

17/86

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

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

Ex
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT (GENIE CIVIL)

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

PROJET DE FIN D'ETUDES

EN VUE DE L'OBTENTION DU DIPLOME D'INGENIEUR D'ETAT

SUJET

ETUDE DES OUVRAGES
DE DERIVATION
(BARRAGE KEDDARA)

Proposé par :

D. G. I. H.

Etudié par :

M. GUESSAS A.
M. ZERROUK A.

Dirigé par :

M. BIOD

PROMOTION : Janvier 1986

E.N.P. 10, Avenue Hacén Badi - EL-HARRACH - ALGER

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

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

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT (GENIE CIVIL)

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

PROJET DE FIN D'ETUDES

EN VUE DE L'OBTENTION DU DIPLOME D'INGENIEUR D'ETAT

SUJET

ETUDE DES OUVRAGES
DE DERIVATION
(BARRAGE KEDDARA)

Proposé par :

D. G. I. H.

Etudié par :

M. GUESSAS A.

M. ZERROUK A.

Dirigé par :

M. BIOD

PROMOTION : Janvier 1986

MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR
ÉCOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
المكتبة - BIBLIOTHEQUE
Ecole Nationale Polytechnique

وزارة التعليم العالي
المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات

Département: GENIE CIVIL
Promoteur: M. BIOD
Élève Ingénieur: GUESSAS A
ZERROUK A

القسم: الهندسة المدنية
الموجه: السيد بيود
التلميذ المهندس: زروك ع

الموضوع: دراسة منشآت التحويل المتعلقة بسد تدارة
الملخص: تتلخص هذه الدراسة في التأكد من الاتزان السكوني
للسد الأثري من جهة وحساب الإسناد بالإضافة
تلبين الخدنة من جهة أخرى، ويكون ذلك مايسى
بمنشآت التحويل لسد تدارة

Sujet: Etude des ouvrages de dérivation du barrage Keddara
Résumé: Cette étude se résume par la vérification statique de la stabilité
du barrage d'une part, et le calcul du soutènement ainsi que
le revêtement de la galerie de dérivation d'autre part, constituant
ce qu'on appelle les ouvrages de dérivation du barrage.

Subject: Studies of the derivation works of Keddara's DAM
Abstract: This study will be resumed on one hand by the
static verification of the stability of the little Dam and
on the other hand by the summing up of the support
as well as the covering of the derivation's gallery.
that makes what we call the derivation's works of the
dam.

REMERCIEMENTS

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
المكتبة — BIBLIOTHEQUE
Ecole Nationale Polytechnique

Avant de présenter ce travail, nous tenons à exprimer nos vifs remerciements à tous ceux qui ont pris part à sa réalisation.

Ces remerciements s'adressent aux responsables du BARRAGE - KEDDARA en particulier Mr BOUANDEL.

Mr BENBACHIR, Mr KROL, Mr GOVOLSKY.

On souhaite également exprimer nos remerciements à Mr BIOD pour ces Sincères encouragements

On souhaite également exprimer toute notre reconnaissance à Mr BEDNARCZYK.

TABLE DES MATIERES



	Page
INTRODUCTION	i
CHAPITRE. I. PRESENTATION DES CARACTERISTIQUES DU BARRAGE KEDDARA	
1. DÉSCRIPTION DE L'ouvrage	1
2. Données de bases de L'étude	3
2.1 Hydrologie	3
2.2 Sismicité' et sollicitations sismiques	4
CHAPITRE. II - DIMENSIONNEMENT DES OUVRAGES DE DERIVATION	5
CHAPITRE. III - ANALYSE STATIQUE DU BATARDEAU	
1 DESCRIPTION DU BATARDEAU	9
2 CARACTERISTIQUES DE LA FONDATION	11
3 Analyse DES Parametres géotechniques disponibles	12
4 Détermination de la ligne de saturation	14
5 Stabilité' DU BATARDEAU	17
5.1 Caractéristiques DES Methodes utilisées	17
5.2 Stabilité' de La digue	18
5.2.1 Fin de construction	22
5.2.2 Retenue à L'aval	22
5.2.3 Sismicité'	23
6 stabilité' de la surface des talus	25
6.1 Fin de construction	25
6.2 Sismicité'	25
6.3 Action des Vagues	26
7 Stabilité' DE LA FONDATION	29
7.1 METHODE des Coins	29
7.1.1 FIN DE construction	29
7.1.2 RETENUE à L'AVAL	31
7.2 METHODE des Tranches	32

8	CALCUL DES TASSEMENT	34
9	Analyse Granulométrique DES Filtres	36
CHAPITRE IV - ETUDE DU SOUTÈNEMENT ET DU REVÈTEMENT DE LA GALERIE		
1	DESCRIPTION DE La galerie	39
2	TRAITEMENT DES RESULTATS Disponibles	39
3	CLASSIFICATION DES modes de SoutÈnement	42
4	Verification de la Stabilité' du tunnel lors d'excavation	45
5	CritÈre et choix du mode de soutÈnement d'après	51
AFTES		
6	CALCUL du REVÈTEMENT	55
6.1	INTRODUCTION	55
6.2	DEtermination des charges agissantes sur le tunnel	55
6.3	CALCUL des sollicitations	59
6.4	CARACTERISTIQUES MECANIKES DES MATERIAUX	63
6.5	FERRAILLAGE	66

INTRODUCTION

Aussi loin que l'on remonte dans l'histoire des hommes, la domestication de l'eau apparaît toujours comme l'une de leurs préoccupations majeures.

De nos jours, des 150 milliards de mètres cubes d'eau, de pluie que l'atmosphère enregistre, seuls 5% sont récupérés et utilisés, d'où une nécessité de construction des barrages s'avère propice.

Le Ministère de l'hydraulique nous a proposé de faire l'étude des ouvrages de dérivation (Bataillon et Dérivation Provisoire) du barrage KEDDARA, situé dans la wilaya de Boumerdes. Ainsi des rapports hydrologiques et géologiques nous ont été remis.

Nous rappelons que l'étude rentre dans le cadre de notre formation et nous donne ainsi une image active de la vie de l'Ingénieur.

CHAPITRE I

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

PRESENTATION DES CARACTERISTIQUES
DU BARRAGE KEDDARA

1- DESCRIPTION de L'OUVRAGE

1° But et Nature de L'ouvrage

L'ouvrage est destiné à satisfaire les besoins de l'irrigation de la partie Est de la Mitidja et les besoins en eau potable de l'agglomération algéroise.

2° Situation Géographique de L'ouvrage

Le barrage de KEDDARA est situé sur le territoire de la wilaya de Boumendes suivant le nouveau découpage territorial (avant il appartenait à la wilaya de Blida), sur l'actuelle R.N 29 reliant les localités de Boudouaou, KEDDARA et Lakhdoria. Il se trouve à 8 kms au Sud de la localité de Boudouaou et à 35 kms à l'Est d'Alger. Il ferme la vallée de l'oued Boudouaou à la hauteur de resserment, 300 mètres à l'aval de la confluence des oueds KEDDARA et El-Haad. Le centre du couronnement a pour coordonnées approximatives

$$X = 564,2 \text{ m}$$

$$Y = 372,5 \text{ m}$$

$$Z = 57,7 \text{ m} \quad (\text{fond de l'oued})$$

3° Reconnaissance Géologiques et Géotechniques du Site

La géologie du site est caractérisée par le contraste lithologique entre les schistes quartzitiques compacts de la base et les mica-schistes séricitoschistes et phyllades qui sont en général très feuilletés et assez profondément altérés.

La région de la cuvette est occupée en grande partie par les roches métamorphiques du massif schisteux kabyle.

Au Sud-Est, le bassin est bordé par une chaîne de calcaires lutétiens.

La perméabilité des roches de la cuvette peut-être considérée, comme moyenne, tandis que les pentes de la cuvette montrent souvent des phénomènes de sifflage et des glissements, en générale limités en extension et en profondeur.

Les caractéristiques géotechniques des divers lithotypes du site ont été déterminé par des essais in situ et en laboratoire.

Du point de vue géotechnique, les schistes quartzitiques-chloritiques constituent une base compacte et homogène, tandis que les micaschistes et les schistes séicitiques du complexe supérieur sont plus hétérogènes, en général tendus et affectés par l'altération et par les mouvements tectoniques.

Les paramètres géotechniques varient fortement mais on constate une amélioration avec la profondeur.

4/ Caractéristiques de l'ouvrage.

- | | | |
|--|----------|-----------------------------------|
| - Bassin versant | | 93 Km ² |
| - Débit des crues | chantier | 381 m ³ /s |
| | Projet | 735 m ³ /s |
| - Volume de la retenue normale | | 145,6 millions de m ³ |
| - Surface du plan d'eau correspondant à la retenue normale | | 5,210 ⁶ m ² |
| - Hauteur de la digue | | 108 m |
| - Longueur du couronnement | | 12 m |
| - longueur développée du couronnement | | 486 m |

2. DONNÉES de BASES de L'ÉTUDE

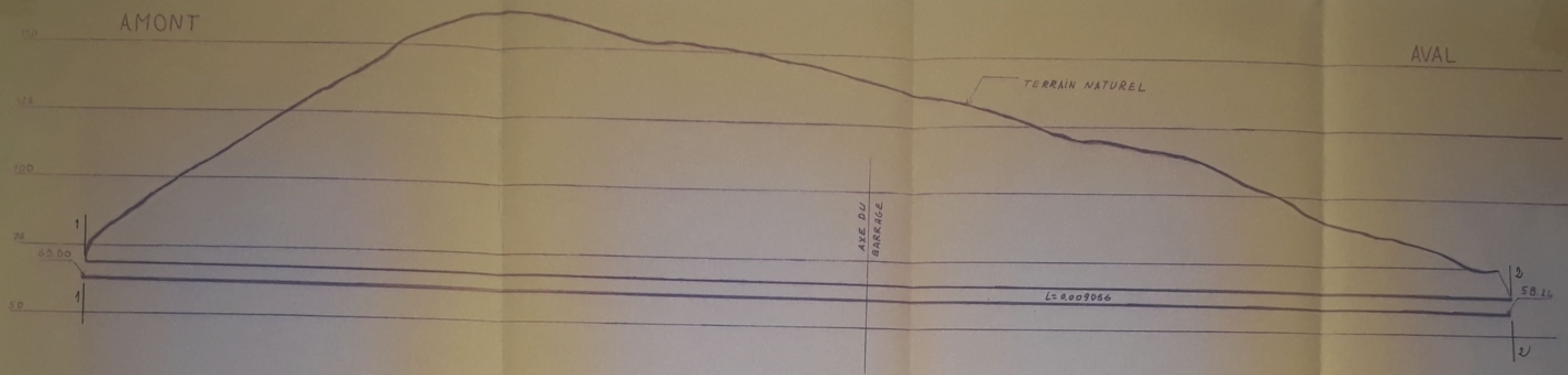
Hydrologie

Les principales études hydrologiques ont été menées par la direction des études de milieu et de la recherche hydraulique (D.E.M.R.H) en 1972, 1973 et 1974 et surtout celle de 1976 intitulée "étude hydrologique pour un aménagement des bassins de KEDDARA et du Hamiz". Le bureau d'étude par mesure de sécurité a fait d'autres études pour pouvoir s'assurer des valeurs données par la D.E.M.R.H. Des comparaisons entre les résultats du bureau d'étude et de la DEMRH ont donné une bonne correspondance entre eux, surtout en ce qui concerne les débits laminés, point de départ pour un calcul de dimensionnement.

Les débits de crue sont de 50 ans (temps de retour) pour la dérivation provisoire.

Les débits d'entrée et les débits laminés sont groupés dans le tableau suivant :

	Dérivation Provisoire
Période de retour	50 ans (crues des travaux)
Débit d'entrée m^3/s	381
Débit laminé m^3/s	186,5



DERIVATION PROVISOIRE
 ECH. 1:1000

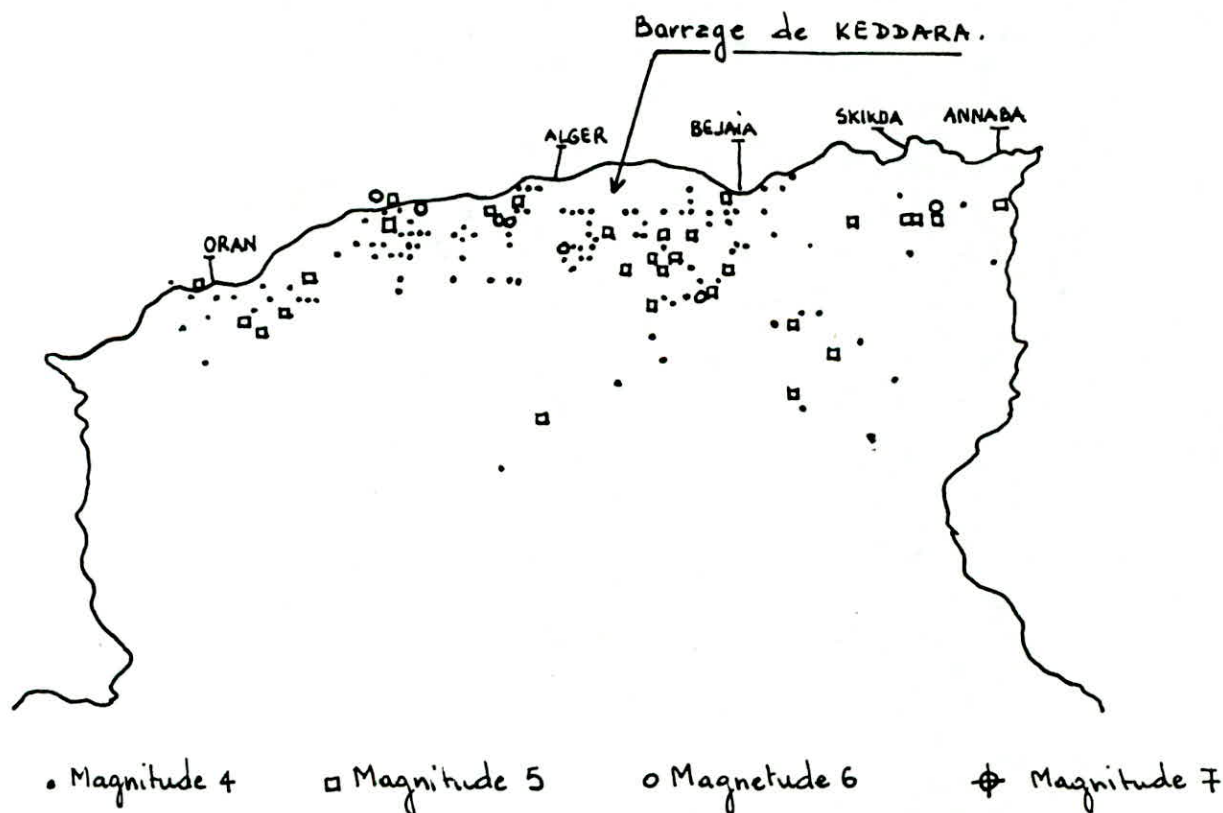
PB 01786
 Avant p. 4

Sismicité et Sollicitations Sismiques

Une analyse du risque sismique en Algérie a été publiée en Juin 1978 par "The John A. Blume Earthquake Engineering Center, Département of Civil Engineering, Stanford University" dans le rapport "Seismic Hazard Analysis of Algeria".

Cette étude a procédé en isolant les différentes sources sismiques d'Algérie (voir figure). Le site de notre barrage se trouve dans une zone où l'intensité de magnitude varie entre 3 et 5. Cette variation de magnitude correspond à une accélération $\gamma = a g$, où a est le coefficient d'intensité pris égal à 0,1

$$\gamma = 0,1 g.$$



CARTE DES ÉPICENTRES pour L'ALGERIE.

CHAPITRE II

DIMENSIONNEMENT DES OUVRAGES
DE DERIVATION

DIMENSIONNEMENT des OUVRAGES de DÉRIVATION

1° Influence du diamètre de la galerie sur la hauteur du Batardeau

Le débit évacué par la galerie varie avec son diamètre et lui est proportionnel, par conséquent la hauteur du batardeau varie dans le sens inverse de celui-ci ainsi que les coûts d'où une étude d'optimisation s'avère nécessaire.

Pour cela, plusieurs diamètres ont été choisis pour dériver notre débit décennal $Q = 186,5 \text{ m}^3/\text{s}$.

2° Exposé de la méthode de calcul

Hypothèses:

- Écoulement en charge dans la galerie
- Écoulement permanent.

L'équation de Bernoulli s'écrit entre les sections 1 et 2 :

$$H_{\text{bat}} + JL - H_2 = \sum h_p$$

H_2 : hauteur d'eau laissée à l'aval ($H_2 = 1,50 \text{ m}$)

H_b : hauteur du batardeau (revanche non incluse)

J : pente du terrain le long du tracé

L : longueur de la galerie suivant le tracé choisi

$\sum h_p$: pertes de charges (p.d.c. linéaires)

$$\sum h_p = \frac{\lambda L}{d} \times \frac{v^2}{2g}$$

avec : $\lambda = \left(1,14 - 0,86 \ln \frac{\varepsilon}{D_h} \right)^{-2}$

λ : coef de frottement

ε : rugosité absolue de la paroi

$\varepsilon = 0,012$ (paroi en béton)

D_h : diamètre hydraulique.

3° Tableau récapitulatif.

$\Phi_{(m)}$	4	4,25	4,50	4,75	5,00	5,25	5,50	5,75	6,00
λ	0,0265	0,0261	0,0257	0,0253	0,0249	0,0246	0,0243	0,0240	0,0237
H_b (m)	36,87	25,92	18,33	12,96	9,09	6,30	4,22	2,66	1,46

Remarque Important

Après avoir tracé notre courbe $H_b = f(\phi)$ (voir fig 1), il nous a été nécessaire de tracer une autre courbe, appelée courbe des investissements (Galère-Batardeau), dans laquelle on optimise notre diamètre.

Malheureusement une insuffisance de données nous a conduit à choisir leur diamètre et à déduire notre hauteur du batardeau. Nous remarquons que cette hauteur du batardeau calculé est sensiblement égale à celle trouvée par le bureau d'étude.

4°/ Vérification du Régime.

$$Q = 186,5 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\phi = 4,6 \text{ m}$$

$$\lambda = 0,0255$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{\epsilon}{D_h} = \frac{0,012}{4,6} = 0,0026 \\ R = \frac{v \cdot D}{\nu} = \frac{Q D}{S \nu} = \frac{186,5}{16,61} \times \frac{4,6}{10^{-6}} = 5,16 \cdot 10^7 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{d'après le diagramme de Moody, le régime est turbulent rugueux}$$

$$Q = v \cdot S \Rightarrow v = Q/S = \frac{186,5}{16,61} = 11,23 \text{ m/s}$$

Conclusion:

Le diamètre de la galerie que nous avons choisi est suffisant, et la vitesse de l'eau dans la galerie est admissible

5°/ Calcul de La Revanche.

Le niveau maximum de l'eau étant déterminé, il faut prévoir une certaine revanche entre le niveau et le couronnement

- du fait de la hauteur des vagues
- du $\frac{v^2}{2g}$ correspondant à leur propagation
- du tassement résiduel du barrage naturel ou dû à des secousses sismiques.
- du balancement du plan d'eau provoqué par d'éventuelles

secousses sismiques.

Cette revanche peut se calculer par la formule de DAVIS
(reprise par POST et LONDE)

$$R = 0,7H + \frac{v^2}{2g}$$

H: hauteur des vagues

v: vitesse des vagues

Il s'agit de déterminer la hauteur des vagues et leurs vitesses ;
pour cela, plusieurs formules ont été proposées.

a) hauteur des vagues.

- Formule de STEVENSON.

$$H = 0,75 + 0,34\sqrt{L} - 0,26\sqrt[4]{L}$$

L: Fetch - longueur de la retenue en Km (L = 1,2 Km)

H: hauteur des vagues en mètres

- Formule de MALLET et PACQUANT.

$$H = 0,5 + 0,33\sqrt{L}$$

- Formule de MOLITOR

Elle fait intervenir la vitesse du vent en Km/h.

$$\text{pour } L < 30 \text{ Km} \quad H = 0,75 + 0,02\sqrt{UL} - 0,27\sqrt[4]{L}$$

Remarque: $U_{10} = 1,25 U$ avec $U_{10} = 120 \text{ Km/h}$.

- Formule d'ANDREANOFF

$$H = 0,0208 w^{5/4} L^{1/3}$$

w: vitesse du vent en m/s

b) Vitesse des vagues

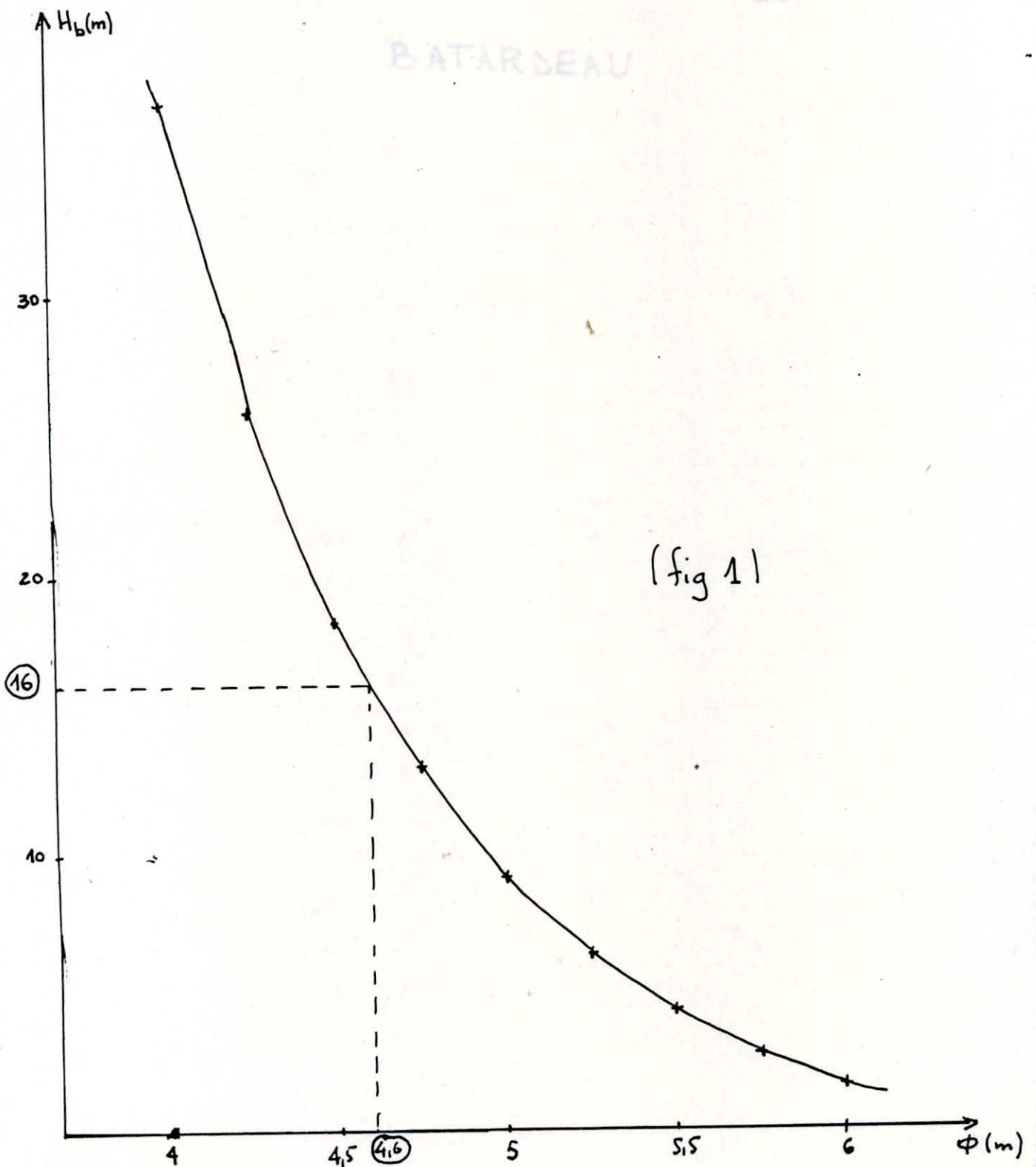
$$v = 1,5 + 2H$$

v: vitesse des vagues en m/s

H: hauteur des vagues en m

6° Tableau Récapitulatif

	Valeur calculée (m)	Valeur adoptée (m)
STEVENSON	1,11	1,20
MALLET-PACQUANT	1,12	
MOLITOR	0,24	
ANDREANOFF	1,06	



CHAPITRE III

ANALYSE STATIQUE DU
BATARDEAU

1. DESCRIPTION DU BATARDEAU

Il s'agit d'une digue en rock-fill avec noyau central en limons alluvionnaires, fondée sur les schistes qui favorisent sa stabilité. Le batardeau est construit dans le but de devier l'oued durant la réalisation de la digue principale. Il est placé immédiatement après la confluence de l'oued KEDDARA avec l'oued El-Haad.

Lorsque la digue sera terminée, elle englobera le batardeau qui constituera son pied amont. Le raccord des deux ouvrages sera notamment réalisé en prolongeant le couronnement du batardeau de 10 mètres vers l'aval.

La section type présente la forme d'un trapèze isocèle dont les côtés sont inclinés de 1,5/1. La base supérieure a 5 mètres de largeur (couronnement), tandis que la hauteur maximale de retournage est de 18 mètres environ. L'axe longitudinal du batardeau est rectiligne et le développement du couronnement est de 250 mètres.

Le batardeau comporte trois parties

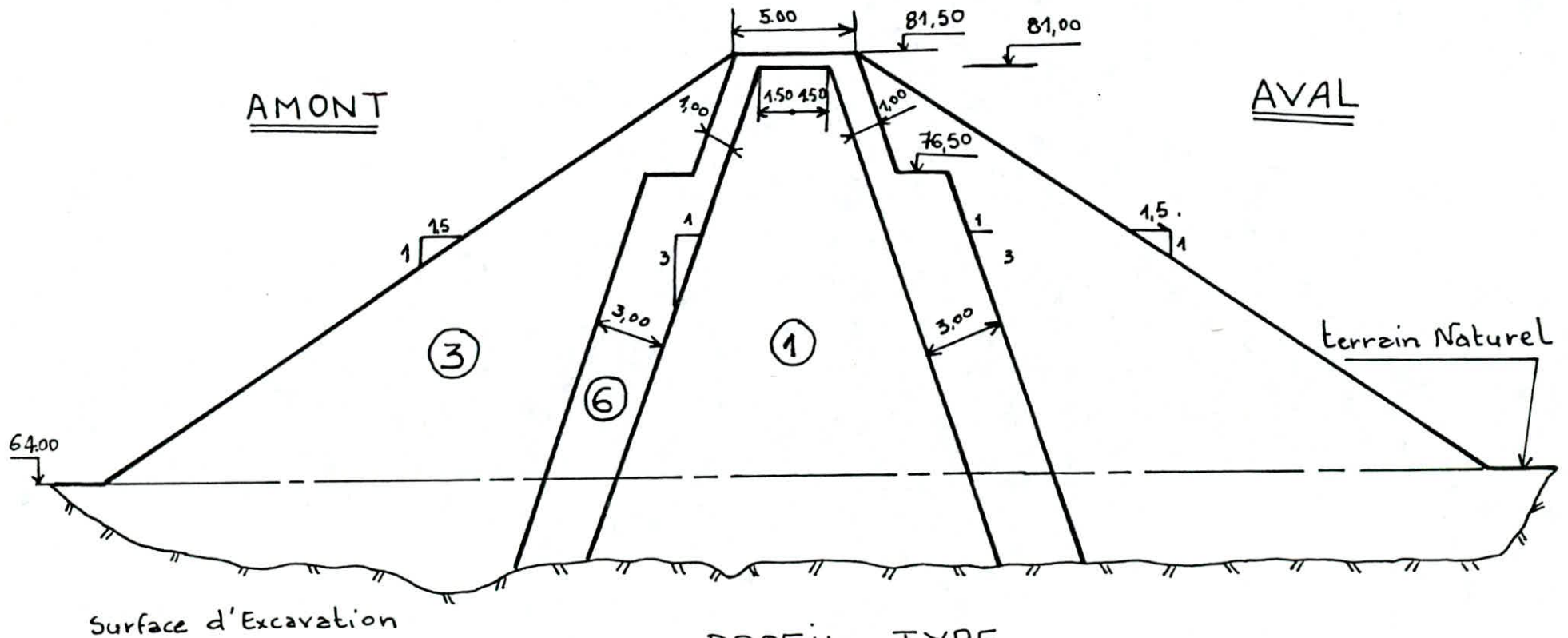
- la partie amont
- La partie étanche (noyau central)
- La partie aval.

La partie amont est faite de remplissage de calcaire. Elle est séparée du noyau par une couche de transition en alluvions calibrés à granulométrie étendue.

La partie étanche est constituée d'un noyau central imperméable. Ce noyau vertical et symétrique présente en tête une largeur de 3 mètres et élargie vers la base par ses côtés inclinés de 1/3.

LÉGENDE

- ① NOYAU ÉTANCHE
- ③ ENROCHEMENT CALCAIRE (Tout-Venant)
- ⑥ TRANSITION



PROFIL TYPE

ECHELLE 1:250

La partie aval est faite de rock-fill calcaire sélectionné de même type que celui de l'enrochement amont.

Les recharges amont et aval sont séparées du noyau par une couche de 3 m d'épaisseur constituée de matériaux alluvionnaires qui présentent des caractéristiques intermédiaires entre celle de la recharge amont et aval et celle du noyau.

Le rôle de cette zone de transition est d'éviter que les particules fines du noyau soient entraînées à travers la recharge à cause des fortes pressions interstitielles qui se développent dans le noyau et obturent les fissures qui se forment dans le talus amont du noyau lors d'un éventuel séisme.

Pour le cas de KEDDARA, les conditions géologiques du resserrement et en particulier la présence de formation à caractéristiques mécaniques différentes dans la partie basse et dans la partie haute de cette gorge, ainsi qu'une tectonique très tourmentée, interdisent la construction d'un barrage en béton. Une structure en terre-rock fill s'est avérée la plus économique et la mieux adaptée. Elle offre une sécurité optimale en cas de sollicitations sismiques.

2. Caractéristiques de la fondation.

Le batareau est placé dans sa partie centrale sur les alluvions et dans ses ailes sur les micaschistes tectonisés.

Pour la fondation de cet ouvrage, il a suffi d'enlever la couverture alluvionnaire du lit et de la terrasse ainsi que la roche plus altérée des flancs.

Les propriétés géotechniques des micaschistes sont résumées dans le tableau suivant.

	Naturelle à l'air	Saturée
- eau de Saturation w_s %	0,8 à 3,9	
- Densité sèche γ_d (g/cm ³)	2,2	2,5
- poids spécifique γ_s (g/cm ³)	2,8	
- Résistance à la compression Simple σ_c (Kg/cm ²)	120	104
- Résistance à la traction σ_T (Kg/cm ²)	8	11
- Résistance au cisaillement φ	30°	36°
C (Kg/cm ²)		4,2

3. Analyse des paramètres géotechniques disponibles

Présentation des différents paramètres proposés

L'analyse des paramètres géotechniques est chose essentielle pour la construction d'un barrage; dès lors et depuis 1959 jusqu'à 1980, l'analyse des matériaux constituant le barrage a été l'objet de l'avant projet. Cette analyse a pour but la détermination des propriétés mécaniques et physiques pour chaque constituant à partir des essais tels que: la granulométrie, l'œdométrie, essai triaxial, essai proctor, etc...

Deux autres études sur l'analyse des paramètres géotechniques sont venues s'ajouter à celle faite par l'avant projet.

La première par le bureau d'étude COBA qui s'est fait chargé de faire l'étude définitive de l'ouvrage.

La deuxième étude est celle faite par les laboratoires de chantier sur les échantillons prélevés de la zone d'emprunt.

des résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous

		γ (t/m ³)	γ_{sat} (t/m ³)	$\varphi^{(o)}$	C (t/m ²)	φ'	C' (t/m ²)	I _T
Avant Projet	Limons	1,9	2,0	20°	5	34,3°	0	18,9%
	Graviers			30°	0	30°	0	
	Calcaires			42°-47°	0	42°-47°	0	
Bureau COBA	Limons			25,1	3,0	38,7	0	8,9%
	Graviers			-	-	-	-	
	Calcaires			-	-	-	-	
Laboratoires de chantier	Limons	2,05	2,2	19,02	3,1	38,70	0	12,6%
	Graviers	2,19	2,20	36,67	0	36,67	0	
	Calcaires	2,19	2,20	47,78	0	47,78	0	

Propositions pour l'utilisation de ces matériaux

a) Noyau: Le noyau sera constitué de limon alluvionnaires. Les matériaux ne devront être ni gonflant, ni trop plastique, c'est à dire, un matériau peu plastique.

b) Transition: Cette zone constituée d'alluvions graveleuses doit jouer un rôle principale dans la sureté du batardeau sous l'effet de percolation. Le matériau utilisé doit être capable de remplir d'éventuelles fractures qui pourraient se produire. On utilisera un tout-venant (T.V) avec une proportion inférieure à 60mm comprise entre 40% et 100%, une proportion inférieure à 2mm comprise entre 10% et 50% et une proportion inférieure à 0,075mm ne dépassant pas 20%.

