

وزارة التربية الوطنية
MINISTERE DE L'EDUCATION NATIONALE

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT HYDRAULIQUE



PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

ETUDE TECHNIQUE DU BARRAGE HARREZZA

Proposé par :

Mr B. MOKRANE

Etudié par :

Mr M. DJEBRCUN

Mr C. BOUABDALLAH

Dirigé par

Mr B. MOKRANE

Mr Y. MALLIADI

PROMOTION

Juin 1993

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التربية الوطنية
MINISTERE DE L'EDUCATION NATIONALE

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT HYDRAULIQUE



PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

ETUDE TECHNIQUE DU BARRAGE HARREZZA

Proposé par :

Mr B. MOKRANE

Etudié par :

Mr M. DJEBI CUN

Mr C. BOUABDALLAH

Dirigé par

Mr B. MOKRANE

Mr Y. MOULOUDI

PROMOTION

Juin 1993

E.N.P. 10, Avenue Hacem Badi El-Harrach - ALGER

Remerciements :

C'est avec un grand plaisir que nous témoignons notre profonde gratitude et sincère reconnaissance,

A tous ceux qui de près ou de loin se sont intéressés à notre travail, nous ont encouragés même verbalement, nous ont donnés un coup de pousse dans les moments pénibles pour venir à bout de cette étude.

Dédicaces :

Nous CHEMSSEDDINE et MOHAMED, dédions ce modeste ouvrage à nos parents, à nos petites et grandes familles, ainsi qu'à nos amis, les vrais.

Sommaire

Chapitre I :

Situation et description de l'aménagement Harrezza.

I.1. Situation géographique	1
I.2. Hydrologie	2
I.2.1. Caractéristique du bassin versant	2
I.2.2. Pluviométrie	2
I.2.3. Les apports entrant dans la retenue de Harrezza	2
I.2.4. Les crues probables au site de Harrezza	3
I.2.5. Les paramètres de régularisation	4
I.2.6. L'évaporation	4
I.3. Géologie de la cuvette et du site	4
I.3.1. Géologie de la cuvette	4
I.3.2. Géologie du site	4
- Description de la rive droite	4
- Description de la rive gauche	5
- Description du fond de la vallée	5
I.3.3. Perméabilité de la fondation du barrage et de la cuvette	5
I.3.4. Zones d'emprunts et caractéristiques des matériaux	7
I.4. Description de l'aménagement de Harrezza	9
I.4.1. L'ouvrage principal	9
I.4.2. Description de la digue auxiliaire	10
I.4.3. Description de l'évacuateur de crue	11
I.4.4. Description de la vidange de fond et de la prise d'eau	12
I.4.5. Etanchement de la fondation	13
I.4.6. Description de la station de pompage Khemis II	15
Conclusion partielle	16

Chapitre II :

Analyse des données de l'exploitation et de l'auscultation du barrage de Harrezza.

II.1. Gestion et exploitation	18
II.2. Auscultation	18
II.2.1. Auscultation externe de l'ouvrage	25
II.2.1.a. Généralités sur la méthode d'auscultation externe	25
II.2.1.b. Analyse des mesures d'auscultation effectuées jusqu'à ce jour	27
II.2.2 Auscultation interne	32
II.2.2.a. Généralités sur la méthode d'auscultation interne	32
II.2.2.b. Analyse des mesures d'auscultations effectuées à ce jour	34
Conclusion partielle	43

Chapitre III :

Simulation par analogie électrique des infiltrations sous le barrage.

III.1. Généralités sur la théorie de l'infiltration	47
III.2. Analogie électrique	54
III.2.1. Hypothèses de base	54
III.2.2. Techniques et principes de modélisation	57
a. Méthode de la cuve	57
b. Méthode du réseau de résistances	60
c. Papier conducteur	61
III.2.3. Methodologie	64
III.3. Estimation des débits de fuites	67
III.3.1. Généralités sur les infiltrations à travers le corps du barrage et sa fondation	67
-Preambule	67
-Influence sur la stabilité générale	68

III.3.2. Choix des profils pour le calcul et l'analyse des infiltrations sous le barrage	73
III.3.3. Estimation des gradients critiques de sortie sous le remblai du barrage	81
Injection des coulis et les essais d'eau	84
Conclusion partielle	86
Conclusion générale	87

CHAPITRE I :

SITUATION ET DESCRIPTION DE L'AMENAGEMENT DE HARREZZA

Introduction:

Le chellif est l'un des oueds les plus importants du nord de l'Algérie. La régularisation partielle de son cours supérieur jusqu'au site du barrage Ghrib, est assurée par trois autres barrages qui sont; Ladrat, Dahmouni et Deux-deux. Pour étendre le périmètre irrigué du haut chellif; dès 1970 des études préliminaires ont été entamées pour arrêter le choix du site et définir le dimensionnement de la retenue nécessaire pour régulariser les apports restants du sous-bassin à l'amont de ce site. Etant donné que les terrains au bord de l'oued sont d'une grande valeur pour les formes multiples d'agriculture dans cette zone, le choix s'est porté sur une cuvette qui se trouve sur un affluent de faible importance. Les apports sont donc pompés à partir de la station " Khmis II" vers cette retenue sur une distance de l'ordre de 4 Km.

I.1.Situation géographique:

Le site du barrage se trouve à 15 Km, au sud ouest de la ville d'EL KHEMIS sur un affluent de rive gauche de faible importance (Fig. I.1). L'ouvrage principal est une digue en terre homogène d'une hauteur maximale de 41m. Elle permet une accumulation de 75 Hm³ qui doit répondre aux besoins de l'irrigation de l'extension en rive gauche du périmètre de la plaine du haut chellif. Les apports naturels de l'oued Harrezza ne représentent qu'environ 32% de l'apport global.

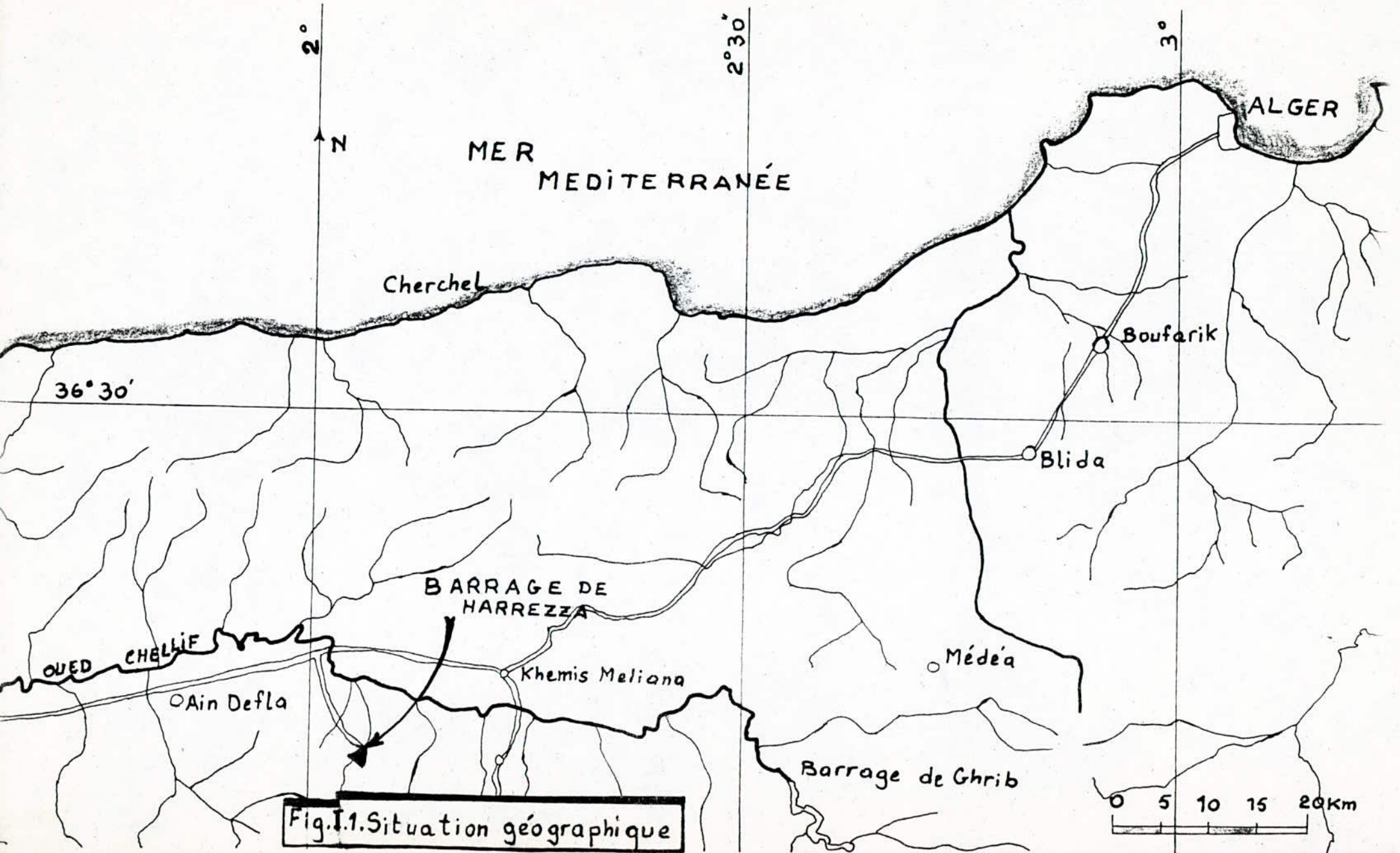


Fig. I.1. Situation géographique

I.2. Hydrologie:

I.2.1. Caractéristiques du bassin versant:

Le bassin versant de forme arrondi, a une superficie de 142 Km² et une altitude moyenne de 450m. Son schéma est représenté sur la figure (fig I.2.). Toutes les stations pluviométriques se situent à l'extérieur du bassin versant sauf la station pluviométrique de Beni-ZougZoug et la station hydrométrique d'El Ababsa.

I.2.2. Pluviométrie:

Suivant la carte pluviométrique, les pluies moyennes annuelles sur le bassin versant de l'oued HARrezza est de l'ordre de 500mm. Les quantités de pluies à la station de Beni-ZougZoug sont stables en ordre de grandeur à celles observées dans la région, en particulier à celles des postes Tarik-Ibn-Ziad et de Ain-Defla situées hors bassin versant.

I.2.3. Les apports entrant dans la retenue de Harrezza:

- Apports pompés à partir du chellif:



L'apport pompe de l'oued Cheliff est évalué à 23,3 Hm³.

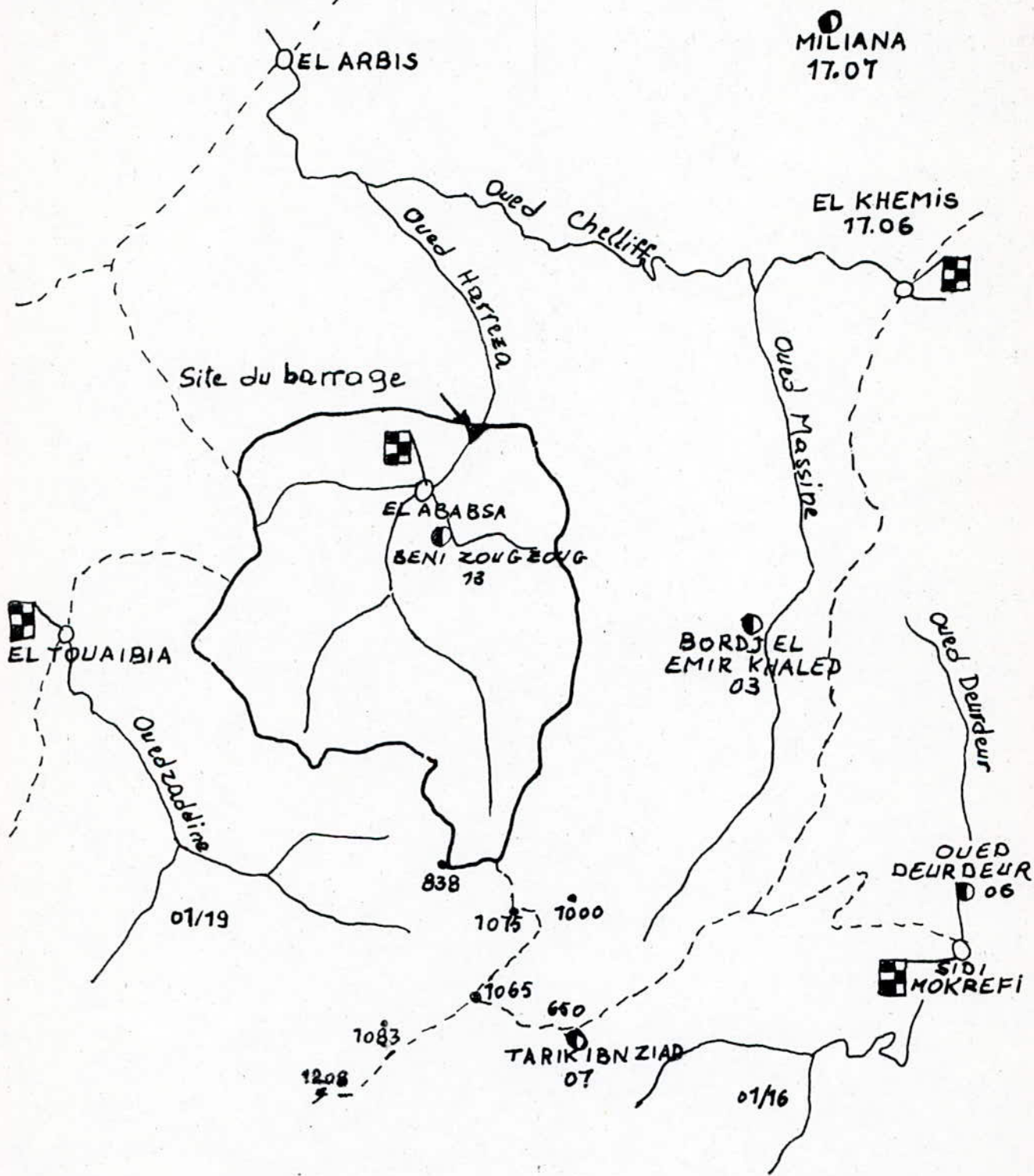
- Apports naturels de l'affluent Harrezza:

L'apport moyen annuel de l'oued Harrezza est de 7.5 Hm³.

**Fig. I.2. BASSIN VERSANT
DU BARRAGE DE HARREZZA
ECHELLE 1/200.000**

LEGENDE

-  Station hydrometrique
-  Station pluviometrique
- Limite des bassins versants voisins.
- Limite du bassin de l'oued Harrezza



Qualité chimique de l'eau:

L'eau dans la nature n'est jamais pure; donc chaque eau présente une certaine composition chimique. D'après les analyses effectuées l'eau de Harrezza contient les minéraux suivants:

Ca	-----	280 mg/l
Mg	-----	132 mg/l
Na	-----	254 mg/l
Cl	-----	450 mg/l
So ₄	-----	748 mg/l
HCO ₃	-----	380 mg/l.

I.2.4. Les crues probables au site de Harrezza:

L'hydrogramme de la crue de projet (crue millénale), et son laminage est représenté sur la figure (Fig I.3). Les crues de différentes périodes de retour sont présentées au tableau ci-dessous:

période	débit de pointe	volume en Hm ³
10 ans	240 m ³ /s	8.4
20 ans	270 m ³ /s	9.5
100 ans	380 m ³ /s	13.6
5000 ans	800 m ³ /s	28.5

BARRAGE DE HARREZZA

DEBIT DE CRUE
 m^3/s

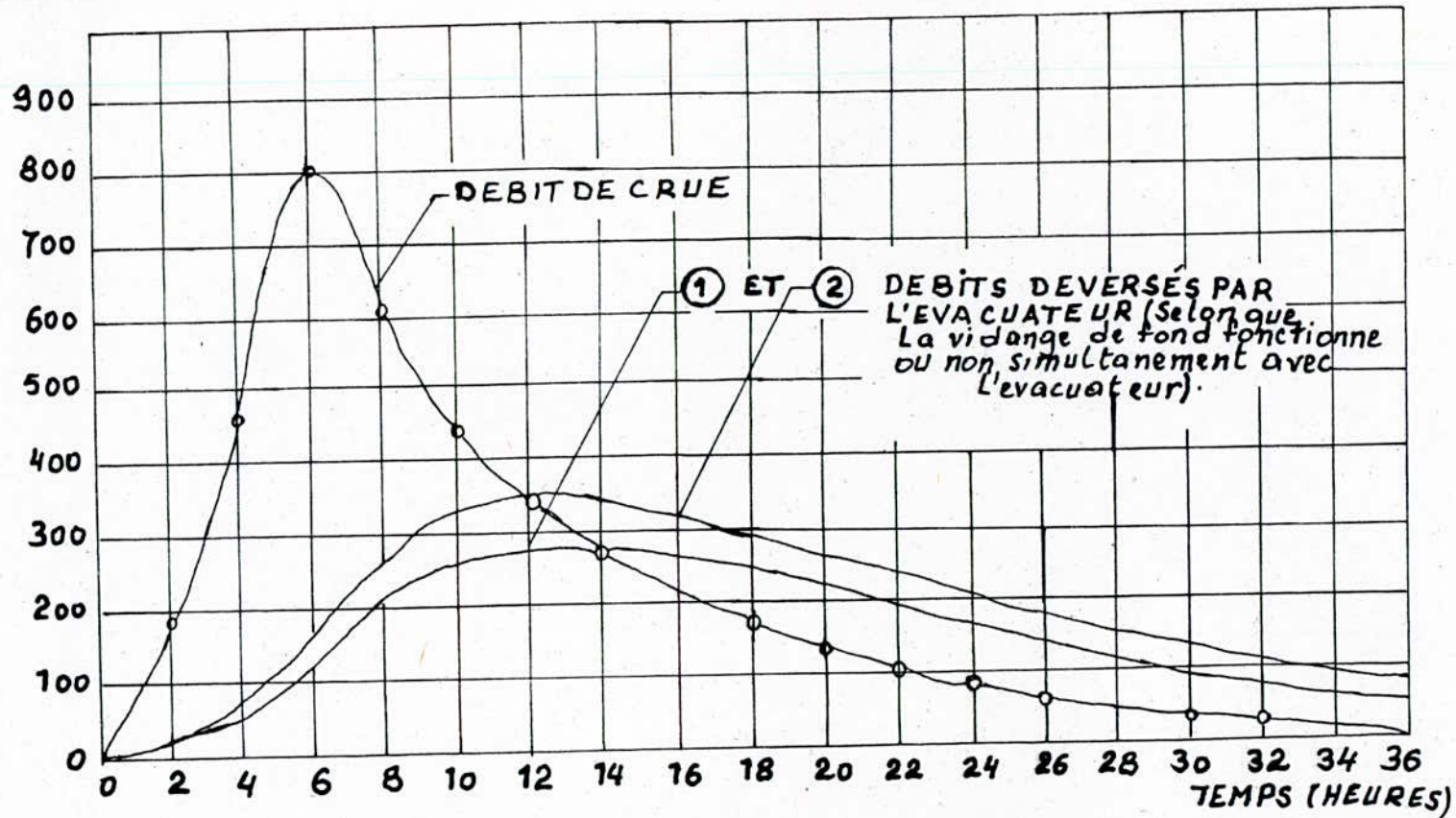


Fig. I.3. HYDROGRAMME DE LA CRUE DE PROJET ET LAMINAGE

I.2.5. Les paramètres de régularisation:

Le volume regularisé par le barrage Harrezza est garanti à 80% soit 8 années sur 10. Il est de 23 Hm³ d'après la monographie.

I.2.6. Evaporation :

L'ordre de grandeur des pertes par évaporation est de 3,15 Hm³/an, ce qui représente environ 10% du total des apports moyens annuels prévus.

I.3. Géologie de la cuvette et du site:

I.3.1. Géologie de la cuvette:

Les conditions géologiques de fondation de la retenue présentent une hétérogénéité relative, en rive droite, puisque un peu de conglomérats du miocène est trouvé en bordure de la terrasse actuelle.

Les terrains immergés étant de dominance argileuse, la retenue ne devra pas poser de problèmes d'étanchéité.

I.3.2. Géologie du site:

- Description de la rive droite:

La formation est datée de l'albien (crétacé moyen). Sous le substratum formé par des schistes très altérés de couleur jaune, des schistes beaucoup plus compacts, de couleur gris sombre, forment la base de la série. A l'intérieur de ces schistes on trouve des petits niveaux de quartzite et même de gros bancs très plissés et tectonisés. Dans quelques zones ces terrains sont surmontés par des matériaux détritiques plus récents. Au sommet

de la colline du grammet se trouve des bancs de quartzite de pendage 10° à 15° nord-est. Au pied de la rive apparaissent des galets roulés ainsi que des argiles rouges appartenant au miocène.

Dans le col, où la digue auxiliaire a été exécutée, la fondation de base des schistes était recouverte d'une couche de matériaux argilo-detritiques.

- Description de la rive gauche:

Sur une pente très douce affleurent des terrains de couleur rouge. La formation appartient au miocène qui recouvre la couche de l'albien et constituée de matériaux argilo-detritiques présentant parfois un faciès conglomératique.

Au large de cette rive, un encroutement calcaire masque partiellement le substratum imperméable, constitué soit par la série argilo-detritiques du miocène soit par des schistes de l'albien. une coupe géologique suivant l'axe du barrage entre les profils 17 et 19 est donnée à la figure (Fig. I.4).

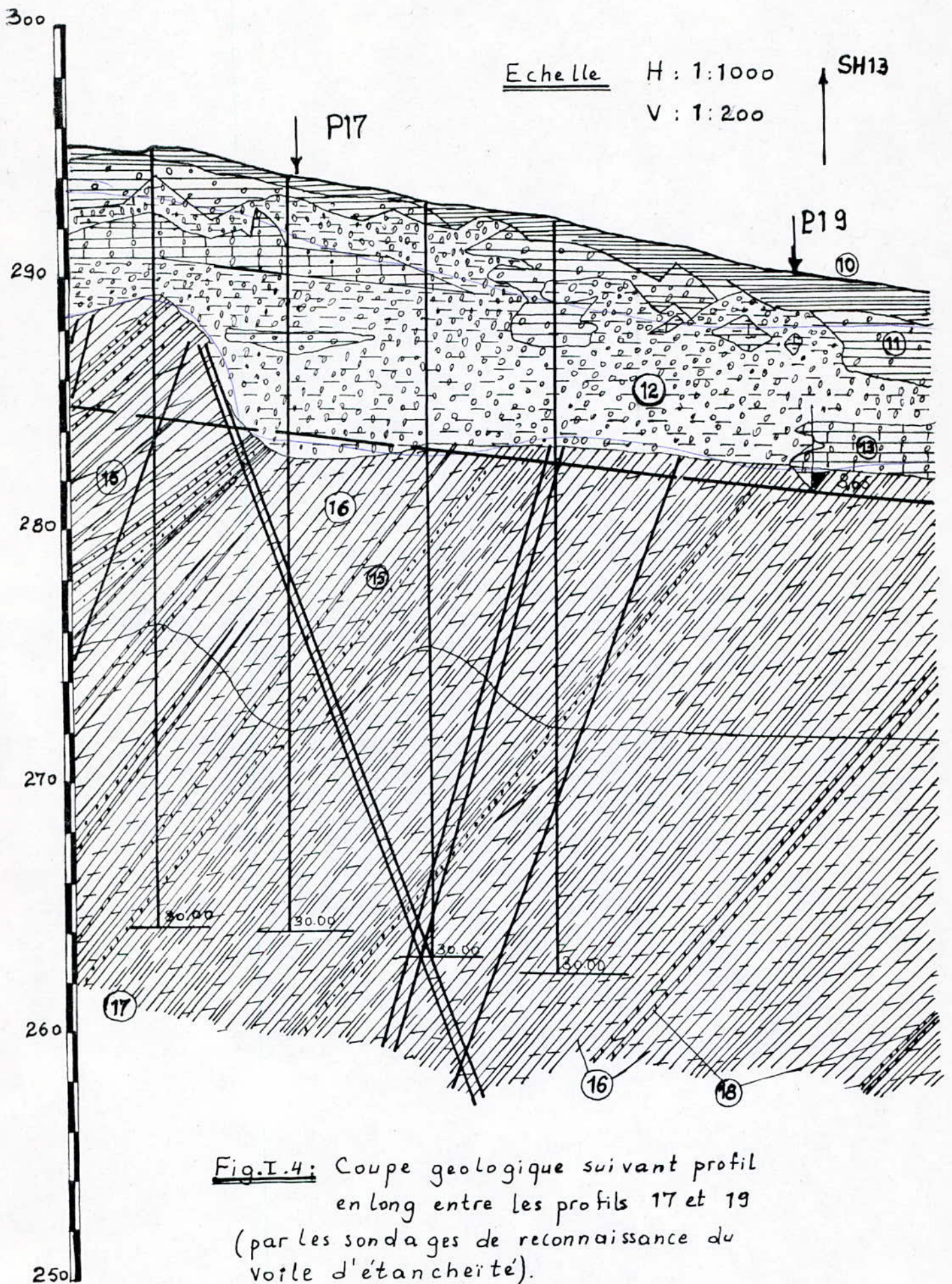
- Description du fond de vallée:

Sur une largeur moyenne de l'ordre de 400 m, il est occupé par une terrasse limoneuse récente constituée de limons argileux bruns reposant soit directement sur le substratum de l'albien soit sur des alluvions appartenant au miocène.

Sur une partie de la largeur de la vallée cette terrasse domine une couche d'alluvions de l'ordre de 4 m d'épaisseur.

I.3.3. Perméabilité de la fondation et de la cuvette.

Malgré la présence dans cette fondation de formations géologiques jeunes et de matériaux detritiques, les essais



Légende de la coupe géologique suivant profil en long entre les profils 17 et 19:

Miocène argilo-détritique:

10) Argile sableuse, compacte, dure-plastique à dure à galets et mouchétures calcaire, brune, brune rougeâtre à rouge brique, brune verdâtre à ;blanche-verdâtre.

11) Argile sableuse, compacte, dure-plastique à dure à galets, graviers et blocs isolés des grés quartzitiques, abondante au mouchétures calcaire, souvent encrouté, rouge-brunâtre à rouge brique avec nuances jaunâtres.

12) Galets, graviers et blocs des grés quartzitiques à remplissage d'argile sableuse, compacte, plastique à dure-plastique, souvent a mouchétures calcaire, rouge-brique, parfois avec nuances grises et vardâtres.

13) Conglomérats d'origine des grés quartzitiques à ciment calcaire ou argilo-calcaire, durs a très durs, brune blanchâtres à blanchâtres.

Crétacé:

15) Marnes parfois altérés jusqu'en argiles, compactes, assez dures, jaunâtres, gris-jaunâtres, grises à gris-foncées.

en claires:saines

en sombres:altérés.

16) Schistes, parfois altérés jusqu'en argile, souvent finement stratifiés, friables à très dures, jaunâtres, gris-jaunâtres, gris, gris-foncés, à gris-blanchâtre.

en claires:saines

en sombres:altérés.

17) Argilites compactes, friables à dures, passant aux argiles noires, gris jaunâtres, grises à gris-foncées.

en claires:saines

en sombres:altérés.

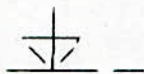
18) Grès à grains fins à ciment calcaire, quartzitisés, très durs, gris à gris-jaunâtres, jusqu'à gris blanchâtres.

en claires:saines

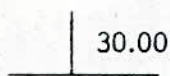
en sombres:altérés.



Failles et fissures tectoniques.



Profondeur du niveau statique des eaux souterraines à la date du 03.06.1974.



Sondage d'injection à la profondeur 30.00m.

in-situ de perméabilité ont révélé que le milieu est étanche. A titre indicatif, la monographie stipule les valeurs moyennes suivantes des coefficients de filtration:

Pour la fondation $3 \cdot 10^{-8}$ m/s
Pour le corps du barrage 10^{-8} à 10^{-7} m/s

Méthodes de mesure des caractéristiques du terrain:

Sachant que des résurgences importantes sont apparues au pied aval de la digue dès la mise en eau du barrage tel que spécifié en introduction, il nous apparaît utile de décrire les essais in-situ de perméabilité.

a-Essai de pompage:

Essai LUGEON:

Il consiste à injecter de l'eau sous une certaine pression dans une tranche de terrain limitée dans un forage par les parois, le fond et un obturateur. (Fig I.5)

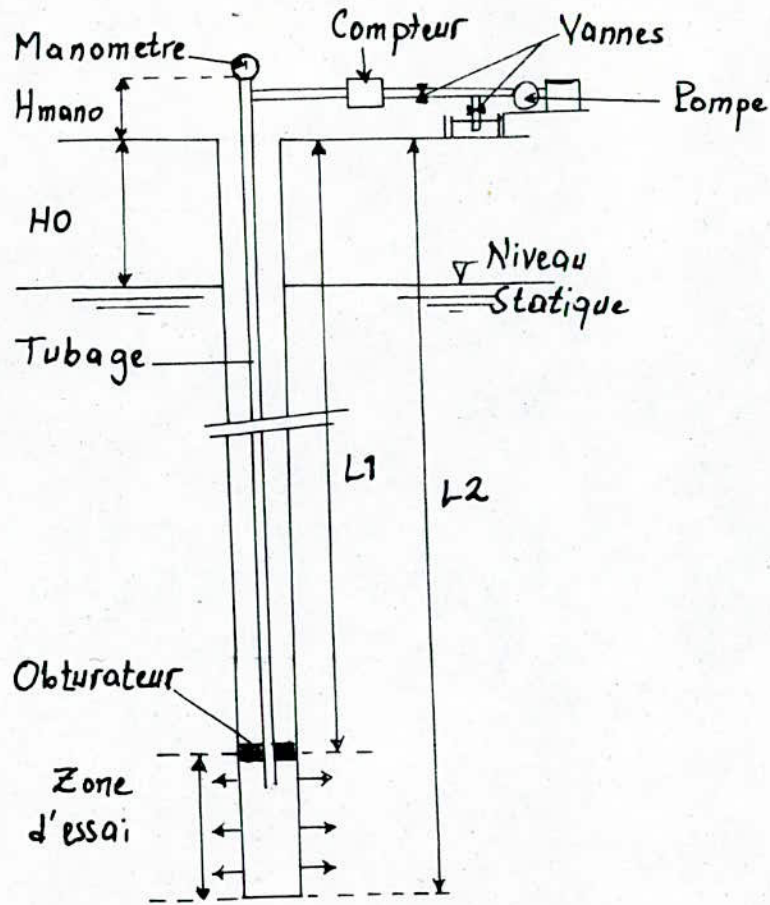
On mesure la quantité d'eau (débit) absorbée sous une pression constante. On définit l'unité Lugeon (UL) comme l'absorption d'un litre par minute et par mètre de forage sous une pression de 10 bars et équivaut à un terrain homogène perméable de perméabilité $K = 10^{-7}$ m/s

$$\text{Le nombre d'unité Lugeon est: } UL = \frac{Q_{10}}{l}$$

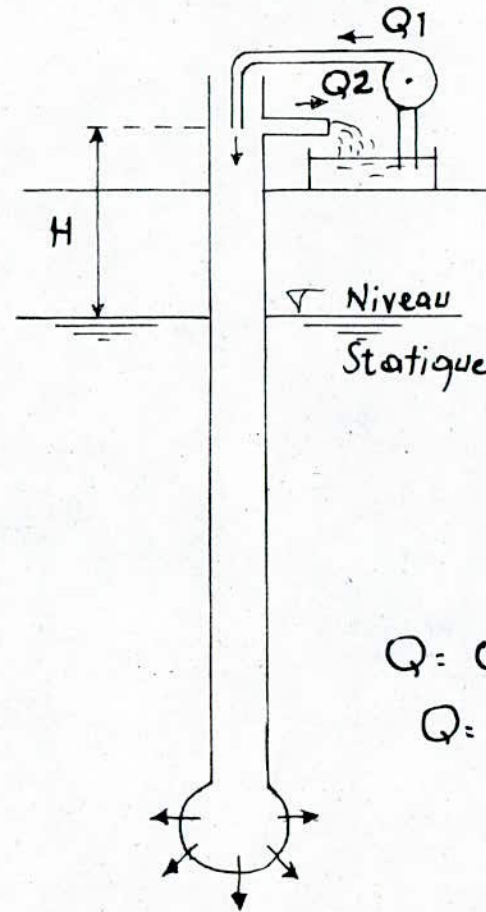
$[Q_{10}]$: l/s, et l :longueur de la passe essayée (pour Harrezza elle était de 5 m de longueur)

Fig.I.5.

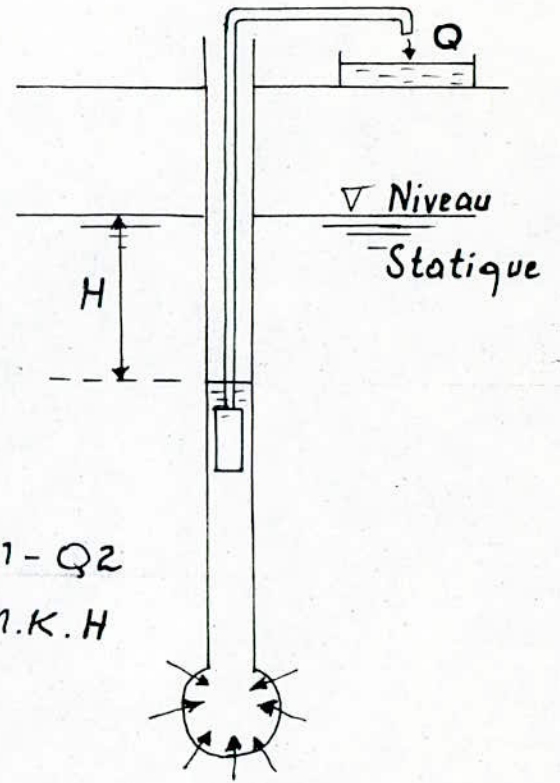
Essai Lugeon



Essai Le Franc
Par Injection



Par Pompage



$Q = Q1 - Q2$

$Q = M.K.H$

Essai LEFRANC:

On exécute un forage où on enfonce un tube cylindrique à paroi imperméable jusqu'à une profondeur où une cavité de rayon R est creusée. (Fig I.5).

On injecte ou on pompe un débit constant. La mesure d'eau s'effectue à niveau constant dans les sols à perméabilité supérieur à 10^{-4} m/s. Pour que le débit soit constant on utilise un réservoir d'alimentation à niveau constant. On injecte de l'eau propre pour éviter le colmatage

I.3.4. Zones d'emprunts et caractéristiques des matériaux:

Les matériaux qui ont été utilisés pour la construction de la digue sont des limons argileux de la basse terrasse existant dans la zone de la cuvette sur une bande qui se développe tout au long du lit de l'oued. Le fuseau granulométrique des matériaux de construction et de la fondation sont donnés aux figures (Fig I.6) et (Fig I.7). Ces matériaux sont disponibles en quantité suffisante dans un rayon moyen de 2 Km autour du site du barrage.

Les enrochements pour la protection du talus amont et du pied aval du barrage ainsi que les matériaux du système de drainage et les agrégats du béton proviennent d'une carrière déjà en exploitation situé à 15 Km du site du barrage. Les formations géologiques de cette carrière montrent qu'il s'agit d'un massif volcanique surmonté d'une épaisse couche de calcaire jurassique de bonne qualité.

Deux types de roches ont été différenciées dans cette carrière:

- Les rhyolites de couleur gris-vert, de bonne qualité.
- Les rhyolites de couleur gris-vert clair et blanc gris à blanc, de moindre qualité.

Les paramètres géotechniques des matériaux dans les zones d'emprunts sont les suivants:

- P6 GRAVIER SABLEUX
- P7 SABLE ARGILEUX
- P8 SABLE ARGILEUX
- P9 ARGILE LIMONO-SABLEUX
- P10 GRAVIER SABLEUX

- P11 ARGILE LIMONO-SABLEUX
- P12 ARGILE LIMONO-SABLEUX
- P13 SABLE ARGILEUX
- P14 LIMON PEU PLASTIQUE
- P15 LIMON PLASTIQUE

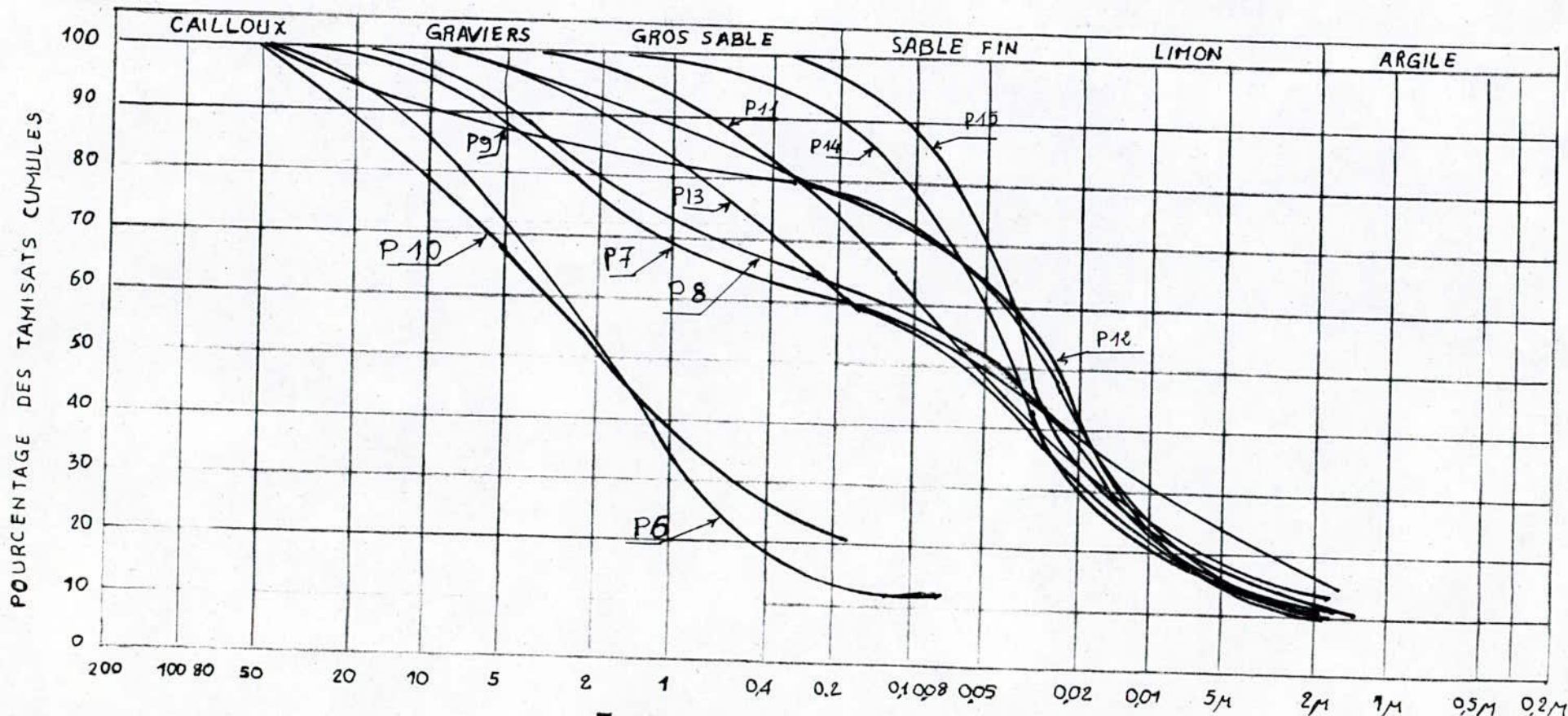
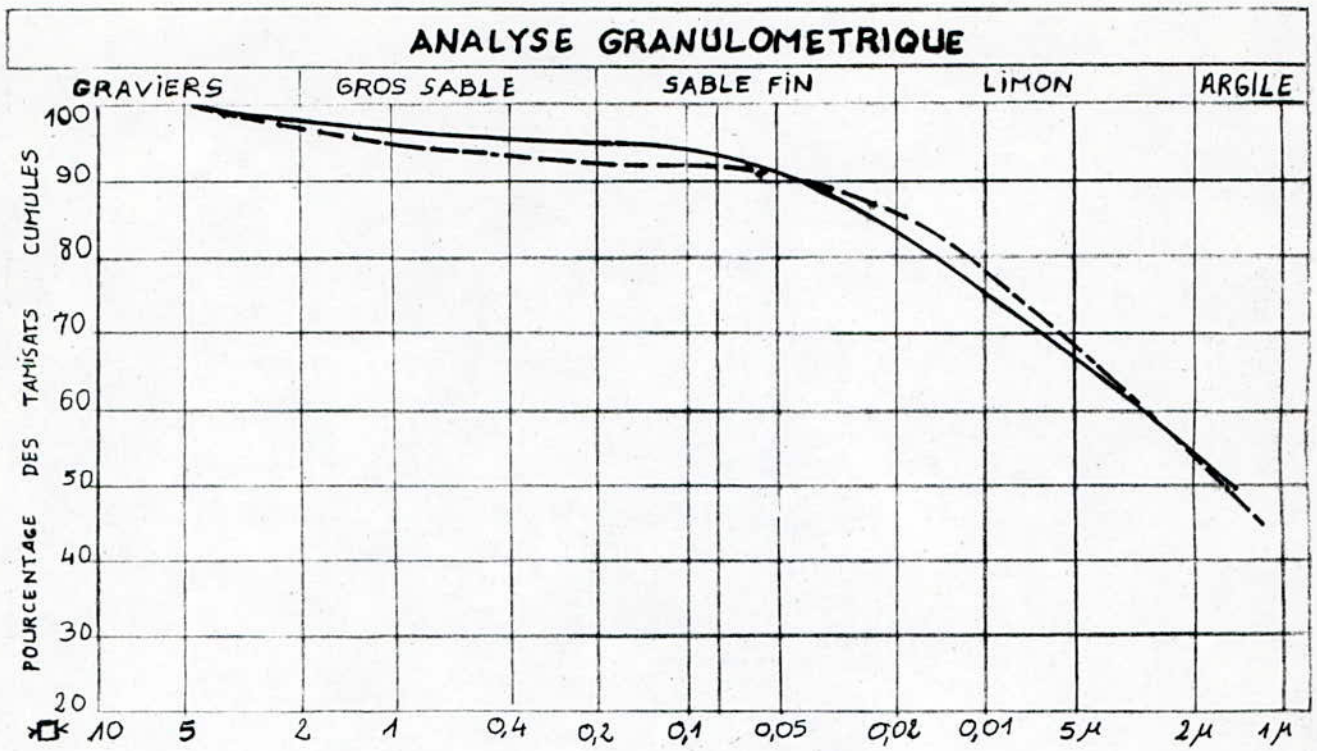
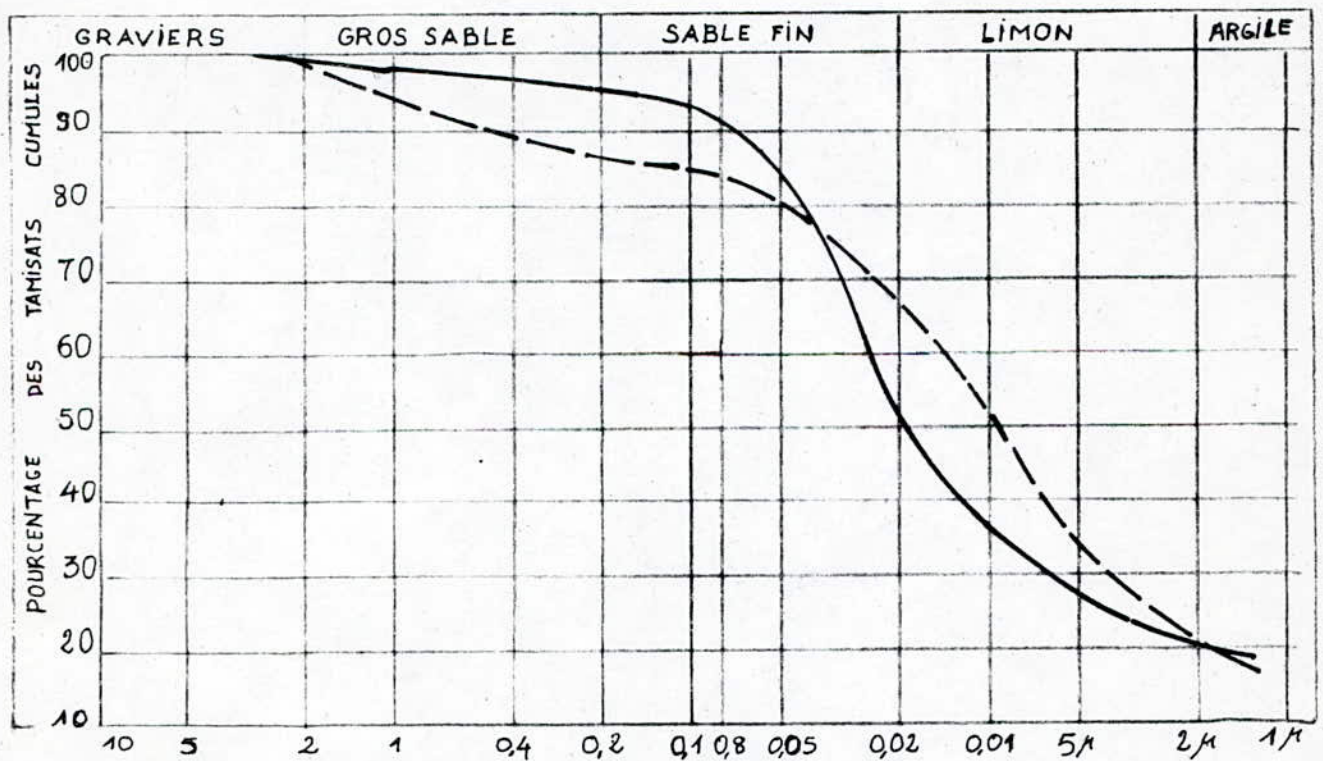


Fig. I.6.

