



FC.0624

ECOLE POLYTECHNIQUE DE THIES

Département de génie civil

PROJET DE FIN D'ETUDES
POUR L'OBTENTION DU DIPLOME D'INGENIEUR DE CONCEPTION

*Etude pratique du phénomène de
fissuration sur les locaux de
la phase II de l'E.P.T*

AUTEURS

AMADOU CAMARA

NDEYE SALIMATA DIAGNE

AMADOU NIANG

DIRECTEUR

ISMAILA GUEYE

CO-DIRECTEURS

ALIDUNE DIENG

MICHEL BORNAT

JUIN 1988

REMERCIEMENTS

Nous adressons nos très vifs et sincères remerciements à messieurs Ismaïla GUEYE (professeur à l'École Polytechnique de Thiès, chef de département du Génie civil) et Alioune DIENG (ingénieur civil) pour leurs conseils pertinents.

Nous associons à ces remerciements :

- Monsieur Michel BORNAT (technicien au laboratoire de mécanique des sols de l'E.P.T.) pour sa constante disponibilité et son étroite et efficace collaboration tout au long de ce projet.
- La direction du génie des forces armées en particulier le Colonel Mohamadou KEITA qui a manifesté un grand intérêt pour notre étude.
- Tous ceux qui, d'une manière ou d'une autre, ont contribué au bon déroulement de notre projet.

AVANT - PROPOS

L'École Polytechnique de Thiès, à l'instar de tous les grands projets, ne s'est pas construite en un jour, et sa jeune histoire a déjà retenu trois grandes étapes qui traduisent avec éloquence les phases de son évolution:

- Phase I: l'implantation (1966-1973)
- Phase II: le développement de l'E.P.T. (1973-1978)
Cette phase, qui nous intéresse particulièrement, a vu la construction d'un second bloc de villas pour les effectifs pédagogiques, des laboratoires d'ingénierie et de la bibliothèque.
- Phase III: Consolidation et régionalisation (1978-1983).

La régionalisation qui constitue la phase II du projet, a débuté depuis longtemps et devrait entraîner le retrait du Canada en matière d'assistance

SOMMAIRE

Un aperçu général du problème de la fissuration des ouvrages en béton armé et une présentation du cas particulier des bâtiments de la phase II de l'École Polytechnique de Thiès constituent l'introduction de ce rapport.

L'étude proprement dite comporte deux (2) parties :

- L'analyse structurale essentiellement axée sur la vérification du dimensionnement des semelles et l'analyse des liaisons acier-béton.
- L'étude géotechnique qui comprend : une vérification de la capacité portante des divers types de semelle, une étude de la stabilité du bloc E contre le glissement, une évaluation de l'ampleur des tassements subis par les sols de fondation, une vérification de la qualité du compactage réalisé sur les remblais et une analyse du phénomène gonflement/retrait des sols de fondation.

Une présentation détaillée des causes les plus probables dégagées par notre étude et la proposition de quelques solutions générales terminent ce rapport.

TABLE des MATIERES

Page - titre	I
Remerciements	II
Avant - Propos	III
Sommaire	IV
Table des matières	V
Liste des annexes	VII
INTRODUCTION	1
GENERALITES sur QUELQUES CAUSES POSSIBLES de la FISSURATION des BATIMENTS	4
ANALYSE STRUCTURALE	
I - Démarche adoptée	7
II Estimation des charges	
III Calculs des charges réparties sur les planchers	8
IV Surfaces tributaires des poutres et poutrelles	10
V Chargement par cadre	15
VI Vérification du dimensionnement des semelles	19
VII Constructions mixtes	43
ETUDE GEOTECHNIQUE	
I Essais réalisés	47

II Evaluation des tassements	62
III Vérification de la capacité portante	79
IV Stabilité des pentes	88
V Etude du gonflement	90
VI Qualité du compactage réalisé	92
CONCLUSION	93
RECOMMANDATIONS	94
BIBLIOGRAPHIE	95

LISTE des ANNEXES

Annexe A Analyse Structurale

Annexe A-1 Résultats des tests de résistance à la compression effectués sur les carottes de béton

Annexe A-2 Changements des cadres - Listing (PFRAME)

Annexe B

Annexe B-1 Diagraphie des forages

Annexes B-2; B-3 Localisation des forages

Annexe B-4 Classification sommaire des fissures observées

Annexe B-5 Feuille de mesures des niveaux de la nappe phréatique

Annexe B-6 Descriptif des sondages carottés sur le béton

Annexe C Etude Géotechnique

Annexes C-1; C-2 Courbes granulométriques

Annexe C-3 Courbes de consolidation ($e - \log_{10} p$)

Annexe C-4 Courbes de déformations versus $\log_{10} t$

Annexe C-5 Droite de Coulomb de l'argile raide

Annexes C-6; C-8 Tableaux des résultats des essais de consolidation

Annexe C-7 Détails des calculs de tassements

Annexe C-9 Profils (stabilité des pentes)

Annexe C-10 Profils (calculs des tassements)

Annexe C-11 Listing (STABEPT)

Annexe C-12 Relevés topométriques

Tableau 1: Table de détermination du facteur de résistance K_u

Tableau 2: Distorsions angulaires limites (tassements différentiels)

Abaque 1: Valeur d'influence pour une contrainte sous un coin pour
section rectangulaire uniformément chargée

INTRODUCTION

La fissuration des ouvrages en béton armé est un processus complexe dont les causes (internes et externes) ont longtemps retenu l'attention des spécialistes. Ce phénomène, qui a toujours été redouté, est souvent un indice de mauvaise construction, de déformations anormales qui nuit à l'aspect et entraîne pour le béton armé un risque de corrosion et de désagrégation. Cette faiblesse du béton s'explique par son incapacité à reprendre les efforts de tension (résistance en tension $\approx 1/10^e$ de la résistance en compression) générés par les sollicitations multiples dont il peut faire l'objet : changements volumétriques incluant retrait et fluage, contraintes thermiques, mouvements différentiels des appuis (tassement, glissement), contraintes de flexion, de cisaillement et de torsion.

L'utilisation de l'acier et de la précontrainte d'une part, le "design" aux états limites d'autre part ont contribué à atténuer l'ampleur du phénomène sans pour autant l'éliminer.

L'on s'était d'ailleurs clairement rendu compte que la fissuration dans le béton armé est un phénomène normal et intrinsèque qui tient au principe même de son fonctionnement et qu'il fallait viser à limiter l'ouverture des fissures et non à les supprimer.

Les normes ont alors fixé des valeurs limites d'ouverture de fissures à partir desquelles seulement elles peuvent nuire aux éléments structuraux et compromettre la tenue et la stabilité de l'ouvrage tout entier.

Actuellement les fissures des locaux de la phase II de l'École Polytechnique de Thiès dépassent largement ces limites et évoluent encore de manière inquiétante.

Mais il faut noter que ce problème s'est toujours posé avec beaucoup de gravité. En effet, un an seulement après leur mise en service, ces bâtiments ont commencé à se fissurer et le premier conseil de perfectionnement de l'établissement s'est même légèrement penché sur la question. Des mesures ont alors été immédiatement prises pour arrêter l'évolution du phénomène. La direction du génie des forces armées sénégalaises a procédé aussitôt aux réparations les plus urgentes. Mais le phénomène n'a pas, pour autant, cessé d'évoluer. Il ne pouvait pas en être autrement. Les causes de cette fissuration étant mal ou non connues, les solutions adoptées ne pouvaient être qu'approximatives et par conséquent inefficaces.

Et ce n'est qu'en 1983 que les premières études (non concluantes malheureusement) furent menées

par le CEREEA et le bureau d'études VERITAS pour trouver les causes du phénomène.

Devant l'acuité de la situation actuelle, une étude approfondie s'imposait pour une résolution efficiente du problème.

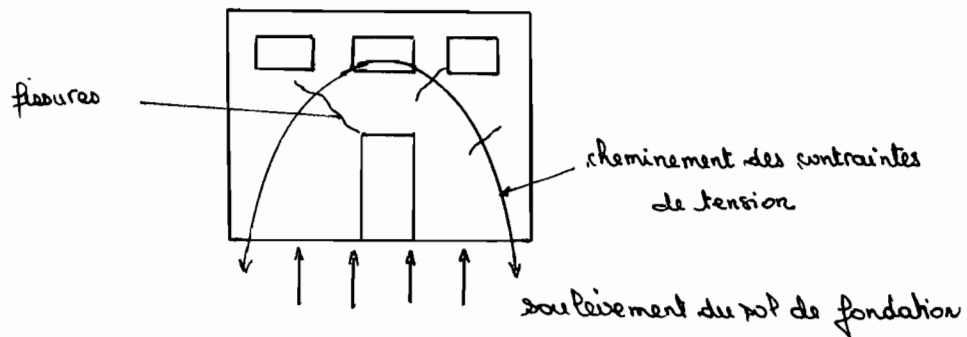
C'est la tâche à laquelle nous nous sommes attelés au cours de ce projet de fin d'études.

GENERALITES
SUR QUELQUES CAUSES
POSSIBLES DE LA FISSURA-
TION DES BATIMENTS

Causes possibles du phénomène de fissuration

1) tassement différentiel

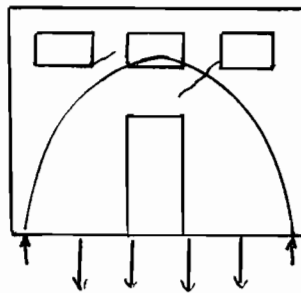
- gonflement



L'eau dans les sols fins ou cohérents engendre des phénomènes de gonflement et de retrait.

Le phénomène de gonflement se traduit par la pression de gonflement que l'on compare aux contraintes de surcharge (terre et superstructure)

- affaissement du sol de fondation (mauvais compactage)

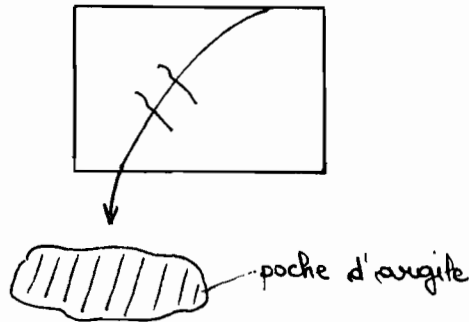


C'est le phénomène inverse du phénomène de gonflement

- contraintes dues aux surcharges

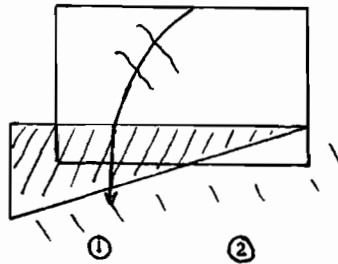
Même en présence d'un bon sol, lorsque les surcharges transmises par la structure au sol dépassent la capacité portante du sol il y a tassement.

- Existence d'une poche d'argile ou d'un niveau remblayé



La génération des contraintes de tension entraîne un tassement différentiel donc formation de fissures.

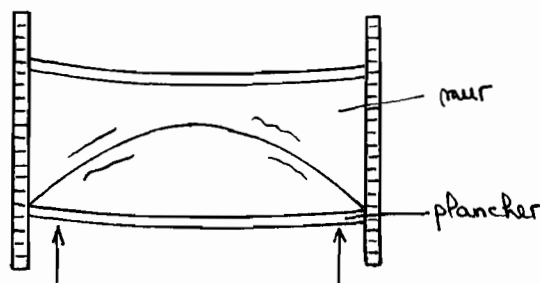
- Différentes zones de fondation



A cause des remblais d'épaisseurs différentes, il y a des tassements plus importants dans la zone ① ce qui entraîne les fissures.

- déformations dues au fluage

Le fluage est la déformation dans le temps sous charge constante

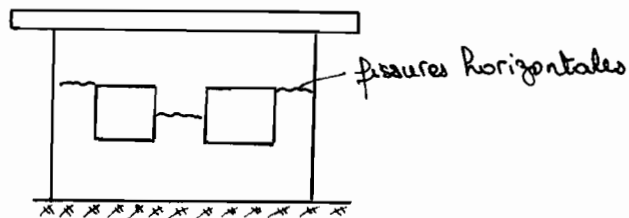


La déformation du plancher par fluage n'est pas suivie par le mur. Les deux constituant un bloc monolithique, il se crée des contraintes de tension dans le mur. D'où l'apparition de fissures.

3) Mauvaise étanchéité des murs extérieurs

Le mouillage des murs extérieurs par l'eau de pluie par exemple peut créer un gonflement, donc des fissures obliques.

4) Murs intérieur et extérieur faits avec des matériaux différents



5) Glissement

L'instabilité des talus, pour des bâtiments construits sur des remblais, peut engendrer des risques de glissement de terrain et créer des fissures.

6) Retrait

Des mélanges de béton normal contiennent de l'eau plus que nécessaire pour l'hydratation du ciment. Durant son exposition à l'air, le béton perd lentement une partie de cette eau. Cette perte graduelle de l'eau due au séchage cause une réduction dans le volume qu'on appelle retrait. Le retrait est une propriété inhérente du béton.

ANALYSE
STRUCTURALE

Cette étude a été menée exclusivement sur le bloc "E" du groupe académique. Elle consiste essentiellement en la vérification du dimensionnement des principaux éléments structuraux, notamment les fondations. Mais nous nous sommes aussi intéressés aux liaisons entre l'acier et le béton.

I. Démarche adoptée

Comme tout calcul classique de structures, nous avons tout d'abord estimé les charges auxquelles sera soumis le bâtiment considéré.

Ensuite, sur les plans, nous avons choisi des cadres plans. Et, grâce au logiciel de calcul de structures planes, le "P.FRAME", nous avons aisément déterminé les efforts dans les divers éléments ainsi que toutes les réactions (forces et moments).

Enfin, pour terminer, nous avons procédé aux vérifications proprement dites.

II. Estimation des charges

Pour la détermination des surcharges, notamment pour celles dues à l'usage, nous nous sommes référés au "Code National du Bâtiment du Canada" (CNBC, ed. 83).

Pour les calculs, nous avons supposé que les charges sont uniformément distribuées sur les planchers.

Ces planchers sont constitués d'une mince dalle de béton

reposant sur un système de poutres et poutrelles orthogonales. Ainsi donc, pour connaître la partie de la charge du plancher reprise par chacune des poutre et poutrelle, nous sommes passés par les surfaces tributaires

III - Calcul des charges réparties sur les planchers

III-1 charges sur le toit

- Le chargement des poutrelles, spécifié par les concepteurs sur les plans, est le suivant :

charges mortes : 47 LBS/Pi.CAR

charges vives : 30 LBS/Pi. CAR

(1 LB/Pi.CAR = 47.88 N/m² (Pa))

- La dalle en béton a une épaisseur moyenne de $h = 0.085\text{m}$

- Nous avons estimé le poids volumique du béton a, environ,

$$\gamma = 24 \text{ kN/m}^3$$

- Le poids propre des poutres sera pris compte sur le cadre auquel elles se rapportent.

III.1.a. Charges mortes (W_D)

Elles sont constituées du poids de la dalle de béton, des charges mortes des poutrelles et d'une isolation thermique.

• isolation thermique : 0.10 kN/m²

• dalle en béton $h = 0.085\text{ m}$; $\gamma = 24 \text{ kN/m}^3$

• charges mortes sur poutrelles : 47 LBS/Pi. CAR

$$W_D = 24 \times 0.085 + 0.10 + 47 \times 47.88 \cdot 10^{-3}$$

$$= \underline{\underline{4.39 \text{ kN/m}^2}}$$

III-1b. Charges vives (W_L)

$$W_L = 30 \text{ LBS / Pi. CAR}$$
$$= 30 \times 47.88 \cdot 10^{-3} = 1.44 \text{ kN/m}^2$$

$$\underline{W_L = 1.44 \text{ kN/m}^2}$$

III-1.c. Charges pondérées (W)

$$W = 1.4 W_D + 1.7 W_L$$
$$= 1.4 \times 4.39 + 1.7 \times 1.44$$
$$= \underline{8.59 \text{ kN/m}^2}$$

III-2. Charges au niveau de l'étage

Le chargement indiqué pour les poutrelles est :

charges mortes : 67 LBS/Pi. CAR

charges vives : 50 LBS/Pi. CAR

III-2.a charges mortes totales (W_D)

En plus des charges mortes des poutrelles il y a la dalle en béton (épaisseur : 0.085m) et l'isolation thermique

- isolation thermique : 0.10 kN/m²

- dalle en béton $\gamma_{\text{béton}} = 24 \text{ kN/m}^3$; $h = 0.085 \text{ m}$

$$W_D = 24 \times 0.085 + 0.10 + 67 \times 47.88 \cdot 10^{-3} = 5.35 \text{ kN/m}^2$$

$$\underline{W_D = 5.35 \text{ kN/m}^2}$$

III-2.b charges vives (W_L)

$$W_L = 50 \text{ LBS / Pi. CAR} = 50 \times 47.88 \cdot 10^{-3} = 2.39 \text{ kN/m}^2$$

$$\underline{W_L = 2.39 \text{ kN/m}^2}$$

III-2.c. charges pondérées (W)

$$W = 1.4 W_D + 1.7 W_L = 1.4 \times 5.35 + 1.7 \times 2.39 = \underline{11.55 \text{ kN/m}^2}$$

IV Surfaces tributaires des poutres et poutrelles

Très souvent, les charges sur les planchers sont uniformément distribuées. Dans le cas où ces planchers sont constitués d'une dalle de béton qui repose sur un système de poutres orthogonales, il est important de connaître quelle partie de la charge uniformément répartie est reprise par chaque poutre.

La manière d'évaluer cette charge s'effectue au moyen du raisonnement suivant :

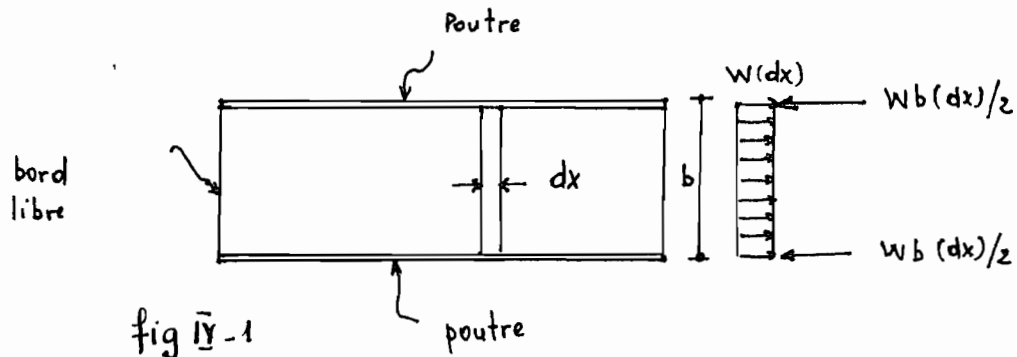


fig IV-1

Considérons une dalle appuyée sur deux poutres seulement. chaque élément dx de la dalle peut être considéré comme une poutre sur deux appuis simples. La surcharge W pour un élément dx donne une réaction $\frac{W(dx)b}{2}$ dirigée vers le haut. L'action de la dalle sur la poutre est donc égale à $Wb\frac{dx}{2}$ dirigée vers le bas. Comme cette action est appliquée sur une longueur dx de la poutre, il en résulte une charge sur la poutre de $W\frac{b}{2}$ par unité de longueur.

En d'autres termes les surfaces tributaires sont telles que montrées aux figures ci-après :

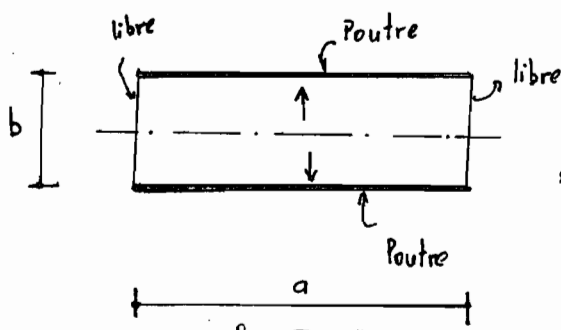


fig IV-2

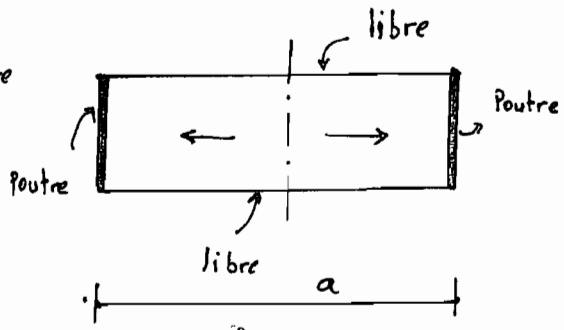


fig IV-3

Pour la figure IV-2, chaque poutre a une charge uniforme de $w \frac{b}{2}$ et pour la figure IV-3, $\frac{w a}{2}$ par unité de longueur. Dans le cas d'une dalle reposant sur 4 poutres, la pression w crée la flexion de la dalle dans les deux sens (Cf. figure ci-dessous)

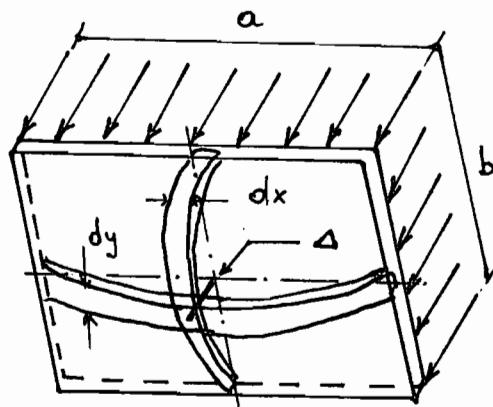


fig IV-4

Les flèches au point d'intersection doivent être les mêmes et proportionnelles à a^4 et b^4 . Ainsi donc, si $a > b$ la partie de la charge w reprise par la bande dx sera plus grande que celle reprise par la bande dy . En particulier si $a = 2b$, la bande dx reprend 16 fois plus de charge que dy . En pratique, lorsque $a \gg 2b$, on considère que la bande dx reprend la totalité de la charge.

Lorsque $a < 2b$, les poutres supportant les quatre bords de la plaque reprennent chacune une partie de la charge. Selon le rapport entre "a" et "b" on rencontre les types suivants de surfaces tributaires :

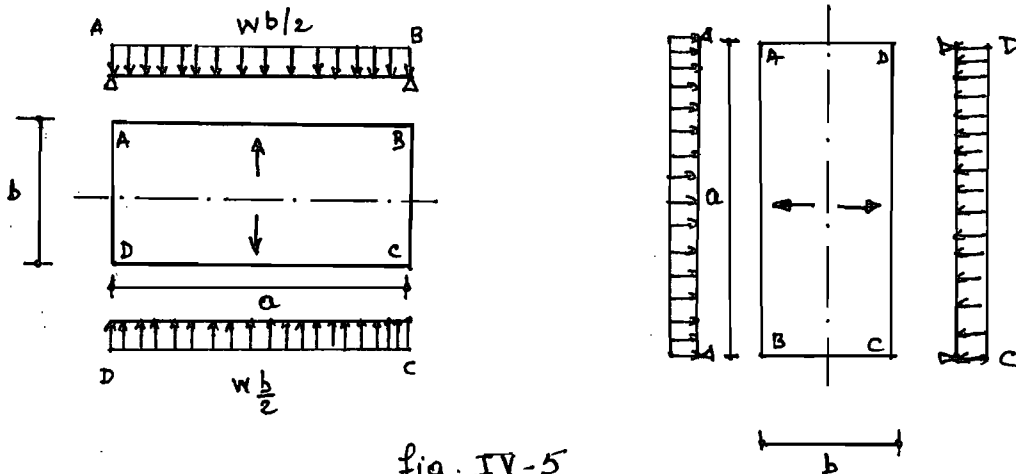
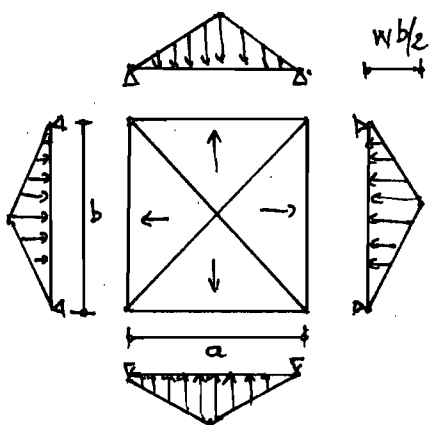


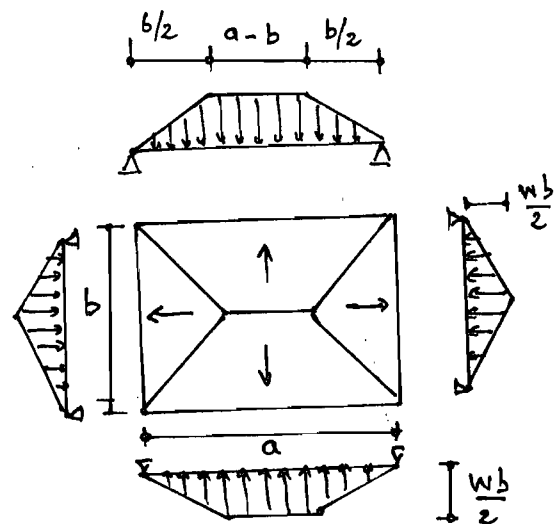
fig. IV-5

$a \geq 2b$



$a = b$

fig IV-6

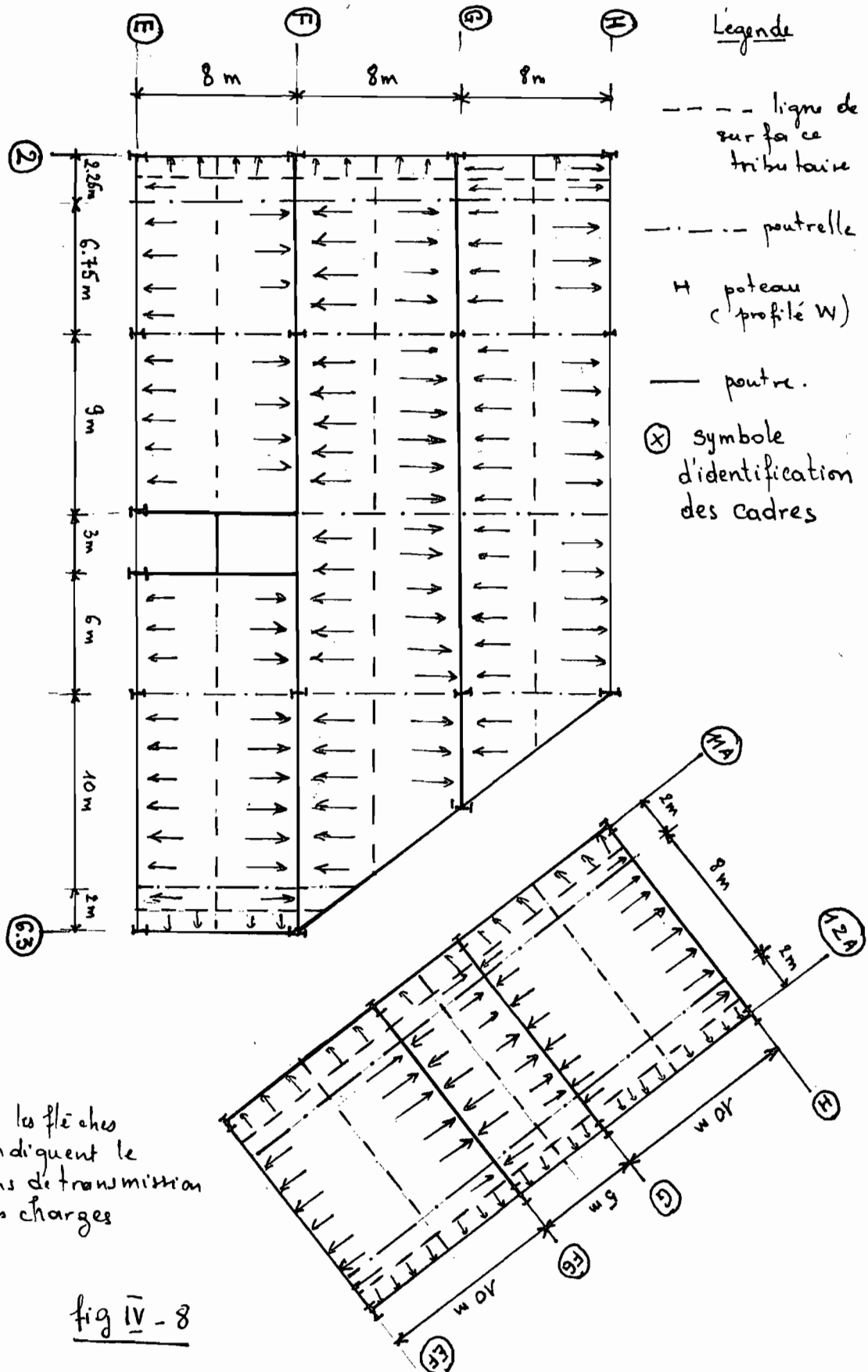


$2b > a > b$

fig IV-7

A partir de toutes ces considérations (théoriques et pratiques) les surfaces tributaires des planchers de notre bâtiment d'étude se présentent comme suit :

Plancher du toit



Plancher de l'étage

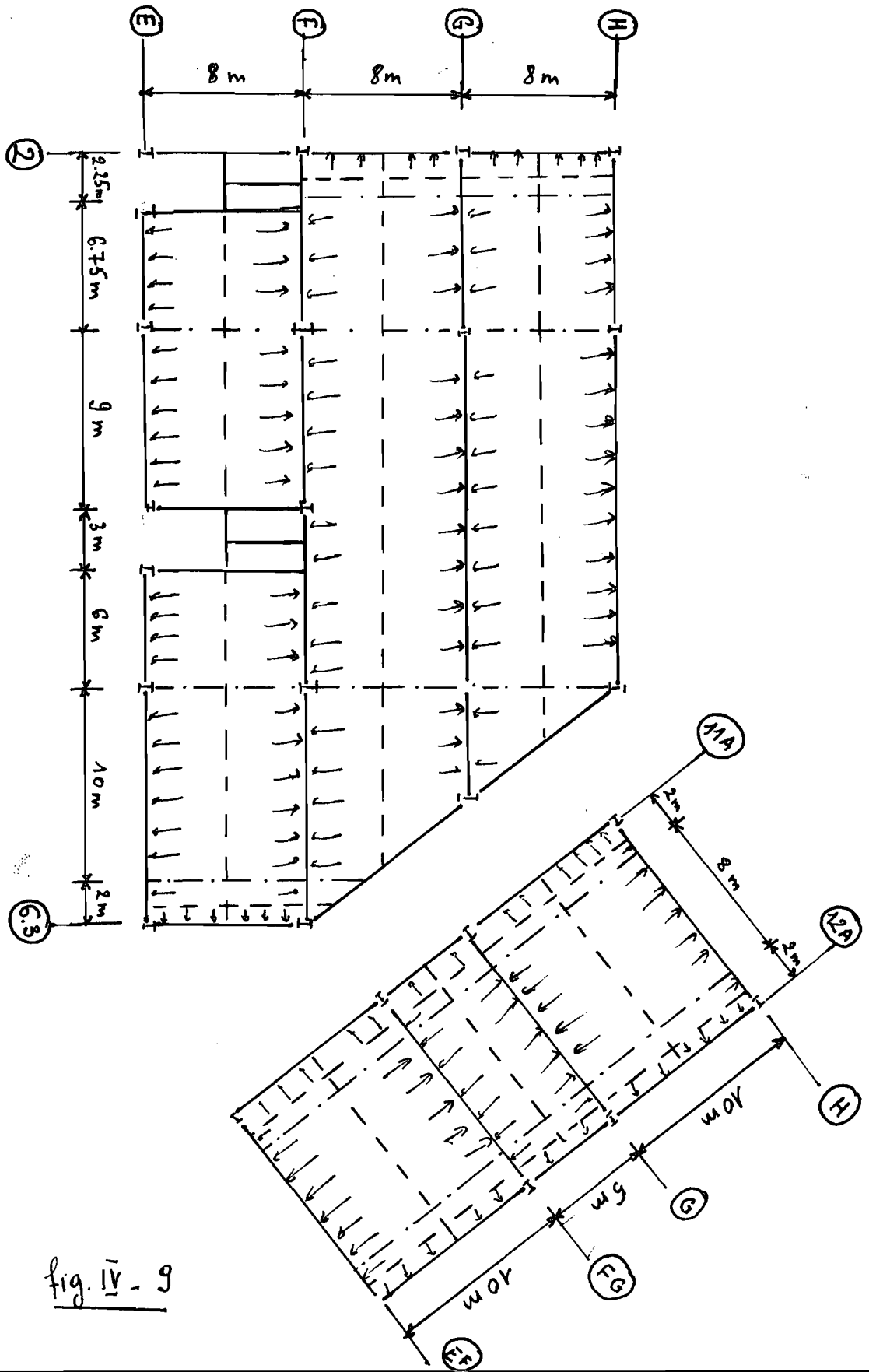


fig. IV - 9

V Chargement par cadre:

Nous présenterons ici, les détails des calculs pour deux (2) cadres afin d'illustrer notre méthode de détermination du chargement des cadres. Tous les autres résultats sont fournis en annexe A-2 (les cadres et leur chargement et les résultats obtenus sur ordinateur par le logiciel "P.Frame")

V-1 Chargement du cadre n° 2

Au toit, les poutres sont constituées de profilés W12x27 (désignation en système impérial); soit donc des W310x39 en système international.

- méthode de conversion

Soit un profilé W a x b en système impérial:

a = profondeur nominale en inch et b : masse linéaire en lb/ft.

Pour obtenir son équivalent en système international, il suffit de convertir a et b en U.S.I et de choisir le profilé normalisé dans le "Handbook of steel construction"

$$1 \text{ inch} = 25.4 \text{ mm} \quad ; \quad 1 \text{ lb/ft} = 1.48816 \text{ kg/m}$$

En considérant le profilé W12x27 on a que:

$$\text{profondeur nominale} = 12 \text{ inches} = 12 \times 25.4 = 304.8 \text{ mm}$$

$$\text{masse linéaire} = 27 \text{ lb/ft} = 27 \times 1.48816 = 40.18 \text{ kg/m}$$

En consultant le Handbook on obtient un profilé

W310x39.

V-1.a Charges sur le toit

- intensité de la charge (rectangulaire) venant du plancher

$$q = W \frac{b}{2} = 8.59 \times \frac{2.25}{2} = 9.66 \text{ kN/m}$$

- poids du profilé $W 310 \times 39 = 0.38 \text{ kN/m}$

$$\text{poids pondéré} = 1.4 \times 0.38 = 0.53 \text{ kN/m}$$

(le poids est aussi une charge rectangulaire uniformément répartie.) d'où $q_{\text{tot}} = 9.66 + 0.53 = 10.19 \text{ kN/m}$

V-1.b Charges à l'étage

A ce niveau, on retrouve deux (2) types de profilés :

$W 16 \times 31 \equiv W 410 \times 46$ (en système d'unités internationales)

$W 16 \times 40 \equiv W 410 \times 60$ (- " - " - ")

- intensité de la charge du plancher

$$q = W \frac{b}{2} = 11.55 \times \frac{2.25}{2} = 12.99 \text{ kN/m}$$

- poids pondérés des profilés :

$$W 410 \times 46 \rightarrow 1.4 \times 0.45 = 0.63 \text{ kN/m}$$

$$W 410 \times 60 \rightarrow 1.4 \times 0.58 = 0.81 \text{ kN/m}$$

V-1.c répartition des charges sur le cadre

- * Au toit, charge uniformément répartie d'intensité $q = 10.19 \text{ kN/m}$
- * A l'étage :
 - 1^{ère} travée : $q = 0.81 \text{ kN/m}$
 - 2^{ème} et 3^{ème} travée : $q = 0.63 + 12.99 = 13.62 \text{ kN/m}$

Le cadre n°2 et son chargement se présente comme suit :

Cadre 2 et son chargement

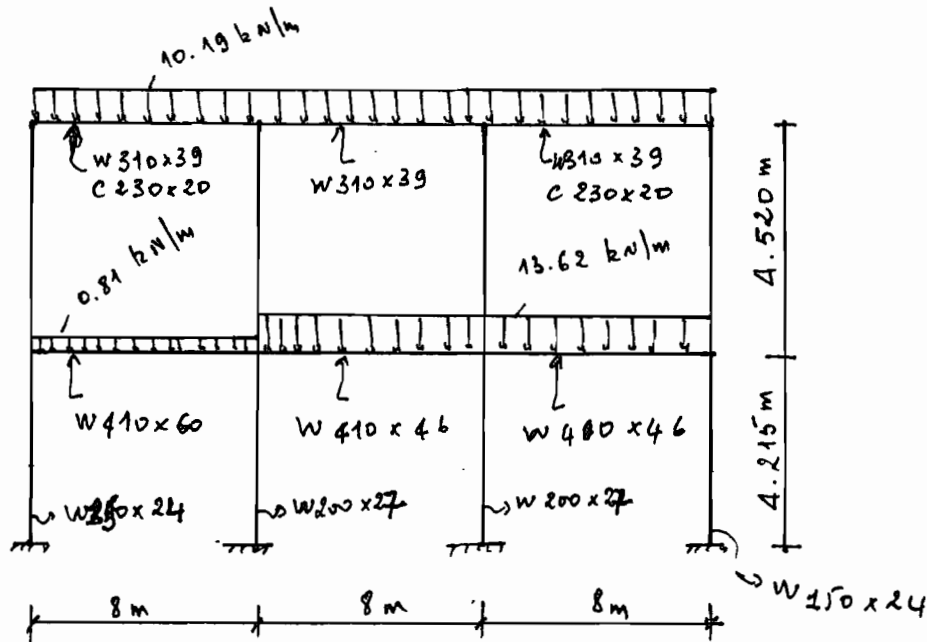


fig V-1

V-2 Chargement du cadre E

V-2.a charges sur le toit

- poids des profilés - poutres (il s'agit des poids pondérés) :

$$W16 \times 36 \equiv W410 \times 54 \rightarrow 0.73 \text{ kN/m}$$

$$W16 \times 31 \equiv W410 \times 46 \rightarrow 0.63 \text{ kN/m}$$

$$W21 \times 55 \equiv W530 \times 82 \rightarrow 1.13 \text{ kN/m}$$

$$W8 \times 17 \equiv W200 \times 27 \rightarrow 0.36 \text{ kN/m}$$

- intensité de la charge du plancher :

$$q = W \frac{b}{2} = 8.59 \times \frac{8}{2} = 34.36 \text{ kN/m}$$

V-2.b charges au niveau de l'étage

- profilés - poutres :

$$W24 \times 84 \rightarrow W610 \times 125 \rightarrow 1.71 \text{ kN/m}$$

(W21 x 55, W16 x 31 déjà déterminés)

- intensité de la charge du plancher (sur le cadre) :

$$q = 11.55 \times \frac{8}{2} = 46.20 \text{ kN/m}$$

V.2.c. Répartition des charges sur le cadre E

* Toit : • 1^{ère} et 2^{ème} travées $q = 34.36 + 0.73 = 35.09 \text{ kN/m}$

• 3^{ème} travée $q = 0.36 \text{ kN/m}$

• 4^{ème} travée $q = 34.36 + 0.63 = 34.99 \text{ kN/m}$

• 5^{ème} travée $q = 35.09 \text{ kN/m}$

* Étage : • 1^{ère} travée : $q = 46.20 + 0.63 = 46.83 \text{ kN/m}$

• 2^{ème} travée $q = 46.20 + 1.13 = 47.33 \text{ kN/m}$

• 3^{ème} travée : pas de poutre, pas de charge

• 4^{ème} travée $q = 46.83 \text{ kN/m}$

• 5^{ème} travée $q = 46.20 + 1.71 = 47.91 \text{ kN/m}$

Cadre E et son chargement

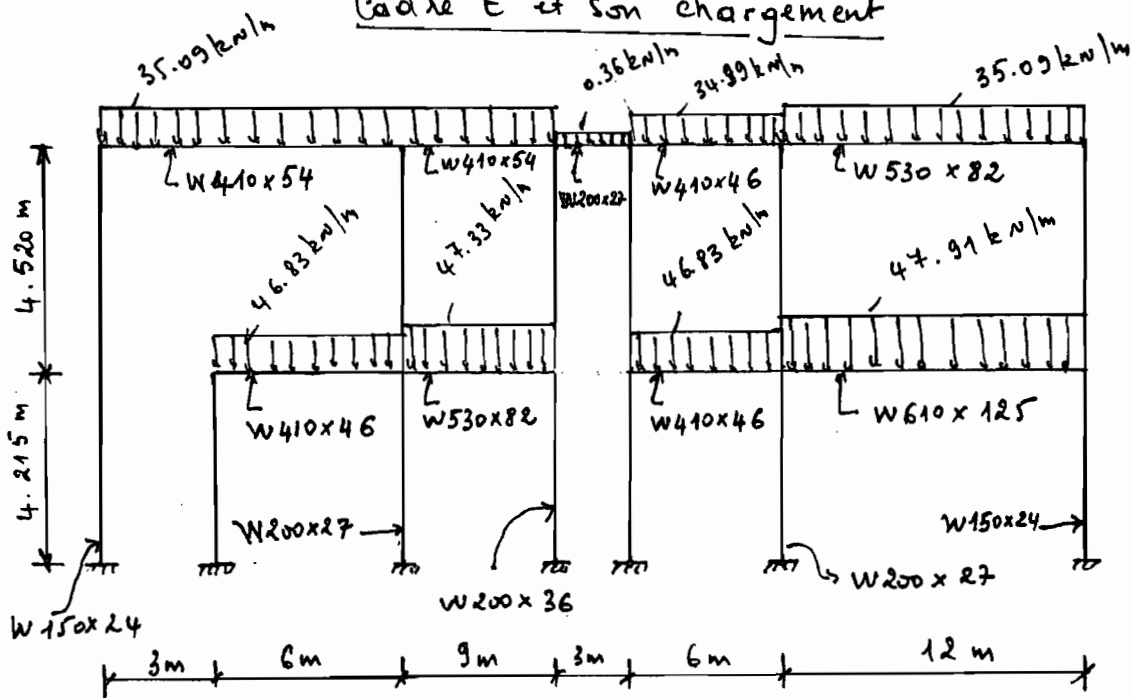


Fig V-2

VI Vérification du dimensionnement des semelles :

La tenue d'un bâtiment, d'un édifice ou de façon générale d'une construction (de quelque type que ce soit) dépend, sinon en totalité, du moins en grande partie de sa fondation. Il en est de même de la durabilité. Aussi, le calcul (ou dimensionnement) et la réalisation des fondations doivent être effectués avec une extrême prudence. Et l'on doit autant que possible chercher à fonder sur un bon sol.

La vérification de la qualité du sol de fondation est l'objet d'une étude séparée

Cette partie portera, essentiellement, sur la vérification de la résistance des semelles de fondation, étant données leurs dimensions et les charges auxquelles elles sont soumises :

Au niveau du bloc E, on retrouve les deux (2) types de semelles les plus courants dans les petits bâtiments :

les semelles continues (filantes) et les semelles isolées.

Nous analyserons (évidemment) chaque type.

Note : les spécifications pour les matériaux utilisés sont les suivantes :

Béton : résistance en compression de 210 kg/cm^2 soit 20 MPa

Acier : acier de la série C.S.A. G30 grade dur ($f_y = 400 \text{ MPa}$)

VI-1 Semelles continues

Au niveau du bloc E, on en retrouve trois (3) principaux types. Mais, il est tout à fait certain que, la méthode de calcul utilisée est identique pour chaque type. Ainsi, il en sera de même pour les vérifications.

VI-1.a Procédure de vérification envisagée

La vérification de chaque type de semelle se fera suivant les huit (8) points suivants:

- (a) Détermination du cas de chargement le plus critique pour la semelle (à partir des cadres).
- (b) Calcul du poids de sol au dessus de la semelle.
- (c) Calcul du poids propre de la semelle.
- (d) Calcul de la charge totale à laquelle la semelle est soumise.
- (e) Calcul des contraintes sous la semelle
- (f) Calcul du moment de flexion le plus critique pour la semelle.
- (g) Détermination de la quantité d'acier nécessaire
- (h) Comparaison de nos calculs avec le design effectué.