En conclusion, les caractéristiques des matériaux utilisés, données par les laboratoires de chantier sont conformes aux proportions d'utilisation et de ce fait, ces caractéristiques ont été nos données de base pour la vérification de la stabilité statique de notre batardeau

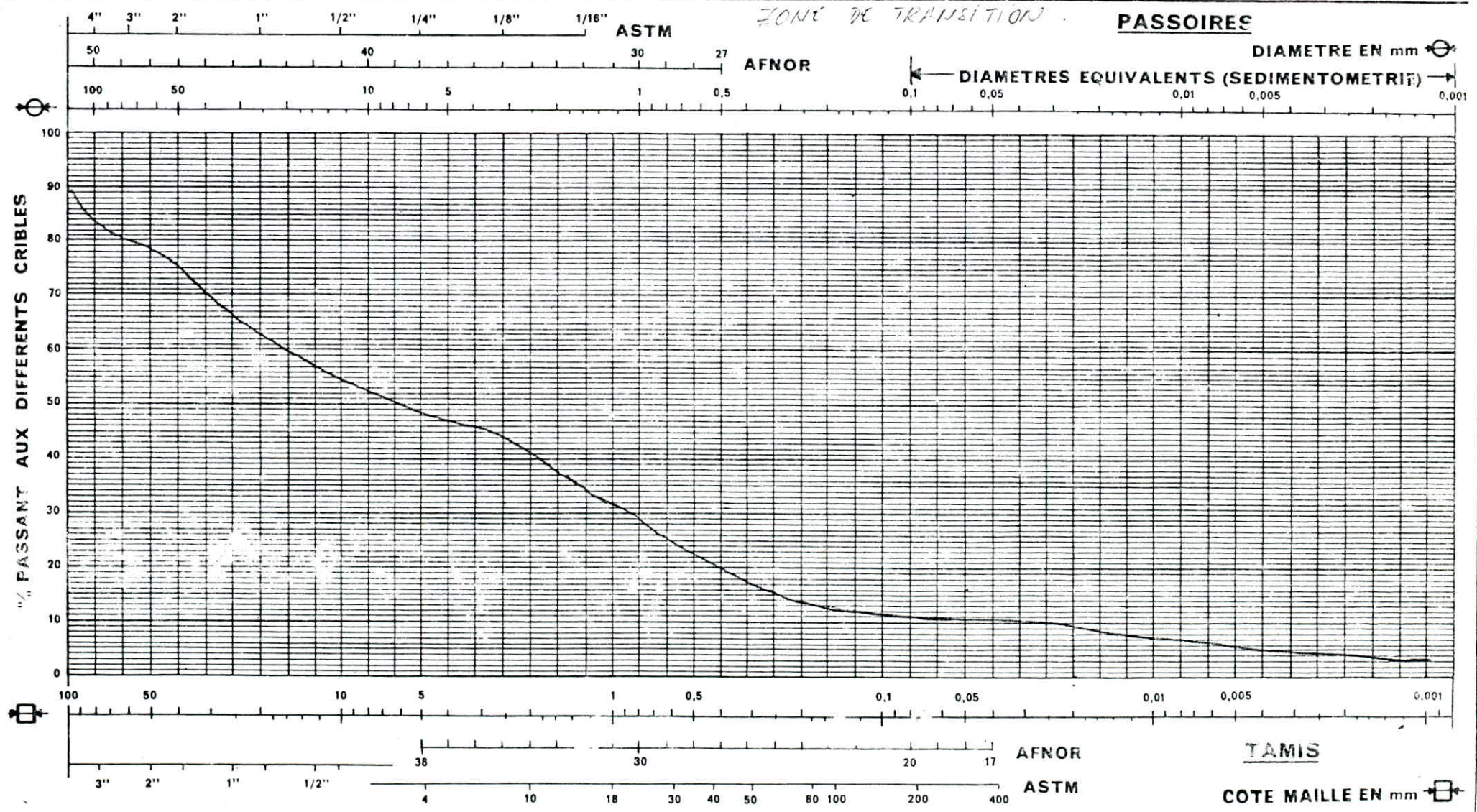
ANALYSE GRANULOMÉTRIQUE

DOSSIER _____

DATE _____

PROVENANCE ESSAIS AU LABORATOIRE
ECHANTILLON TOUT VENANT D'OUED (I.V.O)

OBSERVATIONS _____



ANALYSE GRANULOMÉTRIQUE

DOSSIER _____

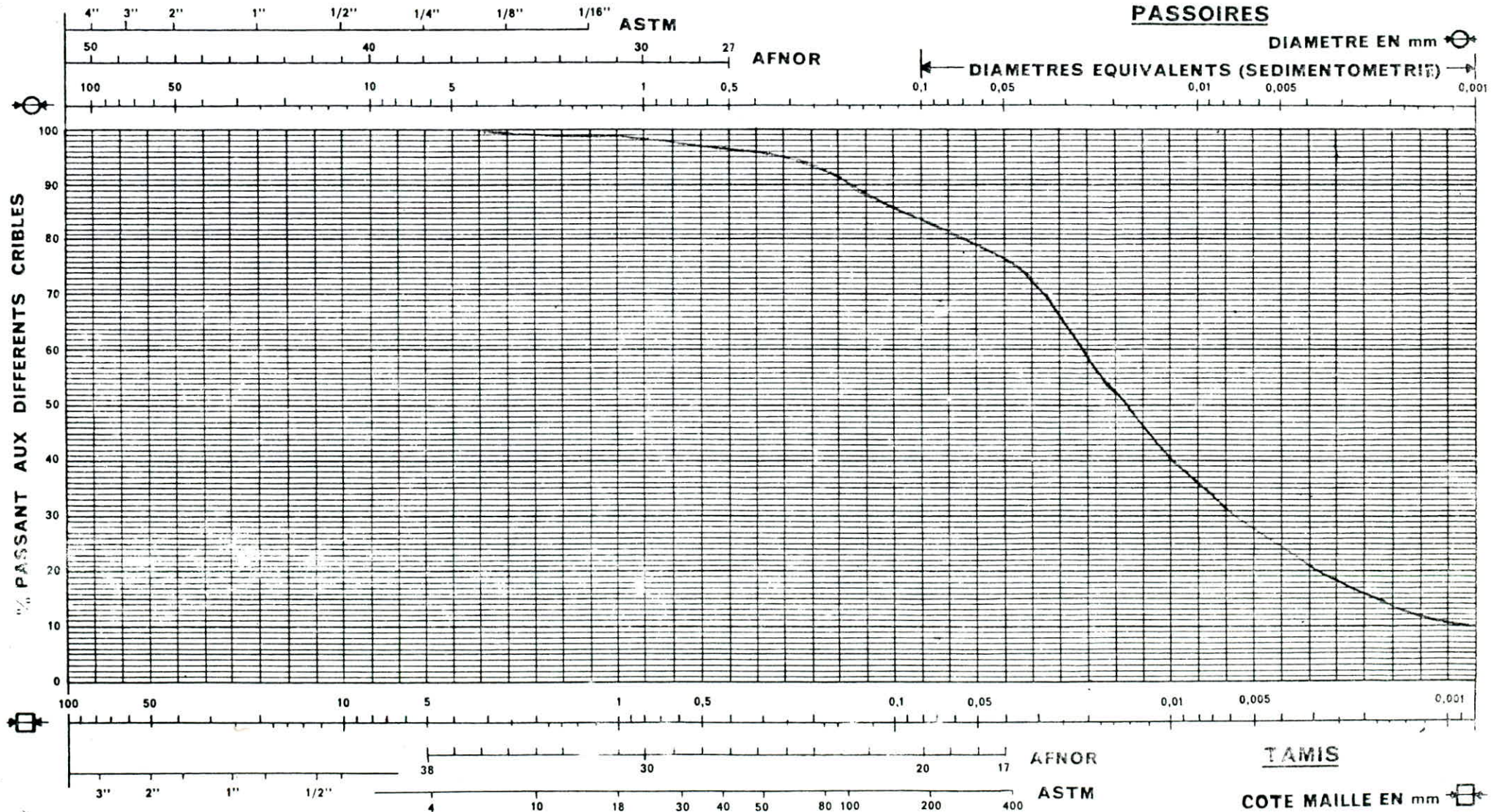
DATE _____

PROVENANCE _____

OBSERVATIONS _____

ECHANTILLON LIMON ALLUVIONNAIRE

PASSOIRES



TAMIS

COTE MAILLE EN mm

AFNOR

ASTM

4. Détermination de La Ligne de Saturation

à l'aide de La méthode de KOZENY

Notre barrage est constitué par un massif non homogène, il comporte des zones de perméabilité différente. Les zones extérieures ou "recharges" constituées par des matériaux relativement perméables tandis que la zone intérieure ou "noyau" est constituée par des matériaux presque imperméables (limons alluvionnaires).

En supposant que la ligne de saturation est sans effet sur les parties perméables, notamment la partie aval. De plus pour de tels massifs qui doivent se reposer sur des terrains d'assise imperméable, la ligne de saturation se détermine en considérant uniquement la partie centrale.

Pour valider cette supposition, la perméabilité du noyau doit être 100 fois inférieure à celles des autres parties.

On commence par construire la parabole de base de foyer A à partir de l'équation définie par KOZENY

$$(x+y_0)^2 = x^2 + y^2 \quad (1)$$

On en déduit la valeur de y_0 de l'équation

$$y_0 = \sqrt{h^2 + d^2} - d \quad (2)$$

Si la hauteur de la retenue est h , m_1 est la pente, alors

$$\text{on a : } S = h \times m_1 = 17 \times \frac{1}{3} = 5,66 \text{ m}$$

$$d = t - S = 14,32 - 5,66 = 8,66 \text{ m}$$

$$t: \text{ longueur de base du noyau} = 14,32 \text{ m}$$

La valeur de y_0 est obtenue en remplaçant l'équation (2)

la valeur de d trouvée

$$y_0 = \sqrt{17^2 + 8,66^2} - 8,66 = 10,44 \text{ m.}$$

L'équation de KOZENY devient

$$x^2 + y^2 = (x + 10,44)^2$$

$$y^2 = 20,88x + 108,99$$

Dans le tableau ci-après sont représentés les coordonnées (x, y) déterminant la parabole de KOZENV.

x	-4	-3	-2	-1	0	1	2	3	4	5	6	7	8
y	4,76	6,57	7,97	9,17	10,44	11,18	12,05	12,88	13,65	14,38	15,07	15,73	16,3

La parabole de base coupe la face amont de la section centrale du massif en un point qui sera déterminé à partir de l'équation

$$a + \Delta a = \frac{y_0}{1 - \cos \alpha}$$

Qui est l'équation en coordonnées polaires de cette parabole, l'origine étant au foyer A.

En désignant par P l'intersection de la parabole de base avec la face amont et Δa la distance PP_1 . En se référant à la figure, on voit que le point P_1 intersection de la ligne de saturation avec l'amont du massif se trouve à une distance Δa en dessous de P.

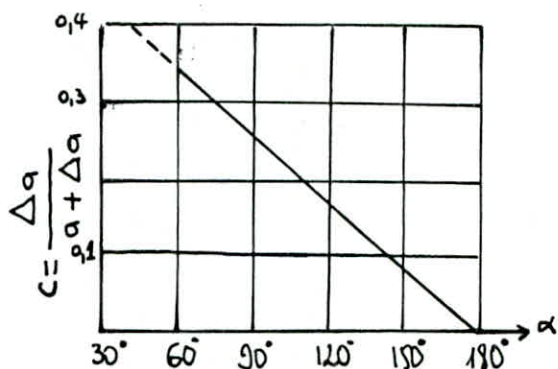
CASAGRANDE a montré que la distance Δa variait avec la pente du parement ou, si la ligne de saturation reste à l'intérieur du massif, avec l'angle que fait la face de décharge avec l'horizontal (angle α). Le graphique ci-dessous donne en fonction des angles du talus aval avec l'horizontal, les valeurs correspondantes du rapport

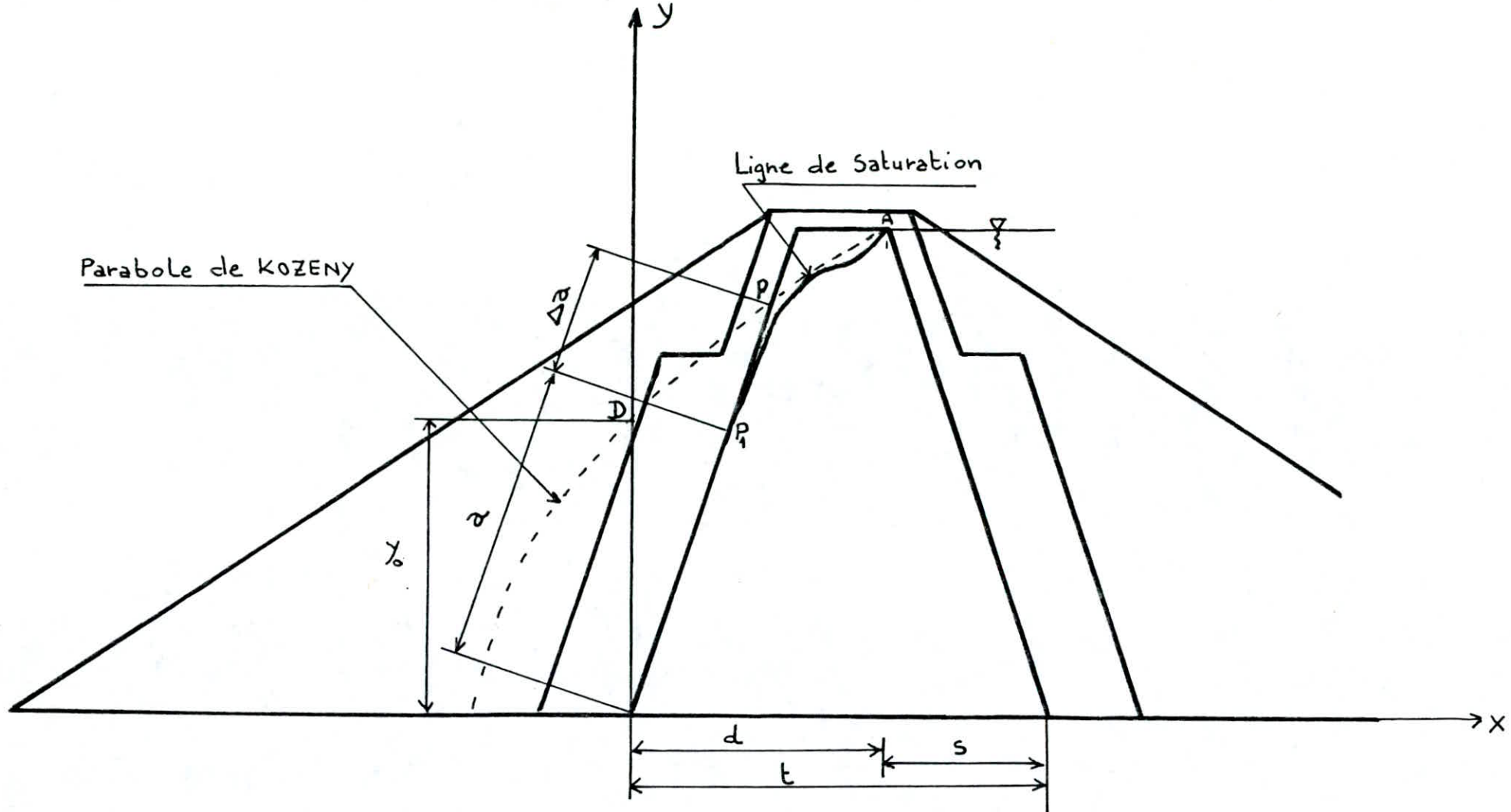
$$c = \frac{\Delta a}{a + \Delta a}$$

En effet, on a: $\alpha = 71,56^\circ$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{\Delta a}{a + \Delta a} = 0,3 \\ a + \Delta a = \frac{y_0}{1 - \cos \alpha} = 14,95 \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow \Delta a = 4,49 \text{ m} \quad \text{et} \quad a = 10,66 \text{ m}$$





LIGNE DE SATURATION DANS LE NOYAU

ECHELLE 1/200

5. STABILITÉ du BATARDEAU

5.1 Caractéristiques des Méthodes Utilisées

Généralité: L'analyse de la stabilité d'un remblai est destinée principalement à la détermination du coefficient de sécurité à l'égard des efforts de cisaillement dans les différentes conditions prévues pour la vie de l'ouvrage.

La stabilité de notre batardeau revient à l'étude de ses talus, sa digue même et sa fondation.

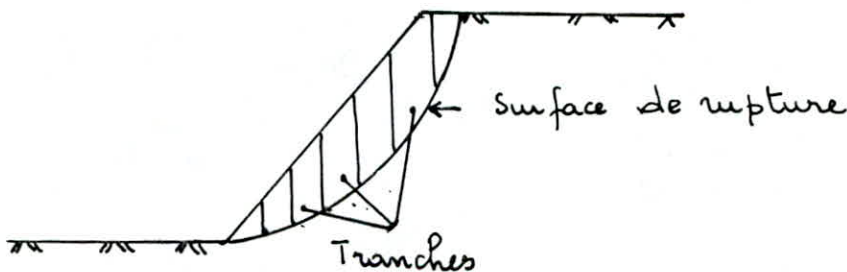
Pour notre étude, les pentes des talus étant données, nous ferons que sa vérification au glissement.

Différentes Méthodes de Calcul

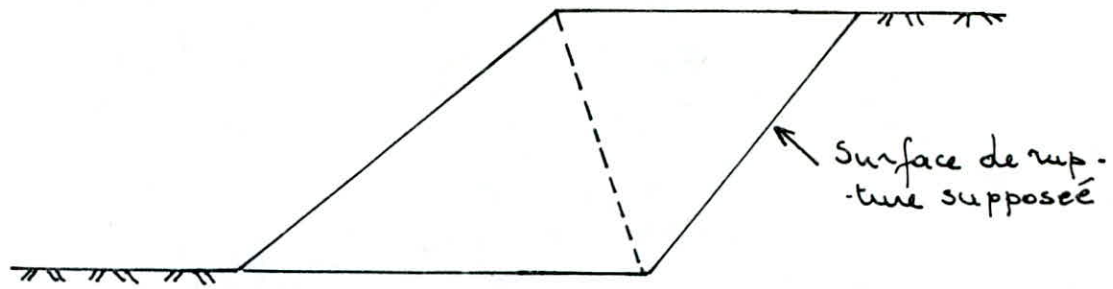
Les méthodes se différencient par:

- Le choix de la surface de rupture
- La détermination de la répartition des contraintes le long de cette surface.
- La définition du coefficient de sécurité et la vérification ou non de toutes les équations d'équilibres.

Méthode des tranches: Cette méthode considère d'une manière approchée l'équilibre des tranches et elle est applicable seulement aux surfaces de ruptures circulaires. Cependant, le principe général de la méthode des tranches peut être utilisé pour d'autres formes de surface de rupture et les erreurs provenant de l'approximation faite sur l'équilibre des tranches peuvent être minimisées ou éliminées.



Méthode des Coins: Cette méthode est utilisée quand la surface de rupture peut être approchée de manière satisfaisante par deux ou trois lignes droites.



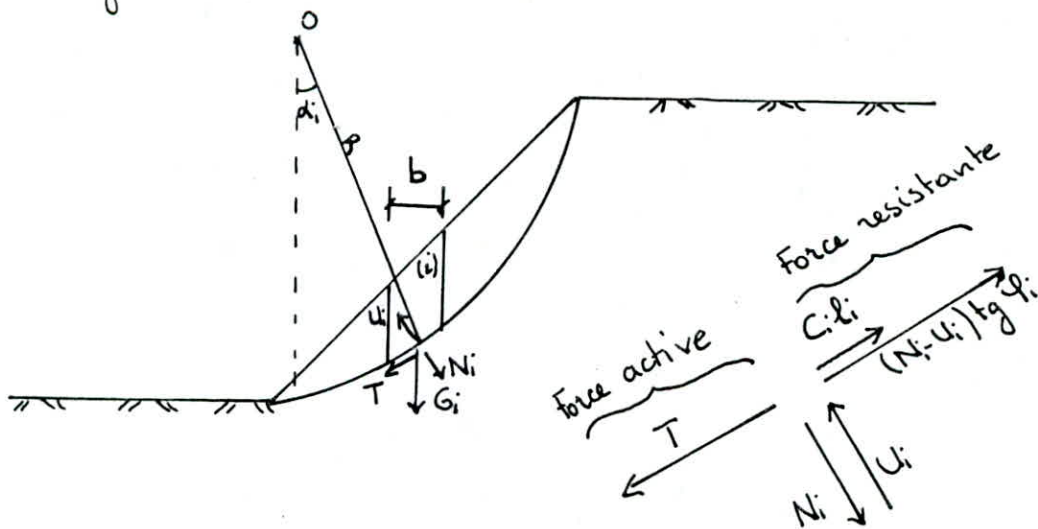
Méthode des Tangents: Cette méthode consiste à étudier l'équilibre des enrochements constituant le talus par rapport aux inclinaisons de ce même talus.

5.2 STABILITE de La Digue.

La méthode choisie pour le calcul du coefficient de sécurité de notre digue est la méthode des tranches. Cette méthode consiste à diviser la zone comprise entre la ligne de glissement et la surface libre du sol (ou du remblai) en tranches verticales d'égale largeur généralement $b = 10\% R$ avec :

R : rayon du cercle de glissement

b : largeur de la tranche.



Le coefficient de sécurité au glissement est par définition le rapport du moment des forces résistantes à celui des forces motrices.

$$K_s = \frac{\sum M_{\text{résistant}}}{\sum M_{\text{moteur}}}$$

Les forces résistantes sont :

- la force de frottement $F_f = (N_i - U l_i) \operatorname{tg} \varphi$.

N_i : composante normale de G_i ; $N_i = G_i \cos \alpha_i$

U : pression interstitielle

l_i : largeur de l'arc délimitant la base de la tranche

- la force de cohésion $C_i l_i$ ou

C_i : cohésion de la tranche i

La force motrice est :

- la force tangente au cercle de glissement $T_i = G_i \sin \alpha_i$

α_i : l'angle que fait la verticale passant par le centre du cercle de glissement et le rayon joignant la tranche à son milieu

G_i : c'est le poids de la tranche (i) qui est égal au poids propre de toute la matière contenue dans la tranche (sol + eau). Pour calculer G_i , on utilisera la densité saturée (γ_{sat}) pour la portion située sous la ligne phréatique et la densité humide (γ_h) pour la portion située au dessus

$$\sum M_{\text{résistant}} / O = \sum [(N_i - U l_i) \operatorname{tg} \varphi + C_i l_i] R$$

$$\sum M_{\text{moteur}} / O = \sum R T_i$$

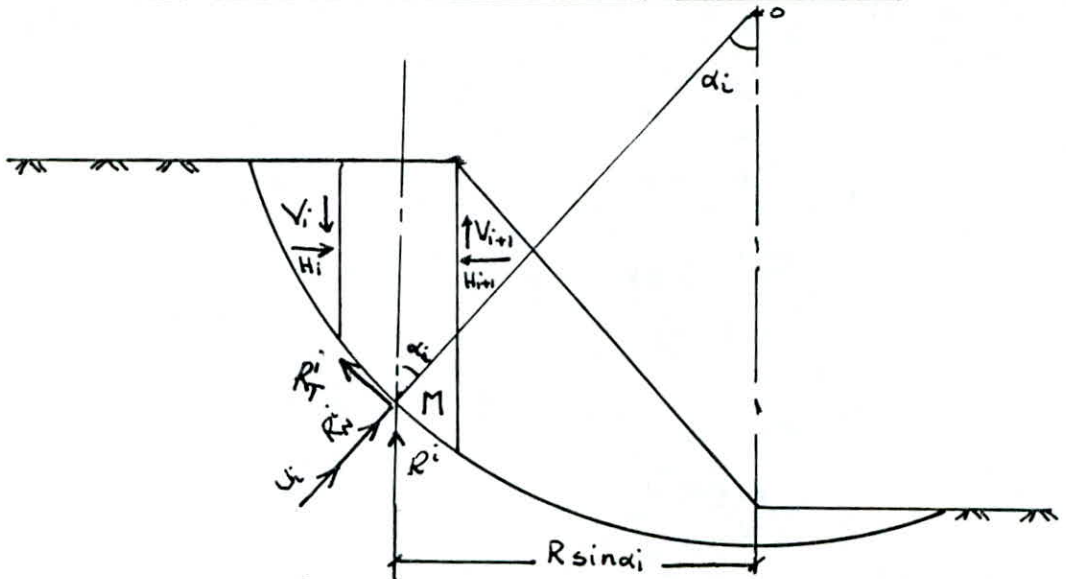
$$K_s = \frac{\sum \left[\frac{C_i b}{\cos \alpha_i} + \left(G_i \cos \alpha_i - \frac{U b}{\cos \alpha_i} \right) \operatorname{tg} \varphi \right]}{\sum G_i \sin \alpha_i} \quad (1)$$

$$l_i = \frac{b}{\cos \alpha_i}$$

φ : angle de frottement

Cette expression (1) est l'expression du coefficient de sécurité de FELLENIUS

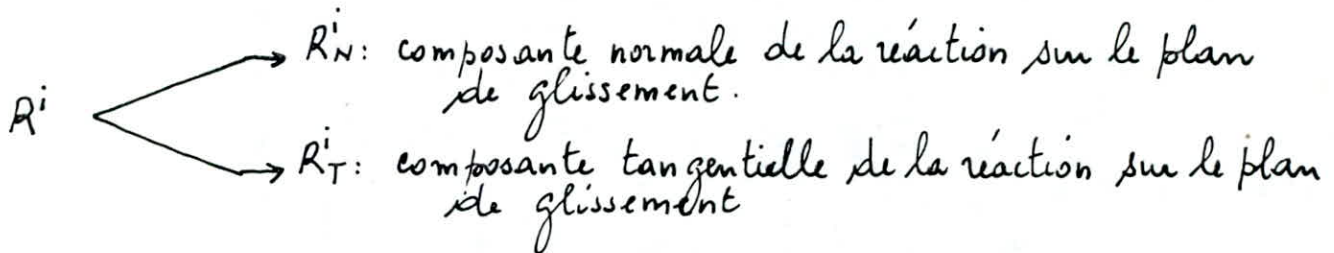
Analyse du coefficient de sécurité par BISHOP



On définit le coefficient de sécurité par la résistance au cisaillement.

La contrainte totale en M a pour composantes :

$$\sigma = \frac{R_N^i}{l} \quad \text{et} \quad \tau = \frac{R_T^i}{l}$$



La contrainte effective a donc pour composantes :

$$\sigma' = \frac{R_N^i}{l} = \sigma - u \quad \text{et} \quad \tau$$

On adoptera comme définition du coefficient de sécurité, la relation

$$\tau = \frac{1}{K_s} (c + \sigma' \tan \varphi)$$

c.à.d
$$R_T^i = \frac{1}{K_s} (c l_i + R_N^i \tan \varphi) = \frac{1}{K_s} \left(\frac{c b}{\cos \alpha_i} + \frac{\sigma' b}{\cos \alpha_i} \tan \varphi \right)$$

Considérons l'équilibre de la tranche (i), nous projetons toutes les forces agissant sur la tranche (i) sur le rayon OR et la droite portée par la tangente R_T^i

$$\begin{cases} -G_i \cos \alpha_i + \frac{U_i b}{\cos \alpha_i} + \frac{\sigma_i' b}{\cos \alpha_i} + \Delta H_i \sin \alpha_i - \Delta V_i \cos \alpha_i = 0 & (1) \\ \frac{1}{K_s} (c + \sigma_i' \operatorname{tg} \varphi) \frac{b}{\cos \alpha_i} - G_i \sin \alpha_i - \Delta H_i \cos \alpha_i - \Delta V_i \sin \alpha_i = 0 & (2) \end{cases}$$

Des équations (1) et (2), on élimine ΔH_i et on calcule σ_i' ;
pour cela on multiplie (1) par $\cos \alpha_i$ et (2) par $\sin \alpha_i$

$$(+1) \begin{cases} -G_i \cos^2 \alpha_i + U_i b + \sigma_i' b + \Delta H_i \sin \alpha_i \cos \alpha_i - \Delta V_i \cos^2 \alpha_i = 0 & (1)' \\ \frac{1}{K_s} (c + \sigma_i' \operatorname{tg} \varphi) b \frac{\sin \alpha_i}{\cos \alpha_i} - G_i \sin^2 \alpha_i - \Delta H_i \cos \alpha_i \sin \alpha_i - \Delta V_i \sin^2 \alpha_i = 0 & (2)' \end{cases}$$

$$-G_i - \Delta V_i + U_i b + \sigma_i' b + \frac{1}{K_s} (c + \sigma_i' \operatorname{tg} \varphi) b \frac{\sin \alpha_i}{\cos \alpha_i} = 0$$

$$\sigma_i' \left(b + \frac{1}{K_s} b \operatorname{tg} \varphi \operatorname{tg} \alpha_i \right) + U_i b + \frac{1}{K_s} c b \operatorname{tg} \alpha_i - G_i - \Delta V_i = 0$$

$$\sigma_i' = \frac{G_i + \Delta V_i - U_i b - \frac{1}{K_s} c b \operatorname{tg} \alpha_i}{b \left(1 + \frac{1}{K_s} \operatorname{tg} \varphi \operatorname{tg} \alpha_i \right)}$$

Calculons la valeur $(c + \sigma_i' \operatorname{tg} \varphi)$ et introduisons-la dans la formule $K_s = \frac{\sum M_{\text{résistant}}}{\sum M_{\text{moteur}}}$ donnant $K_s = \frac{\sum (c + \sigma_i' \operatorname{tg} \varphi) \frac{b}{\cos \alpha_i}}{\sum G_i \sin \alpha_i}$ (*)

$$c + \sigma_i' \operatorname{tg} \varphi = c + \frac{G_i + \Delta V_i - U_i b - \frac{1}{K_s} c b \operatorname{tg} \alpha_i}{b \left(1 + \frac{1}{K_s} \operatorname{tg} \varphi \operatorname{tg} \alpha_i \right)} \times \operatorname{tg} \varphi$$

$$c + \sigma_i' \operatorname{tg} \varphi = \frac{c b + (G_i + \Delta V_i - U_i b) \operatorname{tg} \varphi}{b \left(1 + \frac{1}{K_s} \operatorname{tg} \varphi \operatorname{tg} \alpha_i \right)}$$

Remplaçons cette valeur dans la formule $K_s = \frac{\sum (c + \sigma_i' \operatorname{tg} \varphi) \frac{b}{\cos \alpha_i}}{\sum G_i \sin \alpha_i}$
nous obtenons :

$$K_s' = \frac{\sum \frac{c b + (G_i + \Delta V_i - U_i b) \operatorname{tg} \varphi}{b \left(1 + \frac{1}{K_s} \operatorname{tg} \varphi \operatorname{tg} \alpha_i \right)} \times \frac{b}{\cos \alpha_i}}{\sum G_i \sin \alpha_i}$$

Dans cette expression, le coefficient de sécurité (K_s') de Bishop est donné en fonction du coefficient de sécurité (K_s), $K_s = \frac{\sum M_{\text{résistant}}}{\sum M_{\text{moteur}}}$
Pour déterminer le coefficient de sécurité donné par Bishop, il faut procéder par itérations successives.

Le calcul de $\Delta V_i = V_i - V_{i+1}$ est difficile à calculer, il se fait

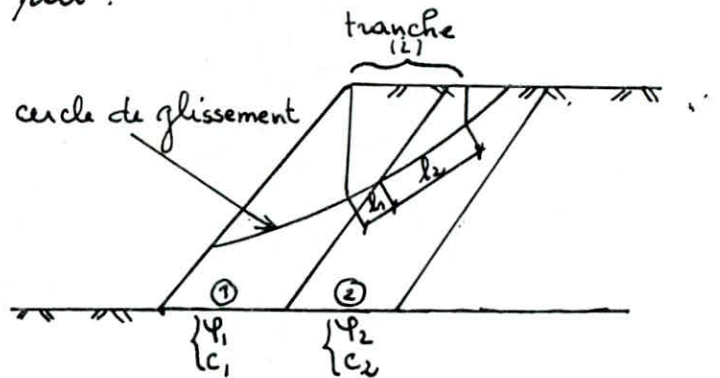
sur ordinateur ; pour cela, en faisant l'hypothèse $\Delta V_i = V_i - V_{i+1}$ on obtient la formule de Bishop simplifiée qui est :

$$K'_s = \frac{\sum \frac{C_b + (G_i - U_i b) \operatorname{tg} \varphi}{(1 + \frac{1}{K_s} \operatorname{tg} \varphi \operatorname{tg} \alpha_i)} \cos \alpha_i}{\sum G_i \sin \alpha_i}$$

Remarque : Dans le cas où notre tranche glisse sur la ligne de glissement constituée de deux ou plusieurs matériaux distincts $\operatorname{tg} \varphi_i$ et C_i sont calculés par :

$$\operatorname{tg} \varphi_i = \frac{\sum l_k \operatorname{tg} \varphi_k}{\sum l_k}$$

$$C_i = \frac{\sum C_k l_k}{\sum l_k}$$



5.2.1 Fin de Construction

Lors de la mise en œuvre des matériaux de construction du batardreau pendant sa construction, les matériaux présentent une teneur en eau optimale. Le compactage crée des pressions intersticielles dans le noyau qui n'ont pas eu le temps de se dissiper du fait de la courte durée de construction. Cette étude de la stabilité se fera en contraintes totales, pour cela différents cercles de glissement ont été envisagés et différents coefficients de sécurité ont été calculés par les deux méthodes (Fellenius et Bishop)

5.2.2 Avec Retenue à l'aval

Cette retenue à l'aval est due à l'accumulation des eaux pluviales et à l'arrosage du remblai de la digue principale lors de sa construction. Cette retenue d'eau qui s'est formée à long terme (voir fig 2) pour atteindre le niveau de la crête du noyau, a permis aux pressions intersticielles de se

dissipaient. L'étude de la stabilité se fera en contraintes effectives.

