour abération.

Ech.	R^2	C	Tg	φ°	Droite
1	0,99	1,18	1,15	48,9	$\tau = 1,18 + 1,15\sigma$
2	0,97	1,04	0,75	36,9	$\tau = 1,04 + 0,75\sigma$

5.- CONCLUSION

Le matériau est caractérisé par un angle de frottement interne et une cohésion élevés.

A priori, c'est dû à l'angularité des grains de sable et à la matrice argileuse mise en évidence par l'étude minéralogique. En effet, le % assez élevé des fines joue le rôle de liant naturel.

9. ESSAI DE CONTROLE DE LA DENSITE IN SITU

1.- BUT DE L'ESSAI

L'essai est destiné à mesurer la densité humide sur place lors du compactage.

2.- METHODE

La méthode pratiquée est dite Nucléologique basée sur le rayonnement radioactif d'une source de 3 m Ci de 127 CS.

3.- PRINCIPE DE LA METHODE

On introduit dans le sol, à une profondeur fixée par construction, une source radioactive qui émet un rayonnement dans toutes les directions. A la surface du sol sont placés deux compteurs Geiger qui recueillent le rayonnement qui laisse passer la géométrie de l'appareil. En effet, un écran en plomb est placé entre la source et chacun des compteurs ; chacun de ces écrans est percé d'une fenêtre soigneusement calibrée et ne laissant passer qu'un pinceau étroit de rayon GAMMA. Un étalonnage fréquent est nécessaire au début de chaque opération.

4.- RESULTATS

L'appareil est équipé d'un micro-processeur permettant de donner directement le taux de compactage autrement dit la compacité :

$$C = \frac{\gamma_d}{\gamma_d \text{ OPM}}$$

Compacité en %

C de Forme	C. Fondation	C de base
98,6	98,5	97,1
95,0	98,7	99,0
96,8	99,0	98,1
96,0	97,9	97,4
98,6	98,4	97,6
97,9	96,5	98,6
98,4	97,2	98,4
96,8	97,7	97,4
95,9	96,7	96,3
98,2	95,8	97,2
97,0	99,3	97,5
Moyenne	97,8	97,7

La valeur exigée sur chantier étant de l'ordre de 97 à 98%, ces valeurs sont jugées satisfaisantes.

10. ESSAI DE PLAQUE

1.- METHODE ALLEMANDE

Elle repose sur la comparaison de deux modules de déformation, l'un obtenu au premier cycle, l'autre au deuxième cycle. La déformation prise en compte au premier cycle est un incrément de déformation totale (déformation élastique + déformation rémanente), tandis que celle prise en compte au deuxième cycle ressemble plus à une déformation élastique (puisque l'on retranche la déformation rémanente au premier cycle). Il convient toutefois de noter qu'un incrément de déformation totale ressemble aussi beaucoup à une déformation élastique.

L'essai permet d'obtenir trois grandeurs désignées par EV_1 (module de premier chargement), EV_2 (module de deuxième chargement) et K (rapport de ces deux modules). Pour l'interprétation on doit comparer les valeurs obtenues pour ces paramètres à des seuils de référence.

2.- EXECUTION DE L'ESSAI

Pour le premier cycle de chargement, on charge la plaque de diamètre 600 mm jusqu'à une pression moyenne sous la plaque de 2,5 bars. On monte à 2,5 bars par paliers de 0,5 bar. Lorsque cette pression est atteinte, attendre la stabilisation de la déflexion et noter W_1 . Supprimer alors la charge et attendre la stabilisation de la déflexion à la suite du déchargement.

Pour le deuxième cycle de chargement, on charge la plaque jusqu'à 2 bars et on note W_2 à partir de la déflexion rémanente.

3.- EXPLOITATION DES RESULTATS

a) Formule utilisée :

$$W = \frac{1,5 \cdot Q \cdot R}{E_V} (1 - P^2) \quad \text{Boussinesq}$$

dans laquelle :

W = la déflexion en mm

Q = pression moyenne sous la plaque en bars

R = rayon de la plaque en mm

P = coefficient de poisson pris arbitrairement tel que $(1-P^2) \approx 1$

ce qui conduit à :

$$EV_1 = \frac{1,5 \cdot 2,5 \cdot 300}{W_1} = \frac{1125}{W_1}$$

$$EV_2 = \frac{1,5 \cdot 2 \cdot 200}{W_2} = \frac{900}{W_2}$$

$$K = \frac{EV_2}{EV_1}$$

b) Application :

1re Cycle

Charge : bars	W 1/100 mm	Décharge	W
0,0	0,0	1,5	101,0
0,5	13,6	0,5	81,6
1,0	36,6	0,0	27,3
1,5	63,6		
2,0	81,6		
2,5	102,0		

2ème Cycle

Charge	W	Décharge	W
0,0	27,3	1	88,3
0,5	33,6	0,5	74,0
1,0	58,3	0,0	26,6
1,5	72,6		
2,0	90,0		

$$W_1 = 1,02 \text{ mm}$$

$$W_2 = 0,90 - 0,273 = 0,627 \text{ mm}$$

$$EV_1 = \frac{1125}{1,02} = 1102$$

$$EV_2 = \frac{900}{0,627} = 1435$$

$$K = \frac{1435}{1103} = 1,3$$

Les prescriptions allemandes prévoient une valeur maximale du rapport K et une valeur minimale pour EV_1 et EV_2 :

Sols cohérents $\frac{EV_2}{EV_1} \leq 2,0$

Sables et graviers $\frac{EV_2}{EV_1} \leq 2,2$

Couche	Matériau	EV_2	EV_1
Remblais Déblais	Sols non cohérents	cu < 7 : 600	270
		cu > 7 : 1000	450
	Sols cohérents	300	150
Couche de base de fondation	Graves	1200	550
	Sables		

c) Résultats des essais de plaque :

- Remblais - Fond de forme :

EV_1	EV_2	K	
1345,7	1645,3	1,22	
1019,9	1986,7	1,94	
1329,7	19,86	1,49	
1096,5	1507,5	1,37	
2659,5	4663,2	1,75	
1919,7	4500	2,34 *	
2770,9	5487,8	1,98	
3040,5	4285,7	1,41	
1065,3	1590,1	1,49	
391,2	825,6	2,11	
693,1	1200	1,73	
Moyenne	1575,6	2698	1,71
Ecart-type	892,3	1671,2	0,35

* Point à compactage insuffisant

- Couche de fondation :

	EV ₁	EV ₂	K
	1300,7	1401,0	1,08
	1060,4	1270,2	1,19
	2402,8	3591,6	1,49
	1920,1	2030,3	1,06
	1137,9	1604,2	1,41
	1755,3	1987,9	1,13
	1471,5	2118,9	1,44
	1261,2	1490,4	1,18
	1071,5	1304,5	1,22
	1103,0	1435,4	1,30
	1841,7	2109,5	1,15
Moyenne	1484	1849,4	1,24
Ecart-type	439,76	664,9	0,148

- Couche de base :

	EV ₁	EV ₂	K
	1019,9	1986,7	1,95
	2659,5	4663,2	1,75
	1235,7	1549,3	1,25
	1801,3	1995,9	1,10
	2004,5	3710,4	1,85
	1082,3	1431,7	1,32
	1277,8	1690,2	1,32
	2309,4	3949,9	1,71
	1433,7	1725,2	1,20
	1071,4	1319,3	1,23
	1388,1	1550,5	1,11
Moyenne	1571	2324,7	1,45
Ecart-type	548,9	1184,1	0,33

Les résultats sont satisfaisants dans l'ensemble. Les modules EV_1 et EV_2 sont assez élevés par rapport aux valeurs de références minimales exigées. Le contrôle ainsi effectué permet d'affirmer que l'opération de compactage est réussie.

COMPACTAGE A SEC

1.- INTRODUCTION

Les régions arides du globe représentent environ le tiers des surfaces émergées de 5 Continents. Si l'on ne considère que le seul Continent Africain, la superficie des régions désertiques correspond à plus de la moitié de l'étendue totale de ce Continent. Ces régions souffrent d'une carence en eau que reflètent des hauteurs de pluies annuelles généralement inférieures à 300 mm réparties sur un nombre de mois très limité ; les ressources en eau souterraines sont, soit négligeables, soit variables, et sont souvent situées à de grandes profondeurs ; les eaux de surfaces, lorsqu'elles existent, sont réduites ou aléatoires.

Compte tenu de l'hostilité des conditions climatiques et pédologiques, ces régions n'ont pas connu jusqu'ici un développement considérable et cela se traduit par l'existence d'un trafic généralement faible. Le développement relativement limité de ces régions explique sans doute pourquoi l'un des problèmes cruciaux qui s'y pose lors de la construction des routes ; celui du compactage à sec ou à faible teneur en eau, a particulièrement retenu l'attention des ingénieurs routiers depuis le début de cette dernière décennie.

Depuis quelques années, d'importants projets routiers sont envisagés ou sont en cours de réalisation dans certaines parties de ces régions, telle la route transsaharienne, pour ne citer que celle-là, et des volumes non négligeables de terrassement ou de chaussées sont à mettre en oeuvre dans des conditions très différentes de celles où prévalent des climats plus riches en eau.

Aussi, c'est pour rassembler le maximum d'informations possibles et peut-être pourrait-on recreuser cette idée de compactage à sec, dont l'Algérie a déjà accusé une tentative d'essai (Tamenrasset), que nous avons entrepris une étude bibliographique à laquelle s'ajoute des essais de laboratoire limités au compactage à faible teneur en eau (Proctor modifié plus un CBR immédiat).

2.- EXPOSE DU PROBLEME TECHNIQUE

La plupart des ingénieurs routiers sont familiers avec la courbe en cloche classique Proctor.

C'est aux environs de la teneur en eau optimale classique que sur chantier on tâche habituellement de se situer afin de garantir une compacité maximale et donc une résistance suffisante vis-à-vis des risques de tassement ou de déformation ultérieure permanente sous trafic : objectif essentiel du compactage.

Cette méthode exige des quantités d'eau importantes, de l'ordre de 500 m³ par km de route.

En climat aride, l'eau naturelle dans les sols est moins de 2 % du poids du sol sec, compte tenu de la carence des eaux superficielles ou souterraines, on comprend la difficulté à respecter le critère de la teneur en eau optimale lorsque celle-ci se situe à plusieurs pourcents au-delà d'une teneur en eau nulle ou faible.

Il a paru possible, pour certains sols et avec certains procédés de compactage, d'obtenir des courbes Proctor avec les particularités suivantes :

- 1./ Elles ne présentent pas un vrai maximum, comme c'est le cas de la courbe classique.
- 2./ Parmi ces "maximum", qui peuvent être au nombre de 2 ou 3, il en est un qui se manifeste en général pour une teneur en eau quasi nulle.
- 3./ Elles présentent, dans certains cas, un minimum de la courbe de compactage (densité sèche minimale) pour une valeur très faible de la teneur en eau plus proche de zéro que de la teneur en eau optimale classique ; cette teneur en eau dite critique traduit la valeur maximum de la cohésion dans le cas des sables et elle correspond au degré d'humidification qui provoque un maximum de foisonnement.
- 4./ Elles ont souvent la particularité d'être plates, ce qui permet d'espérer une plus grande latitude pour le choix des teneurs en eau susceptibles de conduire à une bonne densification des matériaux, ce qui n'est pas le cas pour la courbe classique.