N.B.: Les calculs sont effectués suivant la norme ACNOR (Association Canadienne de Normalisation).

Pour le béton armé, nous nous sommes référés au "CAN3. A233 M77"

vi-1-b Semelles de type A

* Cas de chargement critique

- 1^{er} cas de chargement (en suivant le cadre E)

• charges du cadre E : 1645.28 kN

581.46 kN

417.98 kN

1222.51 kN

509.23 kN

• charge du cadre 2 : 42.25 kN

• charge du cadre 6-3 : 142.91 kN

La longueur totale du mur est $L = 39$ m.

La charge linéaire sur la semelle est

$$p = \frac{1645.28 + 581.46 + 417.98 + 1222.51 + 509.23 + 42.25 + 142.91}{39}$$

$$= 116.96 \text{ kN/m}$$

- 2^{ème} cas de chargement (suivant le cadre 11A)

• charges du cadre 11A : 182.61 kN

160.92 kN

• charge du cadre G₂ : 896.34 kN

• charge du cadre FG₂ : 896.34 kN

La longueur de la semelle est $L = 17.20$ m

La charge linéaire est

$$P = \frac{182.61 + 160.92 + 896.34 + 896.34}{17.20}$$

$$= 124.20 \text{ kN/m}$$

La charge linéaire maximale à laquelle est soumise cette semelle est $P = 124.20 \text{ kN/m}$

* Poids du sol au dessus de la semelle

Le poids volumique du sol a été déterminé à l'aide des essais de densité en place. Ceci a été fait par des élèves de quatrième année de Genie-civil.

- résultats des essais

N° essai	1	2	3
$\gamma_d \text{ (t/m}^3\text{)}$	1.789	1.658	1.653
$w \text{ (}\% \text{)}$	7.94	8.42	7.60

γ_d : densité sèche

w : teneur en eau

La densité humide est donnée par $\gamma = \gamma_d (1+w)$

On obtient donc :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{essai n}^\circ 1 \quad \gamma_1 = 1.93 \text{ t/m}^3 \\ \text{essai n}^\circ 2 \quad \gamma_2 = 1.80 \text{ t/m}^3 \\ \text{essai n}^\circ 3 \quad \gamma_3 = 1.79 \text{ t/m}^3 \end{array} \right.$$

Soit une densité moyenne $\gamma = 1.84 \text{ t/m}^3$

Le poids volumique à considérer est $\gamma = 1.84 \text{ t/m}^3$ ou

$$\gamma = 18.05 \text{ kN/m}^3.$$

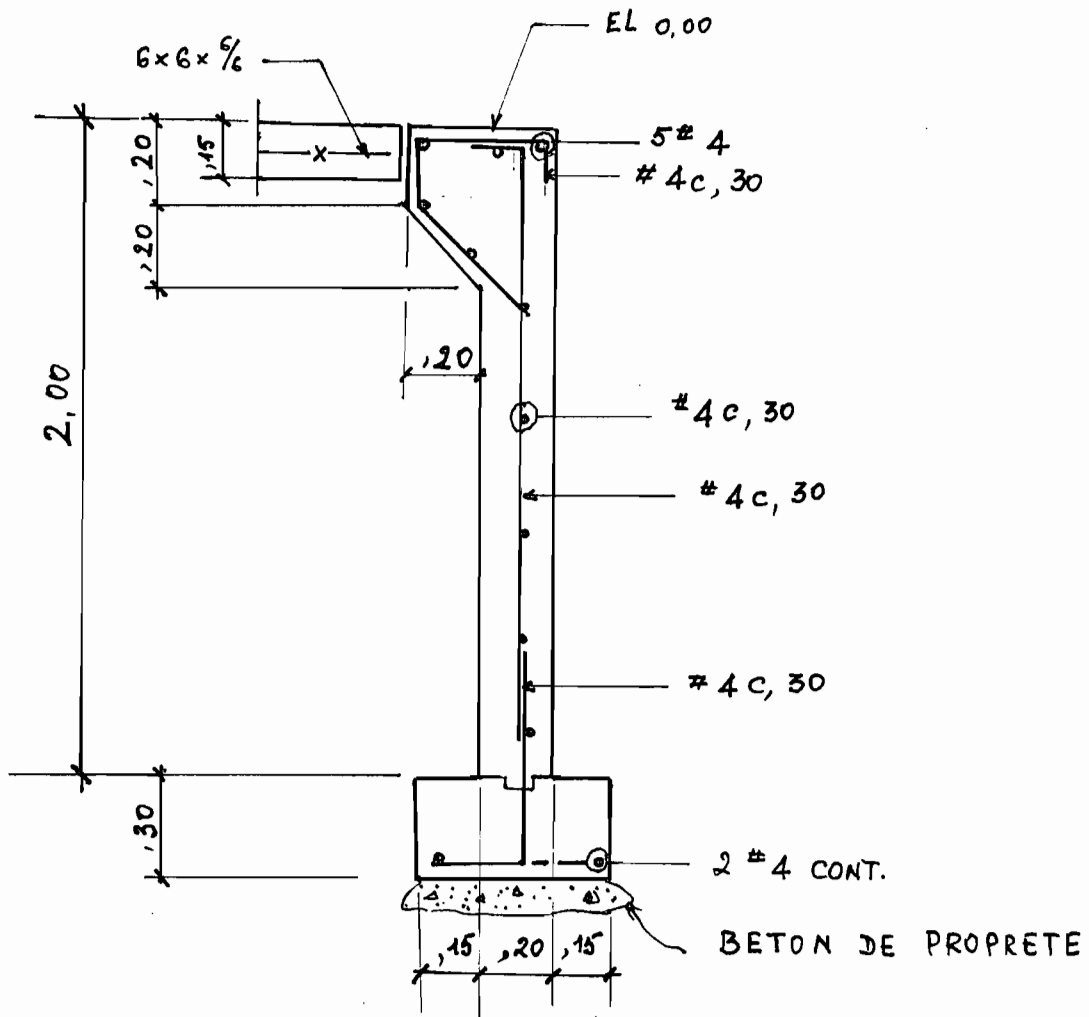


fig VI-1

Semelle de type A

L'épaisseur de la couche de sol (au dessus de la semelle) est $h = 2 \text{ m}$.

En considérant une longueur unitaire ($L = 1 \text{ m}$) de semelle on trouve un poids de sol de

$$P_{\text{sol}} = \gamma \times h \times L = 18.05 \times 2 \times 1 = 36.10 \text{ kN/m}$$

* Poids propre de la semelle

On considère toujours une longueur de semelle de un (1) mètre ($L = 1 \text{ m}$)

La hauteur de la semelle $h = 0.30 \text{ m}$

$$\begin{aligned} P_{\text{semelle}} &= \gamma_{\text{béton}} \times L \times h \\ &= 24 \times 1 \times 0.3 = 7.20 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\gamma_{\text{béton}} = \text{poids volumique du béton} = 24 \text{ kN/m}^3$$

* charge totale sur la semelle

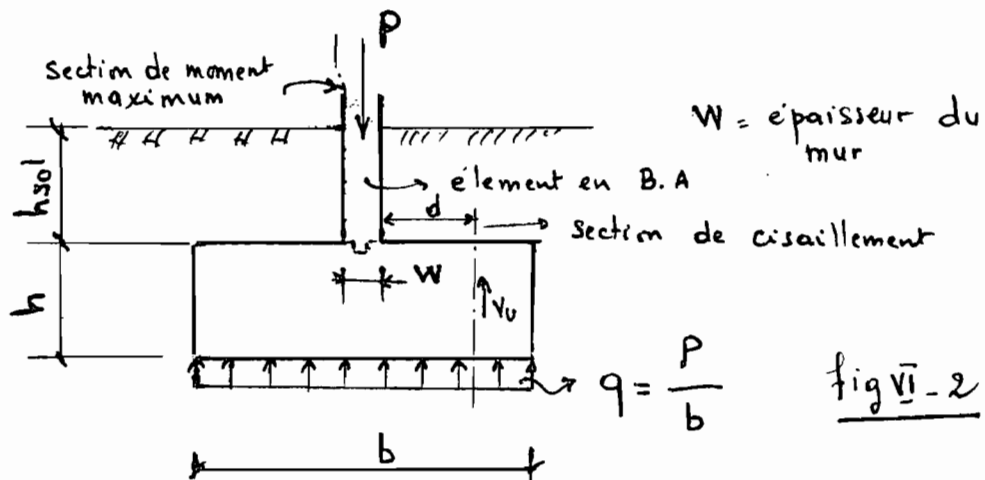
Elle est constituée de la charge venant de la superstructure, du poids de sol au dessus de la semelle et du poids propre de la semelle.

$$\begin{aligned} P_{\text{tot}} &= P + P_{\text{sol}} + P_{\text{sem}} \\ &= 124.20 + 7.20 + 36.10 = 167.50 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\underline{P_{\text{tot}} = 167.50 \text{ kN/m}}$$

* Contrainte sous la semelle

Elle s'obtient en divisant la charge linéaire totale par la largeur de la semelle $q = \frac{P_{\text{tot}}}{b}$



Pour la semelle de type A :

$$b = 0.50 \text{ m}$$

$$h = 0.30 \text{ m} \quad \rightarrow \quad q = \frac{167.50}{0.5} = 335 \text{ kN/m}^2$$

$$W = 0.20 \text{ m}$$

(3.35 bars)

* Moment de flexion critique

Il se produit aux bords du mur, soit à une distance $W/2$ de l'axe de la semelle

$$M_u = q L b \frac{W}{2} \quad L: \text{longueur de semelle considérée}$$

$$L = 1 \text{ m}$$

$$M_u = 335 \times 1 \times 0.5 \times \frac{0.2}{2} = 16.75 \text{ kN.m}$$

* section d'armature

L'enrobage minimal spécifique est $e = 6 \text{ cm}$.

La profondeur des armatures dans la semelle sera approximativement $d = 0.30 - 0.06 = 0.24 \text{ m}$

le module de flexion K_u est donc

$$K_u = \frac{M_u}{L d^2} = \frac{16.75}{1 \times 0.24^2} = 290.80 \text{ kN/m}^2$$

$$\rightarrow 0.29 \text{ MPa}$$

$$K_u = 0.29 \text{ MPa}$$

En se référant au tableau 1 (annexe), on remarque que

$$K_u < K_{u \min}$$

$$\text{Pour } \begin{cases} f_y = 400 \text{ MPa} \\ f'_c = 20 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$K_{u \min} = 1.21 \text{ MPa}$$

$$K_u = 0.29 \text{ MPa} < 1.21 \text{ MPa}$$

On peut donc se contenter du taux minimal d'armature

$$\rho_{\min} = \frac{1.4}{f_y}$$

ρ_{\min} : pourcentage minimum d'acier nécessaire

f_y : limite d'élasticité de l'acier utilisé

ρ : taux d'armature dans la section

$$\rho = \rho_{\min} = \frac{1.4}{400} = 0.0035$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} \rightarrow A_s = \rho bd$$

A_s : section des barres d'armatures

d : profondeur des acier

ρ : taux d'acier nécessaire

b : hauteur de la section soumise à la flexion.

$$A_s = 0.0035 \times 240 \times 1000 = 840 \text{ mm}^2$$

$$\boxed{A_s = 840 \text{ mm}^2}$$

* Comparaison avec le design effectuée

La figure VI-1 montre les détails des armatures utilisées dans les semelles de type A.

Les armatures de flexion sont constituées de 8 barres n° 4 (8 # 4).

Avant 1980 au Canada, les barres d'armatures étaient désignées en 1/8 de pouce (1 pouce = 25.4 mm).

Exemple: barre # 4 = $\frac{4}{8}$ de pouce = 12.70 mm

barre # 6 = $\frac{6}{8}$ de pouce = 19.05 mm

La section d'une barre # 4 est

$$A = \pi \frac{(12.70)^2}{4} = 126.68 \text{ mm}^2.$$

Soit approximativement $A = 125 \text{ mm}^2$

En utilisant 8 barres # 4 on obtient une section totale d'armatures $A_s = 4 \times 125 = 1000 \text{ mm}^2$.

On remarque $A_s (\text{design}) > A_s (\text{de calcul})$.

Le dimensionnement est donc correct.

$$\begin{cases} A_s (\text{design}) = 1000 \text{ mm}^2 \\ A_s (\text{nécessaire}) = 840 \text{ mm}^2 \end{cases}$$

VII-1.c Semelle de type B, D, E

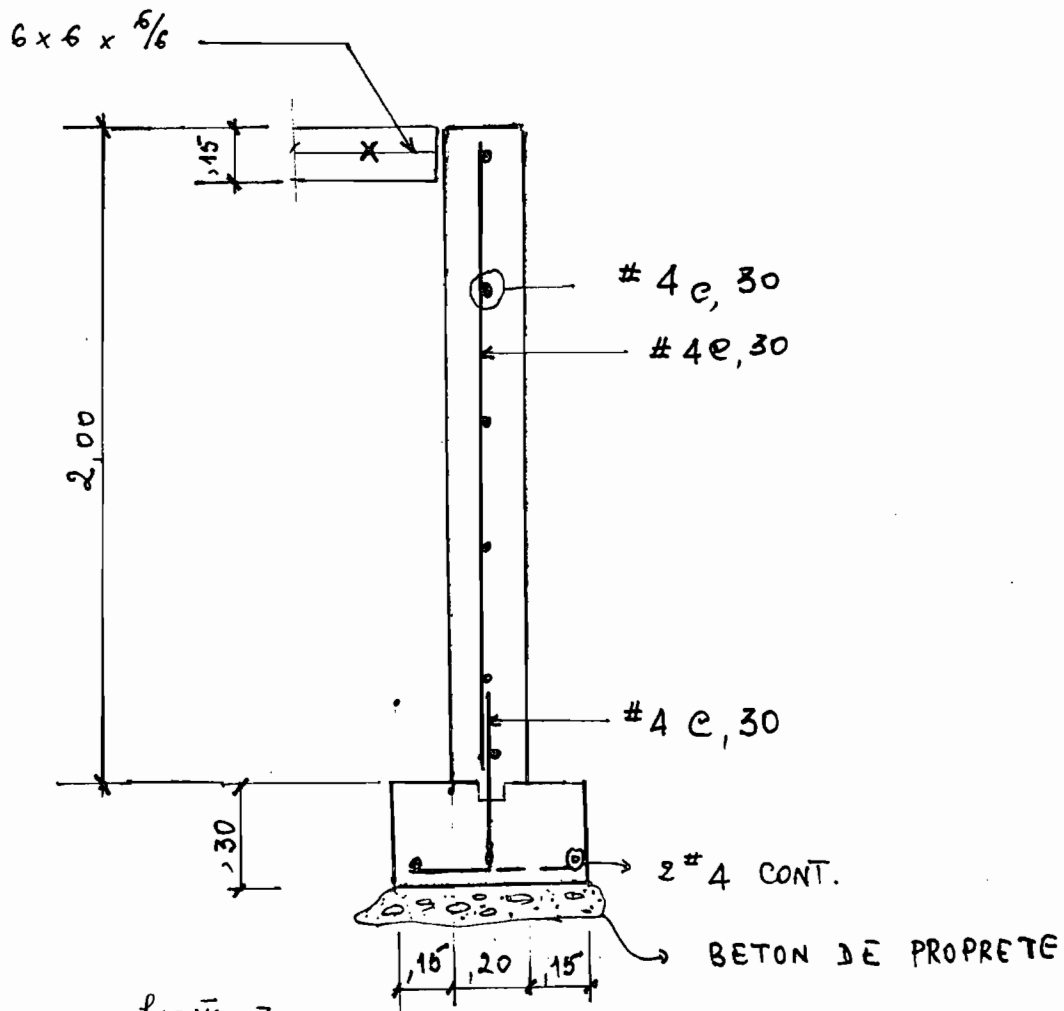


fig VI-3

* Détermination du cas de chargement critique:

- 1^{er} cas de chargement (suivant le cadre n° 6.3)

Cadre 6.3 : 142.91 kN

cadre E : 509.23 kN

Longueur totale du mur soumise à ces charges

La charge linéaire arrivant dans la semelle est

$$P = \frac{142.91 + 509.23}{4} = 163.04 \text{ kN/m.}$$

2^{ème} cas (suivant le cadre 11 A) : 1^{er} tronçon

$$\underline{\text{cadre 11A}} : 124.31 \text{ kN}$$

$$\underline{\text{cadre EF}} : 618.87 \text{ kN}$$

$$\text{Longueur du mur } L = 3.90 \text{ m}$$

$$\text{charge linéaire } P = \frac{124.31 + 618.87}{3.90} = 190.56 \text{ kN/m}$$

3^{ème} cas (suivant le cadre 11 A) : 2^{ème} tronçon

$$\underline{\text{cadre 11A}} : 106.81 \text{ kN}$$

$$\underline{\text{cadre H}_2} : 593.82 \text{ kN}$$

$$L = 3.90 \text{ m}$$

$$P = \frac{106.81 + 593.82}{3.90} = 179.65 \text{ kN/m}$$

4^{ème} cas (suivant le cadre 12 A)

$$\underline{\text{cadre 12A}} : 121.94 \text{ kN}$$

$$157.26 \text{ kN}$$

$$138.15 \text{ kN}$$

$$107.40 \text{ kN}$$

$$\underline{\text{cadre H}_2} : 593.82 \text{ kN}$$

$$\underline{\text{cadre G}_2} : 896.34 \text{ kN}$$

$$\underline{\text{cadre FG}_2} : 896.34 \text{ kN}$$

$$\underline{\text{cadre EF}} : 628.41 \text{ kN}$$

$$L = 25 \text{ m}$$

$$P = \frac{121.94 + 157.26 + 138.15 + 107.40 + 593.82 + 896.34 \times 2 + 628.41}{25} = 141.59 \text{ kN/m}$$

5^{ème} cas (suivant le cadre n°2)

$$\text{cadre n°2} : 42.25 \text{ kN}$$

$$141.49 \text{ kN}$$

$$191.34 \text{ kN}$$

$$93.88 \text{ kN}$$

$$\text{cadre H}_1 : 348.44 \text{ kN}$$

$$\text{cadre G}_1 : 700.62 \text{ kN}$$

$$\text{cadre F} : 573.36 \text{ kN}$$

$$\text{cadre E} : 1645.28 \text{ kN}$$

La longueur du mur $L = 24 \text{ m}$

$$\text{La somme des charges } \Sigma P = 3736.66 \text{ kN}$$

$$\text{la charge linéaire} = \frac{\Sigma P}{L}$$

$$P = \frac{\Sigma P}{L} = \frac{3736.66}{24} = 155.69 \text{ kN/m}$$

La charge linéaire qui sera considérée pour les calculs est $P = 190.56 \text{ kN/m}$

Les semelles B, D, E ont les mêmes dimensions que celles de type. La hauteur de la couche est aussi la même pour les deux types. Le poids du sol au dessus de la semelle et le poids propre de la semelle resteront donc identiques dans les deux cas.

$$P_{\text{sol}} = 35.20 \text{ kN/m} ; P_{\text{sem}} = 7.20 \text{ kN/m}$$

* charge totale sur la semelle

$$P_{\text{tot}} = 190.56 + 7.20 + 36.10$$

$$= 233.86 \text{ kN/m}$$

$$P = \underline{233.86 \text{ kN/m}}$$

* Contraintes sous les semelles

$$q = \frac{P}{b} = \frac{233.86}{0.5} = 467.72 \text{ kN/m}^2$$

$$q = 467.72 \text{ kN/m}^2 \quad \text{ou } \underline{4.68 \text{ bars.}}$$

* Moment de flexion

Le moment de flexion le plus critique pour la semelle est $M_u = qLb\frac{L}{2}$

$$M_u = 467.72 \times 1 \times 0.5 \times \frac{0.2}{2} = 23.39 \text{ kN.m}$$

$$\underline{M_u = 23.39 \text{ kN.m}}$$

* Section des barres d'armatures

Le module de flexion $K_u = \frac{M_u}{bd^2}$

$$K_u = \frac{23.39}{1 \times (0.24)^2} = 406.08 \text{ kN/m}^2$$

$$K_u = 406.08 \text{ kN/m}^2 = 0.41 \text{ MPa.}$$

$$K_u < K_{u\min} = 1.21 \text{ MPa} \quad \text{d'où } \rho = \rho_{\min}$$

La quantité d'acier nécessaire est $A_s = 840 \text{ mm}^2$

* Comparaison avec le design réalisé

Les semelles de type B, D, E ont la même quantité d'acier que celles de type A, soit donc $A_s = 1000 \text{ mm}^2$.

Leur design est donc correct.

VII-1.d Semelle de type c

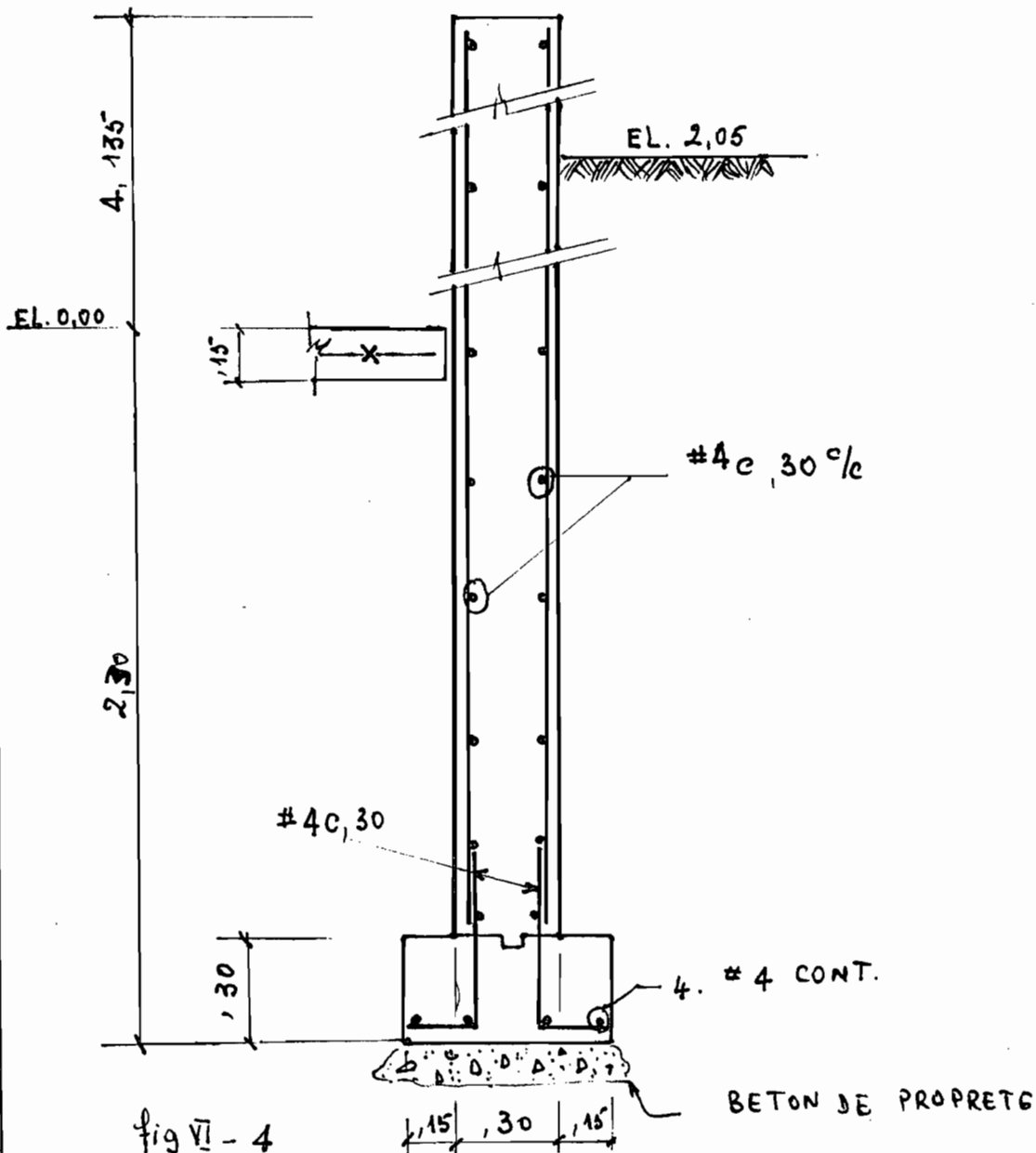


fig VII - 4

* Determination du chargement critique

1^{er} cas (1^{ère} travée du cadre H₁)

cadre H₁ : 348.44 kN

748.97 kN

cadre N°2 93.88 kN

$$L = 9 \text{ m} \quad \rightarrow \quad P = \frac{348.44 + 748.97 + 93.88}{9} \\ = 132.36 \text{ kN/m.}$$

$$P_1 = 132.36 \text{ kN/m}$$

2^{ème} cas (3^{ème} travée du cadre H₂)

cadre H₁ (Longueur L = 9 m)

748.97 kN

348.44 kN

charge linéaire $P = \frac{348.44 + 748.97}{9} = 121.93 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

$$P_2 = 121.93 \text{ kN/m}$$

3^{ème} cas (Cadre H₂) Longueur L = 12 m

cadre H₂ : 593.82 kN

593.82 kN

cadre 11A : 106.81 kN

cadre 12A : 107.40 kN

charge linéaire $P = \frac{2 \times 593.82 + 106.81 + 107.40}{12} \\ = 116.82 \text{ kN/m} = P_3$

La charge à utiliser sera $P = 132.36 \text{ kN/m}$

* Poids du sol au dessus de la semelle

On constate qu'il y a 2 couches de sol de hauteur différente, suivant que l'on se situe d'un côté ou de l'autre de la semelle.

$$P_{\text{sol}} = \gamma_{\text{sol}} \times h_{\text{max}} \times L$$

h_{max} : la hauteur la plus grande de la couche de sol

L = longueur de semelle ($L = 1\text{ m}$)

$$P_{\text{sol}} = 18.05 \times 4.05 \times 1 = 73.10 \text{ kN/m}$$

* Poids propre de la semelle

$$P_{\text{sem}} = 24 \times 1 \times 0.3 = 7.20 \text{ kN/m}$$

* charge totale

$$P = 132.36 + 73.10 + 7.20 = 212.66 \text{ kN/m}$$

* Contrainte sous la semelle

$$q = \frac{212.66}{0.6} = 354.43 \text{ kN/m}^2$$

* Moment de flexion:

$$M_u = q L b \frac{W}{2} \quad W = 0.30 \text{ m}$$

$$M_u = 354.43 \times 1 \times 0.6 \times \frac{0.3}{2} = 31.90 \text{ kN.m}$$

* Calcul des armatures

$$K_u = \frac{M_u}{L d^2} = \frac{31.90}{1 \times 0.24^2} = 553.82 \text{ kN/m}^2$$

$$K_u = 0.55 \text{ MPa}$$

$$K_u = 0.55 \text{ MPa} < K_{u \min} = 1.21 \text{ MPa}.$$

Le taux minimum ($\rho_{\min} = \frac{1.4}{f_y}$), d'acier suffit donc pour reprendre les efforts de flexion.

$$\rho = \rho_{\min} = \frac{1.4}{400} = 0.0035$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} \rightarrow A_s = \rho b d = 0.0035 \times 1 \times 0.24 \cdot 10^6 \\ = 840 \text{ mm}^2.$$

La quantité d'acier dans les semelles de type C est : $2 \times 4 \# 4 = 8 \# 4$. Ceci correspond à une section totale d'armature de

$$A_s = 8 \times 125 = 1000 \text{ mm}^2.$$

$$A_{s(\text{design})} = 1000 \text{ mm}^2 > A_{s_{\text{requis}}} = 840 \text{ mm}^2.$$

Les calculs de la semelle sont exacts.

VI-2 Semelles isolées

Elles correspondent sur les plans aux semelles de type G.

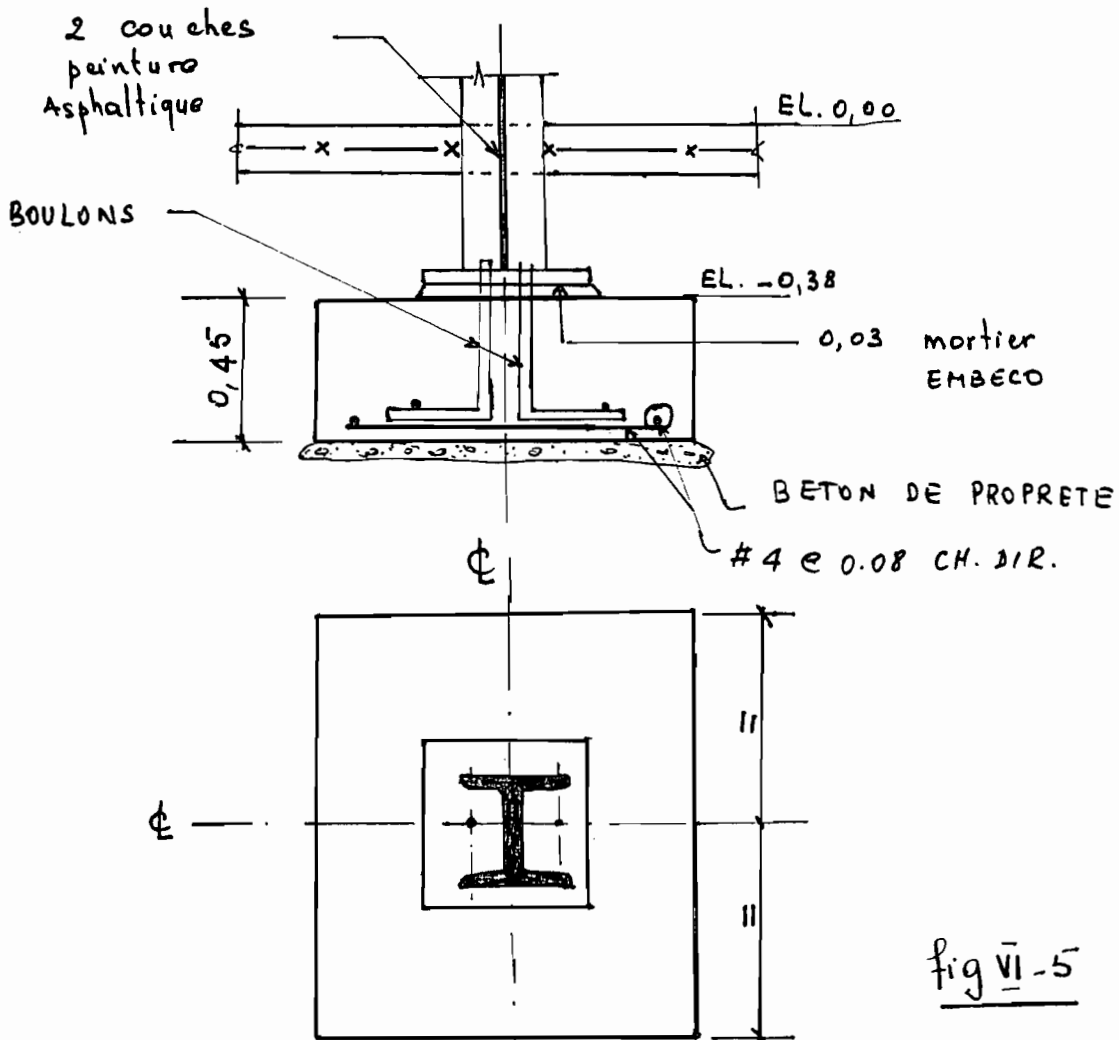


fig VI-5

Ces semelles sont soumises à une flexion composée, c'est-à-dire à une charge axiale (force) et à un moment de flexion.
Elles sont également carrées.

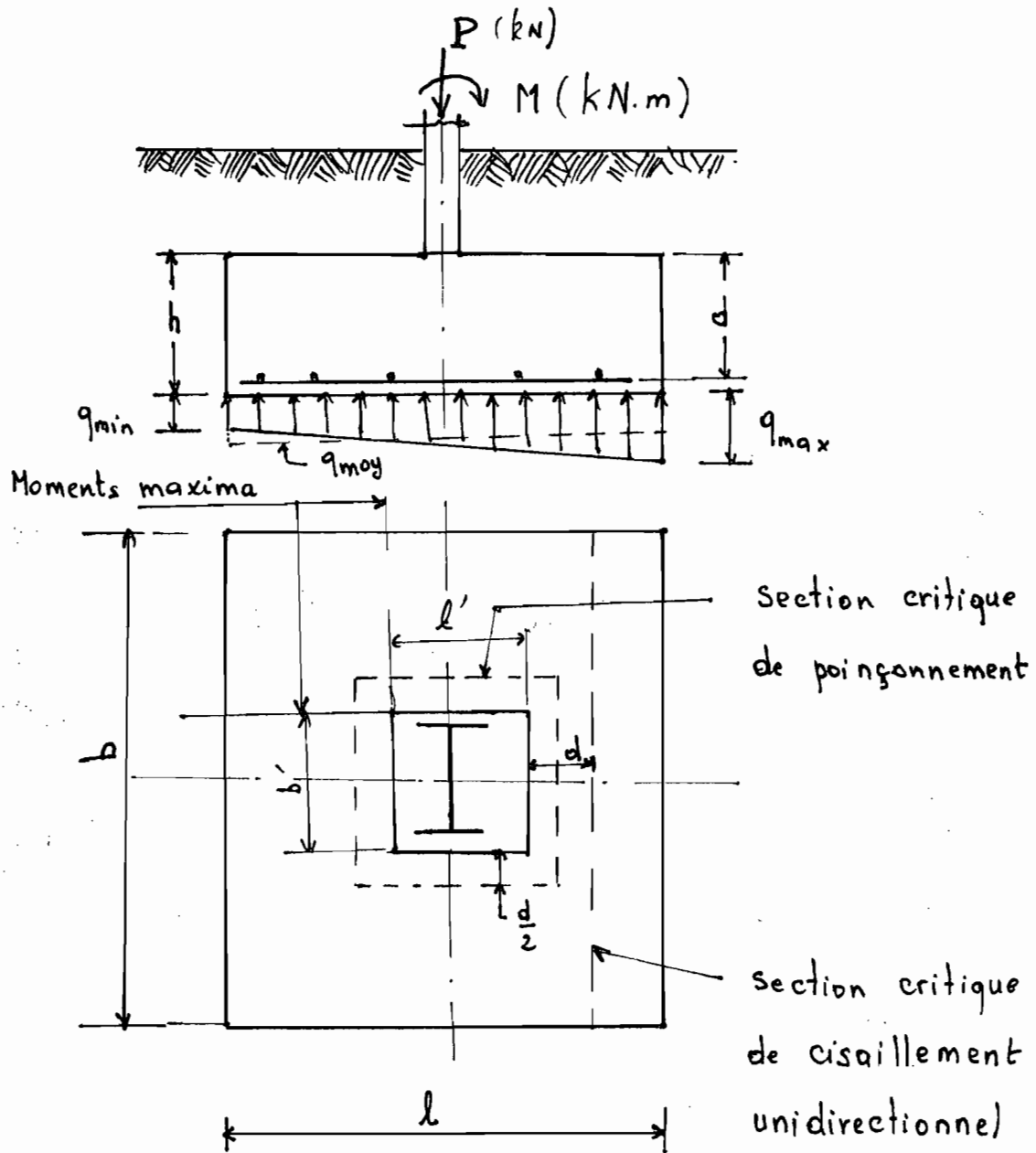


fig VI - 6

Sections critiques pour les moments et les efforts tranchants

$$q_{\max, \min} = \frac{P}{A} \left(1 \pm \frac{6e}{l} \right) \quad \begin{array}{l} l = 1650 \text{ mm} \\ l/6 = 275 \text{ mm} \end{array}$$

$$e = \frac{P}{M} \leq \frac{l}{6} \quad \begin{array}{l} A : \text{aire de la semelle} \\ A = 2722500 \text{ mm}^2 \end{array}$$

$$q_{\text{moy}} \approx \frac{q_{\max} + q_{\min}}{2} \approx \frac{P}{A}$$

Les charges maximales obtenues, à partir de l'analyse des cadres, au niveau des semelles isolées sont

$$P = 1514.55 \text{ kN}$$

$$M = 3.87 \text{ kN.m}$$

• Vérification de l'aire de semelle requise

Cette aire se calcule à l'état de service, c'est-à-dire avec des charges non pondérées.

En divisant la charge axiale $P = 1514.55 \text{ kN}$ par un facteur de 1.6, on peut obtenir approximativement les charges de service.

$$\text{charge axiale à l'état de service } P_{\text{serv}} = \frac{P}{1.6}$$

$$P_{\text{serv}} = \frac{1514.55}{1.6} = 946.59 \text{ kN.}$$

La capacité de sol spécifiée, dans les notes concernant le béton-armé, est $q_a = 30 \text{ t/m}^2$ soit $q_a = 0.29 \text{ MPa}$

L'aire de semelle requise est donc

$$A = \frac{P_{\text{serv}}}{q_a} = \frac{946.59}{0.29} \approx 3264103 \text{ mm}^2.$$

L'aire effective de la semelle est $A = 2722500 \text{ mm}^2$
On constate donc que l'aire de la semelle est nettement inférieure à la valeur minimale qu'elle aurait dû avoir. Ainsi donc, les contraintes transmises par les fondations au sol risquent d'être

trop importantes et même de dépasser la capacité limite de celui-ci. On a donc là une petite explication aux désordres observés.

- Vérification du dimensionnement aux efforts tranchants
- Le cisaillement unidirectionnel

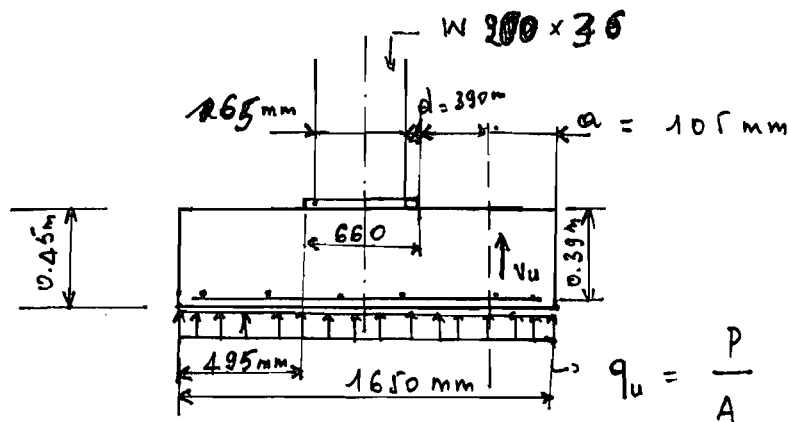


fig VI-7

$$q_u = \frac{1514.55 \cdot 10^3}{2722500} = 0.556 \text{ N/mm}^2$$

$$\approx 0.56 \text{ MPa}$$

$$\underline{q_u = 556 \text{ kN/m}^2}$$

L'effort tranchant maximum $V_u = q_u \times l \times a$

$$V_u = 556 \times 1.65 \times 0.105 = 96.33 \text{ kN}$$

La contrainte de cisaillement $\tau_u = \frac{V_u}{\phi b d}$ $\phi = 0.85$

$$\tau_u = \frac{96.33}{0.85 \times 1.65 \times 0.39} = 176.11 \text{ kN/m}^2 \approx 0.18 \text{ MPa}$$

Le cisaillement repris par le béton $\tau_c = 0.17 \sqrt{f'_c}$

$$f'_c = 20 \text{ MPa} \rightarrow \tau_c = 0.17 \sqrt{20} = 0.76 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \tau_c \rightarrow$ le béton peut, à lui seul, reprendre

tout le cisaillement.

• Vérification du poinçonnement

Pour la section critique Voir page fig VI-6

A cette section, l'effort tranchant est de

$$V_u = 556 \left(1.65^2 - (0.660 + 0.390) \right) = 900.72 \text{ kN},$$

Ce qui engendre une contrainte

$$\tau_u = \frac{V_u}{\phi (a' + b') \times 2 \times d^2}$$

$$= \frac{900.72}{0.85 \times (0.660 + 0.660) \times 2 \times 0.390} = 1029.21 \text{ kN/m}^2$$

$$\tau_u = 1.03 \text{ MPa}$$

La capacité du béton face au poinçonnement:

$$\tau_c = 0.17 (1 + 2 \beta_c) \sqrt{f'_c} \leq 0.33 \sqrt{f'_c}$$

$$\beta_c = \frac{b'}{a'} \text{ ou } \frac{a'}{b'} \text{ suivant les valeurs de } a' \text{ et } b'$$

$$\beta_c = 1$$

$$0.17 (1 + 2 \beta_c) \sqrt{f'_c} = 0.17 (1 + 2 \times 1) \sqrt{20} = 2.28 \text{ MPa}$$

$$0.33 \sqrt{f'_c} = 0.33 \sqrt{20} = 1.48 \text{ MPa}$$

(déterminant)

$$\tau_u = 1.03 \text{ MPa} \leq 1.48 \text{ MPa} \quad \text{O.K!}$$

Il n'y a pas de problème avec le poinçonnement

• Vérification de la flexion

(Voir page fig pour la section critique au moment)

$$\text{La valeur du moment critique } M_u = q_u \times l \times \frac{(l - e')^2}{2}$$

$$M_u = 556 \times 1.65 \times \frac{0.495^2}{2} = 112.39 \text{ kN.m}$$

le module de flexion correspondant à ce moment

$$\text{est : } K_u = \frac{M_u}{bd^2} = \frac{112.39 \times 10^6}{1650 \times 390^2} = 0.45 \text{ MPa}$$

$$\left. \begin{array}{l} f'_c = 20 \text{ MPa} \\ f_y = 400 \text{ MPa} \\ K_u = 0.45 \text{ MPa} \end{array} \right\} \text{ (tableau)} \rightarrow \rho = \rho_{\min} = 0.00350$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} \rightarrow A_s = \rho bd$$

$$A_s = 0.00350 \times 1650 \times 390 = \underline{2252.25 \text{ mm}^2}$$

Une barre n° 4 (#4) a une section de $A = 125 \text{ mm}^2$. La section a donc "besoin"

$$\text{de } n = \frac{2252.25}{125} = 18.018 \text{ barres \#4}$$

$$\approx 19 \text{ barres. \#4.}$$

L'armature recommandée par les concepteurs est des barres #4 espacées de 8 cm dans les deux directions.

Pour une direction, en considérant l'enrobage de chaque côté, on obtient : $n' = \frac{1650 - 2 \times 60}{80}$

$$= 19.125 \text{ barres \#4}$$

$$\approx 19 \text{ barres \#4.}$$

Le dimensionnement en flexion de la semelle est donc exact (correct).

- Vérification de la transmission des contraintes à la surface de contact poteau - semelle

La contrainte à la surface de contact :

$$f_b = \frac{P}{a' \times b'} = \frac{1514.55 \times 10^3}{660^2} = 3.48 \text{ MPa.}$$

La contrainte admissible à cette surface

$$f_{b,adm} = 0.85 \phi f'_c \sqrt{\frac{A_2}{A_1}}$$

A_2 = aire totale de la semelle

A_1 = aire de la surface de contact

ϕ = 0.70 coefficient de sécurité

$$\begin{aligned} f_{b,adm} &= 0.85 \times 0.70 \times 20 \sqrt{\frac{1650^2}{660^2}} \\ &= 29.75 \text{ MPa} > f_b = 3.48 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$f_{b,adm} > f_b$ → La transmission des contraintes par compression peut se faire avec le béton sans problème.

VII Constructions mixtes

Un aspect assez caractéristique et très remarquable des bâtiments de l'École Polytechnique de Thiès est le foisonnement des constructions mixtes. On retrouve, un peu partout, dans les locaux des liaisons acier-béton. L'emploi simultané du béton et de l'acier est possible du fait de la capacité d'adhérence mutuelle entre les deux (2) matériaux qui leur permet de "travailler" ensemble et justifie pour le calcul, l'hypothèse de conservation des sections planes.

Mais les constructions mixtes, d'une part, comportent certains inconvénients liés essentiellement à une différence de comportement des deux matériaux: fluage et retrait du béton, grande dilatation thermique de l'acier etc... Ces caractères défavorables réduisent fortement l'effet théoriquement favorable de la collaboration acier-béton.