Fig. 1.7.



— SH2 3,00-4,00m ENCROUTEMENT (Argile beige)
 --- SH2 8,00-9,00m SCHISTE ET ARGILE TR. ALTERÉS



— SH3 5,00-6,00m ALLUVIONS LIMON-ARGILEUX.
 --- SH3 11,00-12,00m MARNE GRISE.

Alluvions de la basse terrasse:

Poids spécifique des grains..... 2.70 t/m³
 Poids spécifique apparent sec..... 1.70 t/m³
 Poids spécifique saturé..... 2.05 t/m³
 Angle de frottement..... $\phi = 26^\circ$
 Cohésion..... C = 0

Argile du miocène:

Poids spécifique des grains..... 2.75 t/m³
 Poids spécifique des grains sec..... 1.70 t/m³
 Poids spécifique saturé..... 2.10 t/m³
 Angle de frottement..... $\phi = 26^\circ$
 Cohésion..... C = 0

Schistes:

Poids spécifique des grains 2.75 t/m³
 Poids spécifique des grains sec..... 1.70 t/m³

TABLEAU RECAPITULATIF:

type de matériaux	W %	γ_s (t/m ³)	γ_d (t/m ³)	γ_{sat} (t/m ³)	C Kg/cm ²	ϕ°	K cm/s
alluvions	20.20	2.70	1.70	2.05	0	26	$3.1 \cdot 10^{-8}$
argile du miocène	13.9 30.60	2.75	1.70	2.10	0	26	$3 \cdot 10^{-8}$
schiste	13.90 30.6	2.75	1.70	2.10	0	26	
limons argileux	16.00	2.10	1.8	2.15	0	30	$K_v 10^{-7}$ $K_h 10^{-6}$

Pour l'argile LL=20 à 50 (argile peu plastique)
IP=20-50% (sol peu argileux)

I.4. Description de l'aménagement de Harrezza:

I.4.1. L'ouvrage principale:

La présence des matériaux favorables à la construction de la digue à proximité immédiate du site et le profil très étendu de la vallée ont conduit à choisir comme type de barrage une digue homogène en limons argileux avec un filtre vertical légèrement incliné, et deux veines filtrantes horizontales au pied du parement aval.

Les dimensions de cette digue sont les suivantes:

Côte du couronnement-----	317 m
Côte du niveau max de la retenue-----	315 m
Côte de la retenue normale-----	313 m
Longueur du couronnement-----	1787 m
Largeur du couronnement-----	11 m
Côte de la risbèrme amont -----	294 m
Largeur de la risbèrme amont-----	25 m
Côte de la première risbèrme aval-----	306 m
Largeur de la première risbèrme aval-----	4.5 m
Cote de la deuxième risbèrme aval-----	294 m
Largeur de la deuxième risbèrme aval-----	3.25 m
Pente du parement amont-----	1/3
Pente du parement aval-----	1/2.5
Hauteur maximale-----	41 m
Empattement maximal-----	294 m

De la rive gauche à la rive droite, l'axe de la crête du barrage comprend successivement un alignement sur 324.6 m, un arc de

cercle de rayon 150 m sur 79.6 m, un grand alignement droit sur 1239 m, un arc de cercle près de l'évacuateur de crue de rayon 150 m sur 68,5 m et finalement un alignement droit sur 75.3 m. Le volume total approximatif de la digue est:

Remblai en limon argileux	3,6.10 ⁶ m ³
Filtres	0,25.10 ⁶ m ³
Enrochement	0,15.10 ⁶ m ³

Cette digue permet d'accumuler un volume d'environ 75 Hm³. La courbe "Hauteur-Capacité-Surface" est présentée sur la figure (Fig I.8).

I.4.2. Description de la digue auxiliaire:

Une dépression naturelle située sur la rive droite de la cuvette du barrage avait imposée la construction d'une digue auxiliaire de hauteur maximale de 10m et de 275m de longueur. Sa construction est similaire à celle de la digue principale.

Côte du couronnement -----	317 m
Longueur du couronnement -----	278 m
Largeur du couronnement -----	5 m
Pente du parement amont -----	1/3
Pente du parement aval -----	1/2.5
Hauteur maximale -----	10 m
Empattement maximum -----	60 m

Dimension de la tranchée para fouille:

Cette tranchée para fouille est réalisée sur la totalité de l'axe longitudinal du barrage; ceci pour éviter d'excaver la couche superficielle altérée sous l'emprise de la digue.

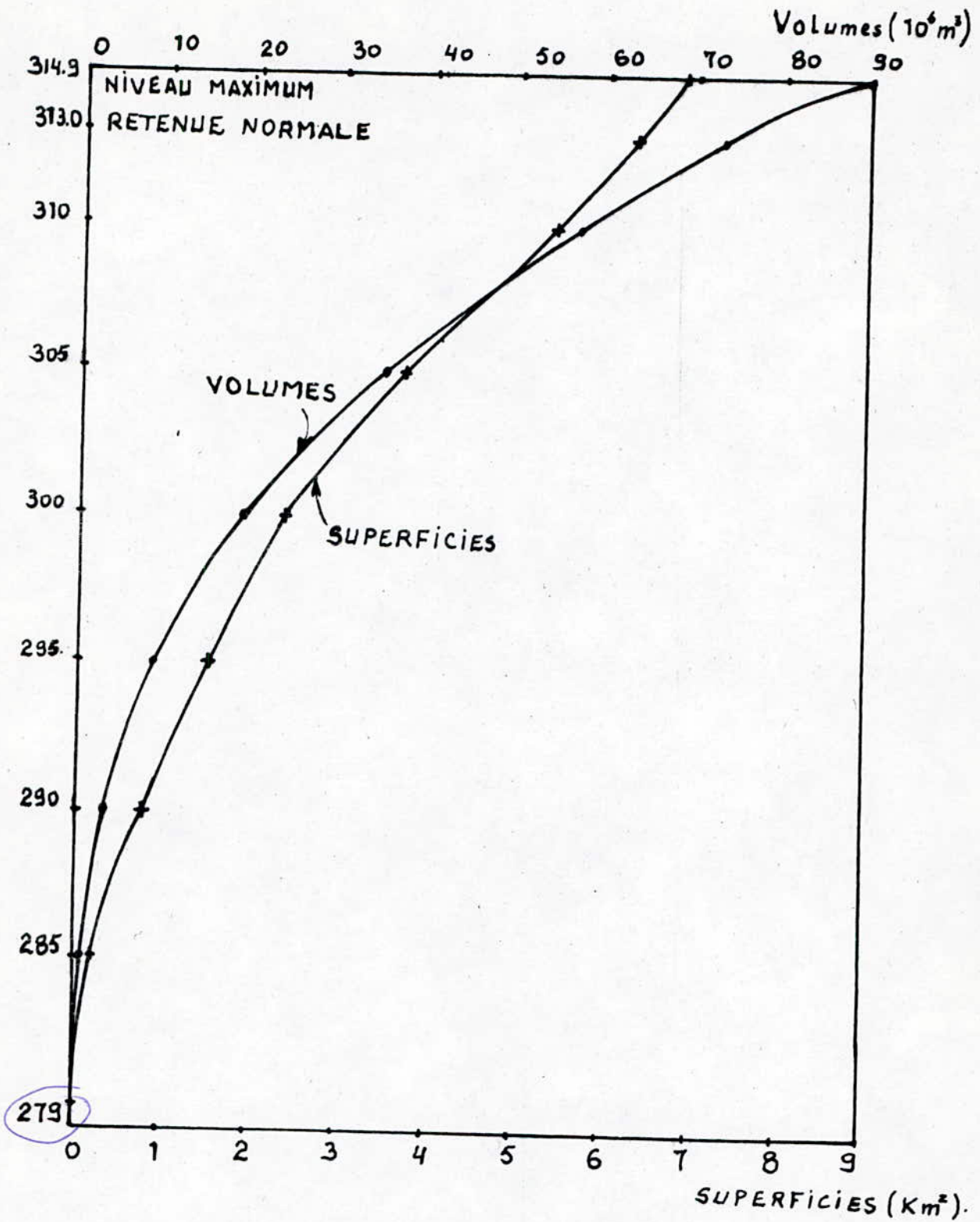


Fig. I.8 DIAGRAMMES DES VOLUMES ET DES SUPERFICIES DE LA RETENUE

BARRAGE DE HARREZZA

Largeur en pied -----	3 m
Hauteur -----	2 m
Pente des talus -----	1/2.5
Volume total approximatif -----	70 10 ³ m ³
Volume du remblai en limon argileux -----	55 10 ³ m ³
Volume des filtres et enrochement -----	15 10 m ³

I.4.3. Description de l'évacuateur de crue:

Il est constitué d'un déversoir à seuil en labyrinthe d'un coursier et d'un bassin d'ammortissement (Fig I.9).

Côte du fond horizontal du canal d'accès -----	309.5 m
Côte de la crête du seuil déversant -----	313 m
Longueur total du seuil déversant -----	90 m
Débit laminé de la crue cinq-millinale -----	800 m ³ /s
Distance de l'axe du barrage jusqu'au bassin -----	144.56 m
Longueur du bassin d'ammortissement -----	20 m
Section transversale du canal de fuite	largeur -----25 m
	pente du talus ----1:2

Il est à noter que l'évacuateur de crue du barrage de Harrezza n'est pas très important du moment que ce dernier reçoit le plus gros de ses débits par pompage.

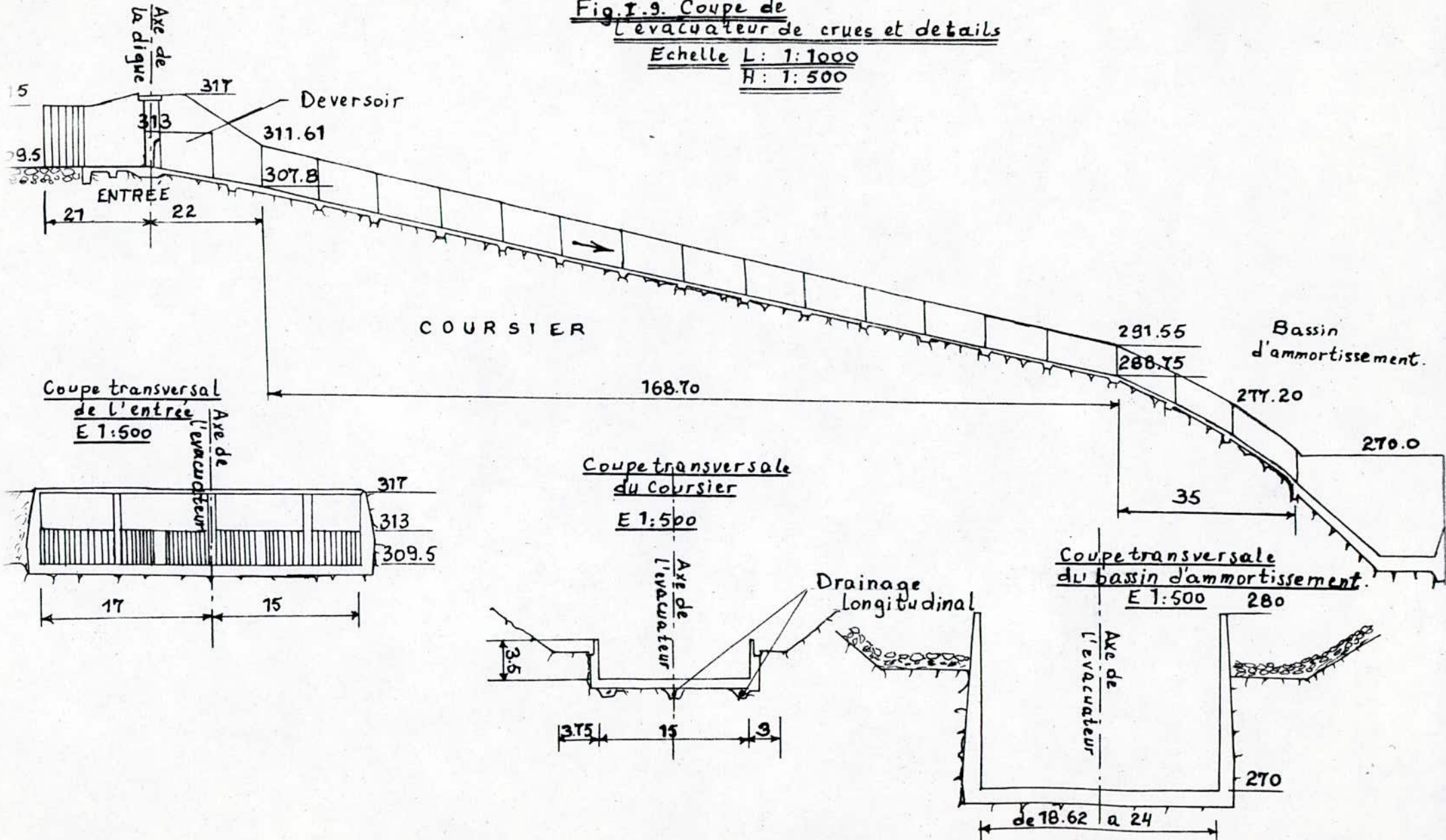
Dimension du bassin d'ammortissement:

Largeur -----	6 m
Longueur -----	14 m
Côte du radier horizontal----	272.5 m

La section transversale du canal (en aval du bassin d'ammortissement) de liaison avec le canal de fuite des eaux déversées par l'évacuateur de crue a les dimensions suivantes:

Fig. I.9. Coupe de l'évacuateur de crues et details

Echelle L: 1:1000
H: 1:500



Largeur -----6 m
 Pente de talus -----1/2
 Débit max sous le N.N.R (313 m) -----47,5 m³/s.

I.4.4. Description de la vidange de fond et de la tour de prise d'eau:

- Vidange de fond:

La galerie de vidange de fond située en rive droite a été précédemment utilisée comme dérivation provisoire, (Fig I.10).

Ses dimensions sont:

Diamètre -----3,30 m
 Longueur -----200 m
 Pente de la galerie -----27/1000
 Côte du canal d'accès à la galerie--282 m
 Section d'entrée (située sur la tour de prise ---2.2 x 3.33 m²

- La tour de prise:

La prise d'eau est constituée d'une tour verticale implantée dans la retenue en rive droite (Fig I.11), dont les dimensions sont:

La hauteur de la tour de prise (entre la base de la semelle et la toiture de la tour) -----49.05 m

Rayon théorique du contour polygonal de la semelle en béton armé est 13 m.

Épaisseur de la semelle -----2 m.

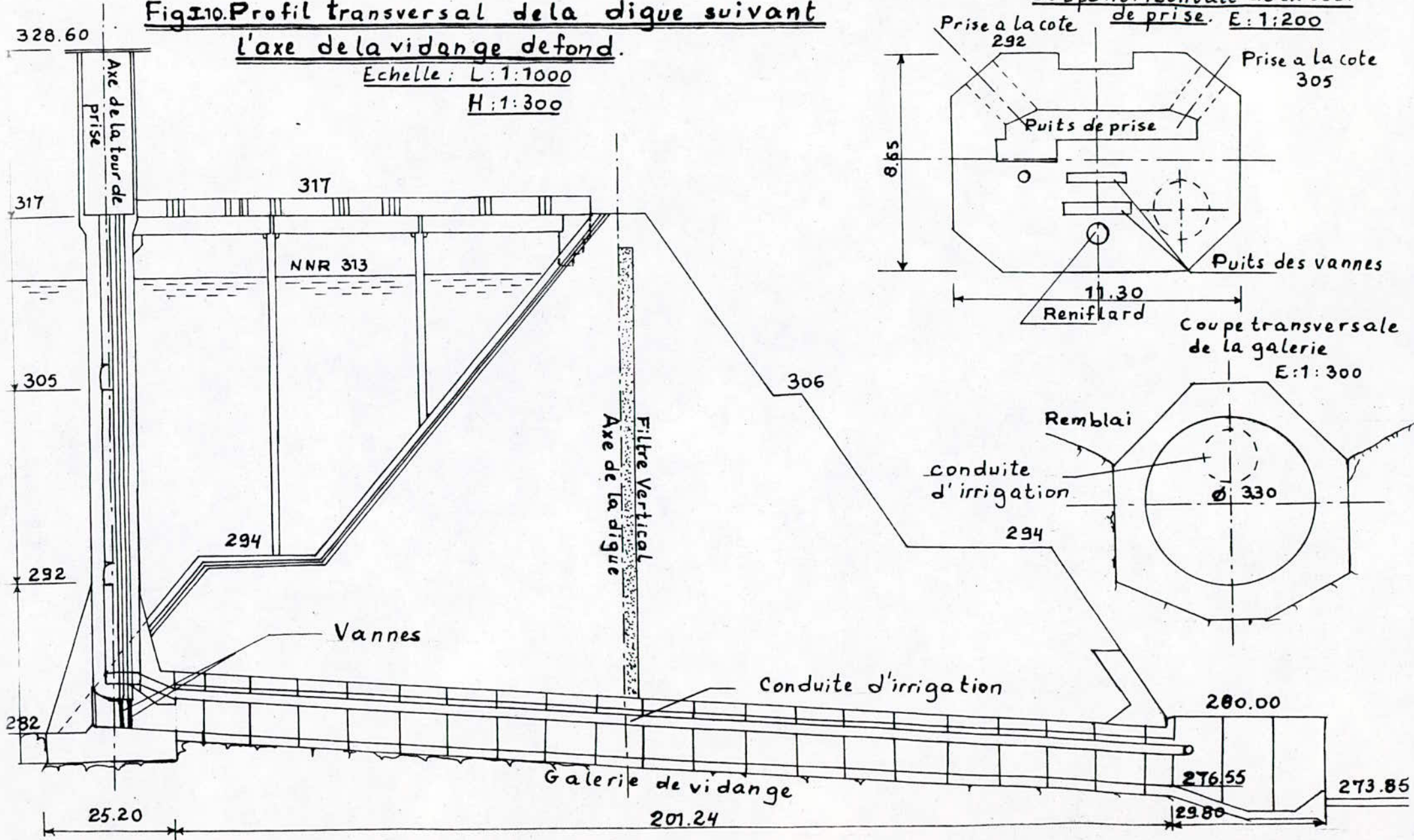
Côte de la base de la semelle -----280 m

Côte des seuils des pertuis de prise

[prise d'eau inférieur ---292 m
 [prise d'eau supérieur ---305 m

Fig. 10. Profil transversal de la digue suivant l'axe de la vidange de fond.

Echelle: L:1:1000
H:1:300



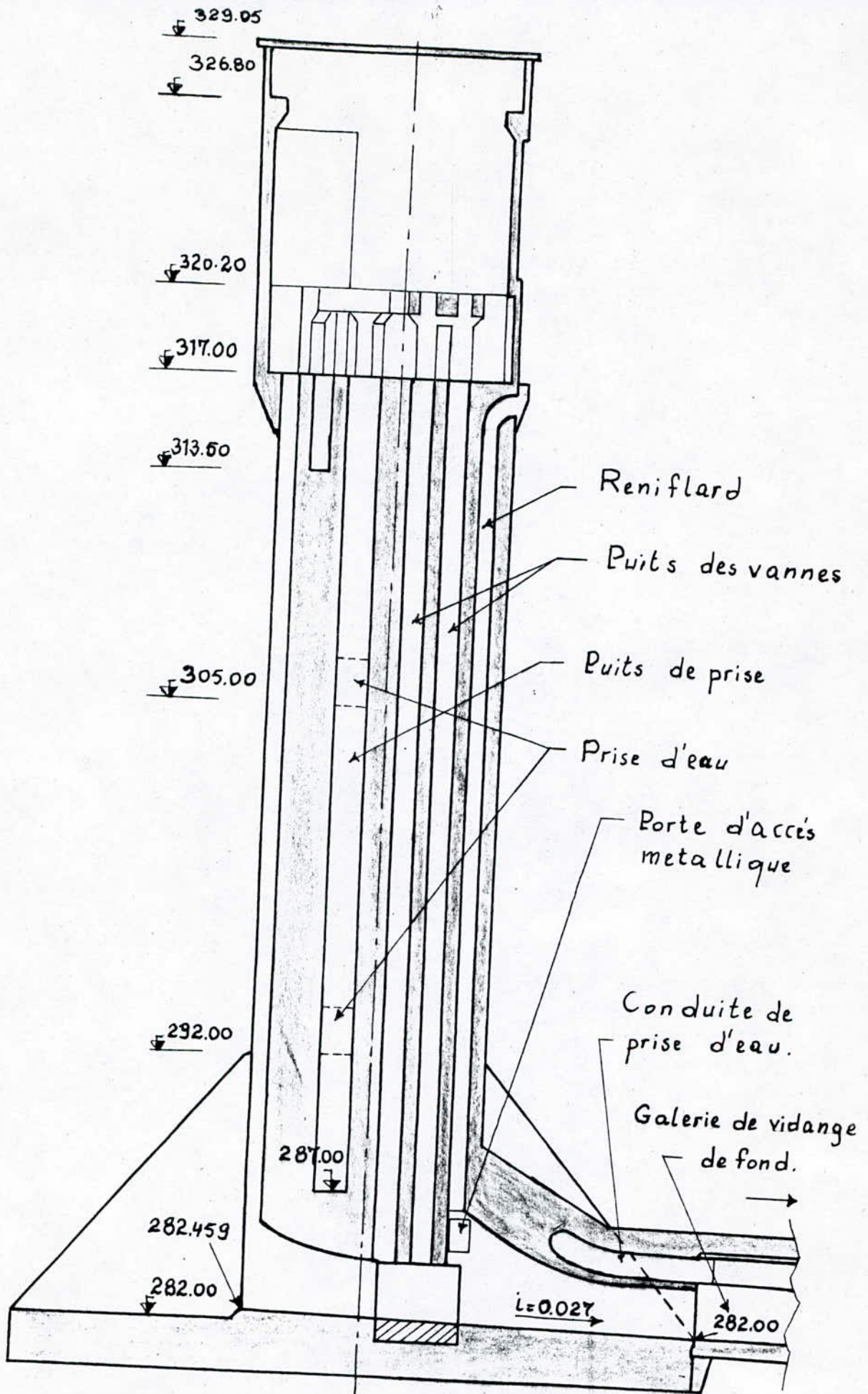


Fig. I.11: Coupe de la tour de prise d'eau.
 Echelle: 1:200.

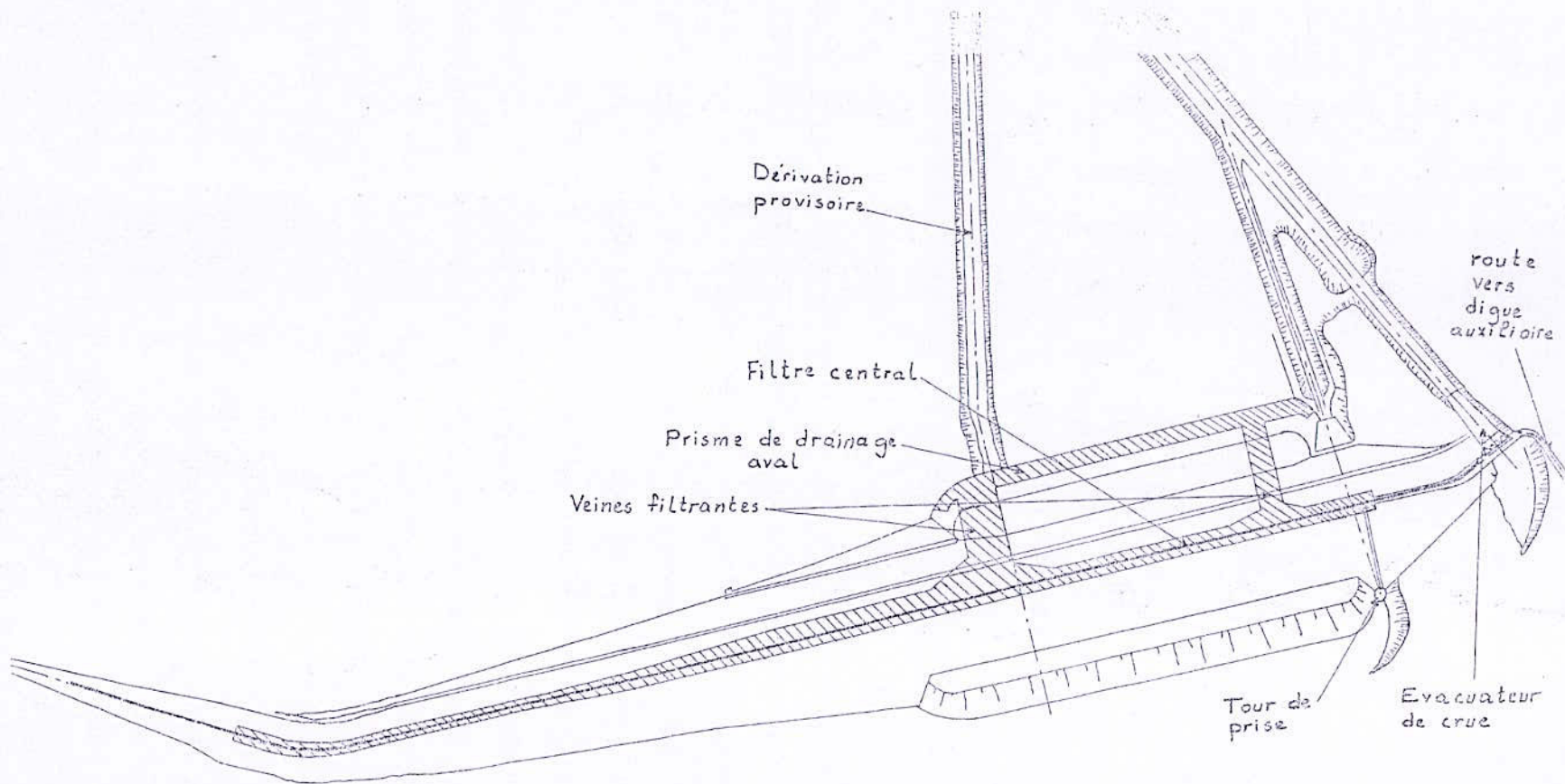


Fig.I.12. Vue en plan et détail du drainage (filtre, veines...) et des ouvrages annexes.

entre les primaires distants de 3 m et les tertiaires exécutés les deux séries précédentes. Les injections secondaires et tertiaires sont exécutées ou non suivant les absorptions de coulis. Ainsi les injections tertiaires sont réalisées seulement dans la zone de la basse terrasse jusqu'au schistes.

Description du système de drainage:

Les études d'infiltrations dans le corps du barrage prévoient que les débits résultants de la percolation soient recueillis dans un filtre vertical légèrement incliné, d'une épaisseur constante de 3m, placé dans la zone centrale, sa face amont coïncide avec l'axe longitudinale du barrage. (Fig I.12). Dans la zone de la vallée, le filtre vertical a été prolongé jusqu'à la formation alluvionnaire, en y pénétrant sur 1.50m pour couper la percolation dans le contact fondation-remblai, ainsi tout les débits passant à travers le voile d'injections, vont concourir vers ce dépassement du filtre. L'écoulement vers l'aval des débits recueillis dans le filtre vertical s'effectue par deux veines filtrantes qui sont à une côte d'entrée de 284.5m. Ils s'étendent sur une longueur de 120m pour une largeur de 45m et 26m. L'épaisseur transversale de ces veines est de 2.14m.

Un élément formé d'un tapis de 10m de base et 1m d'épaisseur est localisé à la côte 279m protège le pied aval dans la zone la plus profonde de la vallée. Il est lié au parement aval qui est composé d'une couche d'enrochement de 0.6m d'épaisseur. Les deux veines filtrantes localisées entre les profils 20-25 et 30-30A se terminent par deux prismes drainants qui se développent entre les côtes 286 et 276 avec 15m de base. A 10m en aval du pied de la digue dans la zone entre la dérivation provisoire et la vidange de fond a été exécuté une série de 51 puits de décharges de 20m de profondeur et 400mm de diamètre en tubes P.V.C à intervalle de 10m.

A 3m en aval de cette rangée sont implantés 7 puits collecteurs principaux d'un mètre de diamètre et de 2.80m de profondeur. Pour le drainage des eaux superficielles et pluviales, trois caniveaux en forme de demi-buses sont installés sur le pied aval et sur chaque risbèrme pour véhiculer l'eau tout le long du barrage et l'évacuer dans le canal de la vidange au environ du profil 31.

Caractéristiques des matériaux du système de drainage:

Les matériaux pour la protection du talus amont et du pied aval du barrage ainsi que les matériaux pour le système de drainage et pour les agrégats du béton proviennent de la carrière de Ain-defla.

Leurs caractéristiques mécaniques se résument comme suit:

- Poids spécifique $\gamma=2.7 \text{ g/cm}^3$.
- Porosité $P =2.1 \%$.
- Résistance à la compression.....130 Mpa
- Gonflement..... 0,07 %
- Diminution de la résistance à la compression ..18.6 % ,

I.4.6.Description de la station de pompage khmis II:

C'est une station au fil de l'eau, qui permet à la fois de remplir la retenue de Harrezza et si besoin d'alimenter directement le réseau d'irrigation.

La conduite principale de refoulement a un diamètre de ϕ 1.25m avec une longueur de 4200m jusqu'à la digue auxiliaire.

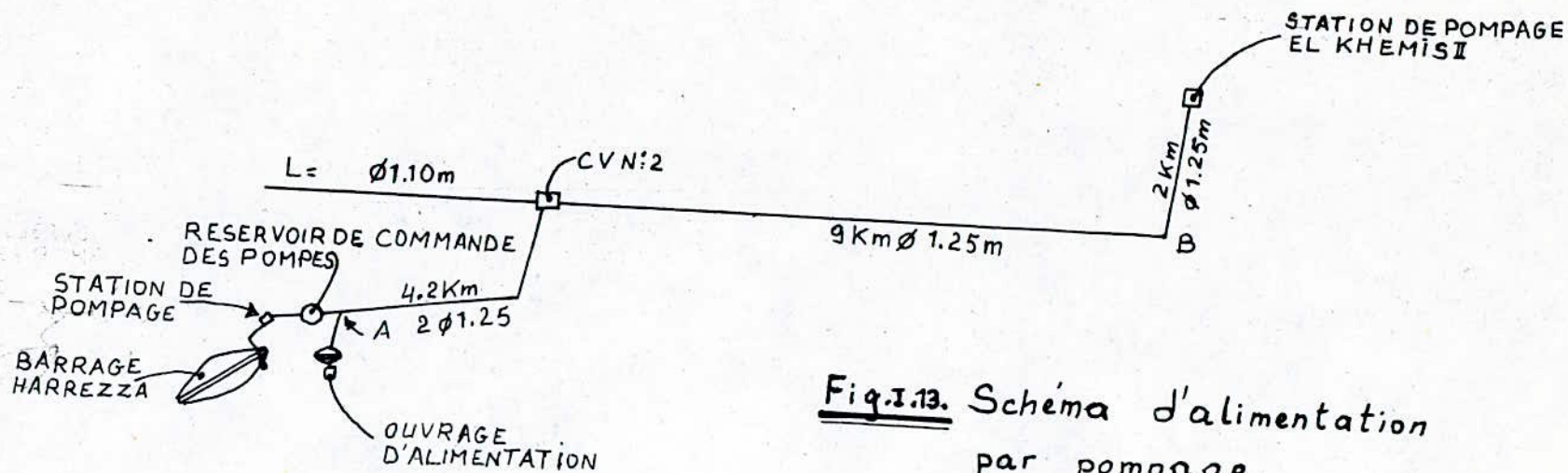
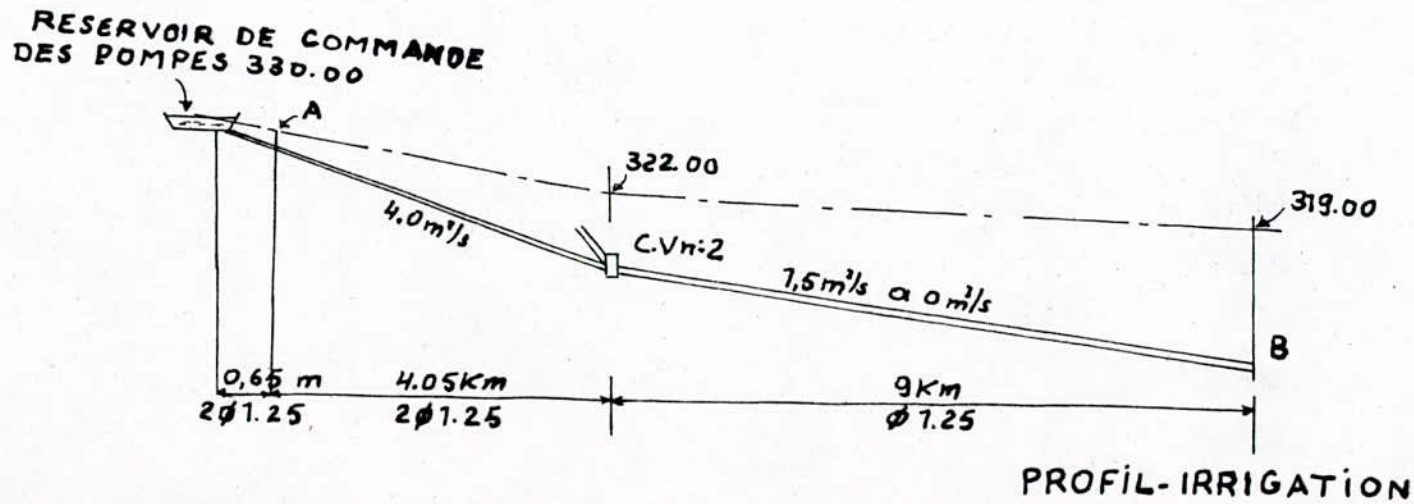
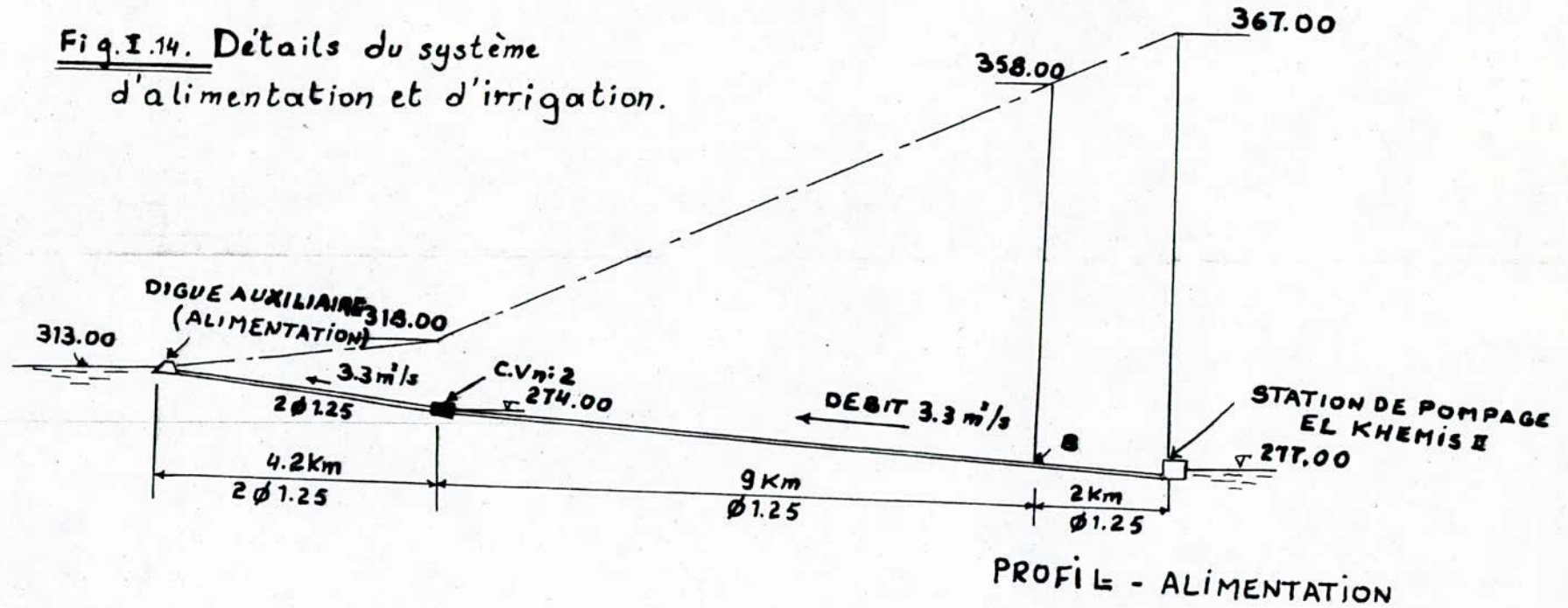


Fig.1.13. Schéma d'alimentation par pompage.