Ces observations expérimentales en laboratoire ont donc conduit à admettre que la technique du compactage à teneur en eau nulle ou faible était non seulement possible mais que, pour certaines combinaisons de matériel et de matériaux, c'est bien à teneur en eau nulle qu'il convient de compacter.

Le problème technique soulevé comporte ainsi deux aspects :

- 1./ Est-il possible et quels sont les moyens de compacter un sol à une teneur en eau faible, voir nulle ?
- 2./ Par quels autres moyens peut-on réduire la quantité d'eau nécessaire et éviter que tout ou partie de cette eau ne se perde par évaporation, lors de l'exécution du compactage ?

C'est à ces deux questions fondamentales que la recherche et l'expérimentation in-situ doivent répondre.

3.- SYNTHÈSE BIBLIOGRAPHIQUE

3.1 - Les sols argileux

a) Expérience Australienne :

En laboratoire, des essais réalisés sur des sols allant de l'argile pure (83% de fines, LL = 54, IP = 38, LR = 17) à une argile sableuse de 24% de fines et un IP = 8.

Les teneurs en eau optimales Proctor normal varient entre 11% pour l'argile sableuse et 20% pour l'argile pure.

Les essais de compactage et de portance CBR en labo ont montré :

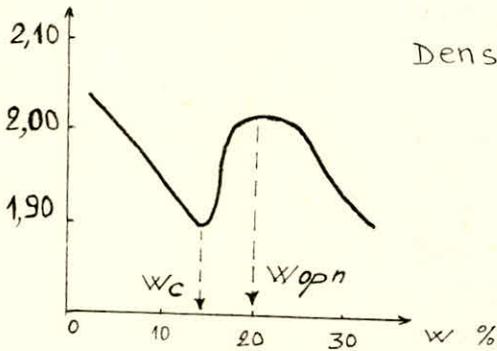
1./ La manifestation d'une courbe Proctor à 2 pointes : une densité sèche de pointe située à très faible teneur en eau $< 6\%$ et une seconde à teneur en eau optimale. Pour l'argile pure et à des teneurs en eau $< 5\%$, la densité sèche dépasse les 100% de l'OPN.

2./ L'existence d'une teneur en eau critique où la densité sèche est minimale, elle se situe entre les 2 pointes précédentes.

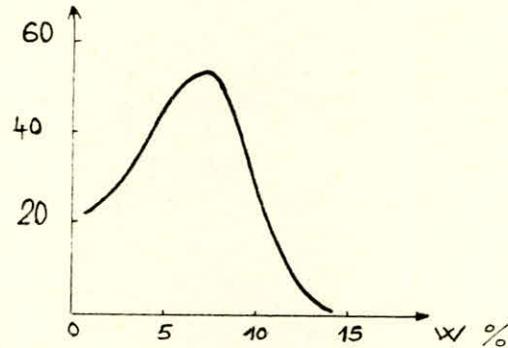
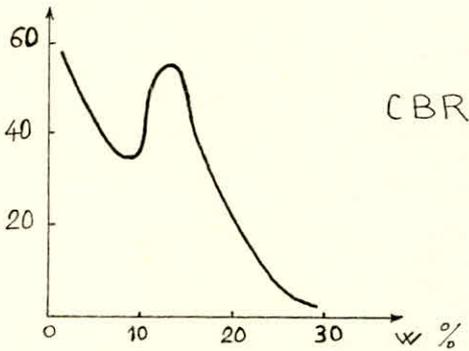
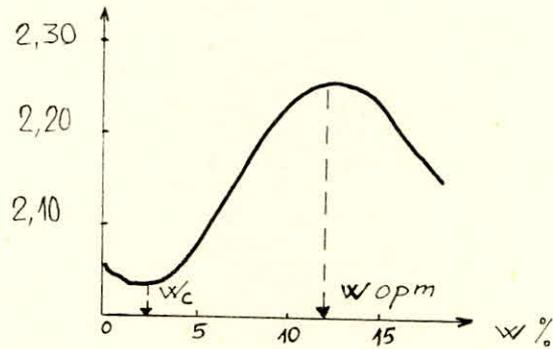
3./ La portance CBR est, dans tous les cas, supérieure pour les teneurs en eau faibles à celle que l'on obtient à la teneur en eau optimale.

4./ L'addition d'adjuvants entraîneurs d'air, en vue d'augmenter la perméabilité du sol et de réduire la teneur en eau optimale, n'a montré aucune efficacité dans le cas des argiles, contrairement à ce que l'on peut observer dans le cas des sols sableux.

Argile brune



Argile sableuse



Densité sèche et CBR en fonction de la teneur en eau pour des sols argileux

b) Expérience au Kénya et au Soudan :

Une argile gonflante au Kénya et une argile limoneuse (mont morillonite), au Soudan on fait l'objet d'essais, à faible teneur en eau, sur planches.

Au Kénya, compactée à la teneur en eau optimale Proctor -2 à - 5%, au moyen d'un compacteur de 50 tonnes, l'argile a servi de support à une chaussée constituée par une couche de base en grave concassée de 18 cm d'épaisseur. Compactée sans difficulté, elle n'a montré aucune variation de teneur en eau, malgré des averses exceptionnelles, et la chaussée susjacente n'a connu aucune déformation notable.

Au Soudan, 600 m de remblais de hauteur égale à 1,3 m, construits avec des argiles limoneuses compactées par couche de 20 cm à l'aide d'un rouleau vibrant de 10 T. (12 passes) et un rouleau à pneus de 20 T. (12 passes).

La densité sèche obtenue a varié entre 94% et 105% de OPM. Le suivi des planches sur 2 ans après construction est satisfaisant .

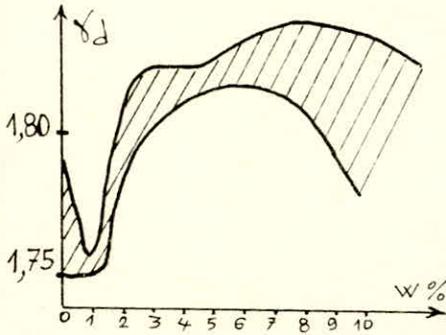
3.2 -Les sables

a) Expérience du Niger :

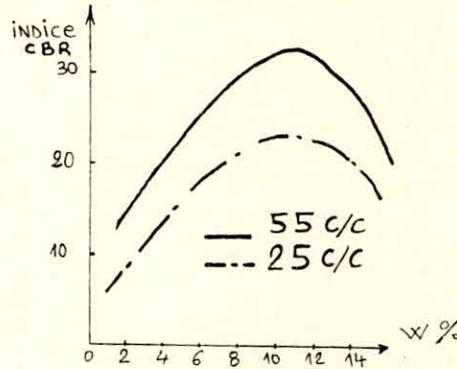
Le matériau est un sable de dune sur la route Tahoua/Arlit de 0,5 micron à 1 cm, 4 à 7 % de fines, IP non mesurable, ES = 50.

- Compactage au laboratoire -

La figure ci-dessous présente les courbes enveloppes de plusieurs essais Proctor modifié.



Courbes enveloppes Proctor effectuées sur les sables



Evolution des indices CBR pour 2 énergies de compactage

Il est possible de dégager les tendances suivantes :

- il existe une teneur en eau critique au voisinage de 1% (densité minimale)
- entre 0 et 1%, on observe quelque fois une remontée des densités sèches mais certains essais ont des densités pratiquement constantes dans cette plage.
- l'optimum classique se dégage pour une teneur en eau de l'ordre de 8 à 9% et une densité sèche maximale de 1,82.
- les CBR varient de 10 à 30 pour l'énergie de compactage normale.
- les plus faibles portances correspondent aux teneurs en eau les plus basses.

- Compactage sur chantier -

	Poids net	Charge/cm génératrice	Fréquence
Dynapac CA 25 D	9 T.	22 Kg	1700 tr/Min

Les 7 planches d'essais réalisés en faisant varier la teneur en eau de compactage, le nombre de passes du compacteur et l'épaisseur de la couche compactée ont mis en évidence les points suivants :

1. Il existe généralement une relation linéaire entre γ_d et le Log du nombre de passe pour $W = 1$ à 2% ; mais les pentes restent relativement faibles.
2. Aux faibles teneurs en eau, $W = 1$ à 2% , les densités de surface très faibles, ce qui engendre une mauvaise traficabilité du sable (CBR faible).
- 3.- A ces mêmes teneurs en eau, les densités évoluent très favorablement en profondeur pour atteindre ou dépasser l'OPM, à 30-40 cm (après 18 passes du compacteur).
4. Il est difficile dans la gamme $0 < W < 2\%$ de bien maîtriser W et de voir l'indicence sur chantier de la teneur en eau W_c ; en réalité l'existence de W_c n'apparaît pas clairement.
5. Il apparaît que, à faible W , le compactage d'un remblai en couche élémentaire épaisse de 30 cm est le plus judicieux.

4.- PLANCHES D'ESSAIS DE COMPACTAGE A SEC DE TAMANRASSET

Effectuées par le LNTP - ALGER 1979, sur un tronçon de la route transsaharienne près de Tamanrasset, trois types de matériaux ont été examinés :

- un tout-venant de plateau (0/80 mm anguleux à granulométrie étalée, IP voisin de 6%, fines de l'ordre de 20, ES inférieur à 25).
- un tout-venant d'oued (0/80 à granulo discontinue, grains arrondis, % de fines faible, ES supérieur à 70 et IP non mesurable).
- une arène granitique (sables à grains ronds, à granulométrie étalée, % fines supérieur à 20, IP inférieur à 10, ES faible inférieur à 40).

a) Essais préalables en Laboratoire :

- 1.- Le tout-venant d'oued présente les performances les plus convenables au compactage à faible teneur en eau (entre 0,5 et 2%). Les densités sèches sont entre 99 % et 102 % de l'OPM, avec des indices CBR, à ces teneurs en eau, compris entre 100 et 200 (ce qui représente entre 180 et 260 % du CBR à l'OPM).
- 2.- Les tous-venants de plateau ont une densité sèche à teneur en eau naturelle égale à 95 % OPM, et un CBR qui varie entre 105 et 160 (soit 80 % à 140 % du CBR à l'OPM).

3.- En dernière position, se situe l'arène granitique qui n'atteint comme densité sèche que 89% OPM à la teneur en eau naturelle avec un CBR de 60, soit 85% du CBR à l'OPM.