5.2.3 Sismicité

La vérification au séisme est le cas le plus défavorable, car l'effet du séisme s'ajoute aux forces qui tendent à déstabiliser notre digue. Les coefficients de sécurité donnés par Fellenius et Bishop deviennent :

$$K_{S+Seisme} = \frac{\sum \frac{C_b}{\cos \alpha_i} + (G_i \cos \alpha_i - \frac{U_b}{\cos \alpha_i}) \operatorname{tg} \varphi}{1,1 \sum G_i \sin \alpha_i}$$

$$K'_{S+Seisme} = \frac{\sum \frac{C_b + (G_i - U_b) \operatorname{tg} \varphi}{(1 + \frac{1}{K_s} \operatorname{tg} \varphi \operatorname{tg} \alpha_i) \cos \alpha_i}}{1,1 \sum G_i \sin \alpha_i}$$

Tableau Récapitulatif

	Fin de construction	Retenue à l'aval
Valeurs des rayons de glissement	Valeurs des coefficients de sécurité	Valeurs des coefficients de sécurité
R = 22 m	$K_s = 2,08$ $K'_s = 2,26$ $K_{s+seisme} = 1,89$ $K'_{s+seisme} = 2,02$	$K_s = 2,02$ $K'_s = 2,14$ $K_{s+seisme} = 1,83$ $K'_{s+seisme} = 1,92$
R = 26 m	$K_s = 2,08$ $K'_s = 2,32$ $K_{s+seisme} = 1,89$ $K'_{s+seisme} = 2,09$	$K_s = 1,8$ $K'_s = 2,26$ $K_{s+seisme} = 1,64$ $K'_{s+seisme} = 1,99$
R = 28 m	$K_s = 1,97$ $K'_s = 2,15$ $K_{s+seisme} = 1,79$ $K'_{s+seisme} = 1,92$	$K_s = 1,77$ $K'_s = 2,13$ $K_{s+seisme} = 1,62$ $K'_{s+seisme} = 1,90$

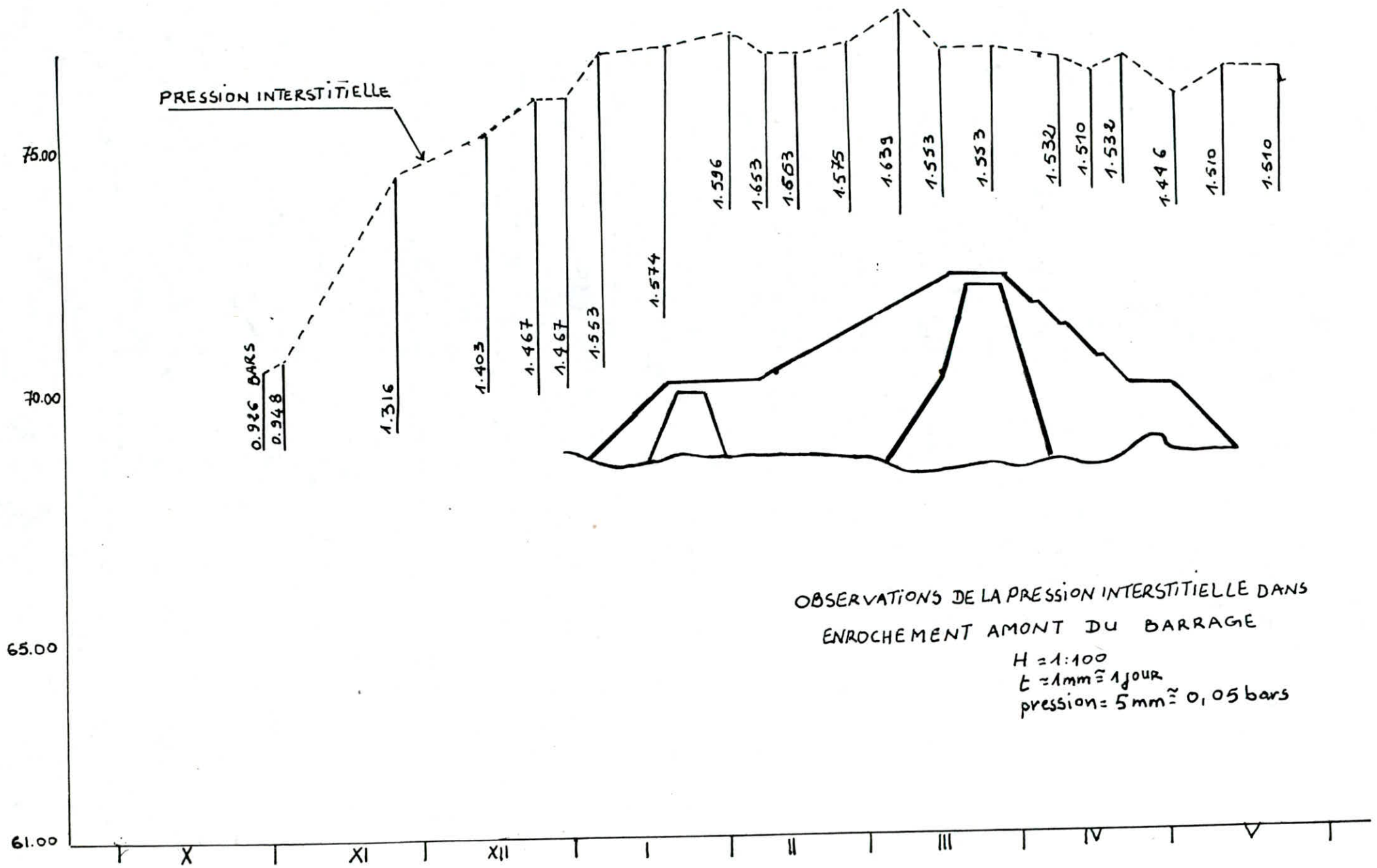


fig 2

6 Stabilité de la Surface des talus

Pour cette étude de stabilité, nous utilisons la méthode des tangentes qui consiste à déterminer toutes les forces (forces stables et instables) agissant sur un enrochement du talus.

Le coefficient de sécurité est donné par :

$$F = \frac{F_{\text{stable}}}{F_{\text{instable}}} = \frac{G \cos \alpha \operatorname{tg} \varphi}{G \sin \alpha} = \frac{\operatorname{tg} \varphi}{\operatorname{tg} \alpha}$$

α : angle d'inclinaison du talus

φ : angle de frottement de l'enrochement

6.1 Fin de construction

Nous étudions que la fin de construction qui donne un coefficient de sécurité plus défavorable que celui traité avec une retenue d'eau, car l'eau ne fait qu'augmenter la force stabilisante de notre enrochement.

$$\begin{aligned} \text{A.N} \quad \varphi &= 47,78 \\ \alpha &= 34^\circ \\ F &= \frac{\operatorname{tg} \varphi}{\operatorname{tg} \alpha} = \underline{1,63} \end{aligned}$$

6.2 Sismicité

La vérification au séisme est le cas le plus défavorable, du fait que l'effet du séisme s'ajoute aux forces instables. Le coefficient de sécurité ainsi est donné par :

$$F' = \frac{F_{\text{stable}}}{F_{\text{instable}} + F_{\text{séisme}}} = \frac{G \cos \alpha \operatorname{tg} \varphi}{1,1 G \sin \alpha} = \frac{\operatorname{tg} \varphi}{1,1 \operatorname{tg} \alpha} = \frac{F}{1,1}$$

$$\underline{F' = 1,48}$$

6.3 Action des Vagues

Le parement amont d'un barrage est sensible à l'attaque des vagues donc, il y a lieu de prévoir une protection de ce talus. Ce dernier est protégé contre le battillage par un enrochement. Cette protection est destinée à éviter que les matériaux qui constituent le barrage ne soient érodés par les vagues qui se forment notamment dans la partie supérieure de la retenue sous l'action du vent.

Les dimensions de l'enrochement peuvent être déterminées théoriquement en fonction de la hauteur (H) des vagues et de leur vitesse (V) de propagation par la formule suivante

$$e = c v^2$$

e : épaisseur de l'enrochement en (m)

v : vitesse de propagation des vagues en (m/s)

c : coefficient dont la valeur est fonction de la pente du talus et du poids spécifique θ de l'enrochement.

1^{ère} étape: Il s'agit de déterminer l'épaisseur e de l'enrochement.

2^{ème} étape: Déterminer le diamètre moyen de l'enrochement

3^{ème} étape: Comparaison des résultats obtenus avec ceux utilisés pour le batardeau.

1^{ère} étape:

$$e = c v^2 \quad ; \quad v \text{ est donné par la formule de Gaillard}$$

$$v = 1,5 + 2H \quad \text{avec } H, \text{ est donné par la formule de STEVENSON}$$

$$H = 0,76 + 0,032 \sqrt{VF} - 0,26 \sqrt{F}$$

v : vitesse du vent en K/h, $v = 80$ km/h

F : Fetch en Km, $F = 1,2$ Km.

A.N $H = 0,80$ m

$$v = 3,10$$
 m/s

- tableau donnant la valeur du coefficient c

Pente du Talus	Valeur de c pour différents poids spécifique		
	$\theta = 2,50$	$\theta = 2,65$	$\theta = 2,80$
1/4	0,027	0,024	0,022
1/3	0,028	0,025	0,023
1/2	0,031	0,028	0,026
1/1,5	0,036	0,032	0,030
1/1	0,047	0,041	0,038

Après interpolation, on trouve $c = 0,031$

$$\text{d'où } e = cv^2 = 0,031 \times (3,10)^2 = 0,30 \text{ m}$$

$$e = 30 \text{ cm.}$$

2^{ème} étape : La moitié de l'enrochement doit être constitué d'éléments d'un poids unitaire w , tel que $w \geq 0,52 ce^3$.

$$w = \gamma \cdot V = \gamma \cdot \frac{4}{3} \pi R^3 \quad \text{avec } \gamma = 2,68 \text{ g/cm}^3$$

$$\text{d'où } R = \sqrt[3]{\frac{3w}{4\pi\gamma}} = 0,032 \text{ m} \quad \text{avec } w \geq 0,52 \times 0,031 \times (0,29)^3$$

$$w \geq 3,9 \cdot 10^{-4}$$

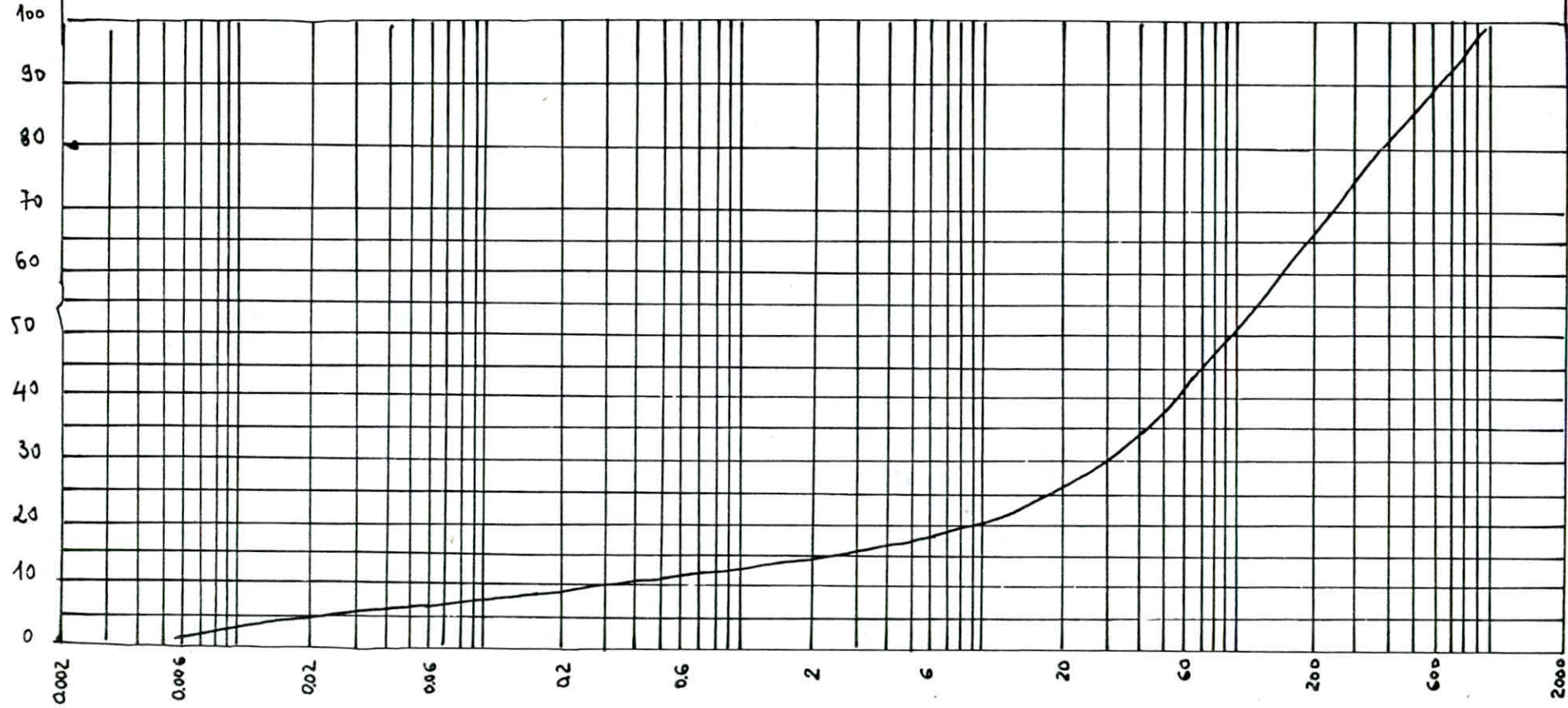
$$\Rightarrow D = 2R = 0,064 \text{ m} = 6,4 \text{ cm.}$$

3^{ème} étape : L'analyse de la courbe granulométrique de l'enrochement montre que 50% de l'enrochement utilisé pour le batardreau ont un diamètre $D \geq 10 \text{ cm}$. Ce résultat était attendu du fait que notre barrage est un barrage en enrochement.

On peut dire aussi qu'on n'a pas besoin de protection supplémentaire.

ANALYSE GRANULOMÉTRIQUE

PROVENANCE BATARDEAU
ECHANTILLON ENROCHEMENT



Passant aux différents cribles

7. STABILITÉ de La FONDATION

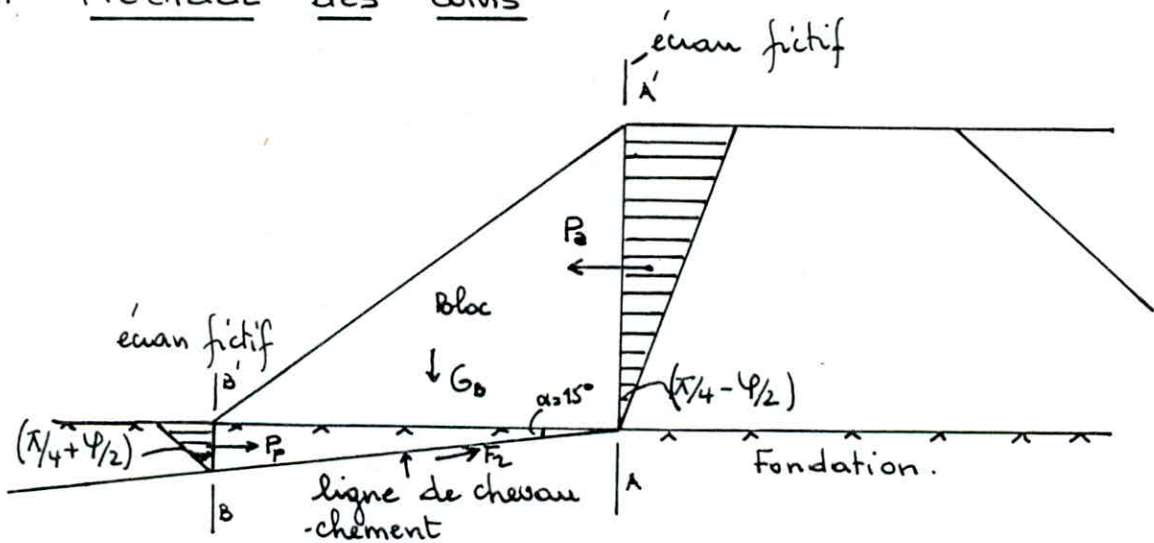
Notre batardeau repose sur une fondation fortement tectonisée constituée de micaschistes noirs couvrant la surface de chevauchement. La stabilité de la fondation sera étudiée pour les deux cas de sollicitations suivantes.

- Fin de Construction
- Avec retenue à l'aval

Pour l'étude de cette stabilité, on a utilisé deux méthodes

- Méthode des tranches pour un cercle de glissement passant par la fondation.
- Méthode des coins (ou Méthode des blocs) qui consiste à analyser la stabilité d'un bloc coupé par deux écus fictifs jusqu'à la surface de chevauchement.

7.1 Méthode des coins



7.1.1 Fin de construction.

Les forces agissantes sur le bloc sont:

- Le poids propre du bloc G_B
- La force de butée P_B sur l'écran BB'
- La force de poussée P_A sur l'écran AA'
- La force de frottement résiduelle F_2 .

* Calcul de La force de poussée P_a

$$P_a = \frac{1}{2} \gamma h^2 K_a \quad \text{avec} \quad K_a = \frac{\cos^2 \varphi}{\left[1 + \sqrt{\frac{\sin \varphi \sin(\varphi - \beta)}{\cos \beta}} \right]^2}$$

φ : angle de frottement le long de AD

β : angle de pente du talus

h : hauteur de l'eau AA'

A.N $\varphi = 34,5$ $\beta = 0$ $h = 17,5 \text{ m}$
 $K_a = 0,27$ $P_a = 86,82 \text{ t/ml}$

* Calcul de La force de butée P_p

$$P_p = \frac{1}{2} \gamma h^2 K_p \quad \text{avec} \quad K_p = \frac{\cos^2 \varphi}{\left[1 - \sqrt{\frac{\sin \varphi \sin(\varphi - \beta)}{\cos \beta}} \right]^2}$$

φ : angle de frottement le long de BC

h : hauteur de l'eau BB'

A.N $\varphi = 30^\circ$ $\beta = 0$ $h = 8,4 \text{ m}$
 $K_p = 3,00$ $P_p = 232,84 \text{ t/ml}$

* Calcul de La force résiduelle F_r

$$F_r = G_B \tan \varphi_r \cos \alpha + c l$$

c : cohésion

G_B : poids propre du bloc BB'AA'

φ_r : angle de frottement résiduel

A.N $c = 0$ $G_B = 869,25 \text{ t/ml}$ $\varphi_r = 20^\circ$ $\alpha = 15^\circ$
 $F_r = 302,79 \text{ t/ml}$

* Calcul du coefficient de Sécurité F

Le coefficient de sécurité est défini comme le rapport des forces stables sur les forces instables

$$F = \frac{F_{\text{stables}}}{F_{\text{instables}}} = \frac{F_r + P_p \cos \alpha}{G_B \sin \alpha + P_a \cos \alpha}$$

A.N $F = 1,72$

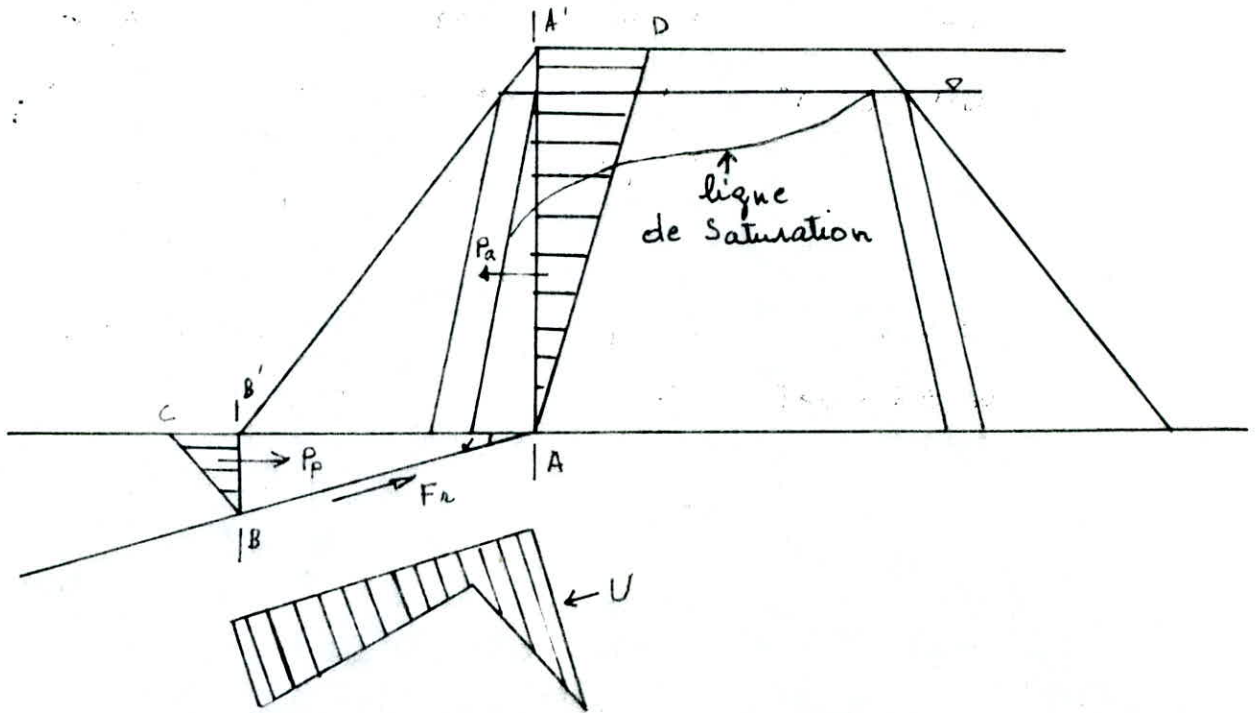
Avec Seisme : $F_{\text{seisme}} = \frac{F_{\text{stables}}}{F_{\text{instables}} + F_{\text{seisme}}} = \frac{F_{\text{stables}}}{1,1 F_{\text{instables}}}$

A.N $F_{\text{seis}} = 1,56$

7.1.2 Avec retenue à l'aval

les forces agissantes sur le bloc BB'A'A sont :

- le poids propre du bloc (G_b)
- La force de butée P_p sur l'écran BB'
- La force de poussée sur l'écran AA'
- La force de frottement résiduelle F_r
- La pression interstitielle U



* Calcul de la force de poussée P_a

$$P_a = \frac{1}{2} \gamma_{\text{sat}} h_a^2 K_a$$

<u>A.N</u>	$h_a = 17,5$	$\varphi = 41^\circ$	$\beta = 0$
	$K_a = 0,21$	$P_a = 70,74 \text{ t/ml}$	

* Calcul de la force de butée P_p

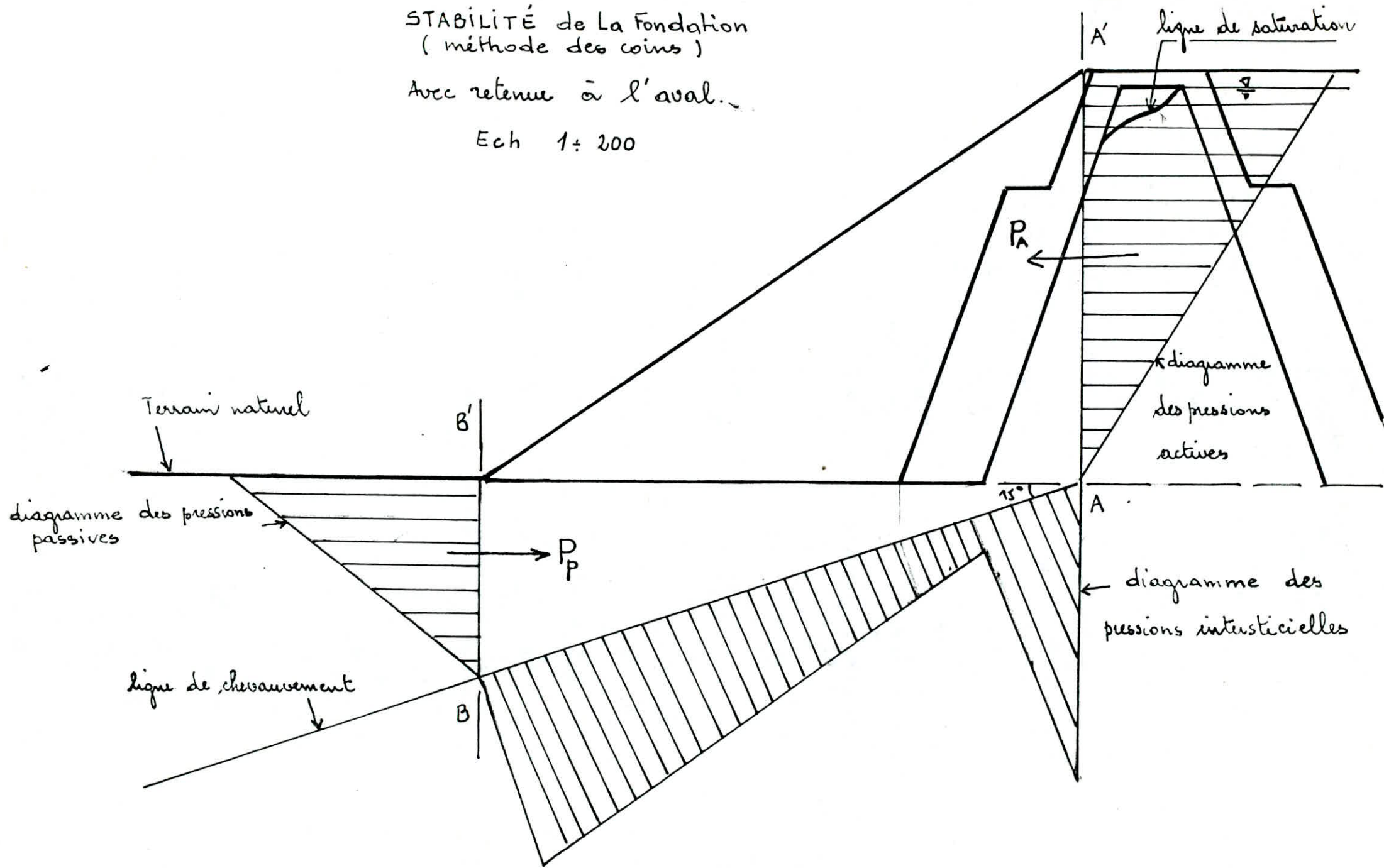
$$P_p = \frac{1}{2} \gamma_{\text{sat}} h_p^2 K_p$$

<u>A.N</u>	$h_p = 8,4 \text{ m}$	$\varphi = 36^\circ$	$\beta = 0$
	$K_p = 3,85$	$P_p = 339,57 \text{ t/ml}$	

STABILITÉ de La Fondation
(méthode des coins)

Avec retenue à l'aval.

Ech 1:200



* Calcul de la pression interstitielle U

La pression interstitielle U est donnée à partir de la ligne de saturation. La force due à U est l'air limité par les deux plans fictifs AA' et BB', la ligne de saturation et la ligne de chevauchement.

$$U = \frac{(8,4 + 1,6) \cdot 21,6}{2} + \frac{12,4 \times 4,8}{2} = 137,76 \text{ t/ml.}$$

* Calcul de la force résiduelle F_r

$$F_r = (G_B \cos \alpha - U) \operatorname{tg} \varphi_2$$

A.N $G_B = 893 \text{ t/ml}$ $U = 137,76 \text{ t/ml}$ $\varphi_2 = 20^\circ$ $\alpha = 15^\circ$

$$F_r = 263,8 \cdot \text{t/ml.}$$

* Calcul du coefficient de sécurité F

$$F = \frac{F_r + P_p \cos \alpha}{G_B \sin \alpha + P_a \cos \alpha}$$

A.N $F = 1,97$

avec Seisme

$F_{\text{seisme}} = 1,79$

7.2 Méthode des tranches.

On utilise cette méthode pour l'étude de la stabilité de la fondation suivant un cercle de glissement passant par cette dernière. On opère avec les mêmes calculs et vérifications du coefficient de sécurité que déjà utilisés pour la stabilité de la digue avec en plus le calcul des angles de frottement des tranches dont le glissement se fait dans la fondation et qui est déterminé à partir du graphe ci-dessous.

Le graphe donne l'angle de frottement pour chaque tranche en fonction de l'angle δ . Cet angle δ est variable, il est formé par la tangente au cercle de glissement et droite inclinée à 15° par rapport à l'horizontal au milieu de cette tranche considérée.

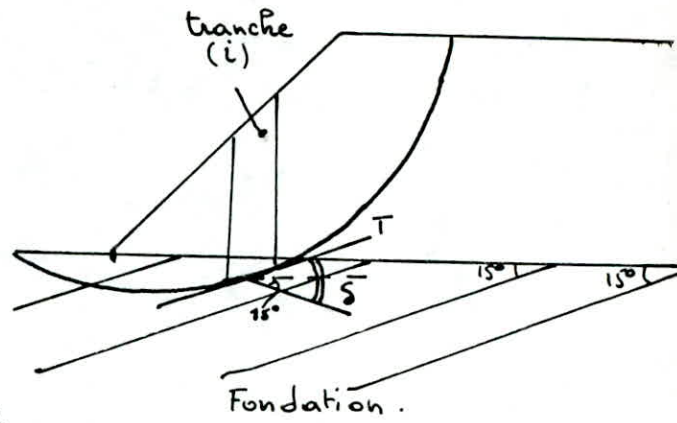
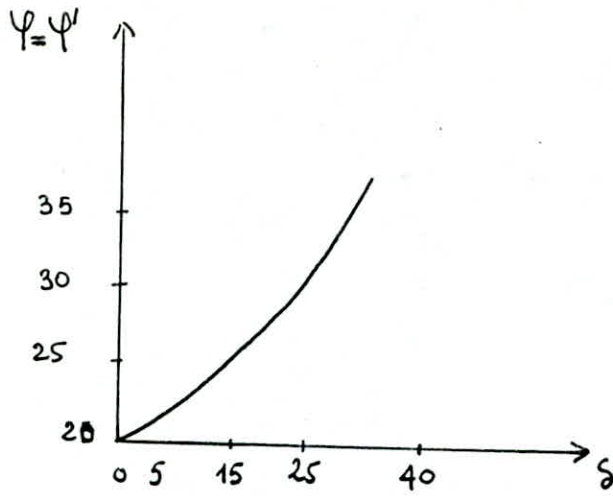


Tableau Récapitulatif.

	Fin de Construction	Retenue à L'aval
Valeur du rayon de glissement	Valeur du coefficient de Sécurité	Valeur du coefficient de Sécurité
$R = 30 \text{ m}$	$K_s = 1,72$ $K'_s = 1,97$ $K_{s+seisme} = 1,57$ $K'_{s+seisme} = 1,75$	$K_s = 1,15$ $K'_s = 1,59$ $K_{s+seisme} = 1,04$ $K'_{s+seisme} = 1,42$

8. Calcul des Tassements

Le tassement du bataardeau peut être décomposé en deux types de tassements qui sont indépendants :

- Le tassement élastique qui correspond à la période de construction et qui est systématiquement compensé lors de la montée du remblai.
- Le tassement de consolidation qui s'effectue à la fin de construction en un temps plus ou moins long

Le calcul du tassement de la crête du noyau a été faite pour une hauteur $H = 17\text{m}$.

Afin de réduire les erreurs et de faciliter le calcul du tassement on a divisé cette hauteur en dix couches de $h = 1,7\text{m}$ d'épaisseur chacune. et ensuite on détermine le tassement de chaque couche

Calcul du tassement oedométrique ou tassement de consolidation

Le tassement oedométrique est provoqué par le poids du bataardeau. Il est presque égal au tassement de consolidation.

Pour la détermination du tassement oedométrique, on a utilisé la méthode qui se base sur la courbe oedométrique du matériau considéré. La relation utilisée est :

$$\Delta H = H \frac{\Delta e}{1 + e_0} \quad \text{ou}$$

ΔH : tassement de chaque couche

H : épaisseur de chaque couche = $1,7\text{m}$

e_0 : indice des vides initial

$\Delta e = e_0 - e$; e = indice des vides final.

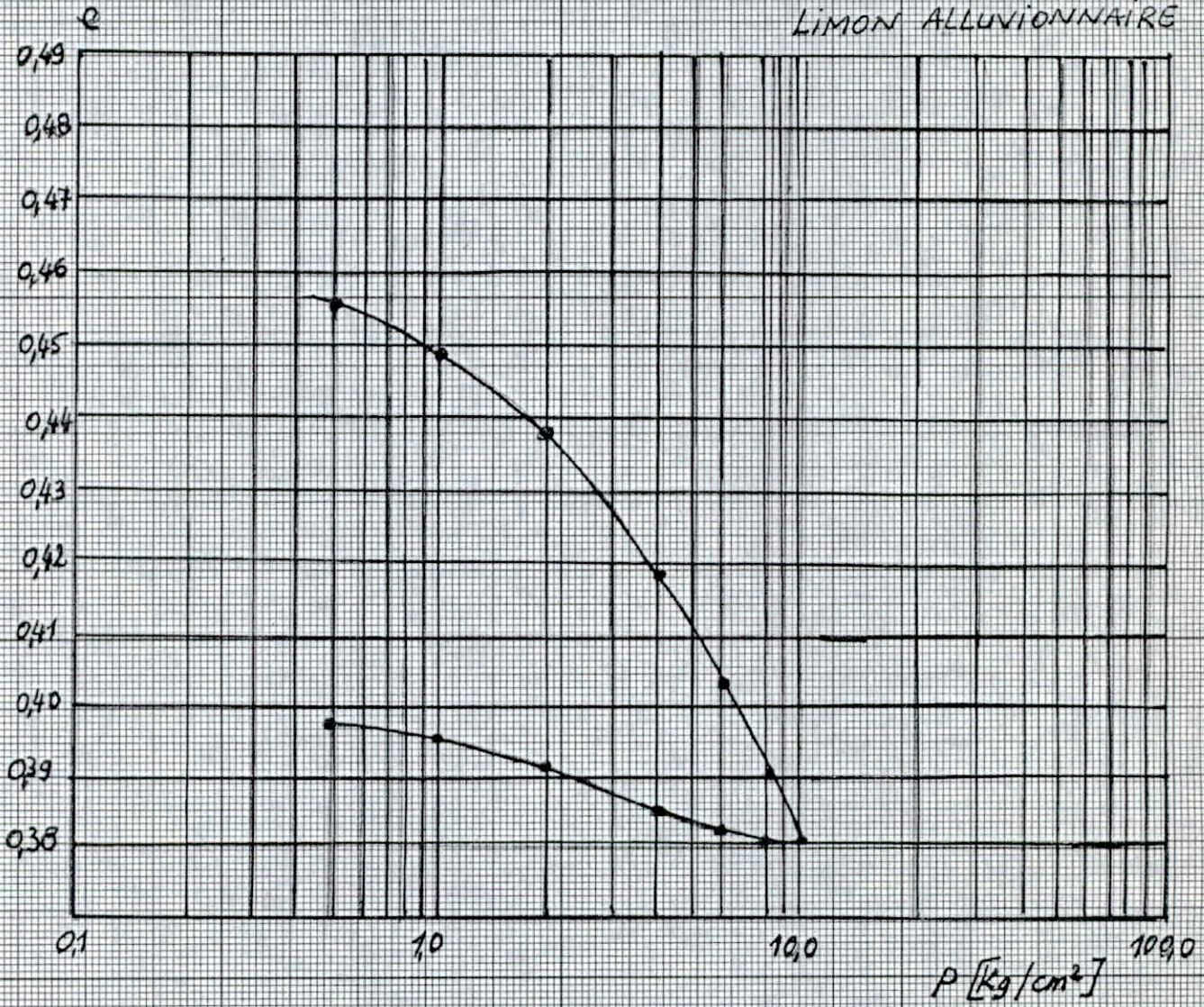
e , est donné grâce à la courbe oedométrique en fonction de σ_v qui est appliqué à mi-hauteur de la couche

Pour le calcul du tassement oedométrique, on a utilisé la valeur de e_0 qui est obtenu avec l'oedomètre.