Fig. 1.14. Détails du système d'alimentation et d'irrigation.



Nombre de pompe	6	3
Débit nominal	900 l/s	450 l/s
Hauteur manométrique	110 m	110 m
Puissance nominale	1550 Kw	770 Kw

Le schéma d'alimentation du barrage et du réseau est présenté par les figures (Fig I.13) et (Fig I.14).

Le débit d'alimentation est fixé à $3.3\text{m}^3/\text{s}$; celui de l'irrigation est de $4\text{m}^3/\text{s}$

Conclusion partielle:

Pour régulariser les débits de l'oued Chellif à l'aval du barrage de Ghib, il fallait construire un barrage, mais comme l'aménagement sur l'oued Chellif était inconcevable et pour cause la richesse des terres environantes, et les conditions topographiques, sa construction a été décidée sur l'oued Harrezza; les apports étant récupérés par pompage à partir de la station Khmis-II. Les conditions géologiques et topographiques limitaient le choix des variantes à une digue souple en matériaux locaux; toutes fois il ne nous paraît pas judicieux d'avoir choisi une digue homogène. Ce type d'ouvrage est généralement construits sur des fondations homogènes et très imperméables ce qui n'est pas le cas au site de Harrezza. D'autant plus que le projet ne prévoit pas d'excaver la couche supérieure altérée sous l'emprise du barrage. Une telle mesure est possible lorsque les recharges sont en matériaux grossiers, ce qui implique donc une digue zonée avec un élément étanche constitué par un noyau

centrale, un diaphragme ou un écran. Le voile d'étanchéité est d'une profondeur de 30 m en fond de vallée et 9 m sur les rives; Ce qui constitue plus que les deux tiers de la hauteur maximale. Ceci conforte encore d'avantage le choix d'une digue zonée, dotée d'une galerie d'injections et de drainage le long du voile étanche de la fondation.

Vu la complexité géologique les injections devaient être suivi par un contrôle rigoureux et donc un carottage de contrôle après injection de chaque section entre profil était nécessaire, chose que nous n'avons pas constaté durant nos recherches dans les archives et documents relatifs à l'exécution (les rapports mensuels d'avancement des travaux, commentaire des plans conformes à l'exécution, rapport général de l'équipe de surveillance des travaux en fin de chantier, plan d'injection conforme à l'exécution). La construction du barrage a démarré en 1978 après que la station de pompage khmis-II a été construite, puisque cette dernière pouvait être opérationnelle en alimentant directement le réseau d'irrigation. Les travaux ont été achevés en 1983. Depuis, l'ouvrage est considéré comme étant en exploitation. dès 1985, au moment où le remplissage a atteint la cote 306 m, des résurgences ont été observées au pied du barrage en rive gauche accompagnées d'un tassement différentiel important qui a provoqué une fissuration longitudinale sur la crête du barrage et les deux risbèrmes. Depuis, le niveau du lac est maintenue à une cote très basse, et l'exploitation est pratiquement arrêtée.

CHAPITRE II

ANALYSE DE L'EXPLOITATION DU BARRAGE HARREZZA

II.1. Gestion et exploitation:

Après sa mise en eau en décembre 85, le barrage de Harrezza a été rempli progressivement jusqu'à la cote 306m ce qui correspond à un volume de 35 Hm³ environ. En cours de remplissage des résurgences sont apparues au pied aval du barrage entre les profils 17 et 21 qui se sont intensifiées sans que le plan d'eau n'augmente. Au milieu de l'année 1987 il a été décidé de rabattre le plan d'eau à la cote du volume mort soit 5 Hm³. Cette situation persiste jusqu'à présent et ne permet aucune exploitation.

II.2. Auscultation:

L'auscultation permet de recueillir et d'analyser les informations relatives aux conditions de stabilité générale et d'étanchéité conformément au projet initial.

Le réseau d'auscultation est installé au cours de la réalisation du projet et comporte un appareillage spécifique pour le contrôle en différents points du barrage, des principaux paramètres qui influent sur la stabilité et la sécurité.

Pour les digues réalisées en matériaux locaux, la stabilité est généralement assurée lorsque les pressions interstitielles, le régime des infiltrations et la répartition des gradients sont conformes aux conditions du projet. Les instruments qui permettent ces mesures sont diverses de part leur conception et leur sensibilité.

- Mesure des pressions interstitielles et totales:

Pour les mesures dans les remblais et la fondation on utilise des cellules de pression dont le principe de fonctionnement est celui des manomètres de type électrique, hydraulique ou électro-pneumatique.

Principe de fonctionnement des cellules de pression totale et interstitielle:

Le schéma des cellules est représenté sur la figure (Fig II.1)

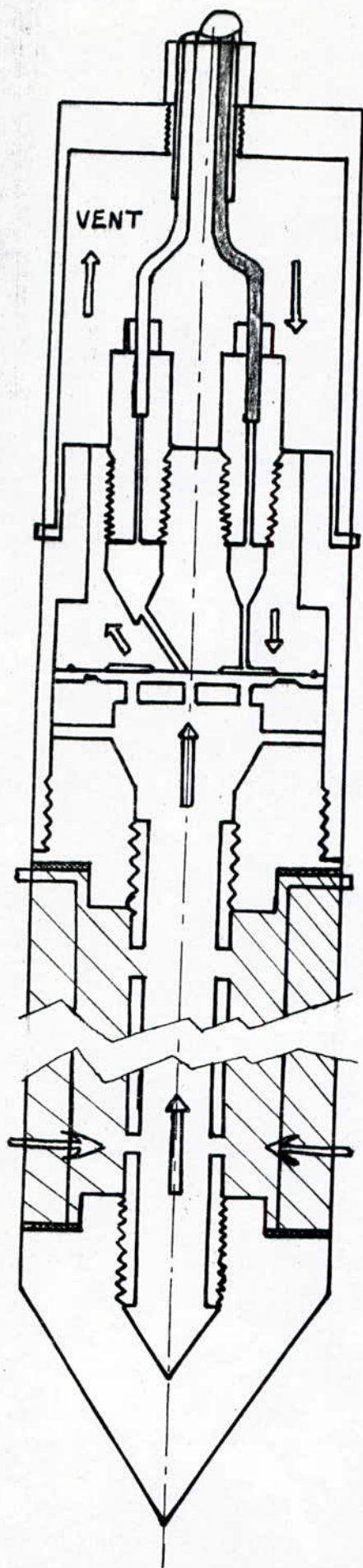
1-Cellule pneumatique:

Relié à un manomètre, la cellule située à une certaine profondeur indique la pression interstitielle à cet endroit, on introduit dans celle-ci de l'azote de l'huile ou de l'air (dans le cas de Harrezza toutes les cellules sont à l'azote, au barrage de KEDDARA il y en a celles qui sont à l'air et à l'huile) sous une pression arrivant à la cellule d'un côté de la membrane de l'autre côté règne la pression du sol.

Au manomètre, après injection du fluide utilisé, la pression augmente rapidement à une valeur maximale et se met à descendre (renvoi du surplus de fluide après égalisation des pressions des deux côtés de la membrane) jusqu'à se stabiliser, on relève la pression indiquée qui est la pression du sous-sol au droit de la cellule.

2-Cellule électrique:

Dans la cellule il y a une pierre poreuse dans laquelle la pression est égale à celle du sous-sol, sa limite supérieure est une membrane surmontée d'une corde vibrante tendue, la cellule est reliée à la surface par un câble électrique.



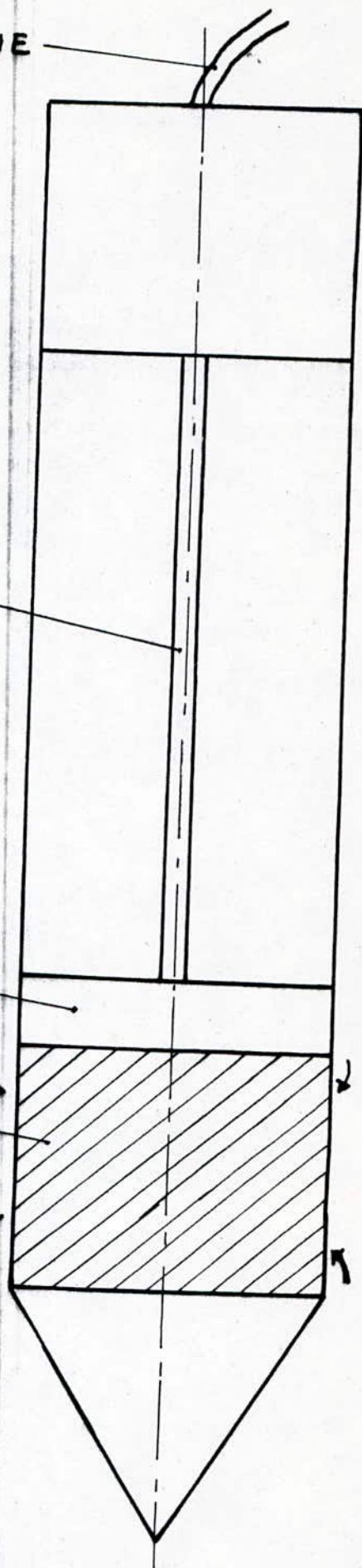
CELLULE PNEUMATIQUE
DE PRESSION
INTERSTITIELLE ET
TOTALE

CABLE
ELECTRIQUE

CORDE
VIBRANTE

MEMBRANE

PIERRE
POREUSE



CELLULE ELECTRIQUE
DE PRESSION INTERSTITI-
ELLE ET TOTALE

Fig. II.1.

Sous l'effet de la pression la membrane se déforme donnant après dilatation ou retraction une certaine longueur à la corde vibrante, qu'on fait vibrer à partir de la surface et qui donne une certaine fréquence suivant la force de pression agissant à son extrémité (principe des ondes stationnaires), mesurant ces vibrations on peut connaître cette force, puis la pression appliquée à la membrane et donc la pression du sous-sol.

-Mesure des niveaux piézométriques et Détermination de la nappe phréatique:

pour la mesure des niveaux d'eau dans le remblai et la fondation plusieurs types de piézomètres sont utilisés dont les principes de fonctionnement sont donnés dans ce qui suit.

Principe de fonctionnement des piézomètres:

a- Piézomètre "classique" ouvert dans la roche et le remblai:

Dans un forage de 156 mm de diamètre (Fig II.2), on introduit un tube en acier, souvent galvanisé ou en P.V.C de 116 mm de diamètre retenu droit et immobile par des bouchons de ciment qui ont pour rôle de barrer le chemin aux eaux de ruissellement ou superficielles pouvant fausser les mesures et à la surface un socle en béton où l'extrémité dépasse le niveau du sol et qui est bouché par un couvercle qu'on ôte lors de la mesure par une sonde piézométrique (détaillé plus loin), l'autre extrémité est terminée par une chambre de mesure protégée par du bidim (le bidim qui est un géo-textile c.à.d un filtre synthétique jouant le rôle de matière poreuse) de longueur 2 m et plus, entouré de gravier surmonté par un filtre de sable et limité au dessous par un sabot de 0.50 m formant l'appui du tube où il n'est pas crépiné et est rempli.

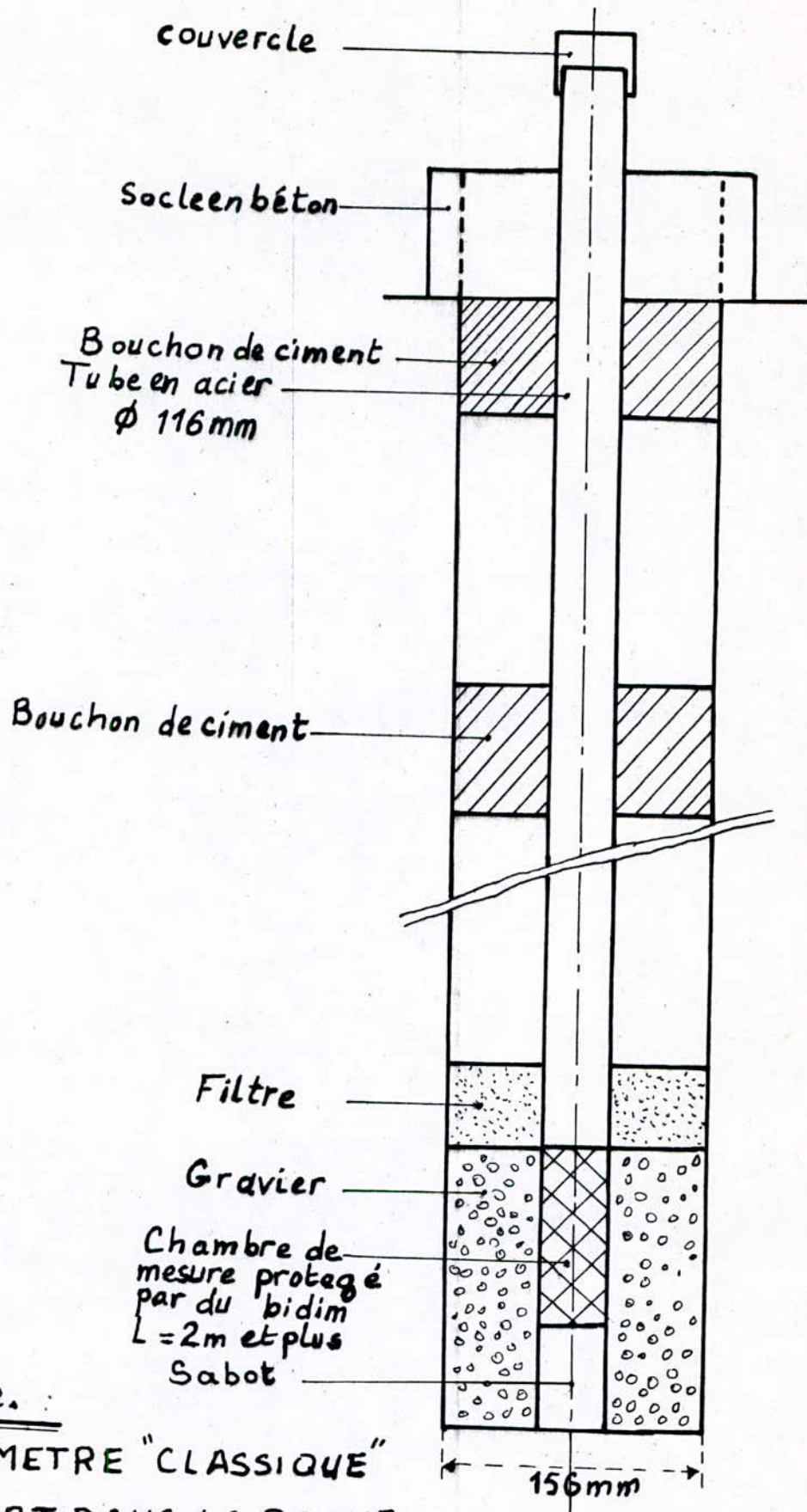


Fig. II.2.

PIEZOMETRE "CLASSIQUE"
 OUVERT DANS LA ROCHE
 ET REMBLAIS

b-piézomètre ouvert type CASAGRANDE dans le remblai:

Dans un forage de 75 à 150 mm (Fig II.3) de diamètre on introduit un tube constitués de sections de tubes collés en PVC de 20 mm de diamètre retenue droit et immobile par un bouchon en ciment barrant le passage aux eaux de ruissellement venant de la surface et un tube guide en acier de longueur 500 mm, à l'extrémité inférieure du tube se trouve la chambre de mesure de longueur 250 mm et de diamètre 50 mm. Cette chambre est entourée d'un filtre de sable, surmontée d'un bouchon en ciment.

A l'extrémité supérieure dépassant la surface on introduit une sonde piézométrique tenue par un ruban mètré constitué de deux fils électriques relié à la bobine du ruban et à un accumulateur électrique et une lampe ou une sonnerie constituant avec le ruban un circuit électrique ouvert, quand la sonde arrive à une surface d'eau la fermeture d'un circuit aura lieu et la lampe s'allume ou la sonnerie sonne, l'opérateur arrête la descente de la sonde et lit sur le ruban la profondeur de la nappe d'eau.

Ce type de piézomètre est utilisé dans des endroits où le niveau de la nappe d'eau est au dessous du niveau du piézomètre ou du terrain naturel (l'eau ne jaillit pas).

c-Piézomètre fermé type CASAGRANDE dans la roche:

Dans un forage de 75 à 150 mm (Fig II.4) de diamètre, on introduit un tube en acier constitué de sections de tubes montées de 25 mm de diamètre tenu droit et immobile par un bouchon de ciment barrant le chemin aux eaux de ruissellement et un socle en béton à la surface. L'extrémité supérieure du tube au dessus du socle fini par un manomètre et un robinet; le manomètre permet de mesurer la pression, quand on ouvre le robinet, la pression chute et on peut mesurer le débit. L'extrémité inférieure se termine par une chambre de mesure entourée d'un filtre de sable.

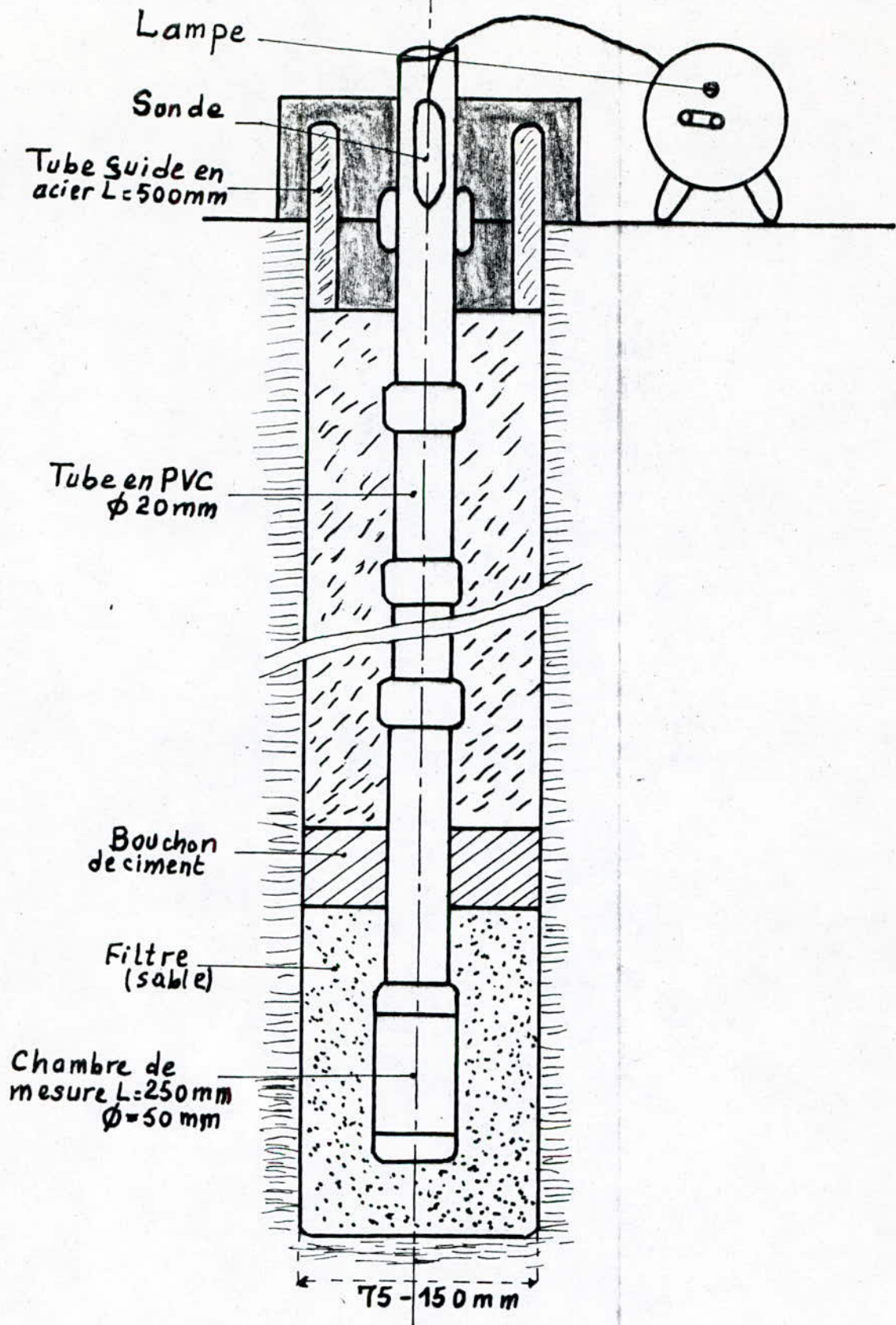


Fig. II.3. PIEZOMETRE OUVERT
TYPE CASAGRANDE
DANS LE REMBLAIS

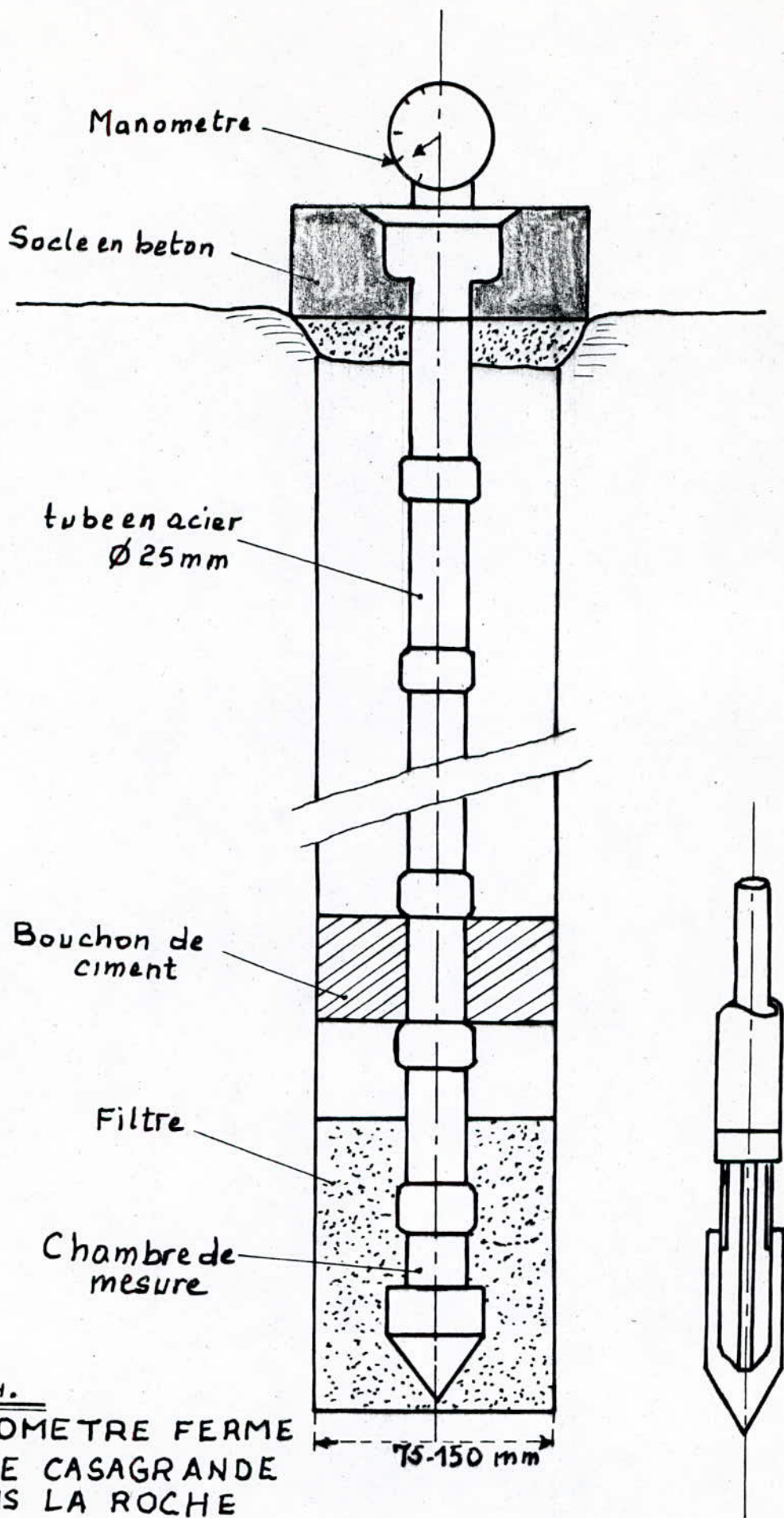


Fig. II.4.

PIEZOMETRE FERME
TYPE CASAGRANDE
DANS LA ROCHE

Ce type de piézomètre est utilisé dans des endroits où le niveau de la nappe d'eau est au dessus du niveau du piézomètre dans les galeries d'injection par exemple, l'eau jaillirait si le piézomètre était ouvert

- mesure du niveau de la retenue:

La charge hydrostatique est l'une des forces menaçant la stabilité du barrage d'où le contrôle de son niveau est indispensable. Pour cela on utilise les appareils suivants:

- La balance hydrostatique, des appareils de pression à membrane et des jauges de contraintes (plus précises et efficaces).
- Les appareils de types pneumatique.
- Les systèmes à mire graduées et les systèmes à flotteur qui sont moins précis.

- Déplacement:

Pour la détermination des déplacements verticaux (tassements), on utilise des nivellements géométriques ou hydrostatiques pour les points accessibles.

Pour les déplacements horizontaux on utilise des méthodes géodésiques (collimation optique ou appareils du type à émission) pour les points accessibles, et des inclinomètres pour les points non accessibles et internes.

- Déformations:

Les tassements de chaque couche du remblai sont mesurés grâce à des tubes altimétriques à plaque ou à sonde (cross-arms, type USBR, magnétiques).

Comme on utilise les tassomètres magnétiques ou de type mécanique (à barre multiples, chacune munie d'un ancrage de fixation inférieur dans les terrains de fondation.

On utilise aussi des nivellements hydrauliques continus (niveau à eau mobile dans un tube horizontale déformable, dispositif dit furet hydraulique).

-Fréquence de mesures:

Comme l'enregistrement n'est pas toujours possible, la fréquence des mesures est un problème relatif à l'ouvrage. S'il y a enregistrement, le traitement des données est lié à tout les résultats d'un instant donné d'ou la question de fréquence revient.

On se guide sur les indications générales suivantes:

A-Pendant la construction de l'ouvrage on exécute des mesures topographiques, piézométriques et sismiques sur les appuis .

B-Pour un premier remplissage: on exécute tout les mesures avant la mise en eau, les autres dates des compagnes^(*) de mesure sont conditionnées par la hauteur de l'eau dans la retenue. Il seront plus rapprochées à mesure que le niveau d'eau sera proche du NNR.

(*) ensemble de tout les mesures sur tout les dispositifs prévus

Exemple de mesure :

- Une compagne au premier quart de la hauteur totale.
- Une compagne au deuxième quart de la hauteur totale.
- Une compagne à chaque dixième de la hauteur totale, pour le troisième quart.
- Une compagne tout les deux mètres de variation de côte du plan d'eau pour le quatrième quart.

-En outre deux campagnes de mesures ne doivent être séparées de plus d'un mois jusqu'au remplissage complet.

Certains contrôles simple doivent être exécutés quotidiennement tels que :

Observation visuelle des abords et du parement, des fuites, des résurgences à l'aval, des pendules et des drains.

C-En exploitation:

Pendant les premières années, les mesures devront être plus resserrées suivant la mise en eau qui vont constituer une période d'adaptation active.

Ainsi on exécutera les mesures selon le plan suivant:

1-Période d'adaptation:

- Topométrie: 4 campagnes annuelles.
- clinomètres: mesures hebdomadaire.
- Extensomètres: mesures bimensuelles.
- Piézomètres: mesures hebdomadaires.
- Fuites, drains: mesures quotidiennes

La fréquence des mesures peut être bien supérieure s'il y a des systèmes de mesures automatiques .

2-Période d'exploitation:

Le rythme ci-dessus peut être réduit de moitié aussi bien pour les fréquences de lecture, mais également le nombre d'instruments lus, ceci sur la base de l'expérience des premières années d'exploitation, des circonstances particulières.

II.2.1. Auscultation externe de l'ouvrage:

II.2.1.a. Généralités sur la méthode d'auscultation externe:

Elle est destinée essentiellement à l'observation des déplacements superficiels à l'aide des repères topographiques, ainsi que le contrôle des fissures.

A- Observation topographique:

Dès la mise en eau du barrage en 1986, des levés topographiques des couronnements du barrage et de sa recharge aval sont effectués alors que sa construction était achevée en fin 1983 d'où la mesure (zéro) est datée du 16 Février 1986 et les tassements mesurés ne peuvent nullement être considérées comme valeurs réelles.

B- Schéma des stations et des repères:

Les stations de triangulations sont matérialisées dans les centres des plaques circulaires en bronze horizontales celées sur des piliers cylindriques encrés dans des massifs en béton.

C- Schéma du réseau de triangulation:

Les points formants la triangulation sont au nombre de 15 piliers répartis comme suit:

- Piliers de références:

Ils sont au nombre de 7 et situés en aval du barrage .

- Piliers d'intersections:

Ils sont au nombre de 8 et servent à la détermination des coordonnées des repères situés sur le barrage.

4- Mesure zéro:

Correspondant à la première série de mesure comprenant les coordonnées et les côtes des points géodésiques et d'observation.

5- Traitement numérique:

Pour la détermination des déplacements horizontaux un système de coordonnées local est adopté constitué d'un axe perpendiculaire à l'axe du barrage (RX en sens aval) et un autre axe (TY tangentiel, perpendiculaire au premier et parallèle à l'axe du barrage en direction de la rive droite.

- Description du réseau de triangulation:

Le schéma du réseau d'auscultation est donné sur la figure (Fig II.5).

78 repères rattachés à des piliers de référence ont été disposés dans les profils d'auscultation pour l'observation topographique. Les repères R1,....à R62 sont placés sur 4 alignements, deux en crête et les deux autres sur les risbèrmes au côtes 306 m et 294 m.

Les repères R63,....à R78 sont distribués en deux alignements écartés de 20 m, situés à l'aval de la digue. Deux repères en chaque rive ont été placés sur des flancs de la vallée dans le prolongement de l'axe du barrage.

II.2.1.b. Analyse des mesures d'auscultation effectuées à ce jour:

Pour le barrage de Harrezza la dernière série d'observation a été effectuée en Février 1993 où le niveau de la retenue était à la côte 290.00m.

Les mesures géodesiques ont été prises selon la fréquence suivante:

- Mesure zéro: Du 6 au 16 Février 1986, le niveau du lac était à la côte 294.44 m.
- Mesure une: Du 26 au 5 Juin 1986, le niveau du lac était à la côte 300.24 m .
- Mesure deux: DU 4 au 11 Octobre, le niveau du lac était à la côte 299.44 m.
- Mesure trois: Du 8 au 15 Décembre 1986, le niveau du lac était à la côte 300.40 m.
- Mesure quatre: Du 21 au 27 Fevrier 1987, le niveau du lac était à la côte 304.92 m.
- Mesure cinq: Du 9 au 15 Mai 1987, le niveau du lac était à la côte 305.73 m.
- Mesure six: Du 30 Septembre au 5 Octobre 1987, le niveau du lac était à la côte 299.96 m.
- Mesure sept: Du 15 au 21 Décembre 1987, le lac était à la côte 298.86 m.
- Mesure huit: Du 5 au 15 Mars 1988, le lac était à la côte 293.20 m.
- Mesure neuf: Du 4 au 12 Mai 1988, le lac était à la côte 299.01 m.
- Mesure dix: Du 16 au 20 Décembre 1988, le lac était à la côte 289.31 m.
- Mesure onze: Du 20 au 26 Novembre 1988, le lac était à la côte 289.55 m.
- Mesure douze: Du 20 Février au 1 Mars 1989, le niveau du lac était à la côte 292.90 m.
- Mesure treize: Du 6 au 13 Avril 1989, le lac était à la côte 293.74 m.
- Mesure quatorze: Du 1 au 30 Juillet 1989, le lac était à la côte 292.45 m.

Résultat du traitement:

Les repères installés pour la détermination des déplacements horizontaux et verticaux ont donné les valeurs suivantes où X représente les déplacements positivement vers l'aval, Y représente les déplacements horizontaux positivement vers la rive droite, et Z représente les tassements.

Tableau représentant quelques valeurs:

Auscultation		Observation initiale	Observation 1 ^{eme}	
N° du cycle		0	14	
Niveau d'eau		293.00 m	292.45 m	
Dates		16/02/86	30/07/91	
Repères		coordonnées (m)	coordonnées (m)	depl _t (mm)
2	X(r)	1095.0106	1095.0553	44.7
	Y(t)	3388.7314	3388.7663	34.9
	Z	317.0327	317.0619	29.2
4	X(r)	1019.6179	1019.6668	48.9
	Y(t)	3518.0666	3518.1006	34.0
	Z	317.0954	317.0897	-5.70
62	X(r)	1004.6076	1004.6487	61.0
	Y(t)	4829.2347	4829.2219	-16.5
	Z	317.0310	316.9877	-40.6

- Analyse des déplacements:

L'analyse des déplacements horizontaux radiaux et tangentiels respectivement montrent qu'ils sont de direction aval et rive droite, exépté quelques repères (29,47,53).

Les valeurs maximales des déplacements sont:

-Sur la crête du barrage:

Au point 43: 110 mm aval et (-1.6 mm) en rive gauche.

Au point 47: 93.1 mm en aval et (-3.8 mm) en rive gauche.

-Sur la première risbèrme:

Au point 40: 53.4 mm en aval et (11.7 mm) en rive droite.

Au point 44: 67.1 mm en aval et (1.7 mm) en rive droite.

-Sur la deuxième risbèrme:

Au point 41: 29.3 mm en aval et (2.9 mm) en rive droite.

-Au pied du barrage:

Au point 72: 48.7 mm en aval et (16.8 mm) en rive droite.

Au point 76: 48.7 mm en aval et (-8.8 mm) en rive gauche.

Analyse des déplacements verticaux:

Les tassements et les gonflements des points sur le barrage sont variables et d'amplitudes suivantes:

La plus part des points ont subis un tassement de l'ordre variant entre (-5.7 mm) au point 4 et (-187 mm) au point 47.

-Les points 2, 6, et 8 situés en rive gauche ont subi un soulèvement de l'ordre de 29.2, 24.9 et 35.6 mm respectivement.

-En crête du barrage jusqu'à (-187.0 mm) au point 47.

-Première risbèrme jusqu'à (100.7 mm) au point 44.

-Deuxième risbèrme jusqu'à (-95.6 mm) au point 45.

-Au pied du barrage jusqu'à (-77.7 mm) au point 65.

L'analyse du comportement des repères d'observations montre que les plus grands déplacements se trouvent sur la crête entre les profils P24 et P32 là où l'épaisseur des remblais est

maximale. En comparant les repères situés à l'amont de l'axe à ceux situés à l'aval de ce dernier, nous constaterons des tassements différentiels, d'où fissuration longitudinale.

Prévision du tassement maximal:

Des méthodes empiriques peuvent estimer le tassement maximal d'un barrage en fonction de sa hauteur.

On constate les tassements suivants pour les différentes hauteurs d'un barrage en terre.

-Pour les barrages de hauteur inférieure à 40 m, le tassement en crête est compris entre 0,5 ‰ et 1,5 ‰ de la hauteur du barrage.

-Pour les barrages de hauteur supérieure à 40 m, $T_c = 0.001H^{3/2}$.

Dans le cas de Harrezza, la hauteur maximale est de 41 m, d'où le tassement prévisible est:

$$T_c = 0.262 \text{ m}$$

Soit 26 cm aux valeurs du projet. Cette valeur correspond à 6.34 ‰ de la hauteur de la digue.

Afin d'illustrer l'évolution des tassements par rapport à la hauteur maximale du barrage, le tableau suivant montre quelques valeurs moyennes de l'extension verticale.

N° du repère	Tassement δh (mm)	$\frac{\delta h}{h}$ (%)
R27	-102.0	2.5
R31	-111.5	2.7
R35	-121.8	3.0
R39	-136.0	3.3
R43	-162.5	4.0
R47	-187.0	4.6
R51	-162.2	4.0
R55	-119.4	2.9

II.2.2. Auscultation interne:

II.2.2.a. Généralités sur la méthode d'auscultation interne:

Elle est destinée essentiellement, aux mesures des déformations internes ainsi que tout ce qui les affecte tel que; le niveau de l'eau dans le remblai et dans la retenue, et les différentes pressions prélevées dans le remblai et la fondation en plus du contrôle des fuites à l'aval. En vue de la surveillance permanente de l'ouvrage en particulier au cours de sa première mise en eau, des dispositifs de contrôle simple permettant des mesures rapides ont été choisis. La distribution des appareils d'auscultations a été concentrée dans la partie la plus haute de l'ouvrage correspondant au centre du barrage, dont la fondation est composée d'alluvions qui pourra soulever des problèmes durant toute la vie du barrage. Leur répartition est donnée sur les figures (Fig II.6, II.7, II.8 et II.9).

Fig. II.6.