Après imbibition, les valeurs CBR chuteront considérablement à des valeurs voisines de 4 pour les arènes, de 20 pour les tout-venants de plateau, et de 80 à 100 pour les tout-venants d'oued.

b) Essais in-situ sur planches expérimentales :

Les essais in-situ n'ont pas confirmé les tendances observées au laboratoire :

1.- Seules les tout-venants de plateau sont susceptibles d'être utilisés à l'état naturel :

- la densité sèche maximale obtenue à teneur en eau naturelle est égale à 96% de l'OPM ;
- le CBR est de 50, soit la moitié de la valeur trouvée au laboratoire
- les modules EV_1 varient entre 400 et 500 bars et le rapport $\frac{EV_2}{EV_1}$ varie de 2,4 à 9.
- les déflexions mesurées vont de 130 à 200/100 mm (sous 13 tonnes).

2.- Les arènes granitiques viennent en deuxième position :

- densité sèche max = 95 % OPM
- CBR = 30, soit encore la moitié de la valeur trouvée au Labc.
- les modules $EV_1 = 330$ à 430 bars et $\frac{EV_2}{EV_1}$ varie de 2,3 à 4,1.
- déflexions comprises entre 196/100 et 220/100 mm (sous 13 T.)

3.- Le tout-venant d'oued atteint la meilleure densité à 98 %OPM, mais le CBR est faible (égal à 5) et les déflexions de l'ordre de 350/100 mm ; matériau inapte, tel quel, au compactage à sec.

- Types de compacteurs -

. ClarkDV 100, rouleau vibrant à 2 cylindres (V_3C , classification SETRA) fréquence de vibration 100 t/m à 1600 t/m.

. Clark RW 140, rouleau à pneus moyen (P_1 , classification SETRA)

. Poclain-Deruppe CD 8, rouleau vibrant à 1 cylindre (V_2a).

- Rendement-efficacité -

- . Le type de compacteur a moins d'incidence que le type de sol.
- . Tous les compacteurs peuvent être utilisés ; le meilleur est le moins lourd (décompactage en profondeur avec les engins lourds).
- . Le compacteur à pneus seul ne suffit pas; en outre, il est moins efficace que le vibrant.
- . L'influence de la vitesse de rotation des compacteurs n'est pas perceptible entre 3 et 5 Km/h.
- . La teneur en eau a surtout une incidence sur le CBR et pas tellement sur la densité (à Wopt le CBR est 4 fois plus élevé qu'à W faible).
- . L'épaisseur de compactage convenable est de l'ordre de 25 à 30cm.
- . L'imprégnation avant compactage est quelque peu défavorable ; l'humidification **des** centimètres supérieurs, en revanche, semble favorable.
- . La combinaison 8 passes vibrant + pneus semble la meilleure.

CONCLUSION .-

- . Les matériaux naturels, tout-venants d'oued, arène, **tout**-venants de plateau ne peuvent pas être utilisés, sans amélioration pour le compactage à sec des chaussées.
- . Le matériau le plus adapté serait une grave bien graduée, pas trop propre et contenant un certain pourcentage de fines argileuses ou limoneuses.
- . Nécessité de poursuivre des recherches en se fixant comme critères
 - minimum de grains anguleux nécessaires,
 - teneur en fines suffisante,
 - bonne courbe granulométrique,
 - courbe Proctor élevée pour les faibles teneurs en eau,
 - la recherche d'un angle de frottement maximum au triaxial.
- . L'amélioration des performances par traitement est souhaitable.

5.- COMPACTAGE A SEC

Le compactage à sec est effectué à faible teneur en eau à partir de la teneur en eau naturelle. Les échantillons n°1 et 2 étant déjà étuvés (faute d'inexpérience) cet essai est fait sur un autre échantillon.

Les résultats dégagés à partir des courbes ci-dessous sont les suivants :

W naturelle = 0,9 % ; densité sèche = 1,92 ; ICBR = 62

W critique voisine de 2 % (pas très nette)

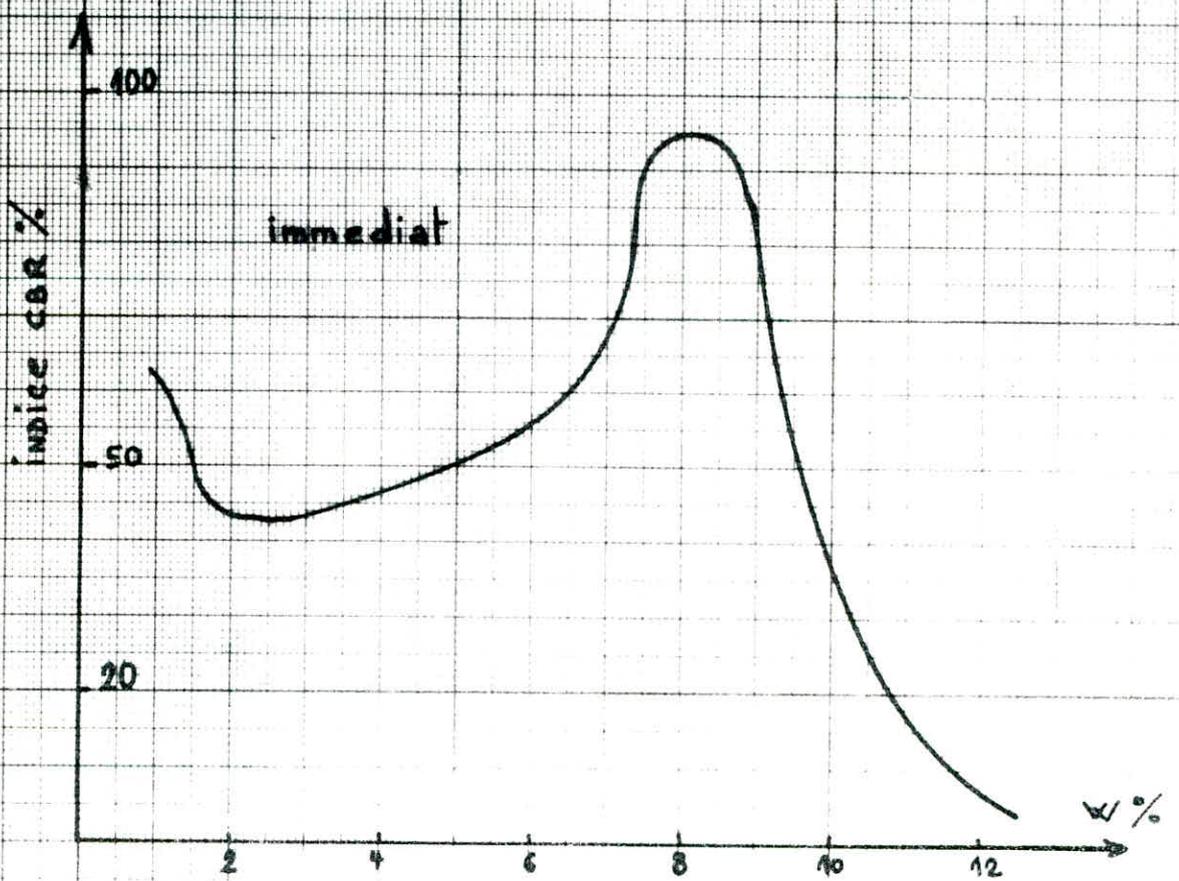
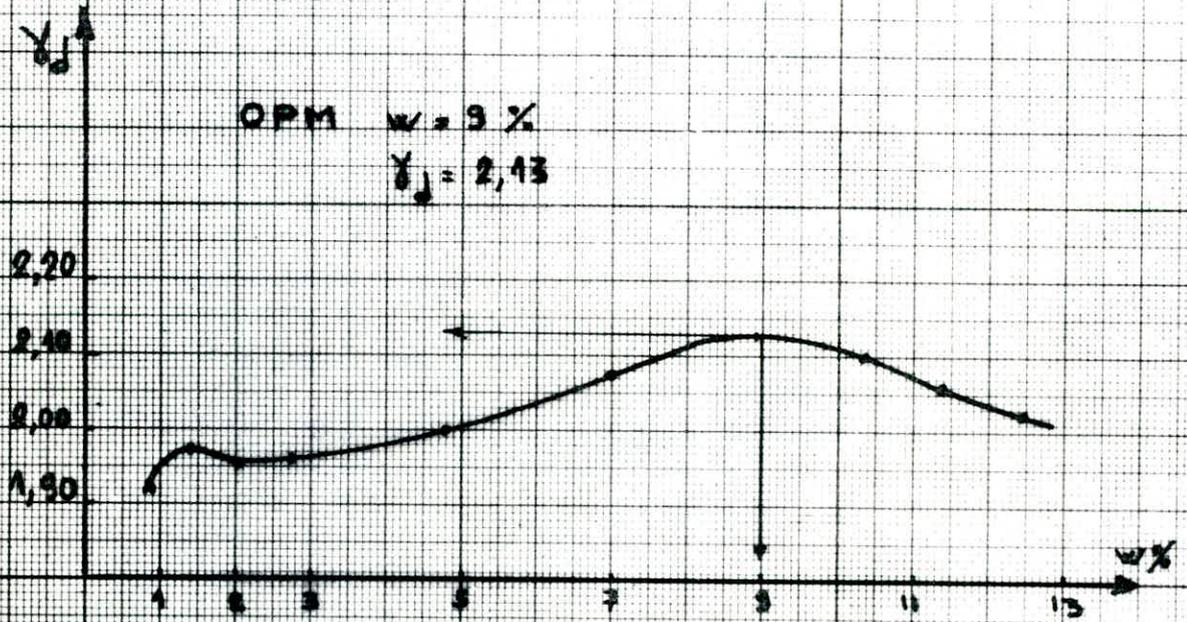
W (minimum ICBR) = 2 à 3 %

Premier maximum : densité sèche = 1,97 ; w = 1,4 %

OPM : W = 9 % densité sèche = 2,13

- . La densité sèche chute de 10 % par rapport à l'OPM
- . Le CBR chute de 35 % par rapport au Maximum
- . La courbe proctor n'est pas plate à faible teneur en eau d'où la difficulté de choisir une W de mise en oeuvre faible.

Compactage à sec arene granitique



DIMENSIONNEMENT DE LA CHAUSSEE

AERODROME DE DJANET

1.- GENERALITES

1.1 - Définitions :

a) Structure de chaussée :

Une chaussée comporte en général :

- Une couche de surface : c. de roulement et c. de liaison
- une couche de base
- une couche de fondation
- éventuellement, une sous-couche

b) Dimensionnements :

- Dimensionnement forfaitaire : dimensionnement en fonction d'une charge normale de calcul que la chaussée doit supporter. Il ne prend en compte qu'un type d'avion pour un trafic normal.

- Dimensionnement optimisé : il prend en compte tous les types d'avions devant produire un effet significatif sur la chaussée pendant une durée de vie déterminée.