BARRAGE DE KEDDARA
LABORATOIRE de CHANTIER

LIEU DE PRELEVEMENT
ZONE D'EMPRUNT
ECHANTILLON
LIMON ALLUVIONNAIRE

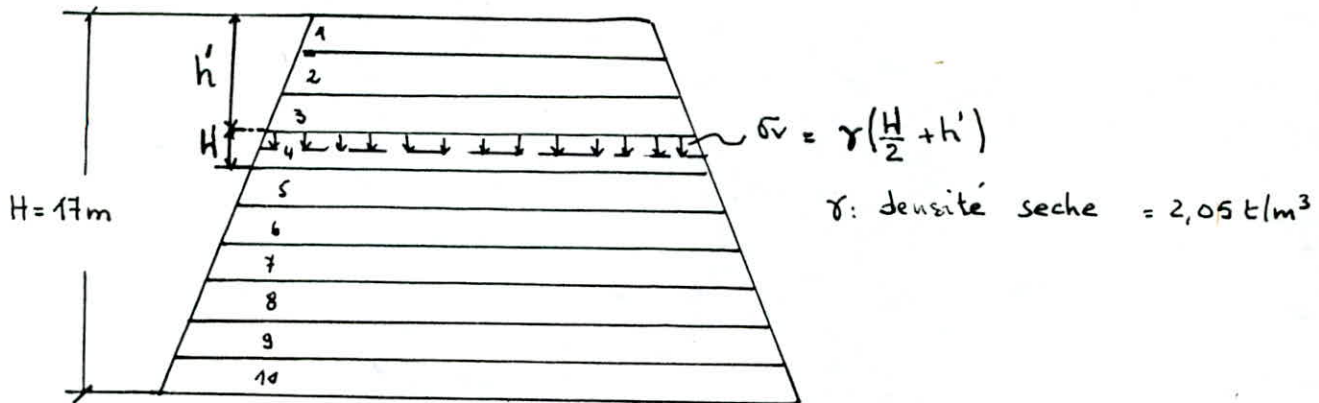
OEDOMETRIE



$$e_0 = \frac{\gamma_s - \gamma_d}{\gamma_d} \quad ; \quad e_0 = 0,47$$

γ_d : densité humide = $1,836 \text{ t/m}^3$

γ_s : densité spécifique = $2,7 \text{ t/m}^3$



Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Couches	$\bar{\gamma} \text{ t/m}^2$	e	$\Delta e = e - e_0$	$\Delta H/H$	ΔH (m)
10	1,742	0,457	0,012	0,008	0,014
9	5,227	0,455	0,014	0,010	0,017
8	8,713	0,451	0,018	0,012	0,020
7	12,198	0,447	0,022	0,015	0,026
6	15,683	0,445	0,024	0,016	0,027
5	19,168	0,440	0,029	0,020	0,034
4	22,653	0,436	0,033	0,022	0,037
3	26,138	0,431	0,038	0,026	0,044
2	29,623	0,430	0,039	0,027	0,046
1	33,108	0,426	0,043	0,029	0,049

$$\Delta H_T = \sum \Delta H = 0,288 \text{ m}$$

9. Analyse Granulométrique des Filtres (Transition)

Les filtres sont constitués de couches successives de matériaux perméables, de granulométrie de plus en plus fins.

Dans un filtre, chaque couche doit jouer le rôle de filtre vis à vis de la précédente dans le sens de l'écoulement de l'eau.

Un filtre ne doit ni se dégrader par entraînement de ses éléments, ni se colmater. Pour cela, Terzaghi conseille d'utiliser des sables dont le coefficient d'uniformité $\frac{D_{60}}{D_{10}} < 2$.

Pour déterminer le fuseau du matériau filtrant, on utilisera 4 méthodes.

Méthode de Terzaghi

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} < 5 \quad \text{et} \quad \frac{D_{15}}{d_{15}} > 5$$

D_x : diamètre permettant le passage de $x\%$ d'éléments du filtre

d_x : diamètre permettant le passage de $x\%$ d'éléments de la zone protégée.

A.N

$$\left. \begin{array}{l} \frac{D_{15}}{d_{85}} < 5 \\ d_{85} = 0,08 \end{array} \right\} \Rightarrow D_{15} < 5 \times 0,08 = 0,4.$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{D_{15}}{d_{15}} > 5 \\ d_{15} = 0,0018 \end{array} \right\} \Rightarrow D_{15} > 5 \times 0,0018 = 0,009$$

Bureau of Reclamation

$$\frac{D_{15}}{d_{15}} > 12 \quad \text{et} \quad \frac{D_{15}}{d_{15}} < 40$$

A.N

$$\left. \begin{array}{l} \frac{D_{15}}{d_{15}} > 12 \\ d_{15} = 0,0018 \end{array} \right\} \Rightarrow D_{15} > 12 \times 0,0018 = 0,022$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{D_{15}}{d_{15}} < 40 \\ d_{15} = 0,0018 \end{array} \right\} \Rightarrow D_{15} < 40 \times 0,0018 = 0,072$$

Corps of Engineers

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} < 5, \quad \frac{D_{15}}{d_{15}} < 20 \quad \text{et} \quad \frac{D_{15}}{d_{15}} > 4.$$

$$\frac{A.N}{\frac{D_{15}}{d_{85}} < 5} \left. \vphantom{\frac{D_{15}}{d_{85}}} \right\} \Rightarrow D_{15} < 5 \times 0,08 = 0,4$$

$$\frac{D_{15}}{d_{15}} < 20 \left. \vphantom{\frac{D_{15}}{d_{15}}} \right\} \Rightarrow D_{15} < 20 \times 0,0018 = 0,036$$

$$\frac{D_{15}}{d_{15}} > 4 \left. \vphantom{\frac{D_{15}}{d_{15}}} \right\} \Rightarrow D_{15} > 4 \times 0,0018 = 0,0072$$

Méthode Graphique.

Cette méthode s'applique si les sols sont cohérents, elle consiste à déterminer graphiquement le D_{17} grâce à l'indice de plasticité du matériau à drainer, au coefficient d'uniformité (u) et au rapport $S = \frac{H}{L}$ qui est reporté sur l'abscisse. On élève la perpendiculaire en ce point jusqu'à ce qu'elle coupe la droite de l'indice de plasticité du matériau. À partir de ce point, on trace une horizontale qui va couper la courbe correspondante au coefficient d'uniformité u . Ensuite on élève une verticale en ce point et on lit en haut la valeur de D_{17} (voir fig 3)

Après on vérifie la condition donnée par la formule suivante

$$\frac{D_{17}}{d_{90}} \leq \frac{26,5(1-m)}{n \sqrt[6]{u_f}}$$

$$\text{avec } m = \frac{\sigma_s - \sigma_d}{\sigma_s} \quad A.N \quad \eta = \frac{2,7 - 1,8}{2,7} = 0,33$$

$$\text{on a } S = \frac{H}{L} = \frac{17,5}{14,2} = 1,23$$

$$I_p = 12,6$$

$$u_f = \frac{D_{60}}{D_{10}} = 20$$

On trouve graphiquement $D_{17} = 1,8 \text{ mm}$

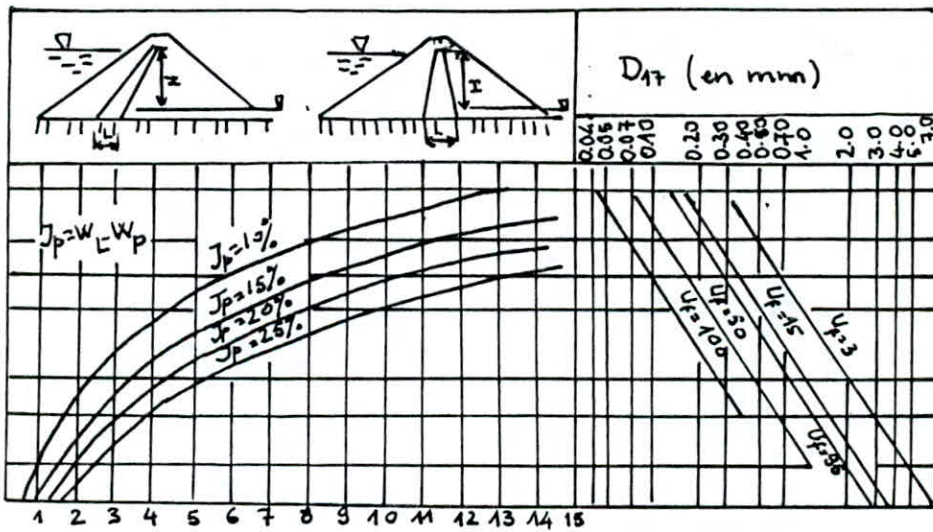
$$\frac{D_{17}}{d_{90}} \leq \frac{26,5(1-0,33)}{0,33 \times 1,65} = 32,6$$

$$\text{avec } d_{90} = 0,16 \Rightarrow D_{17} \leq 0,16 \times 32,6 = 5,22 \text{ mm.}$$

Conclusion

Pour l'analyse granulométrique de la zone de transition, nous choisissons les deux extrêmes limites données respectivement par la méthode " Corps of Ingeneers " et la méthode graphique du fait qu'elles caractérisent la plus grande enveloppe pour le choix granulométrique de la zone de transition .

ABAQUE DONNANT Le D_{17}
(par la méthode graphique)



$$S = \frac{H}{L}$$

fig 3

Corps of Ingeneers → Dis
(bonne experience)

ANALYSE GRANULOMÉTRIQUE

DOSSIER _____

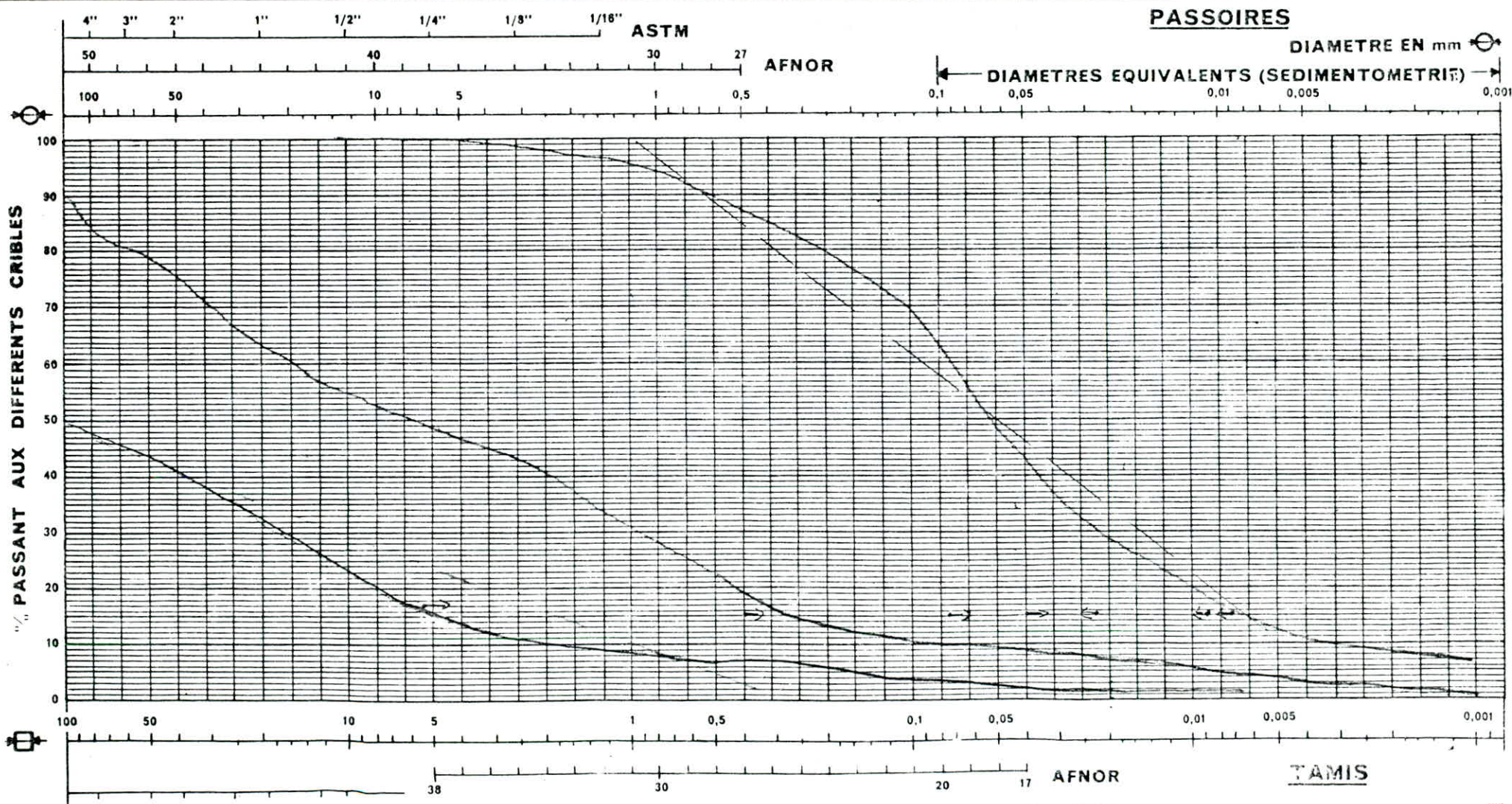
DATE _____

Methode Graphique → D17.
(bonne experience)

PROVENANCE Fuseau Granulométrique

OBSERVATIONS _____

ECHANTILLON de la zone de Transition



CHAPITRE IV

ETUDE DU SOUTÈNEMENT ET DU
REVEITEMENT DE LA GALERIE

1. DÉSCRIPTION de La Galerie

Cette galerie est située en rive gauche avec l'entrée située dans le lit de l'oued EL HAAD tout près de sa jonction avec l'oued de KEDDARA. Sa longueur totale est de 550 m avec un diamètre de 4,60 m. Cette section de la galerie a été dimensionnée pour permettre l'évacuation d'un débit de 186,5 m³/s.

Enfin des travaux, cette galerie sera utilisée comme galerie de vidange de fond.

Cette galerie souterraine traverse deux zones de roches bien distinctes. Une zone amont formée de Schistes Séricitiques dont la schistosité est en général subhorizontale en parallèle avec les zones de chevauchement ainsi que des plissements et des distortions assez fréquentes. Exposés à l'air, ces schistes subissent une altération en forme de délitage et de désagrégation.

Dans la zone aval, la galerie se trouve dans les Schistes Quartziques - Chloritiques plus compactes et massifs. Leur composition minéralogique les rend moins sensibles aux effets de l'altération.

2. TRAITEMENT des Résultats Disponibles

densité sèche t/m³

Nature des terrains	Valeurs de - à	Valeur moyenne
Schistes Quartziques Chloritiques	2,83	2,83
Schistes Séricitiques	2,40 - 2,75	

teneur en eau

Nature des terrains	Valeurs de - à	Valeur moyenne
Schistes Quartziques Chloritiques	0,2 - 0,6	0,4
Schistes Séricitiques	0,8 - 3,9	

Interpretation : En général, les schistes se caractérisent par une densité très forte et d'une teneur en eau relativement faible.

Résistance à la compression σ_c (Kg/cm²)

Nature des terrains	à l'air	Saturé
Schistes Quartziques Chloritiques	665 - 718	500 - 578
Schistes Séicitiques	120	104

Résistance à la traction σ_t (Kg/cm²)

Nature des terrains	à l'air	Saturé
Schistes Quartziques Chloritiques	61 - 84	59 - 75
Schistes Séicitiques	8	11

Interpretation : Les schistes quartziques chloritiques qui présentent des résistances beaucoup plus grandes que les schistes séicitiques, sont des roches assez résistantes. Les valeurs de résistance pour les schistes séicitiques sont très faibles et attestent à l'existence au sein de la roche des fracturations intenses (discontinuités). On peut dire aussi que la résistance chute avec l'augmentation de la teneur en eau.

Module d'élasticité statique E_s (Kg/cm² × 10³)

Nature des terrains	à l'air	Saturé
Schistes Quartziques Chloritiques	340 - 540	255 - 397
Schistes Séicitiques	30 - 46	34

Module d'élasticité dynamique E_d (Kg/cm² × 10³)

Nature des terrains	à l'air	Saturé
Schistes Quartziques Chloritiques	661	849
Schistes Séicitiques		

Interpretation : Les schistes séicitiques qui est une roche inconsis-
tante sont plus déformables que les schistes Quartziques Chlori-
tiques.

angle de frottement φ ($^{\circ}$)

Nature des terrains	à l'air	Saturé
Schistes Quartziques Chloritiques	48	46
Schistes Séicitiques.	/	36

Cohesion c (Kg/cm^2).

Nature des terrains	à l'air	Saturé
Schistes Quartziques Chloritiques	127	90
Schistes Séicitiques	/	4,2

Interpretation : Les schistes séicitiques présentent une faible
cohesion à l'état saturé, et confirment l'existence des discon-
tinuités. Ces discontinuités se traduisent par l'épaisseur et
la nature du matériau de remplissage.

Vitesse Sonique V_s (m/s)

Nature des terrains	à l'air	Saturée
Schistes Quartziques Chloritiques	4890	5370
Schistes Séicitiques	2130	2860

Interpretation : La vitesse de propagation sonique est utilisée pour
détecter la présence des discontinuités. La faible vitesse dans les
schistes séicitiques montre qu'on est en présence d'un assem-
-blage minéralogique discontinu. Notons que les déformations et
la rupture des roches sont étroitement liées à la présence des
discontinuités.

L'Indice de Carottage R.Q.D

Nature des terrains	R.Q.D %
Schistes Quartziques Chloritiques	50%
Schistes Séicitiques.	25%

L'indice de carottage R.Q.D représente le pourcentage en longueur des carottes de plus de 10cm de longueur par rapport à la longueur de la passe de sondage, en supposant un taux de carottage de 100%

$$R.Q.D \% = \frac{\sum \text{longueur des carottes de longueur} > 10 \text{ cm}}{\text{longueur de la passe de sondage.}}$$

Le R.Q.D traduit les espacements des discontinuités.

Plus le R.Q.D est grand, plus l'espacement des discontinuités est grand.

3. CLASSIFICATION DES MODES DE Soutenement

Il y a lieu de faire une distinction très nette entre deux types de galeries qui ont des fonctions très différentes. On distingue :

- les galeries au rocher ou tunnels
- les voies de chantier.

* Les galeries au rocher ou tunnels qui ont une durée de 20, 50, ou même 100 ans sont soit des tunnels de communication (tunnels ferroviaires, tunnels routiers, tunnels pour piétons, tunnels de métros etc..), soit des galeries de transport (galerie pour aménagement hydroélectrique, galerie d'alimentation d'eau, galerie d'égouts etc..).

* Les voies de chantier qui ont une durée de vie très éphémère allant d'une année à trois ans au maximum voient la récupération du matériel et du soutènement une fois que l'exploitation est terminée. Ces voies de chantier sont les exploitations minières.

Le choix du mode de soutènement approprié à un ouvrage souterrain est un problème particulièrement complexe. Le mode de soutènement choisi peut-être utilisé pour remplir des fonctions différentes.

- Soit qu'il s'agisse seulement de se protéger contre la chute des blocs isolés sans s'opposer à la convergence des terrains.

En général, ce cas concerne des terrains qui, bien que fracturés présentent des caractéristiques géotechniques suffisantes pour que les déformations d'ensemble restent de faible amplitude. Il s'agit alors d'une simple "protection"

- Soit qu'il s'agisse également de ralentir les phénomènes de déformation et de convergence des parois (éventuellement avant la mise en place d'un revêtement définitif). Il s'agit alors d'un soutènement.

On peut distinguer quatre (4) classes principales de soutènement suivant leur mode d'action par rapport au terrain.

1/ Les soutènements agissant par confinement du terrain encaissant, et ce sont essentiellement :

- Le béton projeté seul.

- Le béton projeté associé à des cintres légers.

2/ Les soutènements agissant à la fois par confinement et comme armature du terrain encaissant, il s'agit du boulonnage sous ses diverses formes, qu'il soit ou non associé au béton projeté, aux cintres légers ou aux deux dispositifs simultanément

- boulons à ancrage ponctuel (à coquille ou à résine)

- boulons à ancrage réparti (scellés à la résine ou au mortier)

- barres foncées

3/ Les soutènements agissant par supportage

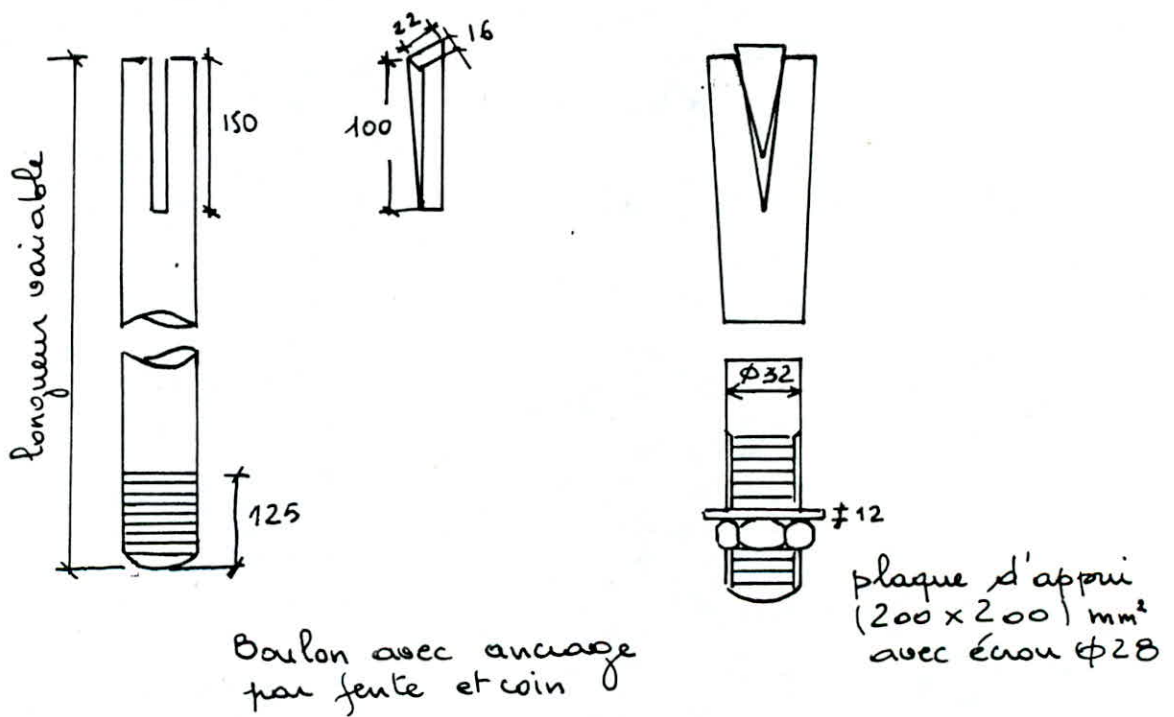
- les cintres lourds.

- Les cintres légers
- plaques métalliques assemblées
- boussoir en béton
- tubes perforés
- bouches :

4/ Les soutènements agissant par consolidation du terrain et modification de ses caractéristiques géotechniques et hydrologiques.

- Injections de consolidation
- Air comprimé
- Congélation.

TIGE À ANCRAGE PONCTUEL.



4. Vérification de la Stabilité du tunnel lors d'excavation

Introduction: Les principales charges agissant sur ces constructions souterraines proviennent de la poussée des éléments constituant le terrain, c'est à dire de la poussée géologique, appelé aussi poussée du souterrain.

La détermination de la poussée du souterrain est un des problèmes les plus difficiles que l'on rencontre dans le domaine des sciences de l'ingénieur, sa complexité ne réside pas seulement dans les difficultés que représente la définition de l'état de contraintes du milieu hétérogène, mais dans une plus grande mesure encore par l'influence déterminante des poussées dues à la forme et dimensions du souterrain excavé, ainsi que la méthode d'excavation et le temps s'écoulant entre les travaux de dérochement et la pose de l'étagage. Le phénomène de poussée se présente de la façon suivante, les couches de rocher naturel, en particulier celles situées à grande profondeur, sont soumises à des charges dues d'une part à leur propre poids, d'autre part au poids des couches supérieures, charges qui engendrent des contraintes à l'intérieur du terrain. Ces contraintes sont appelées contraintes primaires, ce qui les distingue des contraintes secondaires dues aux charges agissant sur le terrain excavé. D'une façon générale, toute variation des contraintes occasionne des déformations, qui tend à déplacer les particules du rocher par rapport à leur place initiale. Le déplacement nécessite évidemment de la place libre en direction de laquelle le mouvement sera dirigé.

Calcul de la poussée des roches sur le pourtour excavé du tunnel.

Détermination des paramètres de résistance du massif

Les paramètres de résistance du massif ou limite de résistance du massif tant en compression que en traction pour des durées assez longues sont donnés par les formules suivantes.

$$R_c = \bar{\sigma}_c \times K_{af} \times \bar{\epsilon}$$

$$R_T = \bar{\sigma}_T \times K_{af} \times \bar{\epsilon}$$

où

$\bar{\sigma}_c$: résistance à la compression simple du massif.

$\bar{\sigma}_T$: résistance à la traction du massif.

K_{af} : coefficient d'affaïsement

$\bar{\epsilon}$: coefficient de résistance de longue durée

Détermination du coefficient d'affaïsement K_{af}

Le coefficient d'affaïsement est le rapport de la résistance d'un massif fissuré sur la résistance du même massif supposé non fissuré. Ce coefficient d'affaïsement est donc proportionnel au degré de fissuration qui se traduit par la détermination de l'espacement des discontinuités. Le coefficient K_{af} est donné sous forme de tableau ci-dessous :

espacement E (m)	K_{af}
$E > 1,5$	0,9
$1 < E < 1,5$	0,8
$0,5 < E < 1$	0,6
$0,1 < E < 0,5$	0,4
$E < 0,1$	0,2

Détermination du coefficient de résistance de longue durée \bar{c}

Le coefficient de résistance de longue durée diminue la résistance des roches sous l'effet de la charge (poids propre de la roche) et dépend de la géologie du massif.

* Pour les roches fragiles telles : le granite, quartzique, les grès avec ciment de quartzique etc...

$$\bar{c} = 1 \div 0,7$$

* Pour les roches avec déformation plastique avant rupture telles : schiste de charbon, schiste sableux, calcaire de moyenne dureté etc..

$$\bar{c} = 0,5 \div 0,7.$$

Détermination des contraintes Naturelles régnant à l'intérieur du rocher.

En se basant sur les lois de la théorie de l'élasticité, on calcule l'état de contrainte naturel régnant à l'intérieur du massif rocheux. La valeur maximal des contraintes principales agissant sur le plan horizontal xoy est donné par :

$$\sigma_x = \sigma_y = \lambda_1 \sigma_z$$

où $\lambda_1 = \frac{\nu}{1-\nu}$, $\lambda_1 =$ coefficient de poussée latérale

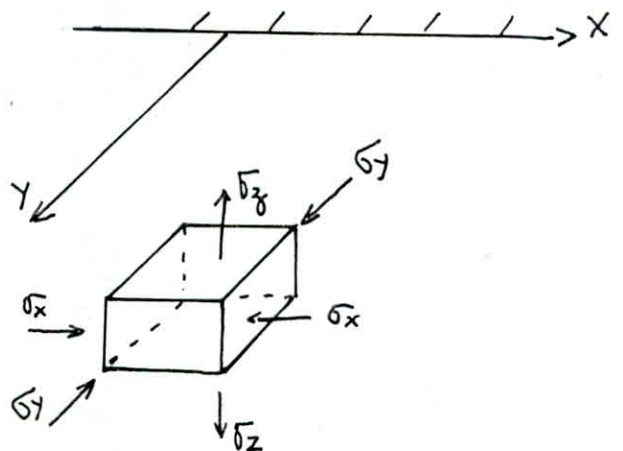
$\nu =$ coefficient de poisson (coefficient de déformation latérale)

$$\nu = 0,15 \div 0,35$$

$$\sigma_z = \gamma \cdot h$$

γ : densité de la roche

h : profondeur (distance du point considéré à la surface libre)



Sous l'influence qu'exerce la forme de l'excavation, il apparaît une nouvelle répartition des contraintes autour de l'évidement. Ces nouvelles contraintes sont données par les formules suivantes.

$$\sigma_{\max} = K_1 \cdot \lambda_1 \cdot \gamma_0 \cdot H$$

$$\sigma_{\min} = K_2 \cdot \lambda_1 \cdot \gamma_0 \cdot H$$

où

K_1 : coefficient de concentration des contraintes de compression

K_2 : coefficient de concentration des contraintes de traction

K_1 et K_2 sont donnés par des tableaux en fonction de la forme de l'évidement.

évidement circulaire $K_1 = 2$ et $K_2 = 0,25$

λ_1 : coefficient de poussée latérale

Détermination du coefficient de stabilité.

Les conditions de stabilité d'un ouvrage souterrain non soutenu sont données par les relations suivantes.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{R_c}{\sigma_{\max}} > 4 \\ \frac{R_T}{\sigma_{\min}} > 4 \end{array} \right.$$

où le rapport $\frac{R_c}{\sigma_{\max}} > 4$: représente la condition de stabilité latérale.

le rapport $\frac{R_T}{\sigma_{\min}} > 4$: représente la condition de stabilité de la voûte

Applications Numériques

Schistes Quartziques Chloritiques

$$\bar{\sigma}_c = 69,2 \cdot 10^6 \text{ Pa}$$

$$\gamma_s = 2,87 \text{ t/m}^3$$

$$\bar{\sigma}_T = 7,3 \cdot 10^6 \text{ Pa}$$

$$H = 100 \text{ m.}$$

$$0,1 \text{ m} < e < 1 \text{ m} \rightarrow K_{af} = 0,6$$

$$\varepsilon = 0,6.$$

$$R_c = \bar{\sigma}_c \cdot K_{af} \cdot \varepsilon = 10^6 \cdot 69,2 \times 0,6 \times 0,6 = 24,9 \cdot 10^6 \text{ Pa}$$

$$R_T = \bar{\sigma}_T \cdot K_{af} \cdot \varepsilon = 7,3 \cdot 10^6 \times 0,6 \times 0,6 = 2,62 \cdot 10^6 \text{ Pa}$$

$$\nu = 0,2 \rightarrow \lambda_1 = \frac{\nu}{1-\nu} = 0,25 \quad ; \quad K_1 = 2 \quad ; \quad K_2 = 0,25$$

$$\bar{\sigma}_{\max} = K_1 \cdot \gamma_s \cdot H = 2 \cdot 2870 \times 100 = 5,74 \cdot 10^6 \text{ Pa}$$

$$\bar{\sigma}_{\min} = K_2 \cdot \lambda_1 \cdot \gamma_s \cdot H = 0,25 \times 0,25 \times 2870 \times 100 = 0,26 \cdot 10^6 \text{ Pa}$$

$$\frac{R_c}{\bar{\sigma}_{\max}} = \frac{24,9 \cdot 10^6}{5,74 \cdot 10^6} = 4,33 > 4$$

$$\frac{R_T}{\bar{\sigma}_{\min}} = \frac{2,62 \cdot 10^6}{0,26 \cdot 10^6} = 10,07 > 4.$$

} Les schistes quartzique chloritique constituent une structure stable.

Schistes Séricitiques

$$\bar{\sigma}_c = 10,4 \cdot 10^6 \text{ Pa}$$

$$\gamma_s = 2,8 \text{ t}$$

$$\bar{\sigma}_T = 0,8 \cdot 10^6 \text{ Pa}$$

$$H = 100 \text{ m}$$

$$0,1 \text{ m} < e < 0,5 \text{ m} \rightarrow K_{af} = 0,4$$

$$\varepsilon = 0,7$$

$$R_c = \bar{\sigma}_c \cdot K_{af} \cdot \varepsilon = 10,4 \cdot 10^6 \times 0,4 \times 0,7 = 2,9 \cdot 10^6 \text{ Pa}$$

$$R_T = \bar{\sigma}_T \cdot K_{af} \cdot \varepsilon = 0,8 \cdot 10^6 \times 0,4 \times 0,7 = 0,22 \cdot 10^6 \text{ Pa}$$

$$\bar{\sigma}_{\max} = K_1 \cdot \gamma_s \cdot H = 2 \cdot 2800 \cdot 100 = 5,6 \cdot 10^6 \text{ Pa}$$

$$\bar{\sigma}_{\min} = K_2 \cdot \lambda_1 \cdot \gamma_s \cdot H = 0,25 \times 0,25 \times 2800 \times 100 = 0,17 \cdot 10^6 \text{ Pa}$$

$$\frac{R_c}{\bar{\sigma}_{\max}} = \frac{2,9 \cdot 10^6}{5,6 \cdot 10^6} = 0,5 < 4$$

$$\frac{R_T}{\bar{\sigma}_{\min}} = \frac{0,22 \cdot 10^6}{0,17 \cdot 10^6} = 1,25 < 4$$

} \Rightarrow Les schistes sémitiques constituent une structure instable

5. Critères et choix du mode de Soutènement AFTES

Parmi, les critères retenus par AFTES pour le choix de soutènement, on relève :

- la résistance de la roche
- les discontinuités
- les conditions hydrologiques
- L'altérabilité
- les contraintes naturelles.

Chacun de ces critères énoncés, est successivement examiné et fait l'objet d'un tableau, où en fonction des différents cas qui peuvent se présenter pour le critère étudié, on indique pour chacun des modes de soutènement possibles, une tendance nettement favorable (•), plutôt favorable (◊), plutôt défavorable (x) ou nettement défavorable (X).

Lorsqu'ont été passés en revue tous les critères, il est possible de dresser un tableau de synthèse d'où l'on conclut à l'élimination de certains types de soutènement et à une tendance nettement favorable pour certains autres. Les différents tableaux sont :

Tableau 1 Discontinuités		Pas de soutènement	Béton projeté	Boulons			Cintres		Voussoirs		Tubes Perforés	Bouclier	Procédés Spéciaux		
				Ancrage Ponctuel	Ancrage Réparti	Barres foncées	Lourds	Légers	Plaque Metall	béton			Injection	Air Comprimé	Congelation
Espacement	S ₁	◊	◊	•	•	X		•	x	x	X	X	x	X	X
	S ₂			Gr	Gr	X		•	x	x	X	X	x	X	X
	S ₃	x	•	Gr	Gr	X	BL	BL		x	X	X		X	x
	S ₄ ou S ₅	X	•	X	Br	X	BL ou BL	BL			X	X		X	x

S₁ discontinuités très espacées

$E > 200\text{cm}$ ou $RQD > 90\%$

S₂ discontinuités espacées

$60\text{cm} \leq E \leq 200\text{cm}$ ou $75\% \leq RQD \leq 90\%$

S₃ discontinuités moyennement espacées

$20\text{cm} \leq E \leq 60\text{cm}$ ou $50\% \leq RQD \leq 75\%$

S₄ discontinuités rapprochées

$6\text{cm} \leq E \leq 20\text{cm}$ ou $25\% \leq RQD \leq 50\%$

S₅ discontinuités très rapprochées

$E \leq 6\text{cm}$ ou $RQD \leq 25\%$

Comportement Mécanique Tableau 2	σ_c (MPa)	Pas de Soutènement	Béton projeté	Boulons			Cintres		Voussoirs		Tubes préforés	Bouclier	Procédés Spéciaux		
				Ancrage Ponctuel	Ancrage Réparti	barres Foncées	Lourds	Légers	Plaques Métal	béton			Injection		Congélation
R2	>200	X			X	X	X	X			
R2a	200	X			X	X	X	X			
R2b	120		.	.	.	X			X	X	X	X			
R3a	60		.	.	.	X			X	X	X	X			
R3b	40		.	.	.	X			X	X	X	X			
R4	20	X	.	X	.	X	.	.							
R5a	6	X	.	X	.	X	.	.	.						
R5b	0,5	X	.	X	.	X
R6a	2,95	X	.	X	.	X
R6b		X	.	X	.	X	Enf	Enf	Enf	Bcl			.	.	.
		X	.	X	.	X	Enf BLF	Enf BLF	Enf BLF	Bcl BLF	BLF	BLF	.	.	.