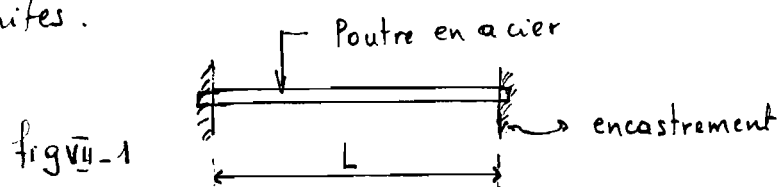
D'autre part ces constructions posent d'énormes problèmes pratiques. En effet, la réalisation de la connection entre les deux matériaux est très délicate et nécessite beaucoup de précautions, notamment pour ce qui est des joints de dilatation.

Malheureusement, ces joints de dilatation ne sont pas toujours respectés, au niveau des bâtiments de l'E.P.T.

Ainsi, des poutres d'acier sont simplement encastrées dans des éléments en béton ou en maçonnerie. Celles-ci ne peuvent donc pas, lors d'une variation de température se dilater ou se raccourcir librement. Il se crée, par conséquent, d'importantes contraintes au sein de ces poutres d'acier et partant dans les éléments structuraux (en béton ou en maçonnerie) auxquels elles sont liées. Lors d'une baisse de température, les contraintes générées sont des contraintes de traction. Ceci peut se traduire (ou se manifester) au niveau du béton ou de la maçonnerie par des fissures.

Exemple de calcul

Considérons une poutre d'acier encastrée à ses deux extrémités.



Tout déplacement relatif suivant la longueur de la poutre est empêché. Ceci étant, toute variation de température engendre non pas des déplacements mais des forces internes qui se repercutent évidemment au niveau des encastresments.

Supposons une variation de température de ΔT .

La contrainte créée par ce gradient de température est

$$\sigma = E \times \Delta T$$

$$E = \text{module d'élasticité de l'acier} = 200\,000\text{MPa}$$

α = coefficient de dilatation de l'acier = $11.7 \cdot 10^{-6} / ^\circ\text{C}$

Envisageons une baisse de température $\Delta T = 5^\circ\text{C}$.

La contrainte générée est $\sigma = 200\,000 \times 11.7 \cdot 10^{-6} \times 5 = 11.70 \text{ MPa}$

$$\sigma = 11.70 \text{ MPa}$$

Cette contrainte est "ressentie" par le béton comme une traction équivalente.

La résistance en traction du béton est $f_{tr} = 0.62 \sqrt{f'_c}$

Pour $f'_c = 21 \text{ MPa}$ on a : $f_{tr} = 0.62 \sqrt{21} = 2.84 \text{ MPa}$.

$\sigma > f_{tr}$. Le béton ne peut pas reprendre cette traction : d'où fissure.

Il apparaît donc, de façon évidente que des fissures se créeront inévitablement. Lorsqu'on se place dans notre contexte climatique réel, avec des écarts de température atteignant fréquemment 10°C voire 15°C dans une même journée, la fissuration peut devenir inadmissible. C'est aussi ce qui est ressorti des observations faites au niveau de certaines liaisons acier-béton.

ETUDE
GEOTECHNIQUE

L'étude géotechnique a été possible grâce aux essais faits à partir des échantillons prélevés des puits et des forages effectués.

- les puits manuels ont une profondeur de 1,5m. Ils ont permis de vérifier le compactage et de connaître la granulométrie du sol.

- les forages ont été effectués par le CEREEQ (Centre Expérimental de Recherche et d'Etudes pour l'Équipement) la localisation des deux forages est montrée en annexe B1

Chaque trou de forage constitue un piézomètre à tube ouvert. Ainsi le niveau de la nappe pourra être mesuré après stabilisation (voir annexe B5)

Le but de cette étude est de déterminer les causes possibles du phénomène du point de vue géotechnique. Nous aurons à évaluer les tassements, la capacité portante du sol, à vérifier la stabilité contre le glissement et la qualité du compactage réalisé.

I ESSAIS REALISES

I) Analyse granulométrique

Elle permet de tracer la courbe granulométrique du sol: pourcentage de passant en fonction du diamètre des grains. Cette analyse s'est faite en deux phases: le tamisage et la sédimentométrie.

a) Gravier latéritique

La courbe granulométrique a donné les résultats suivants (voir annex G)

diamètre D_{10} : diamètre efficace

$$D_{10} = 1,8 \text{ mm}$$

$$D_{60} = 19 \text{ mm}$$

$$D_{30} = 6,5 \text{ mm}$$

$$\text{Coefficient d'uniformité } C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} = \frac{19}{1,8} = 10,55$$

$$\text{Coefficient de courbure } C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{60} \times D_{10}} = \frac{(6,5)^2}{1,8 \times 19} = 1,23$$

Le pourcentage de sol passant le tamis 200 est 0,6%

Le pourcentage et les deux coefficients C_c et C_u nous permettent de faire une classification:

D'après le système de classification unifié des sols (U.S.C.S.):

$$C_u = 10,55 > 4$$

$$C_c = 1,23 \quad 1 < C_c < 3$$

} grapiers propres avec très peu de fines

Remarque: le tamisage a été fait à sec

b) Argile raide

L'analyse granulométrique, effectuée par sédimentométrie, révèle la présence de silt dans l'argile.

$$D_{60} = 0,0005$$

Les autres paramètres ne peuvent être déduits de la courbe.

La courbe granulométrique est montrée à l'annexe C-2.

II) Compactage

Le compactage est la densification d'un sol dans le but de limiter les tassements futurs. Au laboratoire, il est réalisé à l'aide de l'essai Proctor: un marteau est laissé tomber sur un échantillon de sol dans un moule.

$$\text{Poids du marteau} = 2,495 \text{ kg} \approx 2,5 \text{ kg}$$

$$\text{Hauteur de chute} : 30,5 \text{ cm}$$

$$\text{Nombre de couches} : 5$$

$$\text{Nombre de coups par couche} : 56$$

$$\text{Volume du moule} : 2123,76 \text{ cm}^3 = 2,12376 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3$$

Nous pouvons ainsi calculer l'énergie de compactage E :

$$E = \frac{2,5 \times 9,81 \times 0,305 \times 5 \times 56}{2,12376 \cdot 10^{-3}} = 986,2 \text{ kJ}$$

Les densités sèches de l'échantillon sont déterminées et portées sur un graphique en fonction de la teneur en eau : c'est la courbe de compactage. Elle fournit la densité sèche maximale et la teneur en eau optimale correspondante.

$$d_{\text{max}} = 2 \text{ t/m}^3 \quad w_{\text{opt}} = 12,1\%$$

Ces dernières valeurs devront être comparées aux valeurs prises sur place pour évaluer la qualité du compactage réalisé.

III) Poids spécifique

C'est le rapport entre le poids des grains solides d'un volume de sol sur le poids d'un même volume d'eau. Les essais ont été effectués sur l'argile raide.

Nous avons obtenu : $G_s = 2,857 \text{ g/cm}^3$

Le poids spécifique nous permet de déterminer γ_d et γ_R de la couche d'argile ;
 γ_d étant le poids volumique sec (qui correspond à la masse volumique sèche) et
 γ_R le poids volumique (qui correspond à la masse volumique apparente).

$$\text{Nous savons que } G_s = \frac{\gamma_s}{\gamma_w}$$

avec γ_s poids volumique de la matière constituant les grains solides

et γ_w le poids volumique de l'eau

$$\gamma_s = G_s \gamma_w$$

$$\gamma_w = 1000 \text{ kg/m}^3$$

$$\gamma_s = 2,857 \times 1000 = 2857 \text{ kg/m}^3$$

$$\gamma_s = 2857 \times 9,81 = 28 \text{ kN/m}^3$$

Pour l'échantillon 1 : $e_0 = 1,242$

$$\gamma_d = \gamma_s \left(\frac{1}{1+e_0} \right) = 28 \left(\frac{1}{1+1,242} \right) = 12,49 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma_R = \gamma_d (1+w)$$

Nous avons trouvé une teneur en eau naturelle moyenne de 50%

$$\gamma_R = \gamma_d (1+w) = 12,49 (1+0,5) = 18,7 \text{ kN/m}^3$$

Pour le gravier latéritique, les essais de densité en place permettent d'obtenir γ_d et les teneurs en eau naturelles :

γ_d (kN/m ³)	w (%)	$\gamma_R = \gamma_d(1+w)$ (kN/m ³)
16,21	7,6	17,45
16,26	8,42	17,63
17,55	7,94	18,94
17,92	4,7	18,76
15,36	5,7	17,23

D'où un $\gamma_{R, moy} = 18 \text{ kN/m}^3$

Remarque: Nous avons considéré le premier échantillon ($e=1,242$) car ce dernier reflète plus la réalité puisque n'étant pas immergé.

$\gamma_{d, max}$ = la densité sèche maximale obtenue après compactage.

$$\gamma_{d, max} = 2 \text{ t/m}^3 = 19,62 \text{ kN/m}^3$$

$$\frac{\gamma_{R, moy}}{\gamma_{d, max}} = \frac{18}{19,62} = 0,917$$

Le sol est donc compacté à 92% OPM

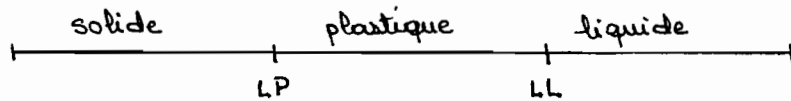
IV) Des limites d'Atterberg

La présence de l'eau dans les vides d'un sol à grains fins peut affecter le comportement géotechnique. Non seulement il est important de savoir la quantité d'eau présente dans le dépôt naturel, mais nous avons besoin aussi de comparer ou d'échelonner cette teneur en eau par rapport à des comportements standards : ce qui explique les limites d'Atterberg.

On distingue trois états dans la consistance des sols : état liquide, état plastique et état solide. Des limites sont des teneurs en eau correspondant à un état où le comportement de sol change. On distingue :

- la limite de liquidité : sépare l'état liquide de l'état plastique. C'est la teneur en eau (exprimée en %) qui correspond à la fermeture de la rainure en 25 chocs dans la coupelle de Casagrande.

- la limite de plasticité : sépare l'état plastique de l'état solide



- l'indice de plasticité $IP = LL - LP$ avec LL : limite de liquidité

L.P limite de plasticité

Des résultats suivants ont été obtenus

- Gravier latéritique $LL = 32,50\%$ $LP = 19,3\%$ $IP = 13,17\%$

Ces valeurs ont été obtenues avec le passant tamis 200.

- Argile raide $LL = 115,5\%$ $L.P. = 31,4\%$ $I.P. = 84,10\%$

D'après l'abaque de Casagrande nous avons de l'argile inorganique de

grande plasticité: CH.

- Argile calcaire ferme LL = 94,5% L.P = 48% I.P. = 46,5%

V. La résistance au cisaillement

La résistance au cisaillement des sols est un des aspects les plus importants en géotechnique. La capacité portante des fondations superficielles ou profondes, la stabilité des pentes, les murs de soutènement sont tous affectés par la résistance au cisaillement du sol dans la pente, sous la fondation et derrière le mur. Les structures et les pentes doivent être stables et sécuritaires contre la rupture totale lorsqu'elles sont sujettes à des charges anticipées.

Nous avons donc effectué plusieurs essais de cisaillement en variant la charge verticale. Ceci nous permet de déterminer plusieurs points de la droite de Coulomb et déterminer ainsi la cohésion c et l'angle de frottement interne du sol ϕ .

Les valeurs de la résistance au cisaillement ainsi définies sont portées sur un graphique en fonction de la contrainte normale σ s'appliquant sur le plan de rupture.

$$\tau = c + \sigma \tan \phi \quad \text{équation de la droite de Coulomb}$$

Les résultats obtenus sont les suivants:

Echantillons prélevés au niveau du forage 1			Echantillons prélevés au niveau du forage 2		
Charge verticale totale (kg)	$\bar{\sigma}_{rupture}$ (kPa)	$\bar{\sigma}_{rupture}$ (kPa)	charge verticale totale (kg)	$\bar{\sigma}_{rupture}$ (kPa)	$\bar{\sigma}_{rupture}$ (kPa)
258	721,28	257,69	258	813,30	256,91
358	1004,88	272,69	358	1119,90	291,30
158	447,07	212,23			

En traçant la droite de Coulomb (voir annexe C-5) nous trouvons

$$\phi = 15,05^\circ \text{ et } c = 169,25 \text{ kPa}$$

Cette droite de Coulomb divise le plan des (σ, τ) en deux zones:

- au dessous de cette droite tout élément plan du milieu sur lequel s'exerce la contrainte (σ, τ) est en équilibre.
- au dessus, par contre, il y a rupture

Sur la droite elle-même les contraintes (σ, τ) correspondent à un équilibre limite pour lequel l'obliquité maximale ϕ est atteinte.

Remarque: Ces essais sont des essais lents consolidés c'est-à-dire que le cisaillement est lent avec consolidation préalable sous la pression verticale $\bar{\sigma}$. Pendant la consolidation, la teneur en eau de l'échantillon varie, si c'est nécessaire, par l'intermédiaire des pierres poreuses de la boîte de cisaillement.

III) La Consolidation

Lorsqu'un sol est soumis à des charges (fondations, remblais, digues, murs de soutènement...) il se produit des déformations dans le milieu. Comme ces charges sont le plus souvent verticales, ces déformations sont particulièrement marquées dans la direction même des forces appliquées qui s'ajoutent à la pesanteur : les déformations verticales prennent alors le nom de "tassements".

La consolidation permet de déterminer :

- la compressibilité du sol pour prévoir l'amplitude des tassements
- les caractéristiques de consolidation du sol pour estimer

l'évolution des tassements dans le temps.

1) Méthode pratique de détermination des tassements

L'étude du tassement s'effectue à l'aide de l'essai oedométrique. Dans un oedomètre on mesure, en fonction des chargements et du temps, les tassements d'un échantillon drainé vers le haut et vers le bas.

Nous avons prélevé deux échantillons intacts de sol (l'un des échantillons a été saturé). Les échantillons sont soumis à un essai oedométrique, en exerçant sur le piston de l'oedomètre des pressions. Cet essai s'effectue avec cycles de charge et de décharge.

Nous avons mesuré les tassements sous chacune des charges et avons déduit la variation de l'indice des vides e en fonction de la pression p . Signalons que les lectures du comparateur sont ajustées grâce à la courbe de calibration de l'oedomètre. Les résultats obtenus sont représentés en coordonnées semi-logarithmiques ($e - \log p$). La courbe obtenue nous permet de déterminer

l'indice de compression C_c , le coefficient de recompression C_r et la pression de préconsolidation σ'_p

D'autre part, l'essai oedométrique nous permet de tracer, pour chaque pression, les tassements mesurés en fonction du temps exprimé en minutes à l'échelle logarithmique. Le graphique ainsi obtenu permet de calculer le coefficient de consolidation C_v .

Nous noterons tout d'abord que la courbe des déformations en fonction du temps comporte deux parties caractéristiques. La première correspond à l'expulsion de l'eau en surpression hydrostatique: c'est le tassement primaire. La seconde est due au fluage des grains après consolidation c'est-à-dire après dissipation de la surpression hydrostatique: c'est le tassement secondaire.

- tassement de consolidation

Des essais nous ont donné les résultats suivants:

* Pour l'échantillon 1 (les chargements et les déchargements: non saturés)

pois spécifique $G_s = 2,857$.

teneur en eau $w = 37,795\%$

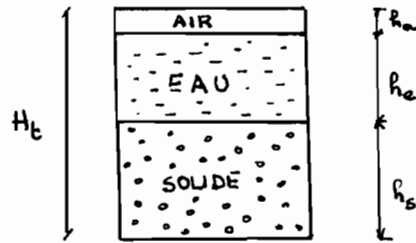
Poids du sol W_t .

Puisque nous avons oublié de prendre la masse de l'échantillon au début de l'essai nous allons calculer l'indice des vides à partir du poids sec final.

$$\text{poids sec final} = 337,87 - 260,12 + 34,81 = 112,56 \text{ g} = W_s$$

$$W_t = W_s (1+w) = 112,56 (1+0,37795) = 155,10 \text{ g}$$

Connaissant l'aire du moule et le poids spécifique nous pouvons déterminer la hauteur de sol, la hauteur d'eau et la hauteur d'air.



l'aire $A = 44,179 \text{ cm}^2$ $H_t = \text{hauteur de l'échantillon} = 2 \text{ cm}$

Nous savons que $G_s = \frac{W_s}{V \gamma_w} = \frac{W_s}{A \times h_e \times \gamma_w}$

$$\text{d'où } h_s = \frac{W_s}{A \times G_s \times \gamma_w} = \frac{112,56}{44,179 \times 2,857 \times 1}$$

$$h_s = 0,892 \text{ cm}$$

$$\gamma_w G_w = \frac{W_w}{A \times h_e}$$

avec $\gamma_w = 1 \text{ g/cm}^3$ $G_w = 1$

$$W_w = \text{poids de l'eau} = 112,56 \times 0,87785 = 42,54 \text{ g}$$

$$\text{d'où } h_e = \frac{42,54}{44,179 \times 1} = 0,963 \text{ cm}$$

$$h_a = \text{hauteur d'air} = H_t - h_e - h_s = 2 - 0,892 - 0,963 = 0,145 \text{ cm}$$

$$\text{l'indice des vides initial } e_i = \frac{h_a + h_e}{h_s} = \frac{0,145 + 0,963}{0,892}$$

$$e_i = 1,242$$

la porosité n est alors égale à :

$$n = \frac{e}{1+e} = \frac{1,242}{1+1,242} = 0,554$$

$$\text{et le degré de saturation } S_r = 100 \frac{h_a + h_e}{2n} = \frac{0,145 + 0,963}{2 \times 0,554} \times 100 = 100\%$$

Connaissant l'indice des vides initial e_i nous pouvons calculer e pour chaque pression :

Les résultats obtenus sont compilés dans un tableau (voir annexe C-6)

Remarques:

1) Les lectures ajustées ont été obtenues à partir de la courbe de calibration de l'œdomètre en tenant compte de la pression au début des déchargements et des rechargements.

2) Exemple de calcul:

Prendons le premier chargement de 440 kPa

$$\Delta H = (0,402 - 0,1690) - (0,615 - 0,1947) = -0,1873 \text{ mm}$$

$$\varepsilon = \frac{\Delta H}{h_s} = \frac{-0,1873}{8,92} = -0,021$$

$$e_{440 \text{ kPa}} = e_{340} + \varepsilon = 1,2159 - 0,021 = 1,195$$

Pour le chargement qui suit c'est-à-dire 840 kPa nous aurons:

$$\Delta H = (0,615 - 0,1947) - (1,038 - 0,2218) = -0,3959$$

$$\varepsilon = \frac{\Delta H}{h_s} = \frac{-0,3959}{8,92} = -0,0444$$

$$e_{840} = e_{440} + \varepsilon = 1,195 + (-0,0444) = 1,15$$

Et ainsi de suite jusqu'à la pression de 2420 kPa

* Pour l'échantillon 2 (chargements et déchargements naturels)

pois spécifique: $G_s = 2,857$

teneur en eau $w = 38,55\%$

Poids du sol $W_t = 277,28 - 116,82 = 160,46 \text{ g}$

$$W_s = \frac{W_t}{1+w} = \frac{160,46}{1+0,3855} = 115,814 \text{ g}$$

$$h_s = \frac{W_s}{A \times G_s \times \rho_w} = \frac{115,814}{44,179 \times 2,857 \times 1} = 0,918 \text{ cm}$$

pois d'eau = $115,814 \times 0,3855 = 44,646 \text{ g}$

$$\text{hauteur d'eau } h_e = \frac{44,646}{44,179 \times 1} = 1,011 \text{ cm}$$

$$\text{hauteur d'air } h_a = 2 - 0,918 - 1,011 = 0,071 \text{ cm}$$

$$\text{indice des vides initiaux } e_i = \frac{1,011 + 0,071}{0,918} = 1,179$$

$$\text{porosité } m = \frac{1,179}{1 + 1,179} = 0,541$$

$$\text{degré de saturation } S_r = \frac{1,011 + 0,071}{2 \times 0,541} = 0,9344 = 93,44\%$$

Le tableau permettant de tracer la courbe $(e - \log p)$ est donné à l'annexe

La procédure adoptée pour l'échantillon 1 est la même que pour l'échantillon 2. Les remarques sont les mêmes.

- tassement secondaire

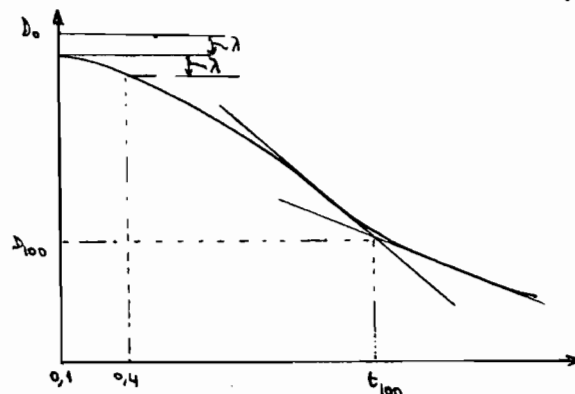
Nous avons utilisé la méthode de Casagrande.

Dans cette méthode, la déformation par les lectures du comparateur est tracée versus le log du temps. L'idée est de trouver D_{50} et puis t_{50} qui est le temps correspondant à 50% de consolidation:

Les parties droites des deux courbes caractéristiques citées plus haut se coupent en un point. L'ordonnée de ce point donne par définition 100% du tassement.

Pour obtenir l'ordonnée au temps $t=0$, on choisit un temps voisin de l'origine par exemple 0,1 mn et on prend un temps quatre fois plus grand. On reporte au dessus du point d'abscisse 0,1 la différence λ (voir figure) d'où la lecture initiale D_0 .

Ayant ainsi déterminé D_0 et D_{100} , la valeur D_0 est égale à $\frac{D_0 + D_{100}}{2}$



Les déformations mesurées sont obtenues de la manière suivante :

$$\Delta H = \text{lecture finale} - \text{lecture initiale}$$

Preons comme exemple la charge de 120 kPa (échantillon 1)

$$\text{lecture initiale} = 0,111 \text{ mm}$$

$$\text{Pour } t = 0,1 \text{ mn} \quad \Delta H = 0,166 - 0,111 = 0,055 \text{ mm}$$

$$\text{Pour } t = 0,25 \text{ mn} \quad \Delta H = 0,170 - 0,111 = 0,059 \text{ mm}$$

Les résultats ainsi obtenus sont représentés sous forme de tableaux (voir annexe C-6)

Remarques:

- Nous avons jugé inutile de tracer les courbes de déchargements
- Certains chargements n'ont pas été mentionnés dans les tableaux à cause d'un démarrage tardif du chronomètre.

II EVALUATION des TASSEMENTS

a) Evaluation des contraintes brutes dues à la superstructure

Les charges que supportent les fondations ont déjà été calculées lors de l'analyse structurale.

$$\text{Pour chaque semelle } \sigma_s = \frac{\sum P}{B \times L}$$

avec σ_s la contrainte brute

$\sum P$ la somme des forces qui agissent sur la semelle

B la largeur de la semelle

L la longueur de la semelle

Tous les détails de calcul sont mis à l'annexe C-7

Exemples de calcul

$$\ast \text{ cadre H}_1: \quad \sum P = 442,273 + 748,973 + 748,973 + 348,44 = 2288,659 \text{ kN}$$

$$B = 0,6 \text{ m} \quad L = 27 \text{ m}$$

$$\sigma_s = \frac{2288,659}{0,6 \times 27} = 141,27 \text{ kPa}$$

\ast cadre F: pour la première semelle isolée

$$B = L = 1,65 \text{ m}$$

$$\sum P = 1485,547 \text{ kN}$$

$$\sigma_s = \frac{1485,547}{1,65 \times 1,65} = 545,65 \text{ kPa}$$

2) Évaluation du tassement de consolidation primaire

Les paramètres entrant dans l'évaluation de ce tassement sont déduits des courbes $(e - \log p)$. Il s'agit de:

e_0 indice des vides au début de chargement

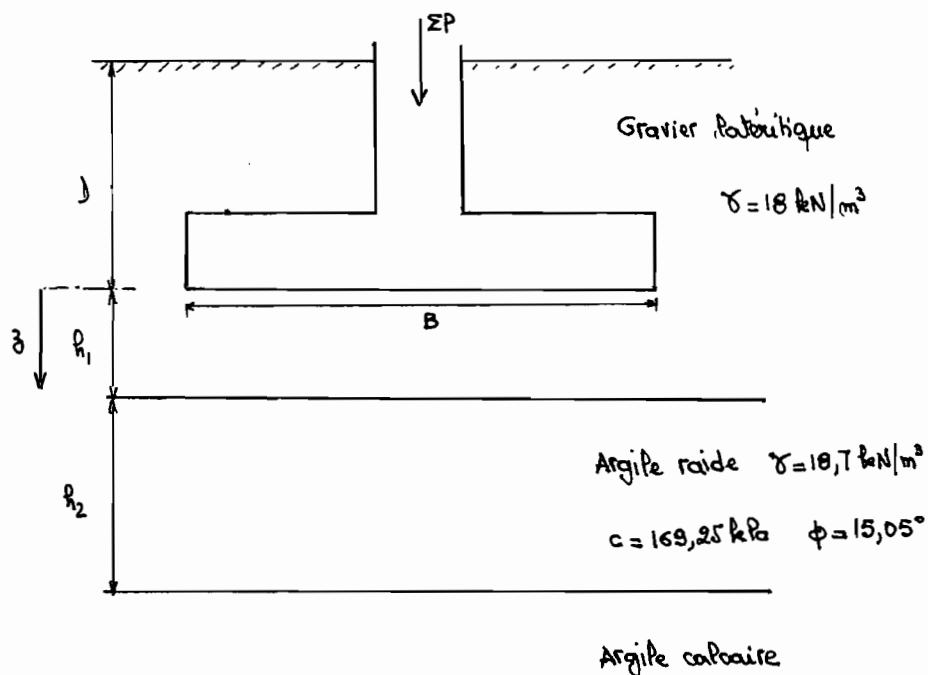
C_r indice de recompression

C_c indice de compression

σ'_p pression de préconsolidation

Rappelons que, vu le caractère relativement perméable et imperméable de l'argile en place, nous avons simulé la présence d'eau en immergeant le deuxième échantillon. Ceci pour pouvoir évaluer l'influence de l'humidité du sol sur la valeur des tassements.

Procédure de calcul



Pour évaluer le tassement de consolidation primaire dans la couche d'argile, cette dernière a été divisée en sous-couches de 1 m d'épaisseur.

Si σ_3 est la contrainte due à la superstructure, la contrainte réelle de surcharge à une profondeur z s'obtient en multipliant σ_3 par le facteur d'influence maximal obtenu à partir des deux méthodes suivantes: la méthode de BOUSSINESQ ou celle de la répartition de 2 dans 1 (2:1):

a) coefficient de BOUSSINESQ:

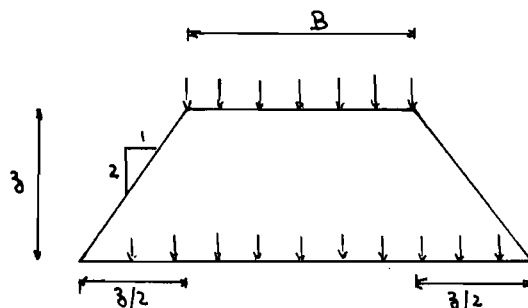
Pour une plaque chargée d'une contrainte uniformément répartie, le coefficient de BOUSSINESQ est calculé pour un point situé à une profondeur z sous l'un des coins du rectangle de dimensions x, y .

En posant $m = \frac{x}{z}$ et $n = \frac{y}{z}$, on lit un facteur d'influence fictif I_0 sur les abaques (voir annexe C). Pour une fondation de dimensions $(B \times L)$ nous posons:

$$x = \frac{B}{2} \text{ et } y = \frac{L}{2}$$

et $I_1 = 4I_0$; I_1 est le coefficient de Boussinesq au centre de la fondation.

b) coefficient d'influence à partir d'une répartition de 2:1:



Nous avons la même répartition suivant la longueur L .

C'est donc comme si une charge qui s'exerce réellement sur une fondation de dimensions $B \times L$ se répartit sur une surface de dimensions $(B+z) \times (L+z)$ à une profondeur z .

Le coefficient I_2 s'écrit :

$$I_2 = \frac{B \times L}{(B+z) \times (L+z)}$$

Solent : $\Delta\sigma_v$ la contrainte réelle en z due à la superstructure = σ_{sz}

$$\Delta\sigma_v = \sigma_s \times I \quad \text{avec } I = \max(I_1, I_2)$$

σ_1 le poids volumique du gravier latéritique

$$\sigma_1 = 18 \text{ kN/m}^3$$

σ_2 le poids volumique de l'argile raide

$$\sigma_2 = 18,7 \text{ kN/m}^3$$

La pression des terres σ'_{v_0} s'écrit :

$$\sigma_{v_z} = \sigma'_{v_0} = \sigma_1 (D+h_1) + \sigma_2 (z-h_1)$$

La contrainte totale σ est égale à :

$$\sigma = \Delta\sigma_v + \sigma'_{v_0}$$

Le tassement de consolidation se calcule d'une manière différente suivant que le sol est surconsolidé, normalement consolidé ou sous consolidé :

- Un sol est surconsolidé lorsque $\sigma'_{v_0} < \sigma'_p$. Dans ce cas nous avons

$$S_c = C_r \frac{H_0}{1+e_0} \log \frac{\sigma}{\sigma'_{v_0}}$$

- si $\sigma'_{v_0} > \sigma'_p$ le sol est sous consolidé ; alors le tassement s'écrit :

$$S_c = C_r \frac{H_0}{1+e_0} \log \frac{\sigma'_p}{\sigma'_{v_0}} + C_c \frac{H_0}{1+e_0} \log \frac{\sigma'_{v_0} + \Delta\sigma_r}{\sigma'_p}$$

- Un sol est normalement consolidé quand $\sigma'_{v_0} = \sigma'_p$

$$S_c = C_c \frac{H_0}{1+e_0} \log \frac{\sigma}{\sigma'_{v_0}}$$

Le tassement de consolidation primaire total est obtenu en faisant la somme des tassements des différentes sous-couches.

1^{er} cas: échantillon non immergé

$$e_0 = 1,242$$

La courbe (e - log p) donne $C_r = 0,071$ $C_c = 0,202$ $\sigma'_p = 285 \text{ kPa}$

Des calculs ont été programmés à l'ordinateur et les résultats obtenus sont mis en annexe

Exemple de calcul

Cadre H₁ semelle continue $B = 0,6 \text{ m}$ $L = 27 \text{ m}$

$$\sigma_s = 141,27 \text{ kPa} \quad h_1 = 1 \text{ m} \quad h_2 = 4,8 \text{ m} \quad D = 4,3 \text{ m}$$

$$\sigma_1 = 18 \text{ kN/m}^2 \quad \sigma_2 = 18,7 \text{ kN/m}^2$$

$$* z = 2 \text{ m}$$

$$\left. \begin{array}{l} m = \frac{9,30}{2} = 0,15 \\ m = \frac{13,5}{2} = 6,75 \end{array} \right\} \Rightarrow I_1 = 4 \times 0,046 = 0,184$$

$$I_2 = \frac{0,60 \times 27}{(0,60 + 2)(27 + 2)} = 0,215$$

$$I = 0,215$$

$$\sigma_{s_z} = 30,35 \text{ kPa} \quad \sigma_{v_z} = 114,1 \text{ kPa} \quad s_{c_1} = 3,24 \text{ mm}$$

$$* z = 3 \text{ m}$$

$$I_1 = 0,132 \quad I = 0,15$$

$$\sigma_{s_z} = 21,19 \text{ kPa} \quad \sigma_{v_z} = 132,8 \text{ kPa} \quad s_{c_2} = 4,07 \text{ mm}$$

$$* z = 4 \text{ m}$$

$$I_1 = 0,086 \quad I = 0,114$$

$$\sigma_{s_z} = 16,05 \text{ kPa} \quad \sigma_{v_z} = 151,5 \text{ kPa} \quad s_{c_3} = 4,15 \text{ mm}$$

$$* z = 5 \text{ m}$$

$$I_1 = 0,0796 \quad I = 0,0904$$

$$\bar{\sigma}_{s_z} = 12,71 \text{ kPa} \quad \bar{\sigma}_{r_z} = 170,2 \text{ kPa} \quad S_{c_4} = 3,98 \text{ mm}$$

$$* z = 5,8 \text{ m}$$

$$I_1 = 0,056 \quad I = 0,077$$

$$\bar{\sigma}_{s_z} = 10,9 \text{ kPa} \quad \bar{\sigma}_{r_z} = 185,16 \text{ kPa} \quad S_{c_5} = 3,78 \text{ mm}$$

$$S = \sum_{i=1}^5 S_{c_i} = 19,22 \text{ mm}$$

2^e cas: échantillon immergé:

$$\text{Dans ce cas } \sigma_2 = \sigma_{\text{sat}} = 20 \text{ kN/m}^2$$

$$e_0 = 1,179 \quad C_r = 0,0886 \quad C_c = 0,246 \quad \sigma'_p = 915 \text{ kPa}$$

Se référer à l'annexe pour les détails de calcul

Exemple de calcul

Nous allons considérer le même cadre:

Cadre H₁ : Seuls le tassement et la pression des terres varient

$$* z = 2 \text{ m} \quad \bar{\sigma}_{r_z} = 115,4 \text{ kPa} \quad S_{c_1} = 4,12 \text{ mm}$$

$$* z = 3 \text{ m} \quad \bar{\sigma}_{r_z} = 135,4 \text{ kPa} \quad S_{c_2} = 5,13 \text{ mm}$$

$$* z = 4 \text{ m} \quad \bar{\sigma}_{r_z} = 155,4 \text{ kPa} \quad S_{c_3} = 5,21 \text{ mm}$$

$$* z = 5 \text{ m} \quad \bar{\sigma}_{r_z} = 175,4 \text{ kPa} \quad S_{c_4} = 4,96 \text{ mm}$$

$$* z = 5,8 \text{ m} \quad \bar{\sigma}_{r_z} = 191,4 \text{ kPa} \quad S_{c_5} = 4,69 \text{ mm}$$

$$S_c = \sum_{i=1}^5 S_{c_i} = 24,11 \text{ mm}$$

3) Evaluation du tassement immédiat

Le tassement immédiat résulte d'une déformation d'ensemble du massif avant toute consolidation. Cette déformation s'opère à volume constant (dans les milieux saturés) car l'eau n'a pas eu le temps d'être expulsée.

$$S_i = q B \frac{1-\nu^2}{E} C_f$$

q : densité de la charge uniformément répartie = $\sigma_s \times I$

$$I = \max(I_1, I_2)$$

B : largeur de la fondation

ν : coefficient de Poisson du sol. $\nu = 0,5$

E : module de Young du sol $E = 3 \text{ MPa} = 3 \cdot 10^3 \text{ kN/m}^2$

C_f : coefficient sans dimension fonction de la forme et de la flexibilité de la fondation.

Le tassement immédiat est calculé à une profondeur z qui est égale à h_1 (épaisseur de la couche d'argile raide)

Se référer à l'annexe C-7 pour les détails de calcul

Exemple de calcul

Cadre E semelle continue $B = 0,5 \text{ m}$ $L = 39 \text{ m}$ $C_f = 2,10$

$$h_1 = 1,92 \text{ m}$$

$$\sigma_s = 233,93 \text{ kPa}$$

$$I = 0,197$$

$$q = \sigma_s \times I = 46,065 \text{ kPa}$$

$$S_i = 46,065 \times 0,5 \times \frac{1-(0,5)^2}{3 \cdot 10^3} \times 2,10 = 12,09 \text{ mm}$$

4) Tassement total

Le tassement des fondations est dû au tassement immédiat S_i , au tassement de consolidation S_c et au tassement secondaire S_s

$$S = S_i + S_c + S_s$$

Nous avons négligé le tassement secondaire.

Nous aurons ainsi $S = S_i + S_c$

Un tableau récapitulatif est montré à la page suivante:

Tableau récapitulatif des tassements absolus

Cadre	Type de sommelle	Tassement immédiat (mm)	Tassement de consolidation (mm)		Tassement total (mm)	
			argile à l'état naturel	argile immergée	argile à l'état naturel	argile immergée
H ₁	continue	16,09	19,22	27,11	35	40
E	continue	12,09	20,45	25,64	33	38
F ①	isolée	21,41	27,56	34,53	49	56
②	isolée	18,65	25	30,44	44	49
③	isolée	17,95	24	29,66	42	47
EF	continue	18,03	39,4	49,06	57	67
H ₂	continue	13,98	15,68	19,71	30	34
11A	continue	20,45	37,42	46,72	58	67
12A	continue	20,21	37	46,27	57	66
6.3	continue	6,42	15,6	19,6	22	26
G ①	isolée	23,71	37,4	46,76	61	70
②	isolée	23,12	37	45,71	60	69
③	isolée	19,50	36,63	39,16	56	59
2	continue	15,61	25,1	31,5	41	47

5°) Détermination du degré de consolidation de l'argile :

le taux de consolidation de l'argile après un temps t à une profondeur z est directement lié au facteur T défini comme suit :

$$T = C_v \frac{t}{(H_{dr})^2}$$

C_v coefficient de consolidation

H_{dr} hauteur de drainage

L'essai au laboratoire a été effectué avec un échantillon drainé.

$$H_t = 2 \text{ cm} \quad H_{dr} = \frac{2}{2} = 1 \text{ cm}$$

$$T_{50} = 0,197$$

Pour une pression de 120 kPa $t_{50} = 5,6 \text{ mn}$

$$C_v = \frac{0,197 \times (1)^2}{5,6 \times 60} = 5,86 \cdot 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{s} = 1,85 \text{ m}^2/\text{an}$$

Pour une pression de 220 kPa $t_{50} = 7,5 \text{ mn}$

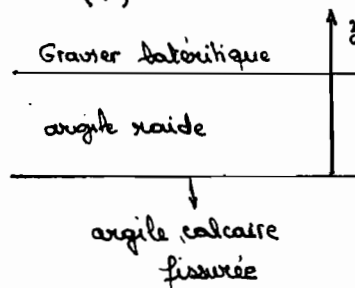
$$C_v = \frac{0,197 \times (1)^2}{7,5 \times 60} = 4,38 \cdot 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{s} = 1,38 \text{ m}^2/\text{an}$$

Supposons une épaisseur de 5m

les pressions évaluées au niveau de la couche d'argile avoisinent 180 kPa.

Après interpolation entre 120 et 220 kPa, $C_v = 1,57 \text{ m}^2/\text{an}$

$$t = 3 \text{ ans} \quad T = 1,57 \times \frac{3}{(5/2)^2} = 0,75 \quad \text{ce qui donne } U = 85\%$$



drainage dans les deux sens

- t = sans le degré de consolidation U dépasse 100%.

C'est donc dire qu'actuellement le sol a déjà fini de consolider.

Cette détermination du taux de consolidation n'est qu'indicative car prisant seulement à prévoir d'ampleur future des tassements de consolidation secondaire. Leur faiblesse pourrait s'expliquer par la valeur très élevée du taux actuel de consolidation.

8) Interprétation des résultats :

Il convient après la détermination des tassements subis par le sol au niveau de chaque fondation de les comparer avec les limites exigées par les normes pour prédire leur influence sur les dégâts observés.

- Tassement absolu

Le tassement maximal calculé se situe au niveau d'une semelle isolée du cadre G : 61 mm quand l'argile est à son état naturel et 70 mm quand l'argile est immergée.

Les écarts entre les valeurs des tassements dans les deux cas étudiés peuvent expliquer des mouvements successifs verticaux, fonction de l'état d'humidité du sol.

Les tassements absolus sont très importants pour les semelles isolées.

Généralement, ils ne présentent pas de grands dangers pour les constructions s'ils sont uniformes et ne dépassent pas considérablement les limites fixées par les normes. Ainsi la norme française recommande 80 mm pour les fondations sur argile et la norme canadienne, plus sécuritaire, 40 mm.

- Tassement différentiel

C'est la dénivellation entre différents points d'une fondation.

Des tassements différentiels excessifs dans un bâtiment créent des affaissements partiels et donc des contraintes de tension localisées pouvant entraîner des ruptures en tension ou fissures.

SKEMPTON et BJERRUM ont montré que les tassements différentiels entre deux appuis ne sont en fait préjudiciables que lorsqu'ils dépassent une

certain fraction de la portée L séparant ces deux appuis. Cette fraction est choisie dans un tableau (voir annexe C) selon le critère limitatif retenu.

Nous avons choisi trois critères :

a) Pour les constructions où la fissuration est inadmissible

$$S_{\max 1} = \frac{L}{500}$$

b) Risque d'apparition des fissures dans les murs panneaux

$$S_{\max 2} = \frac{L}{300}$$

c) Distorsion limite où l'inclinaison des constructions hautes et rigides peut devenir visible.

$$S_{\max 3} = \frac{L}{250}$$

Calcul des tassements différentiels

Soient δ_1, δ_2 des tassements différentiels de l'argile à l'état naturel et de l'argile immergée respectivement.

* Cadre H₁ - Cadre G :

$$\delta_1 = 61 - 35 = 26 \text{ mm}$$

$$\delta_2 = 70 - 40 = 30 \text{ mm}$$

$$L = 8 \text{ m}$$

$$S_{\max 1} = \frac{8000}{500} = 16 \text{ mm}$$

$$S_{\max 2} = \frac{8000}{300} = 26,7 \text{ mm}$$

$$S_{\max 3} = \frac{8000}{250} = 32 \text{ mm}$$

* Cadre E - Cadre F

$$\delta_1 = 49 - 33 = 16 \text{ mm}$$

$$\delta_2 = 56 - 38 = 18 \text{ mm}$$

$$L = 8 \text{ m}$$

$$\delta_{\max 1} = 16 \text{ mm}$$

$$\delta_{\max 2} = 26,7 \text{ mm}$$

$$\delta_{\max 3} = 32 \text{ mm}$$

* Cadre F - Cadre G

$$\delta_1 = 61 - 49 = 12 \text{ mm}$$

$$\delta_2 = 70 - 56 = 14 \text{ mm}$$

$$L = 8 \text{ m}$$

$$\delta_{\max 1} = \frac{8000}{500} = 16 \text{ mm}$$

$$\delta_{\max 2} = 26,7 \text{ mm}$$

$$\delta_{\max 3} = 32 \text{ mm}$$

* Cadre 2 - Cadre G

$$\delta_1 = 61 - 41 = 20 \text{ mm}$$

$$\delta_2 = 70 - 47 = 23 \text{ mm}$$

$$L = 9 \text{ m}$$

$$\delta_{\max 1} = \frac{9000}{500} = 18 \text{ mm}$$

$$\delta_{\max 2} = \frac{9000}{300} = 30 \text{ mm}$$

$$\delta_{\max 3} = \frac{9000}{250} = 36 \text{ mm}$$

* Cadre 2 - Cadre F

$$\delta_1 = 49 - 41 = 8 \text{ mm}$$

$$\delta_2 = 56 - 47 = 9 \text{ mm}$$

$$L = 9 \text{ m}$$

$$\delta_{\max 1} = 18 \text{ mm}$$

$$\delta_{\max 2} = 30 \text{ mm}$$

$$S_{\max 3} = 36 \text{ mm}$$

* Cadre 6.3 - Cadre F

$$S_1 = 42 - 22 = 20 \text{ mm}$$

$$S_2 = 47 - 26 = 21 \text{ mm}$$

$$L = 12 \text{ m}$$

$$S_{\max 1} = \frac{12000}{500} = 24 \text{ mm}$$

$$S_{\max 2} = \frac{12000}{300} = 40 \text{ mm}$$

$$S_{\max 3} = \frac{12000}{250} = 48 \text{ mm}$$

* Cadre H₂ - Cadre 11A

$$S_1 = 58 - 30 = 28 \text{ mm}$$

$$S_2 = 67 - 34 = 33 \text{ mm}$$

$$L = 12 \text{ m}$$

$$S_{\max 1} = 24 \text{ mm}$$

$$S_{\max 2} = 40 \text{ mm}$$

$$S_{\max 3} = 48 \text{ mm}$$

* Cadre H₂ - Cadre 12A

$$S_1 = 57 - 30 = 27 \text{ mm}$$

$$S_2 = 66 - 34 = 32 \text{ mm}$$

$$L = 12 \text{ m}$$

$$S_{\max 1} = 24 \text{ mm}$$

$$S_{\max 2} = 40 \text{ mm}$$

$$S_{\max 3} = 48 \text{ mm}$$

Des tassements différentiels entre semelles isolées n'ont pas été évalués puisqu'ils sont très faibles.