1.2 - Choix du type de chaussée :

Le choix entre chaussée souple et chaussée rigide doit tenir compte :

- des coûts de construction et d'entretien,
- des objectifs de gestion des chaussées,
- des conditions locales d'approvisionnement en matériaux,
- des délais de mise en oeuvre,
- des possibilités de phasage des travaux, de renforcement ultérieur des chaussées

Dans le cas de l'aérodrome de Djanet, l'examen des critères formulés ci-dessus nous a conduit à opter pour la chaussée souple.

2.- DIMENSIONNEMENT DES CHAUSSEES SOUPLES

Il comporte cinq étapes :

- prévision du trafic,
- détermination des caractéristiques du sol support,
- recensement des facteurs climatiques,
- détermination d'une épaisseur équivalente,
- choix d'une construction de chaussée.

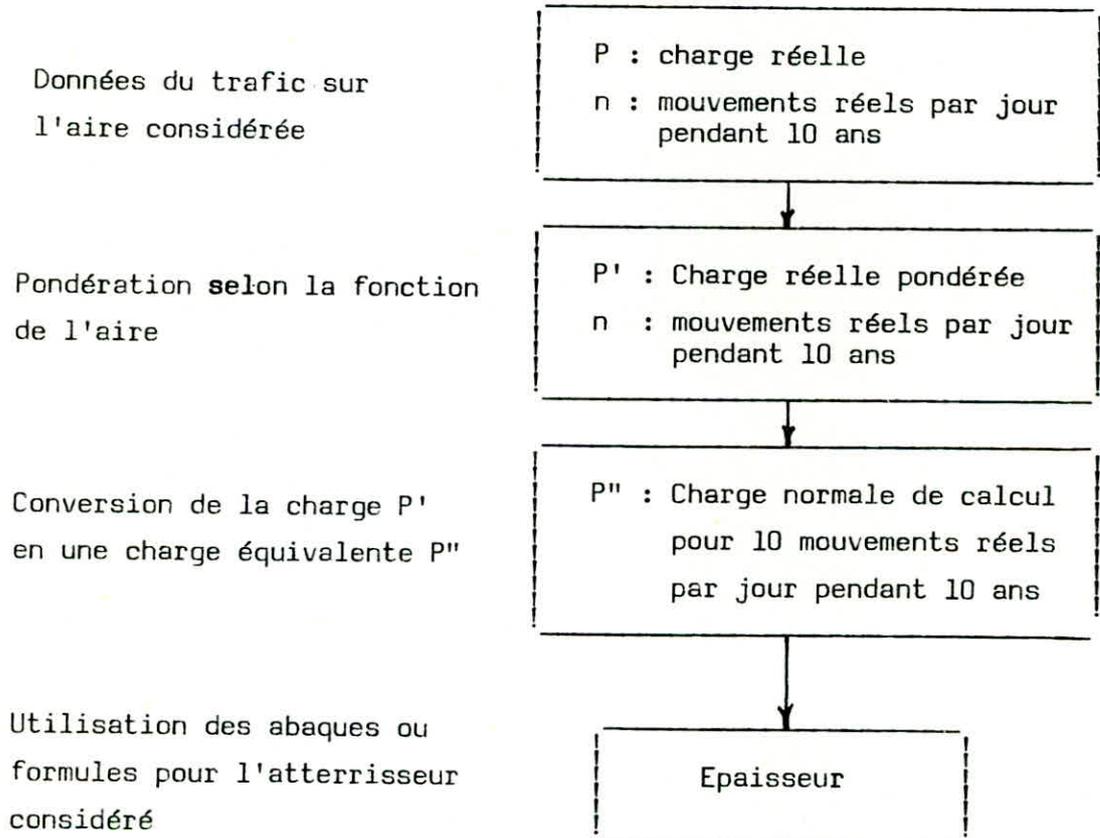
3.- DIMENSIONNEMENT FORFAITAIRE

3.1 - Principe :

Le dimensionnement forfaitaire permet de calculer l'épaisseur d'une chaussée en fonction d'une charge normale de calcul P'' obtenue à partir de la charge réelle pondérée P' avec un nombre réel de mouvements journaliers n donnés.

La charge réelle pondérée P' est elle-même obtenue à partir de la charge P qui est :

- soit la charge maximale sur l'**atterrisseur** principal le plus contraignant,
- soit la charge désirée pour une catégorie d'atterrisseur.



3.2 - Intensité du trafic et durée de vie :

Un trafic de 10 mouvements par jour pendant 10 ans correspondant à une hypothèse de trafic tout à fait raisonnable et prudente, ce trafic a été retenu par convention pour l'établissement des abaques. L'expérience a montré que le dimensionnement ainsi obtenu était satisfaisant.

3.3 - Calcul de l'épaisseur :

* Données nécessaires :

- . la charge normale de calcul P"
- . le CBR du sol support

* Abaques :

Selon le cas, est utilisé

- . soit l'abaque particulier de l'avion étudié
- . soit l'abaque atterrisseur-type correspondant au cas étudié.

* Aires de stationnement :

La charge réelle P est pondérée par 1,2 pour le calcul des aires sur lesquelles stationnent effectivement les avions. Par contre, le nombre de mouvements réels à prendre en compte pour chacune de ces aires est généralement inférieur à celui de piste, car tous les avions ne fréquentent pas la même aire.

4.- DIMENSIONNEMENT OPTIMISE

4.1 - Principe :

Le dimensionnement optimisé permet de calculer une épaisseur de chaussée en considérant plusieurs types d'avions à leurs fréquences et charges respectives et pour une durée de vie donnée. La méthode présente l'avantage de convertir les mouvements réels de chacune des charges et atterrisseurs réels considérés en mouvements équivalents de même charges de référence.

4.2 - Intensité du trafic et durée de vie :

Compte tenu de la difficulté d'établir des prévisions précises, il est recommandé d'effectuer deux calculs : l'un pour une hypothèse basse, l'autre pour une hypothèse haute. Le résultat (épaisseur) est beaucoup plus sensible aux variations de charges qu'à celles du nombre de mouvements. Il en est de même pour la durée de vie effective.

4.3 - Calcul de l'épaisseur :

* Données nécessaires :

- les prévisions du trafic sur la durée de vie choisie,
- le CBR du sol support.

* Méthode de calcul :

Le calcul a pour but de déterminer l'épaisseur équivalente :

- deux modèles du même avion sont considérés comme différents si les caractéristiques de leurs atterrisseurs sont différents.

- plusieurs charges réelles $P_{i,j}$ peuvent être considérées et sont transformées en charges réelles pondérées $P'_{i,j}$ pour tenir compte de la fonction de l'aire.

- Pour chaque modèle d'avion (i), la charge admissible P_{oi} est déterminée à partir des abaques correspondant à une épaisseur choisie au préalable.

- Pour chaque modèle d'avion (i), les $n_{i,j}$ mouvements réels de chaque charge réelle pondérée $P'_{i,j}$ sont convertis en $n'_{i,j}$ mouvements équivalents à la charge admissible P_{oi} . Pour chaque modèle d'avion (i) et chaque charge $P'_{i,j}$:

. Le rapport $R_{i,j} = \frac{P'_{i,j}}{P_{oi}}$ est calculé

. Le coefficient de pondération $C_{P_{i,j}}$ des mouvements réels est calculé par la relation :

$$C_{P_{i,j}} = 10^{5(R_{i,j}-1)}$$

- le nombre de mouvements équivalents $n'_{i,j}$ est égal à :

$$n'_{i,j} = n_{i,j} \cdot C_{P_{i,j}}$$

- Le nombre total des mouvements équivalents de tous les modèles d'avions est la somme de tous les mouvements équivalents $n'_{i,j}$. Ce nombre est appelé Trafic équivalent.

- Si le trafic équivalent est sensiblement inférieur à 36500, l'épaisseur essayée est trop importante et le calcul doit être repris avec une épaisseur plus faible.

- Si le trafic équivalent est sensiblement supérieur à 36500, l'épaisseur essayée est insuffisante et le calcul doit être repris avec une épaisseur plus grande.

* Choix de l'épaisseur initiale :

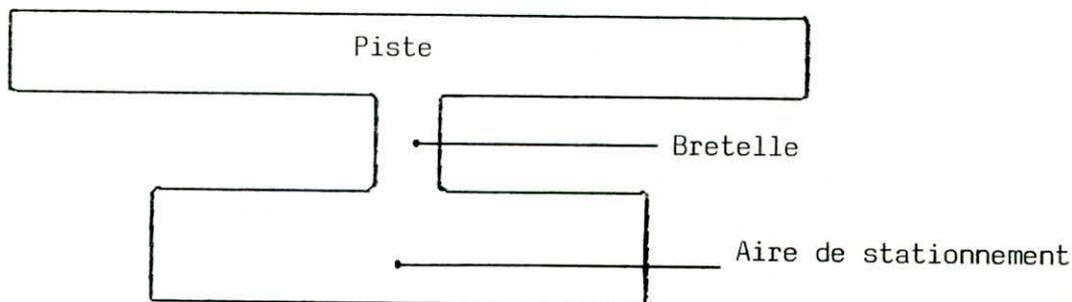
L'épaisseur initiale est choisie de telle sorte que :

- Pour chacun des avions paraissant les plus contraignants, il convient de calculer l'épaisseur qui lui serait nécessaire en appliquant la méthode du dimensionnement forfaitaire.

-La plus grande des épaisseurs ainsi obtenue, majorée de quelques centimètres, fournit en général une épaisseur initiale assez proche de la valeur définitive.

5.- PROPOSITION D'UNE STRUCTURE DE CHAUSSEE

a) Dimensionnement forfaitaire :



5.1 - Prévisions du trafic

AVIONS	Fréquence quotidienne	Masse au décollage	Masse à l'atterrissage
Boeing B 737 - 200	1 rotation	50,21 T.	46,72 T.
Fokker F.28	5 rotations	25,7 T.	24,4 T.
Aviation légère	20 rotations	5,7 T.	5,7 T.

5.2 - Caractéristiques du sol support

Le sol support est caractérisé par un C.B.R. égal à 7.

5.3 - Recensement des facteurs climatiques

Indices de gel :

Hiver exceptionnel :

durée de gel :

Hiver rigoureux non exceptionnel :

durée de gel :

Température moyenne annuelle :

Précipitations annuelles :

5.4 - Caractéristiques des matériaux susceptibles d'être utilisés

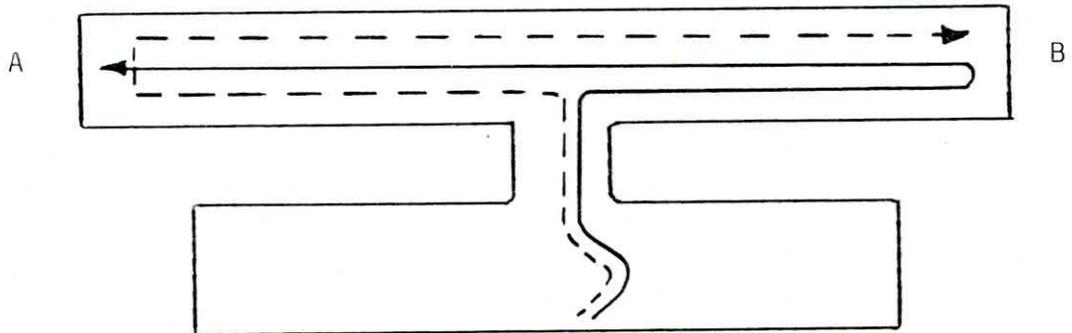
- Béton bitumineux (coefficient d'équivalence : 2)
- Grave concassée (coefficient d'équivalence : 1)
- Arène granitique (coefficient d'équivalence : 0,5)

Le dimensionnement comporte cinq étapes :

1- Etude des prévisions de trafic :

Les chaussées sont dimensionnées pour l'avion le plus contraignant à charge maximale c'est-à-dire le Boeing 737, sa masse totale au décollage est de 50,21 T.