Echelle 1: 1000

PIEZOMÈTRE (TUBE PERFORÉ
Ø 250 mm)

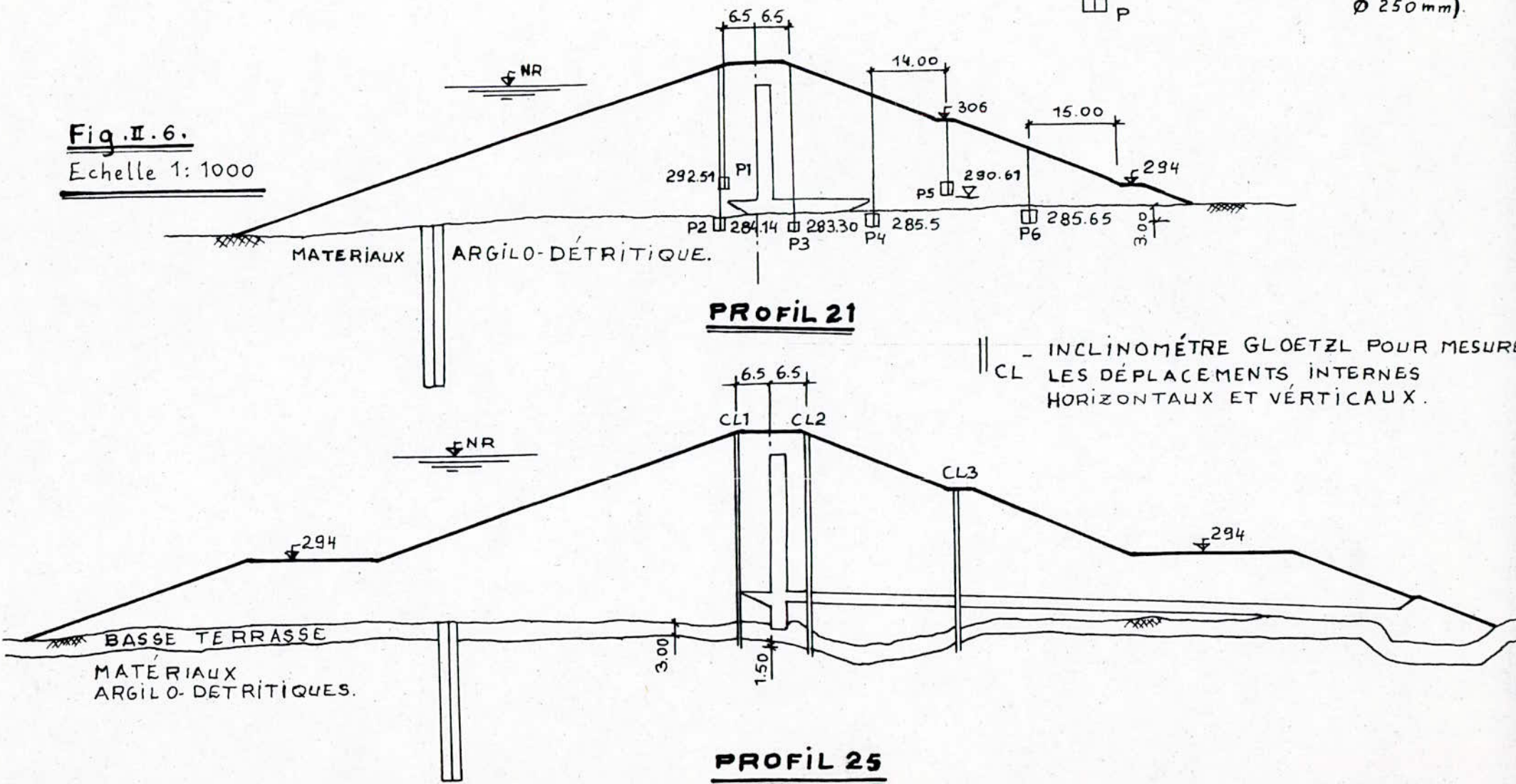
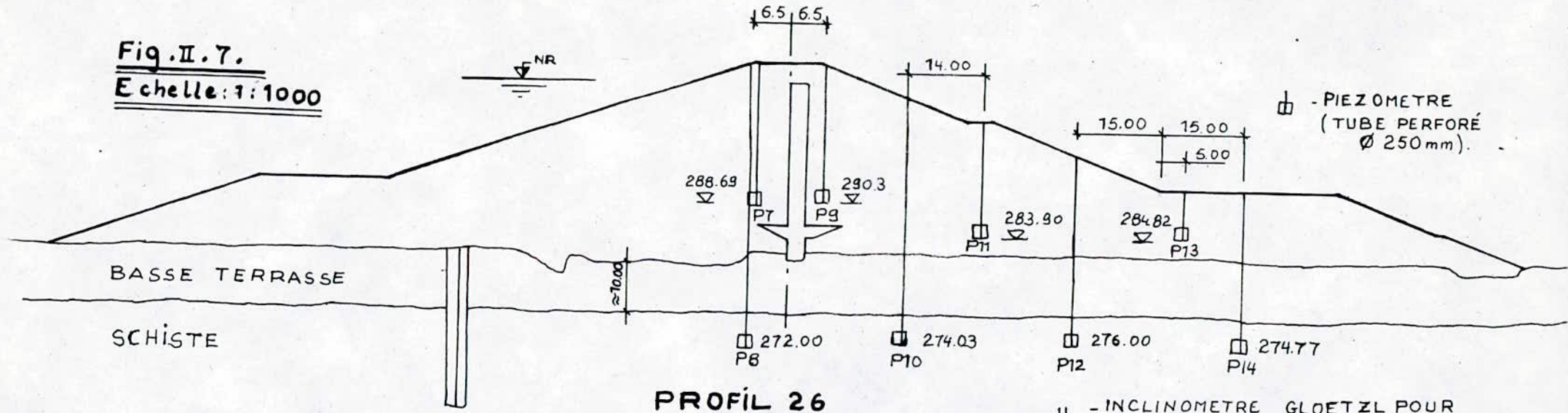
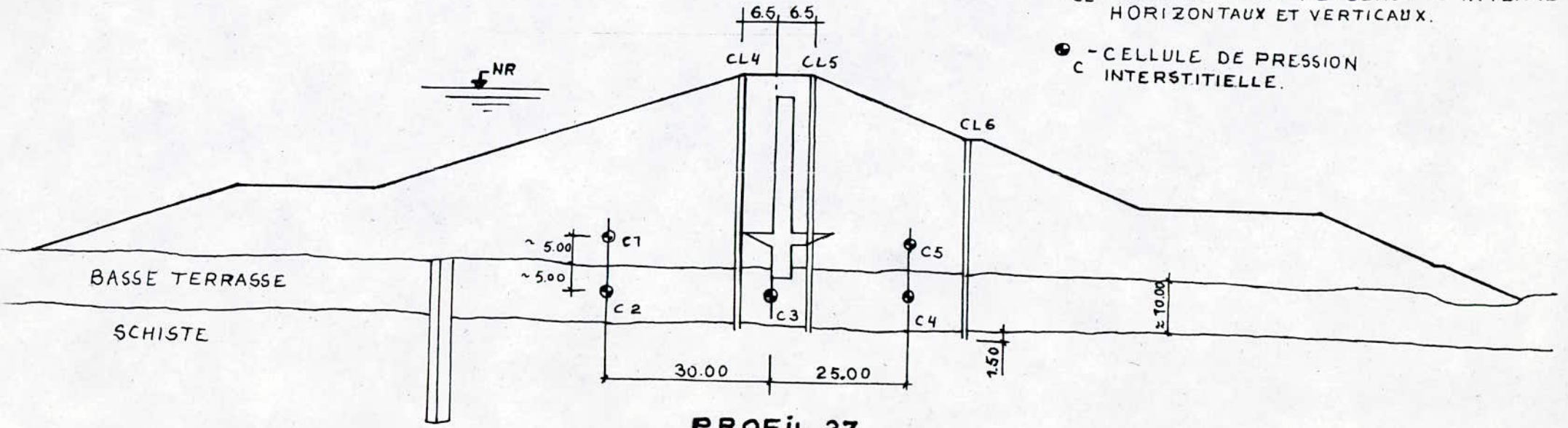


Fig. II.7.
Echelle: 1:1000



PROFIL 26

- ▣ - PIEZOMETRE (TUBE PERFORÉ Ø 250mm).
- || CL - INCLINOMETRE GLOETZL POUR MESURER LES DEPLACEMENTS INTERNE HORIZONTALS ET VERTICAUX.
- C - CELLULE DE PRESSION INTERSTITIELLE.



PROFIL 27

Fig. II.8.
Echelle 1:1000

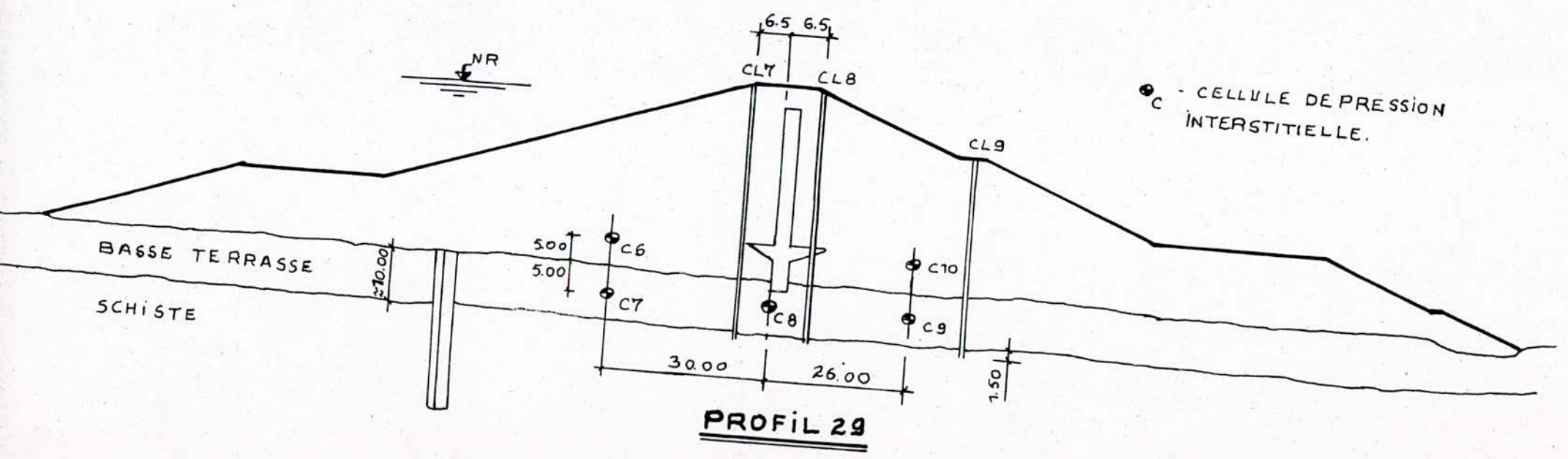
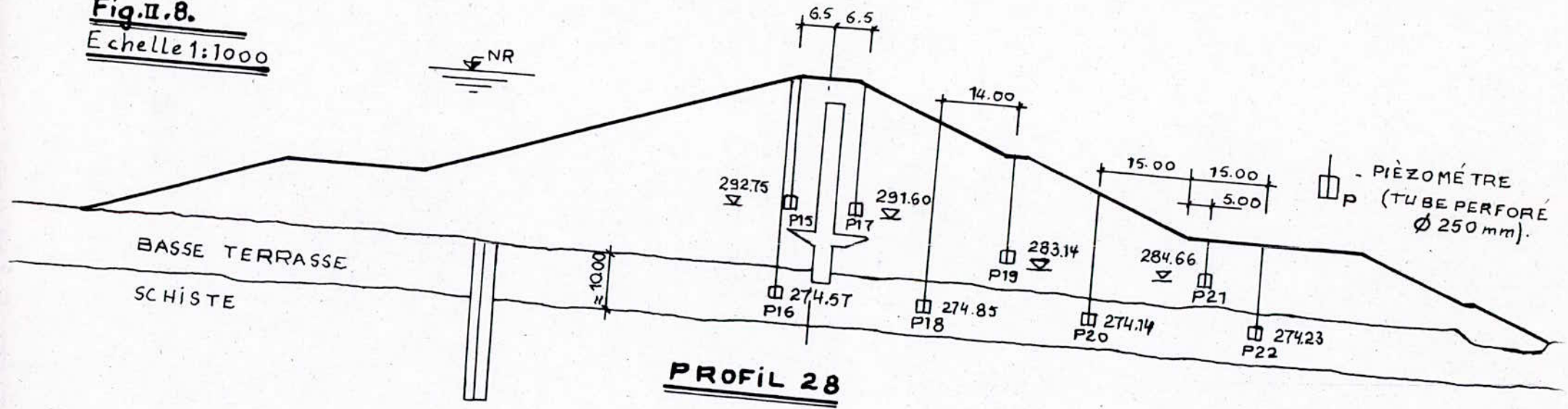
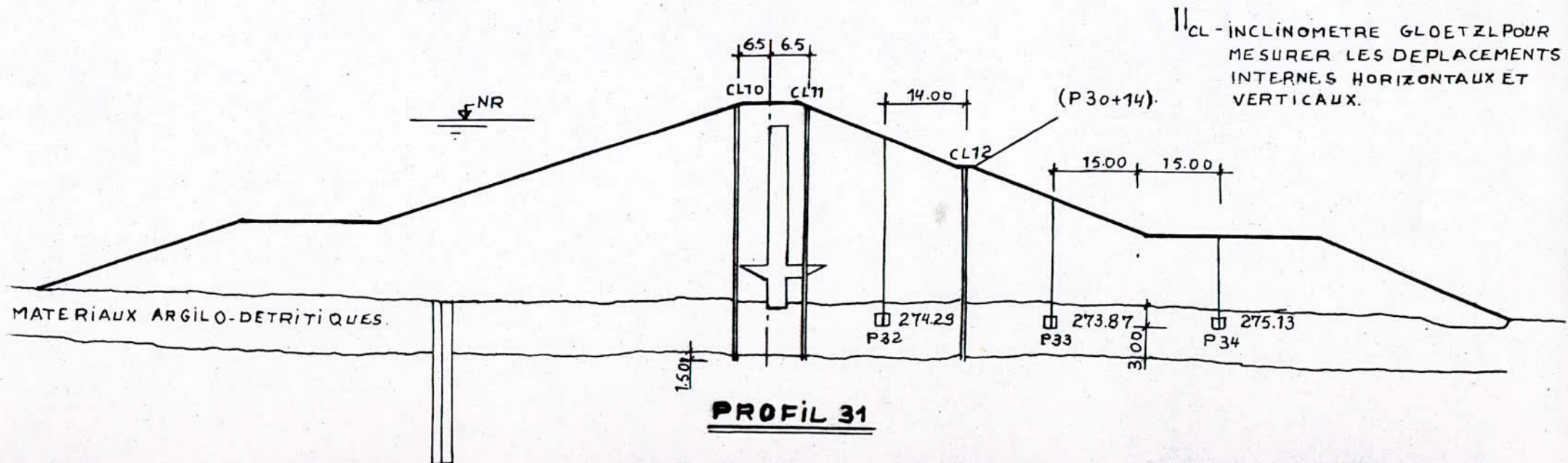
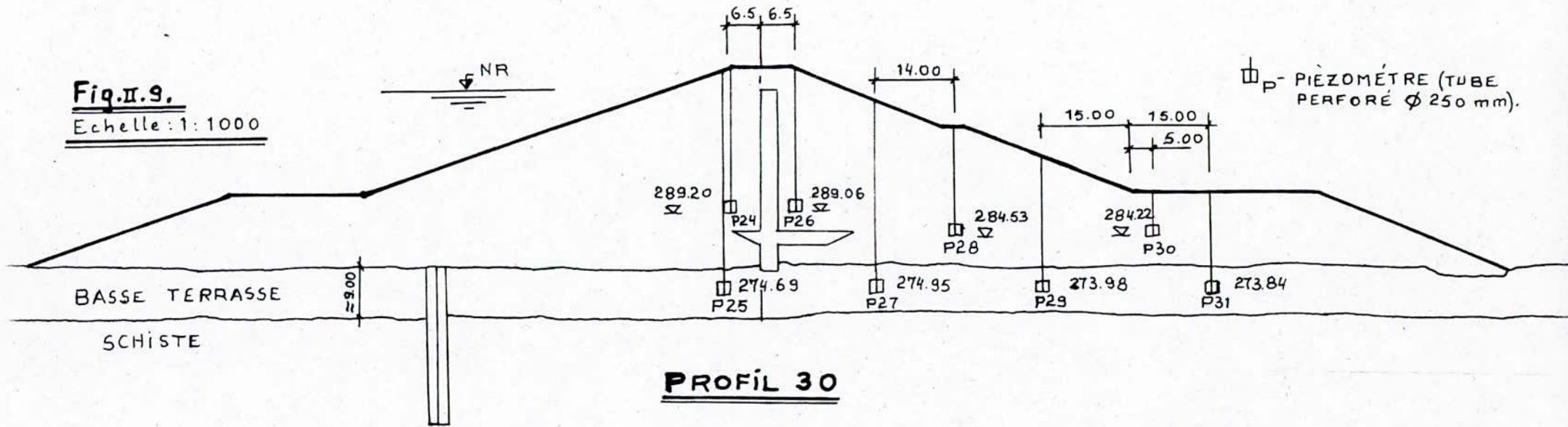


Fig. II.9.

Echelle: 1:1000



1-Clinomètres:

Pour la mesure des déplacements internes horizontaux ont été posés douze clinomètres sur les quatre profils suivants:
P25, P27, P29, P31

2-Piézomètres:

Pour le contrôle de la percolation dans la digue, 51 piézomètres ont été installés comme suit:

31 piézomètres distribués sur 5 profils en travers (21,26,28,30,31) sont posés soit dans le remblai soit dans la fondation.

18 piézomètres posés le long de la risbèrme aval (côte 306 m) espacés de 50 m, la pointe de ces piézomètres a été placée dans la zone de contact remblai-fondation en évitant les veines filtrantes.

3-Cellules de pression interstitielles:

Dix capteurs de pression interstitielles (GLOETZ LP4 KF20 L) ont été installés comme suit:

5 cellules dans le profil P27 et les 5 autres dans le profil P29 avec des profondeurs variables.

Répartition des cellules:

-Profil 27:

Les cellules de pressions C2, C3, et C4, sont localisées dans le remblai respectivement en amont et aval du filtre vertical.

-Profil 29:

Les cellules de pression interstitielles C7, C8, et C9 sont localisées dans les matériaux argilo-détritiques des fondations.

Les cellules C6, et C10 sont localisées dans le corps du barrage respectivement en aval et amont du filtre.

4-Accélérographe:

Pour l'auscultation du comportement sismique deux accélérographes D1 110 type SA300 ont été installés dans la zone du couronnement du barrage.

5-Mesure des niveaux d'eau de la retenue:

Une échelle limnimétrique posée sur la surface extérieure de la tour de prise est disposée pour cette mesure.

6-Mesure des débits de filtration:

Les variations de ces débits sont effectuées à l'aval du barrage dans le collecteur principal relié au puits de décharges, comme cette mesure peut être effectuée partiellement pour chaque collecteur secondaire relié à un groupe de six puits de décharges.

II.2.2.b. Analyse des mesures d'auscultation effectué à ce jour:

Observations des piézomètres et des cellules des pressions interstitielles:

Les dérangements du barrage de Harrezza (fissures, tassements, et résurgences) ont causés aussi la détérioration partielle du système d'auscultation interne.

Un certain nombre de piézomètres sont bouchés et les mesures recueillies présentent en partie des divergences très irrégulières et inexplicables par rapport aux tracés des courbes effectuées théoriquement, ce qui a rendu le dépouillement des données piézométriques très difficile.

Les matériaux composant le corps du barrage sont d'une perméabilité très faible, ce qui fausse les données des piézomètres exposés aux eaux pluviales, car ces dernières s'évacuent très lentement.

Pour y remédier une nouvelle série de piézomètres est réalisée durant l'année 1991. La pose de ces installations est faite à côté des anciens piézomètres est porte le même numéro. Pour les différencier des anciens piézomètres on leur affectés a la mention "bis".

Analyse des mesures piézométriques depuis la mise en eau jusqu'à 1993:

-Profil 21:

La fluctuation piézométrique du profil 21 depuis la mise en eau est donnée aux figures (Fig II.10)

Les piézomètres P2 et P4 sont localisés à la fondation .

* Le piézomètre P2, localisé en amont du filtre a enregistré des niveaux d'eau supérieurs à ceux du lac depuis Sept 86 à Juin 91 à l'exception de quelques mesures (Avr 88, Sept 91).

A partir de Nov 91 jusqu'à la dernière mesure effectuée en Fev 93 ce piézomètre indique des valeurs inférieurs à ceux du lac .

* Le piézomètre P4 localisé en aval du filtre, a enregistré des niveaux d'eau inférieurs à ceux de la retenue, sauf une mesure en Mai 88 qui a donné un niveau d'eau dépassant les 301 m quand le niveau du lac était à la côte 298 m. Ce piézomètre de profondeur 24.68 m, et de côte en tête de 310.53 m est sec depuis Nov 92 jusqu'à la dernière mesure effectuée en Fev 93. La différence de niveau δh entre P2 et P4 est de 18.0 m, lorsque le lac était à la côte 287.0 m en 1990.

Les piézomètres P1, P3 et P5 sont localisés dans le remblai.

* Le piézomètre P1 situé en amont du filtre, a enregistré de Sept 86 jusqu'en fin 88 des niveaux d'eau inférieurs à la cote du plan d'eau, De 90 jusqu'à Aout 91 des niveaux d'eau supérieurs à ceux de la retenue à l'exception de quelques mesures en 90, depuis Nov 91 jusqu'à Fév 93 ce piézomètre est sec. Le nouveau piézomètre 1bis indique toujours des valeurs supérieurs au lac jusqu'à la dernière mesure, où la différence entre sa cote et le lac étant de 12.53 m.

* Le piézomètre P3 situé en aval du filtre présente des niveaux d'eau inférieurs à ceux du lac. Depuis la mise en eau jusqu'à Fév 93. Le nouveau piézomètre 3bis placé en 91 à coté de ce dernier infirme toutes ces valeurs en indiquant une cote supérieur à celle du lac depuis 91 jusqu'à Fév 93.

La différence de niveau δh entre P1 et P3 est de 8 m lorsque la cote du plan d'eau était à 302.m en 87, et elle était de 21 m lorsque le lac était à la cote 291 m en Mars 90.

* Le piézomètre P5 situé en aval du filtre, présente des niveaux inférieurs à la cote du plan d'eau à l'exception de la période (Juin à Oct88), où les niveaux piézométriques étaient supérieurs à ceux du lac, quoique ce dernier a diminué de 297 m à 287 m et le piézomètre a répondu tardivement. Durant l'année 92 ce piézomètre était sec à l'exception de quelques mesures .

Le nouveau piézomètre 5bis avait infirmé ces résultats en indiquant des niveaux supérieurs à ceux du lac dès sa mise en place jusqu'à Fév 93.

Les nouveaux piézomètres placés à coté des anciens ont indiqué des niveaux d'eau supérieurs à ceux du lac, ce qui nous laisse faire l'hypothèse que le voile d'étanchéité est peu efficace.

Fig. II.10.

PROFIL 21: VARIATIONS DES COTES PIEZOMETRIQUES DEPUIS
LA MISE EN EAU JUSQU'A FIN 88

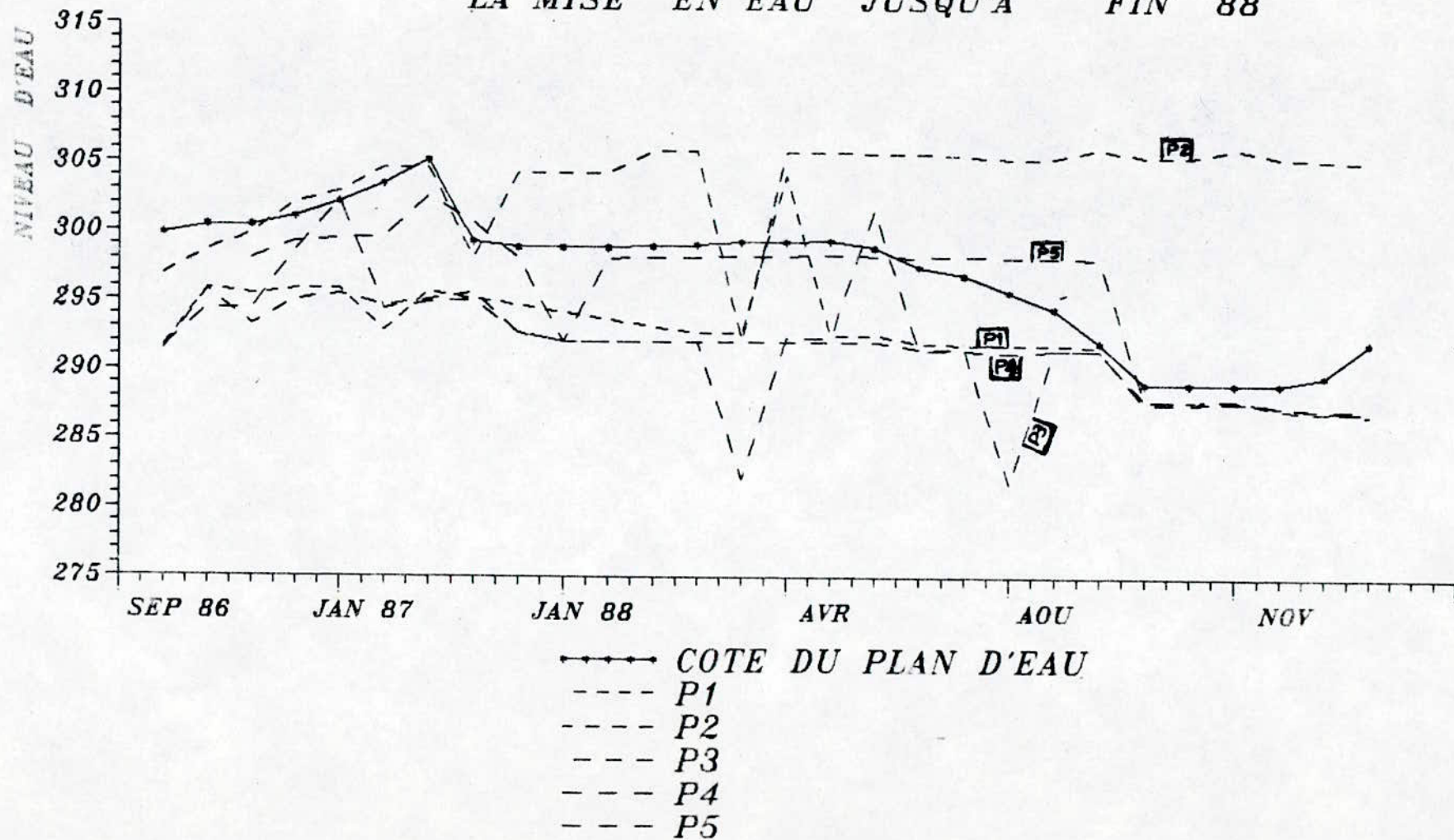


Fig. II.10.

PROFIL 21: VARIATIONS DES COTES PIEZOMETRIQUES DEPUIS
JAN 89 JUSQU'A DEC 91

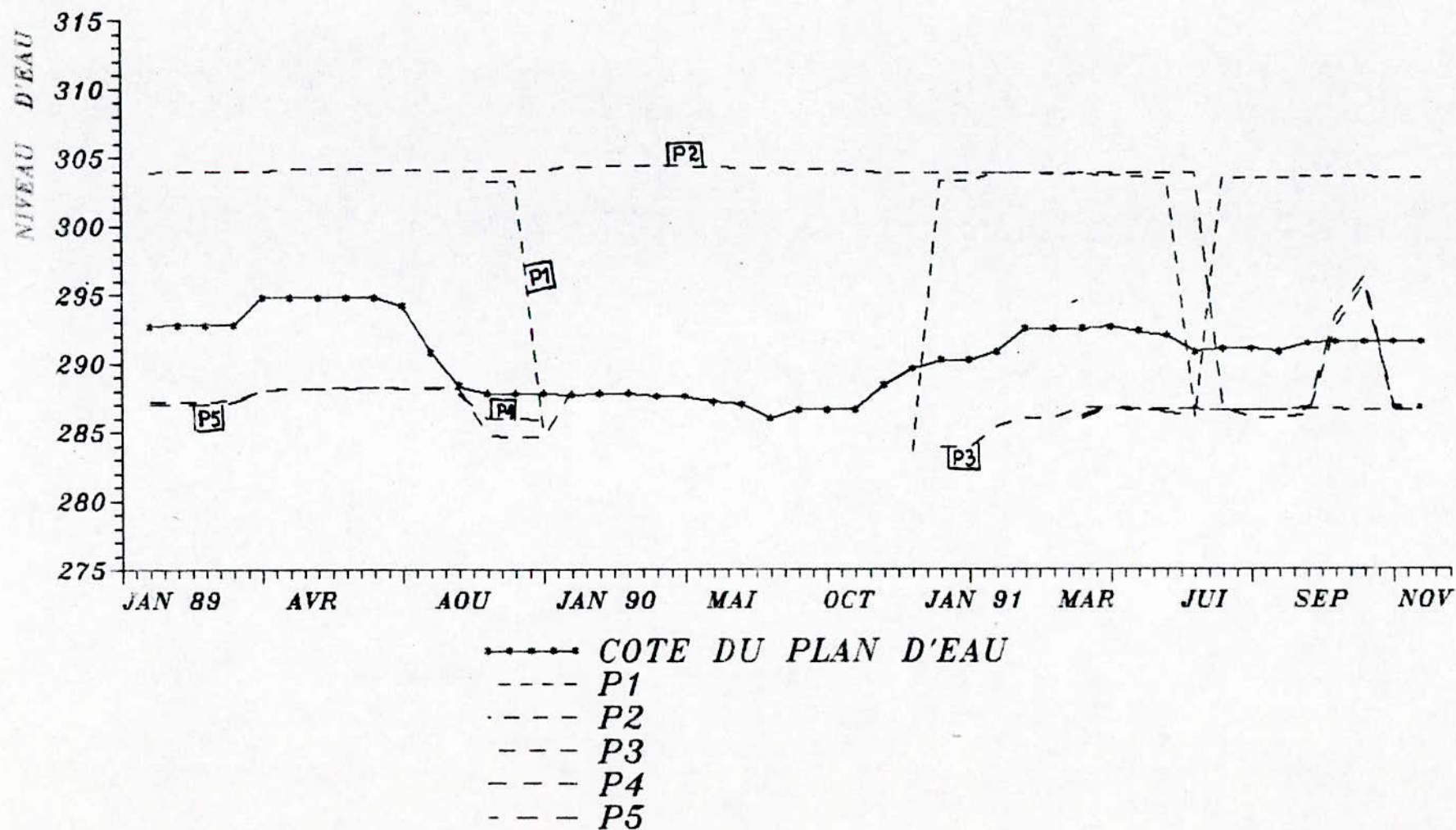


Fig. II.10.

PROFIL 21: VARIATIONS DES COTES PIEZOMETRIQUES
DEPUIS JAN 92 JUSQU'A FEV 93

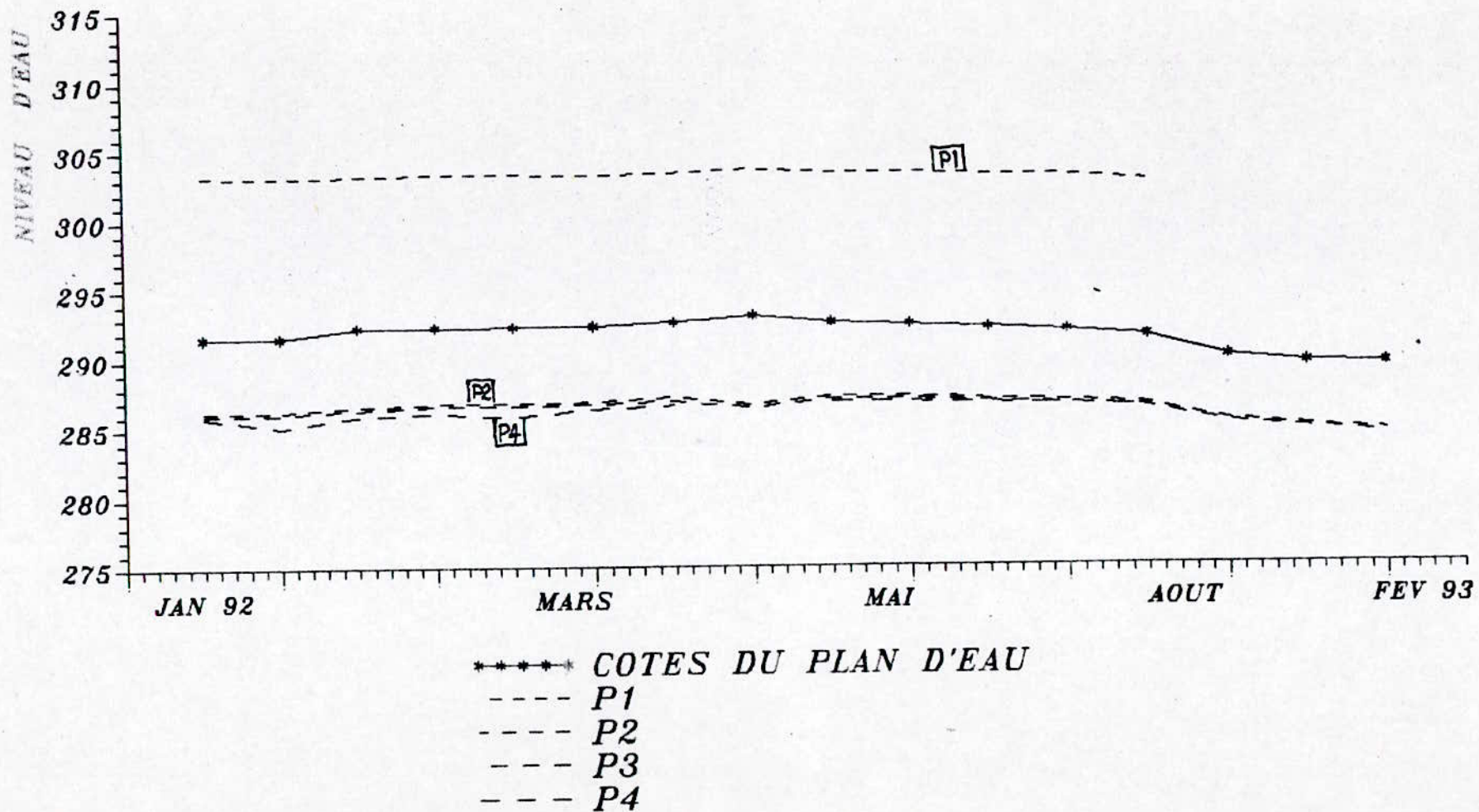
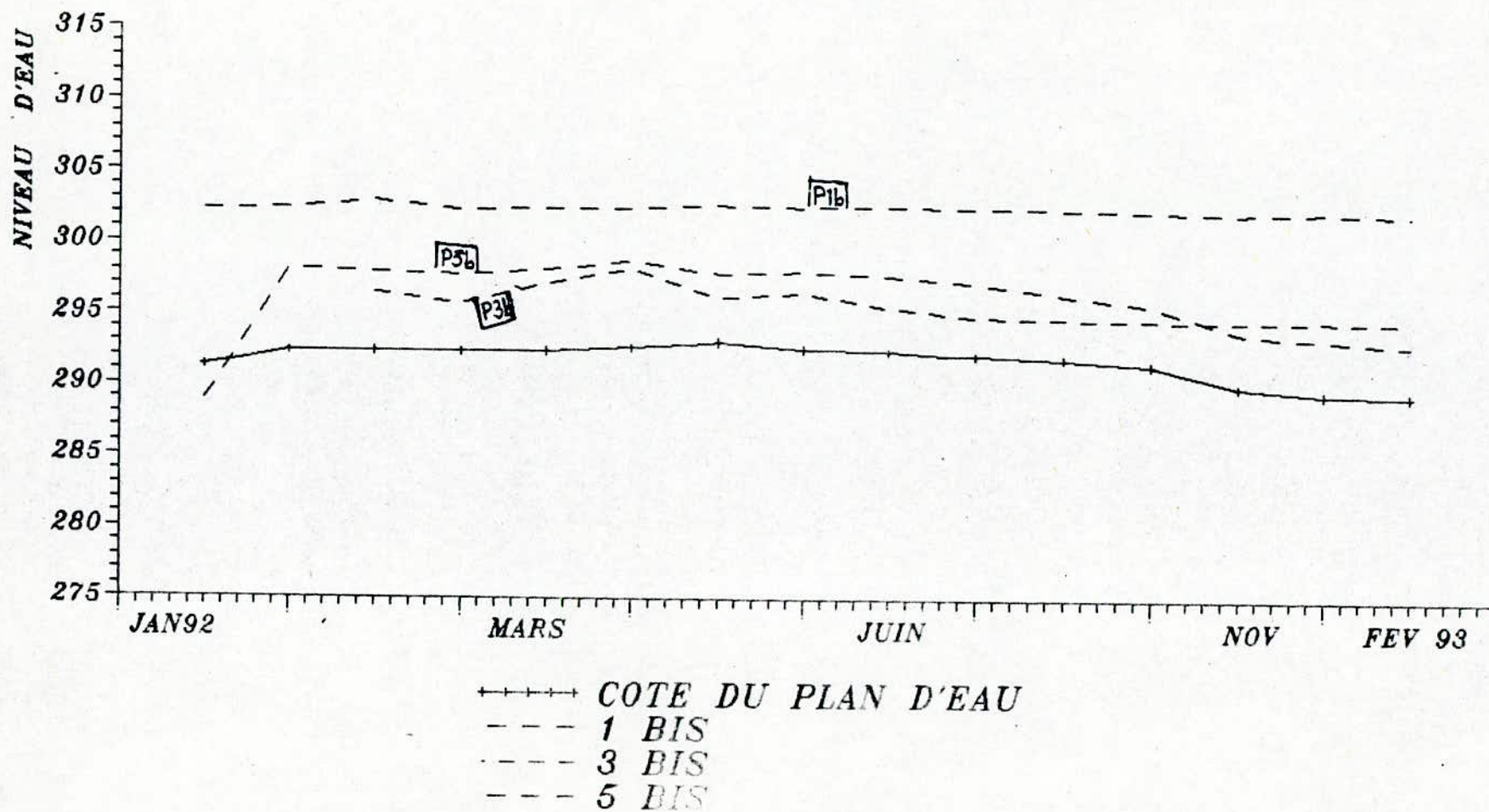


Fig. II.10.

PROFIL 21: VARIATIONS DES COTES DES NOUVEAUX PIEZOMETRES
DEPUIS JAN 92 JUSQU'A FEV 93



-Profil 26:

La fluctuation piézométrique du profil 26 depuis la mise en eau est donnée aux figures (Fig II.11)

Ce profil contient 8 piézomètres telle que :

P8, P10, P12, et P14 localisés à la fondation dans les matériaux argilo-détrétiqes.

P7, P9, P11 et P14 localisés dans le corps du barrage .

* Le piézomètre P8 localisé en amont du filtre présente un niveau d'eau supérieur à la côte du lac sauf pour les premières années d'exploitations Sept 86 à Mars 88. Puis il indique des valeurs inférieurs au niveau du lac depuis Jan 91 jusqu'à Fév 93. Le piézomètre 8bis infirme toutes ces valeurs en indiquant des niveaux supérieurs à ceux du lac depuis Jan 91 jusqu'à Fév 93. Le piézomètre P8 a enregistré des niveaux d'eau supérieurs au lac, ceci prouve que le voile d'étanchéité ne réduit pas la pression du lac dans le sens amont aval.

* Le piézomètre P10, localisé en aval du voile, donne un niveau inférieur à la côte du plan d'eau, sauf pour quelques mesures entre Déc 87 et Fév 88 où il présente un niveau stationnaire à la côte 304.00 m qui est supérieur à celui du lac.

* Le piézomètre P12 localisé en aval, donne un niveau d'eau inférieur à la côte du lac, à part quelques mesures douteuses, celle de Juin 90 et Jan 91 dépassant le plan d'eau.

* Le piézomètre P14 situé en aval du filtre est bouché. Le nouveau piézomètre P14 bis placé à coté de ce dernier avait indiqué des valeurs inférieurs au niveau du lac.

* Le piézomètre P7 localisé en amont du filtre a donné des niveaux d'eau inférieurs à la côte du lac, à l'exception d'une

Fig. II.11.