Des tassements différentiels calculés dépassent, en général, la limite exigée par le premier critère choisi; ils sont inférieurs aux deux autres limites (la différence n'étant pas très grande pour le deuxième critère).

Mais en considérant les incertitudes, les hypothèses simplificatrices faites dans les calculs (sols homogènes, paramètres constants pour un même matériau) ou même les paramètres empiriques introduits (γ , C_f , E), la limite du troisième critère peut être facilement dépassée dans la mesure où les conditions réelles pourraient être plus défavorables; de plus, la redistribution des contraintes au niveau des fondations due aux tassements différentiels fait que leurs valeurs réelles devraient être plus importantes que celles calculées.

Ainsi des tassements différentiels dépassant généralement les limites recommandées par les normes seraient une cause probable des fissures observées.

Et si ces tassements sont excessifs il se crée une redistribution des contraintes au niveau des fondations tendant à accentuer le phénomène: les poteaux, où ont lieu les tassements absolus les plus importants, subissent une augmentation de contraintes au bas des semelles isolées au détriment des semelles continues; ce qui entraîne une augmentation des tassements différentiels. Les dégâts ainsi occasionnés seront continus puisque le processus devient répétitif.

D'autre part le bâtiment sur lequel ont été menés nos études, a tendance

à basculer vers l'intérieur où les tassements absolus des semelles isolées sont très importants. Ceci nous montre encore une fois le rôle important que joue le tassement différentiel dans les dégâts observés.

III. Vérification de la capacité portante des semelles de fondation

La vérification de la capacité portante des semelles a constitué la troisième partie de notre étude géotechnique. Elle a été, comme d'ailleurs toutes les autres parties (de cette étude), rendue possible grâce aux essais de laboratoire effectués sur des échantillons de sol prélevés dans les forages de sondages carottés réalisés par le CEREEQ.

Les essais nous ont permis de déterminer les caractéristiques de sol nécessaires, à notre vérification, à savoir la cohésion (c) et l'angle de frottement (ϕ).

Ne disposant pas d'informations précises, malgré les piezomètres installés dans les forages, sur la profondeur exacte de la nappe d'eau, nous avons envisagé, au cours de nos vérifications, tous les cas possibles concernant l'influence de cette nappe sur chaque type de semelle.

Les caractéristiques de sol mesurées sont

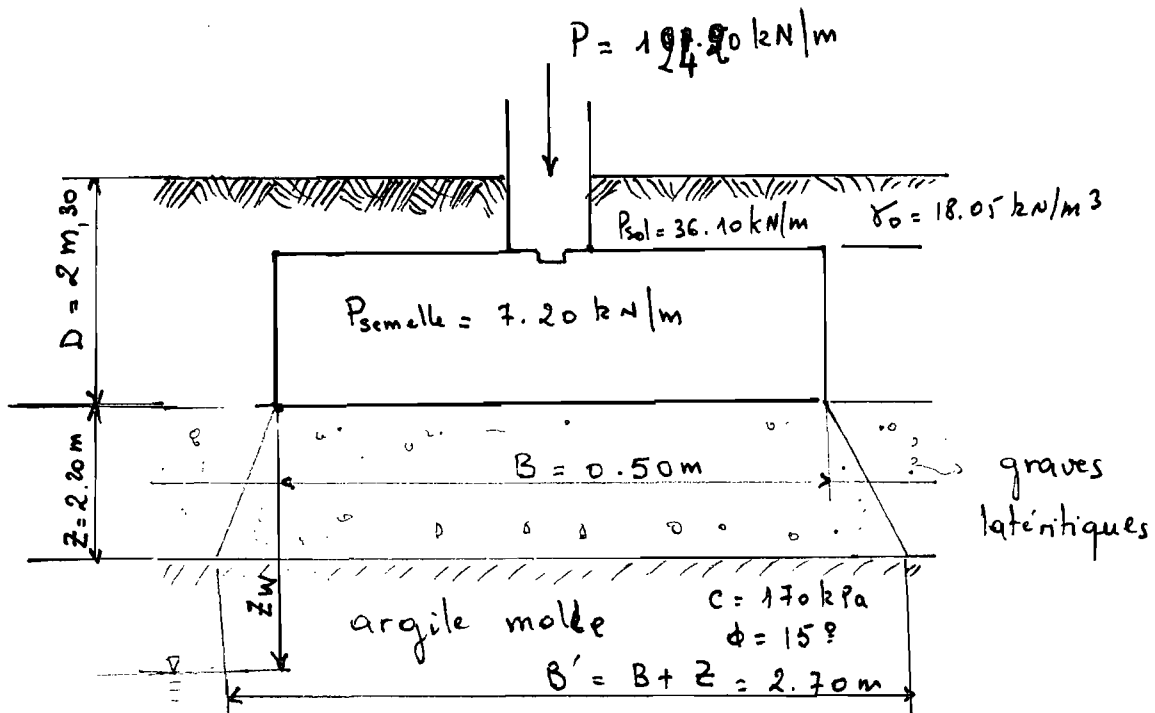
$$c = 170 \text{ kPa} \quad \text{et} \quad \phi = 15^\circ$$

$$\gamma = 18.70 \text{ kN/m}^3$$

Semelles continues

Semelles de type A

Nous calculerons la capacité portante sur la couche d'argile.



z_w : profondeur de la nappe

Pour $\phi = 15^\circ$ on a que :

- $N_\gamma = 2.65$	} facteurs de capacité portante
- $N_q = 3.94$	
- $N_c = 10.98$	

1^{er} cas : Nous supposons que la nappe n'a aucune influence sur la semelle

$$z_w \gg B.$$

• A Court terme

$$q_{dnette} = \left(1 + 0.2 \frac{D}{B'}\right) c N_c$$

q_{dnette} : capacité de portance nette $D = 0$

$$q_{dnette} = \left(1 + \frac{0.20 \times 0}{2.70}\right) \times 10.98 \times 170 = 1866.60 \text{ kPa}$$

$D = 0$ implique que la semelle est supposée reposer directement sur l'argile (cas le plus critique).

• Long terme

$$q_{dnette} = \frac{1}{2} \gamma B' N_{\gamma} + \gamma_0 D (N_q - 1) + c N_c$$

$$= \frac{1}{2} \times 18.70 \times 2.70 \times 2.65 + 10.98 \times 170$$

$$= 1933.50 \text{ kPa}$$

La charge admissible pour le sol est $q_{adm.nette} = \frac{q_{dnette}}{F}$

F = facteur de sécurité

La charge appliquée sur le sol est

$$q = \frac{124.20 + 7.20 + 36.10}{0.50}$$

$$= 335.00 \text{ kN/m}^2$$

Le facteur de sécurité minimum est

$$F = \frac{q_{dnette} \text{ (court terme)}}{q}$$

$$= \frac{1866.60}{335.00} = 5.37 \rightarrow \underline{F \# 5}$$

Le facteur de sécurité est relativement important et permet de ne pas trop envisager ou craindre une rupture des fondations.

2^e cas : L'influence de la nappe se fait sentir.

$$- \underline{0 \leq z_w < B}$$

Pour le court terme, il n'y aura pas de modification.

$$\underline{q_{dnette} = 1866.60 \text{ kPa.}}$$

• Long terme

$$q_{dnette} = \frac{1}{2} \bar{\gamma} B' N_i + \gamma_0 D (N_q - 1) + c N_c$$

$$\bar{\gamma} = \gamma' + \frac{z_w}{B'} (\gamma - \gamma')$$

$$\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w$$

γ_w = poids volumique de l'eau

γ_{sat} = poids volumique du sol saturé

$$\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3 ; \quad \gamma_{sat} = 21 \text{ kN/m}^3$$

Nous supposons que $z_w = 0.30 \text{ m}$

$$\bar{\gamma} = (21 - 10) + \frac{0.3}{2.70} (18.70 - 11) = 11.86 \text{ kN/m}^3$$

$$D=0 \rightarrow q_{dnette} = \frac{1}{2} \times 11.86 \times 2.70 \times 2.65 + 10.98 \times 170 \\ = \underline{1909.03 \text{ kPa.}}$$

Le court terme demeure donc toujours, le cas le plus critique même avec la proximité de la nappe.

Le facteur de sécurité ne change pas ($F = 5$).

Pour $z_w = 0$ on a $q_{dnette} = 1905.95 \text{ kPa}$.

Pour les autres semelles, on se contentera de vérifier pour le

Court terme. Le long terme n'étant pas à proprement parler déterminant.

Semelles de types B, D, E

La capacité portante du sol sous ces semelles est la même que pour la semelle de type A.

$$q_{nette} = 1866.60 \text{ kPa}$$

La charge totale supportée par ces semelles est

$$Q = 233.86 \text{ kN/m.}$$

La contrainte arrivant au sol est

$$q = \frac{Q}{B} = \frac{233.86}{0.50} = 467.72 \text{ kN/m}^2$$

Le facteur de sécurité contre la rupture

$$F = \frac{q_{nette}}{q} = \frac{1866.60}{467.72} = 3.99 \approx 4$$

Le facteur de sécurité est acceptable.

Semelle de type C (voir page)

La contrainte sous cette semelle est $q = 354.43 \text{ kPa}$

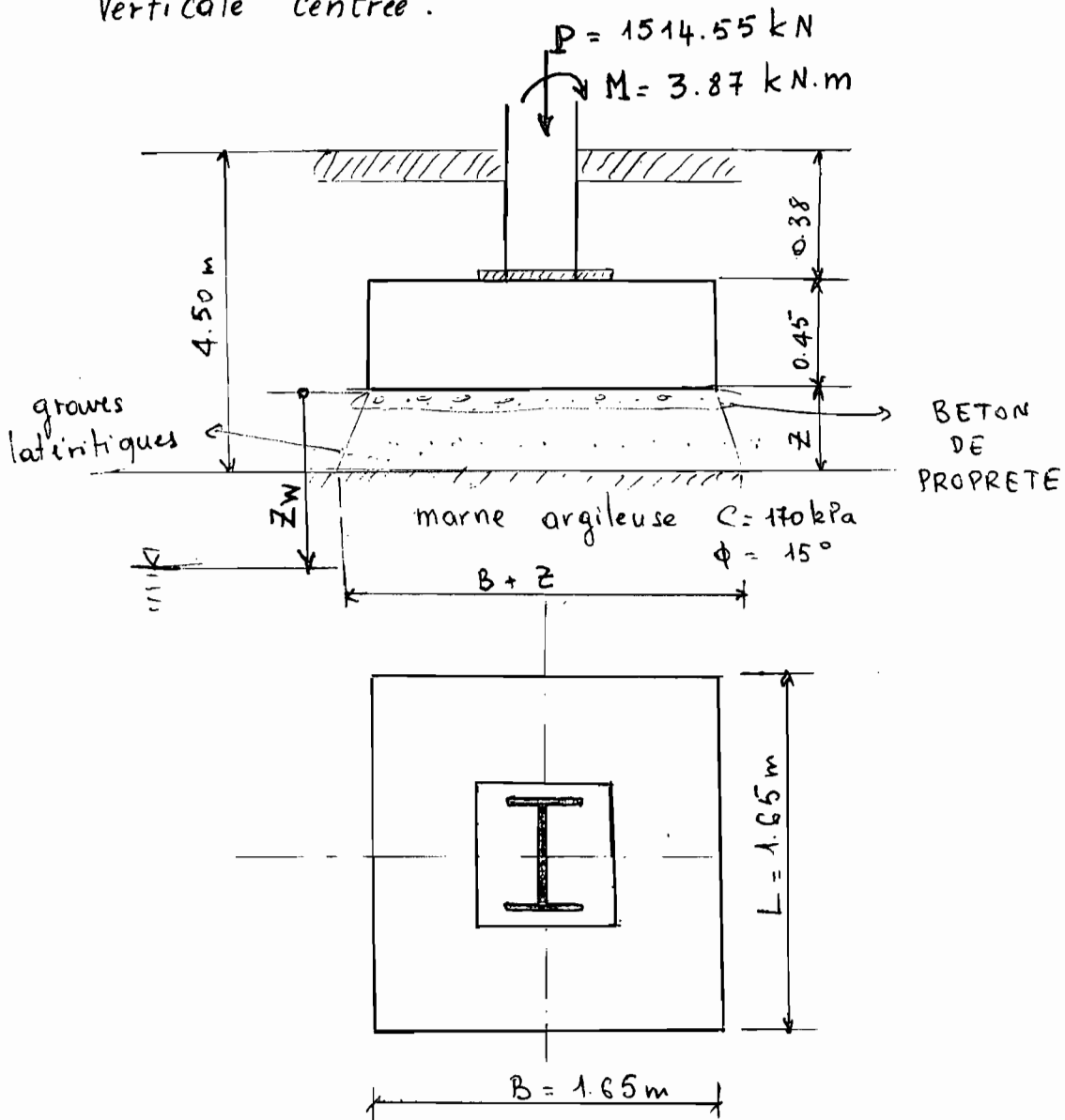
Le facteur de sécurité est

$$F = \frac{1866.60}{354.43} = 5.27 \approx 5$$

Sous les semelles filantes, il n'y a donc aucun risque de rupture du sol de fondation.

Semelles isolées (semelle de type G)

Elles sont soumises à des charges verticales excentrées. Il nous faudra donc, pour pouvoir vérifier leur capacité portante, utiliser la méthode de MEYERHOF. Celle-ci consiste à considérer des dimensions fictives de la semelle et à procéder aux calculs de la même manière que pour une charge verticale centrée.



L'excentricité de la charge verticale est $e = \frac{M}{P}$

On remplacera (ce sont les conseils de Meyerhof)

B et L par $B' = B - 2 \times e$ et $L' = L - 2 \times e$

Pour ne pas avoir à faire trop de vérifications, nous considérerons uniquement les deux cas les plus critiques: le "court terme" et le "long terme" avec une grande influence de la nappe. Ces vérifications se feront aussi au niveau de la couche d'argile uniquement.

La semelle sera donc supposée reposer directement sur l'argile (profondeur d'encastrement $D = 0$)

En définitive, nous prendrons comme dimensions de la semelle $B'' = B + z - 2e$ et $L'' = L + z - 2e$

avec z : profondeur de la couche d'argile

B : largeur réelle de la semelle

L : longueur réelle de la semelle

e : excentricité de la charge verticale appliquée

$0 \leq z_w < B$ (pour que l'influence de la nappe soit ressentie)

z_w : profondeur de la nappe.

Pour nos vérifications, nous envisagerons le cas le plus critique soit $z_w = 0$ (nappe au niveau même de la semelle)

Ainsi on aura :

- A court terme

$$q_{d\text{nette}} = \left(1 + 0.2 \frac{D}{B''}\right) \left(1 + 0.2 \frac{B''}{L''}\right) c N_c$$

$$D = 0$$

$$B'' = B + z - 2e$$

$$L'' = L + z - 2e$$

$$e = \frac{M}{P} = \frac{3.87}{1514.55} = 2.56 \cdot 10^{-3} \text{ m}$$

$$z = 4.50 - 0.38 - 0.45 = 3.67 \text{ m}$$

$$B'' = 1.65 + 3.67 - 2 \times 2.56 \cdot 10^{-3} = 5.31 \text{ m}$$

$$L'' = 1.65 + 3.67 - 2 \times 2.56 \cdot 10^{-3} = 5.31 \text{ m}$$

$$q_{d\text{nette}} = \left(1 + 0.2 \frac{5.31}{5.31}\right) \times 170 \times 10.98 = 2239.92 \text{ kPa}$$

Les contraintes sous la semelle sont

$$q = \frac{P}{A} = \frac{1514.55}{1.65^2} = 556.31 \text{ kPa}$$

Le facteur de sécurité contre la rupture est

$$F = \frac{q_{d\text{nette}}}{q} = \frac{2239.92}{556.31} = 4.03$$

$$\underline{F = 4}$$

Le facteur de sécurité est donc acceptable.

- A long terme

$$q_{d\text{nette}} = \left(1 - 0.4 \frac{B''}{L''}\right) \bar{\gamma} \frac{B''}{2} N_\gamma + \gamma_0 D (N_q - 1) + \left(1 + 0.2 \frac{B''}{L''}\right) c N_c$$

$$\bar{\gamma} = \gamma' + \frac{z_w}{B} (\gamma - \gamma')$$

$$z_w = 0 \Rightarrow \bar{\gamma} = \gamma' = 11 \text{ kN/m}^3$$

$$q_{\text{nette}} = \left(1 - 0.4 \frac{B''}{L''}\right) \bar{\gamma} \frac{B''}{2} N_{\gamma} + \left(1 + 0.2 \frac{B''}{L''}\right) c N_c$$

$$= \left(1 - 0.4 \cdot \frac{5.31}{5.31}\right) \times 11 \times \frac{5.31}{2} \times 2.65 + \left(1 + 0.2 \frac{5.31}{5.31}\right) \times 170 \times 10.98$$

$$= 2286.36 \text{ kPa} > q_{\text{nette court terme}}$$

$$q_{\text{nette}} = 2286.36 \text{ kPa}$$

Le court terme demeure le cas le plus déterminant.
La sécurité par rapport à la rupture des sols de fondation est grande. Rien n'est donc à craindre de ce point de vue.

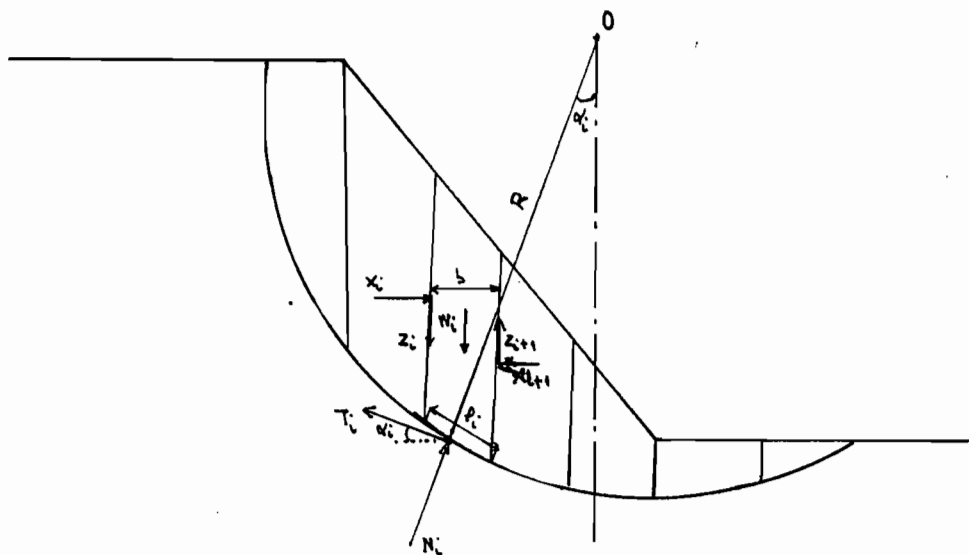
IV STABILITE des PENTES

A l'action des efforts internes et externes, le sol oppose sa résistance en cisaillement qui dépend de la cohésion et de son frottement interne. Il convient donc de vérifier s'il peut effectivement résister à ces sollicitations et prévoir les risques de glissement.

Cette vérification de la stabilité contre le glissement a été effectuée à l'aide du logiciel "STABEPT" retransmis en langage "FORTRAN 77 structuré" dans le cas d'un projet de fin d'études. La surface de glissement est ici circulaire; elle est, parmi toute une série de surfaces possibles, celle dont le risque de glissement est le plus grand (facteur de sécurité le plus faible).

Le principe de la méthode consiste à comparer les forces actives (forces de gravité de la portion du talus intérieur au cercle de glissement) et les forces passives (forces de cohésion et de frottement) qui leur résistent.

Le logiciel est basé sur les deux méthodes de BISHOP et de FELLENIUS.



Selon BISHOP le facteur de sécurité F est égal à :

$$F = \frac{\sum_i \frac{1}{\cos \alpha_i} \left[C_i b_i + (W_i - u_i b_i) \operatorname{tg} \phi_i \right]}{\sum_i W_i \sin \alpha_i} \frac{1}{1 + \frac{\operatorname{tg} \alpha_i \operatorname{tg} \phi_i}{F}}$$

Selon FELLENIOS

$$F = \frac{\sum_i \left[C_i b_i (W_i \cos^2 \alpha_i - u_i b_i) \operatorname{tg} \phi_i \right] / \cos \alpha_i}{\sum_i W_i \sin \alpha_i}$$

C_i = contrainte due à la cohésion

ϕ_i = angle de frottement interne

Il a fallu réaménager le logiciel pour tenir compte des surcharges dues à la superstructure.

Les profils ayant servi à cette vérification de la stabilité ont été obtenus à partir des relevés topométriques (voir annexe C-12) et des diagraphies des forages exécutés (voir annexe B-1).

Les deux profils montrés à l'annexe C-9 sont ceux dont la dénivellation, quoique faible, est la plus prononcée de la zone et concernent le bloc E. Les cas les plus critiques ont aussi été envisagés quant à l'influence de la nappe : l'eau, de par les pressions interstitielles introduites, contribue à réduire le facteur de sécurité, donc à augmenter le risque de glissement.

Les résultats des calculs sont donnés en annexe C-11

Pour le bloc E₁ le facteur de sécurité minimal est de 2,433 et pour le bloc E₂ il est égal à 4,803.

Le facteur de sécurité minimal obtenu dans les deux cas correspond à des cercles dont la ligne de tangence horizontale se situe presque à la limite supérieure de la couche d'argile raide. Il croît au fur et à mesure que la profondeur de la tangente augmente.

La limite admissible du facteur de sécurité minimal étant environ égal à 2, nous pouvons considérer que la zone étudiée est stable par rapport au glissement ce qui n'est pas surprenant: le terrain est relativement plat et les essais de résistance au cisaillement ont révélé une valeur élevée de la cohésion de l'argile ($c=170 \text{ kPa}$)

V ETUDE du GONFLEMENT

La pression de gonflement de la maene n'a pas pu être déterminée au laboratoire. Pour pouvoir prévoir le phénomène de gonflement-retrait nous nous sommes référés aux analyses du CEREQ effectuées en 1983. La pression de gonflement maximale trouvée était de 1 bar.

$$P_g = 1 \text{ bar} = 10^5 \text{ Pa} = 100 \text{ kPa}$$

évaluation de la pression minimale qui s'exerce au niveau de la couche d'argile:

Considérons une épaisseur moyenne de 4 m de gravier latéritique

$$\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$$

$$\text{Pression des terres } \sigma'_{v_0} = 4 \times 18 = 72 \text{ kPa}$$

La pression minimale due à la superstructure est égale à 194,7 kPa qui est la contrainte brute au niveau du cadre H_2

l'épaisseur de la couche d'argile est de 1,7 m

$$\Delta\sigma_v = \sigma_s \times I$$

$$I = 0,228$$

$$\Delta\sigma_v = 194,4 \times 0,228 = 44,39 \text{ kPa}$$

$$\sigma = \sigma'_v + \Delta\sigma_v = 72 + 44,39 = 116,39 \text{ kPa}$$

$$\sigma > 100 \text{ kPa}$$

C'est dire donc que la pression minimale s'exerçant sur l'argile compte la pression observée pendant le gonflement. Mais la pression de gonflement dépend considérablement de la teneur en eau ; celle-ci n'étant pas sujette à des fluctuations importantes, des conditions normales ne laissent pas présager des problèmes de gonflement.

VI QUALITE du COMPACTAGE REALISE

Un mauvais compactage du sol de fondation accentue le tassement subi par le sol. Pour une énergie donnée la densité en place et la teneur en eau naturelle du sol doivent être déduites de la densité sèche maximale et de la teneur en eau optimale données par la courbe de compactage.

Des résultats théoriques ont montré que le sol a été compacté à plus de 90% OPM et qu'en principe des problèmes dus au compactage ne devraient pas se poser. Mais l'énergie de compactage utilisée au laboratoire n'est pas nécessairement la même que celle pratiquement utilisée sur le terrain (les données de calcul n'étant pas disponibles pour le vérifier).

Ainsi donc les essais réalisés ne peuvent donner qu'une idée générale du compactage réalisé.

CONCLUSION

L'analyse structurale n'a pas révélé d'anomalie dans la conception générale des bâtiments du bloc étudié.

Les désordres actuels, d'un point de vue structural, ne peuvent pas être imputés à de mauvais calculs mais seraient probablement dus à des défauts d'exécution.

Quant à l'étude géotechnique, elle a surtout retenu les tassements différentiels comme étant les causes les plus probables des fissures existantes sur les bâtiments de la phase II de l'École Polytechnique de Thiès.

Les autres vérifications à savoir : la capacité portante des fondations, la qualité du compactage effectué sur les remblais et la stabilité par rapport au glissement ne permettent pas d'expliquer le phénomène.

RECOMMENDATIONS

Notre première recommandation portera sur les mesures préventives à prendre face à la ruine très imminente des bâtiments du bloc E.

A cet effet, nous proposons à ce que tous les locaux du bloc E soient évacués dans les plus brefs délais. Cette proposition ne doit pas être perçue comme une attitude alarmiste ou pessimiste de notre part.

Elle découle tout simplement de notre très grande inquiétude devant la situation critique de ce bâtiment.

Nous recommandons vivement aussi que les réparations débutent immédiatement, une fois toutes les études terminées. Un financement pour l'étude des solutions doit être mis en place le plus tôt possible.

Les solutions à envisager peuvent être entre autres :

- Le colmatage des fissures des locaux non concernés par la présente étude (solution tout à fait provisoire).
 - La mise en place (au cas où ils n'existeraient pas) des joints de dilatation au niveau de toutes les liaisons entre l'acier et ~~le~~ le béton ou la maçonnerie.
 - La reprise en sous œuvre des bâtiments du bloc E.
- Les modalités pratiques pour cette dernière solution seront analysées ultérieurement.

BIBLIOGRAPHIE

- John C. ROPKE "Concrete Problems Causes and cures"
Mc GrawHill Book Company
- Pierre CHARON "Calcul des ouvrages en béton armé suivant les règles
BAEL 80 Théorie et applications"
ed. EYROLLES 61, Boulevard Saint Germain 75005 Paris 1983
- Handbook of Steel Constructions
fourth edition 1986
Canadian institute of steel construction
- Notes de cours de Pierre SIBILLE
structures I
Ecole Polytechnique de Montréal Mai 1981
- F. LEONHARDT "Cracks and crack control at concrete structures
IABSE PROCEEDINGS P-109/87
Mémoires AIPC
- Notes de cours de Béton Armé II
- Notes de cours de Mécanique des sols I et II
- J. COSTET et G. SANGLERAT "Cours pratique de mécanique des sols", tome 1
DUNOD 3^e édition, 1981
- Encyclopédie du bâtiment tomes 1, 1bis
Eyrolles - Editions techniques 1986
- G.A. LEONARDS "les fondations"
Dunod Paris 1968

- A. GUERRIN Traité de Béton Armé "les fondations" tome 3

DUNOD, Paris 1977

- Concrete Design Handbook CPCA . 1985

ANNEXES

ANNEXE A

Resultats des tests de résistance à la compression effectués sur les carottes de béton

Les échantillons prélevés (par la SASIF) sont au nombre de cinq (5):

- Deux (2) dans des semelles isolées en béton armé.
- Un (1) dans un mur porteur en béton armé.
- Deux (2) dans des dalles en béton sur sol.

Le diamètre du carottier est de $\phi = 3'' \frac{1}{3}$,

$$(1'' = 25.4 \text{ mm})$$

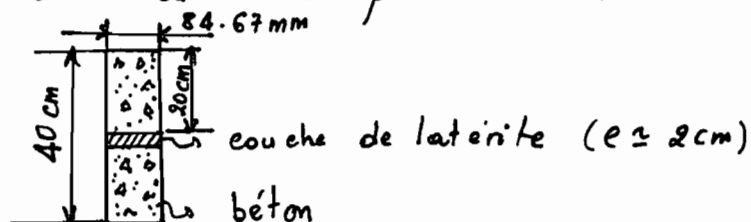
$$\text{soit donc } \phi = 84.67 \text{ mm.}$$

Ceci correspond à une section

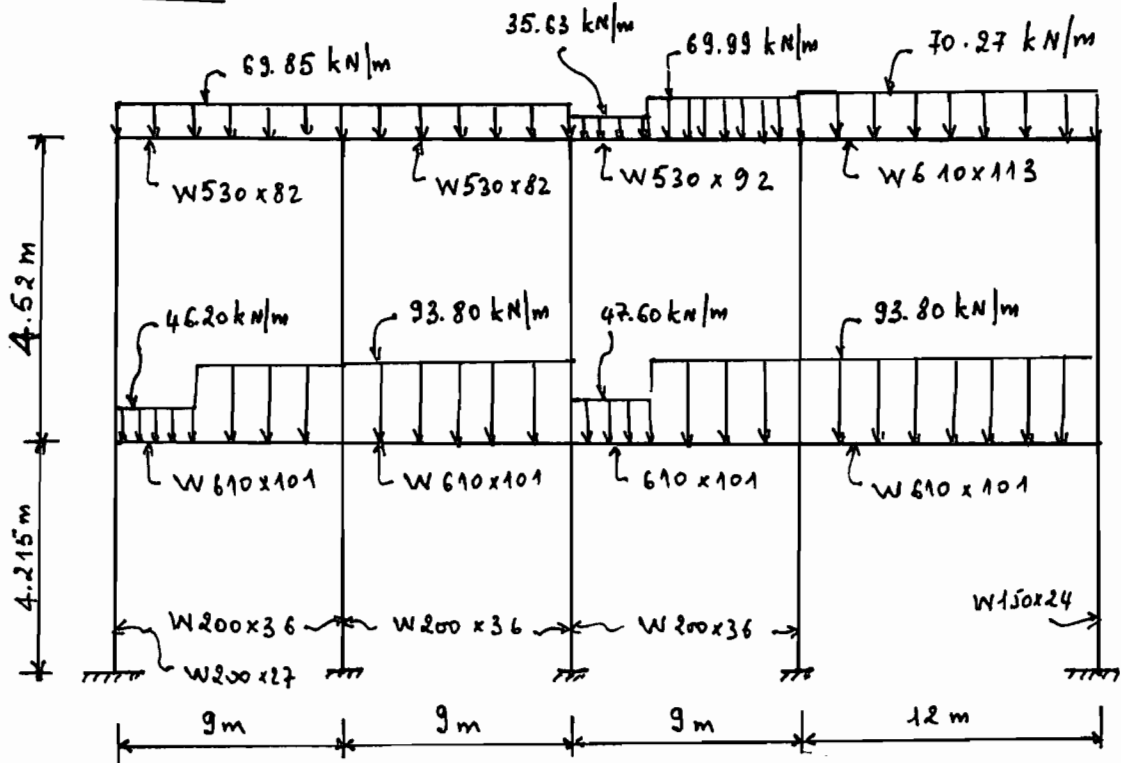
$$A = \frac{\pi \phi^2}{4} = \frac{\pi \times 84.67^2}{4} \approx 5630 \text{ mm}^2$$

Remarque: Dans l'échantillon prélevé dans une semelle isolée au niveau du bloc D se trouvait une couche d'environ 2 cm de latérite sans agrégat, sans mortier de ciment.

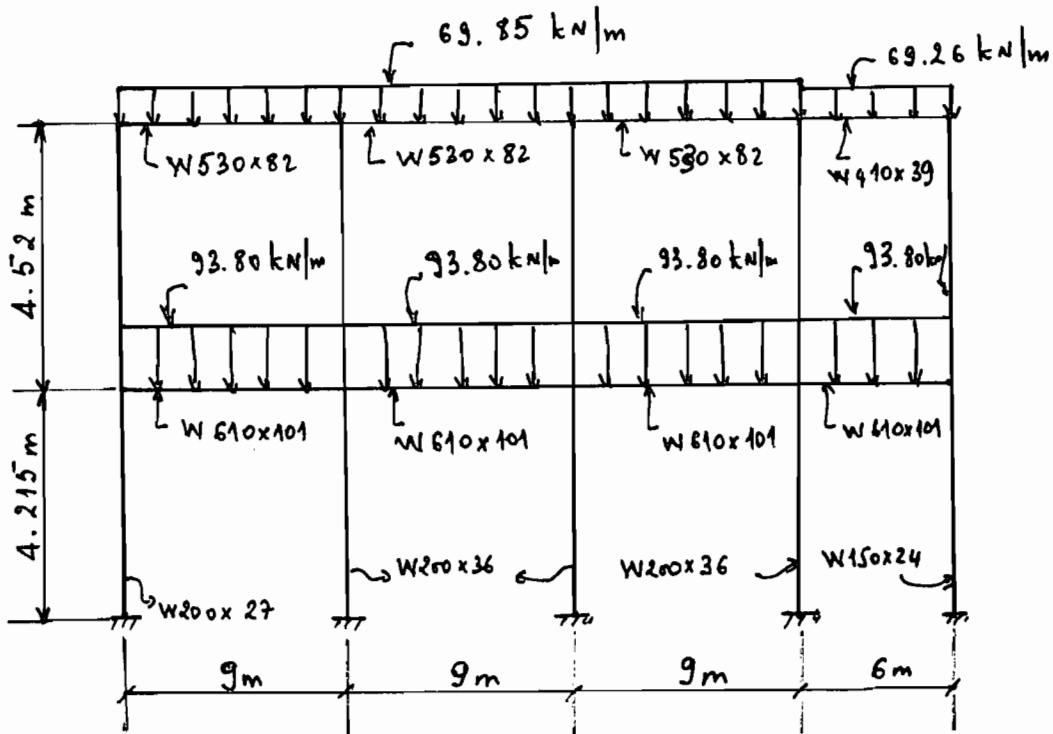
La coupe de la carotte se présente comme suit:



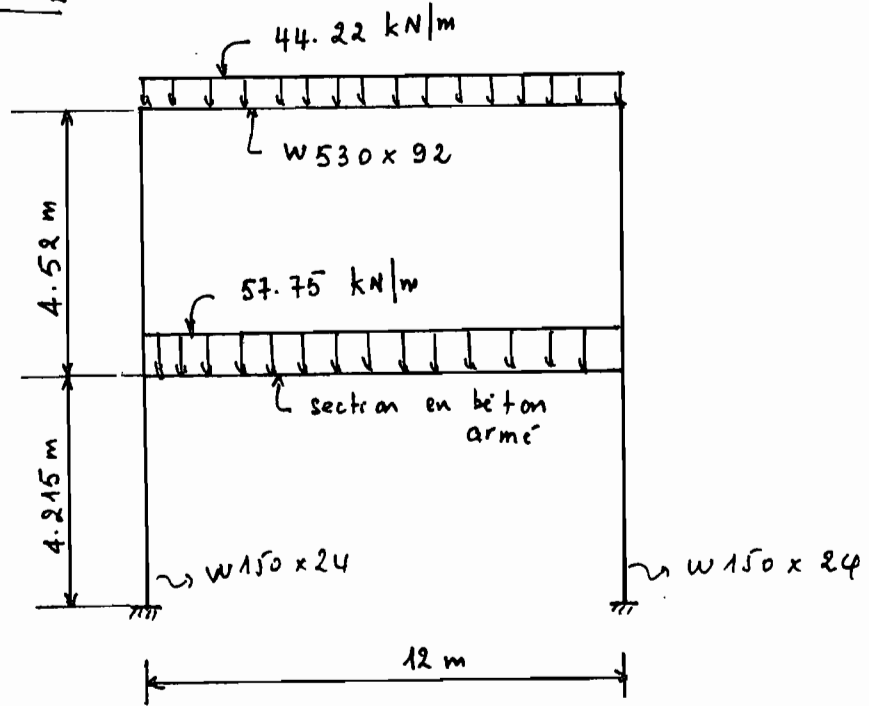
Cadre F



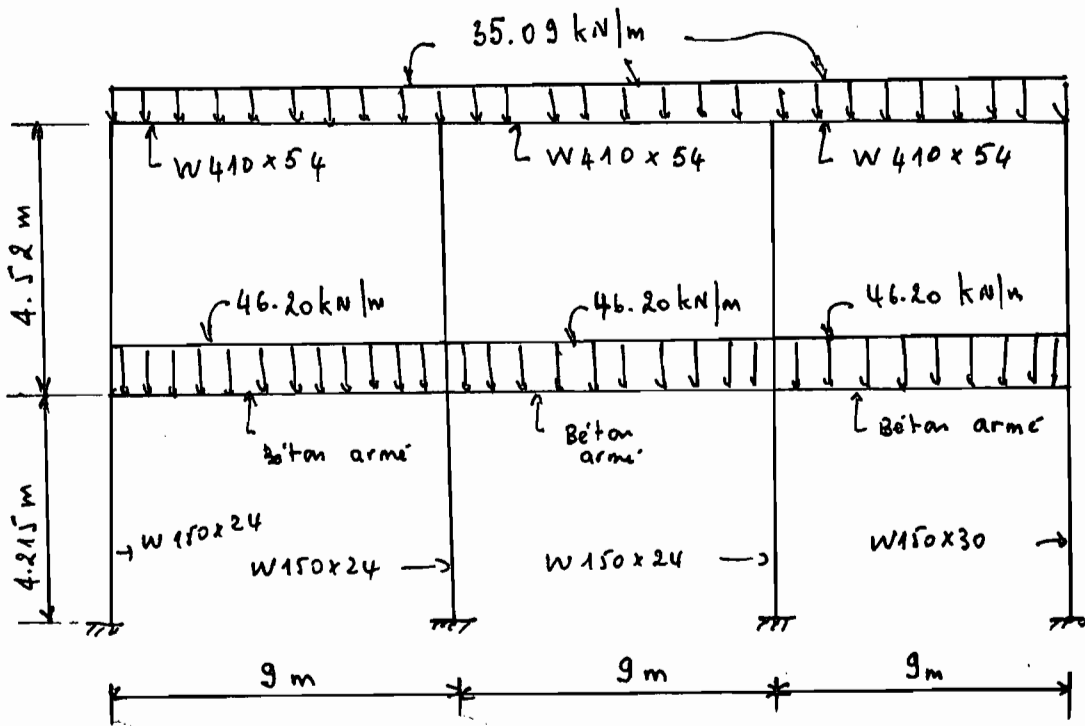
Cadre G₁



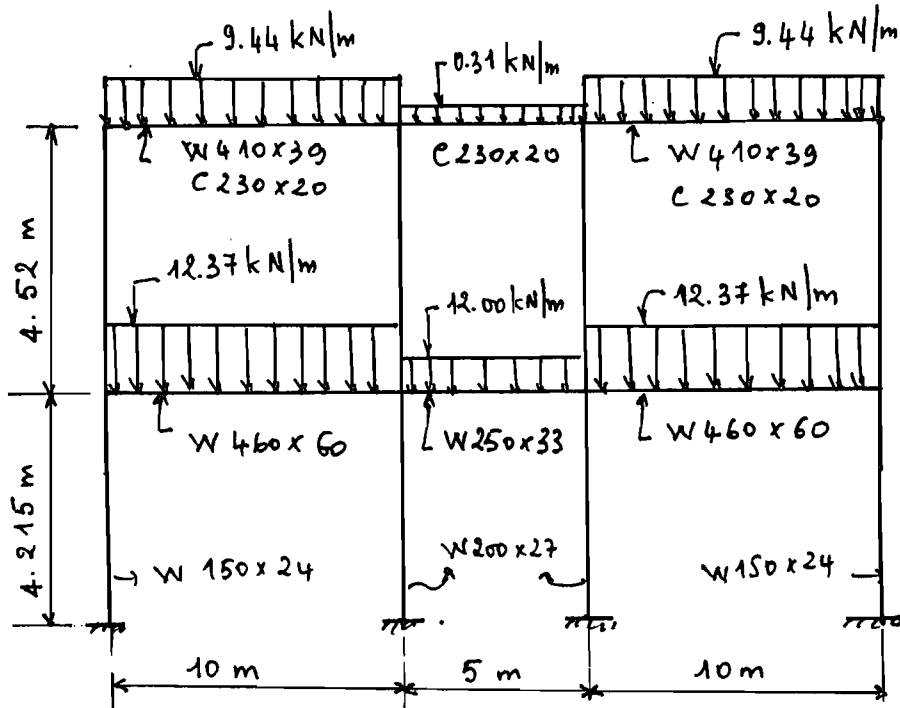
Cadre H₂ :



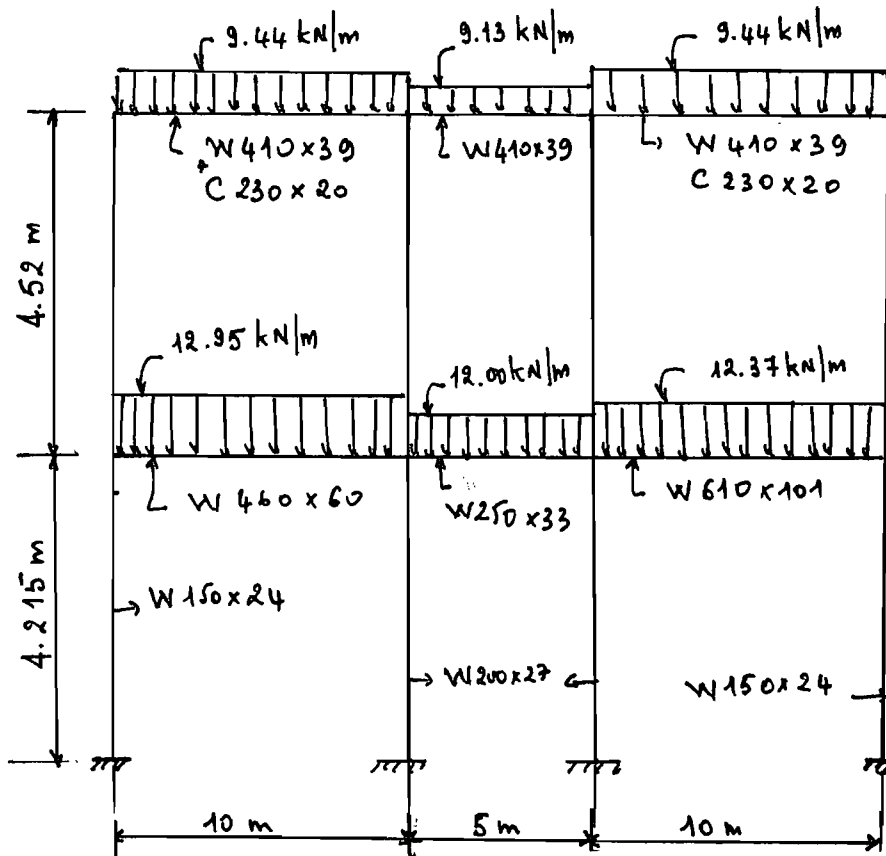
Cadre H₁



Cadre 12A

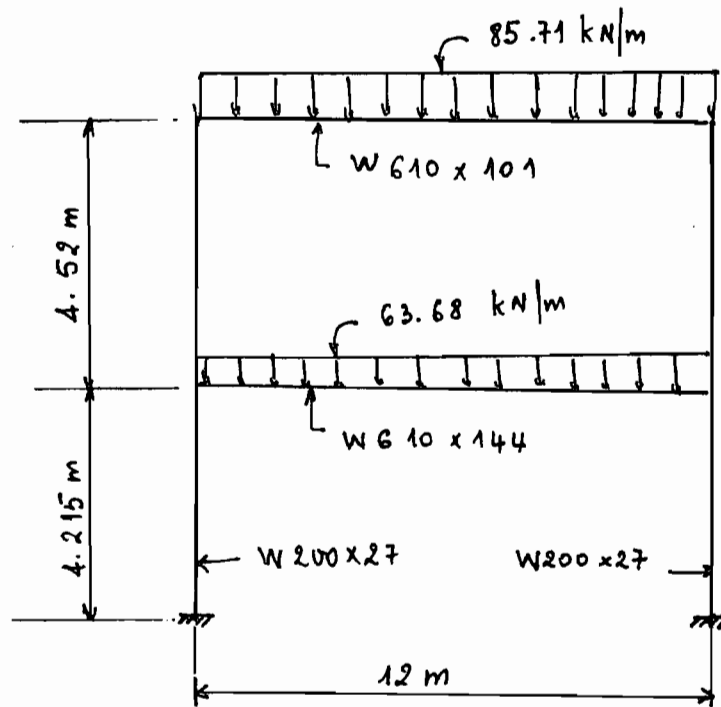


Cadre 11 A

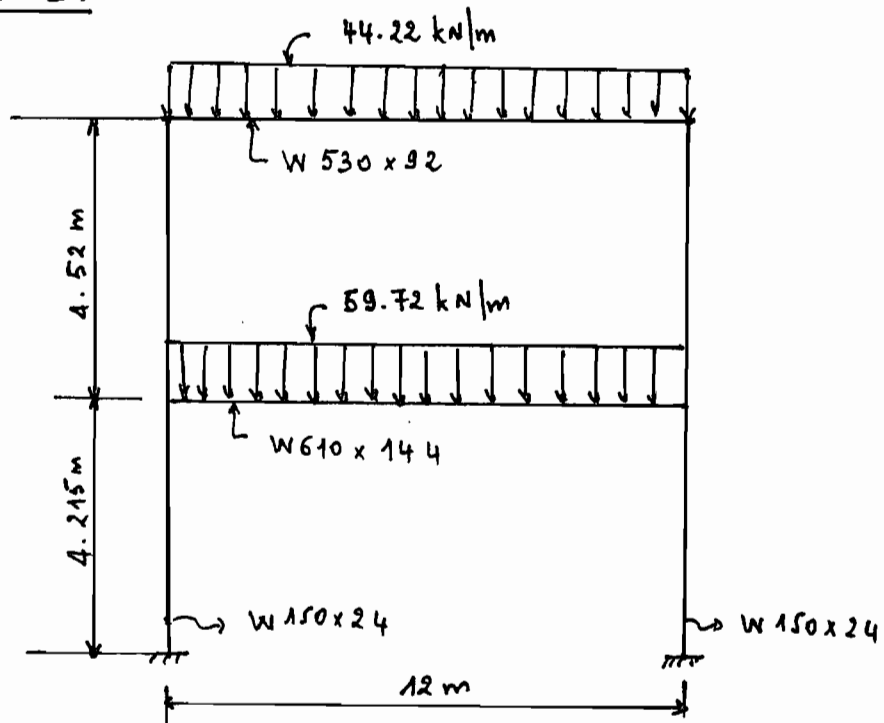


A-2.e

Cadre G2 et FG2

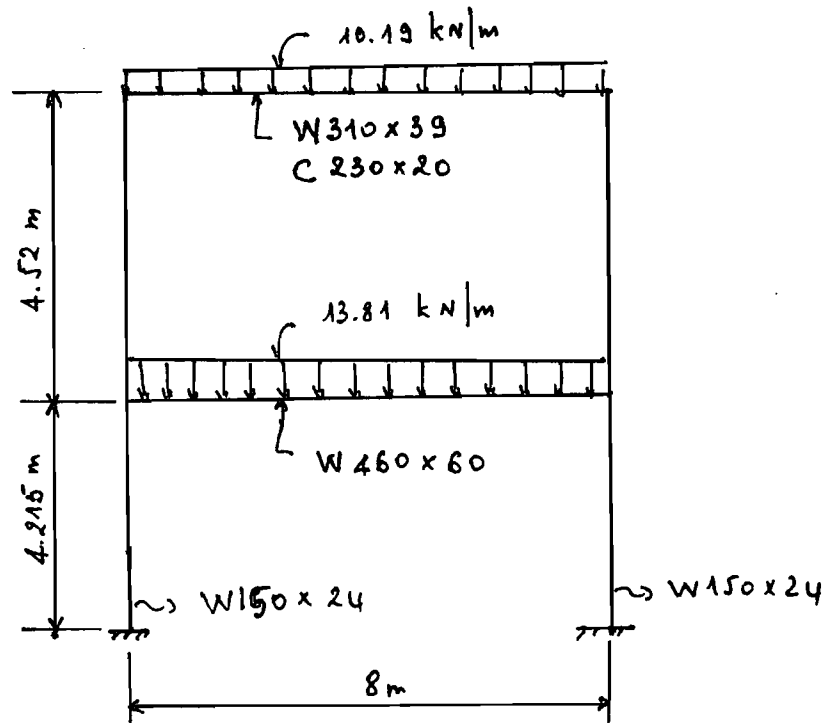


Cadre EF



A-2.3

Cadre G.3



STR. 01	SUPPORT REACTIONS			DRIVE A
JOINT NUMBER	LOAD CASE	X-REACTION (KNTS)	Y-REACTION (KNTS)	Z-REACTION (KNTS-M)
1	1	+328.560	+1645.276	+4581.671
3	1	+0.000	+0.000	+0.000
5	1	-90.811	+581.461	+127.977
8	1	-254.057	+417.984	+357.303
11	1	+0.000	+0.000	+0.000
14	1	-483.951	+1222.510	+676.416
17	1	94.014	+509.229	+130.308

A-2.7

SOFTEK SERVICES LTD.