Le nombre de mouvements dépend de l'aire étudiée comme l'indique le schéma ci-après :



. Sur le poste de stationnement et la bretelle : 1 décollage donne 1 mouvement réel.

. Sur une demi-piste : 1 décollage donne 2 mouvements réels

Le nombre moyen de mouvements réels à prendre en compte est :

- piste..... : $n = 1,5 \text{ mvt/j}$
- bretelle, aire de stationnement : $n = 1 \text{ mvt/j}$

Le tableau de caractéristiques du Boeing 737 indique que 46,3% de la charge totale est supportée par l'atterrisseur principal :

- charge réelle P : $P = 50,21 \times 0,463 = 23,25 \text{ t}$
- Calcul de la charge réelle pondérée P' selon la fonction des aires :
 - Piste (30 m centraux), bretelle, aire de stationnement : $P' = P \times 1 = 23,25$
 - Poste de stationnement : $P' = P \times 1,2 = 23,25 \times 1,2 = 27,9 \text{ t.}$
 - Piste (hors 30 m centraux) : $P' = P \times 0,7 = 23,25 \times 0,7 = 16,28 \text{ t.}$

Pour chacune des aires considérées les n mouvements réels de la charge réelle pondérée P' sont convertis en 10 mouvements réels d'une charge de calcul P'' (abaque n°3, page 29 Dimensionnement des chaussées, volume 2 Sba 1983).

Piste (30 m centraux).....	P' = 23,25 t	n = 1,5mvt/j	P'' = 19,87 t
Piste (hors 30m centraux)....	P' = 16,28 t	n = 1,5mvt/j	P'' = 13,91 t
Poste de stationnement.....	P' = 27,9 t	n = 1mvt/j	P'' = 23,25 t
Bretelle, aire de stationnement.....	P' = 23,25 t	n = 1mvt/j	P'' = 19,38 t

2- Caractéristiques du sol support :

Le sol support est caractérisé par un CBR égal à 7.

3- Facteurs climatiques :

. Les matériaux de couche de chaussée envisagés et le sol support ne sont pas gélifs. Il est donc inutile de procéder à une vérification au gel-dégel.

. Le sol support est assez drainant : il est inutile de prévoir une sous-couche drainante. De plus, la pluviométrie et l'intensité sont assez faibles

4- Détermination d'une épaisseur équivalente :

L'abaque du boeing 737 est utilisée pour les différentes charges de calcul.

Piste (30 m centraux)	P'' = 19,87 t	e = 53 cm
Piste (hors 30 m centraux) ...	P'' = 13,91 t	e = 42 cm
Poste de stationnement	P'' = 23,25 t	e = 58 cm
Aire de stationnement et Bretelle	P'' = 19,38 t	e = 52 cm

5- Choix d'une constitution de chaussée :

Ces résultats conduisent aux structures théoriques suivantes en cm :

Matériaux	Piste 30 m centraux		Piste (autres aires)		Poste de stationnement		Bretelle et aire de stationnement	
	8	16	8	16	8	16	8	16
Béton bitumineux	8	16	8	16	8	16	8	16
Grave concassée	20	20	20	20	20	20	20	20
Arène granitique	40	20	20	10	48	24	40	20
Epaisseurs totales	68	56	48	46	76	60	68	56

b) Dimensionnement optimisé :

1- Prévisions du trafic :

Le trafic escompté à l'année 0 est établi pour les avions les plus contraignants soit : Le Boeing 737 et le Fokker F.28, le reste du trafic étant négligeable.

BOEING 737 (nombre total de rotations : 1000)

Masses au décollage :

Masses	40 à 45,0 tonnes	45,0 à 50 ton	50 à 55,0 tonnes
% de mvts	15	20	75

Masses à l'atterrissage :

Masses	40 à 42,5 t.	42,5 à 45 t	45 à 47,5 t
% de mvts	50	25	25

Fokker F.28 (nombre total de rotations : 2000)

Masses au décollage

Masses	15 à 20 t.	20 à 25 t.	25 à 30 t.
% de mvts	15	40	45

Masses à l'atterrissage

Masses	17,5 à 20 t	20 à 22,5 t	22,5 à 25 t
% de mvts	60	30	10

L'accroissement annuel du nombre de mouvements est espéré entre 5% et 15%.

2- Caractéristiques du sol support :

Le sol support est caractérisé par un matériau drainant, non gélif dont le CBR est égal à 7.

3- Recensement des facteurs climatiques :

- . Indice de gel

Hiver exceptionnel:	Hiver rigoureux non exceptionnel :
Durée de gel :	Durée de gel :
- . Température moyenne annuelle :
- . Précipitations annuelles :

4- Caractéristiques des matériaux susceptibles d'être utilisés :

- . Béton bitumineux (coefficient d'équivalence : 2)
- . Grave concassée (coefficient d'équivalence : 1)
- . Arène granitique (coefficient d'équivalence : 0,5)

1./ Etude du trafic

- L'hypothèse haute est choisie par combinaison :
 - * du taux de croissance maximal envisagé (15%)
 - * du choix de la borne supérieure comme charge représentative.
- L'hypothèse basse est obtenue par combinaison :
 - * du taux de croissance minimal (5%)
 - * du choix de la borne inférieure comme charge représentative.

TRAFIC CUMULE

N étant le nombre de mouvements escomptés à l'année 0, le trafic cumulé sur une durée de vie de 10 ans a pour valeur :

$$N \left[1 + (1+P) + (1+P)^2 + \dots + (1+P)^9 \right]$$

soit :

$$N \cdot \frac{(1+P)^{10} - 1}{P} \quad (P \text{ étant le taux annuel d'accroissement})$$

pour $p = 0,05$:

$$N \cdot \frac{1,62 - 1}{0,05} = 12,6 N$$

pour $p = 0,15$:

$$N \cdot \frac{4,05 - 1}{0,15} = 20,3 N$$

* Hypothèse basse : Boeing 737 charges au décollage 50 à 52,5 t.

Borne inférieure : 50 t

Nombre total de rotations à l'année 0 : 1000

Nombre total de rotations pendant la durée de vie : $1000 \times 12,6 = 12600$

75% des décollages se font à des masses comprises entre 50 et 52,5 t. soit,

$12600 \times 0,75 = 9450$ mvt.

Hypothèse haute

Avions	Charge réelle totale Pt	Charge réelle P	Mouvements réels cumulés	Intensité moyenne du trafic	Coeffici. de correction CT	Charge de calcul P''	Epaisseur équivalente cm
BOEING 737	tonnes 55	tonnes 25,47	15225	mvt/j 4	1,08	tonnes 23,58	58
FOKKER F.28	30	13,8	18270	5	1,06	13,02	43

Hypothèse basse

Avions	Charge réelle totale Pr	Charge réelle P	Mouvements réels cumulés	Intensité moyenne du trafic	Coeffici. de correction CT	Charge de calcul P''	Epaisseur équivalente cm
BOEING 737	50	23,15	9450	3	1,1	21,04	54
FOKKER F.28	25	11,5	11340	3	1,1	10,45	38

L'épaisseur maximale est trouvée pour le Boeing 737

58cm (hypothèse haute) ; 54 cm (hypothèse basse).

Le calcul itératif se fera donc respectivement à partir de 60cm (= 58+2 cm) et 56cm (54+2 cm) avec un pas de 2 cm. On donnera ci-après la première itération :

Hypothèse basse

AVIONS	charges réelles pondérées P'i	Charges Admissib. Pto	R = P'i/Pto	CBR = 7 e = 56 cm		
				Coeffici. de Pondération CP	Mouvement réel n	Mouvements équivalents n'
BOEING 737	50	49,4	1,01	1,12	9450	10584
	45		0,91	0,35	5670	1985
	42,5		0,86	0,20	3150	630
	40		0,81	0,11	9450	1040

* Hypothèse : FOKKER F.28 charges à l'atterrissage de 17,5 à 20 t.

Borne supérieure : 20 t.

Nombre total de rotations à l'année 0 : 2000

Nombre total de rotation pendant la durée de vie : $2000 \times 20,3 = 40600$

60% des atterrissages se font à des masses comprises entre 17,5 et 20 t.

soit : $40600 \times 0,6 = 24360$ mvt.

Tableau masses/mouvements

Hypothèse basse			Hypothèse haute		
Avions	charge totale Pt	Nombre de mouvements réels	Avions	Charge totale Pt	Nombre de mouvements réels
	tonnes			tonnes	
BOEING 737	50	9450	BOEING 737	55	15225
	45	5670		50	4060
	42,5	3150		47,5	5075
	40	9450		45,0	8120
FOKKER F.20	25	11340	FOKKER F.28	42,5	10150
	22,5	2520		30	18270
	20	17640		25	20300
	17,5	15120		22,5	12180
	15	3780		20	30450

2./ Caractéristiques du sol support

La valeur du CBR est de 7.

3./ Facteurs climatiques

Le sol support est les matériaux de couche de chaussée envisagés ne sont pas gélifs. Le sol support est drainant. Donc inutile de faire une vérification au gel-dégel et de prévoir une sous-couche drainante.

4./ Détermination d'une épaisseur équivalente

Choix d'une épaisseur initiale :

	25		0,64	0,016	11340	181
	22,5		0,58	0,0079	2520	20
FOKKER F.28	20	39	0,51	0,0035	17640	62
	17,5		0,45	0,0018	15120	27
	15		0,38	0,00079	3780	3
Trafic équivalent total					14532 mvts	

inférieur à 36500

On refait la même chose pour l'hypothèse haute. On obtient finalement les épaisseurs suivantes :

- . Hypothèse haute : 60 cm
- . Hypothèse basse : 54 cm

5./ Choix d'une constitution de chaussée

MATERIAUX	Epaisseur réelle	Coefficient d'équivalence	Epaisseur équivalente
Béton bitumineux	8 cm	2	16 cm
Grave concassée	20 cm	1	20 cm
Arène granitique	36 à 48 cm	0,5	18 à 24 cm

La structure proposée est la suivante :

- . Béton bitumineux : 8 cm
- . Grave concassée : 20 cm
- . Arène granitique : 45 cm

Remarque - On recommande aussi la structure suivante :

- . Béton bitumineux : 10 cm
- . Arène granitique : 32 cm
- . Arène granitique : 45 cm

C O N C L U S I O N

Globalement ce matériau qui est l'arène granitique a donné de bons résultats géotechniques. Son utilisation en couche de fondation et couche de base est à recommander et à encourager. Désormais elle est appelée à être considérée comme un matériau routier classique non élaboré pour les régions désertiques.