Légende : Enf : avec enfilage BLF : avec blindage du front
 Bcl : avec bouclier.

Dimension de La Galerie Tableau 3	Pas de Soutènement	Béton projeté	Boulons			Cintres		Voussoirs		Tubes préforés	Bouclier	Procédés Spéciaux			
			Ancrage Ponctuel	Ancrage Réparti	barres Foncées	Lourds	Légers	Plaques Métal	Tubes béton			Injection		Congélation	
D < 2,50m		X	X	X	X	.	.				.				
2,5 m < D < 10 m															
D > 10 m		Bo	.	.	.	X	Bo Rev				X				

Légende : Bo : avec boulonnage obligatoire
 Rev : avec mise en place rapproché du revêtement définitif.

Tableau 4 Couverture		Pas de Soutènement	Béton projeté	Boulons			Cintres		Voussoirs		Tubes perforés	Bouclier	Procédés Spéciaux		
				Ancrege Pontuel	Ancrege Répartit	barres forcées	Lourds	Légers	Plaques Métal	béton			Injection	Air comprimé	Congélation
Roches	couverture < D	X		X		X	.	.				X		X	
R ₁	CN1	.				X						X			
R ₂	CN2	X				X						X			
R ₄	CN3	X	X	Sf	Sf	X	Sf	Sf	Sf	Sf	X				
Sols	Couverture < (1,5D)	X	X	X	X	X
R ₅	σ modéré	X	X	X	X	X
R ₆	σ > 10 MPa	X	X	X	Sf	Sf	Sf	Sf	Sf	.	Sf	Sf	.	.	.

Légende : Sf : avec soutènement du front (éventuel).

Tableau 5 Altérabilité Gonflement		Pas de soutènement	Béton projeté	Boulons			Cintres		Voussoirs		Tubes Perforés	Bouclier	Procédés Spéciaux		
				Ancrege Pontuel	Ancrege Répartit	barres forcées	Lourds	Légers	Plaque Métal	béton			Injection	Air comprimé	Congélation
Terrains susceptibles de délitage	X	.	Gr Bp	Bl Bp	Bl Bp	Bl Bp	Bl Bp	.	.						
Terrains susceptibles de dissolution	X	.	X	X	X	Bl Bp	Bl Bp	.	.						.
Terrains Gonflants	X	.	X	Bp	Bp	Bl Bp	Bl Bp		.						
Autres terrains															

Légende
 Gr: avec grillage continu
 Bp: avec béton projeté
 Bl: avec blindage bois ou métallique

Synthèse des résultats et Conclusion

Dans les tableaux de synthèse, on regroupe chaque type de roche avec ses critères correspondants, énoncés dans les tableaux précédemment. La synthèse sera faite en observant les règles suivantes.

- Lorsque dans une colonne figure au moins un avis défavorable à l'emploi du soutènement considéré, l'avis d'ensemble est défavorable quelles que soient les autres mentions figurant dans la même colonne.
- On procède de même s'il y a au moins un avis "plutôt défavorable".
- On reporte également les indications complémentaires les plus contraignantes.

Schistes Séricitiques		Pas de soutènement	Béton projeté	Boulons			Cintres		Voussures		Tubes préforés	Bouclier	Procédés Spéciaux			
				Ancre Punctuel	Ancre réparti	barres forçées	Lourds	Légers	Plagues Metal	béton			Injection	Air comprimé	Congélation	
Critères	Classes	D														
Comportement Mécani	R4	X	.	X			.	.								
Discontinuités	S4	X	.	X	Bp	X	.	.				X		X	X	
Altérabilité	Ter. Succès de déblaiement	X	.	Gr Bp	Gr Bp	Bl Bp	Bl Bp	Bl Bp	Bl Bp	.	.					
Couverture	CN2	X				X						X				
Dimension																
Synthèse		X	.	X		X	Bl Bp	Bl Bp	.	.		X		X	X	X
Très favorable au soutènement avec		- béton projeté soit - Cintre lourds + blindage - voussures														

Schistes - Quartziques Chloritiques		Pas de soutènement	Béton projeté	Boulons			Cintres		Voussures		Tubes préforés	Bouclier	Procédés Spéciaux			
				Ancre Punctuel	Ancre réparti	barres forçées	Lourds	Légers	Plagues Metal	béton			Injection	Air comprimé	Congélation	
Critères	Classes	D														
Comportement Méca	R2b		.	.	.	X			X	X	X	X		X	X	
Discontinuités	S3	X	.	Gr	Gr	X	Bl Bp	Bl Bp	X	X	X	X		X	X	
Altérabilité	Autres Terains															
Couverture	CN1	.				X						X				
Dimension																
Synthèse		X	.	Gr	Gr	X	Bl Bp	Bl Bp	X	X	X	X		X	X	X
Peu favorable au soutènement avec		soit - béton projeté soit - ancrage (punct ou réparti) avec grillage soit - Cintres (légers ou lourds) avec blindage														

6. CALCUL du REVÊTEMENT

6.1 INTRODUCTION: Généralement dans tous les tunnels, un revêtement s'impose. La caractéristique principale est qu'il doit théoriquement, supporté d'une manière permanente les différentes sollicitations afin de conserver la constance du gabarit du tunnel. Une autre caractéristique non négligeable que le revêtement doit satisfaire est une bonne étanchéité qui d'une part empêche les infiltrations d'eau, et d'autre part la circulation de l'eau autour du tunnel doit être réduite afin que les risques de délavage ou d'impregnation puissent être minimisés.

6.2 DÉTERMINATION des CHARGES AGISSANTES sur le TUNNEL

des différentes charges agissantes sur le tunnel sont :

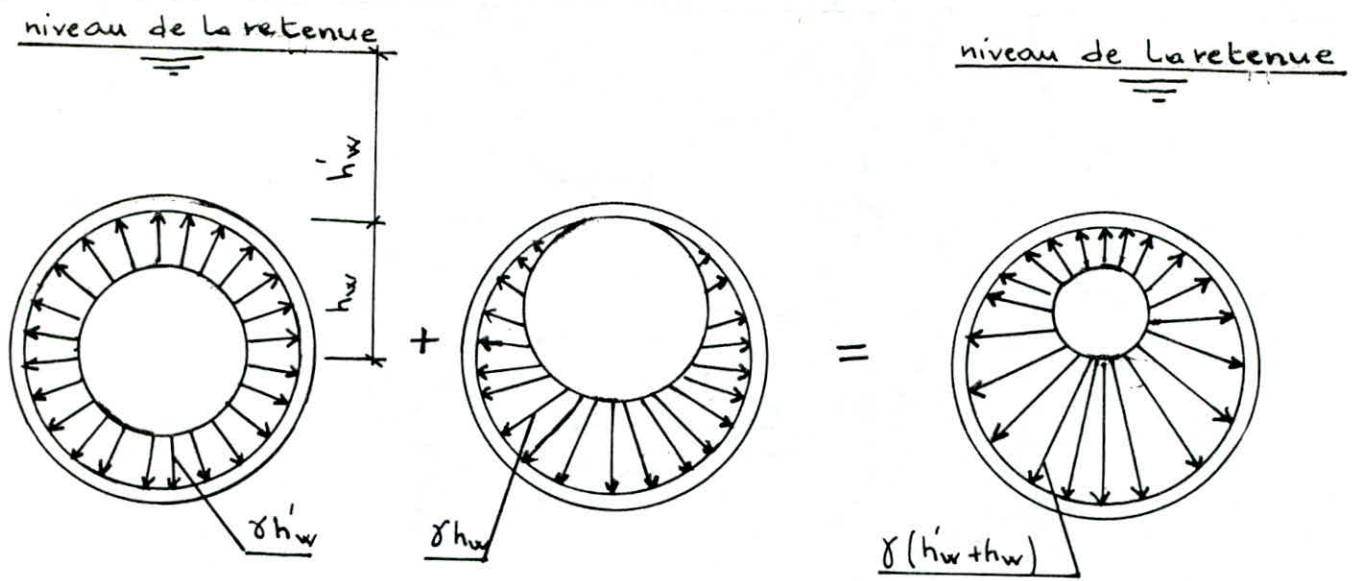
- La poussée active du rocher
- La pression due à la nappe phréatique
- Le poids du revêtement

Dans le cas où la galerie est en charge, on considère aussi :

- La poussée interne de l'eau
- La poussée passive du rocher.

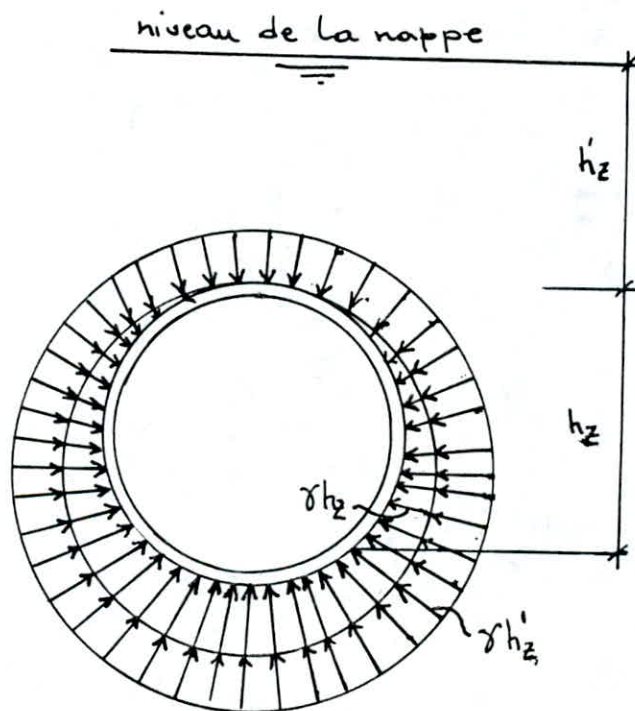
* La poussée interne de l'eau :

La poussée interne de l'eau qui est variable est donnée par la relation suivante $P_w = \gamma (h'_w + h_w)$ adoptée au schéma suivant :



* La poussée due à la nappe phréatique

- Cette poussée due à la nappe phréatique résulte d'une part à la force constante donnée par la hauteur de submersion de la clé dans l'eau et d'autre part de la force d'Archimède.



$$P_z = \gamma (h'z + hz)$$

* Poussee active du rocher

Pour déterminer cette poussee, on se base sur les deux theories donnees ci-dessous

- theorie de TERZAGUI :

dors de l'excavation, les masses qui entourent la galerie se deplacent et ce mouvement se poursuivra pendant toute la duree de la mise en place du soutenelement. Les deplacements sont suffisamment importants pour qu'une serie de surfaces de glissement, caracterisant l'etat limite du glissement du terrain, fasse apparition. Il convient donc de definir la largeur de la masse de terrain se deplacant dans le plan de la, ca-lotte de l'evidement en partant de l'angle $\alpha = 45 + \varphi/2$ donnant l'inclinaison de la surface de glissement de la poussee active des terres.

$$B = b + 2m \operatorname{tg} (45^\circ - \varphi/2)$$

- Theorie de PROTODIAKONOV

PROTODIAKONOV admet l'existence d'une voûte naturelle situee au dessus du terrain excave. La hauteur de cette voûte est donnee par

$$h = \frac{B}{2f}$$

avec f : coefficient de PROTODIAKONOV

$$f = \operatorname{tg} \varphi$$

* La poussee active verticale est :

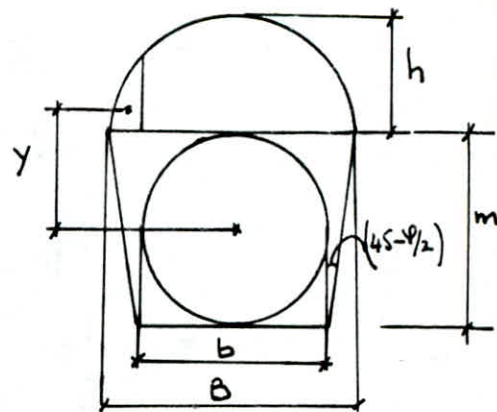
$$q_z = 0,35 \gamma_s \frac{D}{f}$$

* La poussee active horizontale est :

$$q_x = \gamma_s \cdot y \cdot \operatorname{tg}^2 (45 - \varphi/2)$$

avec γ_s : poids specifique de la roche

D : diametre excave



* La poussée passive du rocher.

On ne tient compte de cette poussée que si la poussée de l'eau à l'intérieur de la galerie est importante.

Cette poussée est donnée par $q_0 = K S$ avec
 S : le déplacement

K : coefficient de déplacement élastique

K est donné par la formule suivante :

$$K = K_0 \frac{r_0}{r} \quad \text{avec} \quad K_0 = 50 w f$$

w : coefficient qui dépend de la fissuration du rocher.

$w = 1,2$ pas de fissure

$w = 1$ état moyen

$w = 0,8$ roche trop fissurée

f : coefficient de PROTODIAKONOV

$$r_0 = 1 \text{ m} \quad ; \quad r = \frac{r_{int} + r_{ext}}{2}$$

Caractéristiques de la roche	γ_s t/m ³	γ t/m ³	$\psi^{(0)}$	f	D (m)	B (m)	h (m)	y (m)	q_z t/m ²	q_x t/m ²
Schistes Quartziques	2,87	2,83	48	1,11	5,5	9,72	4,375	4,0	4,97	1,69
Schistes Sérecitiques	2,80	2,50	36	0,73	5,5	11,1	7,63	5,4	3,95	2,10

Choix de l'épaisseur du revêtement

L'épaisseur du revêtement est liée au diamètre excavé d'une part et à l'état de la roche en contact d'autre part.

ϕ (m)	Épaisseur en cm		
	Bon rocher	moyen rocher	mauvais rocher
2	15	20	25
6	30	40	60
9	35	50	70

On adopte
 $e = 45 \text{ cm}$

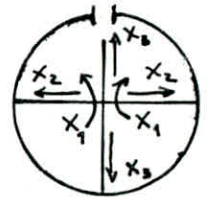
6.3 CALCUL des SOLLICITATIONS

Méthode de BUGAIEVA

Dans cette méthode, on admet que le terrain qui entoure l'anneau est élastique, et que les efforts de réaction engendrés sont proportionnels aux déplacements. Les conditions à satisfaire est l'équilibre général de l'anneau du tunnel circulaire qui est un système porteur à trois hyperstatiques d'une part et l'égalité des déplacements voisins du cercle et du terrain situés sur l'axe de symétrie horizontal d'autre part.

Les efforts M et N donnés par BUGAIEVA dans les différentes sections découlent de la résolution du système donnant les déplacements nuls par les équations suivantes.

$$\begin{cases} X_1 a_{11} + a_{10} = 0 \\ X_2 a_{22} + a_{20} = 0 \\ X_3 a_{33} + a_{30} = 0 \end{cases}$$



X_1, X_2, X_3 sont le moment et les efforts qui sont introduits pour compenser la discontinuité d'une coupure fictive.

Connaissant X_1, X_2, X_3 , nous pouvons déterminer les efforts intérieurs dans une section quelconque du cercle.

BUGAIEVA a établi des résultats suivant qu'on considère la poussée passive du rocher ou non, donc suivant ce critère, nous envisageons les deux cas suivants.

1^{er} Cas : Galerie en charge

Les différentes sollicitations donnant, l'effort normal (N) et le moment de flexion (M) pour les différents cas de charge sont :

- charge due à la pression verticale du rocher

$$M = \gamma z r_2^2 [A E + B + C n (1 + E)]$$

$$N = \gamma z r_2 [D E + E + F . n (1 + E)]$$

- charge due au poids propre du revêtement

$$M = g r_s^2 (A_1 + B_1 \cdot n)$$

$$N = g r_s (C_1 + D_1 \cdot n)$$

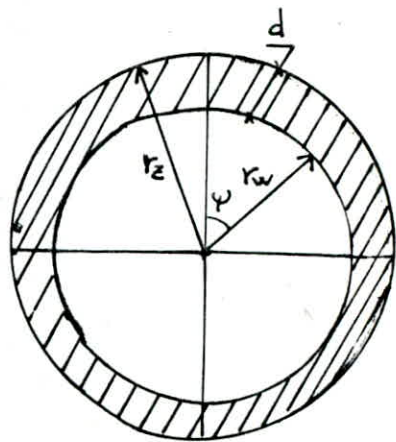
- charge due à la pression variable de l'eau se trouvant dans la galerie.

$$M = \gamma_{\text{eau}} r_w^2 r_s (A_2 + B_2 \cdot n)$$

$$N = \gamma_{\text{eau}} r_w^2 (C_2 + D_2 \cdot n)$$

avec

$$n = \frac{1}{\frac{E J}{r_s^3 r_z K b} + 0,06416}$$



E : module de déformation du béton

J : moment d'inertie (m⁴) = $\frac{1 \times d^3}{12}$

K : coefficient de déplacement élastique

$$E = 2 - \frac{r_z}{r_s}$$

$$r_s = \frac{r_w + r_z}{2} \quad (\text{m})$$

$$g = \gamma \times d \quad (\text{t/m}^2)$$

Les coefficients A, B, C, D, E, F, A₁, B₁, C₁, D₁, A₂, B₂, C₂, D₂ sont résumés dans les tableaux suivants

Sections	A	B	C	D	E	F	A ₁	B ₁
$\psi = 0$	0,1628	0,0872	-0,00700	0,2122	-0,2122	0,02100	0,3447	-0,02198
$\psi = \pi/2$	-0,1250	-0,1250	0,00825	0,0000	1,0000	0,00575	-0,3528	0,02589
$\psi = \pi$	0,0872	0,1628	-0,00837	-0,2122	0,7122	0,02240	0,4405	-0,02622

Sections	C ₁	D ₁	A ₂	B ₂	C ₂	D ₂
$\psi = 0$	-0,1667	0,06592	0,17240	-0,01097	-0,58385	0,03294
$\psi = \pi/2$	1,5708	0,01804	-0,19638	0,01294	-0,21460	0,00503
$\psi = \pi$	1,7375	0,07010	0,22027	-0,01312	-0,63125	0,03509

2^e Cas : Pression interne nulle dans la galerie

Les différentes sollicitations donnant l'effort normal (N) et le moment de flexion (M) pour les différentes sections sont résumées dans le tableau suivant.

Nature de l'effort	$\psi = 0$		$\psi = \frac{\pi}{2}$		$\psi = \pi$	
	M	N	M	N	M	N
Pression Verticale due au rocher (q_z)	$0,226 q_z r_s r_z$	$-0,053 q_z r_z^2$	$-0,221 q_z r_s r_z$	$-q_z r_z^2$	$0,197 q_z r_s r_z$	$-0,582 q_z r_z^2$
Pression Horizontale due au rocher (q_x)	$-0,25 q_x r_s r_z$	$-q_x r_z^2$	$0,25 q_x r_s r_z$	0	$-0,25 q_x r_s r_z$	$-q_x r_z^2$
Pression due au poids du revêtement	$0,274 g r_s^2$	0	$-0,296 g r_s^2$	$-1,57 g r_s$	$0,274 g r_s^2$	$-2,0 g r_s$
Pression variable due à la nappe phréatique (γh_z)	$0,137 \gamma r_z^2 r_s$	$-1,5 \gamma r_z^2$	$-0,149 \gamma r_z^2 r_s$	$-1,785 \gamma r_z^2$	$0,137 \gamma r_z^2 r_s$	$-1,5 \gamma r_z^2$

Remarque : - Les pressions constantes interne et externe dues à l'eau engendrent un effort normal constant $N = P \cdot r$

Cet effort sera combiné avec les efforts énoncés précédemment

- La convention des signes est la suivante

N positif = traction

N négatif = compression.

Applications

À L'amont de la chambre des vannes (Schistes Séricitiques)

Dans cette zone, notre galerie fonctionne soit comme dérivation provisoire avec une pression interne nulle, soit comme vidange de fond avec une pression interne importante.

Fonctionnement en Dérivation Provisoire:

Les efforts M et N pour ce fonctionnement dans les différentes sections sont résumés dans le tableau qui suit.

Nature de l'effort	$\psi = 0$		$\psi = \pi/2$		$\psi = \pi$	
	M	N	M	N	M	N
Pression Verticale due au rocher (q_z)	6.20	-0.57	-6.06	-10.86	5.40	-6.32
Pression Horizontale due au rocher (q_x)	-3.64	-5.77	3.64	0.0	-3.64	-5.77
Pression due au poids du revêtement (q)	1.89	0.0	-2.04	-4.28	1.89	-5.45
Pression variable due à la nappe phréatique (γh_z)	2.62	11.34	-2.85	-13.50	2.69	-11.34

Fonctionnement en vidange de fond.

Des efforts M et N pour ce fonctionnement dans les différentes sections sont résumés dans le tableau ci-dessous.

Nature de l'effort	$\psi = 0$		$\psi = \pi/2$		$\psi = \pi$	
	M	N	M	N	M	N
Pression Verticale due au rocher q_z	3.22	-3.64	-2.73	-11.91	2.77	-9.73
Pression due au poids du revêtement	1.039	-1.13	-1.13	-4.72	1.44	-6.42
Pression due à l'eau variable dans la Galerie	1.01	1.55	-1.098	0.72	1.39	1.70

À l'aval de la chambre des vannes (Schistes Quartziques-Chloritiques)

Dans cette zone, notre galerie fonctionne comme dérivation provisoire et vidange de fond avec une pression interne nulle. Les efforts M et N sont résumés dans le tableau qui suit.

Nature de l'effort	$\psi = 0$		$\psi = \pi/2$		$\psi = \pi$	
	M (t.m)	N (t)	M (t.m)	N (t)	M (t.m)	N (t)
Pression Verticale due au rocher (q_v)	7.80	-0.72	-7.63	-13.67	6.80	-7.95
Pression Horizontale due au rocher (q_h)	-2.93	-4.65	2.93	0.0	-2.92	-4.62
Pression due au poids du revêtement (g)	1.89	0.0	-2.04	-4.28	1.89	-5.45

Remarque : Les efforts M et N sont calculés pour 1 mètre linéaire

6.4 CARACTÉRISTIQUES MÉCANIQUES des MATÉRIAUX

Béton : Il est dosé à 300 kg/m^3 de CPA 325 avec un contrôle stricte

La résistance nominale à la compression $\sigma'_{28} = 230 \text{ bars}$

La résistance nominale à la traction $\sigma_{28} = 20,8 \text{ bars}$

Contrainte de compression admissible

cette contrainte est définie par σ'_b

$$\sigma'_b = \gamma'_b \sigma'_{28} \quad \text{avec} \quad \gamma'_b = \alpha \beta \gamma S E$$

α : dépend de la classe du ciment utilisé

ciment de classe 325, $\alpha = 1$

β : dépend de l'efficacité du contrôle

γ : dépend des épaisseurs relatives (h_m) des éléments de construction et des dimensions des granulats (C_g)

$$\gamma = 1 \quad \text{si} \quad h_m \geq 4 C_g$$

$$\gamma = \frac{h_m}{4 C_g} \quad \text{si} \quad h_m < 4 C_g$$

S : dépend de la nature des sollicitations

$S = 0,3$ en compression simple

$S = 0,6$ dans le cas de la flexion simple, ou flexion composée lorsque l'effort normal est une traction.

$S = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,3 \left(1 + \frac{e_0}{3e_1} \right) \\ 0,6 \end{array} \right.$ dans une flexion composée, lorsque l'effort normal est une compression.

e_0 : excentricité de la résultante des forces extérieures par rapport au centre de gravité du béton seul.

e_1 : distance de la limite du noyau central au centre de gravité de la section du béton seul dans le plan radial passant par le centre de dépression.

ε : dépend de la forme de la section et de la position de l'axe neutre.

$\varepsilon = 1$ dans le cas d'une compression simple.

$0,5 < \varepsilon < 1$ dans les autres cas avec $\sigma'_m \leq \bar{\sigma}'_{b0}$

$$\sigma'_m = \frac{F'_B}{B'} \leq \bar{\sigma}'_{b0}$$

F'_B : résultante des forces de compression

B' : section de béton comprimée

$\bar{\sigma}'_{b0}$: contrainte admissible en compression simple.

$$\bar{\sigma}'_{b0} = 1.1.1.0,3.1.230 = 69 \text{ bars} = 70,5 \text{ kg/cm}^2.$$

Contrainte de traction de référence.

La contrainte de traction de référence du béton désigné par $\bar{\sigma}_b$ est prise égale à une fraction de sa résistance à 28 jours.

$$\bar{\sigma}_b = \gamma_b \sigma'_{28} \quad \text{avec} \quad \gamma_b = \alpha \beta \gamma \theta$$

$$\alpha = 1 \quad \beta = 1 \quad \gamma = 1$$

$$\theta = 0,018 + \frac{2,1}{\sigma'_{28}} = 0,018 + \frac{2,1}{230} = 0,027$$

$$\bar{\sigma}_b = 1.1.1.0,027.230 = 6,2 \text{ bars} = 6,3 \text{ kg/cm}^2$$

ACIERS

Aciers à haute adhérence, Nuance FeE 40

$$\bar{\sigma}_{en} = 4200 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{Si } \phi \leq 20$$

$$\bar{\sigma}_{en} = 4000 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{Si } \phi > 20$$

Contraintes admissibles.

$$\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \bar{\sigma}_{en} = 2800 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{Si } \phi \leq 20$$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \bar{\sigma}_{en} = 2667 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{Si } \phi > 20$$

Contraintes de traction imposées par la condition de non fissuration

Les contraintes admissibles doivent être égales ou inférieures à $\max(\sigma_1, \sigma_2)$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_1 = \frac{K \eta \bar{\omega}_f}{\phi (1 + 10 \bar{\omega}_f)} \\ \sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{K \eta \bar{\sigma}_b}{\phi}} \end{array} \right.$$

η : coefficient de fissuration = $\begin{cases} 1 & \text{pour acier doux} \\ 1,6 & \text{pour acier à haute adhérence} \end{cases}$

ϕ : diamètre en mm de la plus grosse barre.

$\bar{\omega}_f = \frac{A}{B_f}$ pourcentage de fissuration

A: section d'acier tendue

B_f : section du béton entourant les barres tendues.

$\bar{\sigma}_b$: contrainte de référence du béton (en bars)

K: coefficient dépendant des conséquences de la fissuration sur le comportement de l'ouvrage.

$K = 1,5 \cdot 10^6$ si la fissuration est peu nuisible

$K = 1 \cdot 10^6$ si la fissuration est préjudiciable

$K = 0,5 \cdot 10^6$ si la fissuration est très préjudiciable

6.5 FERRAILLAGE

La galerie est soumise à divers cas de chargement, selon qu'elle se situe en amont ou en aval de la chambre des vannes ainsi que selon son fonctionnement comme dérivation provisoire ou vidange de fond. Pour cela plusieurs cas ont été envisagés dans les zones de roches considérées.

Zone des schistes Séicitique

La galerie qui se trouve sur une longueur de 300 m dans les schistes Séicitiques a été partagée en tranches suivant les cas possibles.

- * trançon (0 ÷ 45) m $\left\{ \begin{array}{l} - D.P + 40 \text{ m de nappe phréatique} \\ - V.F \text{ avec } P_{int} = P_{ext} \text{ dans la galerie} \end{array} \right.$
- * trançon (45 ÷ 80) m $\left\{ \begin{array}{l} - D.P + 60 \text{ m de nappe phréatique} \\ - V.F \text{ avec } P_{int} = P_{ext} \text{ dans la galerie} \end{array} \right.$
- * trançon (80 ÷ 180) m $\left\{ \begin{array}{l} - D.P + 60 \text{ m de nappe phréatique} \\ - V.F \text{ avec } P = P_{int} - P_{ext} = 20 \text{ t/m}^2 \end{array} \right.$
- * trançon (180 ÷ 300) m $\left\{ \begin{array}{l} - D.P + 60 \text{ m de nappe phréatique} \\ - V.F \text{ avec } P = P_{int} - P_{ext} = 40 \text{ t/m}^2 \end{array} \right.$

Remarque: Nous avons adopté pour la nappe phréatique une hauteur maximale de 60 m et une hauteur minimale de 40 m au dessus de la clé du tunnel. voir fig 4

AVAL

AMONT

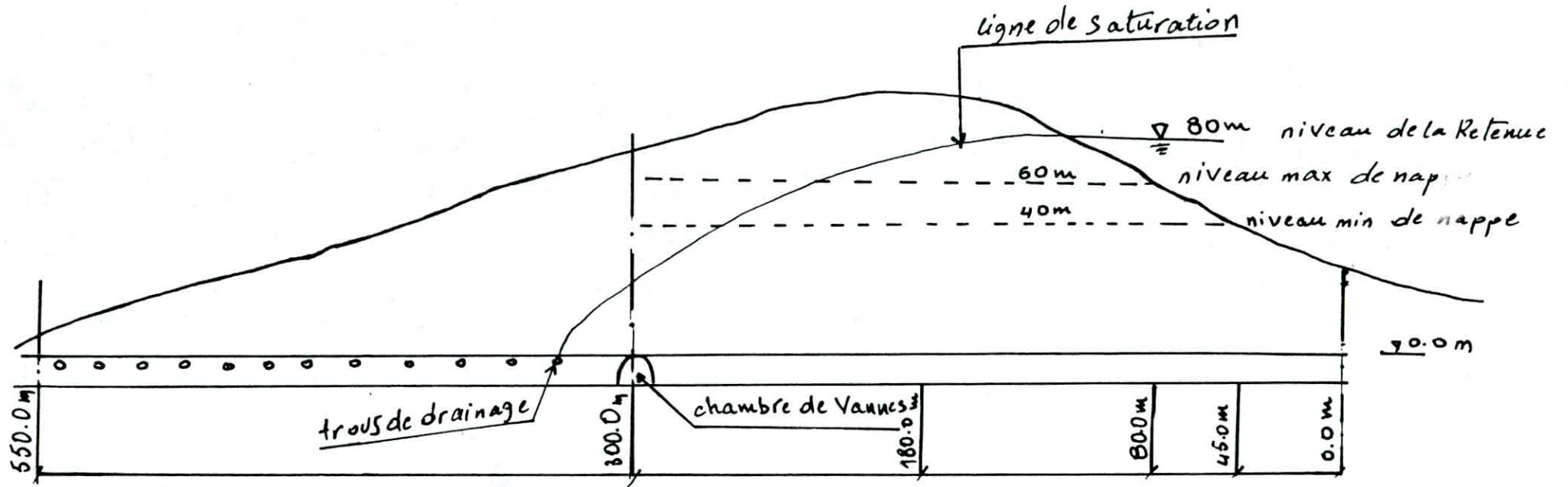


fig 4

$$0 \leq x \leq 45 \text{ m}$$

a) fonctionnement en DP avec 40m de nappe

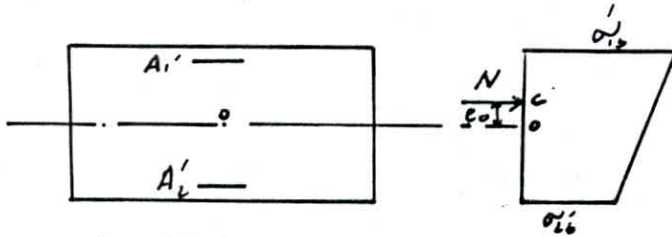
donc la pression due à cette nappe est de 40 t/m^2 , cette pression donne un effort normal $N = P \cdot r_2 \cdot 1 \text{ m} = 110 \text{ t}$

$$\psi = 0 \quad \begin{cases} M = 7.07 \text{ t.m} \\ N = 127.68 \text{ t} \quad (\text{compression}) \end{cases}$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = 5.5 \text{ cm}$$

$$e_1 = \frac{h \cdot t}{6} = 7.5 \text{ cm}$$

$e_0 < e_1$ section entièrement comprimée



Calcul de la contrainte admissible

$$\bar{\sigma}'_b = \bar{\sigma}'_{b0} \left(1 + \frac{e_0}{3e_1} \right) = 87.82 \text{ kg/cm}^2$$

Verifiant si le béton résiste à lui seul pour reprendre les efforts de compression, pour cela considérons la section de béton b.t.c.

$$\sigma'_{b1,2} = \frac{N}{B'} \pm \frac{M \cdot y}{I} = \begin{cases} \sigma'_{b1} = 49.32 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma'_{b2} = 7.42 \text{ kg/cm}^2 \end{cases}$$

le béton suffit à lui seul pour reprendre les efforts de compression.