_ Micro Engineering Software _

REGISTRATION NO. 100158

P-FRAME

Release 1.03

<C> Copyright Softek Services Ltd. 1983,1984

STR. 02		INITIALIZING DATA				DRIVE A	
TOTAL MEMBERS	TOTAL JOINTS	TOTAL SPRINGS	TOTAL SECTIONS	TOTAL LD CASES	TOTAL LD COMB	YOUNGMOD (MPA)	SHEARMOD (MPA)
	12	0	3	1	0	200000	83000

CLIENT: PROJET DE FIN D'ETUDE - E.P.T.
USER NAME: DIAGNE-DAMARA-NIANG
NAME DESCRIPTION: CADRE N.2
BITS (M/I): N
BANDWIDTH OPTIMIZATION (Y/N): Y

A-2.8

TR. 02		SUPPORT REACTIONS		DRIVE A
JOINT NUMBER	LOAD CASE	X-REACTION (KNTS)	Y-REACTION (KNTS)	Z-REACTION (KNTS-M)
1	1	-3.397	+42.251	+4.858
4	1	+14.164	+141.490	-19.652
7	1	-0.371	+191.336	+0.772
10	1	-10.399	+93.885	+14.889

A-2.9

SOFTEK SERVICES LTD.

_ Micro Engineering Software _

REGISTRATION NO. 100158

F-FRAME

Release 1.03

<C> Copyright Softek Services Ltd. 1983,1984

TR. 01		INITIALIZING DATA				DRIVE A	
TOTAL MEMBERS	TOTAL JOINTS	TOTAL SPRINGS	TOTAL SECTIONS	TOTAL LD CASES	TOTAL LD COMB	YOUNGMOD (MPA)	SHEARMOD (MPA)
1	12	0	4	1	0	200000	83000

CLIENT: E.P.T.
MEMBER NAME: DIAGNE-CAMARA-NIANG
MEMBER DESCRIPTION: CADRE IIA
JOINTS (M/L): M
BANDWIDTH OPTIMIZATION (Y/N): N

JOINT NUMBER	LOAD CASE	X-REACTION (KMTS)	Y-REACTION (KMTS)	Z-REACTION (KMTS-M)
1	1	+14.830	+124.309	-20.571
4	1	-10.873	+152.511	+15.747
7	1	+11.642	+160.924	-15.855
10	1	-15.599	+106.806	+22.183

A-2.11

SOFTEK SERVICES LTD.

_ Micro Engineering Software _

REGISTRATION NO. 100158

P-FRAME

Release 1.03

<C> Copyright Softek Services Ltd. 1983,1984

PTR. 01		INITIALIZING DATA				DRIVE A	
TOTAL MEMBERS	TOTAL JOINTS	TOTAL SPRINGS	TOTAL SECTIONS	TOTAL LD CASES	TOTAL LD COMB	YOUNGMOD (MPA)	SHEARMOD (MPA)
1	12	0	4	1	0	200000	83000

CLIENT: E.P.T.
USER NAME: DIAGNE-CAMARA-NIANG
NAME DESCRIPTION: CADRE 12A
BITS (M/I): M
BANDWIDTH OPTIMIZATION (Y/N): N

A-2. 12

TR. 01	SUPPORT REACTIONS			DRIVE A
JOINT NUMBER	LOAD CASE	X-REACTION (KNTS)	Y-REACTION (KNTS)	Z-REACTION (KNTS-M)
1	1	+13.759	+121.936	-19.066
4	1	-9.062	+137.262	+13.206
7	1	+10.764	+138.154	-14.624
10	1	-15.461	+107.398	+21.988

SOFTEK SERVICES LTD.

_ Micro Engineering Software _

REGISTRATION NO. 100158

P-FRAME

Release 1.03

<C> Copyright Softek Services Ltd. 1983,1984

```
-----  
-----  
STR. 03          INITIALIZING DATA          DRIVE A  
  
TOTAL    TOTAL    TOTAL    TOTAL    TOTAL    TOTAL    YOUNGMOD    SHEARMOD  
MEMBERS  JOINTS   SPRINGS  SECTIONS LD CASES  LD COMB   (MPA)      (MPA)  
  
14       12       0        3        1        0        200000     83000
```

```
CLIENT: PROJET DE FIN D'ETUDE - E.P.T.  
USER NAME: DIAGNE-CAMARA-NIANG  
FRAME DESCRIPTION: CADRE H1  
UNITS (N/I): N  
BANDWIDTH OPTIMIZATION (Y/N): Y  
-----
```

A-2 14

STR. 03		SUPPORT REACTIONS			DRIVE A
JOINT NUMBER	LOAD CASE	X-REACTION (KNTS)	Y-REACTION (KNTS)	Z-REACTION (KNTS-K)	
1	1	+52.084	+348.445	-73.146	
4	1	+0.849	+748.973	-1.194	
7	1	-0.849	+748.973	+1.194	
10	1	-52.084	+348.442	+73.146	

A-2.15

SOFTEK SERVICES LTD.

_ Micro Engineering Software _

REGISTRATION NO. 100158

P-FRAME

Release 1.03

<C> Copyright Softek Services Ltd. 1983,1984

STR. 02		INITIALIZING DATA				DRIVE A	
TOTAL	TOTAL	TOTAL	TOTAL	TOTAL	TOTAL	YOUNGMOD	SHEARMOD
MEMBERS	JOINTS	SPRINGS	SECTIONS	LD CASES	LD COMB	(MPA)	(MPA)
6	6	0	3	1	0	200000	83000

CLIENT: PFE

USER NAME: QUENUM-CAMOU-SALY

FRAME DESCRIPTION: CADRE H2

UNITS (M/I): M

BANDWIDTH OPTIMIZATION (Y/N): Y

A 2 16

SOFTEK SERVICES LTD.

_ Micro Engineering Software _

REGISTRATION NO. 100158

P-FRAME

Release 1.03

<C> Copyright Softek Services Ltd. 1983,1984

STR. 04		INITIALIZING DATA				DRIVE A	
TOTAL MEMBERS	TOTAL JOINTS	TOTAL SPRINGS	TOTAL SECTIONS	TOTAL LD CASES	TOTAL LD COMB	YOUNGMOD (MPA)	SHEARMOD (MPA)
18	15	0	6	1	0	200000	83000

CLIENT: ECOLE POLYTECHNIQUE DE THIES - P.F.E.

USER NAME: DTAGNE-CAMARA-MIANG

FRAME DESCRIPTION: CADRE 61

UNITS (M/D): M

BANDWIDTH OPTIMIZATION (Y/N): Y

A. 2 . 17

STR. 04	SUPPORT REACTIONS			DRIVE A
JOINT NUMBER	LOAD CSE	X-REACTION (KNTS)	Y-REACTION (KNTS)	Z-REACTION (KNTS-M)
1	1	+107.050	+700.617	-150.737
4	1	+2.015	+1514.548	-3.866
7	1	-2.991	+1470.899	+3.181
10	1	-59.805	+1244.999	+82.938
13	1	-46.259	+459.844	+24.748

A-2 . 18

STR. 02	SUPPORT REACTIONS			DRIVE A
JOINT NUMBER	LOAD CSE	X-REACTION (KNTS)	Y-REACTION (KNTS)	Z-REACTION (KNTS-M)
1	1	+102.320	+593.820	-143.797
4	1	-102.320	+593.820	+143.797

A. 2 . 13

SOFTEK SERVICES LTD.

_ Micro Engineering Software _

REGISTRATION NO. 100158

P-FRAME

Release 1.03

<C> Copyright Softek Services Ltd. 1983,1984

STR. 03 INITIALIZING DATA DRIVE A

TOTAL MEMBERS	TOTAL JOINTS	TOTAL SPRINGS	TOTAL SECTIONS	TOTAL LD CASES	TOTAL LD COMB	YOUNGMOD (MPA)	SHEARMOD (MPA)
6	6	0	3	1	0	200000	83000

CLIENT: PFE
 USER NAME: QUENUM-CAMOU-SALY
 FRAME DESCRIPTION: CADRE G2 ET FG2
 UNITS (M/I): M
 BANDWIDTH OPTIMIZATION (Y/N): Y

A-2 . 20

STR. 03		SUPPORT REACTIONS		DRIVE A
JOINT NUMBER	LOAD CSE	X-REACTION (KNTS)	Y-REACTION (KNTS)	Z-REACTION (KNTS-M)
1	1	+76.049	+896.340	-107.682
4	1	-76.049	+896.340	+107.682

A - 2 . 21

SOFTEK SERVICES LTD.

_ Micro Engineering Software _

REGISTRATION NO. 100158

P-FRAME

Release 1.03

<C> Copyright Softek Services Ltd. 1983,1984

```
-----  
-----  
STR. 01          INITIALIZING DATA          DRIVE A  
  
TOTAL    TOTAL    TOTAL    TOTAL    TOTAL    TOTAL    YOUNGMOD    SHEARMOD  
MEMBERS  JOINTS   SPRINGS  SECTIONS LD CASES  LD COMB   (MPA)      (MPA)  
  
21       16       0        5        1        0        200000     83000
```

```
CLIENT: ECOLE POLYTECHNIQUE DE THIES  
USER NAME: CAMARA AMADOU  
FRAME DESCRIPTION: CADRE F  
UNITS (M/I): M  
BANDWIDTH OPTIMIZATION (Y/N): Y  
-----
```

A-2 . 22

STR. 01	SUPPORT REACTIONS			DRIVE A
JOINT NUMBER	LOAD CSE	X-REACTION (KNTS)	Y-REACTION (KNTS)	Z-REACTION (KNTS-M)
1	1	+94.737	+573.355	-134.884
5	1	+37.282	+1485.547	-54.227
8	1	+0.590	+1293.775	-3.238
13	1	+150.746	+1245.479	-214.494
16	1	-579.543	+562.774	+693.697

A-2 . 23

SOFTEK SERVICES LTD.

_ Micro Engineering Software _

REGISTRATION NO. 100158

P-FRAME

Release 1.03

<C> Copyright Softek Services Ltd. 1983,1984

STR. 05 INITIALIZING DATA DRIVE A

TOTAL MEMBERS	TOTAL JOINTS	TOTAL SPRINGS	TOTAL SECTIONS	TOTAL LD CASES	TOTAL LD COMB	YOUNGMOD (MPA)	SHEARMOD (MPA)
6	6	0	3	1	0	200000	83000

CLIENT: EPT
USER NAME: AMADOU CAMARA
FRAME DESCRIPTION: CADRE NO.EF
UNITS (M/I): M
BANDWIDTH OPTIMIZATION (Y/N): Y

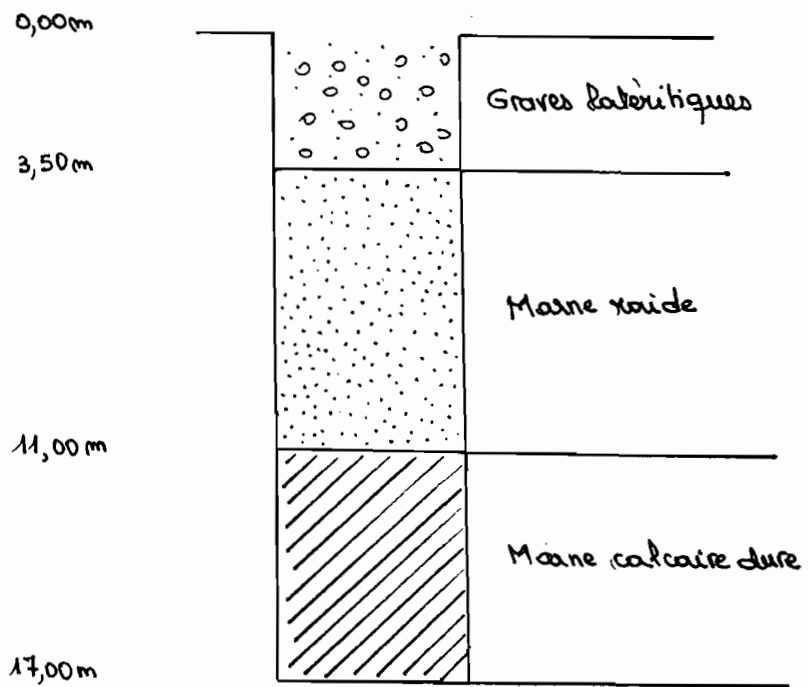
STR. 05 SUPPORT REACTIONS DRIVE A

JOINT NUMBER	LOAD CSE	X-REACTION (KNTS)	Y-REACTION (KNTS)	Z-REACTION (KNTS-M)
1	1	+114.755	+618.869	-161.296
5	1	-145.809	+628.411	-447.393

ANNEXE B

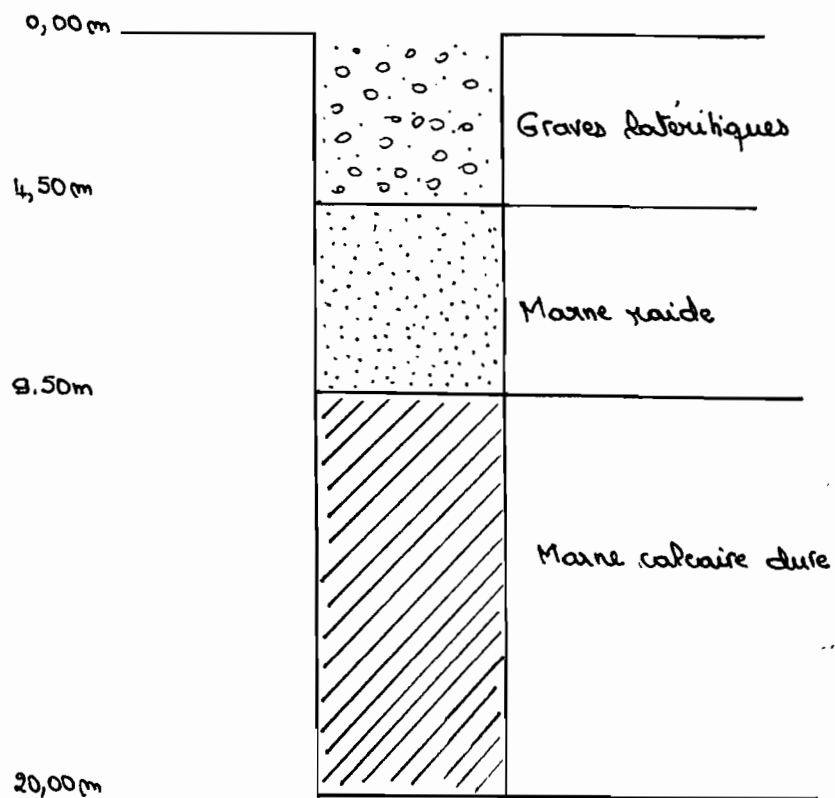
Diagraphie du forage 2

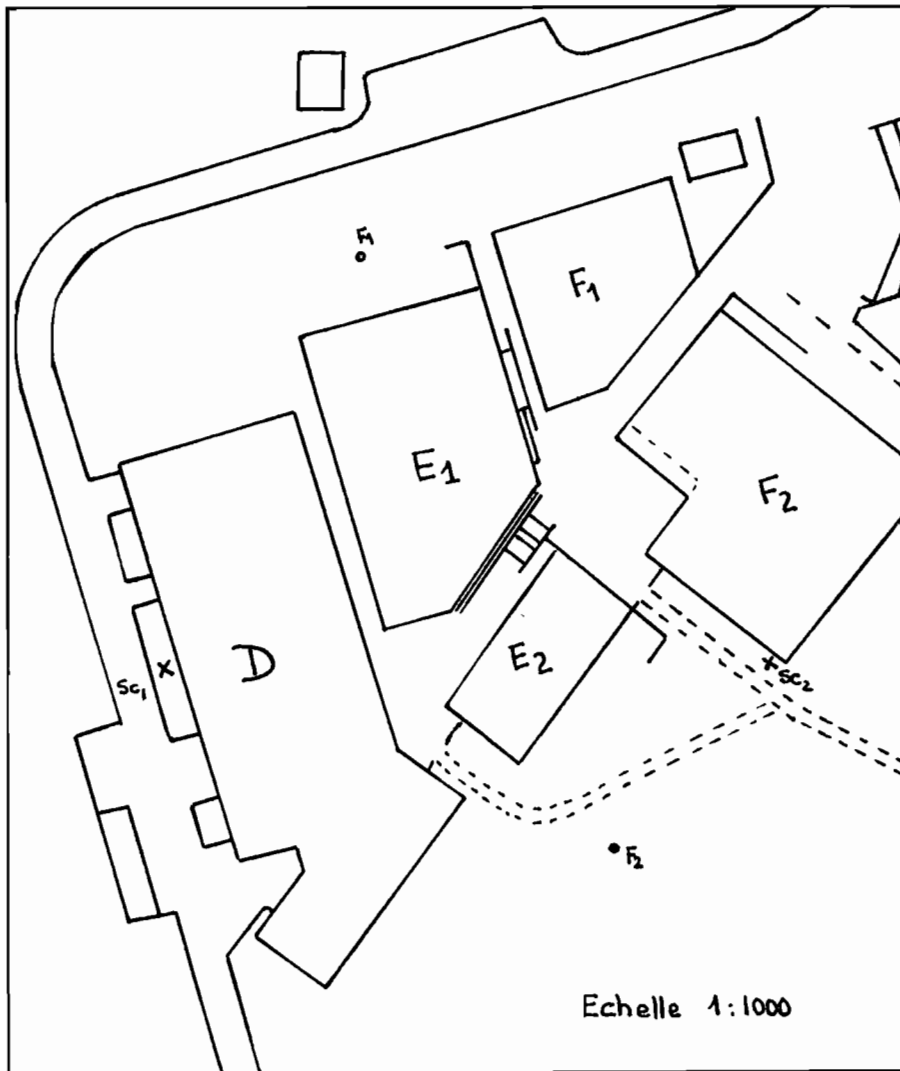
(le forage est derrière le secrétariat et le laboratoire de mécanique des sols)



Diagraphie du forage 1

(Le forage est situé derrière le laboratoire d'hydraulique et en face du projet de dessalement d'eau de mer).





x sondages carottés effectués en 1983

o sondages carottés effectués en 1988

Ecole Polytechnique
de Thiès

FICHE DESCRIPTIVE DE TROU DE FORAGE

TROU N°: 1

NOM DE LA LOCALITE:

PROJET

COORDONNEES

U.T.M. ou M.T.M.

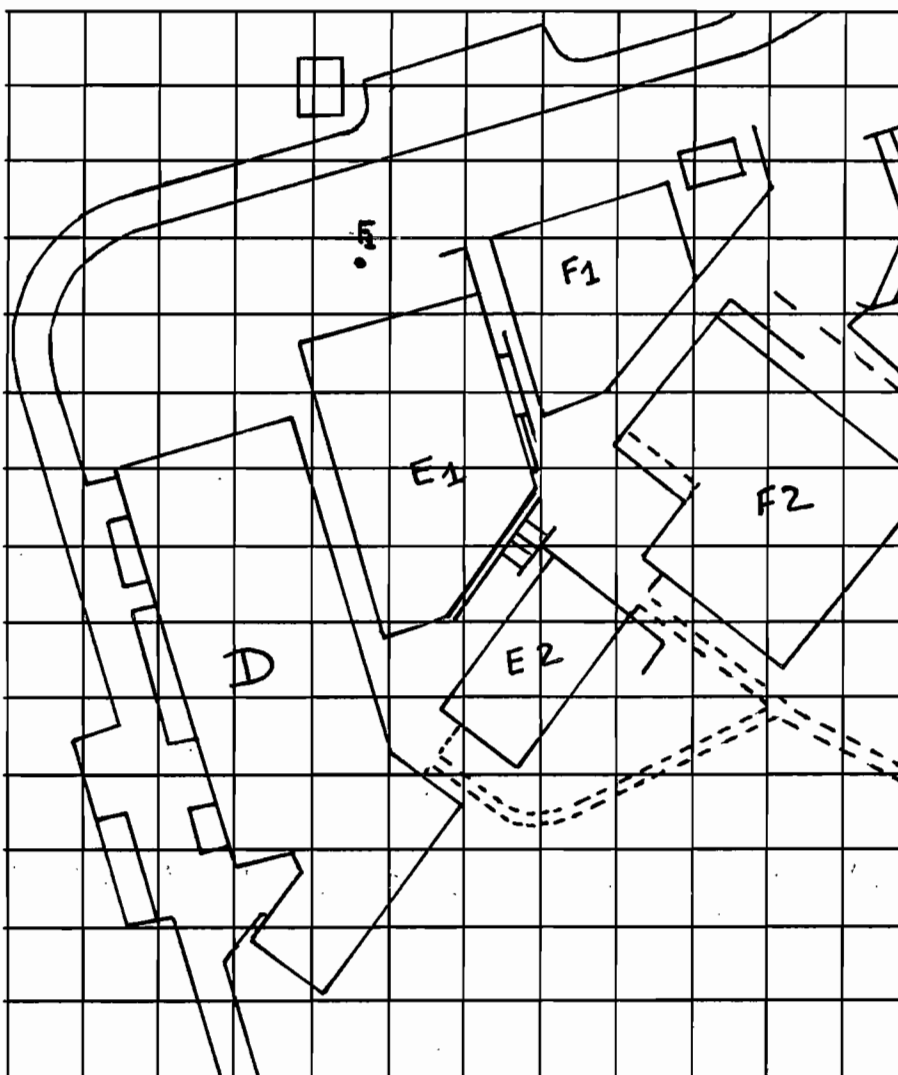
GEOGRAPHIQUES

FENILLET CARTOGRAPHIQUE

X = -----	Latitude =	----- 1556 415 N -----	-----
Y = -----	Longitude =	----- 288 266 E -----	-----
Z = -----	Elévation =	----- 84,757m -----	-----

CROQUIS DE SITUATION Echelle: 1/ 1000

OBSERVATIONS



le trou de forage constitue
aussi un piézomètre

Fait le .. /.../.... à..... par.....

E. M. MB

Classification sommaire des fissures observées (Phase II)

Localisation		Caractéristiques	
Identification du bâtiment	Partie Structurale	épaisseur	Mode de propagation
Labo hydraul	sep. mur de sout. lab	7cm	vertical
— II —	façade latérale	3cm	oblique
— II —	façade latérale	2.5cm	vertical
Labo. hydr (E)	façade Lat	2cm	oblique
D8A	porte	1,1cm	horizontal
D7A	porte	1,1cm	horizontal
Salle de dessin	façade Lat.	1cm	horizontal
Bibliothèque	Entrée	1cm	vertical
Labo. Meca. sols	façade Lat.	1cm	oblique
— II —	plancher	1cm	Longitudinal
atelier	sous porte	8mm	horizontal
Labo hydr	Entrée	8mm	Longitudinal
D7A	façade Lat	6mm	oblique.
Imprimerie	faç. Lat.	6mm	horizontal
atelier	entrée	5mm	oblique.
Labo sols	entrée	5mm	oblique.
Labo. hydr	Colonne	5mm	vertical.
atelier	entrée	4mm	vertical.
Labo. hydr	faç. Lat	4mm	horizontal

Ecole Polytechnique
de Thiès

FICHE DESCRIPTIVE DE TROU DE FORAGE

TROU N°: 2

NOM DE LA LOCALITE:

PROJET de FIN d'ETUDES

COORDONNEES

U.T.M. ou M.T.M.

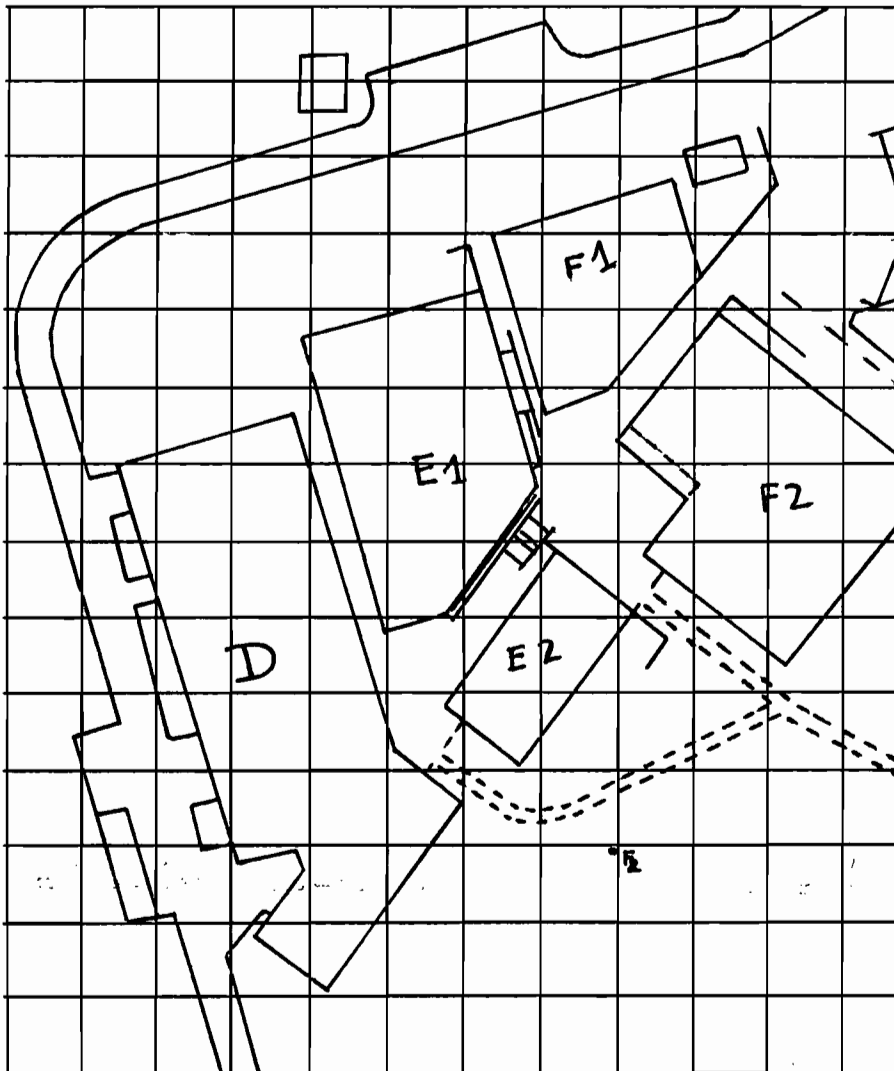
GEOGRAPHIQUES

FENILLET CARTOGRAPHIQUE

X = -----	Latitude =	1636 358 N	-----
Y = -----	Longitude =	288296.5 E	-----
Z = -----	Elevation =	84,323 m	-----

CROQUIS DE SITUATION Echelle: 1/ 4000

OBSERVATIONS



le trou de forage constitue aussi
un piézomètre

Fait le .. /.../.... à..... par.....

E. M. MB

École polytechnique de Thiès



B.P. 10 Thiès

Tél. 51.16.32 - 51.15.48

Telex. 77108 EP Thiès

SUJET : ETUDE PRATIQUE DU PHENOMENE DE FISSURATION
SUR LES LOCAUX DE LA PHASE II DE L'E.P.T.

Rapport des travaux exécutés par la SASIF.

- le 19 Avril 1988 (après-midi) mise en place de l'équipement.
- le 20 Avril 1988 :
 - 1 carottage (ϕ ext. 116 mm, ϕ int. \approx 80 mm)
de 48 cm dans la semelle d'une colonne située dans
le laboratoire de résistance des matériaux.
 - 1 carottage (ϕ ext. 116 mm ; ϕ int. \approx 80mm)
de 30 cm dans la dalle en béton du plancher du même
laboratoire.
- le 21 Avril 1988 (matinée)
 - 1 carottage (ϕ ext. 116 mm ; ϕ int. \approx 80 mm)
de 37 cm dans le mur de soutènement en béton armé
du bloc E côté nord-est (débouchant dans la salle de méca-
nique).

Ismaïla GUEYE

Chef du Département de Génie Civil.

Thiès, le 21 Avril 1988
/cd

ANNEXE B-5

IDENTIFICATION	ELEVATIONS DE REFERENCE	MESURES DES NIVEAUX DE LA NAPPE PHREATIQUE ETUDE DES FISSURES SUR LES LOCAUX DE LA PHASE II					
DU PIEZOMETRE	1- sommet du tubage (hauteur /sol) 2- niveau du sol 3- fond du piézo.	Le: <u>21 mai 1988</u> Par: <u>A. Camara, N.S. Diagne, A. Niang</u> Δ temps : 0 (initial)	Le: <u>25 mai 1988 à 12^h</u> Par: <u>A. Camara, N.S. Diagne, A. Niang</u> Δ temps :	Le: <u>25 Mai 1988 à 17^h</u> Par: <u>A. Camara, N.S. Diagne, A. Niang</u> Δ temps :	Le: <u>26 Mai 1988 à 9^h 13^m</u> Par: <u>Camara - NIANG DIAGNE</u> Δ temps :	Le: <u>26 Mai 1988 à 16^h</u> Par: <u>Camara - NIANG DIAGNE</u> Δ temps :	
1 <small>(trou de for.) Nord bloc E1</small>	1 - <u>85,974</u> m h/sol: <u>1,217</u> m 2 - <u>84,757</u> m 3 - <u>64,75</u> m Obs.: Prof. <u>≥ 20</u> m	<u>Lecture</u> <u>8,35</u> m Prof./sol: <u>7,133</u> m Elévat. <u>77,624</u> m Δ élév. <u>0,0</u> m Obs.: <u>≥ 12,9</u> m d'eau	<u>Lecture</u> <u>14,18</u> m Prof./sol: <u>12,963</u> m Elévat. <u>71,794</u> m Δ élév. _____ m Obs.: _____	<u>Lecture</u> <u>14,39</u> m Prof./sol: <u>13,17</u> m Elévat. <u>71,58</u> m Δ élév. _____ m Obs.: _____	<u>Lecture</u> <u>13,865</u> m Prof./sol: <u>12,648</u> m Elévat. <u>78,109</u> m Δ élév. _____ m Obs.: _____	<u>Lecture</u> <u>13,66</u> m Prof./sol: <u>12,443</u> m Elévat. <u>72,314</u> m Δ élév. _____ m Obs.: _____	
2 <small>(trou de for.) Sud bloc E2</small>	1 - <u>84,903</u> m h/sol: <u>0,580</u> m 2 - <u>84,323</u> m 3 - <u>67,30</u> m Obs.: Prof. <u>≥ 17</u> m	<u>Lecture</u> <u>10,56</u> m Prof./sol: <u>9,980</u> m Elévat. <u>74,343</u> m Δ élév. <u>0,0</u> m Obs.: <u>Δ 1-2 = 3,28</u> m	<u>Lecture</u> <u>14,82</u> m Prof./sol: <u>14,24</u> m Elévat. <u>70,083</u> m Δ élév. _____ m Obs.: <u>Δ 1-2 = 3,7 m</u>	<u>Lecture</u> <u>14,90</u> m Prof./sol: <u>14,32</u> m Elévat. <u>70,003</u> m Δ élév. _____ m Obs.: <u>Δ 1-2 = 3,68 m</u>	<u>Lecture</u> <u>14,64</u> m Prof./sol: <u>14,06</u> m Elévat. <u>70,263</u> m Δ élév. _____ m Obs.: <u>Δ 1-2 = 1,85 m</u>	<u>Lecture</u> <u>11,68</u> m Prof./sol: <u>11,1</u> m Elévat. <u>78,223</u> m Δ élév. _____ m Obs.: <u>Δ 1-2 = 1,85 m</u>	

IDENTIFICATION	ELEVATIONS DE REFERENCE	Le: <u>30 mai 1988 à 18^h 20</u> Par: <u>CAMARA NIANG - DIAGNE</u> Δ temps :	Le: <u>1 Juin 1988 à 12^h</u> Par: <u>CAMARA - NIANG DIAGNE</u> Δ temps :	Le: _____ Par: _____ Δ temps :	Le: _____ Par: _____ Δ temps :	Le: _____ Par: _____ Δ temps :
1 <small>(trou de for.) Nord bloc E1</small>	1 - <u>85,974</u> m h/sol: <u>1,217</u> m 2 - <u>84,757</u> m 3 - <u>64,75</u> m Obs.: Prof. <u>≥ 20</u> m	<u>Lecture</u> <u>12,05</u> m Prof./sol: <u>10,833</u> m Elévat. <u>72,924</u> m Δ élév. _____ m Obs.: _____	<u>Lecture</u> <u>11,50</u> m Prof./sol: <u>10,283</u> m Elévat. <u>74,434</u> m Δ élév. _____ m Obs.: _____	_____ m Prof./sol: _____ m Elévat. _____ m Δ élév. _____ m Obs.: _____	_____ m Prof./sol: _____ m Elévat. _____ m Δ élév. _____ m Obs.: _____	_____ m Prof./sol: _____ m Elévat. _____ m Δ élév. _____ m Obs.: _____
2 <small>(trou de for.) Sud bloc E2</small>	1 - <u>84,903</u> m h/sol: <u>0,580</u> m 2 - <u>84,323</u> m 3 - <u>67,30</u> m Obs.: Prof. <u>≥ 17</u> m	<u>Lecture</u> <u>14,61</u> m Prof./sol: <u>14,03</u> m Elévat. <u>70,333</u> m Δ élév. _____ m Obs.: <u>Δ 1-2 = 3,53 m</u>	<u>Lecture</u> <u>14,47</u> m Prof./sol: <u>13,89</u> m Elévat. <u>70,433</u> m Δ élév. _____ m Obs.: <u>Δ 1-2 = 4,04 m</u>	_____ m Prof./sol: _____ m Elévat. _____ m Δ élév. _____ m Obs.: _____	_____ m Prof./sol: _____ m Elévat. _____ m Δ élév. _____ m Obs.: _____	_____ m Prof./sol: _____ m Elévat. _____ m Δ élév. _____ m Obs.: _____

voir aussi
les fiches
descriptives
pour la
localisation
exacte

sys. de rattachement
Repère de nivellement
N-003 (auret du dev.)
en V - près lab. hydr.)

Toutes les lectures sont prises par rapport au sommet du tube (à 1 cm près à l'aide d'une cloche et d'une corde graduée)
Les profondeurs de la nappe par rapport au sol sont données à titre indicatif (seules les élévations sont à considérer)
ELEVATION de la nappe phréatique = ELEVATION de REFERENCE (1) (sommet du tubage) - moins LECTURE (/ au sommet du tubage)
Les différences d'élévations sont calculées d'après la mesure précédente (Δ élévation pour un intervalle de temps donné)
Bien noter toutes les observations (qualité, quantité d'eau etc..) faites sur le terrain dans la colonne prévue à cet effet

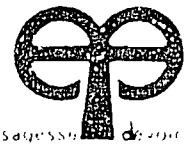
PROJET DE FIN D'ETUDE 1987 - 1988

Etude pratique du phénomène de fissuration sur les locaux de la phase II de l'E.P.T.
Par: Amadou CAMARA - N'dèye S. DIAGNE - Amadou NIANG

ANNEXE C

B-6

école polytechnique de Thiès



B.P. 10 Thiès

Tel. 51 16 32 - 51 15 48

Tel. 77108 EP Thiès

SUJET : ETUDE PRATIQUE DU PHENOMENE DE FISSURATION
SUR LES LOCAUX DE LA PHASE II DE L'E.P.T.

Rapport des travaux exécutés par la S A S I F.

- Le 5 Mai 1988 (attente - manque outils) - mise en place de l'équipement.
- Le 6 Mai 1988 :
 - 1 Carottage (ϕ ext. 116mm, ϕ int. \approx 80mm)
de 35cm dans le mur de soutènement en béton armé du laboratoire
de génie sanitaire (bloc E1 côté est).
 - 1 carottage (ϕ ext. 116mm; ϕ int. \approx 80mm)
de 1,0m dans le plancher du laboratoire d'hydraulique (carottage
de la dalle et de la semelle).

Ismaila GUEYE :

Chef du Département de Génie Civil

Thiès, le 7 Mai 1988.

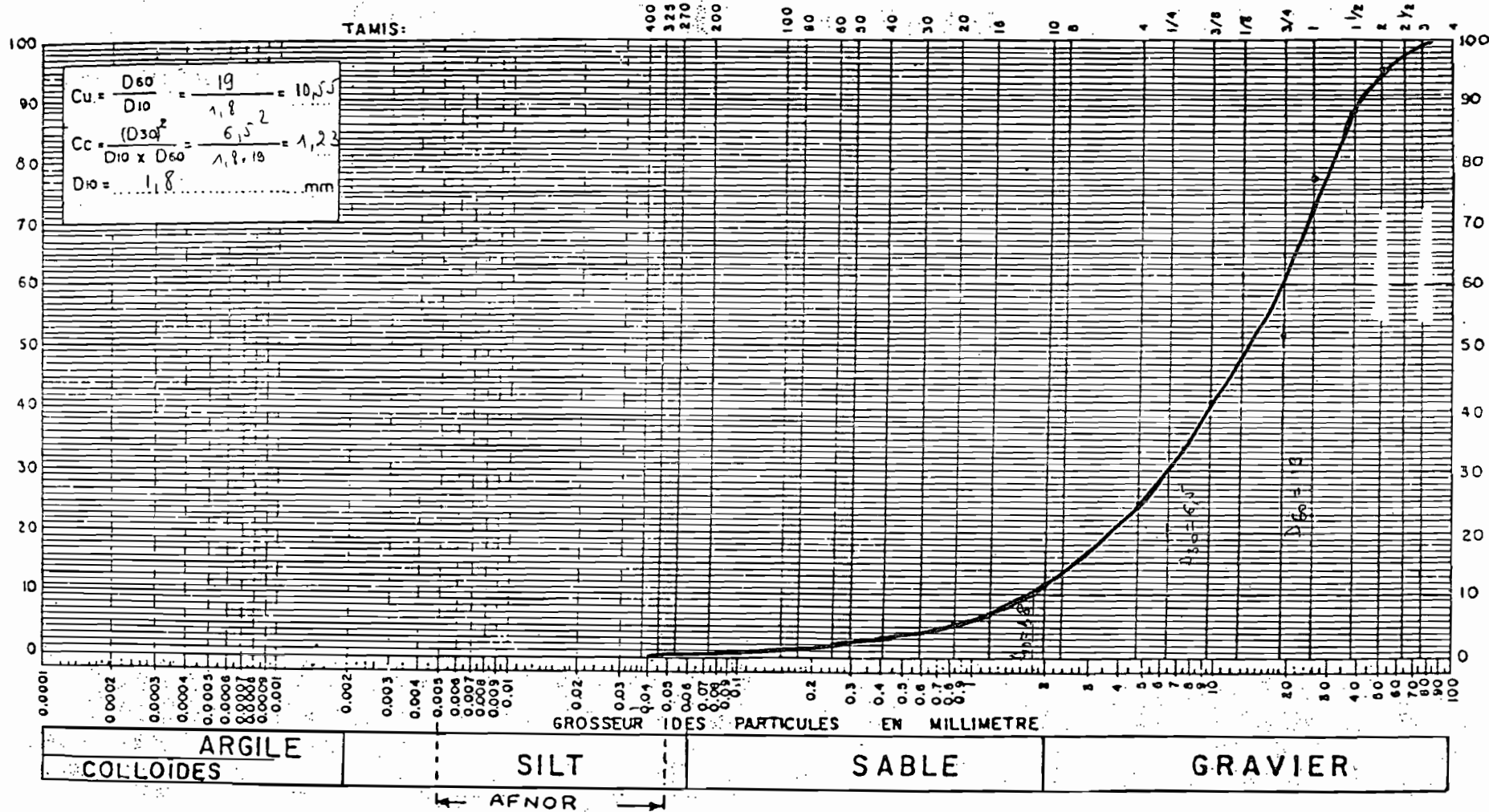
o/s



DATE 28-2-88

ECHANTILLON NO. _____

COURBE GRANULOMETRIQUE



Description : Gravier lateritique Prof de 0 a 4,5 m - Origine PM.