Son apport économique est tel qu'il ne laisse aucune chance aux autres matériaux concurrents : l'exemple le plus simple étant la grave concassée à 280 DA le mètre cube contre 56 DA pour l'arène granitique, soit cinq fois moins chère (prix de revient de mise en oeuvre).

Cependant notre étude ne demeure sans doute pas une étude complète, en ce sens que beaucoup de choses restent à faire tels que :

a) le phénomène de mariage de la partie supérieure de la couche de base avec la couche de revêtement a-t-il réellement lieu ? Ce point est à suivre de près, sur la piste secondaire de l'aérodrome de Djanet, dans les années à venir.

b) Le coefficient d'équivalence (0,5) de dimensionnement pris jusqu'à présent est sous estimé volontairement ; une étude de fatigue précise peut déterminer le véritable coefficient à adopter.

c) L'utilisation d'un mélange arène granitique plus grave concassée pour le bétonbitumineux peut faire l'objet d'essais préalables au Laboratoire et confirmée par des planches d'essais.

d) Le compactage à sec de l'arène granitique n'est pas satisfaisant ; il est intéressant de penser à réduire la teneur en eau optimale ou de prévenir les pertes par évaporation, mais on peut s'interroger sur la justification économique des procédés faisant appel notamment à l'emploi d'adjuvants, de sels ou de ciment. Si l'intérêt académique de la découverte de ces procédés reste certain, leur intérêt pratique ou le bénéfice économique que l'on peut en tirer méritent d'être étudiés plus avant et approfondis.

e) Un programme expérimental de recherche sur les bétons de sables à base d'arène granitique est une idée à mettre au point.

ANNEXE

ORGANISATION DE CHANTIER

DEROULEMENT DES TRAVAUX DANS LE CADRE DE RECHERCHE DES MATERIAUX ROUTIERS AU SAHARA

1.- REMARQUES PRELIMINAIRES

1.1 - En dehors de la recherche de sites de roche à concasser, la recherche des matériaux routiers, dans le cas d'une route à construire, est effectuée en vue de la réalisation :

- de la couche de base
- de la couche de fondation
- éventuellement de la couche de forme
- des remblais

La recherche de matériaux pour couche de forme et pour remblais n'est nécessaire que **dans** les zones de mauvais terrain. Le plus souvent, on se contente de donner des indications générales pour le choix, au moment des travaux, des matériaux éventuellement les 30 ou 40 cm supérieurs de ces remblais.

D'autre part, on n'effectue pas une recherche de matériaux pour couche de base et une autre recherche de matériaux pour couche de fondation : on effectue une recherche générale de "bons matériaux", et en fonction des résultats obtenus, on choisit les meilleurs gisements pour la couches de base, et les gisements passables pour la couche de fondation, en éliminant les émauvais gisements".

Si le volume des matériaux pour couche de base est surabondant et celui des matériaux pour couche de fondation est insuffisant, il appartiendra à l'entreprise de faire la balance en exploitant pour la couche de fondation, une partie des gisements désignés pour la couche de base. Le cas inverse ne doit pas se présenter.

1.2 - En matière de construction routière, les distances de transport des matériaux ont une grande importance, car elles conditionnent le choix du matériel d'exécution et influent sur le coût des travaux. L'engin considéré comme le plus économique pour le transport des matériaux jusqu'à 1000 m. ou 1500 m. à la rigueur, est le motorscraper. L'emploi de cet engin suppose que l'espacement des emprunts ne dépasse pas 2000 ou 2500 m., ou 3000 m. au maximum. Il faut tenir compte des distances au tracé pour déterminer les espacements. Au-delà, il faut utiliser des camions alimentés par des chargeurs. A signaler que les scrapers sont très coûteux à l'achat et qu'ils doivent travailler à grande cadence pour être rentables ; leur rentabilité devient douteuse dans les terrains durs où il faut, non seulement les pousser avec les bulldozers au moment du chargement, mais encore passer le ripper au préalable. A noter que l'extraction des matériaux au scraper se fait pratiquement par couches successives de 20 cm. d'épaisseur, ce qui peut présenter un inconvénient dans le cas où la qualité du matériau varie avec la profondeur.

En dehors du cas où les gîtes de bons matériaux sont rapprochés, l'engin le mieux adapté au transport des matériaux pour couches de base et de fondation est le camion ; l'emploi du scraper étant limité aux terrassements.

Bien qu'en principe les distances de transport par camion ne soient pas limitées, le coût des transports, naturellement, augmente avec la distance. Pour rester dans des limites raisonnables, l'espacement des emprunts ne devrait pas dépasser 3 à 4 km. en ce qui concerne la couche de fondation, et 4 à 5 km. pour la couche de base.

1.3 - Les volumes exploitables des gîtes de matériaux doivent suffire pour l'exécution des deux couches de chaussée, compte tenu de l'espacement de ces gîtes.

Pour fixer les idées, considérons une couche de base de 15 cm. d'épaisseur finie et de 10 m. de largeur. En prévoyant une sur-épaisseur moyenne de 2 cm. pour le raclage de finition, cette couche de base représente donc 1.700 m³/km. de matériaux compactés. En supposant que le matériau en place ait une compacité de 85 % de l'OPM et que le matériau après mise en oeuvre ait une compacité moyenne de 98% de l'OPM, 1.700 m³ de matériaux compactés correspondent à :

$$\begin{aligned} 1.700 \times \frac{98}{85} & \dots\dots\dots = 1.960 \text{ m}^3 \\ + 20\% \text{ de rejet (sur-largeurs inévitables à la mise en oeuvre,} \\ & \text{blocs et gros cailloux rejetées sur les côtés, etc...) } \\ & \dots\dots\dots = 392 \text{ m}^3 \\ \text{TOTAL} & \dots\dots\dots = 2.352 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

soit 2400 à 2500 m³ de matériaux en place pour 1 km. de couche de base en 15cm. d'épaisseur finie et 10 m. de large. Notons que pour une couche de fondation, on ne prévoit pas de surépaisseur.

2.- PHASE PREPARATOIRE D'UNE PROSPECTION

Toute prospection devrait être précédée :

- a) d'une phase "documentation" : examen des études antérieures, recherche de renseignements concernant le climat, les sols, etc..., examen des cartes géographiques et géologiques, et des photos aériennes, examen du projet ou de l'avant-projet topographique, etc...
- b) d'une visite sur place en vue de voir rapidement le terrain le long de l'itinéraire et déterminer en détail les possibilités logistiques de la région ; eau, électricité, carburant, réparations mécaniques, soudure, pièces de rechange, vivres frais et médicaments, soins médicaux, évacuation sanitaire, personnel pouvant être recruté sur place, état de des voies de communication, téléphone, courrier, etc...

Ce n'est qu'à la suite de cette visite sur place que l'on peut fixer l'organisation du chantier, à savoir en particulier :

- le lieu d'installation du laboratoire de chantier ou "base".
- l'espacement et l'implantation approximative des campements de prospection (compte tenu des difficultés de circulation le long de l'itinéraire et des possibilités d'approvisionnement en eau).
- le personnel et le matériel à mettre en oeuvre.
- les achats à effectuer au départ (pièces de rechange, pneumatiques, vivres non périssables, etc...).

3.- DEROULEMENT DES TRAVAUX SUR LE TERRAIN

Voici, théoriquement, quel est le déroulement des travaux à effectuer sur le terrain après installation de la base et si possible du premier campement de prospection.

3.1 - Reconnaissance de l'itinéraire :

Cette reconnaissance doit porter sur le tronçon qui fera l'objet de la première étude préliminaire. On recherchera et on signalera au besoin les bornes ou piquets fixant le tracé (ou les éléments du balisage dans le cas d'un tracé à l'état d'avant projet).

3.2 - Etude préliminaire :

Cette étude a pour but d'examiner l'aspect de la région traversée du point de vue géologique (terrain de surface, notamment), de recenser les différents types de matériaux utilisables, de déterminer les caractéristiques des sites à sonder de préférence pour trouver ces matériaux et d'évaluer les ressources en matériaux du tronçon étudié.

Une telle étude ou reconnaissance préliminaire permet d'éviter les tâtonnements en cours de prospection dans une zone mal connue, et doit donc intervenir avant le début de la prospection proprement dite, dès que sont mis en place les moyens nécessaires. Cette étude doit être faite conjointement par un géologue et par l'ingénieur chargé de l'étude avec une tarière, le matériel et le personnel complémentaire nécessaire (au minimum 2 véhicules tout terrain, 1 assistant prospection, 1 conducteur de tarière, 2 aide-soudeurs, 2 chauffeurs de véhicules tout terrain).

Cette étude comporte, outre l'examen du terrain par le géologue, l'exécution de nombreux sondages à la tarière avec toutefois relativement peu de prélèvement d'échantillons, par exemple : une vingtaine (soit 50 sacs environ) pour un tronçon de 100 km.

L'organisation matérielle de cette étude préliminaire dépend naturellement de l'existence ou non d'un campement de prospection et de la longueur du tronçon à étudier.

Exemple :

Si le premier campement est installé au PK 25 en vue de la prospection du tronçon PK0/PK50, on peut effectuer l'étude préliminaire entre le PK 0 et le PK 75 environ, en partant chaque matin du campement. Au-delà du PK 75, c'est-à-dire à plus de 50 km du campement, il faut envisager de passer une ou deux nuits à la belle étoile et par conséquent amener le matériel de campement, du ravitaillement et probablement un cuisinier.

Compte tenu des contraintes matérielles, il est difficile d'effectuer cette étude préliminaire pour des tronçons de plus de 120 km. Cette étude se fera donc en plusieurs fois, par exemple, d'abord entre le PK 0 et PK 100 lorsque le campement de prospection est installé au PK 25, puis quelques mois après entre le PK 100 et le PK 200 lorsque le campement sera installé au PK125, etc.. Chaque tronçon étudié pourra faire l'objet d'un rapport préliminaire comportant une partie géologique et une partie géotechnique.

La durée maximale pour une étude préliminaire est d'une semaine pour un tronçon de 100 km. La recherche de sites de roche à concasser peut être esquissée par le géologue au cours de cette étude et continuée tout de suite après ou un peu plus tard.

3.3 - Prospection primaire :

La prospection primaire a pour objet de repérer les sites de "bons matériaux" dans une bande de terrain s'étendant jusqu'à 500 ou 1500 m. de part et d'autre du tracé, selon les ressources en matériaux de la zone prospectée : les sites à sonder sont ceux qui répondent aux caractéristiques définies au cours de l'étude préliminaire. Si celle-ci n'a pas été faite, on sonde un peu partout en début de **prospection** et on arrive peu à peu à caractériser les sites les plus favorables.