On mettra une section d'armature qui vérifiera la condition de non fragilité donnée par la relation suivante :

$$A \gg 0.69 \frac{\bar{\sigma}'_b}{\sigma_{em}} b h$$

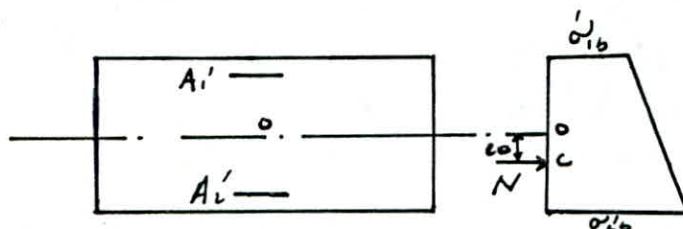
$$AN: A \gg 4.14 \text{ cm}^2$$

$$\psi = \pi/2 \quad \begin{cases} M = -7.31 \text{ t.m} \\ N = 138.64 \text{ t} \quad (\text{compression}) \end{cases}$$

$$e_0 = 5.27 \text{ cm}$$

$$e_1 = 7.5 \text{ cm}$$

$e_0 < e_1$ section entièrement comprimée.



$$\bar{\sigma}'_b = \bar{\sigma}'_0 \left(1 + \frac{e_0}{3e_1}\right) = 87.01 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_{b12} = \frac{N}{B'} \pm \frac{M\theta}{I} = \begin{cases} \sigma'_{b1} = 9.15 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma'_{b2} = 52.47 \text{ kg/cm}^2 \end{cases}$$

on adoptera un ferrailage qui vérifiera la condition de non fragilité donc $A \geq 4.14 \text{ cm}^2$

$$\psi = \pi \begin{cases} M = 6.27 \text{ t.m} \\ N = 138.88 \text{ t (compression)} \end{cases}$$

$$A \geq 4.14 \text{ cm}^2$$

b) fonctionnement en cisailage de fond avec $P_{int} = P_{ext}$

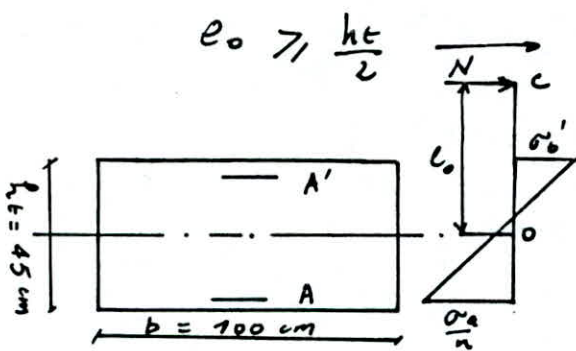
$$\psi = 0 \begin{cases} M = 5.27 \\ N = 3.22 \text{ (compression)} \end{cases}$$

$$e_0 = 163.66 \text{ cm}$$

$$e_1 = 7.5 \text{ cm}$$

$$e_0 > e_1 \Rightarrow \text{S.P.C}$$

$$e_0 \geq \frac{h\epsilon}{2} \quad \bar{\sigma}'_b = 2\bar{\sigma}'_0 = 141 \text{ kg/cm}^2$$



$$e_A = e_0 + h\epsilon/2 - d = 181.16 \text{ cm}$$

$$M_{brb} = K b h^2 = \frac{1}{2} \bar{\sigma}'_b \alpha \gamma b h^2$$

$$\alpha = \frac{n \bar{\sigma}'_b}{n \bar{\sigma}'_b + \bar{\sigma}'_a} ; \quad \gamma = 1 - \alpha/3$$

$$AN: M_{brb} = 41.70 \text{ t.m}$$

$$M_l = N e_A = 5.83 \text{ t.m}$$

$$A' = 0$$

$$A = \frac{M_l}{\bar{\sigma}'_a \gamma h} - \frac{N}{\bar{\sigma}'_a} = 4.90 \text{ cm}^2 \rightarrow 3 \phi 16 = 6.03 \text{ cm}^2$$

Vérification à la fissuration

$$\omega_f = \frac{A}{B_f} = \frac{6.03}{2 \times 5 \times 100} = 0.6\%$$

$$K = 0.5 \cdot 10^6$$

$$\eta = 1.6$$

$$\sigma_1 = 283 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 1347 \text{ kg/cm}^2$$

$\max(\sigma_1, \sigma_2) < \bar{\sigma}_a$ La fissuration n'est pas vérifiée, d'où nous adopterons pour le calcul une contrainte admissible

$$\bar{\sigma}_a = 1347 \text{ kg/cm}^2$$

$$A' = 0$$

$$A = 11.13 \text{ cm}^2 \longrightarrow 6 \phi 16 = 12.06 \text{ cm}^2$$

$$\psi = \pi/2 \left\{ \begin{array}{l} M = -4.96 \text{ t.m} \\ N = 15.91 \text{ t (Compression)} \end{array} \right.$$

$$\text{Avec } \bar{\sigma}_a = 1347 \text{ kg/cm}^2$$

$$A' = 0$$

$$A = 6.15 \text{ cm}^2 \longrightarrow 4 \phi 16 = 8.04 \text{ cm}^2$$

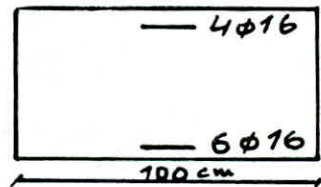
$$\psi = \pi \left\{ \begin{array}{l} M = 5.6 \text{ t.m} \\ N = 14.45 \text{ t (Compression)} \end{array} \right.$$

$$\text{Avec } \bar{\sigma}_a = 1347 \text{ kg/cm}^2$$

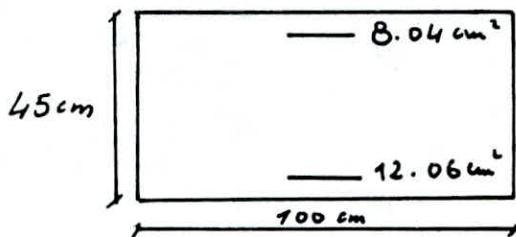
$$A' = 0$$

$$A = 8.13 \text{ cm}^2 \longrightarrow 5 \phi 16 = 10.05 \text{ cm}^2$$

Donc d'après les cas a et b nous adopterons le ferrailage suivant pour le tronsoin (0 ÷ 45) m



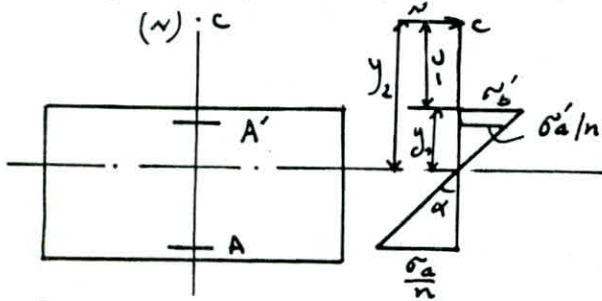
Vérification des Contraintes :



La vérification des contraintes se fait pour une S.P.C et pour $\psi = 0$; $\psi = \pi/2$

$$\underline{\psi = 0} \quad \begin{cases} M = 5.27 \text{ t.m} \\ N = 3.22 \text{ t (compression)} \end{cases}$$

$$e_0 = 163.66 \text{ cm}$$



Posons $K = t_3 \alpha$

Nous avons $\sigma'_s = K y_1$

$$\sigma'_a = n K (y_1 - d')$$

$$\sigma_a = n K (h_t - d - y_1)$$

Appelons : - y_2 la distance de l'axe neutre au point c

- y_1 la distance de l'axe neutre à l'arête la plus comprimée

Avec les conventions de signe envisagées on obtient

$$\boxed{y_1 = y_2 + c}$$

y_2 est déterminé de l'équation $\boxed{y_2^3 + P y_2 + Q = 0}$

$$\text{Avec } P = -3c^2 - \frac{6nA'}{b}(c-d') + \frac{6nA}{b}(h_t - d - c)$$

$$Q = -2c^3 - \frac{6nA'}{b}(c-d')^2 - \frac{6nA}{b}(h_t - d - c)^2$$

connaissant y_2 on obtient y_1 ,

K étant déterminé à l'aide des formules suivantes :

$$\frac{N y_2}{K} = I ; I = \frac{b y_2^3}{3} + n A' (y_1 - d')^2 + n A (h_t - d - y_1)^2$$

AN: $e_0 = 163.66 \text{ cm}$

$$c = -141.16 \text{ cm}$$

$$\begin{cases} P = -56754.5 \\ Q = 5114751.7 \end{cases} \longrightarrow y_2 = 152.01 \longrightarrow y_1 = 10.85 \text{ cm}$$

$$I = 200418.34 \text{ cm}^4$$

$$K = 2.44$$

$$\sigma'_b = 2.44 \times 10.85 = 26.47 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_a = 15 \times 2.44 (10.85 - 5) = 214.11 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_a = 15 \times 2.44 (45 - 5 - 10.85) = 1067 \text{ kg/cm}^2$$

des contraintes sont vérifiées

$$\psi = \pi/2 \quad \left\{ \begin{array}{l} M = -4.96 \text{ t.m} \\ N = 15.91 \text{ t} \end{array} \right.$$

$$e_o = 31.17 \text{ cm}$$

$$c = -8.67 \text{ cm}$$

$$P = 275.04$$

$$q = -18632.74 \quad \left. \vphantom{q} \right\} \begin{array}{l} y_2 = 23.075 \text{ cm} \longrightarrow y_1 = 14.41 \text{ cm} \end{array}$$

$$I = 194795.07 \text{ cm}^4$$

$$K = 1.88$$

$$\sigma'_b = 1.88 \times 14.41 = 27.10 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_a = 15 \times 1.88 (14.41 - 5) = 265.36 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_a = 15 \times 1.88 (45 - 5 - 14.41) = 721.64 \text{ kg/cm}^2$$

des contraintes sont vérifiées.

$$\underline{\underline{45 \leq x \leq 80 \text{ m}}}$$

On utilise pour cette zone le même ferrailage que celui du tronçon (0 ÷ 45) m

$$\underline{\underline{80 \leq x \leq 180 \text{ m}}}$$

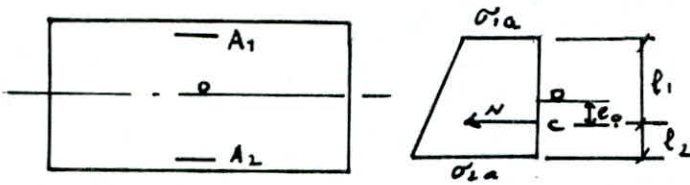
on traite le cas le plus défavorable c-a-d (b) fonctionnement en violange de fond Avec pression interne dans la galerie de 20 t/m^2
L'effort Normal dû à cette pression interne égal $N_o = P_{int} \cdot 1 \text{ m}$

$$N_o = 46 \text{ t}$$

$$\psi = 0 \quad \left\{ \begin{array}{l} M = 5.27 \text{ t.m} \\ N = 42.78 \text{ t} \end{array} \right. \quad (\text{traction})$$

$$e_o = \frac{M}{N} = 12.31 \text{ cm}$$

on est dans le cas d'une section entièrement tendue



$$l_1 = 29.81 \text{ cm}$$

$$l_2 = 5.19 \text{ cm}$$

$$A_1 = \frac{N l_2}{\gamma_a \bar{\sigma}_a} ; A_2 = \frac{N l_1}{\gamma_a \bar{\sigma}_a}$$

$$\underline{AN}: A_1 = 2.26 \text{ cm}^2 = 2 \phi 16 = 4.02 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = 13 \text{ cm}^2 = 7 \phi 16 = 14.07 \text{ cm}^2$$

Vérification à la fissuration

$$w_f = \frac{A_1 + A_2}{B_f} = 0.4 \%$$

$$\sigma_1 = 192.3 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 1347 \text{ Kg/cm}^2$$

$\max(\sigma_1, \sigma_2) < \bar{\sigma}_a$ La fissuration n'est pas vérifiée nous adopterons comme contrainte admissible $\bar{\sigma}_a = 1347 \text{ Kg/cm}^2$

d'où le nouveau ferrailage:

$$A_1 = 4.69 \text{ cm}^2 \longrightarrow 3 \phi 16 = 6.03 \text{ cm}^2.$$

$$A_2 = 27 \text{ cm}^2 \longrightarrow 14 \phi 16 = 28.74 \text{ cm}^2.$$

$$\psi = \pi/2 \left\{ \begin{array}{l} M = -4.96 \text{ t.m} \\ N = 30.09 \text{ t (traction)} \end{array} \right.$$

$$e_0 = 16.48 \text{ cm} \longrightarrow \text{S.E.T}$$

$$l_1 = 1.02 \text{ cm}$$

$$l_2 = 33.98 \text{ cm}$$

$$\bar{\sigma}_a = 1347 \text{ Kg/cm}^2$$

$$A_1 = 21.68 \text{ cm}^2 \longrightarrow 11 \phi 16 = 22.11 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = 0.65 \text{ cm}^2 \longrightarrow 1 \phi 16 = 2.01 \text{ cm}^2$$

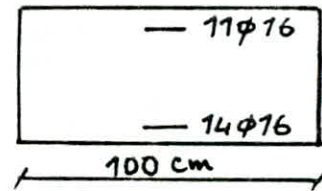
$$\psi = \pi \left\{ \begin{array}{l} M = 5.6 \text{ t.m} \\ N = 31.55 \text{ t} \end{array} \right.$$

$$\bar{\sigma}_a = 1347 \text{ Kg/cm}^2$$

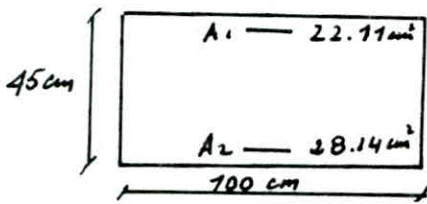
$$A_1 \leq 0$$

$$A_2 = 72 \phi 16 = 24.72 \text{ cm}^2.$$

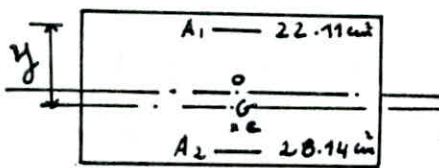
Le ferrailage adopté pour ce tronçon est le suivant :



Vérification des contraintes :



$$\underline{\underline{\psi = 0}} \quad \left\{ \begin{array}{l} M = 5.27 \text{ t.m} \\ N = 42.78 \text{ t} \end{array} \right. \text{ (traction)}$$



$$e_0 = oc = \frac{M}{N} = 12.31 \text{ cm}$$

Déterminons la position du centre de gravité des Armatures en prenant les moments par rapports aux armatures Supérieures.

$$y = \frac{28.14 \times 35}{28.14 + 22.11} = 19.6 \text{ cm}$$

$$OG = 2.1 \text{ cm}$$

$$GC = oc - OG = 10.21 \text{ cm}$$

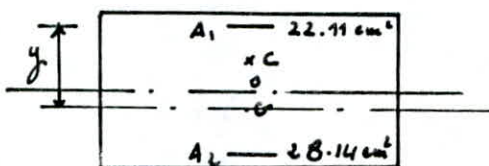
$$M_G = 42.78 \times 10.21 = 4.36 \text{ t.m}$$

$$\sigma_{1a} = \frac{N}{A_1 + A_2} - \frac{M_G}{A_1 y} = 287.92 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_{2a} = \frac{N}{A_1 + A_2} + \frac{M_G}{A_2 y} = 1294.03 \text{ Kg/cm}^2$$

les contraintes sont vérifiées

$$\underline{\underline{\psi = \pi/2}} \quad \left\{ \begin{array}{l} M = -4.96 \text{ t.m} \\ N = 30.09 \text{ t} \end{array} \right. \text{ (traction)}$$



$$OG = 2.1 \text{ cm}$$

$$oc = 16.48 \text{ cm}$$

$$M_G = 5.59 \text{ t.m}$$

d'où $\sigma_{1a} = 1321.16 \text{ Kg/cm}^2$

$$\sigma_{2a} = 31.24 \text{ Kg/cm}^2$$

les contraintes sont vérifiées

$$\underline{180 \leq x \leq 300 \text{ m}}$$

Le cas le plus défavorable c'est le fonctionnement de la galerie comme un ouvrage de fond avec pression interne dans la galerie de 40 t/m^2 .

L'effort Normal dû à cette pression interne égal $N_0 = P \cdot x \cdot 1 \text{ m}$

$$N_0 = 92 \text{ t}$$

$$\underline{\psi = 0} \quad \left\{ \begin{array}{l} M = 5.27 \text{ t.m} \\ N = 88.78 \text{ t} \end{array} \right. \quad (\text{traction})$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = 5.94 \text{ cm.} \quad \text{S.E.T}$$

$$\text{AVCC} \quad \bar{\sigma}_a = 1347 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_1 = 11 \phi 16 = 22.11 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = 22 \phi 16 = 44.22 \text{ cm}^2$$

$$\underline{\psi = \pi/2} \quad \left\{ \begin{array}{l} M = -4.96 \text{ t.m} \\ N = 76.09 \text{ t} \end{array} \right. \quad (\text{traction})$$

$$e_0 = 6.51 \text{ cm} \quad \text{S.E.T}$$

$$\bar{\sigma}_a = 1347 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_1 = 20 \phi 16 = 40.20 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = 9 \phi 16 = 18.09 \text{ cm}^2$$

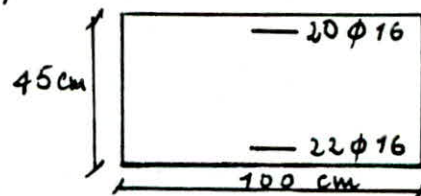
$$\underline{\psi = \pi} \quad \left\{ \begin{array}{l} M = 5.6 \text{ t.m} \\ N = 77.55 \text{ t} \end{array} \right.$$

$$e_0 = 7.22 \text{ cm} \quad \text{S.E.T}$$

$$A_1 = 9 \phi 16 = 18.09 \text{ cm}^2$$

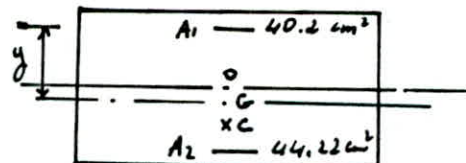
$$A_2 = 21 \phi 16 = 42.21 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage adopté pour ce tronçon est le suivant :



Verification des Contraintes :

$$\psi = 0 \quad \left\{ \begin{array}{l} M = 5.27 \text{ t.m} \\ N = 88.78 \text{ t} \end{array} \right.$$



$$OC = 5.94 \text{ cm}$$

$$OG = 0.83 \text{ cm}$$

$$G.C = 5.11 \text{ cm}$$

$$M_G = 4.53 \text{ t.m}$$

$$\sigma_{1a} = 731.8 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{2a} = 1342.4 \text{ kg/cm}^2$$

$$\psi = \pi/2 \quad \left\{ \begin{array}{l} M = -4.96 \text{ t.m} \\ N = 76.09 \text{ t} \end{array} \right.$$

les contraintes sont vérifiées.

$$OC = 6.51 \text{ cm}$$

$$OG = 0.83 \text{ cm}$$

$$G.C = 7.34 \text{ cm}$$

$$M_G = 5.58 \text{ t.m}$$

$$\sigma_{1a} = 1298 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{2a} = 540.80 \text{ kg/cm}^2$$

les contraintes sont vérifiées.

Zone des schistes quartziques chloritiques

cette zone se trouve à l'aval de la chambre des vannes la pression interne dans la galerie est nulle, il faut souligner aussi l'existence dans cette zone des trous de drainage ce qui nous amène à considérer la pression extérieure nulle.

$$\psi = 0 \quad \left\{ \begin{array}{l} M = 6.76 \text{ t.m} \\ N = 5.37 \text{ t (compression)} \end{array} \right. \quad \text{S.P.C}$$

$$\bar{\sigma}_a = 1347 \text{ kg/cm}^2$$

$$A' = 0$$

$$A = 7 \phi 16 = 14.07 \text{ cm}^2$$

$$\psi = \pi/2 \quad \left\{ \begin{array}{l} M = -6.74 \text{ t.m} \\ N = 17.95 \text{ t (compression)} \end{array} \right. \quad \text{S.P.C}$$

$$\bar{\sigma}_a = 1347 \text{ kg/cm}^2$$

$$A' = 0$$

$$A = 5 \phi 16 = 10.05 \text{ cm}^2$$

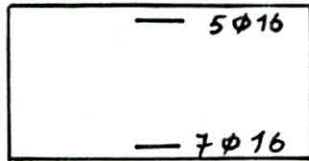
$$\psi = \pi \left\{ \begin{array}{l} M = 5.77 \text{ t.m} \\ N = 18.02 \text{ t} \end{array} \right. \quad \text{S. P. C} \quad (\text{Compression})$$

$$\bar{\sigma}_a = 1347 \text{ Kg/cm}^2$$

$$A' = 0$$

$$A = 4 \phi 16 = 8.04 \text{ cm}^2$$

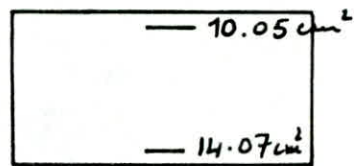
on adopte pour cette zone le ferrailage suivant :



Vérification des Contraintes

On vérifiera les contraintes pour $\psi = 0$; $\psi = \pi/2$ de la section partiellement comprimée

$$\psi = 0 \left\{ \begin{array}{l} M = 6.76 \text{ t.m} \\ N = 5.37 \text{ t} \end{array} \right. \quad (\text{Compression})$$



$$e_0 = 125 \text{ cm}$$

$$c = -102.6 \text{ cm}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} P = -28741.9 \\ q = 1792116.9 \end{array} \right. \longrightarrow y_2 = 114.282 \text{ cm} \longrightarrow y_1 = 11.78 \text{ cm}$$

$$I = 229433.46 \text{ cm}^4$$

$$K = 2.67$$

$$\sigma'_0 = 2.67 \times 11.78 = 31.45 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma'_a = 2.67 \times 15 (11.78 - 5) = 271.5 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_a = 15 \times 2.67 (45 - 5 - 11.78) = 1130 \text{ Kg/cm}^2$$

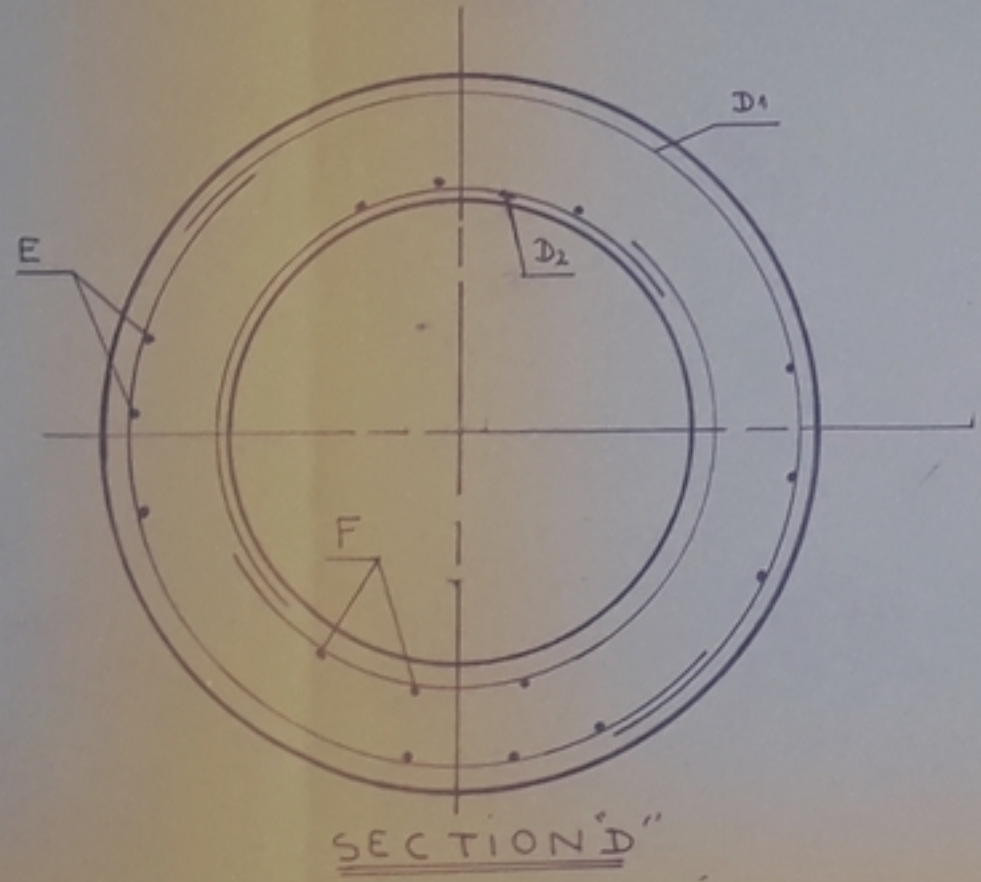
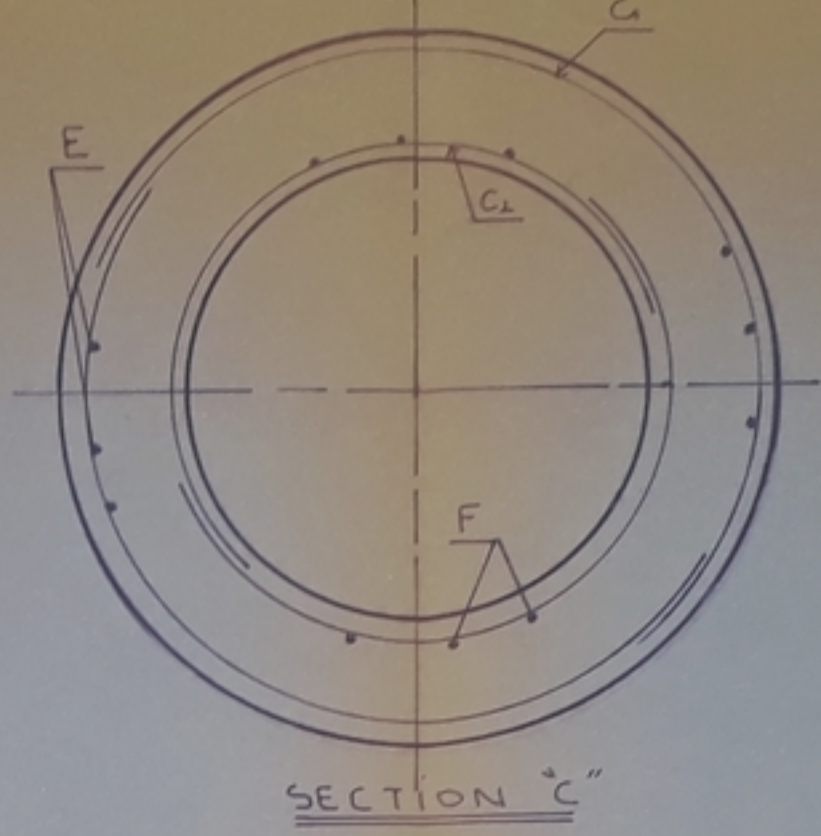
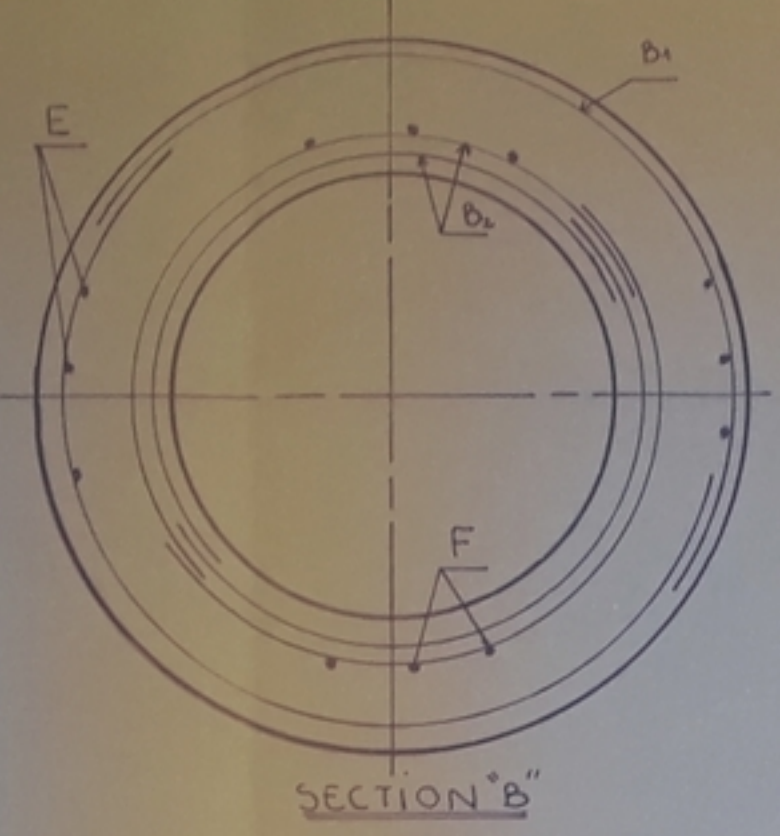
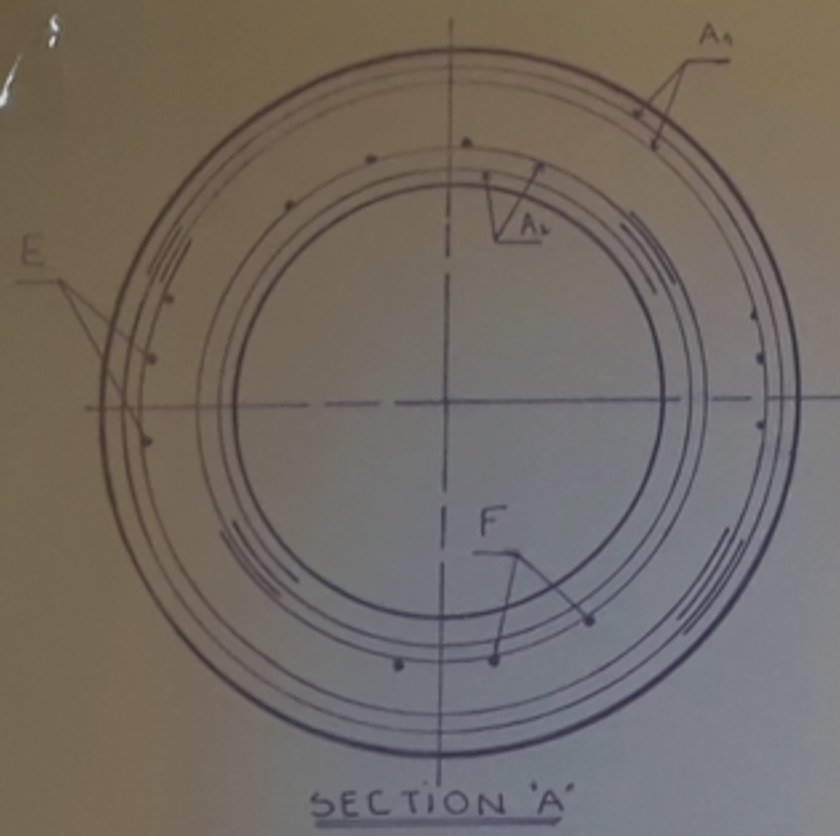
des contraintes sont vérifiées

$$\psi = \pi/2 \left\{ \begin{array}{l} M = -6.74 \text{ t.m} \\ N = 17.95 \text{ t} \end{array} \right. \quad (\text{Compression})$$

$$e_0 = 37.2 \text{ cm}$$

$$c = -14.7 \text{ cm}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} P = 95.95 \\ q = -25624.8 \end{array} \right. \longrightarrow y_2 = 28.4 \text{ cm} \longrightarrow y_1 = 13.7 \text{ cm}$$



	STATIONS	SECTIONS	Nomenclature	Diamètre (mm) Espacement (m)	
AMONT	(0 ÷ 80) m	C	C ₁	φ 16 esp 0,20	
			C ₂	φ 16 esp 0,15	
	(80 ÷ 180) m	B	B ₁	φ 16 esp 0,10	
			B ₂	2 nappes de φ 16 esp 0,12	
	(180 ÷ 300) m	A	A ₁	2 nappes de φ 16 esp 0,10	
			A ₂	2 nappes de φ 16 esp 0,10	
AVAL	(300 ÷ 550) m	D	D ₁	φ 16 esp 0,15	
			D ₂	φ 16 esp 0,12	
			A, B, C, D	E	φ 16 esp 0,30
			A, B, C, D	F	φ 16 esp 0,30

PB. 017 86
avant p. 78

$$I = 205958.4 \text{ cm}^4$$

$$K = 2.48$$

$$\sigma_b = 2.48 \times 13.7 = 33.98 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_a' = 2.48 (13.7 - 5) \times 15 = 324 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_a = 2.48 (45 - 5 - 13.7) \times 15 = 978.36 \text{ kg/cm}^2$$

les contraintes sont vérifiées.

Recouvrements DES Armatures Annulaires

pour établir la continuité entre les armatures, on opère par recouvrements en faisant chevaucher les barres sur une longueur suffisante pour assurer la transmission des efforts par adhérence

la longueur de chevauchement est la longueur de scellement l_d donnée par :

$$l_d = \frac{\phi \bar{\sigma}_a}{4 \bar{\sigma}_d}$$

$$\text{Avec } \bar{\sigma}_d = 1.25 \psi_d \bar{\sigma}_b$$

ψ_d étant le coefficient de scellement qui vaut 1.5 pour les barres à haute adhérence.

$$\bar{\sigma}_d = 17.72 \text{ kg/cm}^2$$

$$l_d = 30 \text{ cm}$$

Armatures de répartition

On adopte pour le tunnel et suivant tout son contour la répartition suivante :

- une nappe supérieure de 57 $\phi 16$ également espacés
- une nappe inférieure de 50 $\phi 16$ également espacés.