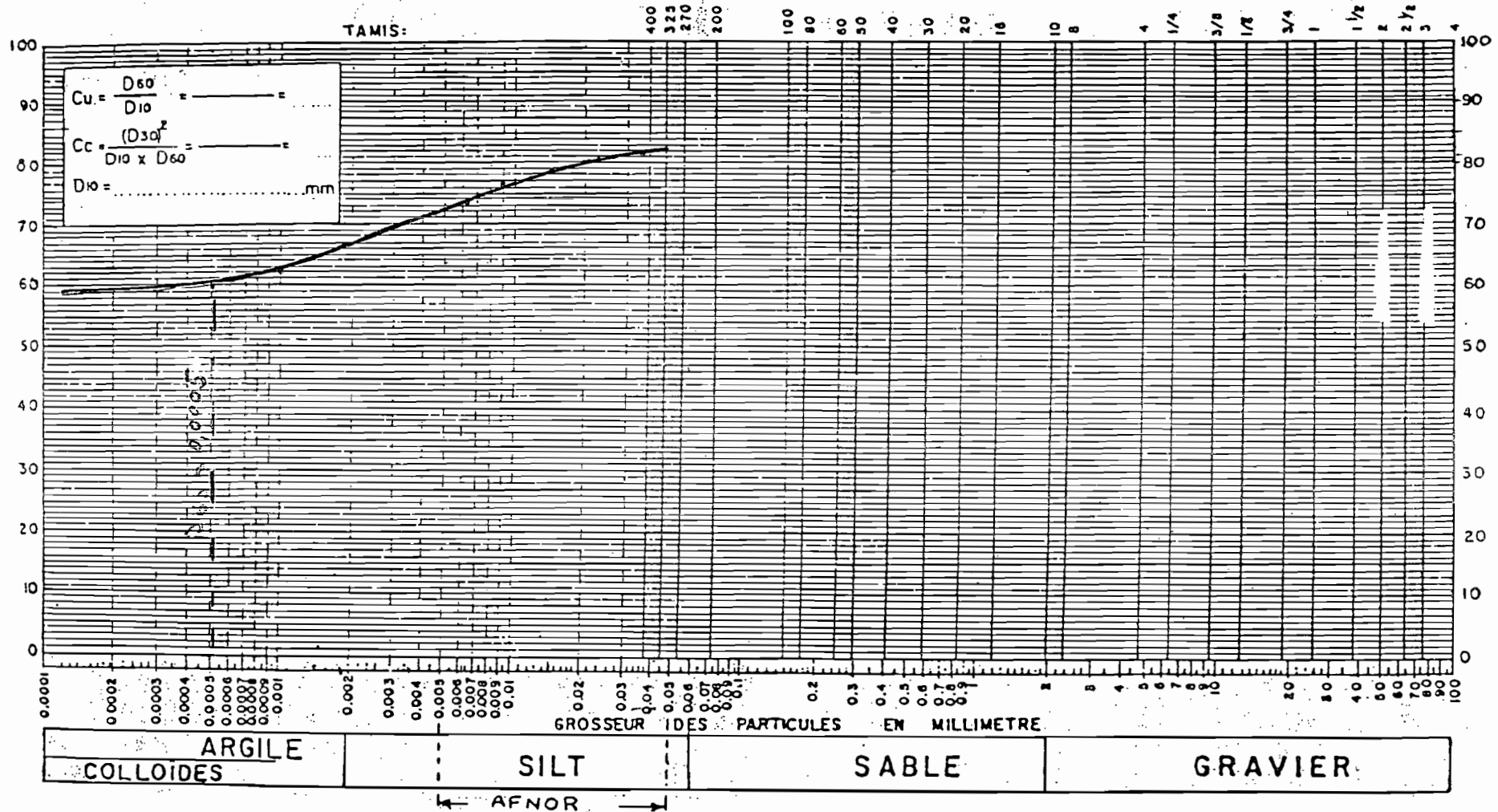
Remarques :



DATE _____

ECHANTILLON NO. _____

COURBE GRANULOMETRIQUE



Description : Argile molle - F 1 - Bloc E Prof de 4,5m à 3,5m

Remarques :

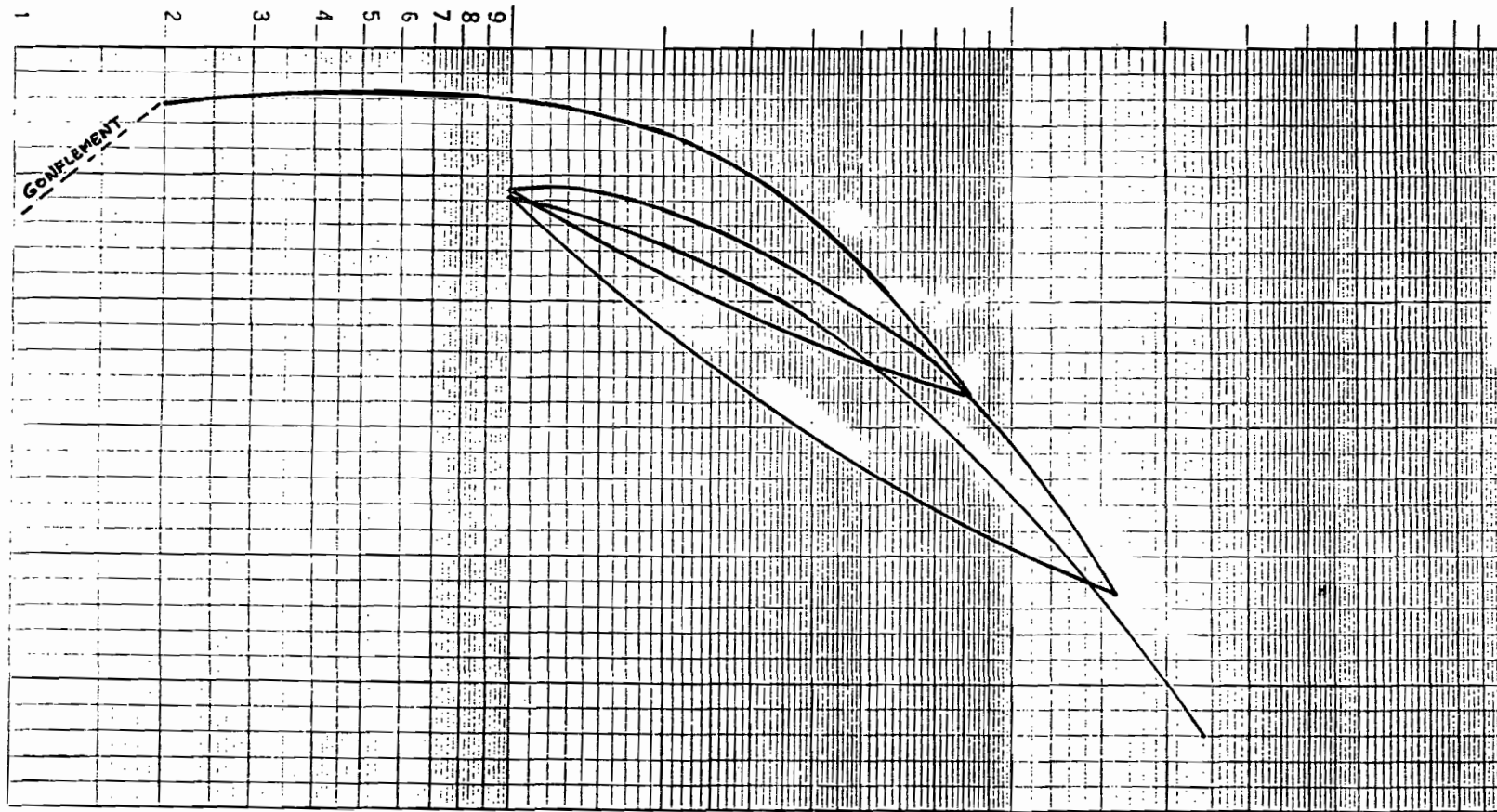
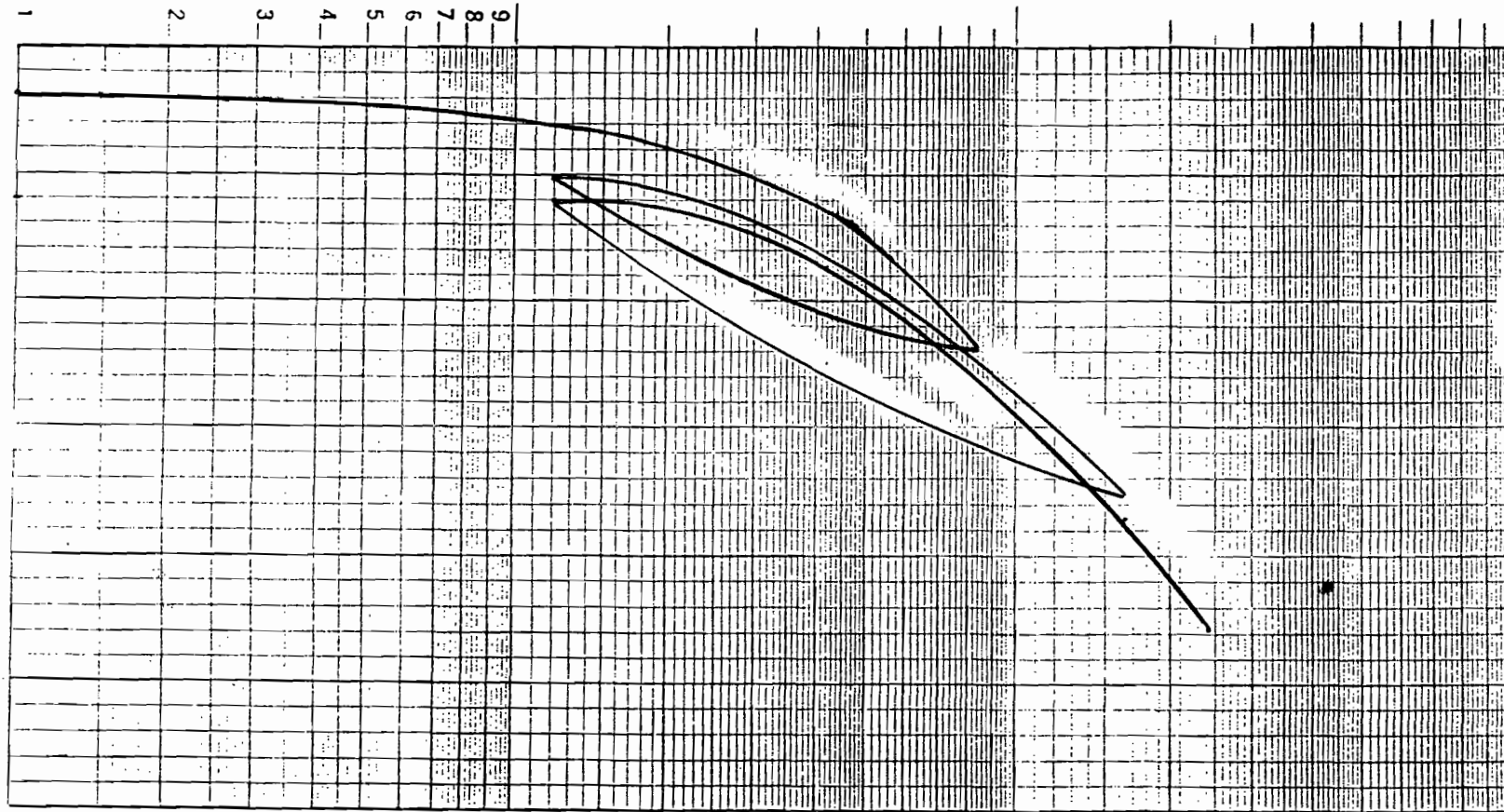


FIGURE Essai de consolidation N°2

Courbe $e - \log p$

LÉGENDE: $\sigma'_p = P'_0 = 315 \text{ kPa}$ $C_c = 0,246$ $C_R = 0,0886$



FIGURE

Essai de consolidation N°1

Courbe (e - log p)

LÉGENDE:

$C_C = 0,202$

$C_R = 0,071$

$p_p' = 285 \text{ kPa}$

SOFTEK SERVICES LTD.

_ Micro Engineering Software _

REGISTRATION NO. 100158

P-FRAME

Release 1.03

<C> Copyright Softek Services Ltd. 1983,1984

STR. 01		INITIALIZING DATA				DRIVE A	
TOTAL MEMBERS	TOTAL JOINTS	TOTAL SPRINGS	TOTAL SECTIONS	TOTAL LD CASES	TOTAL LD COMB	YOUNGMOD (MPA)	SHEARMOD (MPA)
21.	17	0	5	1	0	200000	83000

CLIENT: PFE

USER NAME: CAROU-SALY-QUENUM

FRAME DESCRIPTION: CADRE NO E

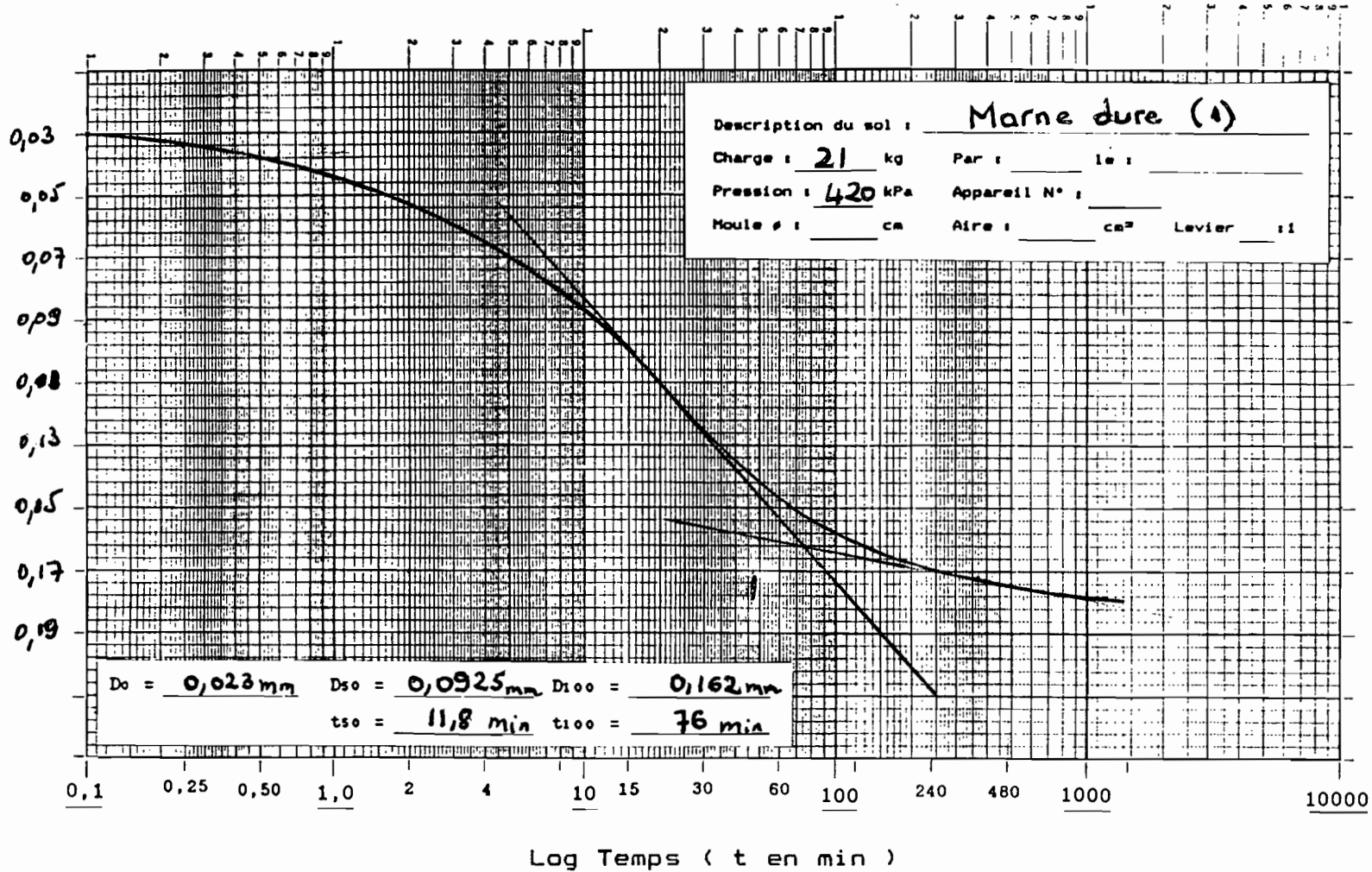
UNITS (M/D): H

BANDWIDTH OPTIMIZATION (Y/N): Y

ECOLE POLYTECHNIQUE DE THIES
 LABORATOIRE DE MECANIQUE DES SOLS
 (Sols 4.11)

ESSAI DE CONSOLIDATION

Lecture (corrigée) du comparateur



LECTURE DU COMPARETEUR versus LOG du TEMPS (temps en minutes)

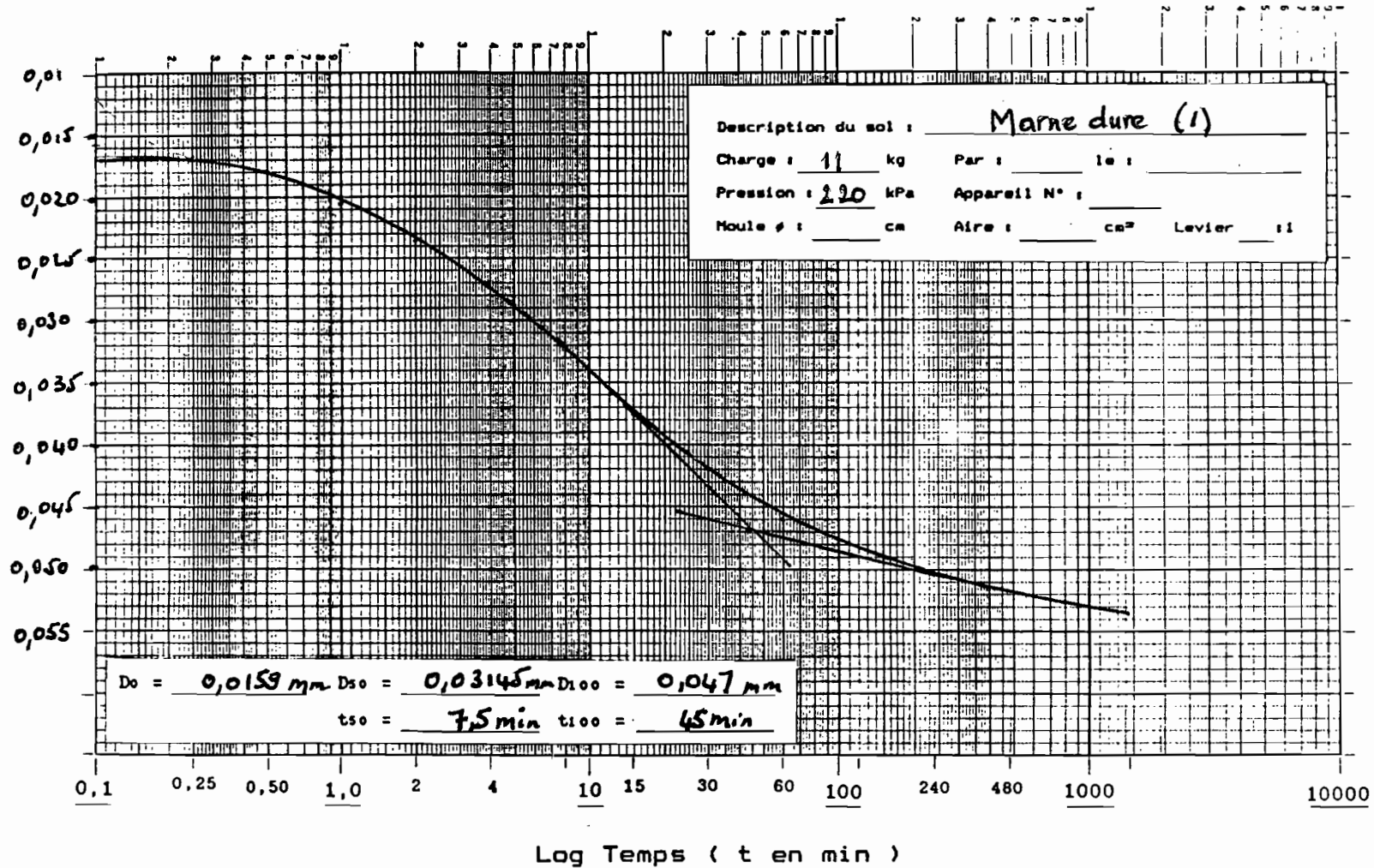
Par : _____ Equipe N° : _____ Le : _____

ANNEXE C-4

ECOLE POLYTECHNIQUE DE THIES
 LABORATOIRE DE MECANIQUE DES SOLS
 (Sols 4.11)

ESSAI DE CONSOLIDATION

Lecture (corrigée) du comparateur



LECTURE DU COMPARETEUR versus LOG du TEMPS (temps en minutes)

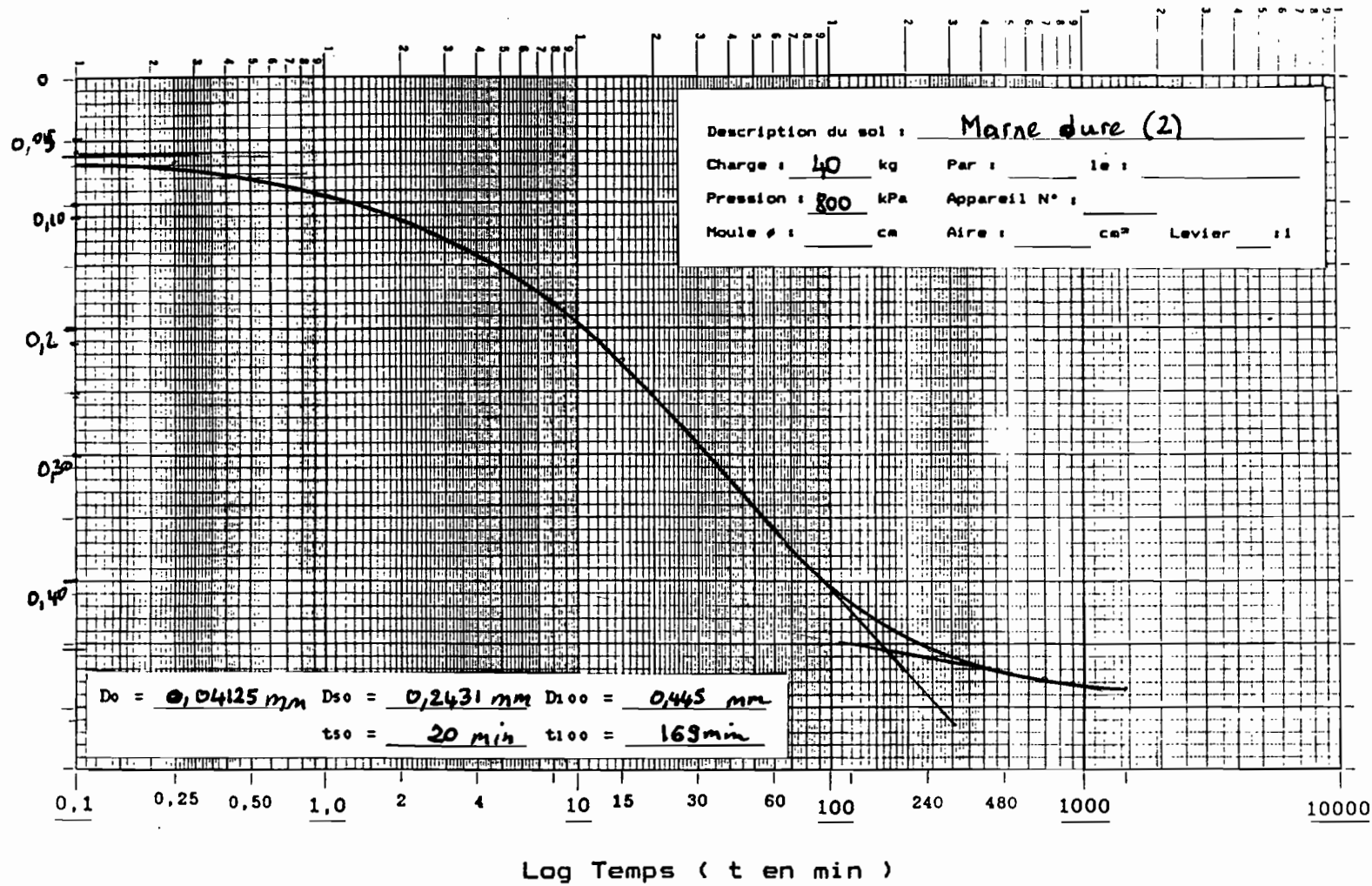
Par : _____ Equipe N° : _____ Le : _____

ANNEXE C-4

ECOLE POLYTECHNIQUE DE THIES
 LABORATOIRE DE MECANIQUE DES SOLS
 (Sols 4.11)

ESSAI DE CONSOLIDATION

Lecture (corrigée) du comparateur



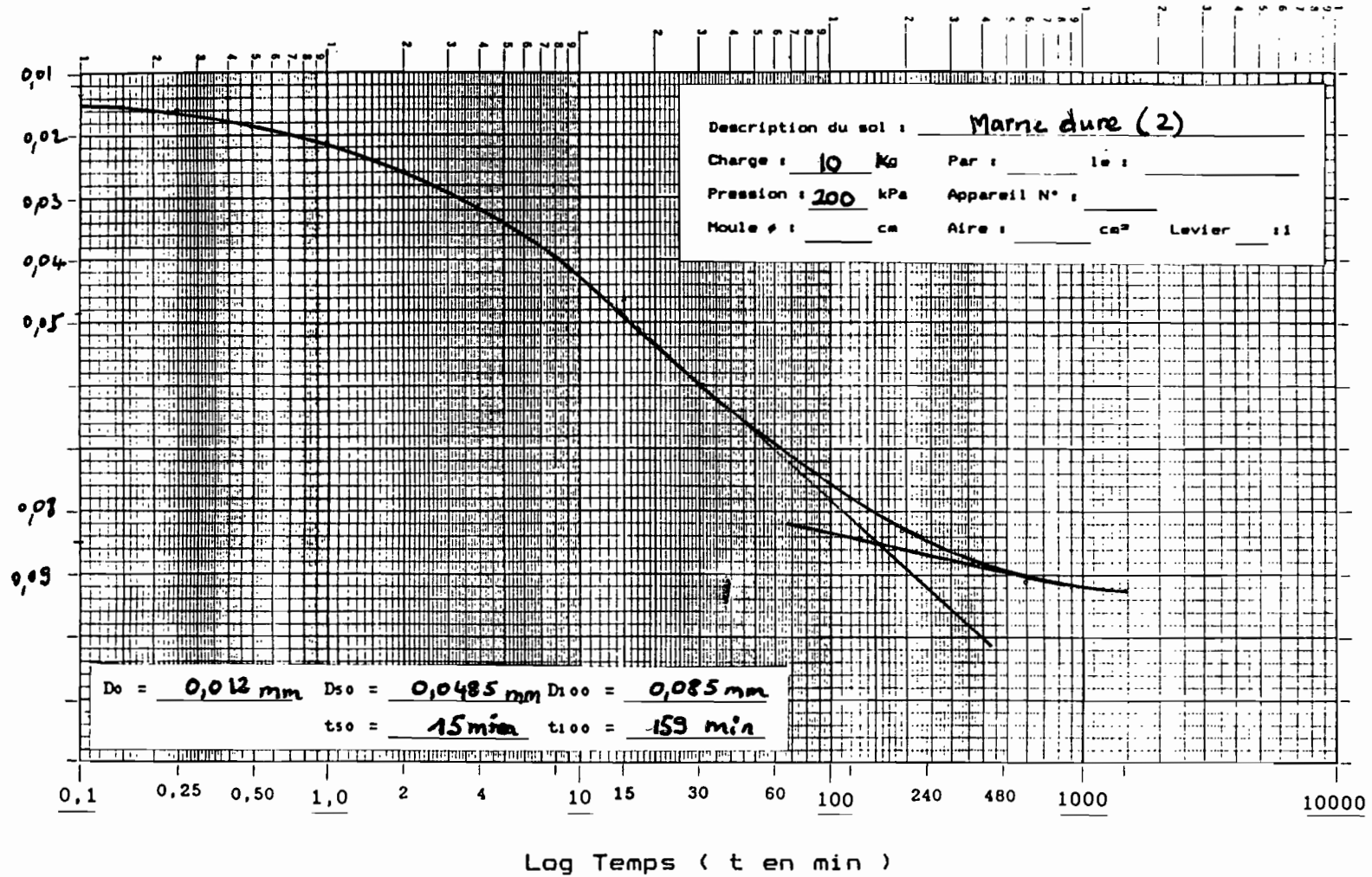
LECTURE DU COMPARETEUR versus LOG du TEMPS (temps en minutes)

Par : _____ Equipe N° : _____ Le : _____

ECOLE POLYTECHNIQUE DE THIES
 LABORATOIRE DE MECANIQUE DES SOLS
 (Sols 4.11)

ESSAI DE CONSOLIDATION

Lecture (corrigée) du comparateur



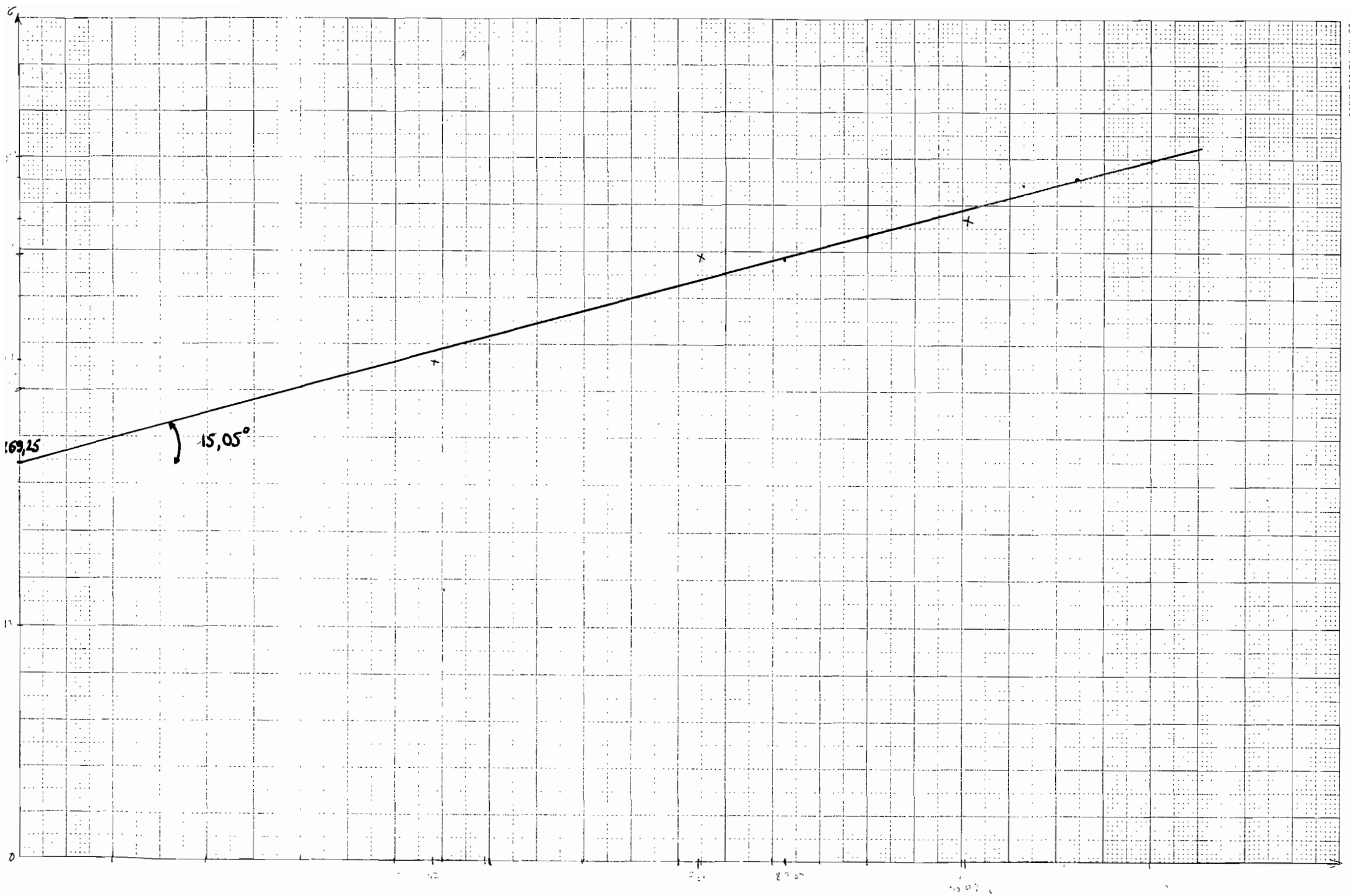
LECTURE DU COMPAREUR versus LOG du TEMPS (temps en minutes)

Par : _____ Equipe N° : _____ Le : _____

ANNEXE C-4

Echantillon 1

Charge (kPa)	Lecture Ajustée (mm)	Lecture du comparateur (mm)	déformations ΔH (mm)	$\epsilon = \frac{\Delta H}{H_0}$	$\epsilon = \sigma + \epsilon_c$
40	0,02716	0,411	-0,08584	-0,0094	1,2326
120	0,1237	0,294	-0,02646	-0,002966	1,2296
240	0,1690	0,402	-0,1227	-0,01376	1,2159
440	0,1947	0,615	-0,1873	-0,021	1,185
840	0,2218	1,038	-0,3959	-0,044	1,150
440	0,2076	0,908	0,148	0,01287	1,163
240	0,1962	0,722	0,1756	0,01969	1,183
120	0,1850	0,474	0,2368	0,02655	1,2096
220	0,1953	0,528	-0,0437	-0,0049	1,2047
420	0,2061	0,696	-0,1572	-0,0176	1,187
820	0,2215	1,041	-0,3296	-0,03695	1,15
1620	0,2553	1,6695	-0,5977	-0,0667	1,0835
820	0,2236	1,464	0,1738	0,01948	1,103
420	0,2263	1,173	0,2937	0,0329	1,136
220	0,2143	0,866	0,295	0,0331	1,169
120	0,2037	0,596	0,2594	0,0291	1,198
220	0,2143	0,653	-0,0464	-0,0052	1,193
420	0,2263	0,833	-0,167	-0,0187	1,174
820	0,2236	1,1985	-0,3692	-0,0438	1,133
1620	0,2553	1,742	-0,5118	-0,0574	1,075
2420	0,2867	2,1635	-0,3901	-0,0431	1,032



Echantillon 2 (suite)

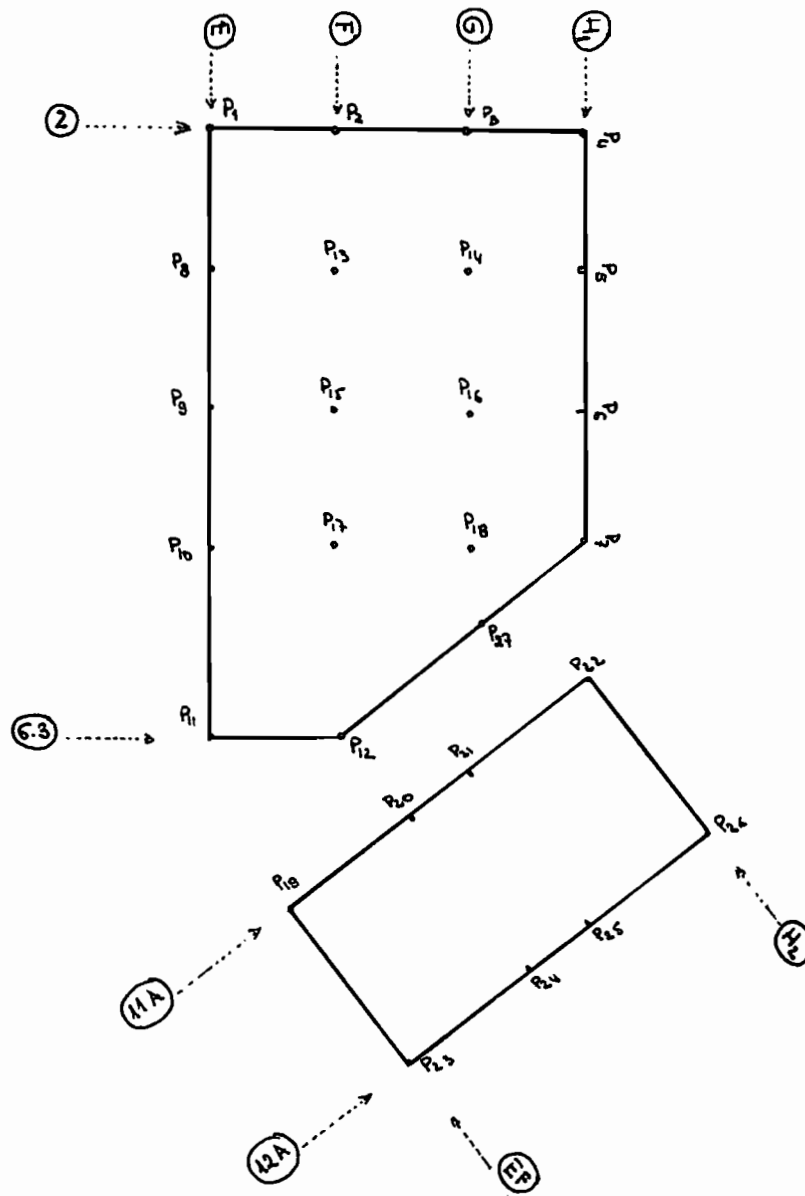
charge (kPa)	lecture Ajustée (mm)	lecture du comparateur (mm)	déformations ΔH (mm)	$\epsilon = \frac{\Delta H}{h_0}$	$e = e + \epsilon$
2400	0,2855	7,132	-0,441	-0,04204	0,978

Echantillon 2

Charge (KPa)	lecture Adjusted (mm)	lecture du comparateur (mm)	déformations ΔH (mm)	$\epsilon = \frac{\Delta H}{H_0}$	$\epsilon = \epsilon_0 + \epsilon$
20	0,02626	4,564	0,4623	0,05036	4,2294
60	0,06429	4,599	0,00203	0,00033	4,23
120	0,1237	4,680	-0,02159	-0,002352	4,2273
220	0,1645	4,852	-0,1312	-0,01429	4,213
420	0,1931	5,275	-0,3944	-0,04296	4,17
820	0,2203	5,824	-0,5218	-0,05684	4,113
420	0,2052	5,628	0,1709	0,01862	4,132
220	0,1932	5,373	0,253	0,0276	4,159
100	0,1811	5,042	0,3189	0,03474	4,194
200	0,1916	5,125	-0,0725	-0,0078	4,186
400	0,2067	5,389	-0,2489	-0,02711	4,159
800	0,2354	5,853	-0,4253	-0,04742	4,118
1600	0,2475	6,569	-0,7039	-0,07668	4,035
800	0,2354	6,3095	0,2474	0,02695	4,0625
400	0,2203	5,829	0,3654	0,0398	4,102
200	0,2067	5,534	0,3814	0,0455	4,143
100	0,1917	5,165	0,355	0,03872	4,1821
200	0,2067	5,259	-0,0805	-0,00877	4,173
400	0,2203	5,545	-0,2729	-0,02973	4,144
800	0,2354	6,020	-0,4594	-0,05004	4,0936
1600	0,2475	6,653	-0,6209	-0,06764	4,0359

C-7

Contrainte due à la superstructure



$$P_1 = 42,251 + 1645,276 = 1687,527 \text{ kN}$$

$$P_4 = 348,44 \text{ kN}$$

$$P_2 = 573,355 + 141,49 = 714,845 \text{ kN}$$

$$P_8 = 581,461 \text{ kN}$$

$$P_3 = 191,336 + 700,62 = 891,956 \text{ kN}$$

$$P_9 = 417,984 \text{ kN}$$

$$P_4 = 348,44 + 93,833 = 442,273 \text{ kN}$$

$$P_{10} = 1222,510 \text{ kN}$$

$$P_5 = 740,973 \text{ kN} = P_6$$

$$P_{11} = 508,229 + 142,011 = 650,24 \text{ kN}$$

- zentraler Isotop 1:

Code F zentrale Isotop B=L=1,65m

$$G_s = \frac{658,14}{0,5 \times 4} = 326,07 \text{ kPa}$$

$$\Sigma P = 658,14 \text{ kN}$$

Code 6.3 zentrale kontinuier B=0,5m L=4m

$$G_s = \frac{\Sigma P}{B \times L} = \frac{4561,622}{0,5 \times 39} = 233,93 \text{ kPa}$$

$$\Sigma P = P_1 + P_8 + P_9 + P_{10} + P_{11} = 4561,622 \text{ kN}$$

Code E zentrale kontinuier B=0,5m L=39m

$$G_s = \frac{\Sigma P}{B \times L} = \frac{2288,659}{0,6 \times 27} = 141,92 \text{ kPa}$$

$$\Sigma P = P_4 + P_5 + P_6 + P_7 = 2288,659 \text{ kN}$$

Code H, zentrale kontinuier B=0,6m L=27m

$$P_{12} = 522,774 + 145,089 = 667,863 \text{ kN}$$

$$P_{13} = 1245,476 \text{ kN}$$

$$P_{14} = 1245,479 \text{ kN}$$

$$P_{15} = 1293,77 \text{ kN}$$

$$P_{16} = 1476,9 \text{ kN}$$

$$P_{17} = 1514,55 \text{ kN}$$

$$P_{18} = 1485,547 \text{ kN}$$

$$P_{19} = 124,309 + 618,869 = 743,178 \text{ kN}$$

$$P_{20} = 182,611 + 296,240 = 478,851 \text{ kN}$$

$$P_{21} = 160,984 + 886,314 = 1047,298 \text{ kN}$$

$$P_{22} = 593,820 + 106,806 = 700,626 \text{ kN}$$

$$P_{23} = 157,262 + 896,34 = 1053,602 \text{ kN}$$

$$P_{24} = 121,936 + 228,411 = 350,347 \text{ kN}$$

$$P_{25} = 128,154 + 896,340 = 1024,494 \text{ kN}$$

$$P_{26} = 593,820 + 107,398 = 701,218 \text{ kN}$$

$$\Sigma P = 1485,547 \text{ kN}$$

$$\sigma_s = \frac{1485,547}{(1,65)^2} = 545,65 \text{ kPa}$$

- semelle isolée 2 :

$$\Sigma P = 1293,775 \text{ kN}$$

$$\sigma_s = \frac{\Sigma P}{B \times L} = 475,215 \text{ kPa}$$

- semelle isolée 3 :

$$\Sigma P = 1245,479 \text{ kN}$$

$$\sigma_s = \frac{\Sigma P}{B \times L} = 457,476 \text{ kPa}$$

Cadre EF semelle continue $B = 0,5 \text{ m}$ $L = 12 \text{ m}$

$$\Sigma P = P_{18} + P_{23} = 1493,525 \text{ kN}$$

$$\sigma_s = \frac{1493,525}{0,5 \times 12} = 248,92 \text{ kPa}$$

Cadre H2 semelle continue $B = 0,6 \text{ m}$ $L = 12 \text{ m}$

$$\Sigma P = P_{26} + P_{22} = 1401,844 \text{ kN}$$

$$\sigma_s = \frac{1401,844}{0,6 \times 12} = 194,7 \text{ kPa}$$

Cadre 11A semelle continue $B = 0,5 \text{ m}$ $L = 25 \text{ m}$

$$\Sigma P = P_{19} + P_{20} + P_{21} + P_{22} = 3580,019 \text{ kN}$$

$$\sigma_s = \frac{\Sigma P}{B \times L} = 286,4 \text{ kPa}$$

Cadre 12A semelle continue $B = 0,50\text{m}$ $L = 25\text{m}$

$$\Sigma P = P_{23} + P_{24} + P_{25} + P_{26} = 3539,661 \text{ kN}$$

$$\sigma_s = \frac{3539,661}{0,5 \times 25} = 283,17 \text{ kPa}$$

Cadre G semelles isolées $B = L = 1,65\text{m}$

- semelle isolée 1:

$$\Sigma P = 1514,55 \text{ kN}$$

$$\sigma_s = \frac{1514,55}{(1,65)^2} = 556,31 \text{ kPa}$$

- semelle isolée 2:

$$\Sigma P = 1476,9 \text{ kN}$$

$$\sigma_s = \frac{1476,9}{(1,65)^2} = 542,48 \text{ kPa}$$

- semelle isolée 3:

$$\Sigma P = 1245,5 \text{ kN}$$

$$\sigma_s = \frac{1245,5}{(1,65)^2} = 457,476 \text{ kPa}$$

Cadre 2 semelle continue $B = 0,50\text{m}$ $L = 24\text{m}$

$$\Sigma P = P_1 + P_2 + P_3 + P_4 = 3736,601 \text{ kN}$$

$$\sigma_s = \frac{3736,601}{0,5 \times 24} = 311,38 \text{ kPa}$$

Tassement de consolidation primaire

$$\sigma_1 = 18 \text{ kN/m}^2 \quad \sigma_2 = 18,7 \text{ kN/m}^2 \quad \sigma_{\text{sat}} = 20 \text{ kN/m}^2$$

Rappelons que le premier cas correspond à l'échantillon non immergé et le deuxième à l'échantillon immergé.