Chaque site étudié doit faire l'objet au minimum de six sondages espacés de 50 à 70 m., dont la moitié sans prélèvement d'échantillon. On recueille donc un minimum de 3 échantillons par site, et on peut avoir jusqu'à 5 ou 6 échantillons par site si celui-ci est assez étendu. Ces échantillons doivent avoir un volume suffisant pour qu'on puisse effectuer dessus presque tous les essais. Il peut être utile parfois de prélever deux échantillons dans certains sondages pour étudier la variation de qualité du matériau en profondeur.

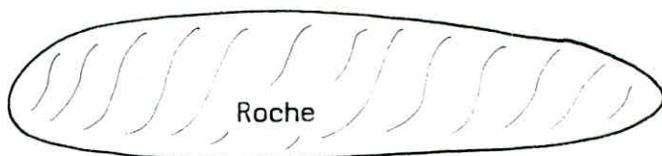
Chaque sondage ayant fait l'objet d'un prélèvement d'échantillon sur le terrain est signalé par un petit tas de terre surmonté d'une grosse pierre s'il y en a. Une étiquette portant le numéro du sondage est disposée dans ce petit tas de terre ou juste à côté. Des étiquettes portant le même numéro, avec indication de la profondeur de prélèvement, sont mises dans les sacs contenant l'échantillon correspondant.

Il faut s'efforcer d'effectuer des prélèvements bien représentatifs du matériau en place. Par exemple, dans le cas d'un sondage à la tarière, pour prélever un échantillon de la **tranche** 0,10/1,100 m ou 0,20/1,20 m. (suivant l'épaisseur de la découverte), il faut d'abord éliminer la découverte, puis on creuse jusqu'à 0,60 ou 0,70 m de profondeur et on prélève un premier sac ; ensuite on vide le trou avant de creuser jusqu'à 1,10 m ou 1,20 m de profondeur et de prélever un deuxième sac. Si l'on estime qu'il faut un échantillon de 3 sacs (matériaux très graveleux et caillouteux), on prélève deux fois 1 sac 1/2. Si l'on veut prélever un échantillon à plus grande profondeur, il faut prendre soin de bien vider au préalable le trou

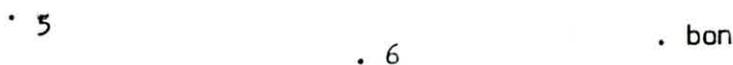
initial de 1,10 m. ou 1,20 m. Les 2 ou 3 sacs d'un même échantillon doivent être mélangés au laboratoire au moment de l'échantillonnage. A noter que si l'on peut prélever le matériau à la pelle dans le trou jusqu'à 100 m. environ de profondeur, au-delà il faut prélever sur la tête de la tarière.

Pour chaque gisement étudié, l'assistant prospection fait sur son carnet de sondage un schéma indiquant les positions respectives des sondages (avec une appréciation pour les sondages non numérotés), ainsi que la situation du gisement par rapport au tracé.

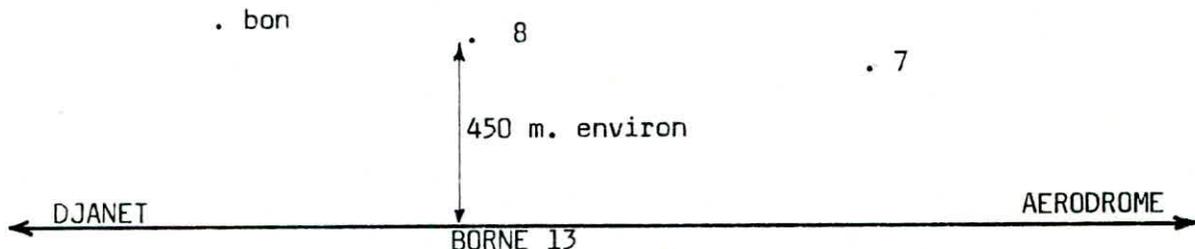
Exemple :



x mat fin



x mat fin



sur le carnet de sondage, l'assistant prospection note la profondeur de prélèvement, l'aspect visuel de l'échantillon, et le nombre de sacs recueillis, par exemple :

8	0,15/1,10 m mat rougeâtre bien gravelaux - cohérent 3 sacs
	1,10/1,80 m " " moins gravelaux - peu sableux 2 sacs

A chaque envoi de sacs au laboratoire, l'assistant prospection joint une copie des schémas et des renseignements portés sur son carnet. Schémas et renseignements servent à l'ingénieur à établir le programme des essais.

3.4 - Prospection secondaire :

Au cours de cette phase, on procède au quadrillage des gisements retenus à l'issue de la prospection primaire, et on recherche d'autres gisements en s'éloignant davantage du tracé dans les zones où les gisements retenus sont insuffisants. On s'efforce en particulier de déterminer les limites du gisement, au besoin par des sondages sans prélèvement. L'espace-ment des sondages peut descendre jusqu'à 30 m., l'ingénieur assiste à ce quadrillage et fixe les emplacements des sondages complémentaires.

3.5 - Remarques de M.R. DOMEK :

1./ Effectuer la recherche de matériaux en 2 étapes (prospections primaire et secondaire) constitue la façon la plus logique de procéder. Elle évite d'avoir à faire des sondages complémentaires sur les gisements jugés "mauvais" après les essais de la prospection primaire, et elle réduit par conséquent le nombre des essais.

En principe, si l'on effectue au fur et à mesure les essais d'identification, puis de compression simple ou de Los Angelès, on devrait, au bout d'un mois, avoir les résultats concernant les gisements d'un premier tronçon de 15 à 20 km. et effectuer la prospection secondaire (qui est assez rapide) sur ce premier tronçon. Le séjour de 45 jours sur le terrain de l'équipe de prospection serait alors partagé de la façon suivante : prospection primaire pendant un mois sur 30 à 40 km, puis prospection secondaire pendant 15 jours sur les 15 ou 20 km.

Dans la pratique, ce n'est pas toujours aussi simple et il arrive toujours un moment où il y a un décalage important entre l'avancement de l'équipe Laboratoire et celui de l'équipe Prospection ; et celle-ci est le plus souvent obligée de revenir à une cinquantaine de kilomètres en arrière de son campement pour procéder à la prospection secondaire. Après achèvement de la prospection primaire du dernier tronçon, cette équipe doit prolonger son séjour sur le terrain en attendant les résultats des essais ou bien y revenir après un congé. Par ailleurs, il est parfois demandé de fournir rapidement les résultats pour un premier tronçon de 50 km. par exemple, et le fait d'effectuer la prospection en 2 phases, augmente les délais de réponse pour ce premier tronçon.

C'est pourquoi, on est souvent amené à effectuer la prospection en une seule phase. On procède alors de la façon suivante : après 2 ou 3 sondages sans prélèvement sur un site, si l'on estime que le matériau est bon, on procède immédiatement au quadrillage de ce site, et en principe on n'y revient plus. Cette façon de procéder à une recherche complémentaire en s'éloignant du tracé dans les zones où l'on n'a pas trouvé de matériaux en quantité suffisante. Dans les régions très pauvres en matériaux, pratiquement tous les gisements que l'on trouve doivent être retenus soit pour la couche de base, soit pour la couche de fondation, soit pour la piste de service, et il n'y a pas lieu de faire prospection primaire. S'il y a beaucoup de gisements en certains endroits, on se contente d'étudier ceux qui sont les plus proches du tracé, et même dans le cas de la prospection en deux étapes, la recherche complémentaire dans les zones démunies implique un quadrillage immédiat des gisements découverts.

2./ On peut considérer comme raisonnable des espacements de 3 à 4 Km entre emprunts pour couche de fondation et de 4 à 5 Km entre emprunts pour une couche de base. On peut donc penser qu'il suffirait de trouver tous les 3 ou 4 Kilomètres un gisement assez important pour l'exécution, à la fois de la couche de fondation, et la couche de base (ou à défaut 2 gisements moins importants), et par conséquent, il n'est pas utile d'effectuer la recherche de matériaux tout le long du tracé, on pourrait ainsi sauter des petits tronçons de 2 Km. Cela a déjà été fait il y a quelques années sur la TRANS, en considérant des espacements de 4 Km, avec des résultats plus ou moins valables. Cette façon de faire éviterait naturellement d'avoir à rechercher systématiquement des gisements de bons matériaux tout le long du tracé, à droite et à gauche. Elle permettrait donc de gagner du temps et de la peine. Mais elle présente deux inconvénients majeurs :

- d'une part, il peut très bien arriver que par la suite (au cours de travaux par exemple) on découvre sur les sections "sautées" des matériaux de meilleure qualité ou de gisements plus intéressants ou plus proches du tracé que sur les sections prospectées.

- d'autre part, on peut se demander pourquoi on désigne une carrière tous les 3 ou 4 Km alors que l'on aurait pu en trouver une tous les 2 Km (ou moins), et par conséquent, réduire les distances de transport.

C'est pourquoi, il faut effectuer au moins une prospection primaire tout le long du tracé. Si l'on veut gagner du temps, on peut ensuite ne retenir que les meilleurs gisements sur lesquels on effectuera alors des sondages complémentaires tout en s'arrangeant pour avoir des espacements raisonnables. Mais cette méthode de travail ne peut s'appliquer que dans les zones riches en bons matériaux, ce qui n'est pas souvent le cas.

3./ Il est très délicat d'affirmer qu'il n'y a pas de matériaux convenables sur tel ou tel tronçon. On ne peut le faire qu'après une recherche très approfondie, sondant partout et en élargissant la bande de prospection.

4./ Une étude géotechnique doit comporter normalement une étude des sols en place, en vue de se rendre compte de la nature des sols que l'on rencontre au cours des travaux de terrassement et en vue de dimensionner la chaussée. Cette étude comporte les essais d'identification et de portance sur des échantillons.

4.- ESSAIS

On distingue 3 phases dans le processus des essais :

1ère phase : Essai de première identification

- . Granulométrie humide
- . E.S.
- . Analyse chimique

2ème phase : Complément d'identification et essais conditionnant le choix

- . Limites
- . Compression simple
- . Los Angelès

3ème phase : Essais complémentaires et essais de confirmation

- . Proctor (grand moule) avec ou sans poinçonnement CBR immédiat
- . CBR à poinçonnement immédiat ou après imbibition.

5.- RAPPORTS GEOTECHNIQUES

Le rapport final doit comporter théoriquement :

- une description géologique de la région traversée ;

- une description des différents types de matériaux rencontrés au cours de la prospection avec leur répartition le long de l'itinéraire ;
- un tableau récapitulatif de la situation et des volumes exploitables des gisements retenus, d'une part pour la couche de base et, d'autre part pour la couche de fondation, avec un commentaire sur la répartition de ces gisements ;
- une récapitulation des résultats de l'étude des sols en place ;
- un dimensionnement de la chaussée ;
- une proposition de structure de chaussée ;
- des recommandations de mise en oeuvre (terrassements, compactage, couche de base, couche de fondation, imprégnation, revêtement).