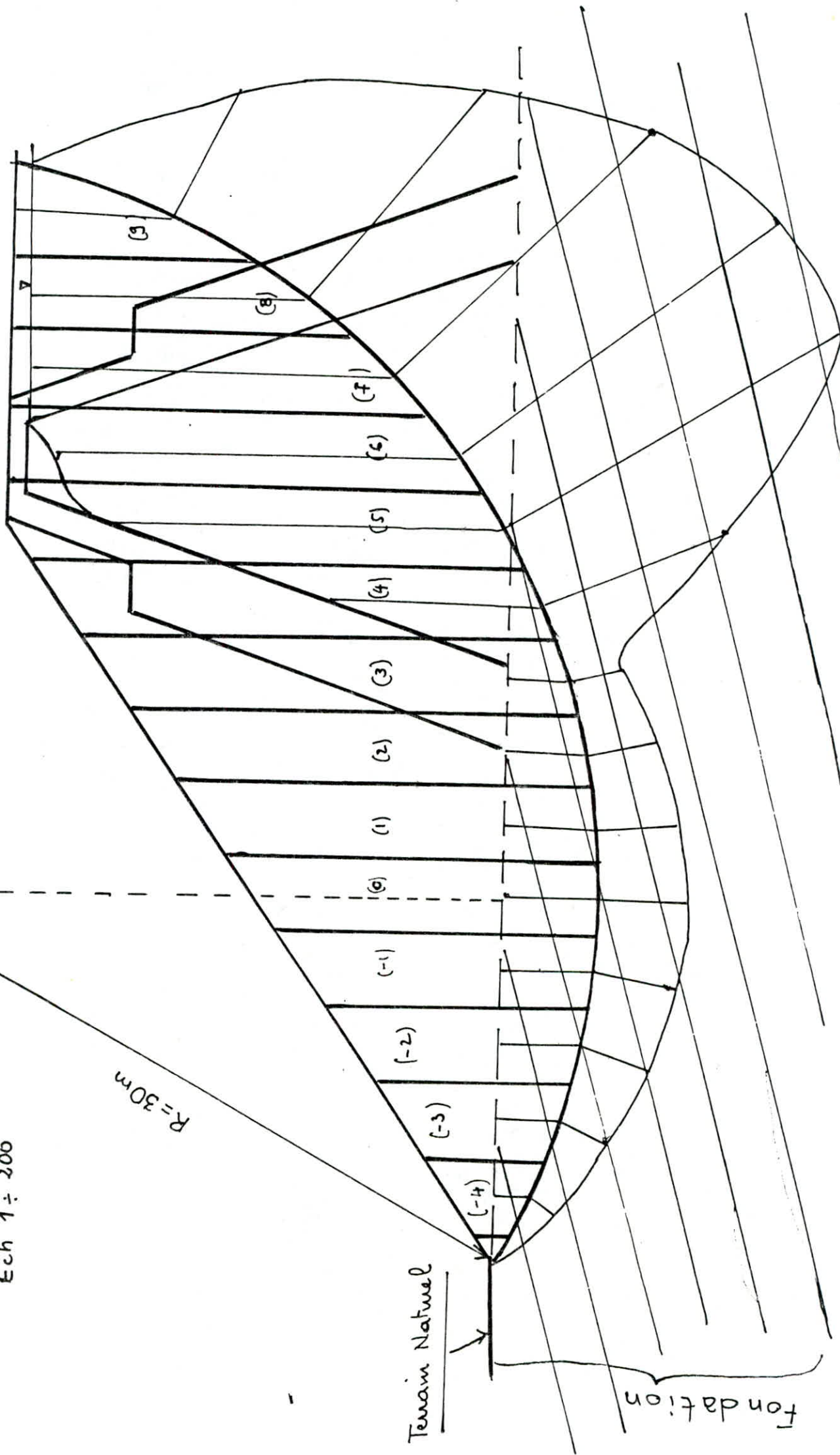
BIBLIOGRAPHIE

- * TECHNIQUE DES BARRAGES EN AMENAGEMENT RURAL
R. ROLLEY (Ministère de l'Agriculture Français)
1977
- * STABILITE' des TALUS L.P.C (Ministère de l'équipement)
Numéro Spécial III Dec 1976
- * A.P.D (Bureau d'étude Dr. Ing LOMBARDI - Locarno 1980)
- * COBA (Bureau d'étude consultant LISBON 1984)
- * Fondations et ouvrages en Terre G. PHILIPPONNET
Ed Eyrolles 1979
- * BARRAGES EN TERRE CH. MALLET et J PACQUANT
- * ZAPORY ZIEMNE
Ed ARKADY, WARSAW 1973
- * Cours Pratiques de MBS TOME 1 et TOME 2
J Costel et G Sanglier Ed Dunod 1983
- * M Panet Mécanique DES ROCHES
- * AFTES (Association Française des travaux En souterrain)
- * BUDOWNICTWO BÉTONOWE
TOME XVII BUDOWLE KIOBNE ŚRÓDLADOWE
Ed 1969
- * В. К ШЕХУРДНН
Ed HECPA 1985

ANNEXE

Ech 1 ÷ 200

R=30m



Fin de construction (R=30m)
(Bishop)

N°	9	8	7	6	5	4	3	2	1	0	-1	-2	-3	-4
Sin α	0.9	0.8	0.7	0.6	0.5	0.4	0.3	0.2	0.1	0.0	-0.1	-0.2	-0.3	-0.4
cos α	0.44	0.60	0.72	0.80	0.87	0.91	0.95	0.98	0.99	1.0	0.99	0.98	0.95	0.91
Tg φ	1.10	0.64	0.34	0.34	0.55	1.07	0.72	0.62	0.52	0.46	0.42	0.36	0.36	0.42
G (t/ml)	44.68	78.84	97.48	111.32	120.40	122.45	123.12	115.74	106.2	91.87	77.29	61.86	42.96	21.18
$A = \frac{c \cdot b_i}{\cos \alpha}$	0.0	3.70	12.93	11.62	7.52	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
$B = \frac{G \cdot \text{Tg } \varphi}{\cos \alpha}$	111.70	84.09	46.03	47.31	76.11	143.97	93.31	73.22	55.78	42.26	32.79	22.72	16.28	9.77
A + B	111.70	87.79	58.96	58.93	83.63	143.97	93.31	73.22	55.78	42.26	32.79	22.72	16.28	9.77
G sin α	40.21	63.07	68.24	66.79	60.20	48.98	36.94	23.15	10.62	0.0	-7.73	-12.37	-12.88	-8.47
$D = 1 + \frac{\text{Tg } \varphi \cdot \text{Tg } \alpha}{F = 1.72}$	2.30	1.49	1.19	1.14	1.18	1.27	1.13	1.07	1.03	1.0	0.97	0.95	0.93	0.89
$\frac{A+B}{D}$	48.56	58.91	49.57	51.69	70.87	113.36	82.57	68.43	54.15	42.26	33.80	23.91	17.50	10.97
$D = 1 + \frac{\text{Tg } \varphi \cdot \text{Tg } \alpha}{F = 1.93}$	2.17	1.44	1.17	1.13	1.16	1.24	1.12	1.07	1.03	1.0	0.97	0.96	0.94	0.90
$\frac{A+B}{D}$	51.47	60.96	50.39	52.15	72.09	116.10	83.31	68.43	54.15	46.26	33.80	23.66	17.30	10.85
$D = 1 + \frac{\text{Tg } \varphi \cdot \text{Tg } \alpha}{F = 1.96}$	2.14	1.43	1.17	1.13	1.16	1.24	1.11	1.06	1.03	1.0	0.97	0.96	0.94	0.90
$\frac{A+B}{D}$	52.19	61.39	50.39	52.15	72.09	116.10	84.06	69.07	54.15	46.26	33.80	23.66	17.30	10.85

1^{re} Iteration

$$K'_s = \frac{726,52}{376,75} = 1,92$$

2^e Iteration

$$K'_s = \frac{740,92}{376,75} = 1,96$$

3^e Iteration

$$K'_s = \frac{743,46}{376,75} = 1,97$$

Σ 376.75

Σ 726.52

Σ 740.92

Σ 743.46

Retenue à L'aval (R = 30m)
(Fellenius + seisme)

N°	G ₁ (t/m)	sin α	cos α	b/cos α	tg γ'	c' (t/m²)	G cos α tg γ'	U (t/m)	$\frac{U b \tan \gamma'}{\cos \alpha}$	$\frac{c' b}{\cos \alpha}$	G sin α
9	44.68	0.90	0.44	6.82	1.10	0.0	21.62	6.40	48.01	0.0	40.21
8	78.84	0.80	0.60	5.0	0.75	0.0	35.48	11.40	42.75	0.0	63.07
7	97.48	0.70	0.72	4.17	0.80	0.0	56.15	14.80	49.37	0.0	63.23
6	111.32	0.60	0.80	3.75	0.80	0.0	71.24	16.20	48.60	0.0	66.79
5	120.40	0.50	0.87	3.45	0.88	0.0	92.18	16.0	48.57	0.0	60.20
4	123.96	0.40	0.91	3.30	1.07	0.0	120.70	8.0	28.25	0.0	49.58
3	124.87	0.30	0.95	3.16	0.72	0.0	85.41	2.40	5.46	0.0	37.46
2	116.73	0.20	0.98	3.06	0.62	0.0	70.92	3.20	6.07	0.0	23.34
1	107.34	0.10	0.99	3.03	0.52	0.0	55.26	3.60	5.67	0.0	10.73
0	93.07	0.0	1.0	3.0	0.46	0.0	42.81	3.80	5.24	0.0	0.0
-1	78.43	-0.1	0.99	3.03	0.42	0.0	32.61	3.60	4.58	0.0	-7.84
-2	62.85	-0.2	0.98	3.06	0.36	0.0	22.17	3.20	3.52	0.0	-12.57
-3	43.71	-0.3	0.95	3.16	0.36	0.0	14.95	2.40	2.73	0.0	-13.11
-4	21.57	-0.4	0.91	3.30	0.42	0.0	8.24	1.40	1.94	0.0	-8.63

$$K_s = \frac{729,74 - 300,76}{372,36} = 1,15$$

$$K_{s+seisme} = \frac{729,74 - 300,76}{1,1 \times 372,36} = 1,04$$

729.74

300.76

372.36

Retenue à L'aval ($R = 30\text{ m}$)
(Bishop + seismic)

N°	9	8	7	6	5	4	3	2	1	0	-1	-2	-3	-4
$\sin \alpha$	0.9	0.8	0.7	0.6	0.5	0.4	0.3	0.2	0.1	0.0	-0.1	-0.2	-0.3	-0.4
$\cos \alpha$	0.44	0.60	0.72	0.80	0.87	0.91	0.95	0.98	0.99	1.0	0.99	0.98	0.95	0.91
$\tan \varphi'$	1.10	0.75	0.80	0.80	0.88	1.07	0.72	0.62	0.52	0.46	0.42	0.36	0.36	0.42
G (t/ml)	44.68	78.84	97.48	111.32	120.40	123.96	124.87	116.73	107.34	93.07	78.43	62.85	43.71	21.57
U (t/m²)	6.40	11.40	14.80	16.20	16.0	8.00	2.40	3.20	3.60	3.80	3.80	3.20	2.40	1.40
$G \tan \varphi' / \cos \alpha$	111.70	98.55	108.31	111.32	121.78	145.75	94.64	73.85	56.38	42.81	33.27	23.08	16.56	9.95
$U_b \tan \varphi' / \cos \alpha$	48.01	42.75	49.37	48.60	48.57	28.25	5.46	6.07	5.67	5.24	4.58	3.52	2.73	1.94
$B = \frac{G \tan \varphi' (G - U_b)}{\cos \alpha}$	63.69	55.80	58.94	62.72	73.21	117.50	89.18	67.78	50.71	37.57	28.69	19.56	13.83	8.01
$A = c b / \cos \alpha$	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
A + B	63.69	55.80	58.94	62.72	73.21	117.50	89.18	67.78	50.71	37.57	28.69	19.56	13.83	8.01
$1.7 G \sin \alpha$	44.23	69.37	69.55	73.47	66.22	54.54	41.20	25.67	11.80	0.0	-8.63	13.83	-14.42	-9.49
$D = 1 + \frac{\tan \alpha \tan \varphi'}{F = 1.04}$	3.16	1.96	1.75	1.57	1.48	1.45	1.22	1.12	1.05	1.0	0.96	0.93	0.89	0.82
A + B / D	20.15	28.47	33.68	39.95	49.46	81.03	73.10	60.51	48.29	37.57	29.88	21.03	15.54	9.76
$D = 1 + \frac{\tan \alpha \tan \varphi'}{F = 1.34}$	2.68	1.74	1.58	1.41	1.38	1.35	1.17	1.09	1.04	1.0	0.97	0.94	0.91	0.86
A + B / D	23.76	32.07	37.30	43.55	53.05	87.03	76.22	62.18	48.76	37.57	29.57	20.80	15.19	9.31
$D = 1 + \frac{\tan \alpha \tan \varphi'}{F = 1.40}$	2.60	1.71	1.55	1.43	1.36	1.33	1.16	1.09	1.04	1.0	0.97	0.95	0.92	0.87
A + B / D	24.49	32.63	38.02	43.86	53.83	88.34	76.87	62.18	48.76	37.57	29.57	20.58	15.03	9.20

1^{re} Itération

$$K'_{s+seis} = \frac{548.42}{409.6} = 1.34$$

2^e Itération

$$K'_{s+seis} = \frac{576.36}{409.6} = 1.40$$

3^e Itération

$$K'_{s+seis} = \frac{580.93}{409.6} = 1.42$$

$$\sum 409.6$$

$$\sum 548.42$$

$$\sum 576.36$$

$$\sum 580.93$$

Fin de construction (R = 30 m)
(Fellenius + seisme)

N°	G (t/m)	Sin α	cos α	b/cos α	tg φ	C _u (t/m²)	G cos α tg φ	C _u b/cos α	G sin α
9	44.68	0.9	0.44	6.82	1.10	0.0	21.62	0.0	40.21
8	78.84	0.8	0.60	5.0	0.64	0.74	30.27	3.70	65.07
7	97.48	0.7	0.72	4.17	0.34	3.10	23.86	12.93	68.24
6	111.32	0.6	0.80	3.75	0.34	3.10	30.28	11.62	66.79
5	120.40	0.5	0.87	3.45	0.55	2.18	57.61	7.52	60.20
4	122.45	0.4	0.91	3.30	1.07	0.0	119.83	0.0	48.98
3	123.12	0.3	0.95	3.16	0.72	0.0	84.21	0.0	36.94
2	115.74	0.2	0.98	3.06	0.62	0.0	70.32	0.0	23.15
1	106.20	0.1	0.99	3.03	0.52	0.0	54.62	0.0	10.62
0	91.87	0.0	1.0	3.0	0.46	0.0	42.26	0.0	0.0
-1	77.29	-0.1	0.99	3.03	0.42	0.0	32.13	0.0	-7.73
-2	61.86	-0.2	0.98	3.06	0.36	0.0	21.82	0.0	-12.37
-3	42.96	-0.3	0.95	3.16	0.36	0.0	14.69	0.0	-12.88
-4	21.18	-0.4	0.91	3.30	0.42	0.0	8.09	0.0	-8.47

$$K_S = \frac{611,01 + 35,77}{376,75} = 1,72$$

$$K_{S+seisme} = \frac{611,01 + 35,77}{1,1 \times 376,75} = 1,57$$

611.01

35.77

376.75

Fin de construction. (R=30m)
(Bishop + seisme)

N°	9	8	7	6	5	4	3	2	1	0	-1	-2	-3	-4
$\sin \alpha$	0.9	0.8	0.7	0.6	0.5	0.4	0.3	0.2	0.1	0.0	-0.1	-0.2	-0.3	-0.4
$\cos \alpha$	0.44	0.60	0.72	0.80	0.87	0.91	0.95	0.98	0.99	1.0	0.99	0.98	0.95	0.91
$\tan \varphi$	1.10	0.64	0.34	0.34	0.55	1.07	0.72	0.62	0.52	0.46	0.42	0.36	0.36	0.42
G (t/ml)	44.68	78.84	97.48	111.32	120.40	122.45	123.12	115.74	106.20	91.87	77.29	61.86	42.96	21.18
$A = \frac{c \cdot b_i}{\cos \alpha}$	0.0	3.70	12.93	11.62	7.52	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
$B = \frac{G \tan \varphi}{\cos \alpha}$	111.70	84.09	46.03	47.31	76.11	143.97	93.31	73.22	55.78	42.26	32.79	22.72	16.28	9.77
A + B	111.70	87.79	58.96	58.93	83.63	143.97	93.31	73.22	55.78	42.26	32.79	22.72	16.28	9.77
1.1G sin α	44.23	69.37	75.06	73.47	66.22	53.87	40.63	25.46	11.68	0.0	-8.60	-13.60	-14.17	9.32
$D = 1 + \frac{E_d \cdot E_y}{F = 1.57}$	2.43	1.54	1.21	1.16	1.20	1.30	1.14	1.08	1.03	1.0	0.97	0.95	0.93	0.88
$\frac{A+B}{D}$	45.96	57.00	48.71	50.80	69.69	110.74	81.85	67.79	54.15	42.26	33.80	23.92	17.50	11.10
$D = 1 + \frac{E_d \cdot E_y}{F = 1.73}$	2.30	1.49	1.19	1.15	1.18	1.27	1.13	1.07	1.03	1.0	0.98	0.96	0.93	0.89
$\frac{A+B}{D}$	48.50	58.91	49.54	51.24	70.87	113.36	82.57	68.42	54.15	42.26	33.46	23.66	17.50	10.97

1^{ère} Iteration

$$K'_{s+seisme} = \frac{715.28}{414.42} = 1.73$$

2^{ème} Iteration

$$K'_{s+seisme} = \frac{725.41}{414.42} = 1.75$$

$$\sum 414.42$$

$$\sum 715.28$$

$$\sum 725.41$$

Retenue à L'aval (R=30m)
(Bishop)

N°	9	8	7	6	5	4	3	2	1	0	-1	-2	-3	-4
Sin α	0.9	0.8	0.7	0.6	0.5	0.4	0.3	0.2	0.1	0.0	-0.1	-0.2	-0.3	-0.4
cos α	0.44	0.60	0.72	0.80	0.87	0.91	0.95	0.98	0.99	1.0	0.99	0.98	0.95	0.91
tg ψ'	1.10	0.75	0.80	0.80	0.88	1.07	0.72	0.62	0.52	0.46	0.42	0.36	0.36	0.42
G (t/m)	44.68	78.84	97.48	111.32	120.40	123.96	124.87	116.73	107.34	93.07	78.43	62.85	43.71	21.57
U (t/m ²)	6.40	11.40	14.80	16.20	16.0	8.0	2.40	3.20	3.60	3.80	3.60	3.20	2.40	1.40
G tg ψ' / cos α	111.70	98.55	108.31	111.32	121.78	145.75	94.64	73.85	56.38	42.81	33.27	23.08	16.56	9.95
U b tg ψ' / cos α	48.01	42.75	49.37	48.60	48.57	28.25	5.46	6.07	5.67	5.24	4.58	3.52	2.73	1.94
B = tg $\psi' (G - U b)$ / cos α	63.69	55.80	58.94	62.72	73.21	117.50	89.18	67.78	50.71	37.57	28.69	19.56	13.83	8.01
A = c b / cos α	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/
A + B	63.69	55.80	58.94	62.72	73.21	117.50	89.18	67.78	50.71	37.57	28.69	19.56	13.83	8.01
G sin α	40.21	63.07	63.23	66.79	60.20	49.58	37.46	23.34	10.73	0.0	-7.84	-12.57	-13.11	-8.63
D = 1 + $\frac{tg \alpha \cdot tg \psi'}{F=1.15}$	2.95	1.87	1.67	1.52	1.44	1.40	1.19	1.11	1.04	1.0	0.96	0.93	0.90	0.84
A + B / D	21.59	29.84	35.29	41.26	50.84	83.92	74.94	61.06	48.76	37.57	29.46	21.03	15.36	9.53
D = 1 + $\frac{tg \alpha \cdot tg \psi'}{F=1.50}$	2.50	1.66	1.52	1.40	1.34	1.31	1.15	1.08	1.04	1.0	0.97	0.95	0.92	0.87
A + B / D	25.47	33.60	38.77	44.80	54.63	89.69	77.54	62.75	48.75	37.57	29.57	20.58	15.03	9.31
D = 1 + $\frac{tg \alpha \cdot tg \psi'}{F=1.58}$	2.42	1.63	1.49	1.38	1.32	1.29	1.14	1.08	1.03	1.0	0.97	0.95	0.93	0.88
A + B / D	26.32	34.23	39.55	45.45	55.46	91.08	78.23	62.76	49.23	37.57	29.57	20.58	14.87	9.10

1^{re} Itération
 $K'_S = \frac{560.45}{372.36} = 1.50$

2^e Itération
 $K'_S = \frac{588.07}{372.36} = 1.58$

3^e Itération
 $K'_S = \frac{594}{372.36} = 1.59$

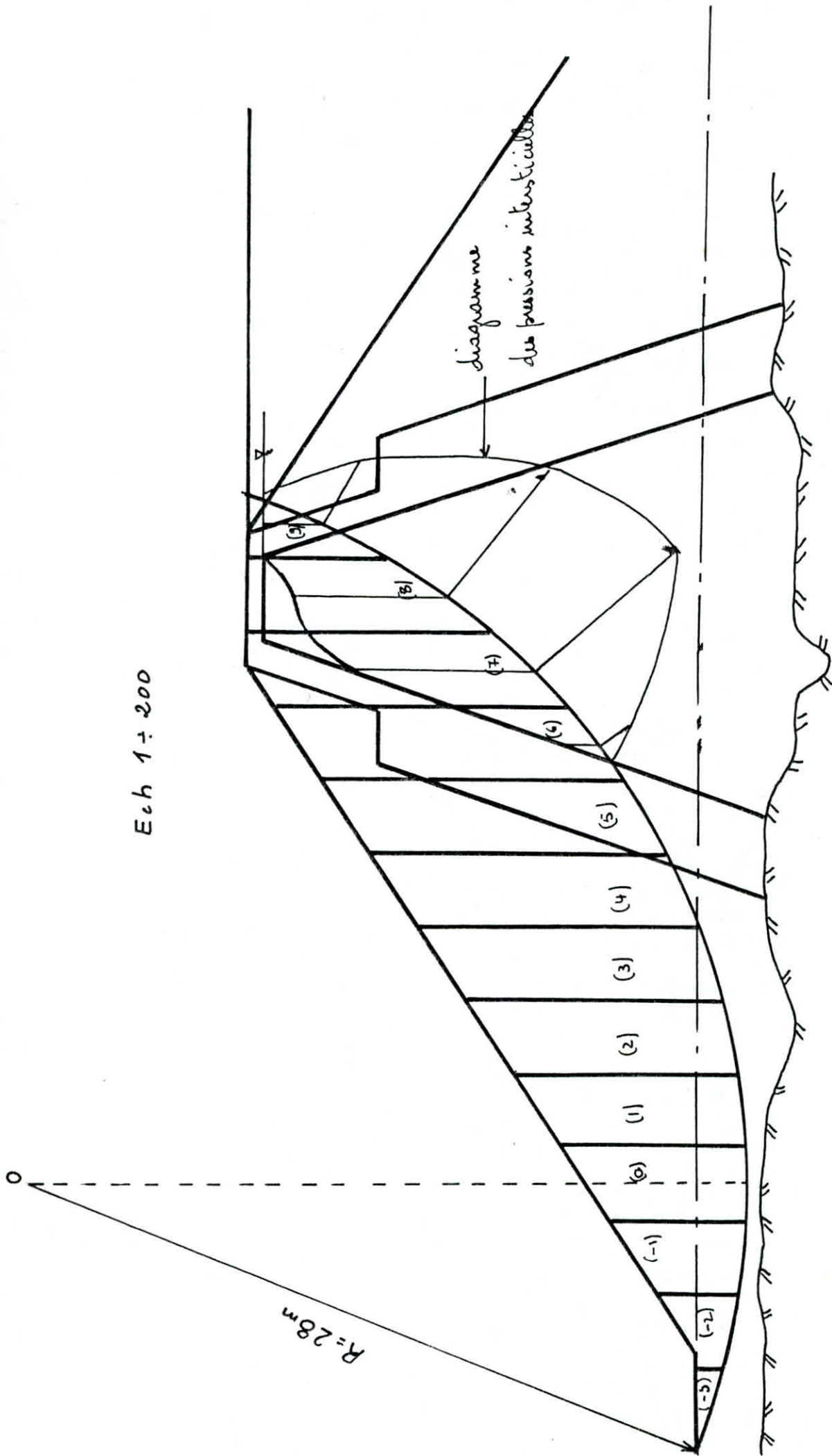
$\sum 372.36$

$\sum 560.45$

$\sum 588.07$

$\sum 594$

Ech 1 ÷ 200



Retenue à L'aval ($R=28m$)
(Bishop)

N°	9	8	7	6	5	4	3	2	1	0	-1	-2	-3
$\sin \alpha$	0.9	0.8	0.7	0.6	0.5	0.4	0.3	0.2	0.1	0.0	-0.1	-0.2	-0.3
$\cos \alpha$	0.44	0.60	0.72	0.80	0.87	0.91	0.95	0.98	0.99	1.0	0.99	0.98	0.95
$\tan \varphi'$	0.90	0.80	0.80	0.79	0.74	1.04	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10
$G \text{ t/m}^2$	25.88	44.40	64.30	81.02	71.74	69.30	64.38	57.67	49.67	38.63	26.36	11.60	3.68
$U \text{ t/m}^2$	2.80	6.20	7.20	1.60	0.0								
$G \tan \varphi' / \cos \alpha$	52.93	59.20	71.44	80.00	61.02	79.20	74.54	64.73	55.18	42.49	29.28	13.02	4.26
$U \tan \varphi' / \cos \alpha$	16.03	23.11	22.35	4.42	0.0								
$A = \frac{c \cdot b_i}{\cos \alpha}$	0.0												
$B = \frac{\tan \varphi' (G - U)}{\cos \alpha}$	36.90	36.09	49.09	75.58	61.02	79.20	74.54	64.73	55.18	42.49	29.28	13.02	4.26
$A + B$	36.90	36.09	49.09	75.58	61.02	79.20	74.54	64.73	55.18	42.49	29.28	13.02	4.26
$G \sin \alpha$	23.30	35.52	45.01	48.61	35.87	27.72	19.31	11.53	4.96	0.0	-2.63	-2.32	-1.10
$D = 1 + \frac{\tan \varphi' \tan \alpha}{F = 1.77}$	2.04	1.60	1.44	1.33	1.24	1.26	1.19	1.12	1.06	1.0	0.93	0.87	0.80
$\frac{A+B}{D}$	18.08	22.55	34.09	56.82	49.21	62.85	62.64	57.80	52.05	42.49	31.48	14.96	5.32
$D = 1 + \frac{\tan \varphi' \tan \alpha}{F = 2.07}$	1.89	1.52	1.38	1.29	1.21	1.22	1.17	1.11	1.05	1.0	0.95	0.89	0.83
$\frac{A+B}{D}$	19.52	23.74	35.57	58.59	50.43	64.92	63.71	58.32	52.55	42.49	30.82	14.63	5.13
$D = 1 + \frac{\tan \varphi' \tan \alpha}{F = 2.11}$	1.87	1.50	1.37	1.28	1.20	1.21	1.16	1.10	1.05	1.0	0.95	0.89	0.83
$\frac{A+B}{D}$	19.73	24.06	35.83	59.04	50.85	65.45	64.26	58.84	52.55	42.49	30.82	14.63	5.13

1^{ère} Itération

$$K'_s = \frac{510.34}{245.78} = 2.07$$

2^e Itération

$$K'_s = \frac{520.42}{245.78} = 2.11$$

3^e Itération

$$K'_s = \frac{523.68}{245.78} = 2.13$$

$$\sum 245.78$$

$$\sum 510.34$$

$$\sum 520.42$$

$$\sum 523.68$$

Fin de Construction (R = 28 m)
(Bishop)

N°	9	8	7	6	5	4	3	2	1	0	-1	-2	-3
Sin α	0.9	0.8	0.7	0.6	0.5	0.4	0.3	0.2	0.1	0.0	-0.1	-0.2	-0.3
cos α	0.44	0.60	0.72	0.80	0.87	0.91	0.95	0.98	0.99	1.00	0.99	0.98	0.95
tg φ _u	0.73	0.34	0.34	0.42	0.74	1.04	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10
G t/m	25.88	44.4	64.30	81.02	71.74	69.30	64.38	57.64	49.67	38.63	26.36	11.60	3.68
$A = \frac{C_i b_i}{\cos \alpha}$	7.37	14.44	12.03	8.68	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
$B = \frac{G \lg \phi_u}{\cos \alpha}$	42.29	25.16	30.36	42.53	61.02	79.20	74.54	64.69	55.78	42.49	29.28	13.02	4.26
A + B	49.66	39.60	42.39	51.21	61.02	79.20	74.54	64.69	55.78	42.49	29.28	13.02	4.26
G sin α	23.3	35.52	45.01	48.61	35.87	27.72	19.31	11.53	4.96	0.0	-2.63	-2.32	-1.10
$D = 1 + \frac{\lg \phi_u \lg \alpha}{F=1.97}$	1.75	1.23	1.16	1.16	1.21	1.23	1.17	1.11	1.05	1.0	0.94	0.88	0.82
$\frac{A+B}{D}$	28.37	32.19	36.54	44.74	50.43	64.39	63.71	58.28	52.55	42.49	31.15	14.80	5.20
$D = 1 + \frac{\lg \phi_u \lg \alpha}{F=2.13}$	1.70	1.21	1.15	1.15	1.20	1.22	1.16	1.10	1.05	1.0	0.94	0.89	0.83
$\frac{A+B}{D}$	29.11	32.72	36.86	44.53	50.85	65.45	64.25	58.80	52.55	42.49	31.15	14.62	5.13

1^{ère} Iteration

$$K'_S = \frac{524,24}{245,78} = 2,13$$

2^e Iteration

$$K'_S = \frac{528,24}{245,78} = 2,15$$

245.78

524.24

528.24

Fin de Construction (R = 28 m)
(Bishop + seisme)

N°	9	8	7	6	5	4	3	2	1	0	-1	-2	-3
Sin α	0.9	0.8	0.7	0.6	0.5	0.4	0.3	0.2	0.1	0.0	-0.1	-0.2	-0.3
cos α	0.44	0.60	0.72	0.80	0.87	0.91	0.95	0.98	0.99	1.0	0.99	0.98	0.95
lg φ _u	0.73	0.34	0.34	0.42	0.74	1.04	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10
G (t/m)	25.88	44.40	64.30	81.02	71.74	69.30	64.38	57.64	49.67	38.63	26.36	11.60	3.68
$A = \frac{G \cdot b_i}{\cos \alpha}$	7.37	14.44	12.03	8.68	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
$B = \frac{G \cdot \lg \phi_u}{\cos \alpha}$	42.29	25.16	30.36	42.53	61.02	79.20	74.54	64.69	55.18	42.49	29.28	13.02	4.26
A + B	49.66	39.60	42.39	51.21	61.02	79.20	74.54	64.69	55.18	42.49	29.28	13.02	4.26
1.1 G sin α	25.63	39.07	49.51	53.47	39.46	30.50	21.24	12.70	5.45	0.0	-2.90	-2.55	-1.21
$D = 1 + \frac{\lg \phi_u \cdot \lg \alpha}{F = 1.79}$	1.83	1.25	1.18	1.17	1.23	1.25	1.19	1.12	1.07	1.0	0.94	0.87	0.80
$\frac{A + B}{D}$	27.13	31.68	35.92	43.77	49.61	63.36	62.64	57.75	51.57	42.49	31.15	14.96	5.23
$D = 1 + \frac{\lg \phi_u \cdot \lg \alpha}{F = 1.91}$	1.78	1.24	1.17	1.16	1.22	1.24	1.18	1.12	1.06	1.0	0.94	0.88	0.81
$\frac{A + B}{D}$	27.89	31.93	36.23	44.14	50.01	63.87	63.17	57.76	52.05	42.49	31.15	14.79	5.26

1^{ère} Iteration

$$K'_{s+seisme} = \frac{517,26}{270,36} = 1,91$$

2^{ème} Iteration

$$K'_{s+seisme} = \frac{520,74}{270,36} = 1,92$$

$$\sum 270.36$$

$$\sum 517.26$$

$$\sum 520.74$$

Fin de construction (R=28)
(Fellenius + seisme)

N°	G (t/ml)	Sin α	cos α	b/cos α	tg φ _w	C _w (t/m ²)	G tg φ _w cos α	C _w b/cos α	G sin α
9	25.88	0.9	0.44	6.36	0.73	1.16	8.31	7.37	23.30
8	44.40	0.8	0.60	4.66	0.34	3.10	9.06	14.44	35.52
7	64.30	0.7	0.72	3.88	0.34	3.10	15.74	12.03	45.01
6	81.02	0.6	0.80	3.50	0.42	2.48	27.22	8.68	48.61
5	71.74	0.5	0.87	3.22	0.74	0.0	46.78	0.0	35.87
4	69.30	0.4	0.91	3.07	1.04	0.0	65.58	0.0	27.72
3	64.38	0.3	0.95	2.94	1.10	0.0	67.27	0.0	19.31
2	57.64	0.2	0.98	2.85	1.10	0.0	62.13	0.0	11.53
1	49.67	0.1	0.99	2.83	1.10	0.0	54.09	0.0	4.96
0	38.63	0.0	1.00	2.80	1.10	0.0	42.49	0.0	0.0
-1	26.36	-0.1	0.99	2.83	1.10	0.0	28.70	0.0	-2.63
-2	11.60	-0.2	0.98	2.85	1.10	0.0	12.50	0.0	-2.32
-3	3.68	-0.3	0.95	2.94	1.10	0.0	3.84	0.0	-1.10

$$K_S = \frac{443,11 + 42,52}{245,78} = 1,97$$

$$K_{S+seisme} = \frac{443,11 + 42,52}{1,1 \times 245,78} = 1,79$$

$$\Sigma 443,11 \quad \Sigma 42,52 \quad \Sigma 245,78$$

Retenue à L'aval (R=28m)
(Bishop + seisme)

N°	9	8	7	6	5	4	3	2	1	0	-1	-2	-3
Sin α	0.9	0.8	0.7	0.6	0.5	0.4	0.3	0.2	0.1	0.0	-0.1	-0.2	-0.3
cos α	0.44	0.60	0.72	0.80	0.87	0.91	0.95	0.98	0.99	1.0	0.99	0.98	0.95
tg φ'	0.90	0.80	0.80	0.79	0.74	1.04	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10
G (t/m)	25.88	44.40	64.30	81.02	71.74	69.30	64.38	57.67	49.67	38.63	26.36	11.60	3.68
U (t/m²)	2.80	6.20	7.20	1.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
G tg φ' / cos α	52.93	59.20	71.44	80.00	61.02	79.20	74.54	64.73	55.18	42.49	29.28	13.02	4.26
U b tg φ' / cos α	16.03	23.11	22.35	4.42	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
A = G b / cos α	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
B = U b (G - U b) / cos α	36.90	36.09	49.09	75.58	61.02	79.20	74.54	64.73	55.18	42.49	29.28	13.02	4.26
A + B	36.90	36.09	49.09	75.58	61.02	79.20	74.54	64.73	55.18	42.49	29.28	13.02	4.26
1.1 G sin α	25.63	39.07	49.51	53.47	39.46	30.60	21.24	12.70	5.45	0.0	-2.90	-2.55	-1.21
D = 1 + $\frac{tg \alpha tg \phi'}{F=1.62}$	2.14	1.66	1.48	1.37	1.26	1.28	1.21	1.14	1.07	1.0	0.93	0.86	0.79
A + B / D	17.24	27.74	33.17	55.17	48.43	61.88	61.60	56.78	51.57	42.49	31.48	15.14	5.65
D = 1 + $\frac{tg \alpha tg \phi'}{F=1.86}$	1.99	1.57	1.42	1.32	1.23	1.25	1.19	1.12	1.06	1.0	0.94	0.88	0.81
A + B / D	18.54	22.99	34.57	57.26	49.61	63.36	62.64	57.79	52.06	42.49	31.15	14.80	5.51
D = 1 + $\frac{tg \alpha tg \phi'}{F=1.89}$	1.97	1.56	1.41	1.31	1.23	1.24	1.18	1.12	1.06	1.0	0.94	0.88	0.81
A + B / D	18.73	23.13	34.81	57.69	49.61	63.87	63.77	57.79	52.06	42.49	31.15	14.8	5.51

1^{ère} Iteration
 $K'_{s+seisme} = \frac{502,34}{270,36} = 1,86$

2^e Iteration
 $K'_{s+seisme} = \frac{512,77}{270,36} = 1,89$

3^e Iteration
 $K'_{s+seisme} = \frac{514,81}{270,36} = 1,90$

Σ 270.36

Σ 502.34

Σ 512.77

Σ 514.81

Retenue à l'aval ($R = 28\text{ m}$)

(Fellenius + Seisme)