PROFIL 26: VARIATIONS DES COTES PIEZOMETRIQUES DEPUIS
LA MISE EN EAU JUSQU'A FIN 88

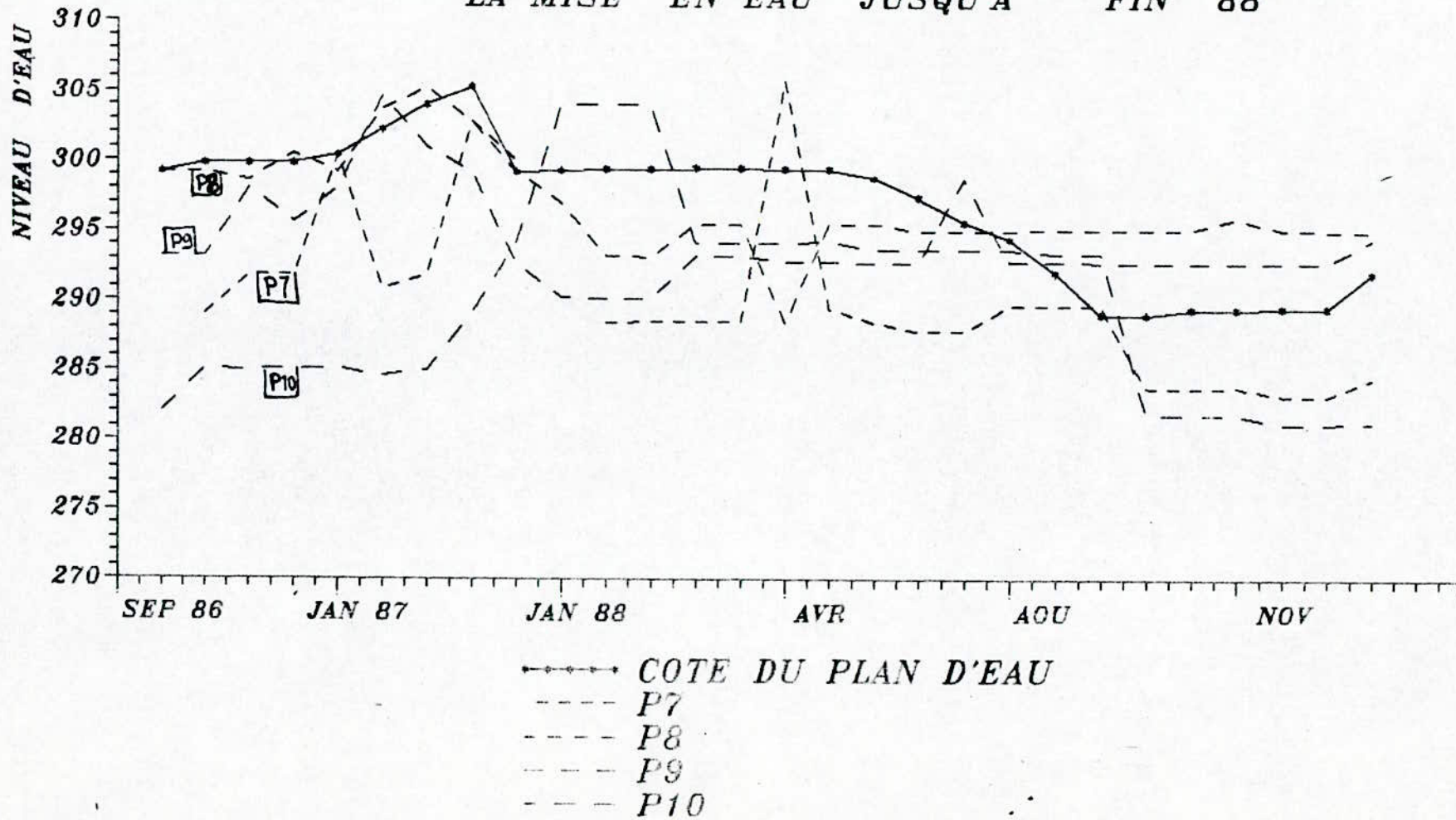


Fig. I, 11.
 PROFIL 26: VARIATIONS DES COTES PIEZOMETRIQUES DEPUIS
 JAN 89 JUSQU'A DEC 91

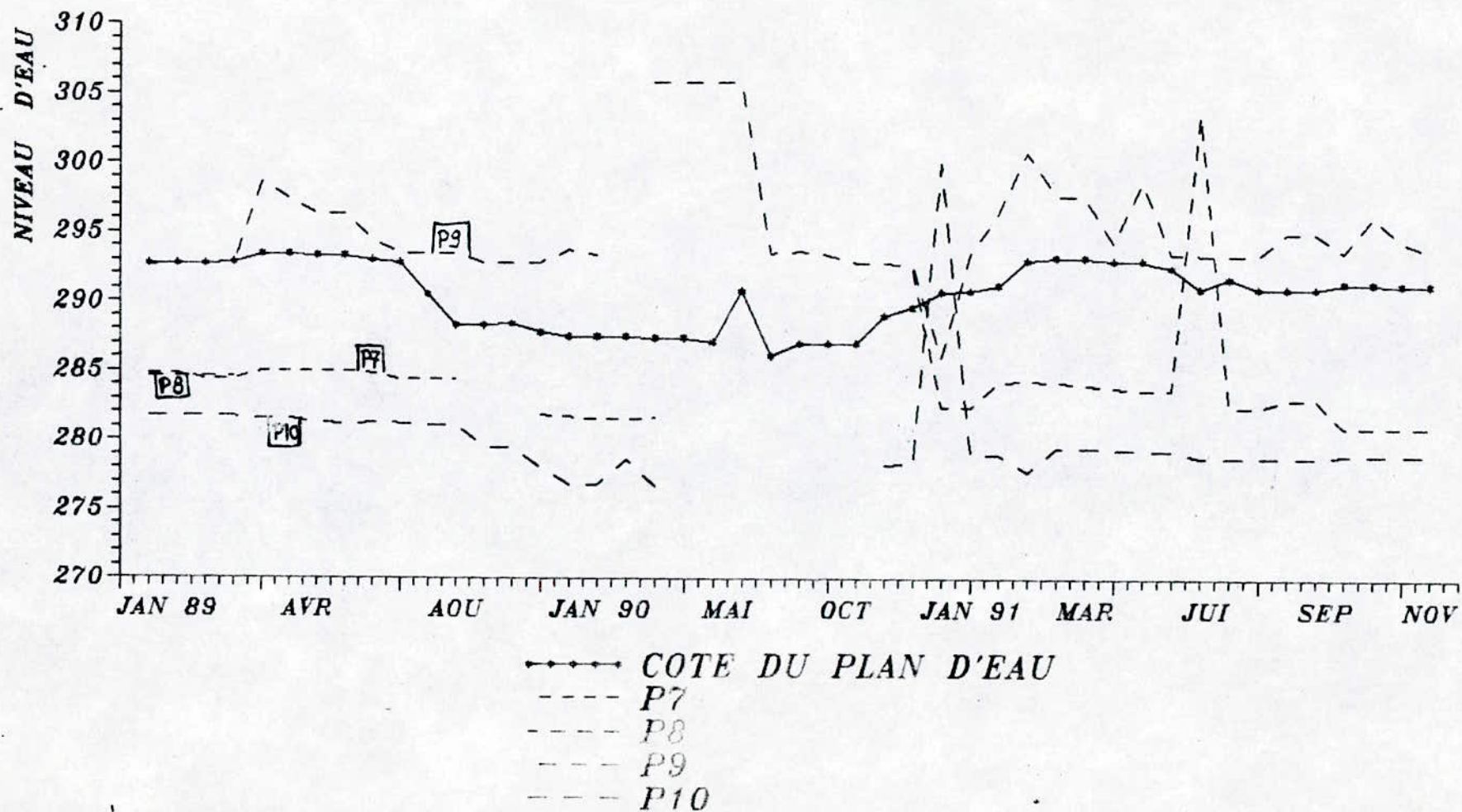
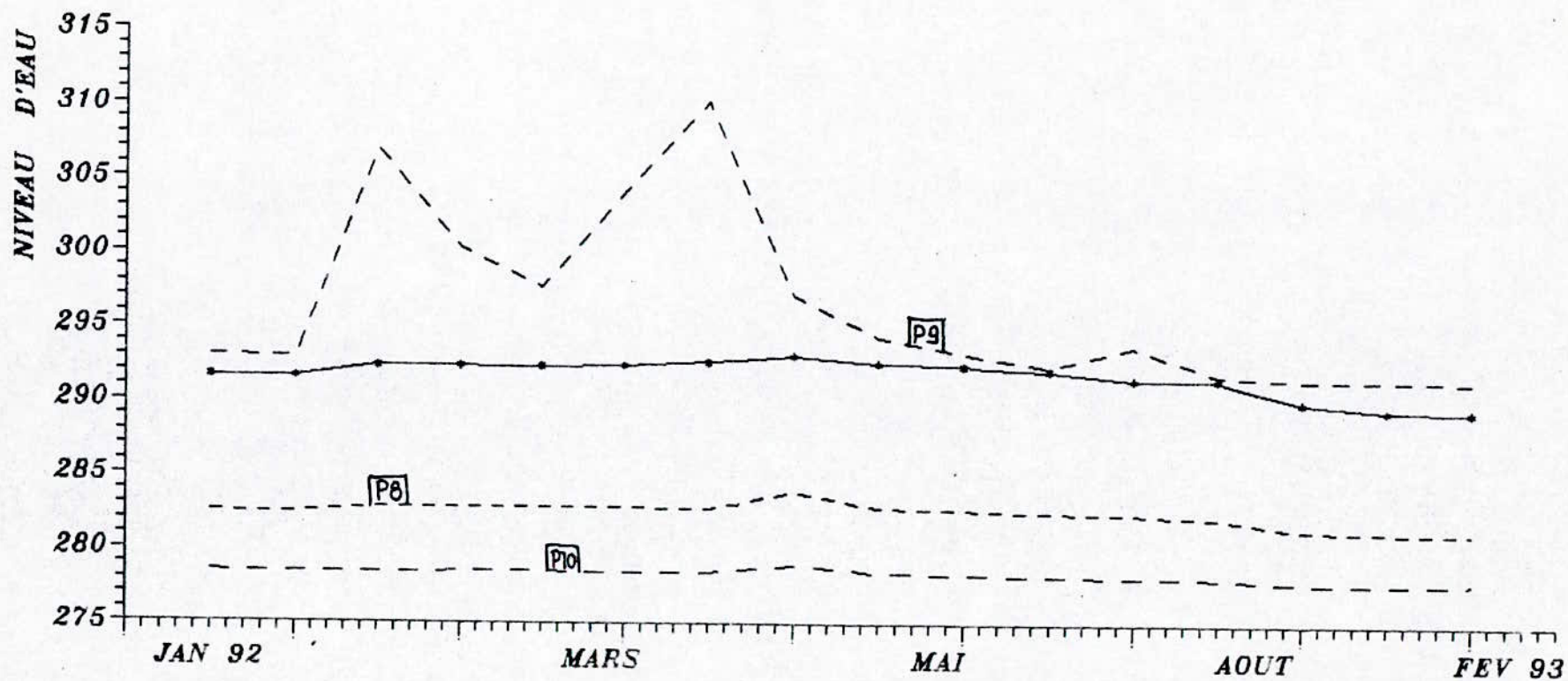


Fig. II.11.
 PROFIL 26: VARIATIONS DES COTES PIEZOMETRIQUES
 DEPUIS JAN 92 JUSQU'A FEV 93



●●●● COTE DU PLAN D'EAU
 - - - P8
 - - - P9
 - - - P10

Fig. II.11.
 PROFIL 26: VARIATIONS DES COTES PIEZOMETRIQUES DEPUIS
 LA MISE EN EAU JUSQU'A FIN 88

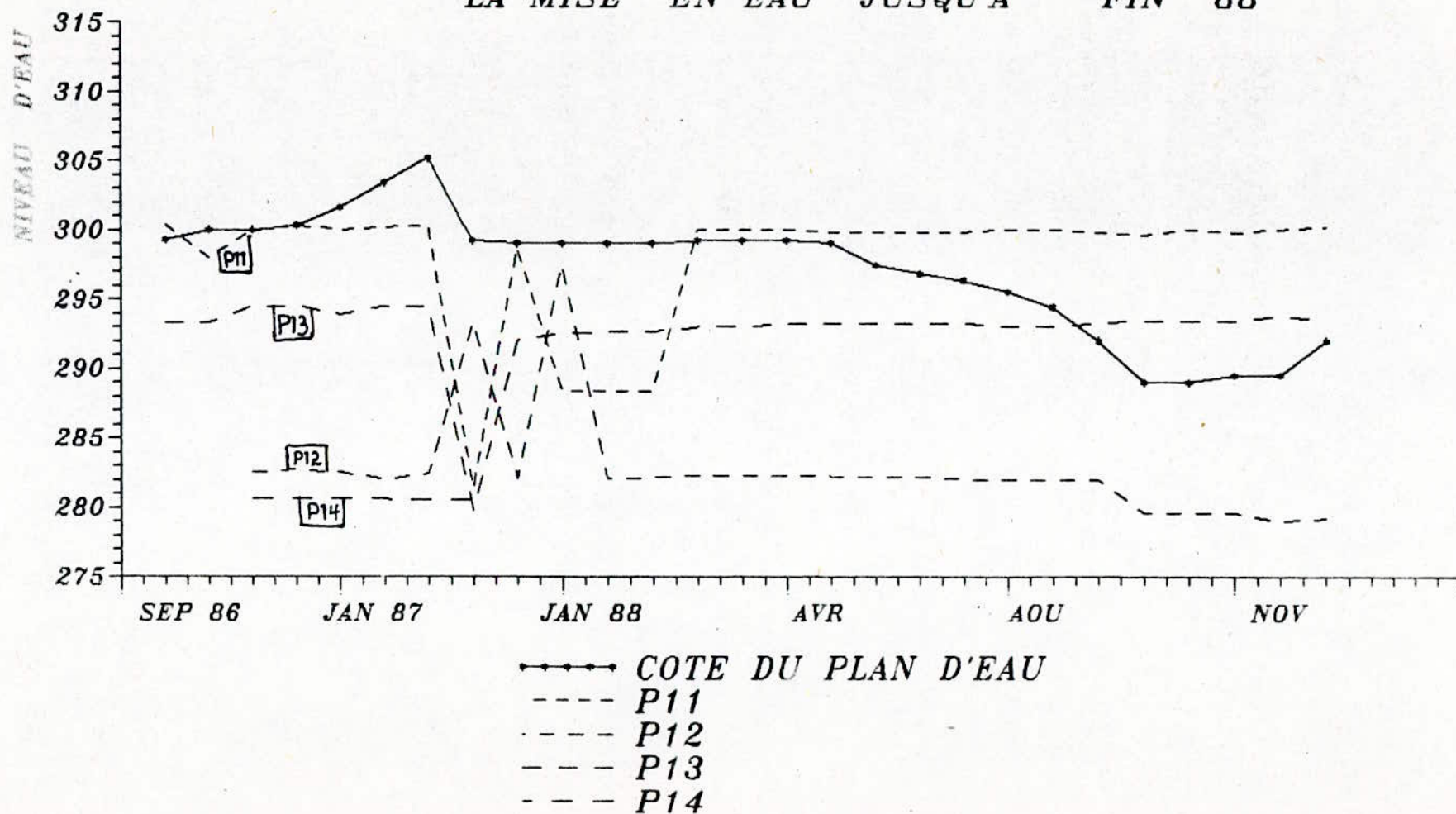


Fig. II.11.
 PROFIL 26: VARIATIONS DES COTES PIEZOMETRIQUES DEPUIS
 JAN 89 JUSQU'A DEC 91

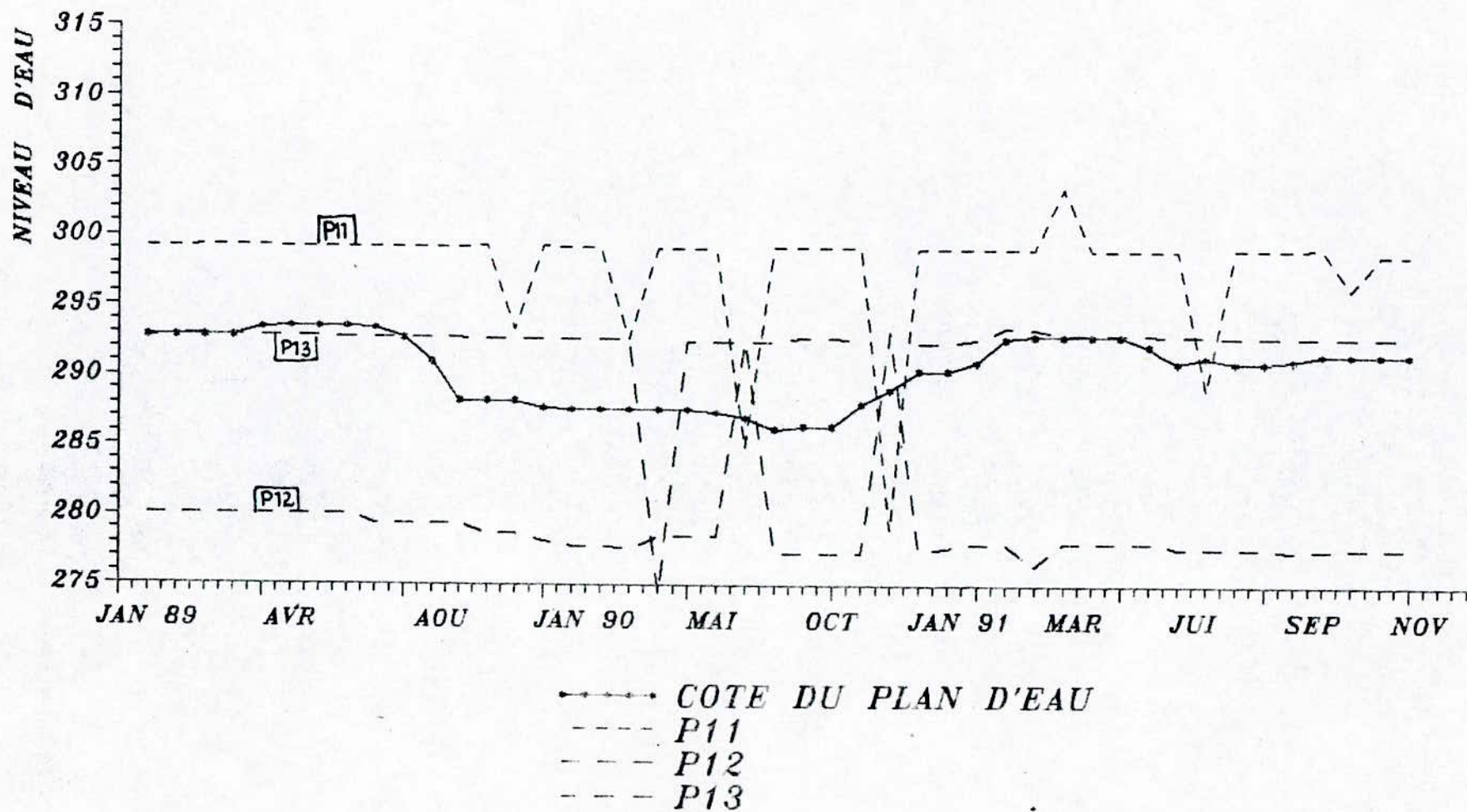


Fig. II.11.
 PROFIL 26: VARIATIONS DES COTES PIEZOMETRIQUES
 DEPUIS JAN 92 JUSQU'A FEV 93

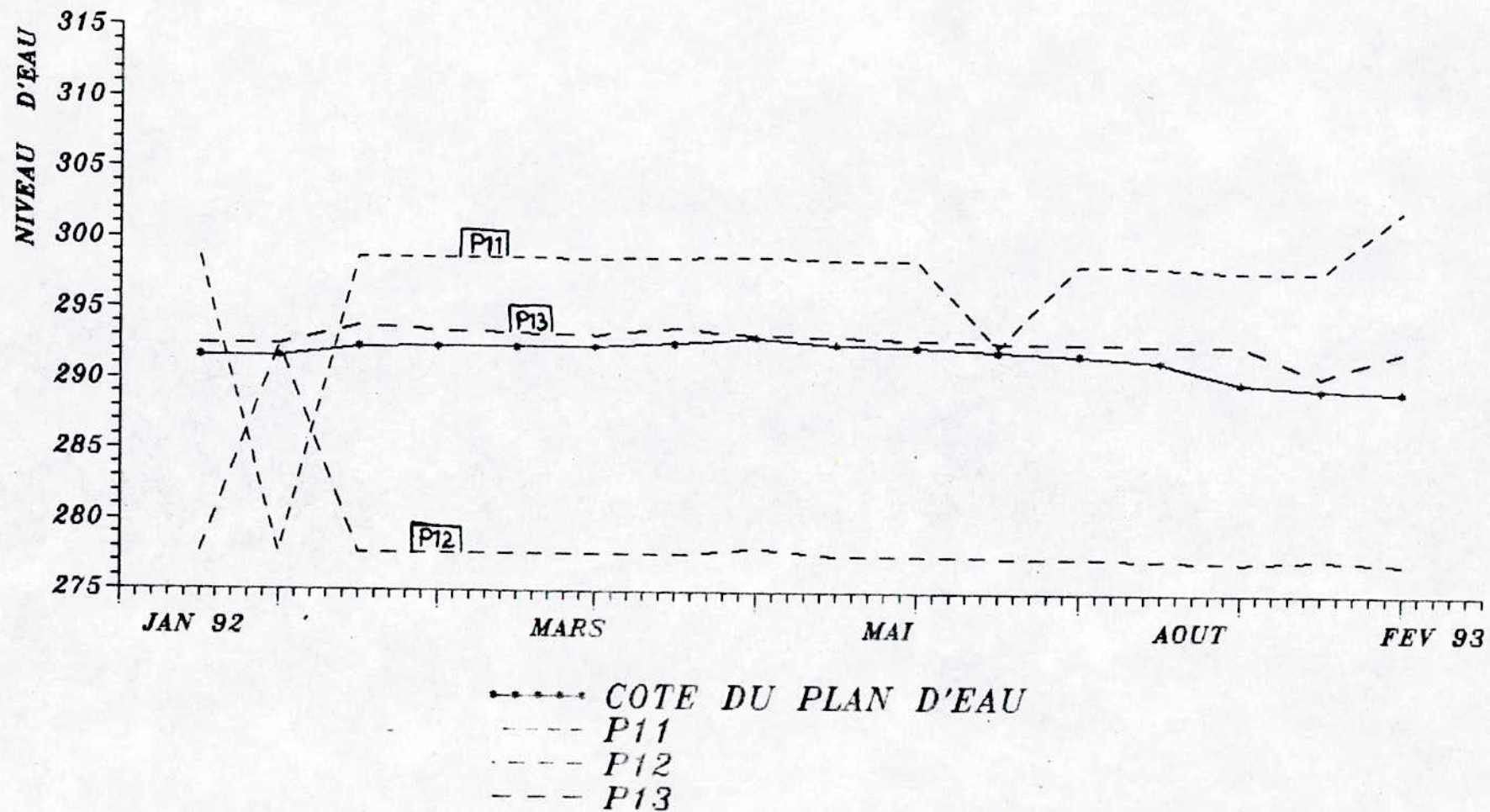
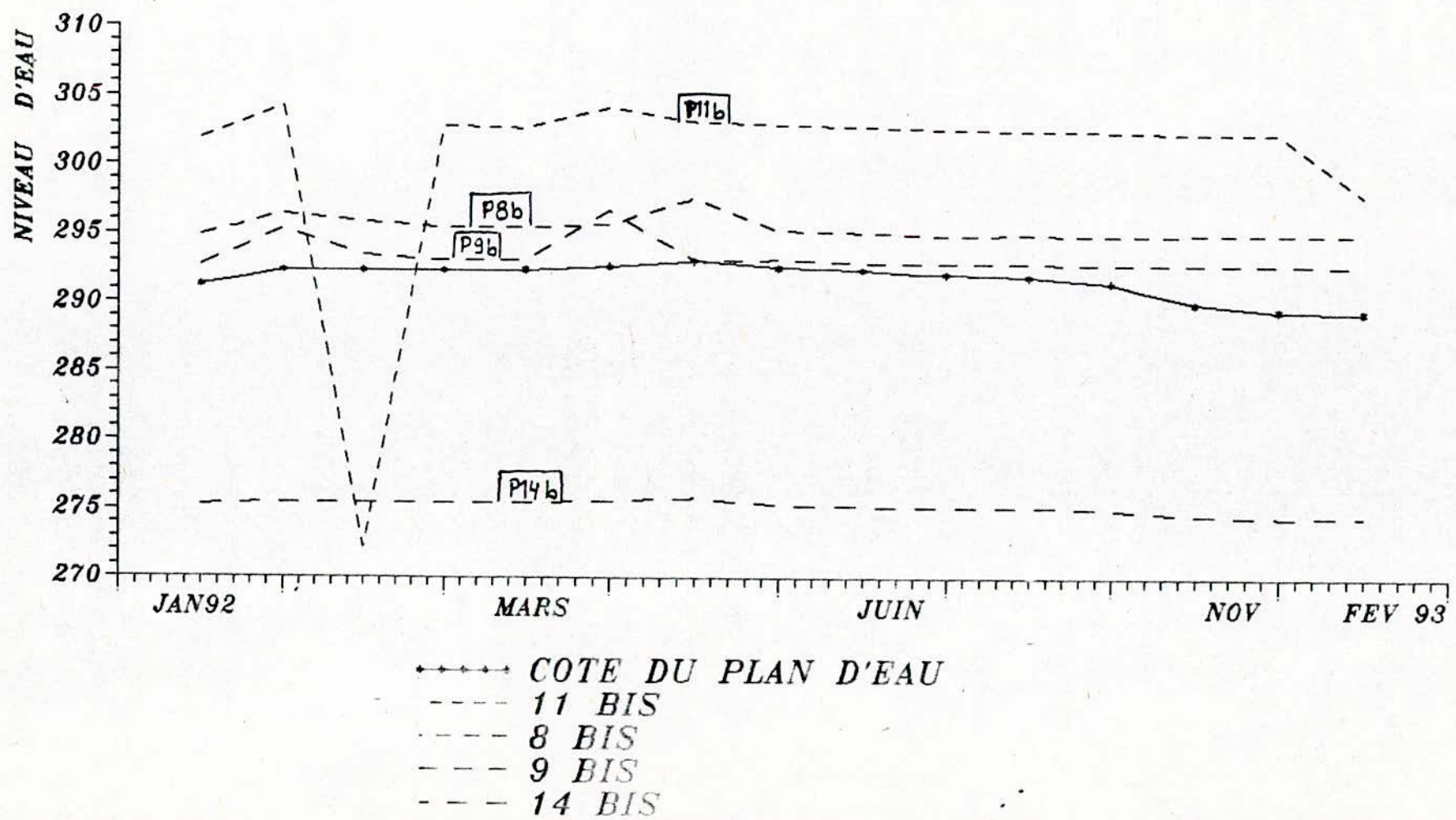


Fig. II.11.
**PROFIL 26: VARIATIONS DES COTES DES NOUVEAUX PIEZOMETRES
 DEPUIS JAN 92 JUSQU'A FEV 93**



mesure douteuse faite en Avril 88 qui a donné un niveau supérieur à celui du lac de 7 m. Ce dernier est bouché en Mai 90.
Le nouveau piézomètre 7bis était sec depuis sa mise en place.

* Le piézomètre P9 localisé en aval du filtre présente à l'exception de la période Jan 88 à Oct 88 un niveau supérieur à la côte du plan d'eau.

Les mesures donnés par le piézomètre P9 sont incohérentes, car elles devraient être largement inférieurs par rapport à ceux du piézomètre P7 situé à l'amont du filtre.

Le nouveau piézomètre 9bis avait confirmé ce qui a été constaté sur P9.

* Le piézomètre P11 localisé en aval du filtre avait donné un niveau presque constant de Sept 86 à Juin 87.

Le niveau diminue tout d'un coup à la côte 288.00 m en gardant cette dernière constante pendant un mois toujours inférieur à la côte du plan d'eau. Puis il se stabilise à la côte 298.00 m en Mars 88 jusqu'en Fév 93, mais cette fois-ci le niveau est supérieur à celui du lac.

Le piézomètre 11bis avait donné aussi des valeurs supérieurs à ceux du lac.

* Le piézomètre P13 localisé en aval du filtre a subi les mêmes variations que le P11 avec quelques petites différences.

On remarque que les niveaux d'eau dans les piézomètres P11 et P13 ne correspondent pas au plan d'eau du lac, ceci est dû à l'existence des pressions interstitielles développées à l'aval et à l'amont du filtre qui se dissipent difficilement, ainsi qu'à l'inefficacité du système de drainage.

-Profil 28:

Les piézomètres P16, P18, P18, P22, sont localisés dans la fondation, dans les matériaux argilo-détrétiqes.

* Le piézomètre P16 localisé en amont du filtre a donné un niveau inférieur à la côte du plan d'eau de 86 à Juin 88. Puis le niveau d'eau a monté de Juin 88 jusqu'en Jan 91 à un niveau supérieur à la côte du lac. De Jan 92 à Fév 93 ce piézomètre a indiqué des niveaux inférieurs à ceux du lac. Le piézomètre 16bis a confirmé ce comportement.

* Le piézomètre P18 localisé en aval du voile a enregistré des niveaux d'eau inférieurs à la côte du plan d'eau de 86 à Déc 87. Le niveau d'eau a remonté de 285 m à 307 m tout en demeurant constant pendant le mois de Fév 88, puis il redescend aux environs de 282 m jusqu'à Déc 88, et il remonte de nouveau à la côte 303 m supérieur à celle du plan d'eau et reste constant jusqu'à fin 91. Depuis Jan 92 jusqu'à Fév 93 le niveau enregistré par ce piézomètre était inférieur à celui du lac.

* Le piézomètre P20 localisé en aval du filtre présente des niveaux inférieurs à ceux du lac à l'exception de la période Juin 89 à Mars 91.

* Le piézomètre P22 est bouché.

Les piézomètres P15, P17, P19 et P21 sont localisés dans le corps du barrage.

* Le piézomètre P15 localisé en amont du filtre donne un niveau inférieur à la côte du plan d'eau de 86 à Juin 88, puis ce niveau est monté en dessus de la côte du plan d'eau de Juin 88 jusqu'en Jan 91.

A partir de cette date jusqu'en Fév 93, ce piézomètre a indiqué des niveaux supérieurs à ceux du lac.

* Le piézomètre P17 localisé en aval du filtre a enregistré un niveau constant inférieur à la côte du plan d'eau malgré que ce dernier a subi des variations. Ce piézomètre répond tardivement de deux mois lorsque le plan d'eau a baissé, puis il donne des valeurs à la côte du lac sauf une valeur douteuse en janvier 1989 et absence de mesure depuis septembre 1989, où ce piézomètre était bouché.

le nouveau piézomètre 17bis a indiqué des valeurs nettement supérieur à ceux du lac.

Les pressions interstitielles données par le P15 situé à l'amont du filtre sont supérieurs à ceux données par le P17 situé en aval du filtre ce qui n'est pas fiable malgré que les nouveaux piézomètres 15bis et 17bis réalisés à proximité des anciens (P15,P17) ont confirmé ces résultats.

Ceci est expliqué par la forte imperméabilité des matériaux de la digue qui est l'une des causes pour laquelle le drain vertical n'a pas fonctionné.

* Le piézomètre P19 localisé à l'aval du filtre a enregistré des niveaux inférieurs à la côte du plan d'eau avec quelques variations de 1986 à Mars 1988, puis il montait de ce niveau jusqu'à la côte 300.00m qui reste stable à partir d'Avril 1988 jusqu'en Déc 1988 est supérieur à la côte du plan d'eau, puis il redescend de nouveau jusqu'à la côte 280 qui est inférieur à la côte du lac. A partir de Jan 1992 jusqu'en Fév 1993, ce piézomètre était bouché. Le nouveau piézomètre 19bis a indiqué des valeurs nettement supérieurs à ceux du lac.

* Le piézomètre P21 localisé en aval du filtre a donné un niveau constant à la côte 292.00 m d'Oct 86 à Déc 87 puis il remonte jusqu'à 297.00 m. Tout en restant constant pendant le mois de Fév 88, il redescend à la côte 284.00 m qui est inférieur à la côte du lac. Le niveau d'eau dans ce piézomètre a remonté de nouveau à partir de Fév 92 jusqu'à Fév 93.

Le nouveau piézomètre 21bis a tout le temps indiqué des niveaux inférieurs à ceux du lac.

On remarque que malgré que les piézomètres P19 et P21 sont situés tous deux dans le remblai et en aval du filtre, ils ont données des niveaux supérieurs et inférieurs à la côte du lac respectivement; le P 19 a également indiqué un niveau d'eau supérieur à celui du lac, ce qui met le doute sur le fonctionnement de ces piézomètres

-Profil 30:

Les piézomètres P25, P27, P29, et P31 sont localisés dans la fondation. les piézomètres P27, P29, et P31 situés à l'aval du voile affichent une réduction en moyenne d'une dizaine de mètres de différence de niveau d'eau entre le plan du lac et l'aval.

Depuis la mise en eau, le piézomètre P25 situé en amont du filtre a indiqué un niveau d'eau supérieur à celui de la retenue. Les anomalies prélevées par le piézomètre P 25 nous ont laissé dire que:

1/ La chambre de mesure de P 25 se trouve dans une zone formée par des matériaux fins où se développent les pressions interstitielles.

2/ Les valeurs données par le P 25 sont jugées non fiables, à cet effet un nouveau piézomètre, le P 25 bis a été exécuté au voisinage de p 25 et a donné des niveaux d'eau inférieurs à ceux du lac.

-Les piézomètres p 24, P26, P30, sont localisés dans le remblai.

* Le piézomètre P24 localisé en amont du filtre a enregistré des niveaux d'eau inférieurs à la côte du plan d'eau de Sept 86 à Juin 87, et depuis il n'enregistre aucun autre niveau, (bouché).

* Le piézomètre P26 localisé en aval du filtre a donné un niveau d'eau constant et inférieur à la côte du plan d'eau malgré la variation de ce dernier.

La différence entre les pressions interstitielles prélevés par le P24 et le P26 respectivement en amont et en aval du filtre est expliquée par la forte imperméabilité des matériaux de la digue qui rend le drain vertical non efficace.

* Le piézomètre P28 localisé en aval du filtre a donné un niveau d'eau constant à la côte 299.00 m durant toute la période d'exploitation malgré la variation du plan d'eau, ce qui nous permet de dire que la chambre de mesure est sans doute colmatée.

* Le piézomètre P30 situé en aval donne un niveau d'eau inférieur au lac et ceci jusqu'en Déc 88. Ce niveau a monté de la côte 282.00 à la côte 292.00 m et a été gardée pendant 4 mois (Jan 89, Avr 89) et puis ce piézomètre suit la fluctuation du lac. Même le piézomètre P30 bis vient de le confirmer.

-Le profil 31:

Les piézomètres P32, P33 et P34 sont localisés dans la fondation. Aucune influence du lac n'a été relevé sur ces trois piézomètres. Ceci ne veut pas dire que ces derniers sont bouchés, aucune anomalie n'avait été constaté.

Les piézomètres installés le long de la digue:

Une serie de piézomètre P48,....P52 est implantée le long de la digue dans l'axe de la risbèrme 306.00 m représentent la zone de contact remblai-fondation. Dans la partie la plus importante entre les profils 26 et 30, les piézomètres P48,....P52 présentent des pressions importantes relativement à la variation du plan d'eau. Et ceci est dû à la perméabilité du voile

d'injection et l'augmentation des pressions en fonction du temps qui sont causées par le mauvais fonctionnement du système de drainage.

Conclusion partielle:

Dérangements ayant atteints le barrage:

Période du premier remplissage:

La mise en eau du barrage a été effectuée en Décembre 1985, la côte maximale atteinte depuis a été de 305,87 m, pour un volume de $38,4 \cdot 10^6 \text{ m}^3$, ceci au mois d'Avril 1987. Pendant la montée du plan d'eau, des fuites et des fissures ont été observées. Le suivi des fuites en fonction du plan d'eau jusqu'à leur arrêt est donné sur la figure (Fig II.12).

Etat général du barrage:

les constatations suivantes ont été confirmées:

1-Fissure en crête de la digue et sur les bernes avals.

En Avril 1986 une fissure longitudinale est apparue sur le couronnement de la digue. Par la suite on a pris les mesures d'observations telle que:

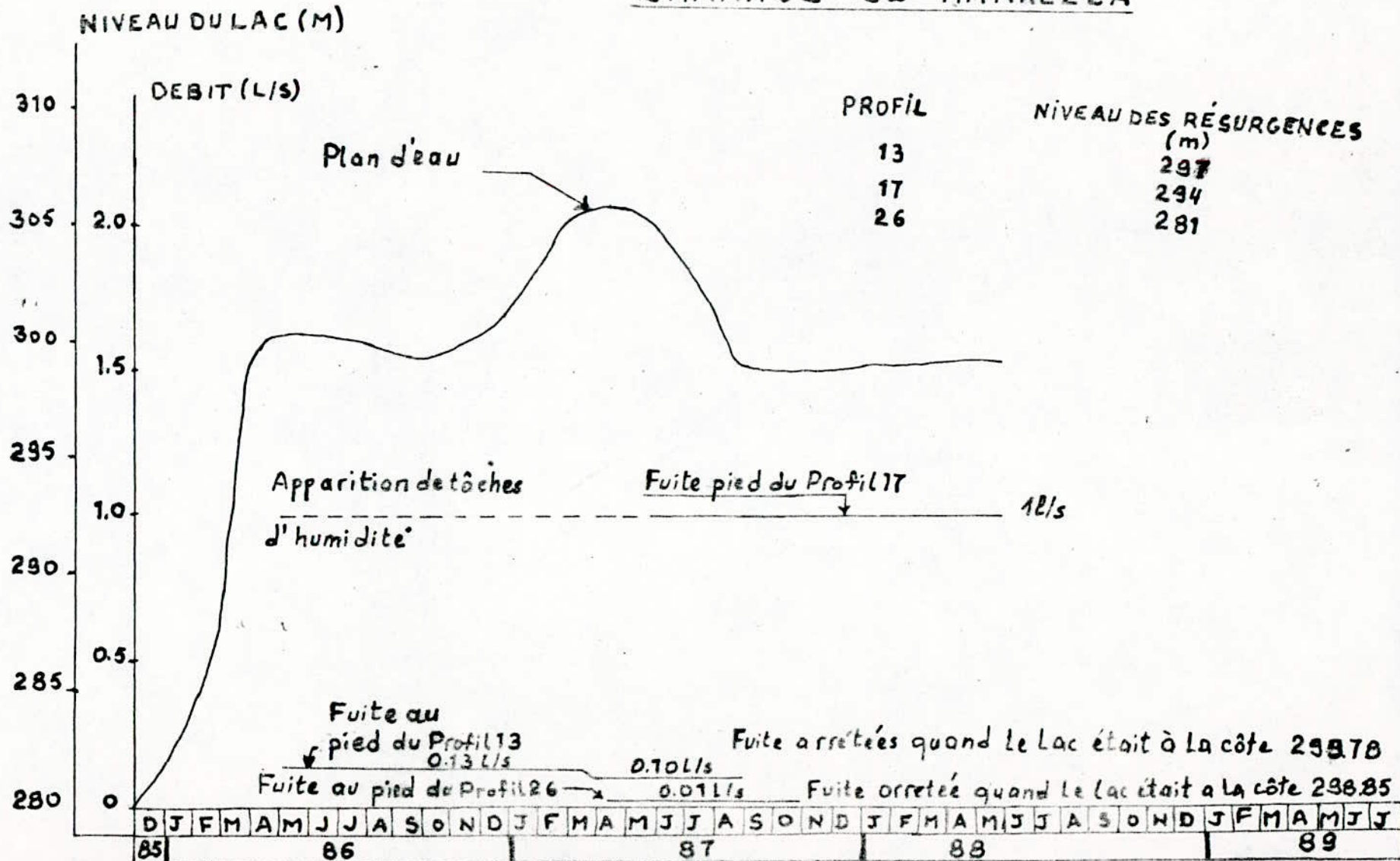
- Pose des témoins en ciment pour suivre l'évolution de la fissure.
- Ouverture d'un tranché de un mètre de profondeur pour évaluer l'importance et la direction de la fissure.

Ces derniers ont donnés les résultats suivants:

A l'apparition de la fissure en Mai 1986 son écartement était de 10 à 15 mm et se stabilisant au mois de Décembre 1987 à l'écartement 30 à 35 mm.

Figure 2 Suivi des fuites en fonction du plan d'eau

BARRAGE DE HARREZZA



Les fissures en crête et sur les bernes aval durant l'année 1989 ont évolué. la fissure longitudinale en crête du barrage avait une longueur de 945 m son écartement maximal était de 100 mm. Son activité suivie et contrôlée par des témoins en ciment qui éclataient au fur et à mesure . A la berge de l'élévation 306,00 m la fissure est beaucoup plus importante, sa largeur a atteint 200 mm en trois endroits pour une profondeur de 1,5 m. Sa longueur était de 1300 m le 16 Mai 1987. A la berge d'élévation 294,00 m les fissures ayant entre 20 et 30 mm de largeur en lignes discontinues sur une longueur de 240 m. En certains endroits elle apparait comme deux lignes parallèles.

En Avril 1991 le lac était à la cote 293,06 m; une fissure sur la crête évoluait de la façon suivante:

- Du profil P16 au profil P13 la longueur de la fissure était de 150 m pour un écartement de 1 à 2 mm.

- Entre les profils P16 et P21 la longueur était de 300 m pour un écartement de 70 mm.

- Entre les profils P26 et P31, la largeur atteinte était de 100 mm, (c'est la première fissure apparue en Novembre 1986). Elle tend au repos actuellement.

- Entre les profils P31 et P32, la fissure observée en Septembre 1988 avait une largeur de 20 à 40 mm.

- Du profil P31 à l'évacuateur de crue, sa longueur était de 300 m observée en même temps que celle entre les profils P31 et P32.

La longueur totale de la fissure en crête est de 1100 m sur 1787 m c'est à dire 61.55 % .

Fuites et résurgences:

Ces fuites disparues à la côte du niveau actuel, sont observées en rive gauche sur le talus aval de la digue et se manifestent comme suit :

-Entre le profil P13 et P18, on constate une stagnation sur le terrain naturel.

-Dans le profil P13, une fuite est apparue au dessus du caniveau collecteur.

-Dans le profil P17 et P26 des taches d'humidités étaient visibles sur la protection rocheuse de l'élément drainant du pied du talus aval (la côte du plan d'eau était à 300.20 m).

A partir du mois d'Avril 1986 la fuite du profil P13 était mesurable, son débit constant de 0.13 l/s l'était jusqu'au mois de Février 1987, le niveau du lac était à 305.00 m. A partir de là le débit a diminué à 0.10 l/s.

Au mois d'Aout 1987 la fuite s'est arrêtée pour un plan d'eau de 299.78 m de côte. En Avril 1987, la protection rocheuse de l'élément drainant a été dégagée pour aménager un point de jaugeage au profil P27, le débit est resté constant (0.1 l/s) jusqu'à l'arrêt de la fuite en Octobre 1987 où le niveau du plan d'eau était à 298.95 m.

Un point de jaugeage a été réalisé au profil P17 au mois de Novembre 1987, le débit constant depuis était de 1 l/s. Durant l'année 1988/1989 aucune des fuites citées n'a débité.

3-Tassements:

Les tassements maximums sont localisés entre les profils P16 et P21 sur la partie centrale de la digue. Des informations à ce propos sont données dans la partie auscultation externe.

Suite à ces dérangements des hypothèses ont été émises pour les expliquer, incriminant telle ou autre partie constituant une

protection pour l'ouvrage, leur exécutions ou leur mise en place et localisation.

Nous aujourd'hui, on revient à ces mêmes possibilités et d'après ce qui a suivi, on a:

- Soit que le voile est mal exécuté ou ne rempli pas son rôle à cause de l'éloignement de l'horizon imperméable.
- Soit que le filtre bien localisé est insuffisant pour drainer toutes les eaux avec deux veines seulement.
- De plus, on revient à l'existence de la nappe phréatique qui sous le poids du remblai est de la charge de la retenue, cause la déformation du squelette du terrain et participe aux résurgences.

CHAPITRE III

Simulation par analogie électrique des infiltrations sous le barrage.

III.1. Généralités sur la théorie de l'infiltration:

Le développement graduel de la société a révélé très tôt la nécessité de maîtriser et d'exploiter les réserves d'eau souterraines et les infiltrations dans les milieux géologiques complexes.

Ceci a entraîné le développement rapide de la théorie et de la modélisation de ce phénomène.

Dans le domaine particulier de la construction hydro-technique, l'estimation du régime hydraulique des infiltrations, de leur débit et des pressions statiques qu'il engendre permet de construire ces types d'ouvrages suivant des critères de sécurité et d'économie acceptables.