6.- ORGANISATION DU CHANTIER

6.1 - Généralités :

L'organisation du chantier au Sahara découle :

- de la nature des travaux à exécuter,
- des conditions locales,
- de l'importance de la longueur de l'itinéraire à prospecter.

Le choix de l'endroit où l'on installera le laboratoire de chantier est très important parce que ce choix conditionne la nature et la quantité du matériel à mettre en oeuvre, ainsi que l'effectif du personnel à prévoir. L'eau et l'électricité sont essentiels, et à défaut d'avoir l'un et l'autre, il faut choisir un endroit où au moins il y ait de l'eau à proximité. On doit également pouvoir se ravitailler en vivres, carburants, etc.. à une distance raisonnable. Par ailleurs, l'installation d'un laboratoire de chantier pose toujours des problèmes de transport notamment et son déplacement même à petite distance occasionne beaucoup de pertes de temps.

La prospection doit s'effectuer en progressant le long du tracé, et le problème, pour l'équipe prospection, est la durée du trajet à effectuer pour se rendre sur le lieu de travail ; il ne serait pas raisonnable que le trajet aller-retour prenne plus de 2 heures sur 8 à 9 heures au total de travail.

6.2 - Personnel

6.2.1. - Personnel Labo/Prospection :

Ce personnel fait le va et vient entre le Labo et le Campement Prospection.

- . 1 Ingénieur
 - . 1 Chauffeur de véhicule tout terrain
 - . 1 Mécanicien
 - . 1 Chauffeur de camion
 - . 1 Aide chauffeur
- } Ravitaillement de l'équipe prospection et transport des échantillons

6.2.2. - Personnel Prospection :

- . 1 assistant prospection
- . 1 géologue
- . 1 conducteur de tarière - opérateur sondeur
- . 3 aides-sondeurs
- . 1 cuisinier
- . 1 aide-cuisinier

6.2.3. - Personnel Labo :

- . 1 Adjoint technique
 - . 6 assistants ou opérateurs géotechnique
 - . 1 assistant ou opérateur chimie
 - . 3 aides opérateurs
 - . 1 cuisinier
 - . 1 aide cuisinier
 - . 1 chauffeur de camion
 - . 1 aide chauffeur
 - . 1 agent ravitaillement
 - . 1 chauffeur de véhicule tout terrain
- } Ravitaillement, eau, vivres, carburant, etc... de la base

L'ingénieur participe à la prospection, surtout au début, effectue les travaux sur le terrain qui sont de son ressort, fixe les programmes des essais à chaque phase, collationne les résultats et prépare le rapport. Il doit passer en moyenne 4 jours par semaine avec l'équipe prospection.

L'adjoint technique surveille et contrôle les essais, et supervise tout ce qui concerne le ravitaillement de la base et du campement prospection. C'est le seul responsable qui reste en permanence au Laboratoire. Le personnel de l'équipe prospection et celui qui s'y rattache, y compris l'ingénieur, part en même temps en congé de récupération. Une grande partie du personnel de Labo, y compris l'adjoint technique, prend son congé en même temps que l'équipe prospection, et il ne reste qu'un effectif réduit pour faire avancer les essais programmés. Durant cette période de congé, il faut prévoir des rem

placements pour l'équipe-avitaillement et la cuisine. On peut envisager également de faire partir en congé l'ensemble du personnel, en ne maintenant sur place que des gardiens et un minimum de 2 agents avec un véhicule pour assurer le ravitaillement des gardiens et parer aux imprévus.

6.3 - Matériel

* Labo Prospection :

- . 2 véhicules tout terrain { 1 véhicule pour l'ingénieur
1 véhicule de secours pour le
mécanicien.
- . 1 camion tout terrain ; citerne à eau 2.000 litres
- . Caisses isothermes
- . Outillage de mécanicien
- . 1 boussole, 1 paire de jumelles, 1 double décimètre, 1 double mètre.

* Prospection :

- . 1 tarière type Highway montée sur camion tout terrain
- . 1 véhicule tout terrain
- . 2 roulottes 6 couchages à 3 compartiments (soit 12 places au total)
- . 1 tente-logement auxiliaire
- . 1 roulotte cuisine/Réfectoire (ou à défaut 1 tente de 8mx5m)
- . Matériel de cuisine, réfrigérateur, tables, chaises
- . Bouteilles de gaz
- . Citerne à eau 3.000 litres
- . Citerne à carburant 2.000 litres
- . Quelques fûts ou bombones pour carburant, jerricans pour huile.
- . 2 pompes Japy pour carburant
- . 2 groupes électrogènes 10 à 15 KVA + Câbles électriques
- . Nécessaire pour abriter les groupes
- . Lampes torches, bougies
- . Pièces et pneus de rechange
- . Appareils de chauffage au gaz pour la saison froide
- . Sacs pour matériaux, ficelle, carnets, crayons, étiquettes, etc..
- . 1 boussole et 1 paire de jumelles
- . 3 pelles, 1 pioche, 1 masse, 1 barre, 1 barre à mine, 1 double mètre pliant ou jalon pour mesurer la profondeur des sondages
- . Boîtes à pharmacie avec médicaments et sérums antivénimeux
- . 13 lits de camp
- . 1 poste radio émetteur récepteur

* Laboratoire :

- . 1 roulotte-labo
- . 1 tente labo de 8m x 5 m } avec équipement complet pour es-
- . 1 petite roulotte-labo auxiliaire pour analyses chimiques } sais géotechnique
- . Bouteilles de gaz
- . 1 roulotte 2 couchages + 1 bureau avec équipement correspondant (pour ingénieur et adjoint technique)

- . 4 roulottes 6 couchages à 3 compartiments (24 places)
- . 1 roulotte cuisine / Chambre froide / magasin de vivres
- . 1 roulotte réfectoire 25 à 26 places
- . 3 citernes à eau de 3.000 litres sur 4 roues et ressorts
- . 2 citernes à carburant de 2.000 litres à 2 compartiments sur 4 roues et ressorts
- . Quelques fûts ou bombonnes pour carburant et jerricans pour huile
- . Pompe Japy pour carburant
- . 2 groupes électrogènes 40 à 50 KVA + Câbles électriques
- . Nécessaire pour abriter les pompes
- . Lampes, torches, bougies
- . Nécessaire pour WC et douches
- . Pelles, pioches, outillage de mécanique et de menuiserie
- . Sacs pour matériaux en toile et en plastique
- . Pièces et pneus de rechange
- . Médicaments et sérums
- . Matériel et fournitures de bureau
- . 15 lits de camp
- . 1 camion tout terrain
- . 1 véhicule tout terrain } pour ravitaillement de la base
- . Caisse isothermiques
- . 1 poste radio émetteur-récepteur

6.4 - Remarques de R. DOMECC

1./ On peut penser que le camion-tarière n'est pas l'engin le mieux adapté à la prospection dans les régions où l'on trouve des matériaux très durs à percer, alors que ces matériaux sont en général les meilleurs. L'efficacité d'une tarière dépend beaucoup de son état mécanique et de l'habileté de celui qui la manie. Ainsi, dans une roche altérée ou diaclasée, qui donnerait à l'extraction au bull-dozer un matériau à granulométrie continue, on arrive à percer avec une tarière à condition de procéder avec précaution (il ne faut pas percer avec une tarière, mais sonder à vitesse lente dans les terrains durs, et changer l'emplacement de sondage de quelques mètres plutôt que d'insister là où il semble y avoir un bloc ou une dalle qui arrête la tarière).

Le camion-tarière a pour lui sa mobilité et son autonomie, d'où facilité d'amener jusqu'au chantier et souplesse d'utilisation sur le terrain. Dans le cas d'un bull-dozer à chenilles, il faut un porte-chars pour l'amener à pied d'oeuvre, et en cours de prospection, il ne peut être question de le déplacer de 20 à 30 Km chaque jour.

Dans les tranchées creusées au bull-dozer, on peut voir la coupe du terrain mais de telles tranchées s'ensablent à la longue, ce qui peut réduire la surface utile du gisement étudié lorsque celui-ci est peu étendu. Creuser et prélever des échantillons et les déplacer d'un site à un autre est une tâche notablement plus longue. D'autre part, il n'est pas facile de prélever un échantillon représentatif dans un volume important de déblai résultant du tra-

vail d'un bull ; et un prélèvement à la pelle et à la pioche sur les parois de la tranchée serait assez long.

Enfin, un bull-dozer à chenilles puissant, équipé d'un ripper, qui est l'engin qui conviendrait dans les terrains rocheux ou très durs, est très coûteux à l'achat et très coûteux pour l'entretien au Sahara. Les bull-dozers sur roues et les pelles mécaniques même très puissantes n'ont pas l'efficacité d'un bull-dozer à chenilles.

Le camion tarière reste l'engin le moins mal adapté aux opérations de prospection routière au Sahara. Il n'en reste pas moins que l'intervention d'un bull-dozer à chenilles puissant peut se révéler indispensable dans certaines zones ou certaines régions à terrains très durs. En particulier, si l'on se trouve en présence d'une dalle rocheuse, même de faible épaisseur, il n'est pas possible de percer cette dalle avec une tarière pour voir ce qu'il y a dessous.

2./ Dans la mesure du possible

- tous les véhicules affectés au chantier seront du même modèle ce qui permettra de réduire les types de pièces de rechange.

- tous les véhicules et moteurs du chantier devront fonctionner au gaz-oil.

3./ Les véhicules légers tout-terrain et les camions affectés à des chantiers du Sud doivent être en très bon état et recevoir un équipement permettant de les dépanner rapidement. Les pneus doivent être du type "sable" pouvant être dégonflés jusqu'à 1 bar dans le cas des véhicules légers et 1,5 bar dans le cas des camions. L'équipement de chaque véhicule doit comporter :

- 2 roues de secours complètes + 2 chambres à air
- 1 cric
- 1 clé de roue
- 3 démonte-pneus
- 1 contrôleur de pression
- 1 câble de remorquage
- 1 trousse d'outillage
- 1 jeu complet d'ampoules de rechange
- 1 jeu de pièces de rechange de première urgence (courroies, durites ..)
- 1 pelle
- 3 plaques d'envol (pour camion)
- 2 jerricans pour carburant
- 1 jerrican 30 litres + 1 jerrican 10 litres pour eau
- 2 litres huile moteur
- 1 litre huile de freins

4./ Les citernes devant être déplacées fréquemment sur des pistes doivent être montées sur des châssis à ressorts et si possible, avec 4 roues;

5./ Les distractions sont rares et les conditions de vie pas toujours idéales. Il faut penser aux jeux de dominos, de cartes, d'échecs, journaux, télévision, etc...

6./ Le personnel doit être formé en matière de secourisme et soins médicaux, notamment la possibilité de faire des injections de sérum sur place.