Cadre H₁ semelle continue $B = 0,6 \text{ m}$ $L = 27 \text{ m}$

$$\bar{\sigma}_s = 141,27 \text{ kPa}$$

$$h_1 = 1 \text{ m} \quad h_2 = 4,8 \text{ m} \quad D = 4,3 \text{ m}$$

$$* z = 2 \text{ m}$$

$$I_1 = 0,184 \quad I = 0,215$$

$$\bar{\sigma}_{s,z} = 30,35 \text{ kPa} \quad \bar{\sigma}_{v,z_1} = 114,1 \text{ kPa} \quad \bar{\sigma}_{v,z_2} = 145,4 \text{ kPa}$$

$$1^{\text{er}} \text{ cas: } S_{c_1} = 3,24 \text{ mm} \quad 2^{\text{e}} \text{ cas: } S_{c_1} = 4,12 \text{ mm}$$

$$* z = 3 \text{ m}$$

$$I_1 = 0,132 \quad I = 0,15$$

$$\bar{\sigma}_{s,z} = 21,19 \text{ kPa} \quad \bar{\sigma}_{v,z_1} = 132,8 \text{ kPa} \quad \bar{\sigma}_{v,z_2} = 135,4 \text{ kPa}$$

$$1^{\text{er}} \text{ cas: } S_{c_2} = 4,07 \text{ mm} \quad 2^{\text{e}} \text{ cas: } S_{c_2} = 5,13 \text{ mm}$$

$$* z = 4 \text{ m}$$

$$I_1 = 0,096 \quad I = 0,114$$

$$\bar{\sigma}_{s,z} = 16,05 \text{ kPa} \quad \bar{\sigma}_{v,z_1} = 151,5 \text{ kPa} \quad \bar{\sigma}_{v,z_2} = 155,4 \text{ kPa}$$

$$1^{\text{er}} \text{ cas: } S_{c_3} = 4,15 \text{ mm} \quad 2^{\text{e}} \text{ cas: } S_{c_3} = 5,21 \text{ mm}$$

$$* z = 5 \text{ m}$$

$$I_1 = 0,0796 \quad I = 0,0904$$

$$\bar{\sigma}_{s,z} = 12,77 \text{ kPa} \quad \bar{\sigma}_{v,z_1} = 170,2 \text{ kPa} \quad \bar{\sigma}_{v,z_2} = 175,4 \text{ kPa}$$

$$1^{\text{er}} \text{ cas: } S_{c_4} = 3,98 \text{ mm} \quad 2^{\text{e}} \text{ cas: } S_{c_4} = 4,96 \text{ mm}$$

$$* z = 5,8 \text{ m}$$

$$I_1 = 0,056 \quad I = 0,077$$

$$\sigma_{s3} = 10,9 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{v3_1} = 185,16 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{v3_2} = 191,4 \text{ kPa}$$

1^{er} cas:

$$s_{c3} = 3,78 \text{ mm}$$

2^{er} cas:

$$s_{c3} = 4,69 \text{ mm}$$

$$s_c = \sum_{i=1}^5 s_{c_i}$$

$$1^{\text{er}} \text{ cas: } s_c = 19,22 \text{ mm}$$

$$2^{\text{er}} \text{ cas: } s_c = 24,11 \text{ mm}$$

Cadre E semelle continue $B = 0,50 \text{ m}$ $L = 39 \text{ m}$

$$\sigma_s = 233,93 \text{ kPa}$$

$$h_1 = 1,92 \text{ m}$$

$$h_2 = 3,3 \text{ m}$$

$$d = 2,3 \text{ m}$$

$$* z = 2,92 \text{ m}$$

$$I_1 = 0,12 \quad I = 0,136$$

$$\sigma_{s3} = 31,82 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{v3_1} = 94,66 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{v3_2} = 95,96 \text{ kPa}$$

1^{er} cas:

$$s_{c1} = 3,98 \text{ mm}$$

2^{er} cas:

$$s_{c1} = 5,06 \text{ mm}$$

$$* z = 3,92 \text{ m}$$

$$I_1 = 0,1 \quad I = 0,103$$

$$\sigma_{s3} = 24,05 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{v3_1} = 113,36 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{v3_2} = 115,96 \text{ kPa}$$

1^{er} cas:

$$s_{c2} = 5,29 \text{ mm}$$

2^{er} cas:

$$s_{c2} = 6,65 \text{ mm}$$

$$* z = 4,92 \text{ m}$$

$$I_1 = 0,076 \quad I = 0,082$$

$$\sigma_{s3} = 19,16 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{v3_1} = 132,06 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{v3_2} = 135,96 \text{ kPa}$$

1^{er} cas:

$$s_{c3} = 5,59 \text{ mm}$$

2^{er} cas:

$$s_{c3} = 6,98 \text{ mm}$$

$$* z = 5,22 \text{ m}$$

$$I_1 = 0,068 \quad I = 0,077$$

$$\sigma_{s2} = 18,036 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{v2_1} = 187,67 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{v2_2} = 141,96 \text{ kPa}$$

1^{er} cas

$$s_{c_4} = 5,59 \text{ mm}$$

2^{er} cas:

$$s_{c_4} = 6,97 \text{ mm}$$

$$s_c = \sum_{i=1}^4 s_{c_i}$$

$$1^{\text{er}} \text{ cas: } s_c = 20,45 \text{ mm}$$

$$2^{\text{er}} \text{ cas: } s_c = 25,64 \text{ mm}$$

Cadre F semelles isolées $B=L=1,65 \text{ m}$

- semelle isolée 1:

$$\sigma_s = 545,65 \text{ kPa}$$

$$h_1 = 3,2 \text{ m}$$

$$h_2 = 4 \text{ m}$$

$$d = 0,83 \text{ m}$$

$$* z = 4,2 \text{ m}$$

$$I_1 = 0,072$$

$$I = 0,0798$$

$$\sigma_{s2} = 43,41 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{v2_1} = 91,24 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{v2_2} = 92,54 \text{ kPa}$$

1^{er} cas:

$$s_{c_1} = 5,35 \text{ mm}$$

2^{er} cas:

$$s_{c_1} = 6,79 \text{ mm}$$

$$* z = 5,2 \text{ m}$$

$$I_1 = 0,052$$

$$I = 0,038$$

$$\sigma_{s2} = 31,66 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{v2_1} = 109,94 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{v2_2} = 112,54 \text{ kPa}$$

1^{er} cas:

$$s_{c_2} = 6,96 \text{ mm}$$

2^{er} cas:

$$s_{c_2} = 8,75 \text{ mm}$$

$$* z = 6,2 \text{ m}$$

$$I_1 = 0,048$$

$$I = 0,048$$

$$\sigma_{s2} = 26,18 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{v2_1} = 128,64 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{v2_2} = 132,54 \text{ kPa}$$

1^{er} cas:

$$s_{c_3} = 7,65 \text{ mm}$$

2^{er} cas:

$$s_{c_3} = 9,55 \text{ mm}$$

$$* g = 7,2 \text{ m}$$

$$I = 0,04$$

$$\sigma_{s_3} = 21,83 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{r_{\theta_1}} = 147,34 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{r_{\theta_2}} = 152,54 \text{ kPa}$$

$$1^{\circ} \text{ cas: } S_{c_4} = 7,60 \text{ mm}$$

$$2^{\circ} \text{ cas: } S_{c_4} = 9,44 \text{ mm}$$

$$S_c = \sum_{i=1}^4 S_{c_i}$$

$$1^{\circ} \text{ cas: } S_c = 27,56 \text{ mm}$$

$$2^{\circ} \text{ cas: } S_c = 34,53 \text{ mm}$$

semelle isolée 2 : $B=L=1,65 \text{ m}$

$$R_2 = 4 \text{ m} \quad R_1 = 3,2 \text{ m} \quad D = 0,83 \text{ m}$$

$$* g = 4,2 \text{ m}$$

$$I_1 = 0,0795$$

$$I_2 = 0,07955 = I$$

$$\sigma_{s_3} = 37,8 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{r_{\theta_1}} = 91,24 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{r_{\theta_2}} = 82,54 \text{ kPa}$$

$$1^{\circ} \text{ cas: } S_{c_1} = 4,71 \text{ mm}$$

$$2^{\circ} \text{ cas: } S_{c_1} = 6 \text{ mm}$$

$$* g = 5,2 \text{ m}$$

$$I_1 = 0,088 = I$$

$$\sigma_{s_3} = 27,57 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{r_{\theta_1}} = 109,94 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{r_{\theta_2}} = 112,54 \text{ kPa}$$

$$1^{\circ} \text{ cas: } S_{c_2} = 6,15 \text{ mm}$$

$$2^{\circ} \text{ cas: } 7,74 \text{ mm} = S_{c_2}$$

$$* g = 6,2 \text{ m}$$

$$I_1 = 0,048 = I$$

$$\sigma_{s_3} = 22,81 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{r_{\theta_1}} = 128,64 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{r_{\theta_2}} = 132,54 \text{ kPa}$$

$$1^{\circ} \text{ cas: } S_{c_3} = 6,78 \text{ mm}$$

$$2^{\circ} \text{ cas: } S_{c_3} = 8,41 \text{ mm}$$

$$* g = 7,2 \text{ m}$$

$$I = 0,04$$

$$\sigma_{z3} = 18,3 \text{ kPa}$$

$$I = 0,04$$

$$* z = 1,2 \text{ m}$$

$$\sigma_{r3}' = 14,34 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{r3}'' = 152,54 \text{ kPa}$$

$$J^{\text{coul}} : S_{c3} = 5,5 \text{ mm}$$

$$J^{\text{coul}} : S_{c3} = 8,12 \text{ mm}$$

$$\sigma_{z3} = 21,96 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{r3}' = 128,64 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{r3}'' = 122,54 \text{ kPa}$$

$$I = 0,048$$

$$* z = 6,2 \text{ m}$$

$$J^{\text{coul}} : S_{c2} = 5,95 \text{ mm}$$

$$J^{\text{coul}} : S_{c2} = 4,48 \text{ mm}$$

$$\sigma_{z2} = 26,54 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{r2}' = 109,94 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{r2}'' = 112,54 \text{ kPa}$$

$$I = 0,058$$

$$* z = 5,2 \text{ m}$$

$$J^{\text{coul}} : S_{c1} = 4,62 \text{ mm}$$

$$J^{\text{coul}} : S_{c1} = 5,86 \text{ mm}$$

$$\sigma_{z1} = 36,4 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{r1}' = 91,24 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{r1}'' = 92,54 \text{ kPa}$$

$$I = 0,0795$$

$$* z = 4,2 \text{ m}$$

$$h_1 = 3,2 \text{ m} \quad h_2 = 4 \text{ m} \quad D = 0,83 \text{ m}$$

$$\sigma_g = 457,476 \text{ kPa}$$

gemittelte Isobar 3: $B = L = 1,66 \text{ m}$

$$J^{\text{coul}} : S_c = 86 \text{ mm}$$

$$J^{\text{coul}} : S_c = 30,44 \text{ mm}$$

$$S_c = \sum_{i=1}^n S_{ci}$$

$$J^{\text{coul}} : S_{c4} = 6,68 \text{ mm}$$

$$J^{\text{coul}} : S_{c4} = 8,29 \text{ mm}$$

$$\sigma_{z1} = 19 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{r1}' = 147,34 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{r1}'' = 152,54 \text{ kPa}$$

$$1^{\circ} \text{ cas: } S_{c4} = 6,44 \text{ mm}$$

$$2^{\circ} \text{ cas: } S_{c4} = 8 \text{ mm}$$

$$S_c = \sum_{i=1}^4 S_{c_i}$$

$$1^{\circ} \text{ cas: } S_c = 24 \text{ mm}$$

$$2^{\circ} \text{ cas: } S_c = 29,46 \text{ mm}$$

Cadre EF semelle continue $B = 0,5 \text{ m}$ $L = 12 \text{ m}$

$$\sigma_s = 248,92 \text{ kPa}$$

$$h_1 = 1,15 \text{ m} \quad h_2 = 5,4 \text{ m} \quad D = 2,3 \text{ m}$$

$$* z = 2,15 \text{ m}$$

$$I_1 = 0,14 \quad I_2 = 0,16$$

$$\sigma_{s2} = 39,83 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{v2_1} = 80,80 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{v2_2} = 82,1 \text{ kPa}$$

$$1^{\circ} \text{ cas: } S_{c1} = 5,51 \text{ mm}$$

$$2^{\circ} \text{ cas: } S_{c1} = 6,98 \text{ mm}$$

$$* z = 3,15 \text{ m}$$

$$I_1 = 0,112 = I$$

$$\sigma_{s2} = 27,88 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{v2_1} = 99,5 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{v2_2} = 102,1 \text{ kPa}$$

$$1^{\circ} \text{ cas: } S_{c2} = 6,79 \text{ mm}$$

$$2^{\circ} \text{ cas: } S_{c2} = 8,53 \text{ mm}$$

$$* z = 4,15 \text{ m}$$

$$I = 0,084$$

$$\sigma_{s2} = 20,91 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{v2_1} = 118,2 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{v2_2} = 122,1 \text{ kPa}$$

$$1^{\circ} \text{ cas: } S_{c3} = 6,72 \text{ mm}$$

$$2^{\circ} \text{ cas: } S_{c3} = 8,37 \text{ mm}$$

$$* z = 5,15 \text{ m}$$

$$I = 0,072$$

$$\sigma_{s2} = 17,92 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{v2_1} = 136,9 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{v2_2} = 142,1 \text{ kPa}$$

$$1^{\circ} \text{ cas: } S_{c4} = 6,77 \text{ mm}$$

$$2^{\circ} \text{ cas: } S_{c4} = 8,39 \text{ mm}$$

$$* z = 6,15$$

$$I = 0,068$$

$$\bar{\sigma}_{s3} = 16,93 \text{ kPa}$$

$$\bar{\sigma}_{v3_1} = 155,6 \text{ kPa}$$

$$\bar{\sigma}_{v3_2} = 162,1 \text{ kPa}$$

1^{er} cas:

$$S_{c5} = 7,1 \text{ mm}$$

2^{er} cas:

$$S_{c5} = 8,77 \text{ mm}$$

$$* z = 6,55 \text{ mm}$$

$$I = 0,06$$

$$\bar{\sigma}_{s3} = 14,93 \text{ kPa}$$

$$\bar{\sigma}_{v3_1} = 163,08 \text{ kPa}$$

$$\bar{\sigma}_{v3_2} = 170,1 \text{ kPa}$$

1^{er} cas:

$$S_{c6} = 6,51 \text{ mm}$$

2^{er} cas:

$$S_{c6} = 8,02 \text{ mm}$$

$$S_c = \sum_{i=1}^6 S_{c_i}$$

$$1^{\text{er}} \text{ cas: } S_c = 39,4 \text{ mm}$$

$$2^{\text{er}} \text{ cas: } S_c = 49,06 \text{ mm}$$

Cadre H₂ semelle continue B = 0,6 m L = 12 m

$$\bar{\sigma}_3 = 194,7 \text{ kPa}$$

$$h_1 = 1,7 \text{ m}$$

$$h_2 = 4 \text{ m}$$

$$D = 3,3 \text{ m}$$

$$* z = 2,7 \text{ m}$$

$$I = 0,148$$

$$\bar{\sigma}_{s3} = 28,20 \text{ kPa}$$

$$\bar{\sigma}_{v3_1} = 108,7 \text{ kPa}$$

$$\bar{\sigma}_{v3_2} = 110 \text{ kPa}$$

1^{er} cas:

$$S_{c1} = 3,24 \text{ mm}$$

2^{er} cas:

$$S_{c2} = 4,12 \text{ mm}$$

$$* z = 3,7 \text{ m}$$

$$I = 0,107$$

$$\bar{\sigma}_{s3} = 20,76 \text{ kPa}$$

$$\bar{\sigma}_{v3_1} = 127,4 \text{ kPa}$$

$$\bar{\sigma}_{v3_2} = 130 \text{ kPa}$$

1^{er} cas:

$$S_{c2} = 4,15 \text{ mm}$$

2^{er} cas:

$$S_{c2} = 5,23 \text{ mm}$$

$$* z = 4,7 \text{ m}$$

$$I = 0,081$$

$$\bar{v}_{s2} = 15,84 \text{ kPa}$$

$$\bar{v}_{z1} = 146,1 \text{ kPa}$$

$$\bar{v}_{z2} = 150 \text{ kPa}$$

1^o cas:

$$Sc_3 = 4,25 \text{ mm}$$

2^o cas:

$$Sc_3 = 5,32 \text{ mm}$$

$$* z = 5,7 \text{ m}$$

$$I = 0,065$$

$$\bar{v}_{s2} = 12,57 \text{ kPa}$$

$$\bar{v}_{z1} = 164,8 \text{ kPa}$$

$$\bar{v}_{z2} = 170 \text{ kPa}$$

1^o cas:

$$Sc_4 = 4,04 \text{ mm}$$

2^o cas:

$$Sc_4 = 5,04 \text{ mm}$$

1^o cas: $Sc = 15,68 \text{ mm}$

2^o cas: $Sc = 19,71 \text{ mm}$

Cadre 11 A semelle continue $B = 0,5 \text{ m}$ $L = 25 \text{ m}$

$$\bar{v}_s = 286,4 \text{ kPa}$$

$$h_1 = 1,25 \text{ m} \quad h_2 = 6 \text{ m} \quad D = 2,3 \text{ m}$$

$$* z = 2,25 \text{ m}$$

$$I = 0,167$$

$$\bar{v}_{s2} = 47,77 \text{ kPa}$$

$$\bar{v}_{z1} = 82,6 \text{ kPa}$$

$$\bar{v}_{z2} = 83,9 \text{ kPa}$$

1^o cas:

$$Sc_1 = 6,28 \text{ mm}$$

2^o cas:

$$Sc_1 = 7,96 \text{ mm}$$

$$* z = 3,25 \text{ m}$$

$$I = 0,118$$

$$\bar{v}_{s2} = 33,79 \text{ kPa}$$

$$\bar{v}_{z1} = 101,3 \text{ kPa}$$

$$\bar{v}_{z2} = 103,9 \text{ kPa}$$

1^o cas:

$$Sc_2 = 7,92 \text{ mm}$$

2^o cas:

$$Sc_2 = 9,94 \text{ mm}$$

$$* g = 4,25 \text{ m}$$

$$I = 0,089$$

$$\sigma_{s3} = 25,77 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{r3_1} = 120 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{r3_2} = 123,9 \text{ kPa}$$

$$1^{\circ} \text{ cas: } S_{c3} = 8,03 \text{ mm}$$

$$2^{\circ} \text{ cas: } S_{c3} = 10,00 \text{ mm}$$

$$* g = 5,25 \text{ m:}$$

$$I = 0,072$$

$$\sigma_{s3} = 20,52 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{r3_1} = 188,7 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{r3_2} = 143,9 \text{ kPa}$$

$$1^{\circ} \text{ cas: } S_{c4} = 7,62 \text{ mm}$$

$$2^{\circ} \text{ cas: } S_{c4} = 9,46 \text{ mm}$$

$$* g = 6,25 \text{ m}$$

$$I = 0,064$$

$$\sigma_{s3} = 18,33 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{r3_1} = 157,4 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{r3_2} = 163,9 \text{ kPa}$$

$$1^{\circ} \text{ cas: } S_{c5} = 7,57 \text{ mm}$$

$$2^{\circ} \text{ cas: } S_{c5} = 9,36 \text{ mm}$$

$$S_c = \sum_{i=1}^n S_{c_i}$$

$$1^{\circ} \text{ cas: } S_c = 37,42 \text{ mm}$$

$$2^{\circ} \text{ cas: } S_c = 46,72 \text{ mm}$$

Cadre 12A semelle continue $B = 0,50 \text{ m}$ $L = 25 \text{ m}$

$$\sigma_b = 283,17 \text{ kPa}$$

$$h_1 = 1,25 \text{ m}$$

$$h_2 = 5 \text{ m}$$

$$d = 2,3 \text{ m}$$

$$* g = 2,25 \text{ m}$$

$$I = 0,167$$

$$\sigma_{s3} = 47,23 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{r3_1} = 82,6 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{r3_2} = 82,9 \text{ kPa}$$

$$1^{\circ} \text{ cas: } S_{c1} = 6,22 \text{ mm}$$

$$2^{\circ} \text{ cas: } S_{c1} = 7,88 \text{ mm}$$

$$* z = 8,25 \text{ m}$$

$$I = 0,118$$

$$\sigma_{s3} = 93,41 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{v3_1} = 101,3 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{v3_2} = 103,9 \text{ kPa}$$

$$1^{\text{e}} \text{ cas: } S_{c2} = 7,84 \text{ mm}$$

$$2^{\text{e}} \text{ cas: } S_{c2} = 9,86 \text{ mm}$$

$$* z = 4,25 \text{ m}$$

$$I = 0,083$$

$$\sigma_{s3} = 25,48 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{v3_1} = 120 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{v3_2} = 123,9 \text{ kPa}$$

$$1^{\text{e}} \text{ cas: } S_{c3} = 7,94 \text{ mm}$$

$$2^{\text{e}} \text{ cas: } S_{c3} = 9,91 \text{ mm}$$

$$* z = 5,25 \text{ m}$$

$$I = 0,072$$

$$\sigma_{s3} = 20,39 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{v3_1} = 138,7 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{v3_2} = 143,9 \text{ kPa}$$

$$1^{\text{e}} \text{ cas: } S_{c4} = 7,54 \text{ mm}$$

$$2^{\text{e}} \text{ cas: } S_{c4} = 9,36 \text{ mm}$$

$$* z = 6,25 \text{ m}$$

$$I = 0,064$$

$$\sigma_{s3} = 18,12 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{v3_1} = 157,4 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{v3_2} = 163,9 \text{ kPa}$$

$$1^{\text{e}} \text{ cas: } S_{c5} = 7,49 \text{ mm}$$

$$2^{\text{e}} \text{ cas: } S_{c5} = 9,26 \text{ mm}$$

$$S_c = \sum_{i=1}^5 S_{c_i}$$

$$1^{\text{e}} \text{ cas: } S_c = 37 \text{ mm}$$

$$2^{\text{e}} \text{ cas: } S_c = 46,24 \text{ mm}$$

Cadre G

- semelle isolée 1 : $B=L=1,65 \text{ m}$

$$\sigma_s = 556,31 \text{ kPa}$$

$$h_1 = 3 \text{ m}$$

$$h_2 = 4,2 \text{ m}$$

$$D = 0,83 \text{ m}$$

$$* z = 4 \text{ m}$$

$$I = 0,0863$$

$$\sigma_{y_3} = 47,44 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{y_{z_1}} = 87,64 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{y_{z_2}} = 88,94 \text{ kPa}$$

$$1^{\circ} \text{ cas: } S_{c_1} = 6,85 \text{ mm}$$

$$2^{\circ} \text{ cas: } S_{c_1} = 7,55 \text{ mm}$$

$$* z = 5 \text{ m}$$

$$I = 0,062$$

$$\sigma_{y_3} = 34,49 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{y_{z_1}} = 106,34 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{y_{z_2}} = 108,94 \text{ kPa}$$

$$1^{\circ} \text{ cas: } S_{c_2} = 7,73 \text{ mm}$$

$$2^{\circ} \text{ cas: } S_{c_2} = 8,41 \text{ mm}$$

$$* z = 6 \text{ m}$$

$$I = 0,0465$$

$$\sigma_{y_3} = 25,88 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{y_{z_1}} = 125 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{y_{z_2}} = 128,94 \text{ kPa}$$

$$1^{\circ} \text{ cas: } S_{c_3} = 7,76 \text{ mm}$$

$$2^{\circ} \text{ cas: } S_{c_3} = 9,69 \text{ mm}$$

$$* z = 7 \text{ m}$$

$$I = 0,04$$

$$\sigma_{y_3} = 22,25 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{y_{z_1}} = 143,74 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{y_{z_2}} = 148,94 \text{ kPa}$$

$$1^{\circ} \text{ cas: } S_{c_4} = 7,91 \text{ mm}$$

$$2^{\circ} \text{ cas: } S_{c_4} = 8,83 \text{ mm}$$

$$* z = 7,2 \text{ m}$$

$$I = 0,0396$$

$$\sigma_{y_3} = 22 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{y_{z_1}} = 147,48 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{y_{z_2}} = 152,94 \text{ kPa}$$

$$1^{\circ} \text{ cas: } S_{c_5} = 8,04 \text{ mm}$$

$$2^{\circ} \text{ cas: } S_{c_5} = 9,98 \text{ mm}$$

$$S_c = \sum_{i=1}^5 S_{c_i}$$

$$1^{\circ} \text{ cas: } S_c = 37,4 \text{ mm}$$

$$2^{\circ} \text{ cas: } S_c = 46,76 \text{ mm}$$

- semelle isolée 2: $B=L=1,65\text{ m}$

$$\sigma_s = 542,48\text{ kPa}$$

$$r_1 = 3\text{ m} \quad r_2 = 4,2\text{ m} \quad D = 0,83\text{ m}$$

$$* g = 4\text{ m}$$

$$I = 0,085$$

$$\sigma_{s_g} = 46,26\text{ kPa}$$

$$\sigma_{v_{g_1}} = 87,64\text{ kPa}$$

$$\sigma_{v_{g_2}} = 88,94\text{ kPa}$$

$$1^{\text{er}}\text{ cas: } S_{c_1} = 5,88\text{ mm}$$

$$2^{\text{er}}\text{ cas: } S_{c_1} = 7,39\text{ mm}$$

$$* g = 5\text{ m}$$

$$I = 0,062$$

$$\sigma_{s_g} = 33,63\text{ kPa}$$

$$\sigma_{v_{g_1}} = 106,34\text{ kPa}$$

$$\sigma_{v_{g_2}} = 108,94\text{ kPa}$$

$$1^{\text{er}}\text{ cas: } S_{c_2} = 7,55\text{ mm}$$

$$2^{\text{er}}\text{ cas: } S_{c_2} = 9,50\text{ mm}$$

$$* g = 6\text{ m}$$

$$I = 0,0465$$

$$\sigma_{s_g} = 25,24\text{ kPa}$$

$$\sigma_{v_{g_1}} = 125,04\text{ kPa}$$

$$\sigma_{v_{g_2}} = 128,94\text{ kPa}$$

$$1^{\text{er}}\text{ cas: } S_{c_3} = 7,58\text{ mm}$$

$$2^{\text{er}}\text{ cas: } S_{c_3} = 9,47\text{ mm}$$

$$* g = 7,0\text{ m}$$

$$I = 0,04$$

$$\sigma_{s_g} = 21,69\text{ kPa}$$

$$\sigma_{v_{g_1}} = 143,74\text{ kPa}$$

$$\sigma_{v_{g_2}} = 148,94\text{ kPa}$$

$$1^{\text{er}}\text{ cas: } S_{c_4} = 7,83\text{ mm}$$

$$2^{\text{er}}\text{ cas: } S_{c_4} = 9,60\text{ mm}$$

$$* g = 7,2\text{ m}$$

$$I = 0,0396$$

$$\sigma_{s_g} = 21,48\text{ kPa}$$

$$\sigma_{v_{g_1}} = 147,48\text{ kPa}$$

$$\sigma_{v_{g_2}} = 152,94\text{ kPa}$$

$$1^{\text{er}}\text{ cas: } S_{c_5} = 7,85\text{ mm}$$

$$2^{\text{er}}\text{ cas: } S_{c_5} = 9,75\text{ mm}$$

$$S_c = \sum_{i=1}^s S_{ci}$$

$$1^{\text{er}} \text{ cas: } S_c = 37 \text{ mm}$$

$$2^{\text{er}} \text{ cas: } S_c = 45,71 \text{ mm}$$

- rampe isolée 3: $B=L=1,65 \text{ m}$

$$\bar{\sigma}_s = 457,476 \text{ kPa}$$

$$R_1 = 3 \text{ m} \quad R_2 = 4,2 \text{ m} \quad D = 0,83 \text{ m}$$

$$* z = 4 \text{ m}$$

$$I = 0,085$$

$$\bar{\sigma}_{s3} = 39,02 \text{ kPa}$$

$$\bar{\sigma}_{v3_1} = 87,64 \text{ kPa}$$

$$\bar{\sigma}_{v3_2} = 88,94 \text{ kPa}$$

1^{er} cas:

$$S_{c_1} = 5,82 \text{ mm}$$

2^{er} cas:

$$S_{c_1} = 6,42 \text{ mm}$$

$$* z = 5 \text{ m}$$

$$I = 0,062$$

$$\bar{\sigma}_{s3} = 28,36 \text{ kPa}$$

$$\bar{\sigma}_{v3_1} = 106,84 \text{ kPa}$$

$$\bar{\sigma}_{v3_2} = 108,94 \text{ kPa}$$

1^{er} cas:

$$S_{c_2} = 7,55 \text{ mm}$$

2^{er} cas:

$$S_{c_2} = 8,17 \text{ mm}$$

$$* z = 6 \text{ m}$$

$$I = 0,0465$$

$$\bar{\sigma}_{s3} = 21,28 \text{ kPa}$$

$$\bar{\sigma}_{v3_1} = 125 \text{ kPa}$$

$$\bar{\sigma}_{v3_2} = 128,94 \text{ kPa}$$

1^{er} cas:

$$S_{c_3} = 7,58 \text{ mm}$$

2^{er} cas:

$$S_{c_3} = 8,09 \text{ mm}$$

$$* z = 7 \text{ m}$$

$$I = 0,04$$

$$\bar{\sigma}_{s3} = 18,30 \text{ kPa}$$

$$\bar{\sigma}_{v3_1} = 143,74 \text{ kPa}$$

$$\bar{\sigma}_{v3_2} = 148,94 \text{ kPa}$$

1^{er} cas:

$$S_{c_4} = 7,73 \text{ mm}$$

2^{er} cas:

$$S_{c_4} = 8,18 \text{ mm}$$

$$* z = 7,2 \text{ m}$$

$$I = 0,0396$$

$$\sigma_{s0} = 18,12 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{vz_1} = 147,48 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{vz_2} = 152,94 \text{ kPa}$$

1^o cas:

$$s_{c_3} = 7,85 \text{ mm}$$

2^o cas:

$$s_{c_5} = 8,30 \text{ mm}$$

$$s_c = \sum_{i=1}^5 s_{c_i}$$

$$1^{\text{o}} \text{ cas: } s_c = 36,53 \text{ mm}$$

$$2^{\text{o}} \text{ cas: } s_c = 39,16 \text{ mm}$$

Cadre 2 semelle continue $B = 0,5 \text{ m}$ $L = 24 \text{ m}$

$$\sigma_s = 81,38 \text{ kPa}$$

$$h_1 = 1,92 \text{ m}$$

$$h_2 = 3,3 \text{ m}$$

$$D = 2,3 \text{ m}$$

$$* z = 2,92 \text{ m}$$

$$I = 0,13$$

$$\sigma_{s0} = 40,58 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{vz_1} = 94,66 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{vz_2} = 95,96 \text{ kPa}$$

1^o cas:

$$s_{c_1} = 4,91 \text{ mm}$$

2^o cas:

$$s_{c_1} = 6,23 \text{ mm}$$

$$* z = 3,92 \text{ m}$$

$$I = 0,097$$

$$\sigma_{s0} = 30,28 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{vz_1} = 113,36 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{vz_2} = 115,96 \text{ kPa}$$

1^o cas:

$$s_{c_2} = 6,51 \text{ mm}$$

2^o cas:

$$s_{c_2} = 8,19 \text{ mm}$$

$$* z = 4,92 \text{ m}$$

$$I = 0,077$$

$$\sigma_{s0} = 23,84 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{vz_1} = 132,06 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{vz_2} = 135,96 \text{ kPa}$$

1^o cas:

$$s_{c_3} = 6,88 \text{ mm}$$

2^o cas:

$$s_{c_3} = 8,56 \text{ mm}$$

$$* z = 5,22 \text{ m}$$

$$I = 0,030$$

$$\sqrt{v_{sg}} = 12,36 \text{ kPa}$$

$$\sqrt{v_{g_1}} = 137,67 \text{ kPa}$$

$$\sqrt{v_{g_2}} = 141,86 \text{ kPa}$$

1^o cas:

$$Sc_y = 3,90 \text{ mm}$$

2^o cas:

$$Sc_y = 4,87 \text{ mm}$$

$$Sc = \sum_{i=1}^4 Sc_i$$

$$1^{\text{o}} \text{ cas: } Sc = 15,6 \text{ mm}$$

$$2^{\text{o}} \text{ cas: } Sc = 19,6 \text{ mm}$$

$$* z = 5,22m$$

$$I = 0,072$$

$$\bar{v}_{s2} = 22,36 \text{ kPa}$$

$$\bar{v}_{r2,1} = 137,67 \text{ kPa}$$

$$\bar{v}_{r2,2} = 141,96 \text{ kPa}$$

1^o cas:

$$S_{c,4} = 6,83 \text{ mm}$$

2^o cas:

$$S_{c,4} = 8,52 \text{ mm}$$

$$S_c = \sum_{i=1}^4 S_{c,i}$$

$$1^{\text{o}} \text{ cas: } S_c = 25,1 \text{ mm}$$

$$2^{\text{o}} \text{ cas: } S_c = 31,5 \text{ mm}$$

Cadre 6.3 gemelle continue $B = 0,5m$ $L = 4m$

$$\bar{v}_s = 326,07 \text{ kPa}$$

$$h_1 = 1,92m$$

$$h_2 = 3,3m$$

$$D = 2,3m$$

$$* z = 2,92m$$

$$I = 0,0845$$

$$\bar{v}_{s3} = 27,55 \text{ kPa}$$

$$\bar{v}_{r3,1} = 94,66 \text{ kPa}$$

$$\bar{v}_{r3,2} = 95,96 \text{ kPa}$$

1^o cas:

$$S_{c,1} = 3,51 \text{ mm}$$

2^o cas:

$$S_{c,1} = 4,46 \text{ mm}$$

$$* z = 3,92m$$

$$I = 0,057$$

$$\bar{v}_{s3} = 18,63 \text{ kPa}$$

$$\bar{v}_{r3,1} = 113,36 \text{ kPa}$$

$$\bar{v}_{r3,2} = 115,86 \text{ kPa}$$

1^o cas:

$$S_{c,2} = 4,18 \text{ mm}$$

2^o cas:

$$S_{c,2} = 5,26 \text{ mm}$$

$$* z = 4,92m$$

$$I = 0,0414$$

$$\bar{v}_{s3} = 13,48 \text{ kPa}$$

$$\bar{v}_{r3,1} = 132,06 \text{ kPa}$$

$$\bar{v}_{r3,2} = 135,86 \text{ kPa}$$

1^o cas:

$$S_{c,3} = 4,01 \text{ mm}$$

2^o cas:

$$S_{c,3} = 5,01 \text{ mm}$$

Tassement immédiat

Cadre H₁ $B = 0,6\text{m}$ $L = 27\text{m}$ $h_1 = 1\text{m}$ $C_f = 2,10$

$$I = 0,362$$

$$\bar{\sigma}_s = 141,27 \text{ kPa} \quad q = \bar{\sigma}_s \times I = 141,27 \times 0,362 = 51,084 \text{ kPa}$$

$$S_i = 51,084 \times 0,6 \times \frac{1 - (0,5)^L}{310^3} \times 2,10 = 16,09 \text{ mm}$$

Cadre E $B = 0,5\text{m}$ $L = 30\text{m}$ $h_1 = 1,92\text{m}$ $C_f = 2,10$

$$I = 0,197$$

$$\bar{\sigma}_s = 233,83 \text{ kPa} \quad q = 46,065 \text{ kPa}$$

$$S_i = 46,065 \times 0,5 \times \frac{1 - (0,5)^L}{310^3} \times 2,10 = 12,09 \text{ mm}$$

Cadre F semelles isolées $B = L = 1,65\text{m}$ $C_f = 0,82$ $h_1 = 3,2\text{m}$

- semelle isolée 1:

$$\bar{\sigma}_s = 545,65 \text{ kPa} \quad q = \bar{\sigma}_s \times I$$

$$I = 0,116 \quad q = 63,295 \text{ kPa}$$

$$S_i = 63,295 \times 1,65 \times \frac{1 - (0,5)^L}{310^3} \times 0,82 = 21,41 \text{ mm}$$

- semelle isolée 2:

$$\bar{\sigma}_s = 475,215 \text{ kPa}$$

$$I = 0,116 \quad q = 475,215 \times 0,116 = 55,12 \text{ kPa}$$

$$S_i = 55,12 \times 1,65 \times \frac{1 - (0,5)^L}{310^3} \times 0,82 = 16,65 \text{ mm}$$

- semelle isolée 3:

$$\bar{\sigma}_s = 457,475 \text{ kPa}$$

$$I = 0,116 \quad q = 457,476 \times 0,116 = 53,07 \text{ kPa}$$

$$S_i = 53,07 \times 1,65 \times \frac{1-(0,5)^2}{3 \cdot 10^3} \times 0,82 = 17,95 \text{ mm}$$

Cadre EF semelle continue $B = 0,50 \text{ m}$ $L = 12 \text{ m}$ $R_1 = 1,15 \text{ m}$

$$C_p = 2,10$$

$$I = 0,276$$

$$\bar{\sigma}_s = 248,92 \text{ kPa} \quad q = 248,92 \times 0,276 = 68,7 \text{ kPa}$$

$$S_i = 68,7 \times 0,5 \times \frac{1-(0,5)^2}{3 \cdot 10^3} \times 2,10 = 18,03 \text{ mm}$$

Cadre H2 semelle continue $B = 0,6 \text{ m}$ $L = 12 \text{ m}$ $R_1 = 1,7 \text{ m}$

$$C_p = 2,10$$

$$\bar{\sigma}_s = 194,7 \text{ kPa}$$

$$I = 0,228$$

$$q = 194,7 \times 0,228 = 44,39 \text{ kPa}$$

$$S_i = 44,39 \times 0,6 \times \frac{1-(0,5)^2}{3 \cdot 10^3} \times 2,10 = 13,98 \text{ mm}$$

Cadre 11A semelle continue $B = 0,5 \text{ m}$ $L = 25 \text{ m}$ $R_1 = 1,25 \text{ m}$

$$\bar{\sigma}_s = 286,4 \text{ kPa}$$

$$I = 0,272$$

$$q = 286,4 \times 0,272 = 77,9 \text{ kPa}$$

$$S_i = 77,9 \times 0,5 \times \frac{1-(0,5)^2}{3 \cdot 10^3} \times 2,10 = 20,45 \text{ mm}$$

Cadre 12A semelle isolée $B=0,5\text{m}$ $L=25\text{m}$ $R_1=1,25\text{m}$ $C_f=2,10$

$$\sigma_s = 283,17 \text{ kPa}$$

$$I = 0,272$$

$$q = 283,17 \times 0,272 = 77 \text{ kPa}$$

$$S_i = 77 \times 0,5 \times \frac{1-(0,5)^2}{310^3} \times 2,10 = 20,21 \text{ mm}$$

Cadre 6.3 semelle continue $B=0,5\text{m}$ $L=4\text{m}$ $R_1=8,2\text{m}$ $C_f=2,10$

$$\sigma_s = 326,07 \text{ kPa}$$

$$I = 0,0751$$

$$q = 326,07 \times 0,0751 = 24,48 \text{ kPa}$$

$$S_i = 24,48 \times 0,5 \times \frac{1-(0,5)^2}{310^3} \times 2,10 = 6,42 \text{ mm}$$

Cadre 2 semelle continue $B=0,5\text{m}$ $L=24\text{m}$ $R_1=1,92\text{m}$ $C_f=2,10$

$$I = 0,191$$

$$\sigma_s = 311,38 \text{ kPa}$$

$$q = 311,38 \times 0,191 = 59,47 \text{ kPa}$$

$$S_i = 59,47 \times 0,5 \times \frac{1-(0,5)^2}{310^3} \times 2,10 = 15,61 \text{ mm}$$

Cadre G semelles isolées $B=L=1,65\text{m}$ $C_f=0,82$ $R_1=3\text{m}$

- semelle isolée 1

$$\sigma_s = 556,31 \text{ kPa}$$

$$I = 0,126$$

$$q = 556,31 \times 0,126 = 70,09 \text{ kPa}$$

$$S_i = 70,09 \times 1,65 \times \frac{1-(0,5)^2}{310^3} \times 0,82 = 23,71 \text{ mm}$$

- semelle isolée 2:

$$\sigma_s = 542,48 \text{ kPa}$$

$$I = 0,126$$

$$q = 542,48 \times 0,126 = 68,35 \text{ kPa}$$

$$S_i = 68,35 \times 1,65 \times \frac{1-(0,5)^2}{310^3} \times 0,82 = 23,12 \text{ mm}$$

- semelle isolée 3:

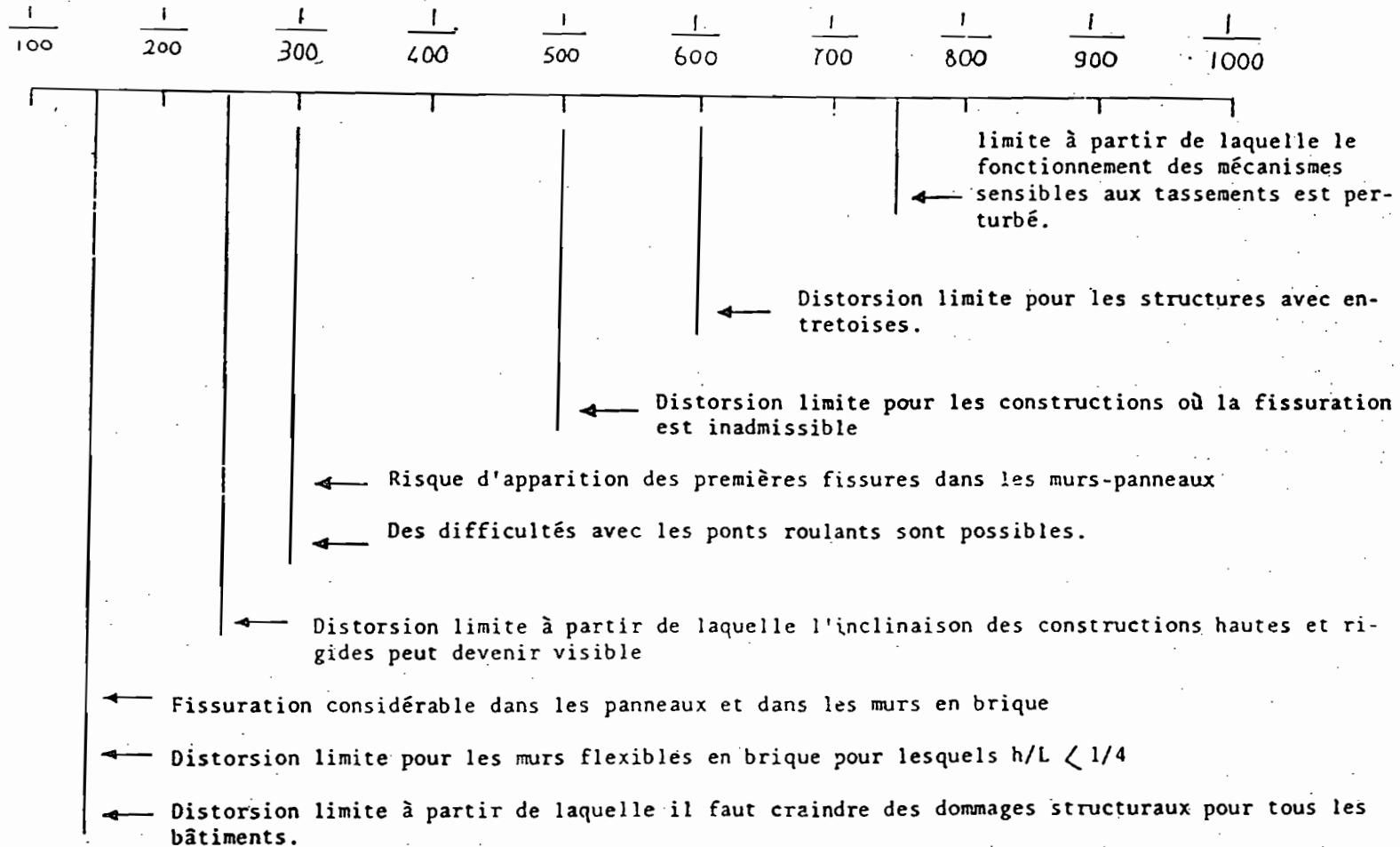
$$\sigma_s = 457,476 \text{ kPa}$$

$$I = 0,126$$

$$q = 457,476 \times 0,126 = 57,64 \text{ kPa}$$

$$S_i = 57,64 \times 1,65 \times \frac{1-(0,5)^2}{310^3} \times 0,82 = 18,50 \text{ mm}$$

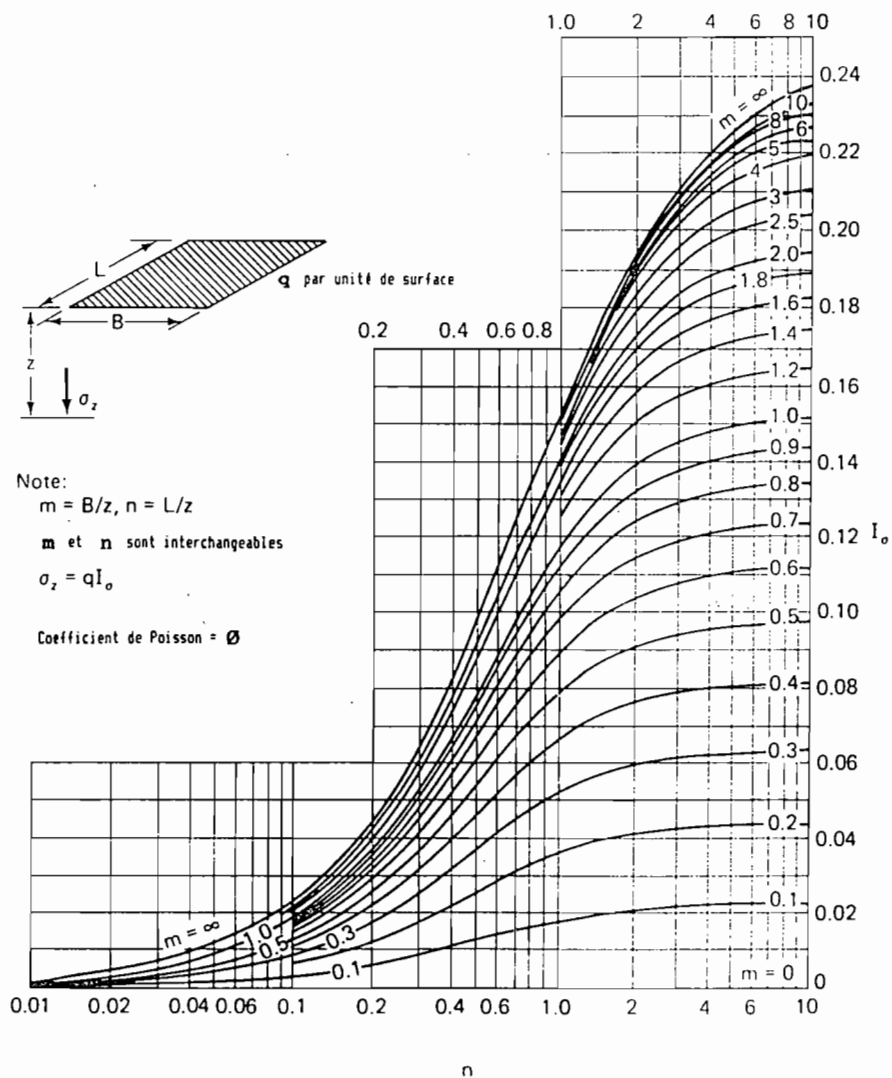
DISTORSIONS ANGULAIRES LIMITES δ/L



(d'après Bjerrun, 1963)

NOTE:- h hauteur du panneau
l. Portée du panneau, de la poutre,.....