Formulation de la théorie d'infiltration:

Les hypothèses de base de l'application de loi de DARCY sont:
Un milieu continu homogène et isotrope.

La loi est formulée comme suit:

$$V = -KI$$

V: vitesse apparente de filtration (m/s)

I: gradient hydraulique ou pente motrice égale à $\frac{\Delta h}{\Delta L}$

Δh : différence de charge entre les extrémités de l'écoulement distants de ΔL .

K: coefficient de perméabilité ayant la dimension d'une vitesse et est relative au milieu poreux.

Le signe (-) indique que l'écoulement dans le sens de la charge décroissante.

Slichter (1897) généralise la loi aux trois dimensions de l'espace. Si ϕ est le potentiel (énergie potentielle par unité de poids du fluide au point considéré) où h charge hydraulique telle que:

$$\phi = h = \frac{p}{\rho g} + z \quad \text{On aura } V = -K \text{ grad}\phi = -K \text{ grad}h$$

$$u = -K \frac{\partial \phi}{\partial x}, \quad v = -K \frac{\partial \phi}{\partial y}, \quad w = -K \frac{\partial \phi}{\partial z}.$$

$$K = \text{cste}, \quad V(u, v, w)$$

L'équation de la continuité s'écrit:

$$\text{div} \vec{V} = 0$$

$$\vec{V} = -K \text{ grad}\phi \Rightarrow \text{div}(-K \text{ grad}\phi) = 0$$

donc:

$$\Delta \phi = \Delta h = 0$$

équation de Laplace qu'on résout pour un domaine en considérant les conditions aux limites, la résolution consiste à trouver la valeur de ϕ ou h en un point donné du domaine étudié où s'effectue l'écoulement.

L'application se fait quand le régime est laminaire, ou le nombre de REYNOLDS ne dépasse pas une valeur critique. Ce nombre définit par:

$$Re = \frac{V' D}{\nu}$$

V' : vitesse réelle du liquide dans les interstices.

$$\frac{V'}{V} = \frac{1}{S} \quad \text{où } S \text{ porosité efficace.}$$

V : vitesse apparente.

$S = M - Cr$ où M porosité effective
Cr capacité de rétention

D : dimension des pores

ν : viscosité cinématique du liquide (eau).

Ce nombre de Reynolds critique ne doit pas dépasser l'unité et peut varier de 1 jusqu'à 10 (atteint 4 à 5 pour le critère de Muskat) S'il est dépassé, la loi devient:

$$J = -\alpha V^2 - \beta V \quad \text{où } J = -aV^m$$

(α, β, a à déterminer)

$2 > m > 1$ correspondant à la phase de transition pour devenir $J = -aV^2$ à la turbulence.

Tant que la vitesse est faible la loi de Darcy est applicable, et constitue une bonne approximation chose qu'on cherche à réaliser toujours dans les remblais.

Lorsque la condition d'isotropie n'est pas vérifiée, c.à.d. que le coefficient d'infiltration n'est pas le même suivant les directions, l'appréciation des vitesses d'infiltration est faite de la manière suivante:

$$u = -K_x \frac{\partial \phi}{\partial x} \quad v = -K_y \frac{\partial \phi}{\partial y} \quad w = -K_z \frac{\partial \phi}{\partial z}$$

K_x, K_y, K_z , coefficients de perméabilité suivant les trois directions de l'espace respectivement OX, OY, et OZ.

L'équation de continuité s'écrit:

$$\text{div } \vec{v} = 0$$

On obtient:

$$K_x \frac{\partial^2 \phi}{\partial x^2} + K_y \frac{\partial^2 \phi}{\partial y^2} + K_z \frac{\partial^2 \phi}{\partial z^2} = 0$$

Pour avoir l'équation de Laplace on suppose K un coefficient de perméabilité quelconque et on fait le changement de variable:

$$x' = \frac{\sqrt{K}}{\sqrt{K_x}} \quad y' = \frac{\sqrt{K}}{\sqrt{K_y}} \quad z' = \frac{\sqrt{K}}{\sqrt{K_z}}$$

On obtient:

$$\frac{\partial^2 \phi}{\partial x'^2} + \frac{\partial^2 \phi}{\partial y'^2} + \frac{\partial^2 \phi}{\partial z'^2} = 0 \Rightarrow \Delta \phi = 0$$

Les vitesses de l'écoulement réels anisotropes s'écrivent:

$$u = u' \frac{\sqrt{K_x}}{\sqrt{K}} \quad v = v' \frac{\sqrt{K_y}}{\sqrt{K}} \quad w = w' \frac{\sqrt{K_z}}{\sqrt{K}}$$

Les conditions aux limites ne seront pas les mêmes, quand on parlera d'écoulements en charge présentant des surfaces imperméables et des surfaces filtrantes seulement, et les écoulements à surface libre dont la limite supérieure du domaine d'écoulement est une surface libre. voir figure (Fig III.1.a). On note qu'on cherchera toujours, dans les remblais, à abaisser cette surface, dite ligne de saturation, ceci pour cause de sécurité. On utilise des variantes de drainage multiples; voir figures (Fig III.1.b).

a-Surface imperméable:

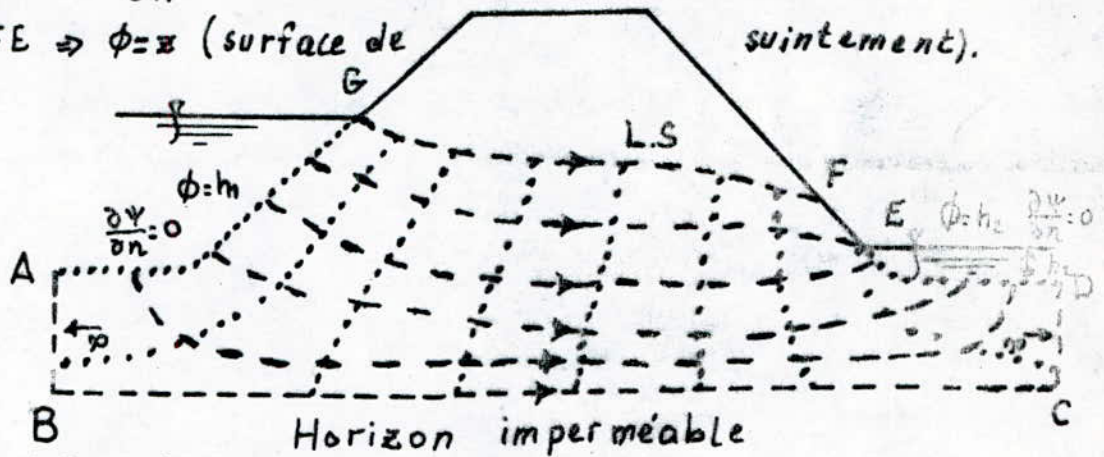
Aucun débit ne traverse la paroi.

(1) \Rightarrow ABCD $\Rightarrow \frac{\partial \phi}{\partial n} = 0 \Rightarrow$ SC.

(2) \Rightarrow AG et ED $\Rightarrow \phi = h_1$ et $\phi = h_2 \Rightarrow$ SE

(3) \Rightarrow GF $\Rightarrow \frac{\partial \phi}{\partial n} = 0$ et $\phi = z \Rightarrow$ SC (Ligne de saturation).

(4) \Rightarrow FE $\Rightarrow \phi = z$ (surface de suintement).



SE : surface équipotentielle
SC : surface de courant ----

Fig. III.1.a: Écoulement et conditions aux limites dans une digue homogène isotrope semblable à sa fondation.

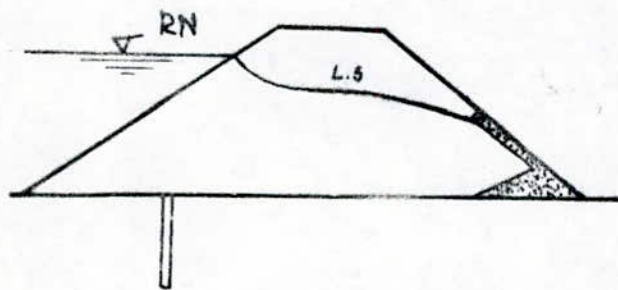
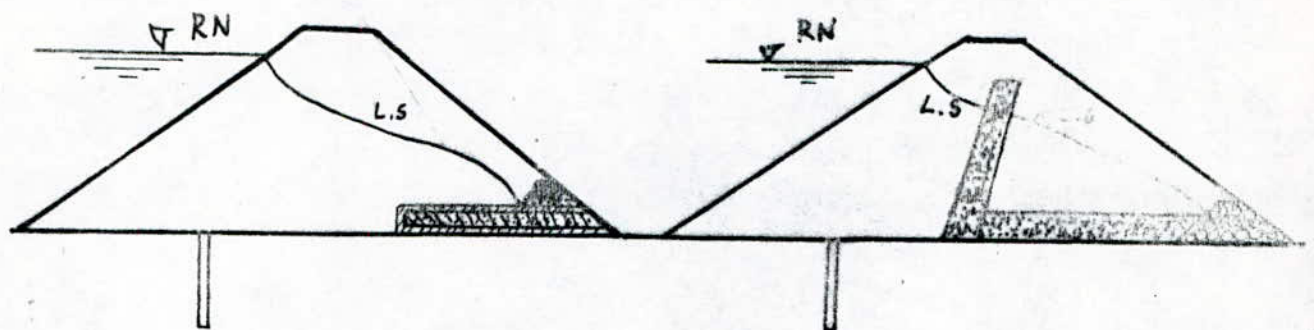


Fig. III.1.b:

Différentes variantes de drainage influançant la ligne de saturation.

$$\vec{V} \cdot \vec{n} = -K \frac{\partial \phi}{\partial n} = 0 \quad \Rightarrow \quad \frac{\partial \phi}{\partial n} = 0 \quad \text{"condition de Neumann"}$$

De telle surfaces sont des surfaces de courant ou les surfaces équipotentiellles.

b-Surfaces filtrantes:

Zone de contact de l'écoulement souterrain avec de l'eau libre où les pertes de charge sont négligeables, donc la charge hydraulique est constante $\phi = \text{cste}$ "condition de Dirichlet" De telle surfaces sont des surfaces équipotentiellles.

c-Surface libre:

Dans le cas d'un barrage en terre c'est la ligne de saturation commune à toute les nappes phréatiques, cette surface est une surface de courant:

$$\frac{\partial \phi}{\partial n} = 0$$

de plus elle est soumise à la pression atmosphérique d'où

$$p=0 \quad \text{et} \quad \phi = z$$

En supposant donc l'écoulement permanent (pour qu'elle reste fixe) et en négligeant la capillarité on a deux conditions:

$$\frac{\partial \phi}{\partial n} = 0 \quad \text{et} \quad \phi = z$$

d-Ajoutons à ceci la surface de suintement où l'eau sort à l'air libre et où régne la pression atmosphérique donc:

$$\phi = z.$$

Lorsque l'écoulement est non permanent la charge ou le débit dépend du temps ou les deux à la fois.

La loi de filtration dans ce cas devient:

$$\vec{v} + \alpha \frac{\partial v}{\partial t} = -K \overline{\text{grad} \phi}$$

Vu la complexité de la résolution théorique du problème posé, (difficulté de formuler les conditions aux limites et complexité de la résolution théorique) plusieurs auteurs ont proposé des méthodes simplifiées sur la base d'expérimentation au laboratoire ou d'expérience sur le terrain.

On utilise les lois déterminées par l'expérience, dites lois semi-empiriques Darcy, Kozeny, Dupuit, Prazil, et Casagrandé pour la détermination approximative mais avec une précision acceptable du réseau des équipotentiels et des lignes de courant, ou des débits de fuite.

Pour des calculs plus précis, on a recours à des méthodes de modélisation physico-théoriques.

- Modèle mathématique:

Modèle relatif à un cas fixe donné par les nouvelles méthodes mathématiques tel que la méthode analytique ou on utilise les transformations conformes et à partir d'une fonction complexe, on détermine les courbes du réseau (lignes équipotentiels et lignes de courant). Et les éléments finis consistant en:

.La discrétisation en éléments finis par des noeuds.

.Chaque élément a sa fonction d'interpolation du potentiel définie par les valeurs nodales, $\phi_i, \phi_j, \dots, \phi_n$, la fonction potentielle est:

$$\phi = \phi_i N_i + \dots + \phi_n N_n$$

n: noeuds

Ni: fonction de $x_i, y_i, z_i, \dots, x_n, y_n, z_n$, et x, y, z . Cette fonction définit le comportement et la continuité de tout le milieu.

On résout la relation matricielle: $[A] \cdot [\phi] = [B]$

$[A]$: matrice carrée; n nombre d'éléments.

$[\phi]$ matrice colonne; n valeurs nodales.

$[B]$ matrice qui prend en compte les conditions aux limites.

On trouve les valeurs nodales et donc la fonction potentielle. Enfin la méthode des différences finies consiste en la discrétisation de l'équation de Laplace et après fixation des conditions aux limites on procède aux itérations donnant les valeurs des potentiels par endroits dans le domaine.

- Modèle physique:

Basé sur la similitude entre prototype et modèle après détermination des conditions de similitude et des rapports de leur paramètres.

- Analogie de sable ou modèle de sable:

Permet la visualisation de l'écoulement, la détermination de la ligne de saturation, des lignes de courant et même de la pression locale, dans un modèle géométrique de sable dont la forme est celle de l'ouvrage ou du domaine à étudié.

- Analogie visqueuse ou modèle de Hele-Shaw:

Il permet par une certaine propriété des fluides visqueux, la visualisation de la ligne de saturation, et sa forme, la perméabilité est exprimée par l'écartement entre deux plaques où s'effectue l'écoulement. ceci est dû à ce que un tel écoulement obéit à la loi suivante:

$$\vec{q} = -C_q \vec{\text{grad}}\phi .$$

où :

$$C_q = \frac{\phi d^3}{12\nu}$$

Avec q débit spécifique de l'écoulement.

d écartement des deux plaques, $d = 1.5$ à 2.5 mm.

ν viscosité cinématique du fluide qui sera de l'huile minérale ou de l'eau plus de la glycérine.

La continuité donne:

$$\frac{\partial q_x}{\partial x} + \frac{\partial q_y}{\partial y} = 0 \Rightarrow \Delta\phi = 0$$

Analogie où q correspondra à V vitesse de filtration et q_0 à K perméabilité relative.

.Analogie électrique:

Utilise la propriété que l'écoulement des électrons dans un conducteur s'effectue de la même façon que celui de l'eau dans un milieu poreux.

La différence de potentiel électrique correspond à la différence de potentiel de charge, la résistance à l'imperméabilité et la densité de courant à la vitesse de filtration.

III.2. Analogie électrique:

III.2.1. Hypothèses de base:

Comme l'écoulement d'un fluide à un débit Q , à une vitesse v dans un milieu continu, poreux, saturée, homogène et isotrope de perméabilité K sous l'effet d'une différence de charge ΔH est semblable à la circulation d'un courant électrique (d'électrons) d'intensité I de densité de courant i dans un milieu continu, conducteur, homogène et isotrope et de conductivité $1/\rho$ (ρ résistivité du milieu). sous l'effet d'une différence de potentiel (DDP) U , et tout les deux obéissant à la même loi de comportement; "laplacienne du potentiel est nul".

loi de darcy:

$$\vec{v} = -K \text{ grad } \phi$$

et

loi d'ohm:

$$\vec{i} = -1/\rho \text{ grad } U$$

loi de continuité:

$$\text{div } \vec{v} = 0$$

et la répartition de densité de courant:

$$\text{div } \vec{i} = 0$$

On trouve $\Delta\phi = 0$ analogue à.. $\Delta U = 0$

Cette analogie démontrée d'où on a une possibilité d'approcher de l'un des phénomènes par rapport à l'autre (du simple au complexe) par des correspondances analogiques et des rapports sans dimension.

On a remarqué les correspondances analogiques suivantes:

Tension électrique \leftrightarrow charge hydraulique.

Densité de courant \leftrightarrow vitesse de filtration.

Conductibilité électrique \leftrightarrow perméabilité relative.

Intensité totale;

$$I = \iint_S \vec{i} \cdot \vec{n} \, dS \leftrightarrow \text{Débit de fuite}; \quad Q = \iint_S \vec{v} \cdot \vec{n} \, dS$$

La résistance électrique;

$$R = \delta U / I \approx \delta \phi / Q; \text{ variation du potentiel électrique par le débit de fuite.}$$

Pour le passage de l'un à l'autre des deux phénomènes on utilise les rapports sans dimension suivants:

$$U / U_0 = \phi / \phi_0$$

$$d / U_0 \cdot \text{grad } U = D / \phi_0 \cdot \text{grad } \phi$$

$$(\phi d / U_0) \cdot \vec{i} = (D / K \phi_0) \cdot \vec{v}$$

$$\rho I / U_0 \cdot d = Q / K \phi_0 \cdot D$$

symbole	grandeur électrique	symbole dimensionnel	unités
d	longueur	L	cm
U	Potentiel électrique	U	volt
I	intensité de courant	I	ampère
R	résistance électrique	$U \cdot I^{-1}$	ohm
ρ	résistivité électrique	$L \cdot U \cdot I^{-1}$	ohm \times cm
i	densité de courant	$I \cdot L^{-2}$	ampère/cm ²

U: potentiel électrique en un point du modèle.

ϕ : potentiel électrique au point correspondant de l'écoulement de filtration.

U_0 : différence totale du potentiel électrique à laquelle est soumis le modèle.

ϕ_0 : perte de charge totale de l'écoulement hydraulique.

d: dimension électrique caractérisant l'échantillon du

modèle électrique; en cm.

D: dimension correspondante de l'écoulement hydraulique.

ρ : résistivité du conducteur constituant le modèle.

K: perméabilité relative du milieu poreux, siège de l'écoulement.

\vec{i} : densité de courant en un point du modèle.

I: intensité de courant traversant une surface donnée du modèle électrique.

Pour l'utilisation de cette analogie on utilise les techniques suivantes:

- * Méthode de la cuve rhéo-électrique.
- * Méthode du papier conducteur.
- * Méthode du réseau de résistances.

III.2.2. Techniques et principes de modélisation:

A- Technique de la cuve rhéo-électrique:

Voir figure (Fig III.2)

On rappelle avant d'aller plus loin la définition du problème à résoudre: on cherche à tracer le champ de lignes équipotentiels et de lignes de courant, à déterminer le débit de fuite et si c'est possible (on verra que ce sera le cas) tester des ouvrages de protection. ceci sachant les conditions aux limites déjà définies antérieurement:

Le conducteur utilisée dans la cuve rhéo-graphique serait de l'eau ordinaire filtré, (sa résistivité ne doit pas être trop importante pour éviter les échauffements produits par le modèle, qui causerai des variations de la résistivite, et souvent une solution étendue de sulfate de cuivre (dans le cas de l'utilisation d'un électrolyte comme conducteur on alimente le modèle en courant alternatif pour éviter les phénomènes de polarisation et d'électrolyse).

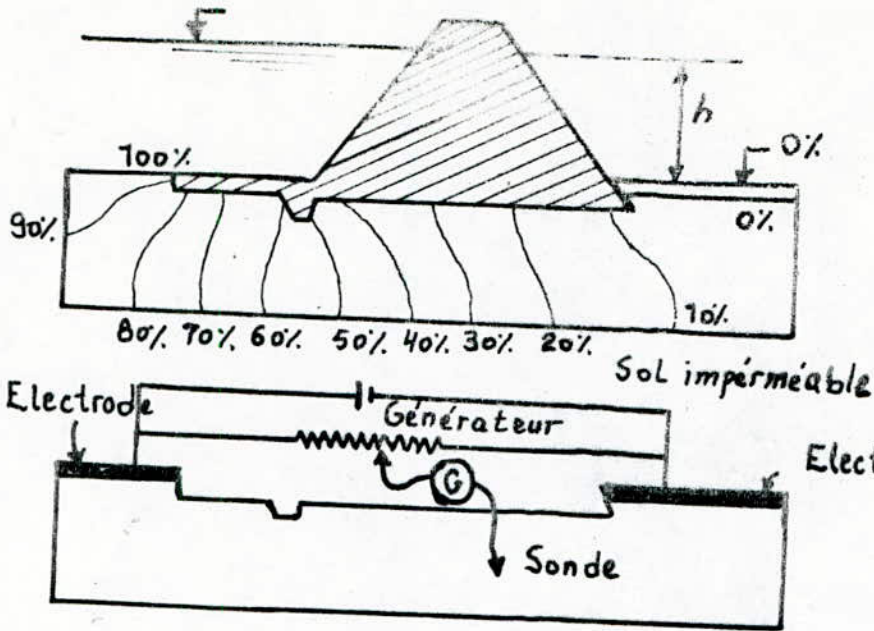


Fig. III.2 :

Cuve rhéo-électrique (Prototyp et modèle).

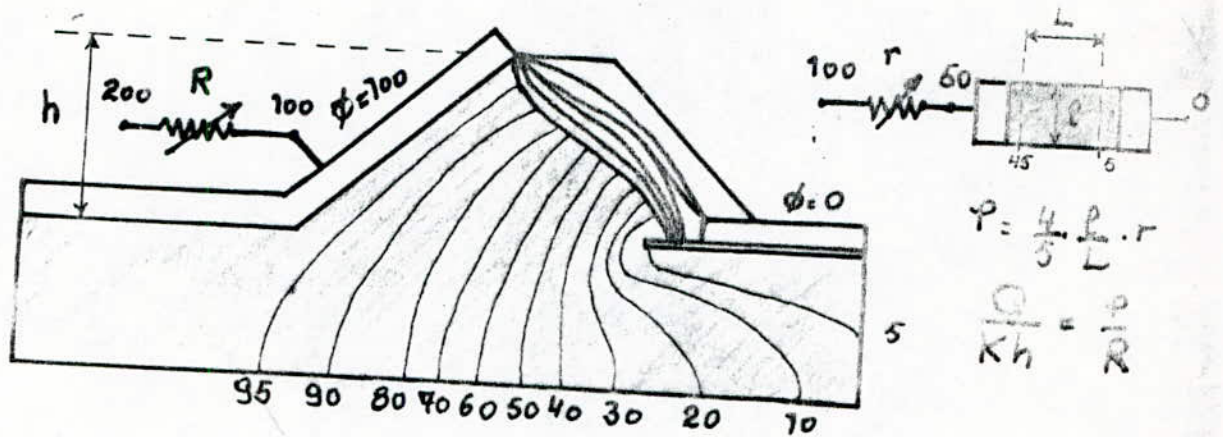


Fig III.7 : Papier conducteur.

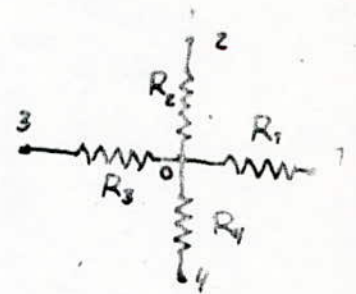
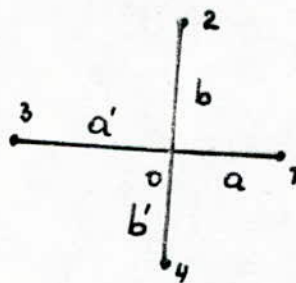
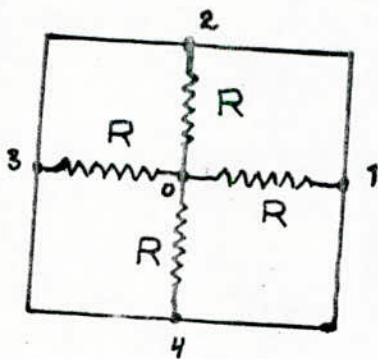


Fig. III.6. réseau de résistances ;

Fig. III.6. a. mailles égales

Fig. III.6. b. mailles inégales.

La cuve à paroi isolantes (ardoise, matière plastique), doit être assez grande pour éviter l'effet des parois. Sa forme dépend du problème posée, et est construite suivant l'écoulement à représenter:

- . En cas de problèmes à deux dimension, on utilise une cuve à fond plan horizontal remplie d'eau d'une hauteur de quelques cm.

- . pour des problèmes de révolutions, on utilise des cuves de formes différentes reproduisant un secteur d'angle α de l'écoulement.

- . Le bain doit être à température constante et est agité de temps à autre pour conserver l'homogénéité.

- .- les fréquences dans les laboratoires sont de 1000 périodes/seconde.

- . la DDP varie de quelque volts à quelque dizaines de volts suivant la résistance totale.

Dans tout les modèles électriques, les surfaces imperméables sont représenter par des surfaces isolantes: $\delta\phi/\delta n = 0 \Leftrightarrow \delta U/\delta n = 0$.

Suivant l'emplacement des électrodes d'après les conditions aux limites du problème à étudier (Fig III.3) dans le modèle on définit deux analogies: (Fig III.4).

- * Analogie directe: On identifie le potentiel électrique U par le potentiel hydraulique ϕ nous permettant de tracer les équipotentiellles.

- * Analogie inverse: On identifie le potentiel électrique U par les lignes de courant ψ nous permettant de tracer les lignes de courant.

Les surfaces équipotentiellles sont représenter par des électrodes métalliques en laiton ou en cuivre et souvent des électrodes peintes par une peinture à base d'argent. ceci au frontieres dans le cas analogie directe (aux limites du domaine étudié).

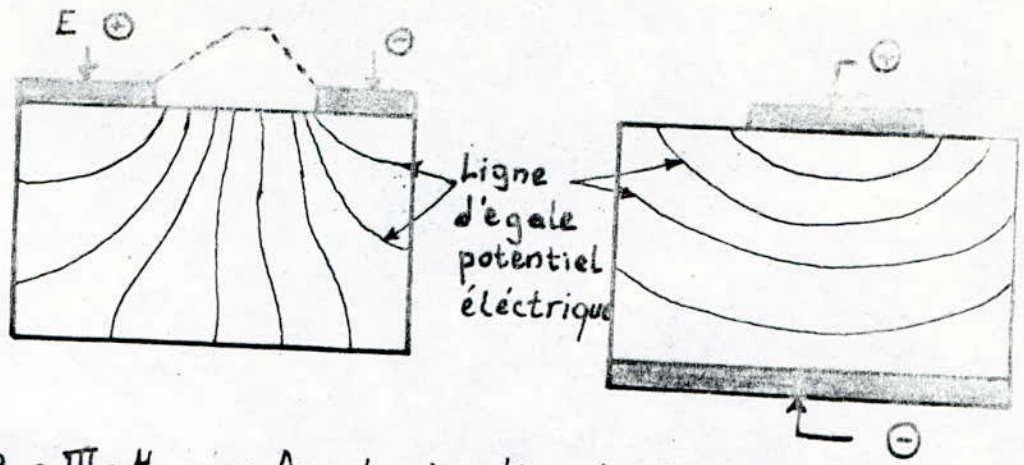


Fig. III.4. : Analogie directe ($E \Rightarrow \phi$) et inverse ($E \Rightarrow \psi$).

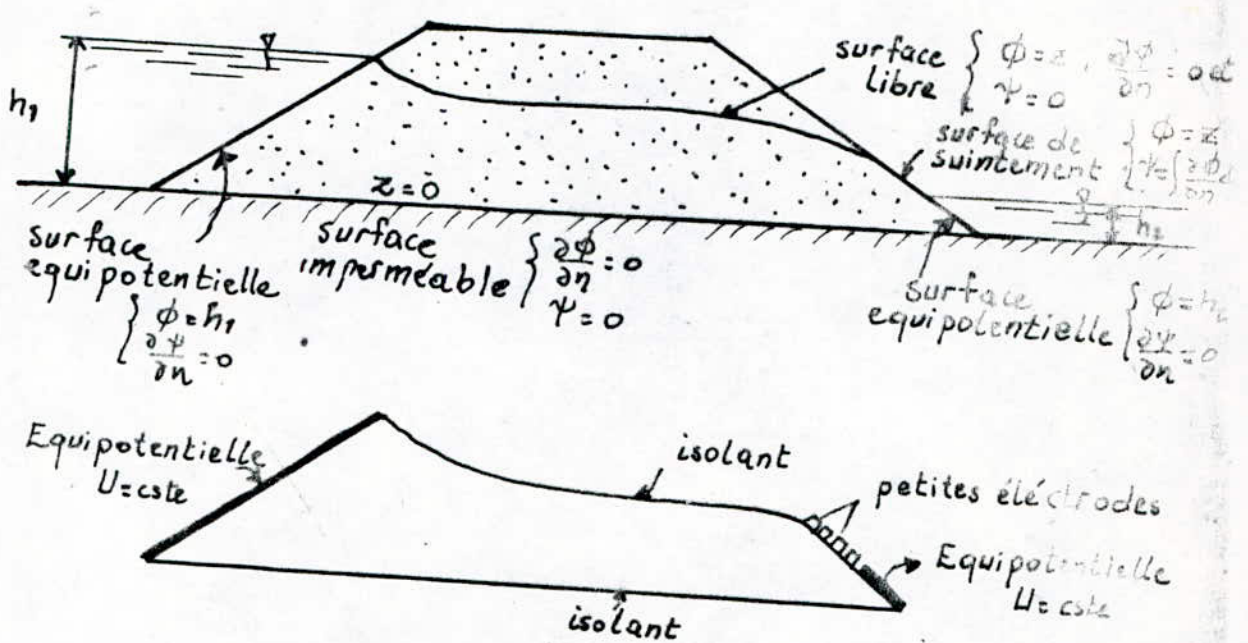


Fig. III.3: Conditions aux Limites (prototype et modèle)

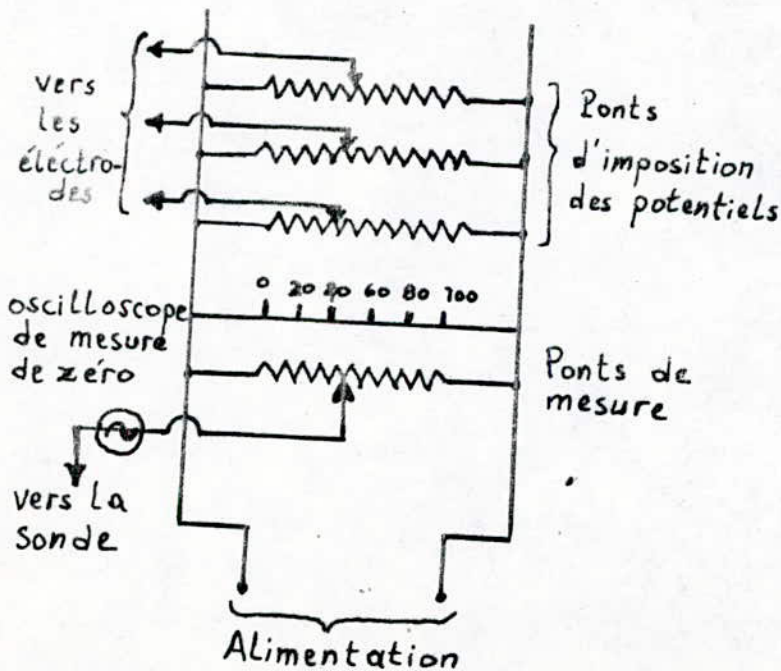


Fig. III.5 :

Circuit électrique utilisé.

Quand le potentiel à imposer à une limite est non constant mais connu (cas de la surface de suintement); $\phi = F(x,y) \neq U = f(x,y)$. on utilise sur cette limite de petites électrodes séparées par un intervalle isolant. On impose ensuite à chacune le potentiel correspondant à son centre, la méthode dite du "pavage d'électrodes" en cas d'usage correct ne donne que de faibles perturbations. Le professeur Malavard démontre que le premier rapport entre la largeur des électrodes et celle des espaces isolants est de 3 pour 1.

On impose les potentiels par (Fig III.5) une série de potentiomètres montés en parallèle entre les bornes du générateur; leur réglage se fait par opposition avec un potentiomètre de mesure. le zéro étant indiqué par un oscilloscope, ce potentiomètre sert à relever (par une sonde) le potentiel en un point quelconque du modèle.

Le potentiomètre gradué de 0 à 100 Ω , on le règle par exemple à la valeur 10 Ω , on promène la sonde de relevé de potentiel tel que l'extrémité conductrice est trempée dans de l'eau, à la profondeur voulue dans le champ à explorer, quand le potentiel indique une DDP nulle, la sonde se trouve sur l'équipotentielle $U/U_0 = 10\%$, ce point est reporté sur un plan et on recommence l'opération jusqu'à tracer toutes les équipotentiels point par point, et par suite toutes les équipotentiels. En pratique la sonde est équipée d'un pointeau se déplaçant au dessus d'une feuille de papier placé à côté de la cuve, pointeau auquel on fixe un électro-aimant ou autre, lui permettant de marquer sur le papier les points localisés rendant l'opération très rapide. On fait remarqué que c'est la préparation du modèle qui est la plus longue.

On peut grâce à cette technique:

- . relever le champ de lignes (surfaces) équipotentiels.
- . mesurer l'intensité de courant pour la détermination des débits partielles, mesurer la résistance du modèle (les mesures

de la résistivité sont effectués avec une cellule spéciale plongeant dans la cuve) pour avoir le débit totale de fuite.

B- Technique des réseaux de résistance:

Permet de représenter des écoulements à travers des zones de perméabilités différents et anisotropes, récente elle est recommandée grâce aux travaux de M.M.MALAVARD et HUARD DE LA MARRE.

On considère un réseau à mailles carrés (Fig III.6.a) formés de résistances d'égales valeurs R. on applique la loi des noeuds de KIRCHOFF au noeuds centrale 0:

$$(U_1 - U_0)/R + (U_2 - U_0)/R + (U_3 - U_0)/R + (U_4 - U_0)/R = 0$$

$$\sum_{i=1}^4 U_i - 4U_0 = 0$$

C'est l'équation de la place exprimés en termes de différences finies, (l'erreur correspondante au fractionnement du conducteur continu en un réseau de résistances linéaires et de l'ordre de $a^4/12$, a; étant la dimension de la maille choisi, petite relativement).

Si le milieu est anisotrope, l'équation de laplace devient:

$$K_x \cdot \delta^2 \phi / \delta x^2 + K_y \cdot \delta^2 \phi / \delta y^2 = 0$$

En différences finies dans le cas d'un réseau à mailles carrées égales:

$$K_x (\phi_1 + \phi_3 - 2\phi_0) + K_y (\phi_2 + \phi_4 - 2\phi_0) = 0$$

. On donne aux résistances horizontales des valeurs de R_x proportionnels à $1/K_x$, et aux verticales des valeurs de R_z proportionnels à $1/K_z$.

. Si le réseau est de mailles rectangulaires inégales (Fig III.6.b) on aura:

$$R_1 = R_x \cdot 2a / (b + b') \qquad R_2 = R_z \cdot 2b / (a + a')$$

$$R_3 = R_x \cdot 2a' / (b + b') \qquad R_4 = R_z \cdot 2b' / (a + a')$$

. On utilise de petites résistances de 1/4 Watt, 0.5 % de précision) qui varient entre quelques ohms et quelques millions d'ohms, disposées dans des panneaux les connexions des nœuds du réseau permettant même la représentation et expérimentation d'ouvrages de protection tel que drain ou autres. On relève les champs en mesurant les potentiels aux nœuds du réseau puis on obtient par interpolation les équipotentielles. L'alimentation se fait en continu ou en alternatif sous quelque à quelques dizaines de volts.

C- Technique du papier conducteur :

C'est une technique où on utilise une feuille de papier mince conductrice résolvant les problèmes à deux dimensions voir (Fig III.7).

En 1935 Wychoff et reed mettent au point un papier spéciale en induisant du bristol avec de l'aquadag.

En 1949, en france, à l'institut Blaise Pascal, Un papier conducteur commercialisée sous le nom " télédeltos" utilisé pour l'étude des divers champs harmoniques fût la solution qui convient pour la confection des modèles analogiques (conçu a antériori pour les appareils enregistreurs). Il s'agit de deux feuilles collées avec un composant de graphite présentant suivant la qualité une résistance de 2500 Ω , variant suivant le degré

hygrométrique et la température d'où nécessité de prendre des précautions tel que ne pas toucher le modèle pendant la mesure, et avant chaque utilisation on doit couper un échantillon pour vérifier la résistance.

Le papier est suffisamment homogène, la variation maximale de la résistance est de 10 % et est pratiquement isotrope (anisotropie de 5 à 6 %) d'où les résultats ne sont pas aussi précis que ceux de la cuve mais suffisent (en réalité les écoulements ne s'effectuent en milieu parfaitement homogène).

Il existe quatre sortes de papier conducteur:

* le papier "télédeltos 81": Addition de charbon noir à la pâte de papier, sur l'une de ces faces est déposée une couche isolante et sur l'autre une pellicule d'aluminium; sa résistivité bidimensionnel est d'environ 2500 Ω .

* le papier "saphir 94,95,et96: ils sont recouverts d'une mince couche semi-conductrice, de résistivités 1500,1700 et 1800 Ω . Ces papiers sont très fragiles et d'un emploi délicat. les correspondances analogiques sont les mêmes, mais cette fois en bidimensionnel, le débit à considérer serait de $q = Q/e$. où e est l'épaisseur de la couche considérée.

La résistivité serait ρ' (au lieu de ρ) d'un carrée de papier (si on l'assimile à un conducteur homogène $\rho' = \rho/e$; e ; son épaisseur).

la densité de courant i' serait celle traversant l'unité de longueur tracée sur papier (au lieu de celle traversant l'unité de surface du conducteur). La densité de courant bidimensionnel implique $[i] = I.L^{-1}$, et on a les relations analogiques:

$$U / U_0 = \phi / \phi_0$$

$$(d/U_0) \text{grad} U = (D/\phi_0) \text{grad} \phi$$

$$(\rho' d/U_0) \cdot \vec{i} = (D/\kappa \phi_0) \cdot \vec{v}$$

$$\rho' \cdot I / U_0 = q / \kappa \cdot \phi_0$$

On découpe un modèle en papier conducteur suivant les contours imperméables, les contours à $\phi = \text{constante}$ ou $\phi = f(s)$ sont représentés par des électrodes disposées suivant la même manière que pour la cuve réo-electrique, on peut utiliser des lamelles de cuivre collées par une colle conductrice à base de graphite ou carrément peindre les électrodes sur le papier avec une peinture à base d'argent. L'avantage par rapport à la cuve réo-électrique est que quand il s'agit de représenter la surface libre qui n'est pas connue, elle est déterminée mathématiquement par la double condition.

$$\phi = z \quad \text{et} \quad \frac{\partial \phi}{\partial x} = 0$$

résolue par approximations successives.

M. HUARD DE LA MARRE conseille d'opérer de la façon suivante; On suppose une surface libre initiale arbitraire, le contour du massif ou la condition $\delta\phi/\delta n = 0$ est imposée, du fait de la limitation du modèle par cette surface, on fait une première expérience on relève la ligne $\phi = z$, on coupe le modèle un peu au dessus de cette ligne; la méthode converge très vite.

L'alimentation se fait en continu ou en alternatif sous des tensions de quelques à quelques dizaines de volts. Les procédés

d'imposition des potentiels et des relevés de champs sont les mêmes que pour la cuve rhéographique, si l'alimentation est faite en continu, un galvanomètre remplace l'oscilloscope. le modèle est fixé sur une feuille de papier épais, la pointe conductrice de la sonde du relevé de potentiel parcourt le papier, quand on trouve une équipotentielle par une simple pression on marque le point correspondant.

On mesure la résistivité d'un échantillon pour pouvoir déterminer le débit. On fait remarquer que pour cette méthode le matériel et l'équipement demandé est simple, le temps et le prix de revient faible, d'ou la méthode est simple et à la portée de tout le monde.

III.2.3.Méthodologie:

Cette méthode permet:

-La détermination des lignes équipotentielles $\phi(x,y) = cte$, par l'analogie directe.

-La détermination des lignes de courant $\psi(x,y) = cte$, en particulier la ligne de saturation (surface libre d'écoulement) déterminés soit de l'analogie inverse soit à partir des lignes équipotentielles par la méthode des petits carrés ou prazil (cercle inscrit entre 2 lignes de courant et 2 lignes équipotentielles).

-La détermination du débit d'écoulement par mètre linéaire pour chaque profil choisi en posant:

a : côté d'un des petits carrés.

m : nombre de carrés compris entre 2 lignes de courant, après division de de la charge H (potentiel U en m parties).

n : nombre de carrés compris entre 2 lignes équipotentielles.

S : section totale perpendiculaire aux lignes de courant.

J : gradient hydraulique ou perte de charge totale.

Pour un mètre linéaire de barrage on aura:

$$\text{DARCY} \Rightarrow V = K.J \Rightarrow Q = S . K . J.$$

$$\text{Avec} \quad S = n . a. \quad \text{et} \quad J = H/ m.a.$$

On trouve la formule à utiliser:

$$Q = K.H n/m.$$

Q : débit en m^3/s pour 1 m de largeur du barrage.

K : perméabilité du sol en m/s.

H : potentiel hydraulique en m.

-La détermination des sous-pressions (gradient sous le barrage et gradient de sortie).