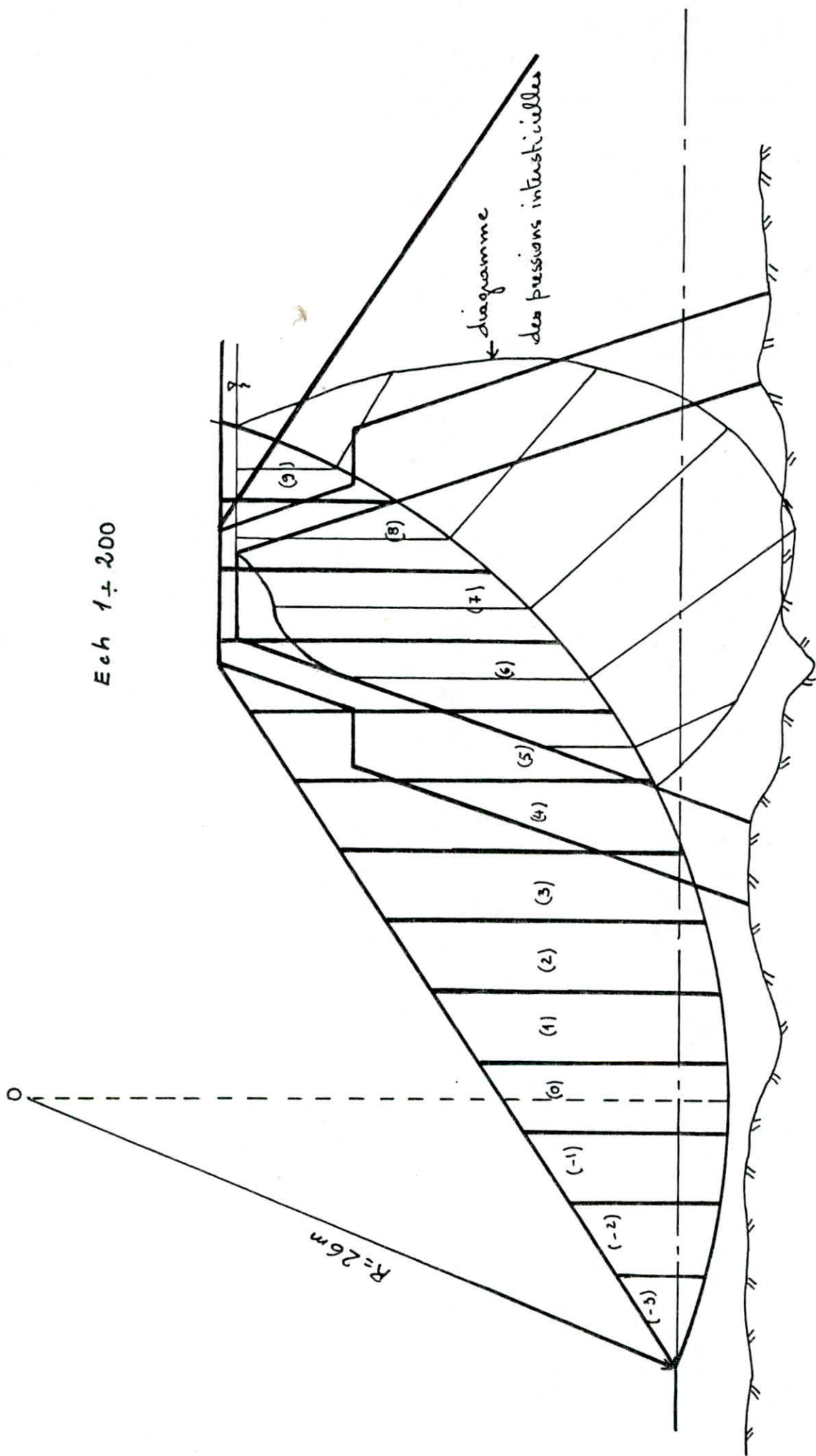
N°	G (t/m)	$\sin \alpha$	$\cos \alpha$	b / $\cos \alpha$	$\tan \varphi'$	$c' (t/m^2)$	$G \cos \alpha \tan \varphi'$	U (t/m)	$\frac{U b \tan \varphi'}{\cos \alpha}$	$c' b / \cos \alpha$	$G \sin \alpha$
9	25.88	0.9	0.44	6.36	0.90	0.0	10.25	2.80	16.03	0.0	23.30
8	44.40	0.8	0.60	4.66	0.80	0.0	21.31	6.20	23.11	0.0	35.52
7	64.30	0.7	0.72	3.88	0.80	0.0	37.03	7.20	22.35	0.0	45.01
6	81.02	0.6	0.80	3.50	0.79	0.0	51.20	1.60	4.42	0.0	48.61
5	71.74	0.5	0.87	3.22	0.74	0.0	46.18	0.0	0.0	0.0	35.87
4	69.30	0.4	0.91	3.07	1.04	0.0	65.58	0.0	0.0	0.0	27.72
3	64.38	0.3	0.95	2.94	1.10	0.0	67.27	0.0	0.0	0.0	19.31
2	57.64	0.2	0.98	2.85	1.10	0.0	62.13	0.0	0.0	0.0	11.53
1	49.67	0.1	0.99	2.83	1.10	0.0	54.09	0.0	0.0	0.0	4.96
0	38.63	0.0	1	2.80	1.10	0.0	42.49	0.0	0.0	0.0	0.0
-1	26.36	-0.1	0.99	2.83	1.10	0.0	28.70	0.0	0.0	0.0	-2.63
-2	11.60	-0.2	0.98	2.85	1.10	0.0	12.50	0.0	0.0	0.0	-2.32
-3	3.68	-0.3	0.95	2.94	1.10	0.0	3.84	0.0	0.0	0.0	-1.10

$\sum 502.57$
 $\sum 65.91$
 $\sum 245.78$

$$K_s = \frac{502,57 - 65,91}{245,78} = 1,77$$

$$K_{s+seime} = \frac{502,57 - 65,91}{1,1 \times 245,78} = 1,62$$

Ech 1 ÷ 200



Fin de Construction (R = 26 m)
(Bishop)

N°	9	8	7	6	5	4	3	2	1	0	-1	-2	-3
Sin α_i	0.9	0.8	0.7	0.6	0.5	0.4	0.3	0.2	0.1	0.0	-0.1	-0.2	-0.3
cos α_i	0.44	0.60	0.72	0.80	0.87	0.91	0.95	0.98	0.99	1.00	0.99	0.98	0.95
$\tan \varphi$	0.96	0.34	0.34	0.34	0.34	0.74	0.92	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10
G (t/m)	23.35	45.48	62.01	74.69	73.31	75.73	70.60	63.77	56.94	49.40	37.58	25.05	11.96
$A = \frac{c_i b_i}{\cos \alpha_i}$	0.0	13.42	11.19	10.07	9.27	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
$B = \frac{G \tan \varphi}{\cos \alpha_i}$	50.94	25.77	29.28	31.70	28.65	61.58	68.37	71.58	63.26	54.34	41.75	28.11	13.85
A + B	50.94	39.19	40.47	41.77	37.92	61.58	68.37	71.58	63.26	54.34	41.75	28.11	13.85
G sin α_i	21.02	36.38	43.41	44.75	36.65	30.29	21.18	12.75	5.69	0.0	-3.76	-5.01	-3.59
$D = 1 + \frac{\tan \alpha \tan \varphi}{F = 2.08}$	1.94	1.21	1.16	1.12	1.09	1.15	1.14	1.10	1.05	1.0	0.94	0.89	0.83
$\frac{A+B}{D}$	26.25	32.38	34.88	37.29	34.78	53.54	59.97	65.07	60.24	54.34	44.41	31.58	16.68
$D = 1 + \frac{\tan \alpha \tan \varphi}{F = 2.30}$	1.85	1.20	1.14	1.11	1.08	1.14	1.13	1.10	1.05	1.0	0.95	0.90	0.85
$\frac{A+B}{D}$	27.53	36.65	35.50	37.63	35.11	54.01	60.50	65.07	60.24	54.34	43.94	31.23	16.29

$\sum 239.76$

$\sum 551.41$

$\sum 558.04$

1^{ère} Iteration

$$K'_S = \frac{551.41}{239.76} = 2.30$$

2^{ème} Iteration

$$K'_S = \frac{558.04}{239.76} = 2.32$$

Retenue à L'aval (R = 26 m)
(Fellenius + Seisme)

N°	G t/ml	sin α	cos α	b/cos α	tg φ'	c'	G cos α tg φ'	z	U b tg φ' / cos α	c' b / cos α	G sin α
9	23.35	0.9	0.44	5.90	0.96	0.0	9.86	3.80	21.52	0.0	21.02
8	45.48	0.8	0.60	4.33	0.80	"	21.83	8.20	28.40	"	36.38
7	62.01	0.7	0.72	3.61	0.80	"	35.71	9.60	27.72	"	43.41
6	74.59	0.6	0.80	3.25	0.80	"	47.73	9.40	24.44	"	44.75
5	73.31	0.5	0.87	2.99	0.80	"	51.02	3.80	9.12	"	36.65
4	75.73	0.4	0.91	2.86	0.74	"	51.00	0.0	0.0	"	30.29
3	70.60	0.3	0.95	2.73	0.92	"	61.70	"	"	"	21.18
2	63.77	0.2	0.98	2.65	1.10	"	68.74	"	"	"	12.75
1	56.94	0.1	0.99	2.62	1.10	"	62.00	"	"	"	5.69
0	49.40	0.0	1.00	2.60	1.10	"	54.34	"	"	"	0.0
-1	37.58	-0.1	0.99	2.62	1.10	"	40.92	"	"	"	-3.76
-2	25.05	-0.2	0.98	2.65	1.10	"	27.00	"	"	"	-5.01
-3	11.96	-0.3	0.95	2.73	1.10	"	12.49	"	"	"	-3.59

$$K_s = \frac{544,34 - 111,20}{239,76} = 1,80$$

$$K_{s+seisme} = \frac{544,34 - 111,20}{1,1 \times 239,76} = 1,64$$

$$\sum 544,34$$

$$\sum 111,20$$

$$\sum 239,76$$

Retenue à L'aval ($R=26m$) (Bishop+Seisme)

N°	9	8	7	6	5	4	3	2	1	0	-1	-2	-3
$\sin \alpha$	0.9	0.8	0.7	0.6	0.5	0.4	0.3	0.2	0.1	0.0	-0.1	-0.2	-0.3
$\cos \alpha$	0.44	0.60	0.72	0.80	0.87	0.91	0.95	0.98	0.99	1.0	0.99	0.98	0.95
$\tan \alpha'$	0.96	0.80	0.80	0.80	0.80	0.74	0.92	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10
$G \text{ t/m}$	23.35	45.48	62.01	74.59	73.31	75.73	70.60	63.77	56.94	49.40	37.58	25.05	11.96
$U \text{ t/m}^2$	3.80	8.20	9.60	9.40	3.80	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
$G \frac{\tan \alpha'}{\cos \alpha}$	50.94	60.64	68.90	74.59	67.41	61.58	68.37	71.58	63.26	54.34	41.75	28.11	13.85
$U b \frac{\tan \alpha'}{\cos \alpha}$	21.52	28.70	27.72	24.44	9.12	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
$A = \frac{C_i b}{\cos \alpha}$	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
$B = \frac{1}{2} \frac{U_i (G - U_i b)}{\cos \alpha}$	29.42	31.94	41.18	50.15	58.29	61.58	68.37	71.58	63.26	54.34	41.75	28.11	13.85
$A + B$	29.42	31.94	41.18	50.15	58.29	61.58	68.37	71.58	63.26	54.34	41.75	28.11	13.85
$1.1 G \sin \alpha$	23.12	40.02	47.75	49.22	40.31	33.32	23.30	14.02	6.26	0.0	-4.13	-5.51	-3.95
$D = 1 + \frac{C_i U_i \tan \alpha'}{F \cdot 7.64}$	2.20	1.65	1.47	1.36	1.28	1.20	1.18	1.13	1.07	1.0	0.93	0.86	0.79
$\frac{A+B}{D}$	13.37	19.35	28.01	36.87	45.53	51.31	57.94	63.34	59.12	54.34	44.89	33.02	17.53
$D = 1 + \frac{C_i U_i \tan \alpha'}{F \cdot 7.98}$	1.88	1.53	1.39	1.30	1.23	1.16	1.14	1.13	1.05	1.0	0.94	0.88	0.82
$\frac{A+B}{D}$	14.85	20.87	29.62	38.57	47.39	53.08	59.97	63.34	60.24	54.34	44.41	32.27	16.89

1^{ère} Iteration

$$K'_{s+seisme} = \frac{524,62}{263,73} = 1,98$$

2^{ème} Iteration

$$K'_{s+seisme} = \frac{526,93}{263,73} = 1,99$$

$$\sum 263.73$$

$$\sum 524.62$$

$$\sum 526.93$$

Fin de construction (R = 26 m)
(Bishop + Seisme)

1^{ère} Iteration

$$K'_{s+seisme} = \frac{546,23}{263,74} = 2,07$$

2^{ème} Iteration

$$K'_{s+seisme} = \frac{549,94}{263,74} = 2,09$$

N°	9	8	7	6	5	4	3	2	1	0	-1	-2	-3
sin α _i	0.9	0.8	0.7	0.6	0.5	0.4	0.3	0.2	0.1	0.0	-0.1	-0.2	-0.3
cos α _i	0.44	0.60	0.72	0.80	0.87	0.91	0.95	0.98	0.99	1.00	0.99	0.98	0.95
tg φ	0.96	0.34	0.34	0.34	0.34	0.74	0.92	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10
G t/ml	23.35	45.48	62.01	74.59	73.31	75.73	70.60	63.77	56.94	49.40	37.58	25.05	11.96
$A = \frac{c_i b_i}{\cos \alpha_i}$	0.0	13.42	11.19	10.07	9.27	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
$B = \frac{G t \phi}{\cos \alpha_i}$	50.94	25.77	29.28	31.70	28.65	61.58	68.37	71.58	63.26	54.34	41.75	28.11	13.85
A + B	50.94	39.19	40.47	41.77	37.92	61.58	68.37	71.58	63.26	54.34	41.75	28.11	13.85
1.1 G sin α _i	23.12	40.02	47.75	49.23	40.32	33.31	23.29	14.03	6.26	0.0	-4.13	-5.51	-3.95
$D = 1 + \frac{tg \alpha \cdot tg \phi}{F = 1.89}$	2.03	1.24	1.17	1.13	1.10	1.17	1.15	1.12	1.06	1.0	0.93	0.88	0.83
$\frac{A+B}{D}$	25.09	31.60	34.59	36.96	34.47	52.63	59.47	63.91	59.67	54.34	44.89	31.94	16.69
$D = 1 + \frac{tg \alpha \cdot tg \phi}{F = 2.07}$	1.94	1.22	1.16	1.12	1.09	1.16	1.14	1.11	1.05	1.0	0.95	0.89	0.83
$\frac{A+B}{D}$	26.25	32.12	34.88	37.29	34.78	53.08	59.97	64.48	60.24	54.34	43.94	31.88	16.69

∑ 263.74

∑ 546.23

∑ 549.94

Retenue à l'aval (R=26m)
(Bishop)

N°	9	8	7	6	5	4	3	2	1	0	-1	-2	-3
$\sin \alpha$	0.9	0.8	0.7	0.6	0.5	0.4	0.3	0.2	0.1	0.0	-0.1	-0.2	-0.3
$\cos \alpha$	0.44	0.60	0.72	0.80	0.87	0.91	0.95	0.98	0.99	1.0	0.99	0.98	0.95
$\tan \varphi'$	0.96	0.80	0.80	0.80	0.80	0.74	0.92	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10
C t/ml	23.35	45.48	62.01	74.59	73.31	75.73	70.60	63.77	56.94	49.40	37.58	25.05	11.96
U t/m ²	3.80	8.20	9.60	9.40	3.80	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
$G \frac{\tan \varphi'}{\cos \alpha}$	50.94	60.64	68.90	74.59	67.41	61.58	68.37	71.58	63.26	54.34	41.75	28.11	13.85
$U_b \frac{\tan \varphi'}{\cos \alpha}$	21.52	28.70	27.72	24.44	9.12	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
$A = C \cdot b / \cos \alpha$	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
$B = \frac{U_b (G - U_b)}{\cos \alpha}$	29.42	31.94	41.18	50.15	58.29	61.58	68.37	71.58	63.26	54.34	41.75	28.11	13.85
$A + B$	29.42	31.94	41.18	50.15	58.29	61.58	68.37	71.58	63.26	54.34	41.75	28.11	13.85
$G \sin \alpha$	21.02	36.38	43.41	44.75	36.65	30.29	21.18	12.75	5.69	0.0	-3.76	-5.01	-3.59
$D = 1 + \frac{G \cdot U_b \cdot \tan \alpha}{F \cdot 1.80}$	2.09	1.60	1.43	1.33	1.25	1.18	1.16	1.12	1.06	1.0	0.94	0.87	0.80
$\frac{A+B}{D}$	14.07	19.96	28.79	37.70	40.63	52.18	58.94	63.91	59.68	54.34	44.41	32.51	17.71
$D = 1 + \frac{G \cdot U_b \cdot \tan \alpha}{F \cdot 2.27}$	1.89	1.48	1.35	1.27	1.21	1.15	1.13	1.10	1.05	1.0	0.95	0.89	0.84
$\frac{A+B}{D}$	15.56	21.58	30.50	39.48	48.17	53.54	60.50	65.07	60.24	54.34	43.94	31.58	16.48
$D = 1 + \frac{G \cdot U_b \cdot \tan \alpha}{F \cdot 2.25}$	1.87	1.48	1.34	1.27	1.20	1.14	1.13	1.10	1.05	1.0	0.95	0.90	0.84
$\frac{A+B}{D}$	15.73	21.58	30.73	39.48	48.57	54.01	60.50	65.07	60.24	54.34	43.94	31.23	16.48

1^{ère} Iteration

$$K'_s = \frac{530.23}{239.76} = 2.21$$

2^{ème} Iteration

$$K'_s = \frac{540.98}{239.76} = 2.25$$

3^{ème} Iteration

$$K'_s = \frac{541.19}{239.76} = 2.26$$

$$\sum 239.76$$

$$\sum 530.23$$

$$\sum 540.98$$

$$\sum 541.19$$

Fin de construction (R = 26m)
(Fellenius + seisme)

N°	G_k [kN]	$\sin \alpha$	$\cos \alpha$	$b/\cos \alpha$	g_{fu}	C_u [t/m ²]	$G \cos \alpha$ [kN]	$C_u b / \cos \alpha$	$G \sin \alpha$
9	23.35	0.9	0.44	5.90	0.96	0.0	9.86	0.0	21.02
8	45.48	0.8	0.60	4.33	0.34	3.10	9.28	13.42	36.38
7	62.01	0.7	0.72	3.61	0.34	3.10	15.18	11.19	43.41
6	74.59	0.6	0.80	3.25	0.34	3.10	20.29	10.07	44.75
5	73.31	0.5	0.87	2.99	0.34	3.10	21.68	9.27	36.65
4	75.73	0.4	0.91	2.86	0.74	0.0	50.99	0.0	30.29
3	70.60	0.3	0.95	2.73	0.92	0.0	61.70	0.0	21.18
2	63.77	0.2	0.98	2.65	1.10	0.0	68.74	0.0	12.75
1	56.94	0.1	0.99	2.62	1.10	0.0	62.00	0.0	5.69
0	49.40	0.0	1.00	2.60	1.10	0.0	54.34	0.0	0.0
-1	37.58	-0.1	0.99	2.62	1.10	0.0	40.92	0.0	-3.76
-2	25.05	-0.2	0.98	2.65	1.10	0.0	27.00	0.0	-5.01
-3	11.96	-0.3	0.95	2.73	1.10	0.0	12.50	0.0	-3.59

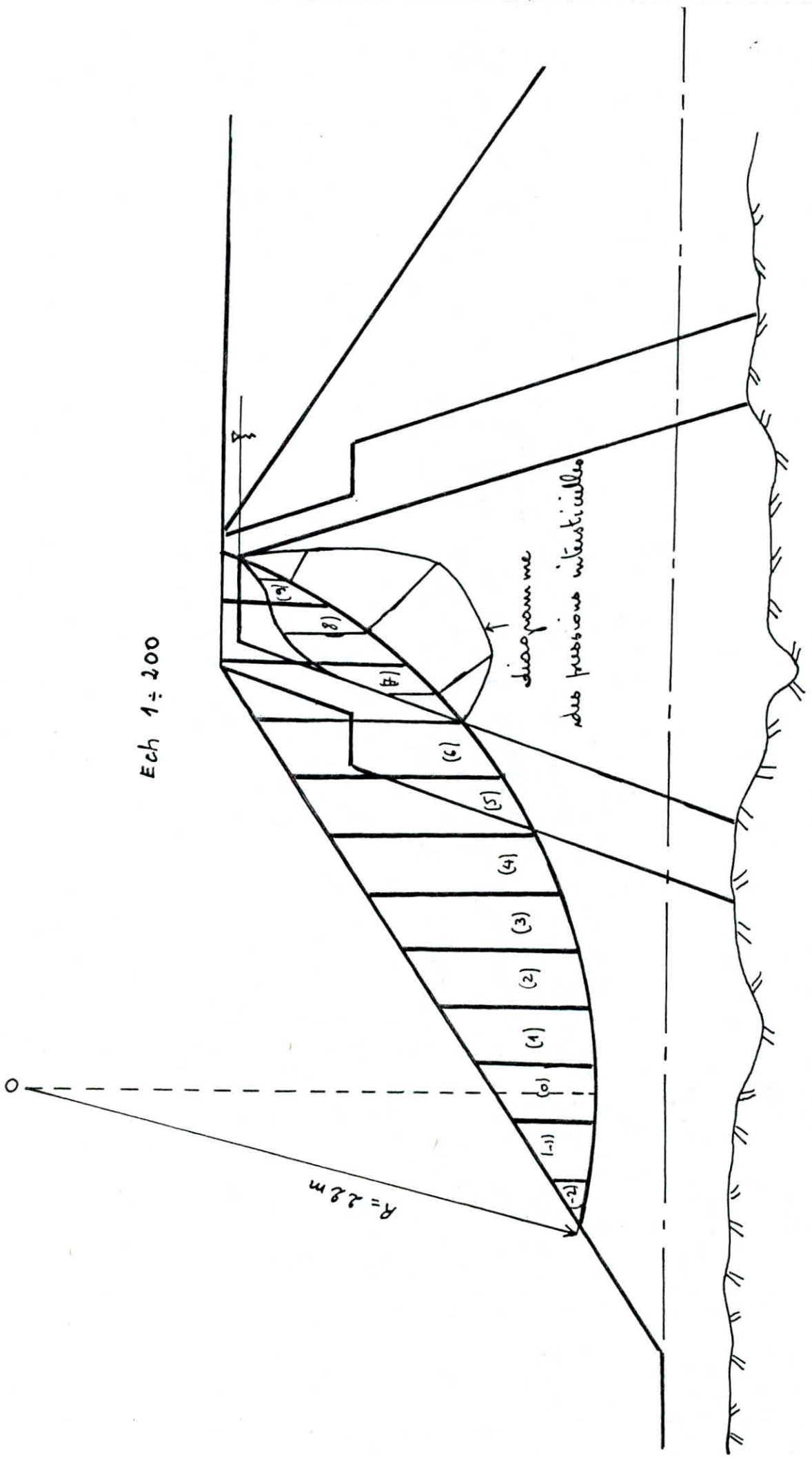
$$K_s = \frac{454,84 + 43,95}{239,76} = 2,08$$

$$K_{s+seisme} = \frac{454,84 + 43,95}{239,76} = 1,89$$

$$\sum 454.48$$

$$\sum 43.95$$

$$\sum 239.76$$



Ech 1 ÷ 200

diaphragme
des pressions interstitielles

$R = 2.8\text{ m}$

2m

(8)

(7)

(6)

(5)

(4)

(3)

(2)

(1)

(0)

(-1)

(-2)

Fin de construction (R=22m)
(Fellenius + seisme)

N°	G (t/m)	sin α	cos α	b/cos α	tg φ _u	C _u (t/m ²)	G cos α tg φ _u	$\frac{C_u b}{\cos \alpha}$	G sin α
9	7.76	0.9	0.44	4.50	0.43	2.40	1.46	10.80	6.98
8	26.05	0.8	0.6	3.66	0.34	3.10	5.31	11.34	20.84
7	32.16	0.7	0.72	3.05	0.34	3.10	7.87	9.45	22.51
6	37.58	0.6	0.80	2.75	0.74	0.0	19.54	0.0	22.55
5	39.50	0.5	0.87	2.53	0.74	0.0	22.33	0.0	19.75
4	36.60	0.4	0.91	2.42	1.10	0.0	36.63	0.0	14.64
3	33.72	0.3	0.95	2.32	1.10	0.0	35.23	0.0	10.11
2	29.63	0.2	0.98	2.24	1.10	0.0	31.94	0.0	5.92
1	24.33	0.1	0.99	2.22	1.10	0.0	26.49	0.0	2.43
0	18.06	0.0	1.00	2.20	1.10	0.0	19.86	0.0	0.0
-1	10.11	-0.1	0.99	2.22	1.10	0.0	11.00	0.0	-1.01
-2	1.97	-0.2	0.98	1.53	1.10	0.0	2.12	0.0	-3.94

$$K_s = \frac{219.78 + 31.60}{120.78} = 2.08$$

$$K_{s+seisme} = \frac{219.78 + 31.60}{1.1 \times 120.78} = 1.89$$

$$\sum 219.78$$

$$\sum 31.60$$

$$\sum 120.78$$

Fin de construction (R=22m)
(Bishop)

N°	9	8	7	6	5	4	3	2	1	0	-1	-2
Sin α	0.9	0.8	0.7	0.6	0.5	0.4	0.3	0.2	0.1	0.0	-0.1	-0.2
cos α	0.44	0.60	0.72	0.80	0.87	0.91	0.95	0.98	0.99	1.00	0.99	0.98
tg φ _u	0.43	0.34	0.34	0.74	0.74	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10
G (t/m)	7.76	26.05	32.16	37.58	39.50	36.60	33.72	29.63	24.33	18.06	10.11	1.97
$A = \frac{c \cdot b_i}{\cos \alpha_i}$	10.80	11.34	9.45	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
$B = \frac{G \cdot \text{tg } \varphi}{\cos \alpha}$	7.58	14.76	15.18	34.76	33.59	44.24	39.04	33.26	27.03	19.86	11.23	2.21
A + B	18.38	26.10	24.63	34.76	33.59	44.24	39.04	33.26	27.03	19.86	11.23	2.21
G sin α	6.98	20.84	22.51	22.55	19.75	14.64	10.11	5.92	2.43	0.0	-1.01	-3.94
$D = 1 + \frac{\text{tg } \varphi \cdot \text{tg } \alpha}{F = 2.02}$	1.42	1.22	1.15	1.26	1.20	1.23	1.17	1.11	1.05	1.0	0.94	0.90
$\frac{A+B}{D}$	12.94	21.40	21.42	27.58	28.00	35.96	33.36	29.96	25.74	19.86	11.94	2.45
$D = 1 + \frac{\text{tg } \varphi \cdot \text{tg } \alpha}{F = 2.24}$	1.40	1.20	1.14	1.24	1.19	1.21	1.15	1.10	1.05	1.0	0.95	0.90
$\frac{A+B}{D}$	13.13	21.75	21.60	28.03	28.22	36.56	33.94	30.23	25.74	19.86	11.82	2.45

1^{ère} Iteration

$$K'_s = \frac{270,60}{120,78} = 2,24$$

2^{ème} Iteration

$$K'_s = \frac{273,33}{120,78} = 2,26$$

$$\sum 120.78$$

$$\sum 270.60$$

$$\sum 273.33$$

Retenue à l'aval (R=22m)
(Bishop + Seisme)

N°	9	8	7	6	5	4	3	2	1	0	-1	-2
$\sin \alpha$	0.9	0.8	0.7	0.6	0.5	0.4	0.3	0.2	0.1	0.0	-0.1	-0.2
$\cos \alpha$	0.44	0.60	0.72	0.80	0.87	0.91	0.95	0.98	0.99	1.00	0.99	0.98
$\tan \varphi'$	0.79	0.80	0.80	0.74	0.74	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10
G (t/ml)	7.76	26.05	32.16	37.58	39.50	36.60	33.72	29.63	24.33	18.06	10.11	1.97
U (t/m ²)	1.20	3.60	2.40	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
$\frac{G \tan \varphi'}{\cos \alpha}$	13.93	34.73	35.73	34.76	33.60	44.24	39.04	33.26	27.03	19.86	11.23	2.21
1.1 G sin α	7.67	22.92	24.76	24.80	21.72	16.10	11.12	6.51	2.67	0.0	-1.11	-4.33
$\frac{U b_i \tan \varphi}{\cos \alpha}$	4.27	10.55	5.86	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
$A = \frac{C_i b_i}{\cos \alpha}$	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
$B = \frac{\tan \varphi (G - U b)}{\cos \alpha}$	9.66	24.18	29.87	34.76	33.60	44.24	39.04	33.26	27.03	19.86	11.23	2.21
A + B	9.66	24.18	29.87	34.76	33.60	44.24	39.04	33.26	27.03	19.86	11.23	2.21
$D = 1 + \frac{\tan \varphi' \tan \alpha}{F=1.83}$	1.88	1.58	1.42	1.30	1.23	1.26	1.19	1.12	1.06	1.0	0.94	0.87
$\frac{A+B}{D}$	5.14	15.30	21.03	26.74	27.31	35.11	32.80	29.69	25.50	19.86	11.94	2.54
$D = 1 + \frac{\tan \varphi' \tan \alpha}{F=1.90}$	1.85	1.56	1.41	1.30	1.22	1.25	1.18	1.12	1.06	1.0	0.94	0.98
$\frac{A+B}{D}$	5.22	15.50	21.18	26.74	27.54	35.40	33.80	29.69	25.50	19.86	11.94	2.51

1^{ère} Itération

$$K'_{s+seisme} = \frac{252,96}{132,85} = 1,90$$

2^{ème} Itération

$$K'_{s+seisme} = \frac{253,88}{132,85} = 1,92$$

$$\sum 132.85$$

$$\sum 252.96$$

$$\sum 254.88$$

Retenue à l'aval (R=22 m)
(Bishop)

N°	9	8	7	6	5	4	3	2	1	0	-1	-2
Sin α	0.9	0.8	0.7	0.6	0.5	0.4	0.3	0.2	0.1	0.0	-0.1	-0.2
cos α	0.44	0.60	0.72	0.80	0.87	0.91	0.95	0.98	0.99	1.00	0.99	0.98
tg φ'	0.79	0.80	0.80	0.74	0.74	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10
G (t/ml)	7.76	26.05	32.16	37.58	39.50	36.60	33.72	29.63	24.33	18.06	10.11	1.97
U (t/m²)	1.20	3.60	2.40	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
G tg φ' / cos α	13.93	34.73	35.73	34.76	33.60	44.24	39.04	33.26	27.03	19.86	11.23	2.21
U b tg φ' / cos α	4.27	10.55	5.86	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
A = c' b / cos α	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
B = tg φ' (G - U b) / cos α	9.66	24.18	29.87	34.76	33.60	44.24	39.04	33.26	27.03	19.86	11.23	2.21
A + B	9.66	24.18	29.87	34.76	33.60	44.24	39.04	33.26	27.03	19.86	11.23	2.21
G sin α	6.98	20.84	22.51	22.55	19.75	14.64	10.11	5.92	2.43	0.0	-1.01	-3.94
D = 1 + $\frac{tg φ' tg α}{F=2.02}$	1.80	1.53	1.40	1.27	1.21	1.24	1.17	1.11	1.05	1.0	0.94	0.88
$\frac{A+B}{D}$	5.36	15.80	21.33	27.37	27.76	35.67	33.36	29.96	25.74	19.86	11.94	2.51
D = 1 + $\frac{tg φ' tg α}{F=2.12}$	1.76	1.50	1.36	1.26	1.20	1.23	1.16	1.10	1.05	1.0	0.94	0.89
$\frac{A+B}{D}$	5.48	16.12	21.96	27.58	28.00	35.96	33.65	30.23	25.74	19.86	11.94	2.48

1^{ère} Iteration

$$K'_5 = \frac{256,66}{120,78} = 2,12$$

2^{ème} Iteration

$$K'_5 = \frac{259,00}{120,78} = 2,14$$

∑ 120.78

∑ 256.66

∑ 259.00

Fin de Construction (R = 22 m)
(Bishop + seisme)

N°	9	8	7	6	5	4	3	2	1	0	-1	-2
$\sin \alpha$	0.9	0.8	0.7	0.6	0.5	0.4	0.3	0.2	0.1	0.0	-0.1	-0.2
$\cos \alpha$	0.44	0.6	0.72	0.80	0.87	0.91	0.95	0.98	0.99	1.00	0.99	0.98
$\tan \varphi_u$	0.43	0.34	0.34	0.74	0.74	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10
G (t.m)	7.76	26.05	32.16	37.58	39.50	36.60	33.72	29.63	24.33	18.06	10.11	1.97
$A = \frac{c_i b_i}{\cos \alpha_i}$	10.80	11.34	9.45	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
$B = \frac{G \tan \varphi_u}{\cos \alpha_i}$	7.58	14.76	15.18	34.76	33.59	44.24	39.04	33.26	27.03	19.86	11.23	2.21
$A + B$	18.38	26.10	24.63	34.76	33.59	44.24	39.04	33.26	27.03	19.86	11.23	2.21
$1.1 G \sin \alpha$	7.67	22.92	24.76	24.80	21.72	16.70	11.12	6.51	2.67	0.0	1.11	4.33
$D = 1 + \frac{\tan \varphi \tan \alpha}{F = 1.89}$	1.46	1.24	1.17	1.30	1.22	1.25	1.18	1.11	1.06	1.0	0.94	0.88
$\frac{A+B}{D}$	12.59	21.05	21.05	26.74	27.53	35.40	33.08	29.96	25.50	19.86	11.94	2.51
$D = 1 + \frac{\tan \varphi \tan \alpha}{F = 2.01}$	1.43	1.22	1.16	1.27	1.21	1.24	1.17	1.11	1.05	1.0	0.94	0.89
$\frac{A+B}{D}$	12.67	21.22	21.05	27.15	27.53	35.67	33.08	29.96	25.74	19.86	11.94	2.48

1^{re} Iteration

$$K'_{s+seisme} = \frac{267,21}{132,85} = 2,01$$

2^e Iteration

$$K'_{s+seisme} = \frac{268,35}{132,85} = 2,02$$

$$\sum 132.85$$

$$\sum 267.21$$

$$\sum 268.35$$

Retenue à L'aval: (R=22 m)
(Fellenius + Seisme)

N°	G (t/m)	Sin α	cos α	b/cos α	t _g α'	c' (t/m)	G cos α t _g φ	U (t/m ²)	$\frac{U b t_{g} \varphi}{\cos \alpha}$	c' b / cos α	G sin α
9	7.76	0.9	0.44	4.50	0.79	0.0	2.70	1.20	4.27	0.0	6.98
8	26.05	0.8	0.60	3.66	0.80	"	12.52	3.60	10.55	"	20.84
7	32.16	0.7	0.72	3.05	0.80	"	18.55	2.40	5.86	"	22.51
6	37.58	0.6	0.80	2.75	0.74	"	22.25	0.0	0.0	"	22.55
5	39.50	0.5	0.87	2.53	0.74	"	25.43	"	"	"	19.75
4	36.60	0.4	0.91	2.42	1.10	"	36.64	"	"	"	14.64
3	33.72	0.3	0.95	2.32	1.10	"	35.24	"	"	"	10.11
2	29.63	0.2	0.98	2.24	1.10	"	31.94	"	"	"	5.92
1	24.33	0.1	0.99	2.22	1.10	"	26.50	"	"	"	2.43
0	18.06	0.0	1.00	2.20	1.10	"	39.73	"	"	"	0.0
-1	10.11	-0.1	0.99	2.22	1.10	"	11.00	"	"	"	-1.01
-2	1.97	-0.2	0.98	1.53	1.10	"	2.12	"	"	"	-3.94

$$K_s = \frac{264,62 - 20,68}{120,78} = 2,02$$

$$K_{s+seisme} = \frac{264,62 - 20,68}{1,1 \times 120,78} = 1,83$$

264.62

20.68

120.78