Tableau 2



Valeur d'influence pour une contrainte verticale sous un coin pour une section rectangulaire uniformément chargée

Abaque. 1

C-8

• Echantillon 1

40 kPa		120 kPa		240 kPa	
temps (mn)	déformations ΔH (mm)	temps (mn)	déformations ΔH (mm)	temps (mn)	déformations ΔH (mm)
0,1	0,104	0,1	0,055	0,1	0,07
0,25	0,111	0,5	0,061	0,5	0,08
0,5	0,115	1	0,064	1	0,084
1	0,117	2	0,067	2	0,089
2	0,118	5	0,07	4	0,094
4	0,1175	8	0,073	8	0,099
9	0,111	15	0,076	16,33	0,104
15	0,103	30	0,08	30	0,109
33	0,1020	60	0,085	60	0,116
60	0,1025	121	0,089	120	0,122
856	0,111	394	0,096	414	0,126
		1434	0,123	1414	0,163

440 kPa		220 kPa		120 kPa	
Temp (m)	dilatations ΔH (mm)	Temp (m)	dilatations ΔH (mm)	Temp (m)	dilatations ΔH (mm)
0,1	0,088	0,1	0,012	0,1	0,084
0,25	0,097	0,25	0,017	0,25	0,089
0,5	0,104	0,5	0,018	0,5	0,094
1	0,112	1	0,0205	1	0,05
2	0,1195	2	0,0235	2	0,058
4	0,128	4	0,027	4	0,071
8	0,137	8	0,032	8	0,082
15	0,145	15	0,0375	15	0,104
30	0,155	30	0,042	30	0,125
60	0,164	60	0,046	60	0,138
120	0,174	120	0,049	120	0,15
180	0,179	180	0,0515	180	0,162
1373	0,213	1403	0,0535	1453	0,168

820 KPa		1620 KPa		220 KPa	
Tempo (mn)	diferensiasi ΔH (mm)	Tempo (mn)	diferensiasi ΔH (mm)	Tempo (mn)	diferensiasi ΔH (mm)
0,1	0,048	0,1	0,098	0,1	0,014
0,5	0,069	0,5	0,133	0,5	0,017
1	0,081	1	0,157	1	0,019
2	0,099	2	0,18	2	0,022
4	0,124	4	0,234	4	0,026
8	0,156	8	0,292	8	0,031
15	0,196	15	0,36	15	0,037
30	0,244	30	0,457	30	0,043
65	0,282	68	0,477	72	0,0475
204	0,3235	65	0,534	120	0,049
487	0,325	120	0,574	182	0,0515
638	0,337	200	0,5905	240	0,052
1566	0,342	504	0,613	393	0,0546
2060	0,344	1421	0,6285	600	0,056
2856	0,345			1474	0,057

420 kPa		820 kPa		1620 kPa	
temps (mn)	déformations ΔH (mm)	temps (mn)	déformations ΔH (mm)	temps (mn)	déformations ΔH (mm)
0,1	0,03	0,1	0,05	0,1	0,0735
0,25	0,034	0,25	0,058	0,25	0,0855
0,5	0,038	0,5	0,066	0,5	0,0995
1	0,045	1	0,073	1	0,1195
2	0,0535	2	0,086	2	0,1465
4	0,065	4	0,121	4	0,185
8	0,081	8	0,155	10	0,2595
15	0,0995	16	0,2025	15	0,3005
30	0,1245	30	0,2515	42	0,4155
60	0,147	60	0,304	60	0,445
120	0,161	120	0,334	120	0,4795
190	0,1665	240	0,346	180	0,4805
370	0,172	420	0,355	256	0,4975
674	0,177	670	0,3615	540	0,5125
1396	0,179	1445	0,3665	1458	0,5235
				1463	0,5435

2420 kPa	
temps (mn)	déformations ΔH (mm)
0,1	0,045
0,25	0,054
0,5	0,065
1	0,08
2	0,102
4	0,134
8	0,176
16	0,228
30	0,281
68	0,338
125	0,365
225	0,388
595	0,408
1440	0,425
1650	0,423
1848	0,425

* Pour l'échantillon 2:

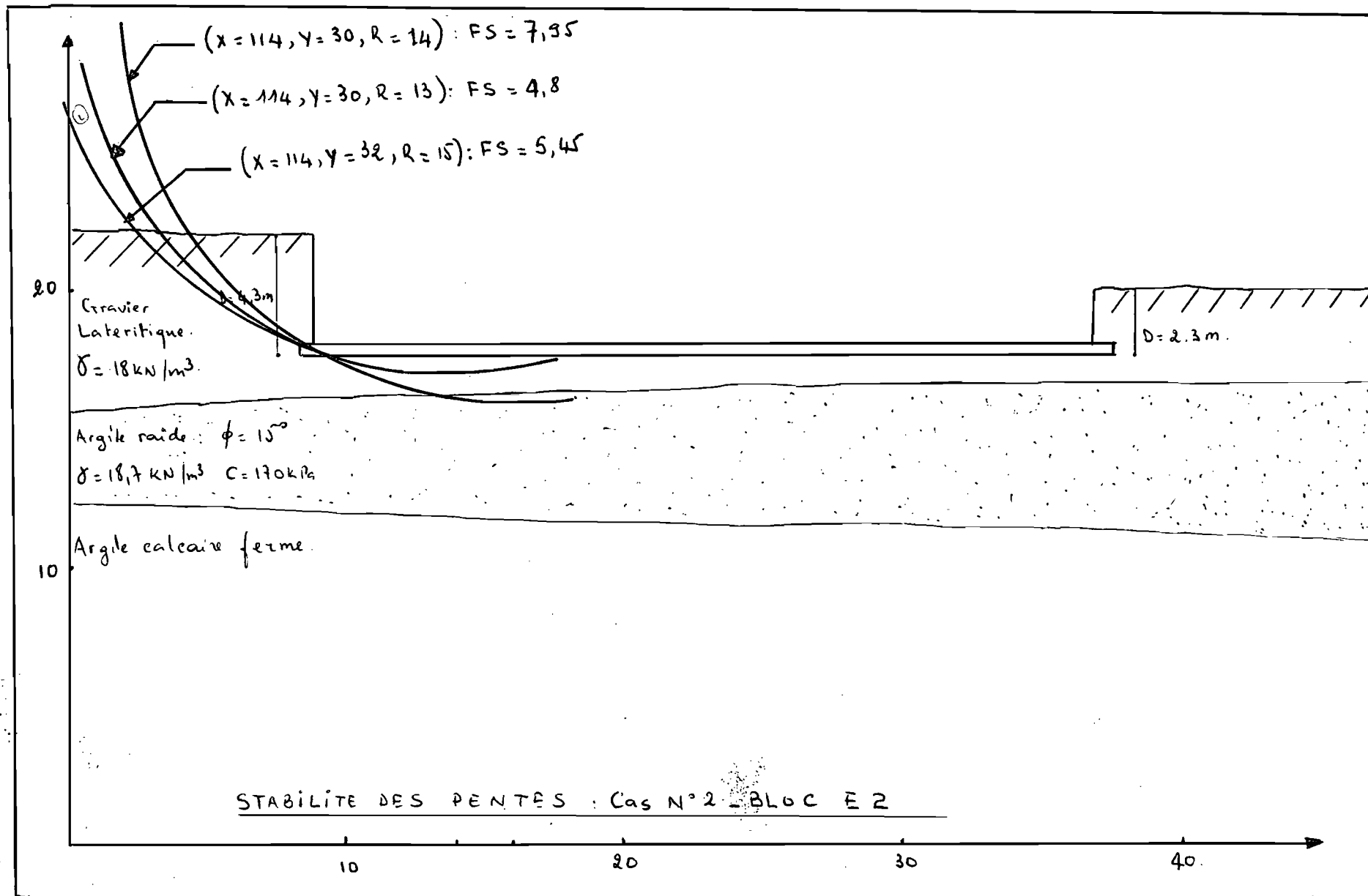
60 kPa		120 kPa		220 kPa	
temps (mn)	déformations ΔH (mm)	temps (mn)	déformations ΔH (mm)	temps (mn)	déformations ΔH (mm)
0,1	0,036	0,1	0,028	0,1	-
0,25	-	0,25	0,032	0,25	0,043
0,5	0,039	0,5	0,034	0,5	0,045
1	0,041	1	0,038	1	0,064
2	0,043	2	0,042	2	0,070
4	0,045	4	0,047	4	0,082
8	0,047	8	0,052	8	0,095
15	0,049	15	0,056	15	0,110
30	0,051	30	0,063	30	0,13
60	0,053	60	0,067	60	0,148
120	0,054	120	0,072	120	0,166
198	0,050	382	0,080	181	0,172
1440	0,035	1520	0,082		

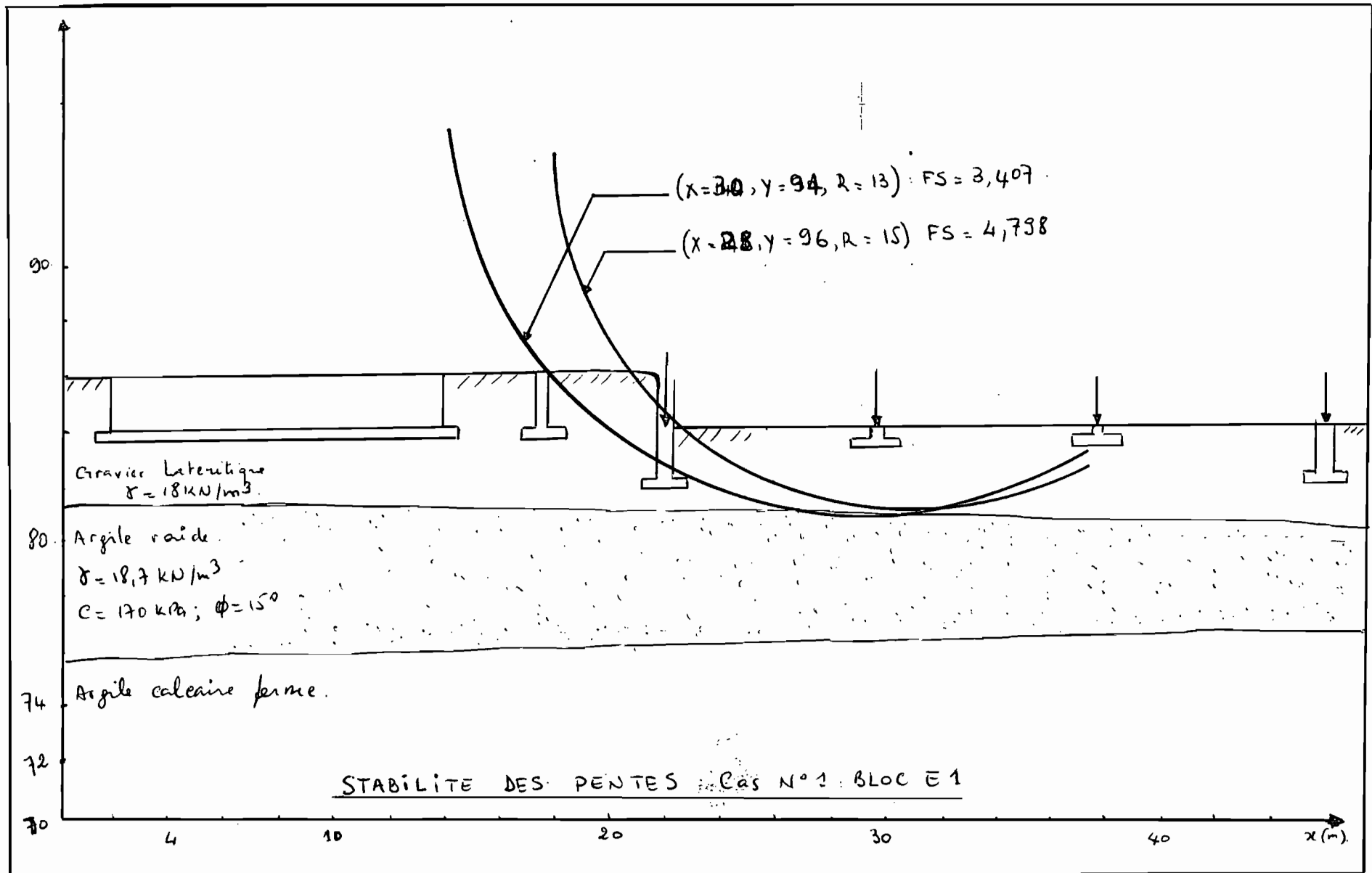
820 kPa		200 kPa		400 kPa	
temps (mn)	déformations ΔH (mm)	temps (mn)	déformations ΔH (mm)	temps (mn)	déformations ΔH (mm)
0,1	0,087	0,1	0,015	0,1	0,035
0,25	0,1	0,25	0,018	0,25	0,038
0,5	0,113	0,5	0,021	0,5	0,042
1	0,133	1	0,023	1	0,050
2	0,157	2	0,027	2	0,066
4	0,189	4	0,033	4	0,083
8	0,234	8	0,039	8	0,104
15	0,286	15	0,047	15	0,131
30	0,36	30	0,0565	30	0,1655
60	0,442	60	0,065	45	0,189
300	0,529	199	0,0714	110	0,232
517	0,537	398	0,0785	470	0,257
1210	0,548	1410	0,0815	1443	0,264
1428	0,549	1451	0,083		

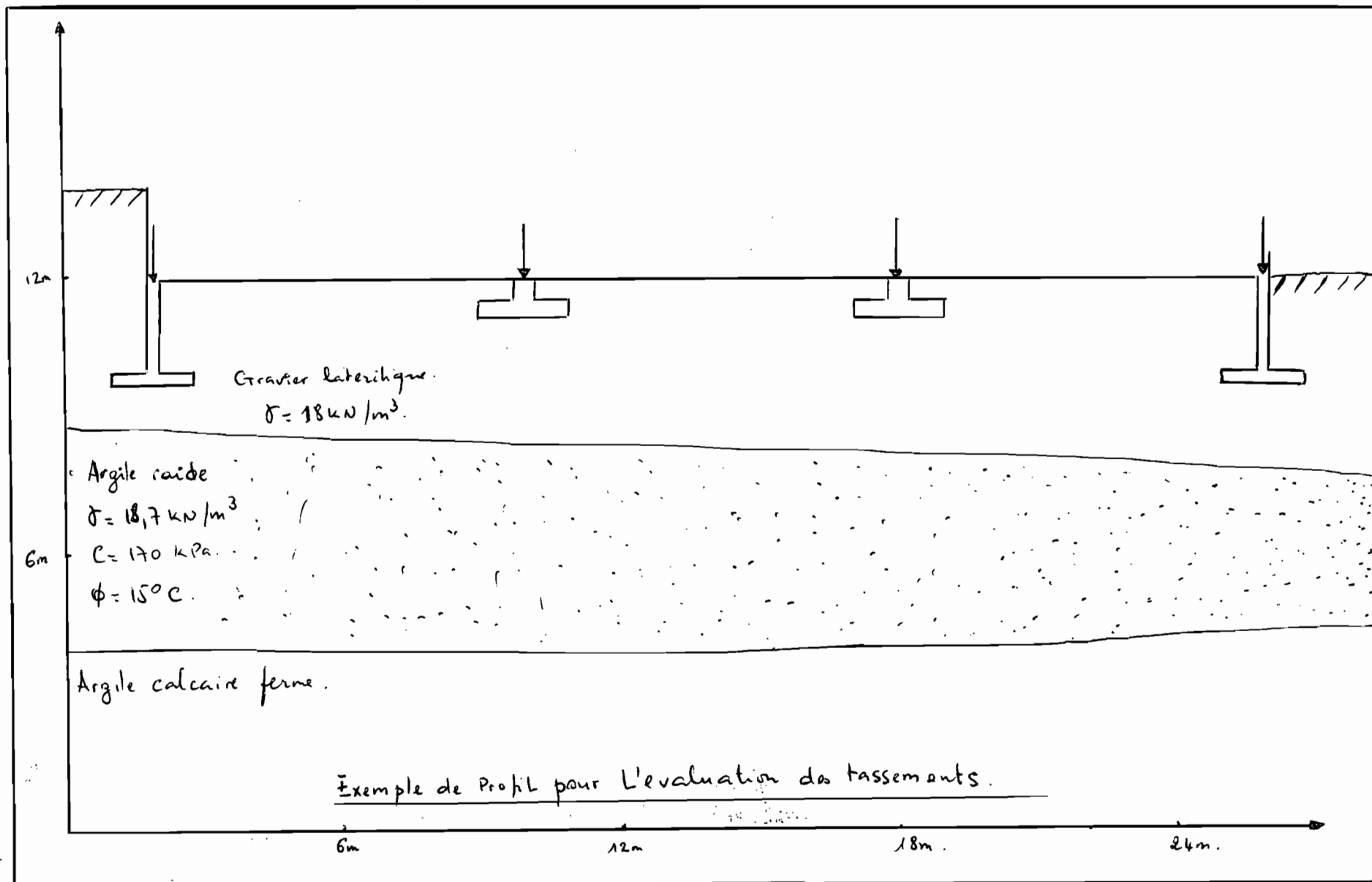
800 kPa		1600 kPa		200 kPa	
temps (mn)	déformations ΔH (mm)	temps (mn)	déformations ΔH (mm)	temps (mn)	déformations ΔH (mm)
0,1	0,057	0,1	0,036	0,1	0,0125
0,25	0,068	0,25	0,108	0,25	0,016
0,5	0,081	0,5	0,124	0,5	0,0185
1	0,096	1	0,147	1	0,0215
2	0,118	2	0,178	2	0,026
4	0,146	5	0,237	4	0,0315
8	0,186	10	0,305	8	0,0395
15	0,235	16	0,339	15	0,0485
30	0,302	30	0,453	31	0,06
60	0,373	60	0,563	61	0,0715
120	0,434	120	0,6395	120	0,078
192	0,449	192	0,6655	185	0,083
643	0,452	498	0,696	240	0,084
1451	0,458	1482	0,716	390	0,0885
				600	0,091
				1478	0,0935

1600 KPa		800 KPa		400 KPa	
Deformations ΔH (mm)	Tempo (m)	Deformations ΔH (mm)	Tempo (m)	Deformations ΔH (mm)	Tempo (m)
0,07	0,1	0,0485	0,1	0,031	0,1
0,085	0,25	0,0585	0,25	0,037	0,25
0,1	0,5	0,0695	0,5	0,043	0,5
0,121	1	0,0845	1	0,052	1
0,1485	2	0,1045	2	0,0625	2
0,188	4	0,1305	4	0,078	4
0,243	8	0,1685	8	0,101	8
0,3085	15	0,215	15	0,128	15
0,3845	30	0,284	30	0,168	30
0,5005	60	0,3585	60	0,213	60
0,5655	120	0,4435	120	0,248	120
0,5865	180	0,4455	240	0,262	190
0,5855	250	0,4585	420	0,273	310
0,6185	600	0,4665	666	0,282	610
0,623	1463	0,4745	1445	0,2865	1296

2400 kPa	
tempo (mn)	difformations ΔH (mm)
0,1	0,048
0,25	0,059
0,5	0,069
1	0,085
2	0,103
4	0,131
9,23	0,182
15	0,22
30	0,288
65	0,361
120	0,404
230	0,4285
590	0,46
1140	0,4625
2370	0,479
2610	0,485







*

C-11

Fichier des données : pfefiscl.dat Fichier des sorties : pfefiscl.sor

Le 3 JUIN 1988 à 19 H. 55 -- pfefiscl.sor PAGE 1

Ecole Polytechnique de Thiès - Calcul des stabilités de pentes-----
M E T H O D E D E B I S H O P S I M P L I F I E E-----
--- stabept -- ibm-pc ----- version 4 -- mai 1988 ---
----- chargements -----P.F.E - fissures bâtiments phase II EPT (cas n° 1) (grille)
Vérification des stabilités de pente - nappe libre bas de l'argile

CONTROLE DES DONNEES

Nombre de tangentes limites 4 [max.= 4]
Nombre de sections verticales 8 [max.= 16]
Nombre de frontières entre sols 4 [max.= 12]
Nombre de lignes équipressions 1 [max.= 12]
Nombre de pts défin. la cohésion 0 [max.= 12]
Nombre de charge. unif. répartis 4 [max.= 10]
Nombre de chargements concentrés 4 [max.= 10]

Coefficients sismiques s1= .00 s2= .00

**** SYSTEME METRIQUE **** kilo-Newton - mètre

[Dr eau = 9.81]

Cercles définies suivant une grille

Centre de départ (x,y) = 136.0 98.0
6 centres espacés de 2.0 m en X
5 centres espacés de 2.0 m en Y

TOUS LES CERCLES TANGENTS AUX PROFONDEURS, 76.0, 78.0, 81.0, 82.5,

(nbr. max. de cercles pouvant être calculés pour chaque tangente = 50)

GEOMETRIE

sections n° : 1. 2. 3. 4. 5. 6. 7. 8.
abscisses x = 50.0 100.0 132.0 134.2 134.2 134.8 160.0 200.0
bas-fissure 86.4 86.4 86.4 86.2 84.2 84.2 84.2 84.2
eau-fissure 86.4 86.4 86.4 86.2 84.2 84.2 84.2 84.2

GEOMETRIE (suite ...)

sections n° :	1.	2.	3.	4.	5.	6.	7.	8.
abscisses x =	50.0	100.0	132.0	134.2	134.2	134.8	160.0	200.0

frontière 1	86.4	86.4	86.4	86.2	84.2	84.2	84.2	84.2
frontière 2	81.6	81.6	81.2	81.1	81.1	81.1	80.1	80.1
frontière 3	76.0	76.0	76.4	76.5	76.5	76.5	77.0	77.0
frontière 4	70.0	70.0	70.0	70.0	70.0	70.0	70.0	70.0

PROPRIETES DES SOLS

COUCHE	COHESION kPa	FROTTEMENT DEG.	DENSITE kN/m ³	DESCRIPTION
1	10.0	35.0	18.0	latérite
2	170.0	15.0	18.7	argile ferme
3	200.0	40.0	19.0	argile très raide

PRESSIONS INTERSTITIELLES coordonnées de la nappe d'eau libre

sections n° :	1.	2.	3.	4.	5.	6.	7.	8.
abscisses x =	50.0	100.0	132.0	134.2	134.2	134.8	160.0	200.0
ligne n° : 1	76.0	76.0	76.4	76.5	76.5	76.5	77.0	77.0

CHARGEMENT(S) UNIFORMEMENT REPARTIS

N°	X déb.	X fin	Chg. déb. kN/ml	Chg. fin kN/ml
1	113.8	126.2	114.8	114.8
2	134.2	134.8	79.1	79.1
3	134.8	158.6	57.6	57.6
4	158.6	159.4	58.8	58.8

CHARGEMENT(S) CONCENTRE(S)

N°	X appl.	Charg. kN
1	106.0	447.9
2	130.0	447.9
3	142.5	1137.7
4	150.5	1137.7

 Ecole Polytechnique de Thiès - Calcul des stabilités de pentes

M E T H O D E D E B I S H O P S I M P L I F I E E

 --- stabept -- ibm-pc ----- version 4 -- mai 1988 ---
 ----- chargements -----

 * S Y N T H E S E des R E S U L T A T S *

CAS ETUDIE :

P.F.E - fissures bâtiments phase II EPT (cas n° 1) (grille)
 Vérification des stabilités de pente - nappe libre bas de l'argile

Tous les cercles tangents aux profondeurs : 76.0 78.0 81.0 82.5

APRES 120 CERCLES CALCULES SUIVANT UNE GRILLE ON TROUVE :

(NB : Le cercle minimum se trouve sur les limites de la grille)

NOTER que pour seulement 102 cercles on a des résultats valides

F.S. MINIMUM (Bishop) = 2.433 cercle n° 4
 ----- *****

CERCLE TANGENT A LA PROFONDEUR : 82.5 m
 Rayon = 15.5 m ; X , Y = (142.0 98.0)

F.S. MINIMUM (Ordin.) = 2.089 cercle n° 26
 ----- =====

CERCLE TANGENT A LA PROFONDEUR : 82.5 m
 Rayon = 7.5 m ; X , Y = (138.0 90.0)

FACTEURS DE SECURITES CLASSES EN ORDRE CROISSANT

=====

(POUR LES 10 CERCLES LES PLUS CRITIQUES)

FSB	XCENTRE	YCENTRE	RAYON	N°CERC	N°TANG	(surf.)
2.433	142.00	98.00	15.50	4	4	
2.551	138.00	90.00	7.50	26	4	
2.608	142.00	96.00	13.50	10	4	
2.974	136.00	90.00	7.50	25	4	
3.307	138.00	92.00	9.50	20	4	
3.407	144.00	94.00	13.00	17	3	(.7)
3.982	136.00	92.00	9.50	19	4	
4.616	144.00	90.00	9.00	29	3	
4.765	136.00	94.00	11.50	13	4	
4.798	142.00	96.00	15.00	10	3	

NB: dans les 10 cercles les plus critiques il y a des cercles de surface

** [Identifiés entre 0.0 et 1.1 m de profondeur dans le massif]

*

Fichier des données : pfefis.dat

Fichier des sorties : pfefis.sor

Le 3 JUIN 1988 à 19 H. 24 -- pfefis.sor PAGE 1

Ecole Polytechnique de Thiès - Calcul des stabilités de pentes-----
METHODE DE BISHOP SIMPLIFIEE-----
--- stabept -- ibm-pc ----- version 4 -- mai 1988 ---
----- chargements -----P.F.E - fissures bâtiments phase II EPT (cas n° 1) (grille)
Vérification des stabilités de pente - nappe libre sommet argile

CONTROLE DES DONNEES

Nombre de tangentes limites	4	[max.= 4]
Nombre de sections verticales	8	[max.= 16]
Nombre de frontières entre sols	4	[max.= 12]
Nombre de lignes équipressions	1	[max.= 12]
Nombre de pts défin. la cohésion	0	[max.= 12]
Nombre de charge. unif. répartis	4	[max.= 10]
Nombre de chargements concentrés	4	[max.= 10]

Coefficients sismiques s1= .00 s2= .00

**** SYSTEME METRIQUE **** kilo-Newton - mètre

[Dr eau = 9.81]

Cercles définies suivant une grille

Centre de départ (x,y) =	138.0	98.0
6 centres espacés de	2.0 m	en X
5 centres espacés de	2.0 m	en Y

TOUS LES CERCLES TANGENTS AUX PROFONDEURS, 76.0, 78.0, 81.0, 82.5,

(nbr. max. de cercles pouvant être calculés pour chaque tangente = 50)

GEOMETRIE

sections n° :	1.	2.	3.	4.	5.	6.	7.	8.
abscisses x =	50.0	100.0	132.0	134.2	134.2	134.8	160.0	200.0
bas-fissure	86.4	86.4	86.4	86.2	84.2	84.2	84.2	84.2
eau-fissure	86.4	86.4	86.4	86.2	84.2	84.2	84.2	84.2

GEOMETRIE (suite ...)

sections n° :	1.	2.	3.	4.	5.	6.	7.	8.
abscisses x =	50.0	100.0	132.0	134.2	134.2	134.8	160.0	200.0
frontière 1	86.4	86.4	86.4	86.2	84.2	84.2	84.2	84.2
frontière 2	81.6	81.6	81.2	81.1	81.1	81.1	80.1	80.1
frontière 3	76.0	76.0	76.4	76.5	76.5	76.5	77.0	77.0
frontière 4	70.0	70.0	70.0	70.0	70.0	70.0	70.0	70.0

PROPRIETES DES SOLS

COUCHE	COHESION kPa	FROTTEMENT DEG.	DENSITE kN/m ³	DESCRIPTION
1	10.0	35.0	18.0	latérite
2	170.0	15.0	18.7	argile ferme
3	200.0	40.0	19.0	argile très raide

PRESSIONS INTERSTITIELLES coordonnées de la nappe d'eau libre

sections n° :	1.	2.	3.	4.	5.	6.	7.	8.
abscisses x =	50.0	100.0	132.0	134.2	134.2	134.8	160.0	200.0
ligne n° : 1	81.6	81.6	81.2	81.1	81.1	81.1	80.1	80.1

CHARGEMENT(S) UNIFORMEMENT REPARTIS

N°	X déb.	X fin	Chg. déb. kN/ml	Chg. fin kN/ml
1	113.8	126.2	114.8	114.8
2	134.2	134.8	79.1	79.1
3	134.8	158.6	57.6	57.6
4	158.6	159.4	58.8	58.8

Le 3 JUIN 1988 à 19 H. 24 -- pfefis.sor PAGE 3

CHARGEMENT(S) CONCENTRE(S)

N°	X appl.	Charg. kN
1	106.0	447.9
2	130.0	447.9
3	142.5	1137.7
4	150.5	1137.7

 Ecole Polytechnique de Thiès - Calcul des stabilités de pentes

METHODE DE BISHOP SIMPLIFIEE

--- stabept -- ibm-pc ----- version 4 -- mai 1988 ---
 ----- chargements -----

 * SYNTHESE des RESULTATS *

CAS ETUDIE :

P.F.E - fissures bâtiments phase II EPT (cas n° 1) (grille)
 Vérification des stabilités de pente - nappe libre sommet argile

Tous les cercles tangents aux profondeurs : 76.0 78.0 81.0 82.5

APRES 120 CERCLES CALCULES SUIVANT UNE GRILLE ON TROUVE :

 (NB : Le cercle minimum se trouve sur les limites de la grille)

NOTER que pour seulement 94 cercles on a des résultats valides

F.S. MINIMUM (Bishop) = 2.433 cercle n° 3
 ----- *****
 CERCLE TANGENT A LA PROFONDEUR : 82.5 m
 Rayon = 15.5 m ; X , Y = (142.0 98.0)

F.S. MINIMUM (Ordin.) = 2.089 cercle n° 25
 ----- =====
 CERCLE TANGENT A LA PROFONDEUR : 82.5 m
 Rayon = 7.5 m ; X , Y = (138.0 90.0)

FACTEURS DE SECURITES CLASSES EN ORDRE CROISSANT
 =====

(POUR LES 10 CERCLES LES PLUS CRITIQUES)

FSB	XCENTRE	YCENTRE	RAYON	N°CERC	N°TANG	(surf.)
2.433	142.00	98.00	15.50	3	4	
2.551	138.00	90.00	7.50	25	4	
2.608	142.00	96.00	13.50	9	4	
3.307	138.00	92.00	9.50	19	4	
3.407	144.00	94.00	13.00	16	3	(.7)
3.574	148.00	90.00	7.50	30	4	
4.616	144.00	90.00	9.00	28	3	
4.798	142.00	96.00	15.00	9	3	
4.869	148.00	92.00	9.50	24	4	
5.652	144.00	92.00	11.00	22	3	

NB: dans les 10 cercles les plus critiques il y a des cercles de surface
 ** [Identifiés entre 0.0 et 1.1 m de profondeur dans le massif]

*

C-11

Fichier des données : pfefisc2.dat Fichier des sorties : pfefisc2.sor

Le 2 JUIN 1988 à 19 H. 54 -- pfefisc2.sor PAGE 1

Ecole Polytechnique de Thiès - Calcul des stabilités de pentes

M E T H O D E D E B I S H O P S I M P L I F I E E

--- stabept -- ibm-pc ----- version 4 -- mai 1988 ---
----- chargements -----

Projet fin d'étude - fissures bâtiments phase II EPT cas n° 2 (GRILLE)
A. Niang vérif. des stabilités de pente - nappe sommet argile

CONTROLE DES DONNEES

Nombre de tangentes limites	4	[max.= 4]
Nombre de sections verticales	10	[max.= 16]
Nombre de frontières entre sols	4	[max.= 12]
Nombre de lignes équipressions	1	[max.= 12]
Nombre de pts défin. la cohésion	0	[max.= 12]
Nombre de charge. unif. répartis	1	[max.= 10]
Nombre de chargements concentrés	2	[max.= 10]

Coefficients sismiques s1= .00 s2= .00

**** SYSTEME METRIQUE **** kilo-Newton - mètre

[Dr eau = 9.81]

Cercles définies suivant une grille

Centre de départ (x,y) = 112.0 24.0
 7 centres espacés de 2.0 m en X
 4 centres espacés de 2.0 m en Y

TOUS LES CERCLES TANGENTS AUX PROFONDEURS, 2.0, 4.0, 6.0, 7.0,

(nbr. max. de cercles pouvant être calculés pour chaque tangente = 50)

G E O M E T R I E

sections n° :	1.	2.	3.	4.	5.	6.	7.	8.	9.	10.
abscisses x =	50.0	100.0	109.0	109.1	115.0	123.0	137.0	137.1	150.0	200.0
bas-fissure	12.2	12.2	12.0	8.0	8.0	8.0	8.0	10.0	10.0	10.0
eau-fissure	12.2	12.2	12.0	8.0	8.0	8.0	8.0	10.0	10.0	10.0

GÉOMÉTRIE (suite ...)

sections n° :	1.	2.	3.	4.	5.	6.	7.	8.	9.	10.
abscisses x =	50.0	100.0	109.0	109.1	115.0	123.0	137.0	137.1	150.0	200.0
frontière 1	12.2	12.2	12.0	8.0	8.0	8.0	8.0	10.0	10.0	10.0
frontière 2	5.6	5.6	6.0	6.0	6.5	6.5	6.5	6.5	6.5	6.5
frontière 3	2.4	2.4	2.0	2.0	1.5	1.5	1.2	1.2	1.0	1.0
frontière 4	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0

PROPRIÉTÉS DES SOLS

COUCHE	COHESION kPa	FROTTEMENT DEG.	DENSITÉ kN/m ³	DESCRIPTION
1	10.0	35.0	18.0	latérite
2	170.0	15.0	18.7	argile ferme
3	200.0	40.0	19.0	argile très raide

PRESSIONS INTERSTITIELLES coordonnées de la nappe d'eau libre

sections n° :	1.	2.	3.	4.	5.	6.	7.	8.	9.	10.
abscisses x =	50.0	100.0	109.0	109.1	115.0	123.0	137.0	137.1	150.0	200.0
ligne n° : 1	6.5	6.5	6.5	6.5	6.5	6.5	6.5	6.5	6.5	6.5

CHARGEMENT(S) UNIFORMEMENT REPARTIS

N°	X déb.	X fin	Chg. déb. kN/ml	Chg. fin kN/ml
1	109.1	137.0	90.9	90.9

CHARGEMENT(S) CONCENTRE(S)

N°	X appl.	Charg. kN
1	109.1	448.0
2	137.0	448.0

 Ecole Polytechnique de Thiès - Calcul des stabilités de pentes

M E T H O D E D E B I S H O P S I M P L I F I E E

--- stabept -- ibm-pc ---- version 4 -- mai 1988 ---
 ----- chargements -----

 * S Y N T H E S E des R E S U L T A T S *

CAS ETUDIE :

Projet fin d'étude - fissures bâtiments phase II EPT cas n° 2 (GRILLE)
 A. Niang vérif. des stabilités de pente - nappe sommet argile

Tous les cercles tangents aux profondeurs : 2.0 4.0 6.0 7.0

APRES 112 CERCLES CALCULES SUIVANT UNE GRILLE ON TROUVE :

(NB : Le cercle minimum se trouve sur les limites de la grille)

NOTER que pour seulement 60 cercles on a des résultats valides

F.S. MINIMUM (Bishop) = 4.803 cercle n° 16

----- *****

CERCLE TANGENT A LA PROFONDEUR : 7.0 m
 Rayon = 13.0 m ; X , Y = (114.0 20.0)

F.S. MINIMUM (Ordin.) = 4.456 cercle n° 16

CERCLE TANGENT A LA PROFONDEUR : 7.0 m
 Rayon = 13.0 m ; X , Y = (114.0 20.0)

FACTEURS DE SECURITES CLASSES EN ORDRE CROISSANT

(POUR LES 10 CERCLES LES PLUS CRITIQUES)

FSB	XCENTRE	YCENTRE	RAYON	N°CERC	N°TANG
4.803	114.00	20.00	13.00	16	4
5.449	114.00	22.00	15.00	9	4
5.671	112.00	18.00	11.00	22	4
6.351	114.00	24.00	17.00	2	4
6.423	112.00	20.00	13.00	15	4
7.109	112.00	22.00	15.00	8	4
7.739	112.00	24.00	17.00	1	4
7.955	116.00	20.00	14.00	17	3
8.614	114.00	18.00	12.00	23	3
9.096	116.00	22.00	16.00	10	3

NB: aucun cercle de surface dans les 10 cercles critiques

** [Identifiés entre 0.0 et 1.2 m de prof. dans le massif]

Relevés topométriques

Ils ont été faits pour déterminer d'une part les altitudes des points de forage et d'autre part pour obtenir le profil du terrain devant servir à la justification de la stabilité des pentes.

Soient P.R. le point de référence, F_1 le forage 1 et F_2 le forage 2.

$$Z(P.R.) = 84,040 \text{ m}$$

$$\text{Visée arrière sur P.R. : } V_{PR} = 1,772 \text{ m}$$

$$\text{Visée avant sur } F_1 : V_{F_1} = 1,055 \text{ m}$$

$$Z(F_1) = 84,040 + 1,772 - 1,055 = 84,757 \text{ m}$$

$$\text{Hauteur du tube du piezomètre} = 1,217 \text{ m}$$

$$\text{Altitude du sommet de } F_1 = 84,757 + 1,217 = 85,974 \text{ m}$$

Cette altitude servira à déterminer la profondeur de la nappe dans le piezomètre placé dans le forage 1

P_1, P_2 : Points intermédiaires

$$\text{Visée avant sur } P_1 \quad V_{P_1,AV} = 1,658 \text{ m} \quad \text{Visée arrière } V_{P_1,AR} = 1,376 \text{ m}$$

$$Z(P_1) = 84,040 + 1,772 - 1,658 = 84,159 \text{ m}$$

$$\text{Visée sur } F_2 : V_{F_2,AV} = 0,632 \text{ m}$$

$$Z(F_2) = 84,159 + 1,376 - 0,632 = 84,903 \text{ m (la mise étant placée au sommet du tube)}$$

$$\text{Hauteur du tube du piezomètre} = 0,58 \text{ m}$$

$$Z(F_2) = 84,903 - 0,58 = 84,323 \text{ m}$$

$$\text{Visée arrière sur } F_2 : V_{F_2,AR} = 0,715 \text{ m}$$

Visée avant sur P_2 : $V_{P_2AV} = 1,463\text{m}$

$$Z(P_2) = 84,903 + 0,715 - 1,463 = 84,155\text{m}$$

Visée arrière sur P_2 : $V_{P_2AR} = 2,669\text{m}$

P_3 : haut escalier (en face paracétamol)

$$V_{P_3AV} = 0,382\text{m}$$

$$Z(P_3) = 84,155 + 2,669 - 0,382 = 86,432\text{m}$$

Pour compléter le tracé des profils les courbes de nivellement préalablement établies ont été utilisées.