Description du matériel:

On dispose d'un kit contenant:

- 4 résistances permettant de réaliser un potentiomètre donnant les dixièmes.
- 1 galvanomètre mesurant l'intensité du courant.
- 1 rhéostat permettant de régler la tension de départ à 4.5 volts.
- 1 batterie de 12 volts; source d'alimentation.
- papier conducteur "Télédelto".
- De la peinture d'argent, 1 pinceau, 1 solvant.
- Des pinces crocodiles, des fiches de connection et une sonde.
- Des barrettes de connection, 1 tube d'encre de chine.
- 1 pignon d'accouplement pour sommer les résistances.

Mode opératoire:

Pour réaliser l'expérience on procède comme suit voir schéma général pont de WEATHSONE (Fig III.8) :

1- On réalise le montage (Fig III.9) on fixe au rhéostat une tension de 4.5 volts, on fait varier R_1 et R_2 de façon à avoir toujours $R_1+R_2=10.000 \Omega$, on fait $R_1=0 \Omega$ et $R_2=10.000 \Omega$ (équipotentielle zéro), puis $R_1=1000 \Omega$ et $R_2=9000 \Omega$ (équipotentielle une), et ainsi de suite.

2- On découpe sur le papier télédeltos (papier graphité) dont la résistivité moyenne (conductivité) est égale à 2000Ω , les maquettes à l'échelle 1/500 des profils étudiés.

3- Après définition des conditions aux limites, en fonction du type d'analogie (directe ou inverse), on peint à la laque d'argent les deux bandelettes conductrices ou électrodes E_1 et E_2 de formes et de positions fixes (environ 1 cm d'épaisseur), on utilise un cache pour ne pas salir le papier.

4- on branche les deux pinces aux bandelettes en imposant un potentiel constant, tension au point A et B extrémité d'un rhéostat et d'un potentiomètre;

en A (amont + potentiel maximal).

en B (aval - potentiel zéro).

5- On cherche les équipotentiels sur le papier télédeltos, à l'aide d'une sonde S reliée au point C du potentiomètre par l'intermédiaire d'un galvanomètre ; appareil de recherche de l'équilibre $I=0$, pour trouver un premier point puis le reste et tracer ainsi l'équipotentielle correspondant à la position C

.On agira sur R_3 et R_4 pour avoir une meilleure sensibilité du galvanomètre (meilleure précision pour la détermination des équipotentiels) qui augmente en augmentant R_3 et en diminuant R_4 (maximale pour $R_3=11 \Omega$ et $R_4=0 \Omega$).

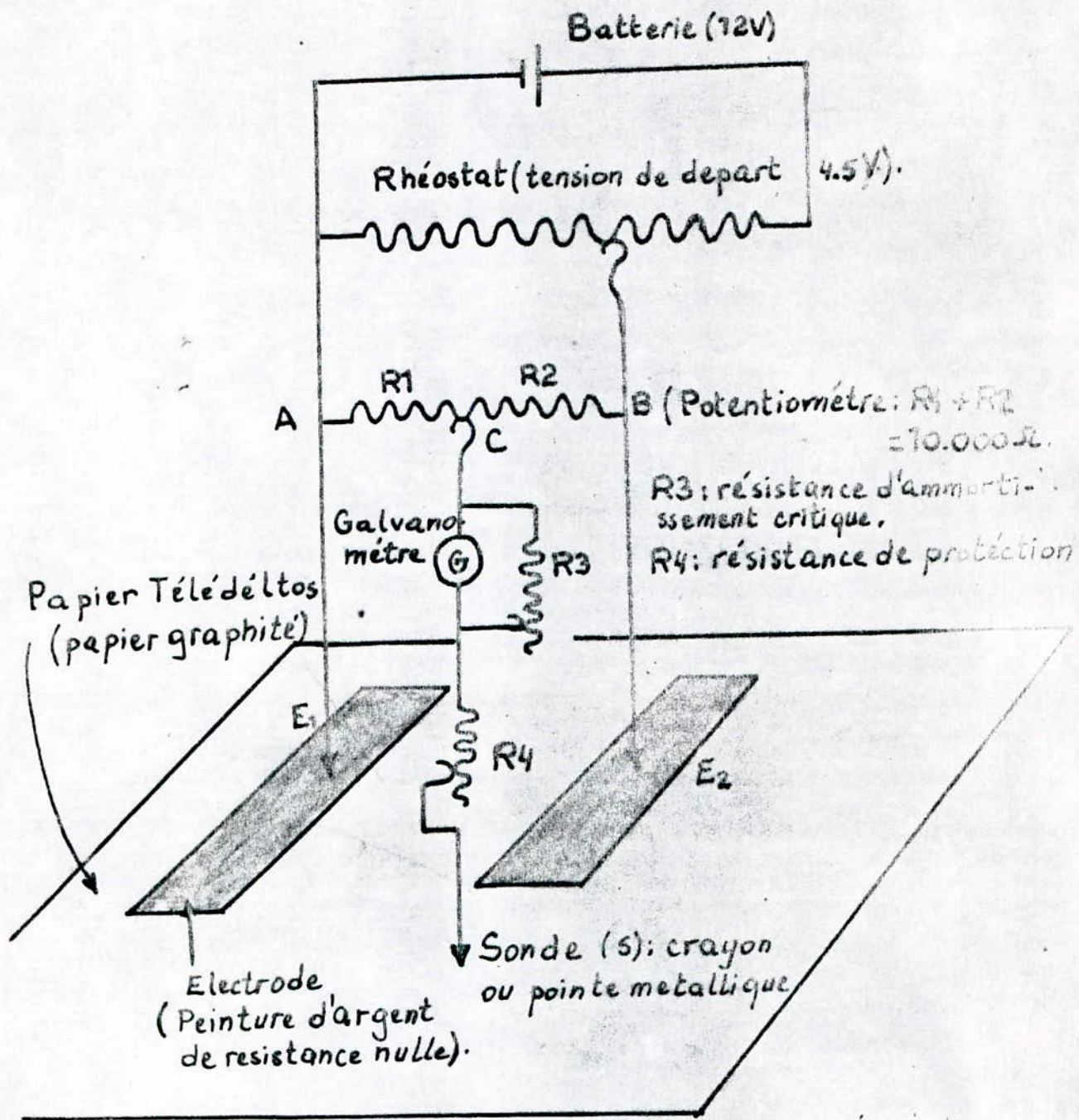


Fig. III. 8. Schéma général (Pont de weatherson).

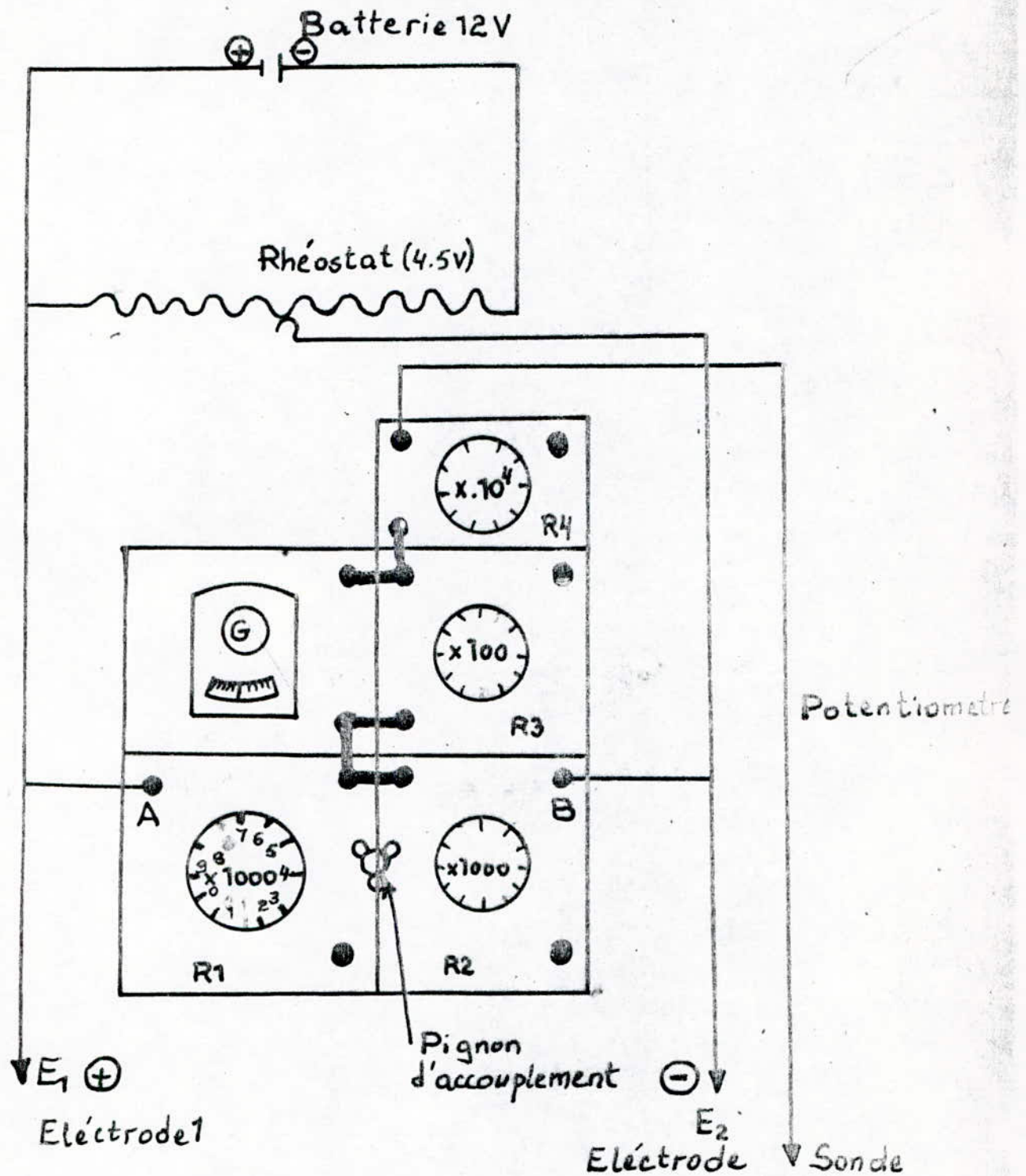


Fig. III.9. Schéma des branchements électrique à réaliser.

6- Tracer les équipotentiellles sur le papier télédeltos à l'aide de l'encre de chine ou stylo.

7- Par la methode de prazil on trace les lignes de courant.

8- On calcule le débit sous le barrage en utilisant la formule;

$$Q = K.H.n/m \quad (m^3/s.ml).$$

9- Déterminer le gradient hydraulique a l'aval du barrage.

III.3.Estimation des infiltrations:

III.3.1.Généralités sur les infiltrations à travers le corps du barrage et sa fondation:

Préambule:

Un barrage est caractérisé par une charge hydraulique et sous son effet il y'a infiltration.Un barrage en terre est un massif (dont les matériaux de caractéristiques très diverses sont contenues dans une fourchette très étroite constituant une gamme allant de l'argile pure très fine aux éléments les plus grossiers) constitués suivant le type de barrage en terre.

Ces infiltrations vont affecter à priori la sécurité de l'ouvrage et ne doivent pas dépasser un certain débit fixé.

Les résurgences à l'aval doivent avoir des vitesses très faibles, de manière à ne pas emporter les plus fines particules, car si ces vitesses augmentent, les filets courants transporteront les matériaux et le résultat sera la formation de renard et ruine du barrage. Quand il y a circulation et saturation d'eau au tpus aval, il y a risque d'épaufrures et glissement de celui-ci suite à une instabilité marquée par la variation importante de la poussée de l'eau interstitielle ainsi que la naissance de sous-pressions au voisinage du pied aval.

Enfin, on considère le cas de vidange rapide du barrage objet de recherche, causant par une pression interstitielle assez importante l'instabilité et le glissement du talus amont du barrage.

-Influence sur la stabilité générale:

Dans les conditions d'exploitation normale la stabilité générale du barrage peut être affectés par:

Sous-pressions:

Definition et principes:

Si la fondation est perméable sous le barrage, la pression de l'eau de fuite amenée sous la région aval du remblai au pied aval peut soulever une masse de terre à l'aval du barrage, l'ouvrage sera ruiné par sous-pression. (Fig III.10) Ses pressions de filtration ou sous-pression peuvent ruiner le barrage instantanément, pour ceci ils sont confondu avec les renards.

Leur danger est très grand car les sols sont généralement perméables (alluvions, sable,...) et leurs constitutions ne peuvent être changés par des matériaux convenables à une bonne assise, aussi on peut juste apporter la solution des traitements souvent trop onéreuse.

Ce phénomène est indépendant de la granulométrie de la fondation et du temps, donc l'accident se produit dès la première mise en eau ou jamais.

-Coefficient de sécurité du risque de rupture par les sous-pressions:

On démontre que la pression de filtration transmise de l'eau en mouvement à une unité de volume de particules de terre est égale au gradient hydraulique H .

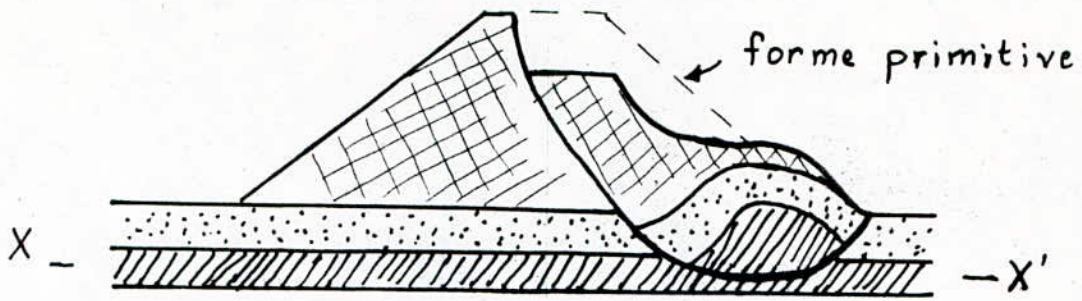


Fig. III.10. Sous-pression; soulèvement du pied aval.

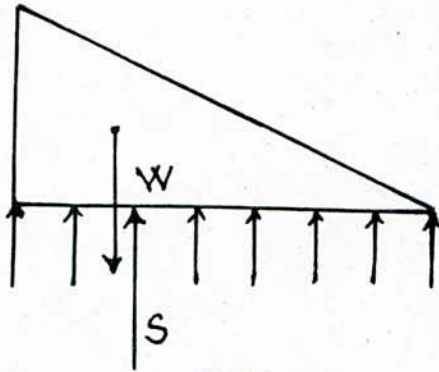


Fig. III.11 : forces (poids et sous-pression) appliquées à un prisme de terre.

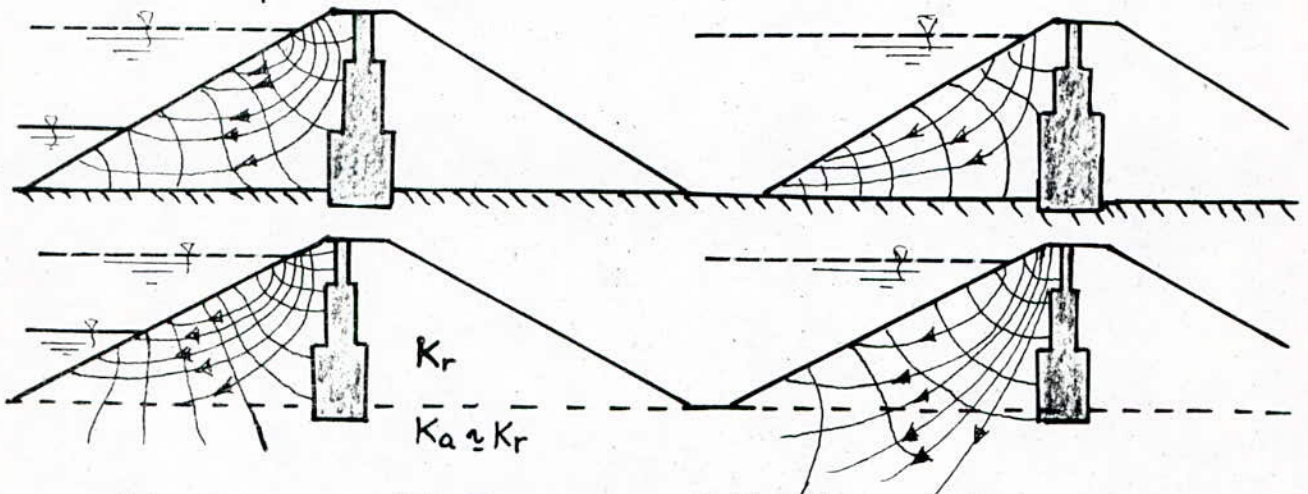


Fig. III.12

Vidange partiel et rapide, assise perméable et assise imperméable; lignes de courant et équipotentiellles.

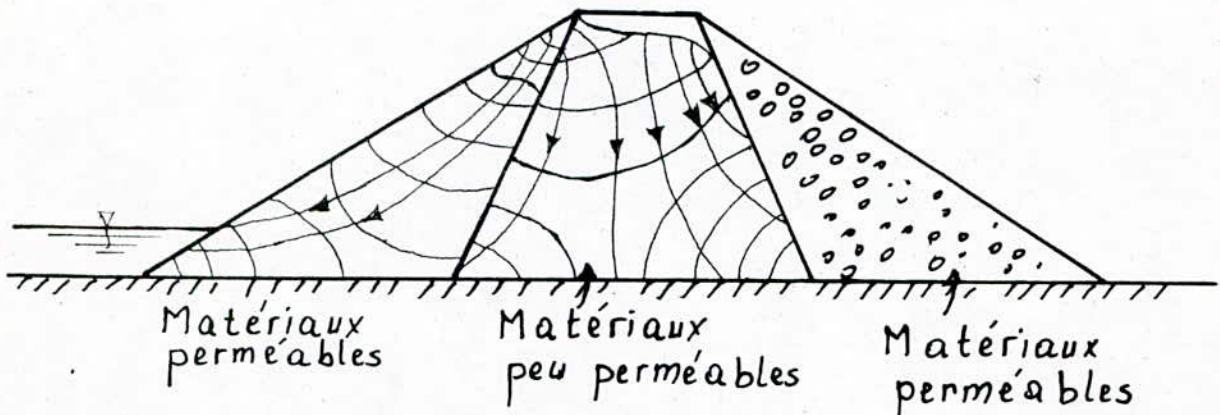


Fig. III.13 : Vidange rapide; barrage zoné.

$$P_i = I$$

Pression qui a la dimension d'une densité, sa ligne d'action est tangente en chaque point aux lignes de courant. Donc si le mouvement de l'eau est ascendant et si cette pression devient supérieure à la densité du matériau immergé, il y a instabilité et soulèvement de ce dernier qui s'écoule comme un fluide. On définit un gradient hydraulique critique qu'on ne doit pas dépasser dit "gradient de boullance".

$$I_c = d_{im}$$

$$d_{im} = \frac{\delta - 1}{\epsilon + 1}$$

d_{im} : densité du matériau immergé

δ : son poids spécifique

ϵ : son indice des vides

Le coefficient de risque de rupture par sous-pression est donné par (Fig. III.11):

$$F = \frac{W}{S}$$

W : poids du prisme de terre soulevé par les sous-pressions

S: valeur des sous-pressions sous le prisme.

Cas d'une vidange rapide:

Les barrages vont retenir l'eau pendant un temps assez long. Du fait de la charge il y'a infiltration qui est un écoulement laminaire permanent.

Quand on vidange la retenue, l'eau emmagasiné du côté de la face amont tend a rejoindre la retenue (Fig. III.12 et 13); dans le cas ou les matériaux du massif amont sont assez perméables, la ligne d'infiltration se rapproche de la position initiale dans le cas du régime permanent: la vidange brusque ne vas pas influencer la stabilité du parement amont.

Dans le cas de matériaux peu perméables, en cas de vidange l'eau dans le massif circulant très lentement, le plan d'eau dans le massif sera supérieur à celui de la retenue donc modification dans la distribution des forces, et instabilité du parement amont de la retenue cause par une nouvelle charge dans le massif, égale en premières approximations à la charge hydro-statique due à la baisse du plan d'eau en relation avec la vitesse de vidange et la perméabilité des matériaux.

Pour le calcul on suppose le cas (ou les conditions) le plus défavorable qui est la vidange rapide; cas où les matériaux sont imperméables, ou le temps de vidange très petit par rapport au temps qu'il faut aux eaux du massif pour reprendre le régime d'écoulement stable et laminaire pour une nouvelle position de l'eau dans la retenue.

-La présence d'eau en pression a pour conséquence que la surface de glissement la plus dangereuse du talus amont est soumise à une contrainte hydrostatique non prise en compte dans le calcul de stabilité.

-Les équipotentielles et les lignes de courant sont connues avant la vidange brusque (en régime laminaire).

Notons en fin que les dangers dus à la vidange brusque de la retenue sont à prendre en considérations avec toutes les précautions et soins nécessaires.

Gradient critique d'apparition d'effet de renard; destruction du matériau donné et l'entraînement de ces particules:

Si dans un barrage le matériau est traversé pour une charge assez importante pour que l'eau résurge à des vitesses suffisante pour entrainer des particules. Il se forme, un chemin privilégié de l'eau, qui grandit par l'entraînement des particules, un cratère d'érosion se forme au pied aval du massif, le phénomène s'accélère rapidement; il s'ensuit la désorganisation du massif,

par érosion interne puis rupture du massif. L'entraînement des matériaux est d'autant plus grand que la composante verticale de la pression de courant est importante; composante qui s'oppose au poids des grains, donc quand elle est assez grande au delà de l'équilibre les grains flottent. Le renard se produit quand la pression de courant dépasse une pression donnée par:

$$J \cdot \gamma_w = \gamma$$

J : gradient hydraulique.

γ_w : poids spécifique de l'eau.

γ : poids spécifique des matériaux.

Donc il lui correspond le gradient hydraulique critique:

$$J = J_c = \gamma_w / \gamma$$

Et une vitesse critique: $V_c = K \cdot J_c$

Où K coefficient de perméabilité du matériau considéré.

- Limite du risque de renards; condition d'entraînement des particules:

Le poids spécifique de l'eau vaut 1, le poids spécifique du sable sans eau vaut aussi 1 en moyenne, donc J_c est voisin de 1, et V_c est voisin de K; coefficient de perméabilité du matériau. En effet si on considère un volume cubique de matériau pulvérulent d'arête a, limité par deux surfaces de courant, deux surfaces équipotentiellles, (de hauteurs piezométriques h_1 et h_2 ; $h_1 > h_2$) deux plans de coupes parallèles au plan d'écoulement. En considérant les forces s'y appliquant on néglige l'effet dynamique dû au termes $V^2/2g$ (valeur de V très faible), l'effort des pressions appliquées aux surfaces équipotentiellles du cube est:

$$a^2 \bar{\omega} (h_1 - h_2), \text{ soit } a^3 \bar{\omega} (h_1 - h_2) / a.$$

$(h_1 - h_2) / a$, est la perte de charge unitaire égale à J .

La force d'entraînement due au courant d'infiltration dans le sens de la vitesse est:

$$F_e = \bar{\omega} \cdot J \cdot a^3.$$

$\bar{\omega}$: poids volumique de l'eau. le volume a a une porosité m est immergé, et donc soumis à la poussée d'Archimède vers le haut (repère à la verticale choisi vers le bas).

$$\text{donc } F_a = -a^3 \bar{\omega} (1-m).$$

Et à son poids verticale vers le bas:

$$F = a^3 \omega_s (1-m).$$

ou ω_s : poids volumique des grains des matériaux.

La résultante de ces deux forces:

$$F_r = a^3 (\bar{\omega}_s - \bar{\omega}) (1-m).$$

Le fait qu'on néglige les frottements du volume avec les volumes voisins n'est qu'un surplus de sécurité est simplification des calculs; aussi à la sortie, la ligne de courant, la vitesse, et donc la force d'entraînement seront verticales. Le volume est en équilibre si:

$$F_r \geq F_e \Rightarrow (\bar{\omega}_s - \bar{\omega})(1-m) \geq J \cdot \bar{\omega} \quad \text{donc, } J \leq (\bar{\omega}_s - \bar{\omega}) \cdot (1-m) / \bar{\omega}.$$

Si $J > (\bar{\omega}_s - \bar{\omega}) \cdot (1-m) / \bar{\omega}$, et si les forces de liaison et de frottement ne sont pas importantes, les particules se mettent en mouvement, entraînant la rupture du massif par effet de renard. or on a que: $(\bar{\omega}_s - \bar{\omega}) \cdot (1-m) / \bar{\omega}$ est voisin de 1 en moyenne, donc la condition précédente devient:

$$J \leq J_c = 1 \quad \text{donc } V \leq V_c = K.$$

III.3.2.Choix des profils pour le calcul et l'analyse des infiltrations sous le barrage:

-Les différents profils et critère de choix:

Pour l'étude de l'infiltration par la méthode de l'analogie électrique, essentiellement, quatre profils ont été choisis, dont trois se situent en rive gauche; profil 17, profil 19, profil 21 et le profil 27, profil principal de la digue ou la hauteur du barrage est maximale.

Justification:

la sélection de ces profils pour l'étude est justifiée respectivement suivant les profils comme suit:

Profil 17:

Un point en ce profil était très remarquable, avec une fuite de 1 l/s enregistré depuis mai 86 à fin avril 88 où la fuite ainsi que les résurgences se sont arrêtées, lorsque le plan d'eau a baissé jusqu'à la cote 298.78m.

profil 19:

En ce profil des résurgences importantes, sont apparues à quelque jusqu'à quelque dizaines de mètres du pied du barrage, lorsque le plan d'eau atteignait la cote 306m.

Profil 21:

les résurgences sont apparues en rive gauche avec des degrés différents depuis le profil 13 jusqu'au profil 21, ce dernier représente une frontière de la partie concernée par les résurgences.

Profil 27:

Ce profil représente la hauteur maximale du barrage, donc le tassement maximal de la digue, il faut noter que les résurgences n'étaient pas très importantes (relativement aux autres) au voisinage de ce profil.

A l'apparition de ces résurgences, on a soupçonné l'existence d'une nappe phréatique qui sous l'effet du poids de digue et des eaux stockées a causé les résurgences et sous l'effet des sous-pressions les fissures.

-Position de la ligne de saturation:

Vu son importance pour la sécurité, sa localisation est primordial avant construction de l'ouvrage, pour ensuite par des solutions appropriées essayer de la rabattre dans le remblai de manière à écarter tout les risques. sa localisation permet de continuer vers la recherche des équipotentiels et des lignes de courant et ainsi l'estimation des débits de fuite.

L'une des méthodes utilisée est la suivante dite de KOZENY :

.Si le barrage est homogène, isotrope sur un sol imperméable (Fig III.14)

avec $\alpha < 180^\circ$, la ligne de saturation arrive au point C. à une distance a de O et Δa de l'intersection de la parabole de KOZENY et le talus aval au point C (si le talus aval est vertical $\alpha = 180^\circ \Rightarrow \Delta a = 0$).

la parabole de KOZENY s'écrit:
$$x = \frac{y^2 - y_0^2}{2 \cdot y_0}$$

avec $y = \sqrt{H^2 + d^2} - d$.

Où: b projection du talus amont mouillé sur l'axe des x .

d est l'empattement du barrage moins $0.7 b$.

on a $a_0 = 0.5 z_0$.

L'équation polaire de la parabole de KOZENY est :

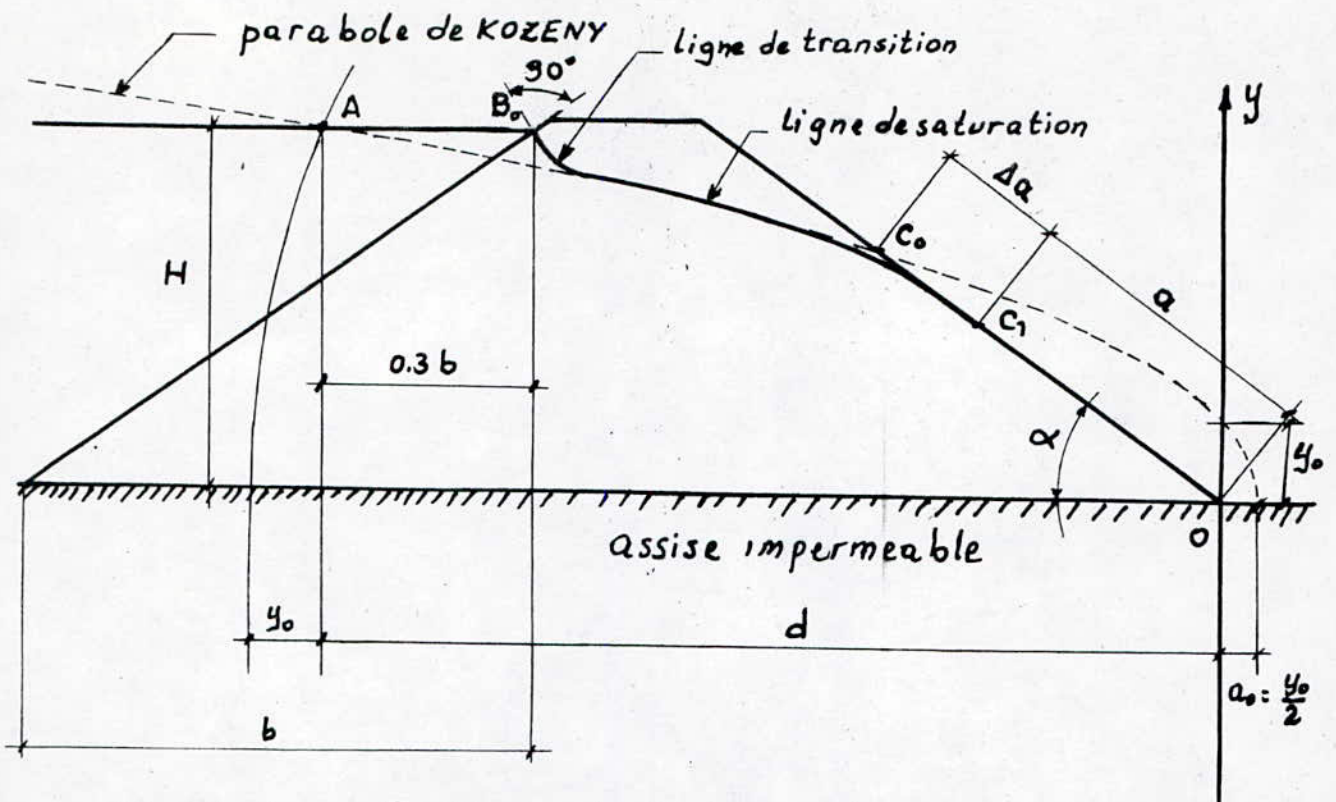


Fig III.14. : Position de la ligne de saturation.

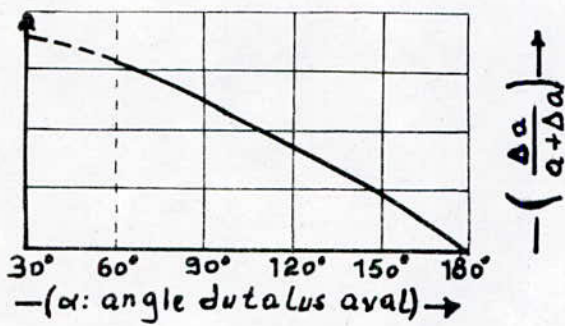
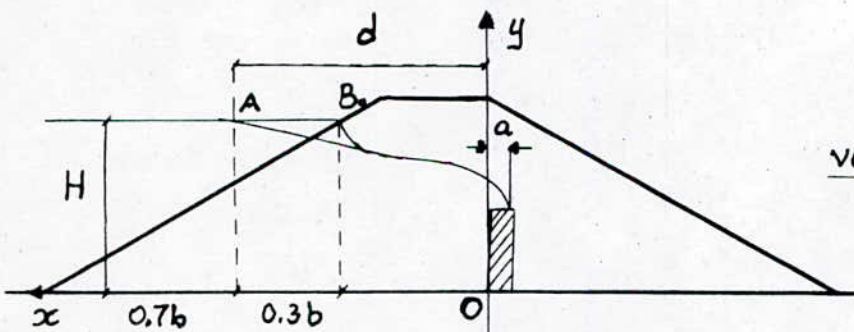


Fig. III.15.

$$\frac{\Delta a}{a + \Delta a} = f(\alpha).$$

Drain ou filtre

vertical $\alpha = 0$



Drain ou filtre

horizontal ou tapis drainant $\alpha = 180^\circ$

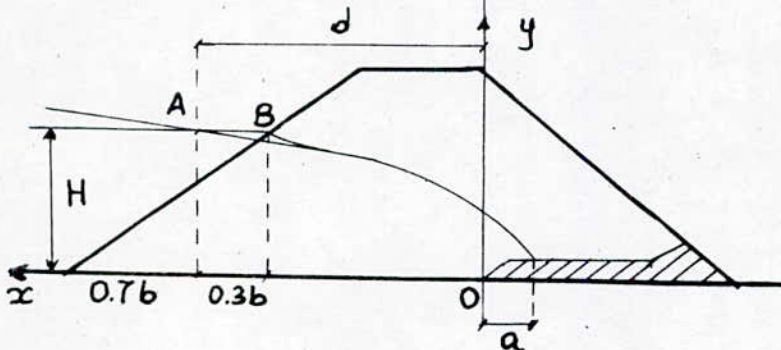


Fig. III.16 : Cas de drain.

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

A CASAGRANDE donne $\theta = \frac{\Delta a}{a + \Delta a} = f(\alpha)$ voir graphe (Fig III.15)

- si $\alpha < 30^\circ$ $a = \sqrt{H^2 + d^2} - \sqrt{d^2 - H^2 \cotg^2(\alpha)}$

- si $30^\circ < \alpha < 180^\circ$ $a = z \frac{1 - \theta}{1 - \cos \alpha}$

On determine ainsi C. auquel on relie la parabole de KOZENY, on la relie aussi a B. perpendiculairement a la face amont, on obtient ainsi la ligne de saturation approchée si la perméabilité horizontale K_H et la perméabilité verticale K_V sont de valeurs voisines, ce qui n'est pas toujours vrai.

Pour le calcul des débits de fuite approchés on a:

de DARCY $q = A.K.J.$

si $\alpha = 180^\circ$ $A = y.1$ et $J = \frac{dy}{dx}$

$$q = K y \frac{dy}{dx} = K y_0 = K (\sqrt{H^2 + d^2} - d).$$

$$q = K (\sqrt{H^2 + d^2} - d).$$

si $30^\circ < \alpha < 180^\circ$ q est une bonne approximation.

si $\alpha < 30^\circ$ $q = K.a.\sin^2 \alpha.$

-Dans le cas de l'anisotropie SAMSDIE, demontre que la methode est applicable a un barrage ou on reduit les dimensions horizontales par la multiplication au rapport $\sqrt{K_V / K_H}$.

On fait une affinité

$$\begin{cases} X = x \\ Y = \sqrt{K_V / K_H} \cdot y. \end{cases}$$

Rien ne change pour les ordonnés, on reporte ensuite les ordonnées de la ligne de saturation sur la section non réduite du barrage aux points d'abscisses correspondants.

Pour le calcul de débit approché de fuite, les mêmes formules sont utilisés avec:

$$K = \sqrt{K_V \cdot K_H}.$$

Si l'assise est perméable:

la ligne de saturation est constante, mais les autres lignes de courant varie par rapport au cas assise imperméable.

Si le barrage est zoné:

dans ce cas la même methode est utilisée en ne considérant que le noyau imperméable. la ligne de saturation n'est pas influencée par les zones perméables, car la différence de perméabilité est très grande et le rapport est de 1/100 au moins.

Cas de drain (Fig. III.16)

la parabole aura pour foyer le point O à l'extrémité amont du drain, a ce dernier se raccorde la ligne de saturation.

Le tracé des lignes equipotentiellles est ensuite donnée par la methode de PRAZIL ou on trace les lignes de courant et les equipotentiellles de manière a avoir $\Delta\phi = \Delta\psi$ ou de manière a ce qu'elle soit perpendiculaire les unes aux autres.

Le débit est donnée par:

$$Q = K.H. \frac{n}{m}$$

-Calcul de la ligne de saturation pour les profils choisis:

Profil 17:

$$H = 19\text{m} ; b = 57\text{m} ; 0.3b = 17.1\text{m} ; d = 103.2\text{m} .$$

$$x = \frac{y^2 - y_0^2}{2 \cdot y_0} \Rightarrow x = 0.5 \frac{y^2}{y_0} - \frac{y_0}{2} ;$$

$$\text{avec } y_0 = \sqrt{H^2 + d^2} - d = 1.73\text{m}.$$

La parabole de KOZENY s'écrit: $x = 0.288 \cdot y^2 - 0.867$.

On aura les valeurs suivantes:

y (m)	0	3	6	9	12	15	18	19
x (m)	-0.867	1.725	9.501	22.461	40.605	63.933	92.445	103.101

Si $x = 0$ $y = \pm y_0 = \pm 1.73\text{m}$.

On trace la parabole de KOZENY, puis on la corrige à l'extrémité amont et à l'extrémité aval après calcul de ρ et de a :

$$\text{avec } \alpha = 21.8^\circ \quad \rho = a + \Delta a = \frac{y}{1 - \cos \alpha} = 24.191\text{m}$$

$$\text{avec } a = \sqrt{H^2 + d^2} - \sqrt{d^2 - H^2 \cot^2 \alpha} . \text{ on trouve } a = 13.317\text{m}.$$

Profil 19:

$$H = 19.8\text{m} ; b = 59.4 ; 0.3b = 17.82 ; d = 111.3\text{m}.$$

On trouve $y_0 = 1.747\text{m}$.

Et la parabole de KOZENY: $x = 0.286 y^2 - 0.874$.

On aura les valeurs suivantes:

y (m)	0	6	12	15	18	19.8
x (m)	-0.874	9.422	40.310	63.476	91.790	111.200

Si $x = 0$ $y = \pm y_0 = \pm 1.747m$.

On trace la parabole de KOZENY et on la corrige:

$\alpha = 21.8^\circ$; $\rho = 24.43m$ et $a = 13.363m$.

Profil 21:

$H = 23m$; $b = 80m$; $0.3b = 24m$; $d = 119m$; $y_0 = 2.20m$.

Et la parabole de KOZENY s'écrit: $x = 0.23 y^2 - 1.10$.

On aura les valeurs suivantes:

y (m)	0	5	10	15	20	23
x (m)	-1.10	4.65	21.90	50.65	90.90	120.57

Si $x = 0$ $y_0 = \pm 2.20m$.

On trace la parabole de KOZENY et on la corrige:

$\alpha = 21.8^\circ$; $\rho = 17.06m$; $a = 17.02m$.

Profil 27:

$H = 33.5m$; $b = 11.65m$; $0.3b = 3.50m$; $d = 184.5m$; $y_0 = 3.017m$.

La parabole de KOZENY s'écrit: $x = 0.166 y^2 - 1.508$.

On a les valeurs suivantes:

y (m)	0	6	12	18	24	30	33.5
x (m)	-1.508	4.468	22.396	52.276	94.108	141.892	184.786

Si $x = 0$ $y = \pm 3.017m$.

On trace la parabole de KOZENY et on la corrige:

$\alpha = 21.8^\circ$; $\rho = 42.187m$; $a = 23.124m$.

-Estimation des débits de fuite:

Pour l'estimation des débits, la formule utilisée après application de l'analogie électrique est:

$$q = K.H. \frac{n}{m} .$$

Le coefficient de perméabilité moyen entre celui de la fondation $3.0 \times 10^{-8} m/s$ et celui du remblai; 10^{-8} a $10^{-7} m/s$ est $\approx 10^{-8} m/s$.

Profil 17:

$$n = 6 \quad ; m = 10 \quad ; H = 19m$$

$$q = 10^{-8} \times 19 \times 6 / 10 = 1.140 \times 10^{-7} m^3/s/ml.$$

$$q = 1.140 \times 10^{-7} m^3/s/ml.$$

Pour la distance moyenne entre deux profils: $l = 50m$.

$$Q = q \times l = 5.70 \times 10^{-6} m^3/s.$$

Donc $Q = 0.0057 l/s$.

Profil 19:

$$n = 6 \quad ; m = 10 \quad ; H = 19.8m$$

$$q = 10^{-8} \times 19.8 \times 6 / 10 = 1.188 \times 10^{-7} m^3/s/ml.$$

$$q = 1.190 \times 10^{-7} \text{ m}^3/\text{s/ml}.$$

Pour la distance moyenne entre deux profils: $l = 50\text{m}$.

$$Q = q \times l = 5.94 \times 10^{-6} \text{ m}^3/\text{s}.$$

Donc $Q = 0.0059 \text{ l/s}$.

Profil 21:

$$n = 6 \quad ; m = 10 \quad ; H = 23\text{m}$$

$$q = 10^{-8} \times 23 \times 6 / 10 = 1.38 \times 10^{-7} \text{ m}^3/\text{s/ml}.$$

$$q = 1.400 \times 10^{-7} \text{ m}^3/\text{s/ml}.$$

Pour la distance moyenne entre deux profils: $l = 50\text{m}$.

$$Q = q \times l = 6.90 \times 10^{-6} \text{ m}^3/\text{s}.$$

Donc $Q = 0.0069 \text{ l/s}$.

Profil 27:

$$n = 7 \quad ; m = 10 \quad ; H = 33.5\text{m}$$

$$q = 10^{-8} \times 33.5 \times 7 / 10 = 2.345 \times 10^{-7} \text{ m}^3/\text{s/ml}.$$

$$q = 2.340 \times 10^{-7} \text{ m}^3/\text{s/ml}.$$

Pour la distance moyenne entre deux profils: $l = 50\text{m}$.

$$Q = q \times l = 11.7 \times 10^{-6} \text{ m}^3/\text{s}.$$

Donc $Q = 0.0117 \text{ l/s}$.

III.3.3. Estimation des gradients critiques de sortie sous le remblai du barrage:

Le gradient de sortie I est le rapport entre le potentiel hydraulique Δh et le parcours de la ligne de courant Δl .

a- Gradient hydraulique de sortie pour la variante construite:

Voir figures (Fig III.17.A)

Profil 17:

$\Delta h(m)$	19	19	19	19	19	19
$\Delta l(m)$	110.5	140.0	182.0	229.0	328.0	335.0
I	0.172	0.136	0.104	0.083	0.058	0.057

Profil 19:

$\Delta h(m)$	19.8	19.8	19.8	19.8	19.8	19.8
$\Delta l(m)$	109.0	140.0	171.0	220.0	278.0	335.0
I	0.186	0.141	0.116	0.090	0.071	0.059

Profil 21:

$\Delta h(m)$	23	23	23	23	23	23
$\Delta l(m)$	123.0	164.0	203.0	256.5	292.0	350.0
I	0.187	0.140	0.113	0.090	0.079	0.066

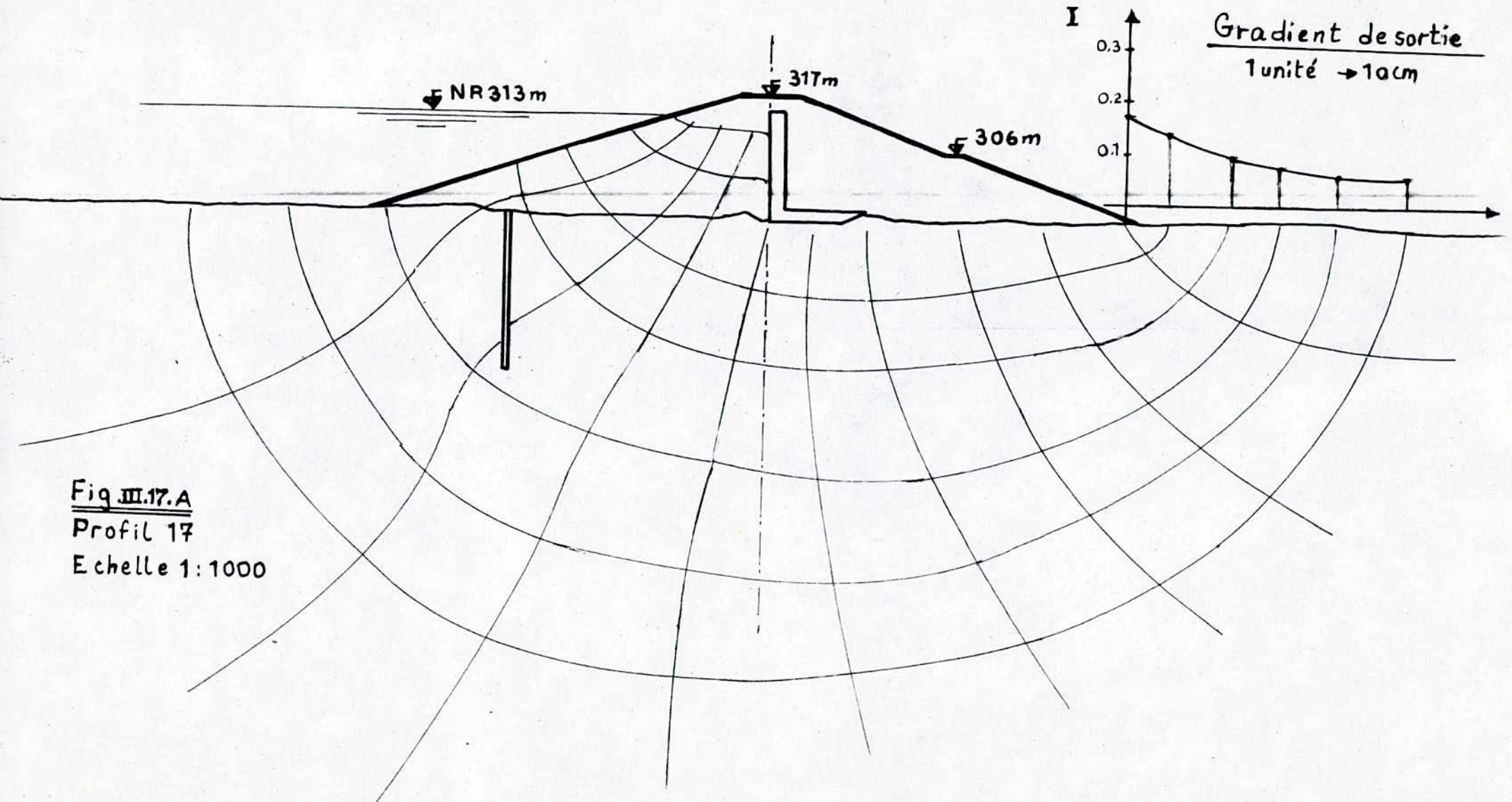


Fig III.17.A
 Profil 17
 Echelle 1:1000

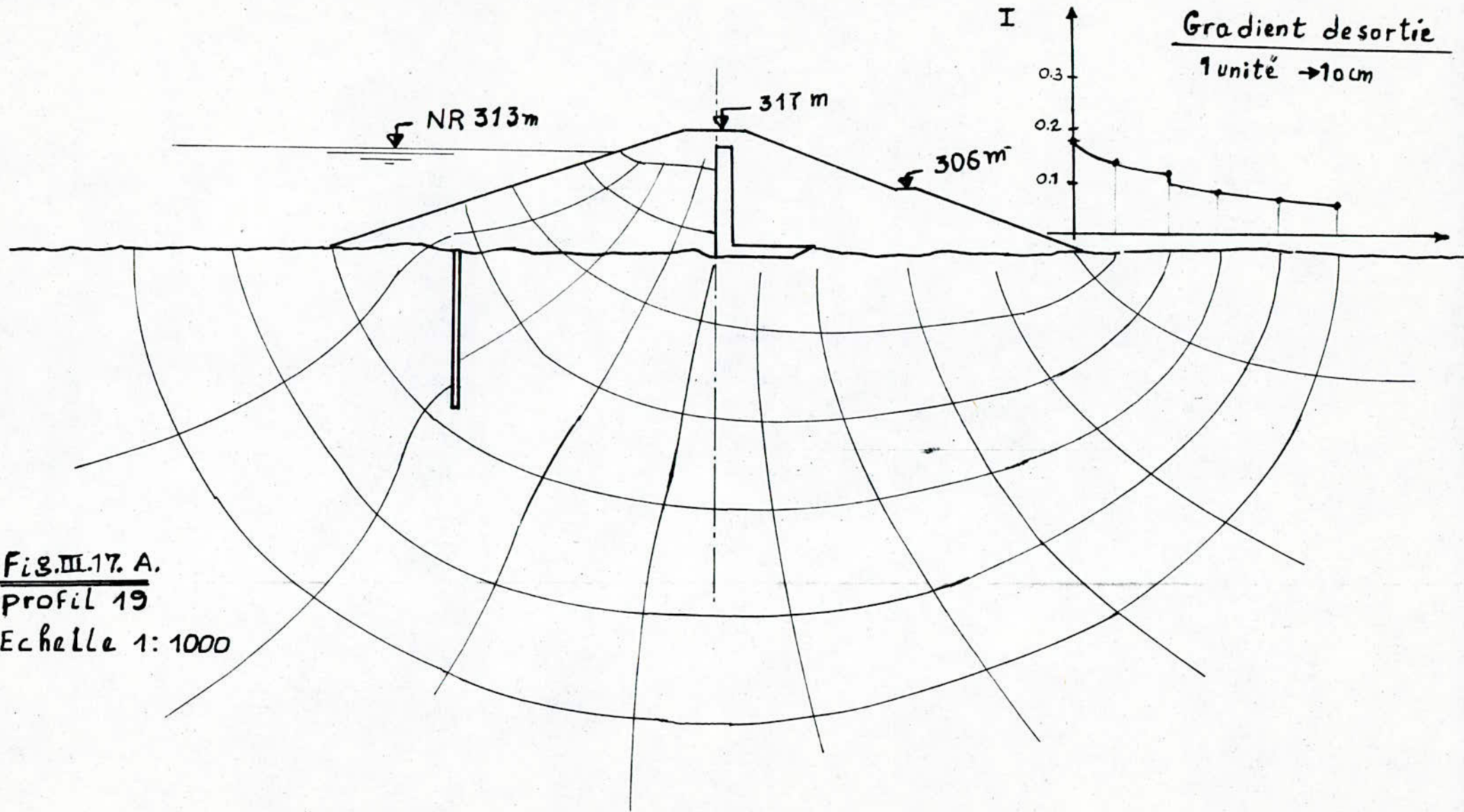
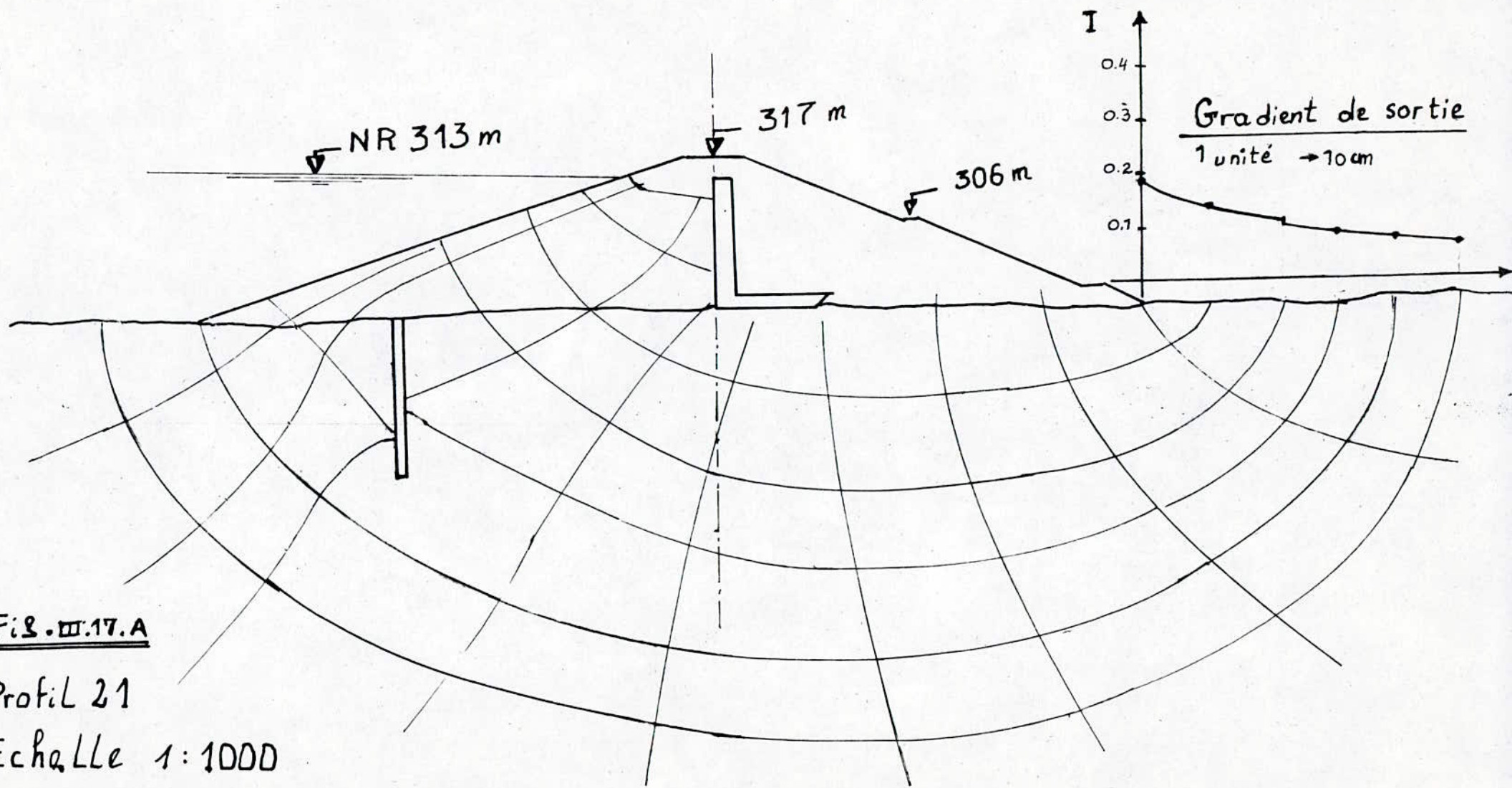


Fig. III.17. A.
 profil 19
 Echelle 1:1000



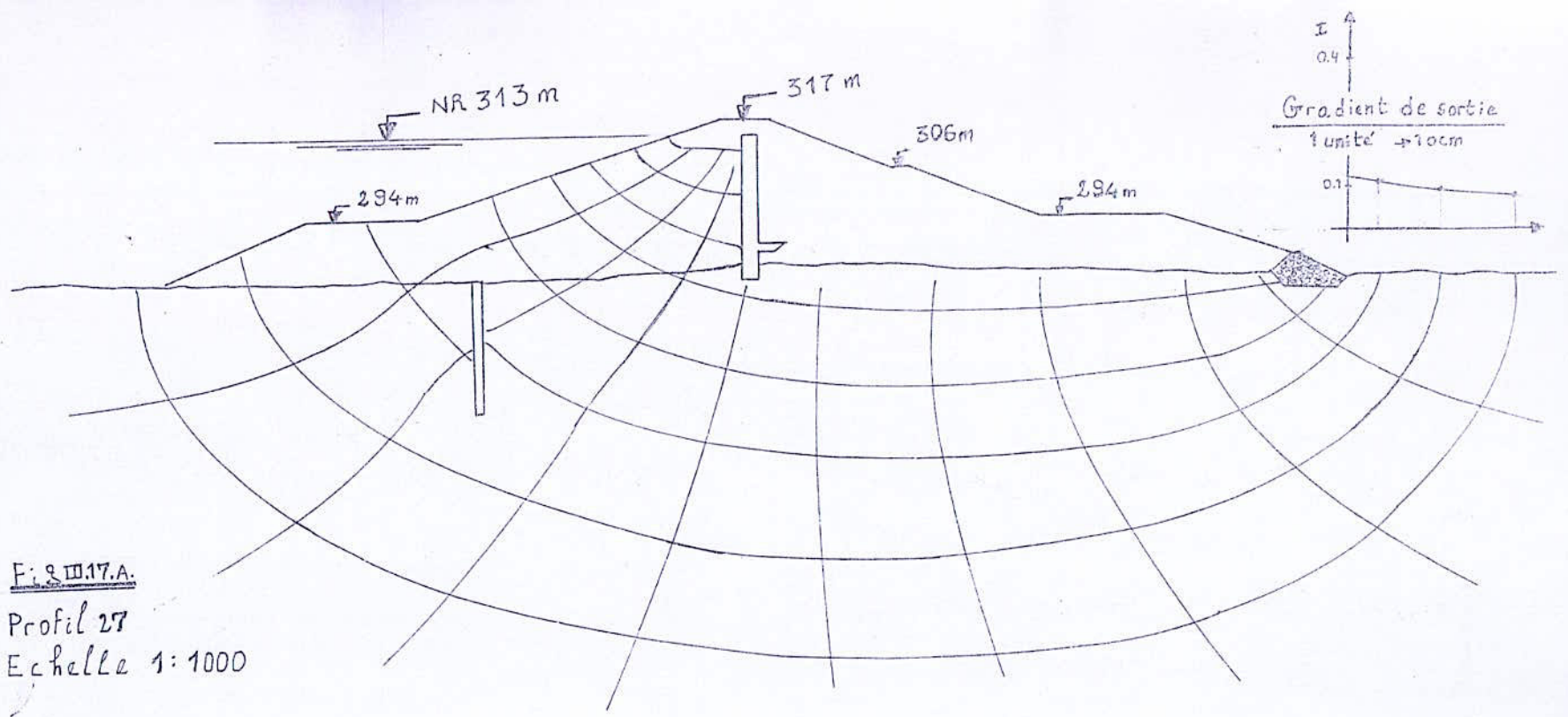


Fig. 17.A.

Profil 27

Echelle 1:1000

Profil 27:

$\Delta h(m)$	33.5	33.5	33.5	33.5	33.5	33.5	33.5
$\Delta l(m)$	161.5	178.8	184.5	191.0	315.0	344.5	420.0
I	0.207	0.187	0.182	0.175	0.106	0.097	0.080

b- Gradient hydraulique de sortie pour la variante construite sans voile d'étanchéité:

Voir figures (Fig III.17.B)

Profil 17:

$\Delta h(m)$	19	19	19	19	19	19
$\Delta l(m)$	112.0	130.0	161.0	205.0	277.0	331.0
I	0.170	0.146	0.118	0.093	0.069	0.057

Profil 19:

$\Delta h(m)$	19.8	19.8	19.8	19.8	19.8	19.8
$\Delta l(m)$	109.5	123.0	172.0	224.0	268.0	328.0
I	0.181	0.161	0.115	0.088	0.074	0.060

Profil 21:

$\Delta h(m)$	23	23	23	23	23	23
$\Delta l(m)$	113.0	141.0	170.0	209.0	252.0	292.5
I	0.204	0.163	0.135	0.110	0.091	0.079

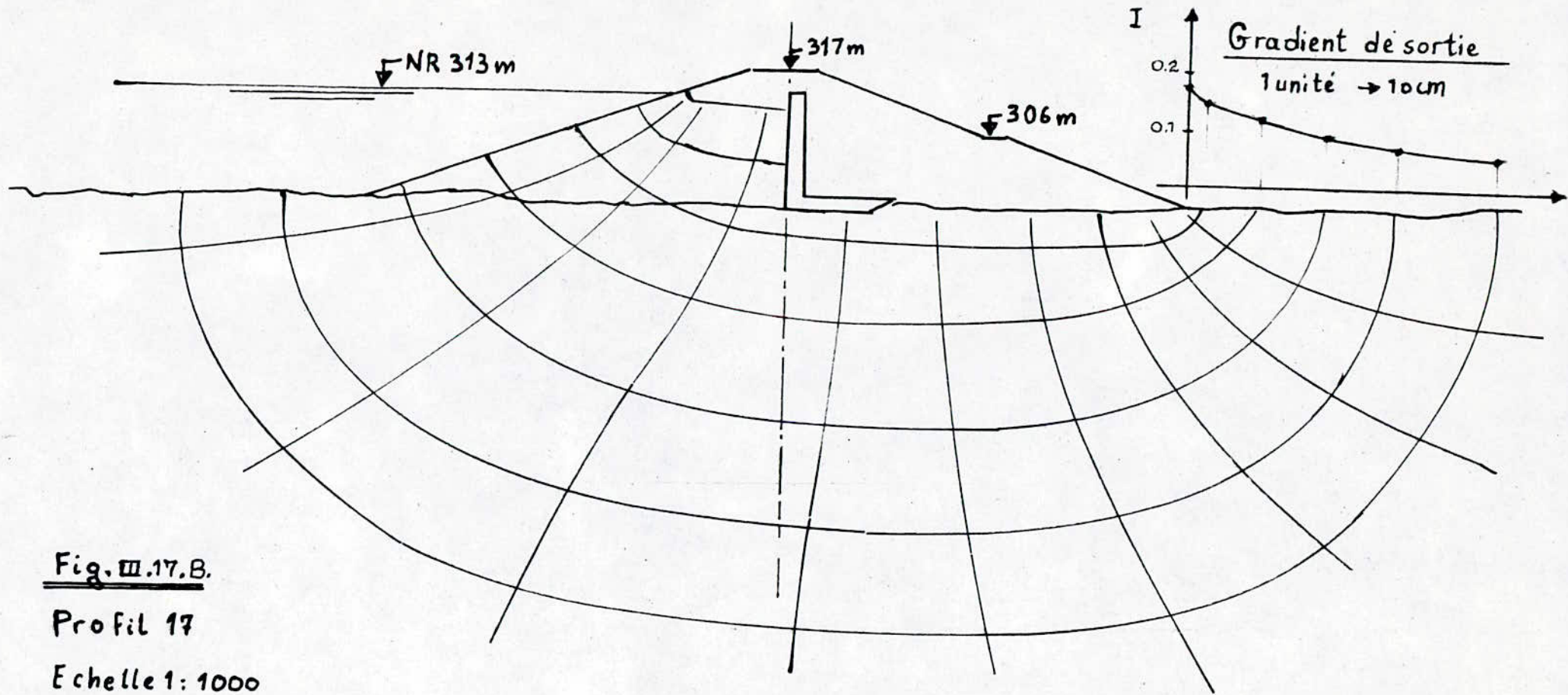


Fig. III.17.B.

Profil 17

Echelle 1:1000

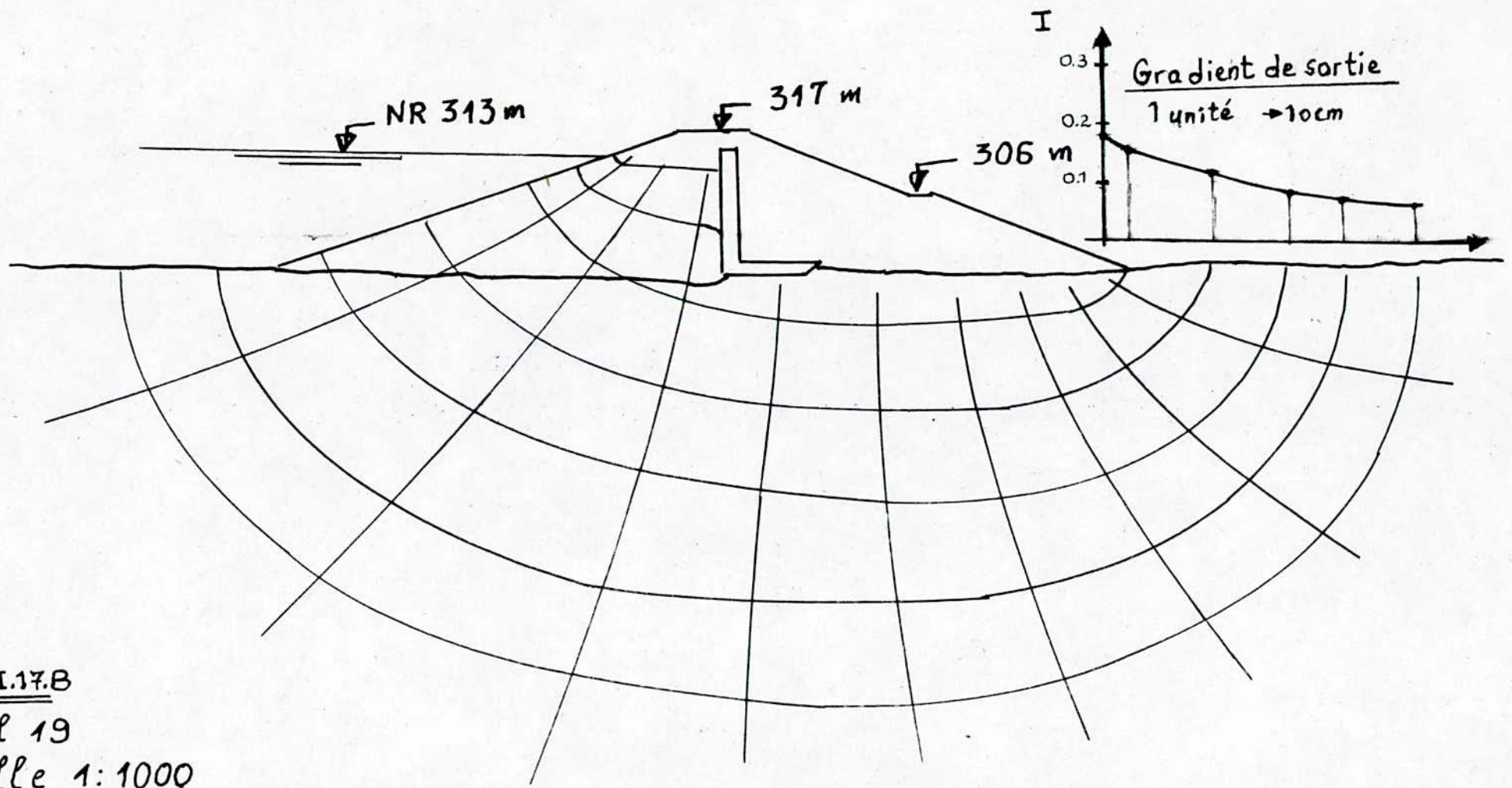


Fig. III.17.B
 profil 19
 Echelle 1:1000

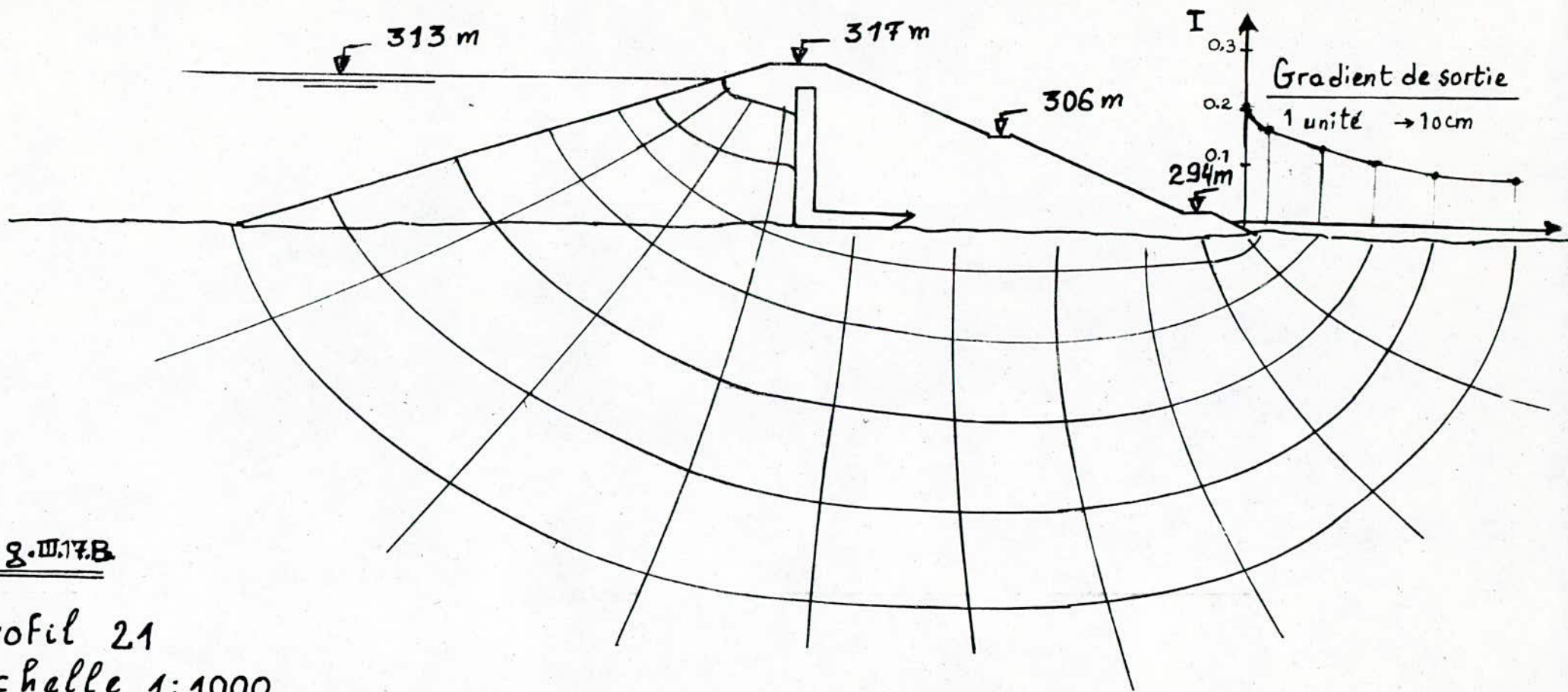


Fig. III.17.B

Profil 21

Echelle 1:1000

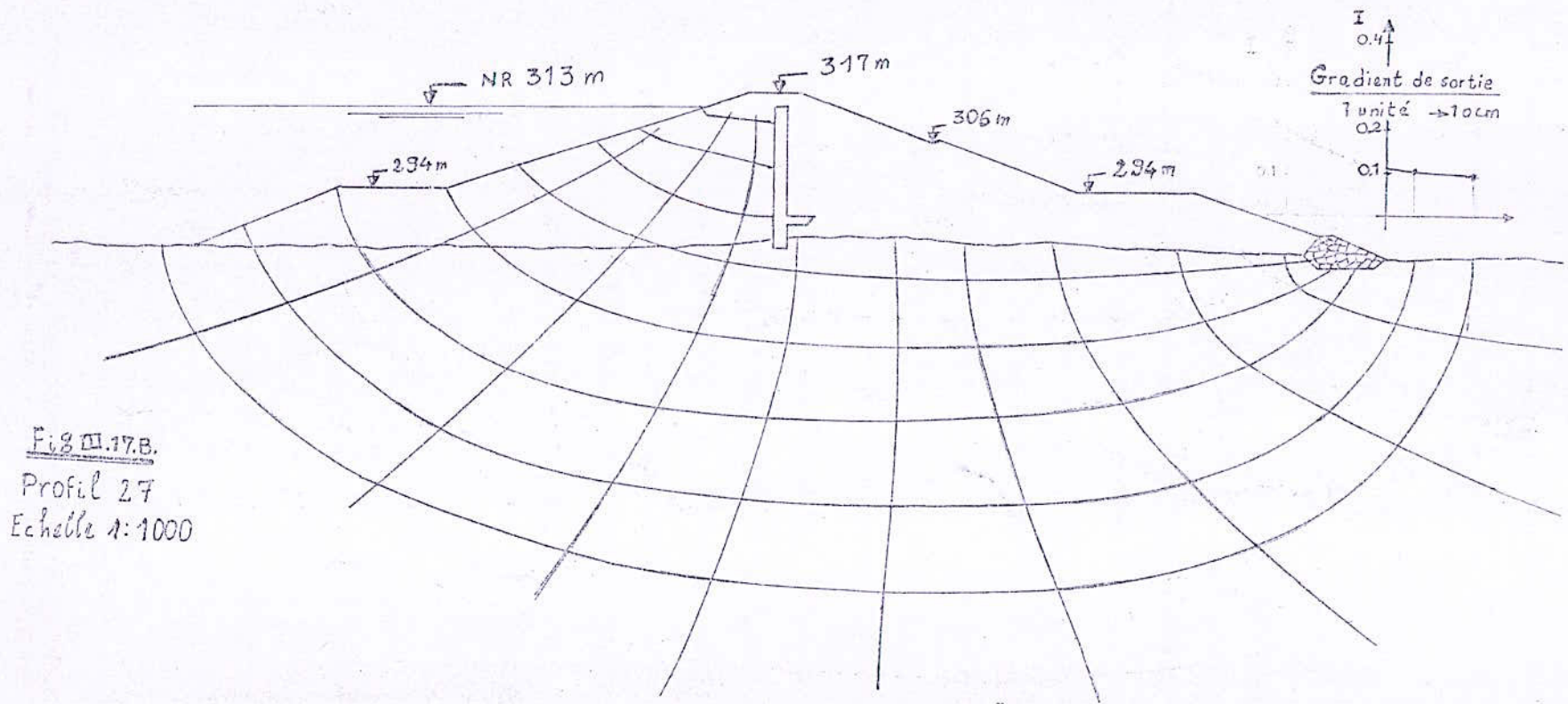


Fig III.17.B.
 Profil 27
 Echelle 1:1000

Profil 27:

$\Delta h(m)$	33.5	33.5	33.5	33.5	33.5	33.5	33.5
$\Delta l(m)$	175.5	178.0	186.0	225.0	281.0	334.0	392.0
I	0.191	0.188	0.180	0.149	0.119	0.100	0.085

c- Gradient hydraulique de sortie pour la variante homogène simple (sans filtre et sans voile d'étanchéité):

Voir figures (Fig III.17.C)

Profil 17:

$\Delta h(m)$	19	19	19	19	19	19
$\Delta l(m)$	96.0	135.0	170.0	221.0	269.0	325.0
I	0.198	0.141	0.112	0.086	0.071	0.058

Profil 19:

$\Delta h(m)$	19.8	19.8	19.8	19.8	19.8	19.8
$\Delta l(m)$	107.0	144.0	178.0	231.0	266.0	318.0
I	0.185	0.138	0.111	0.086	0.074	0.062

Profil 21:

$\Delta h(m)$	23	23	23	23	23	23
$\Delta l(m)$	109.0	146.0	182.0	226.5	257.5	308.0
I	0.211	0.158	0.126	0.102	0.089	0.075

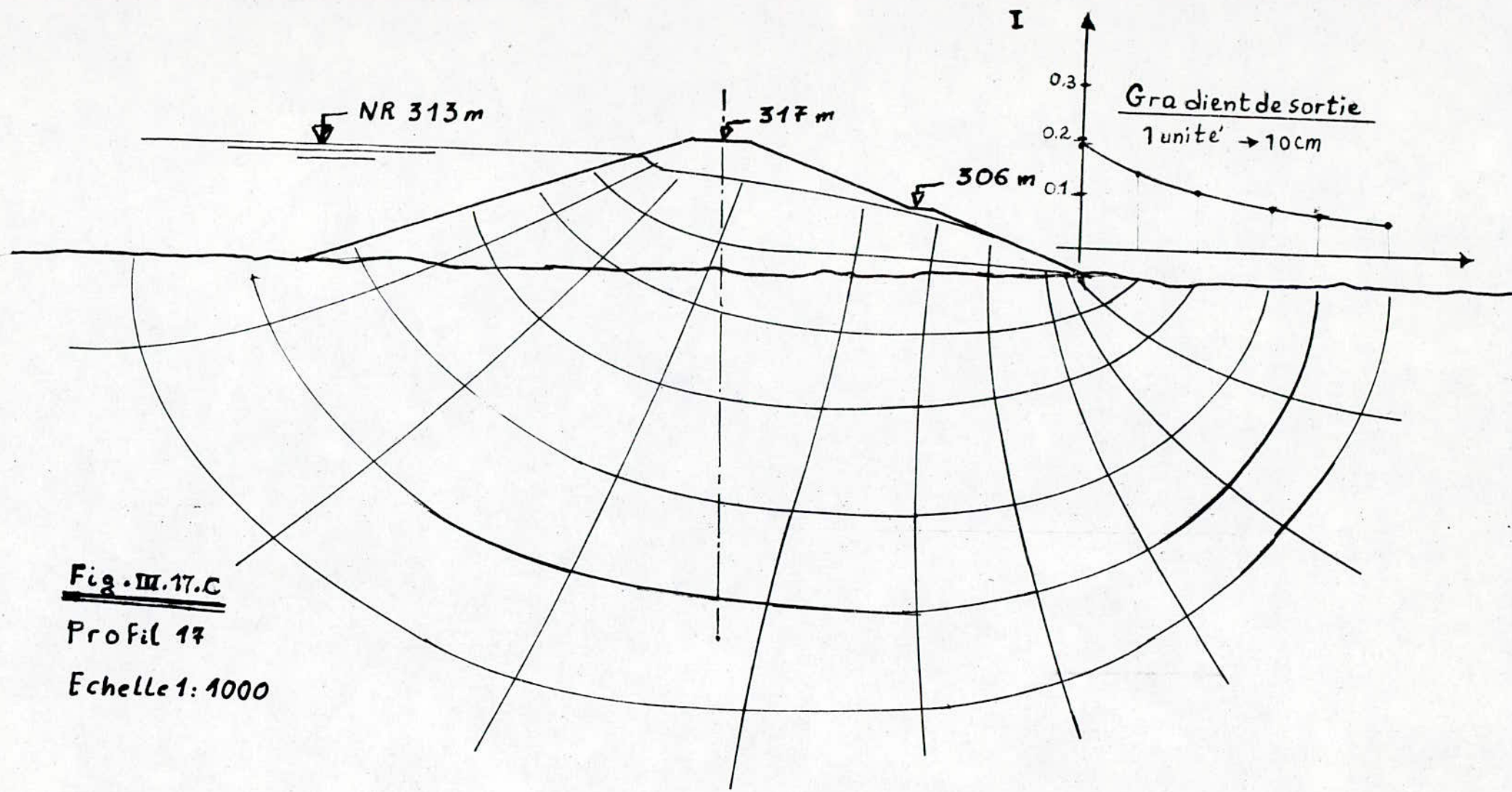


Fig. III.17.C

Profil 17

Echelle 1:1000

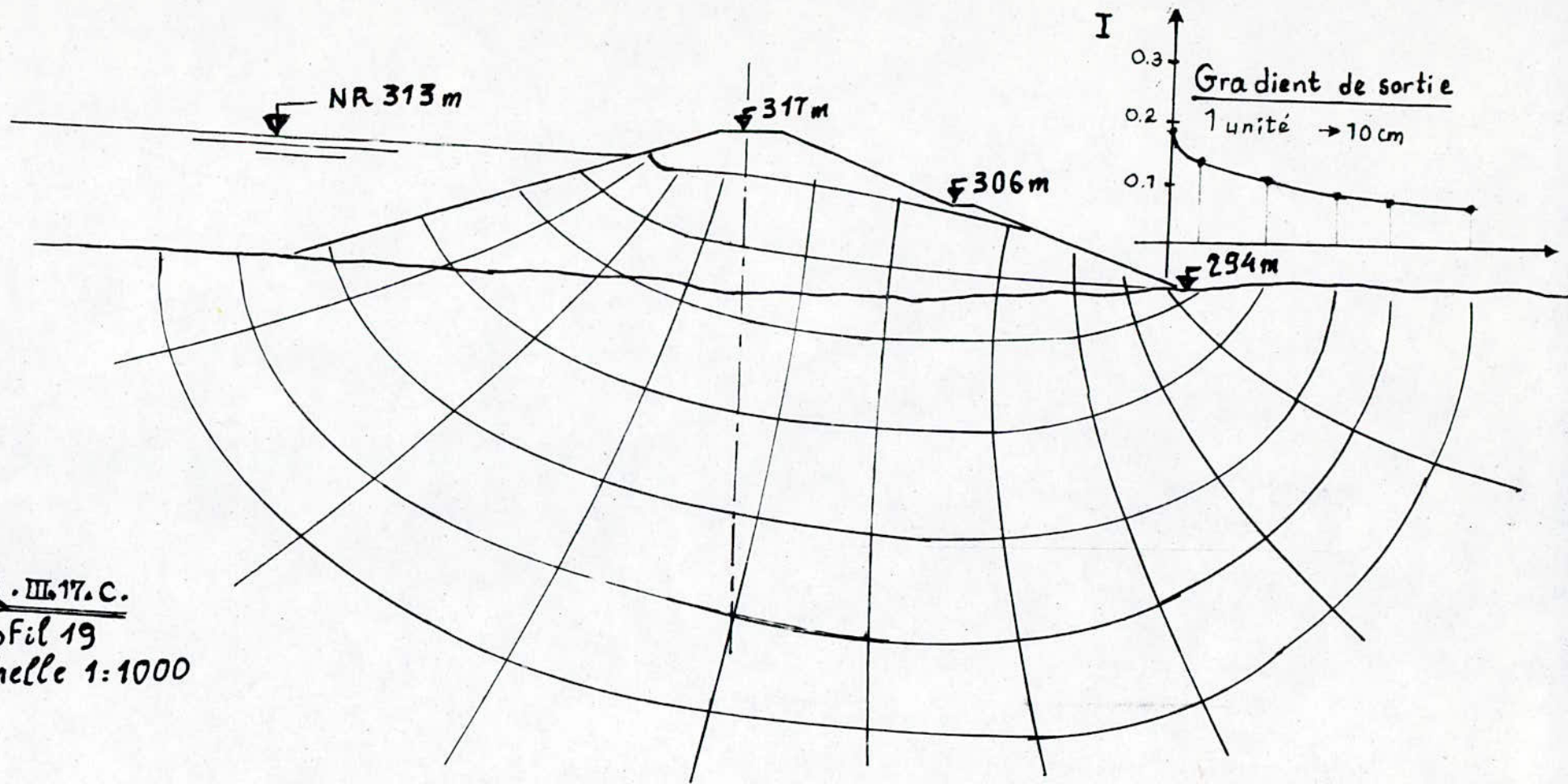


Fig. III.17.c.
 Profil 19
 Echelle 1:1000

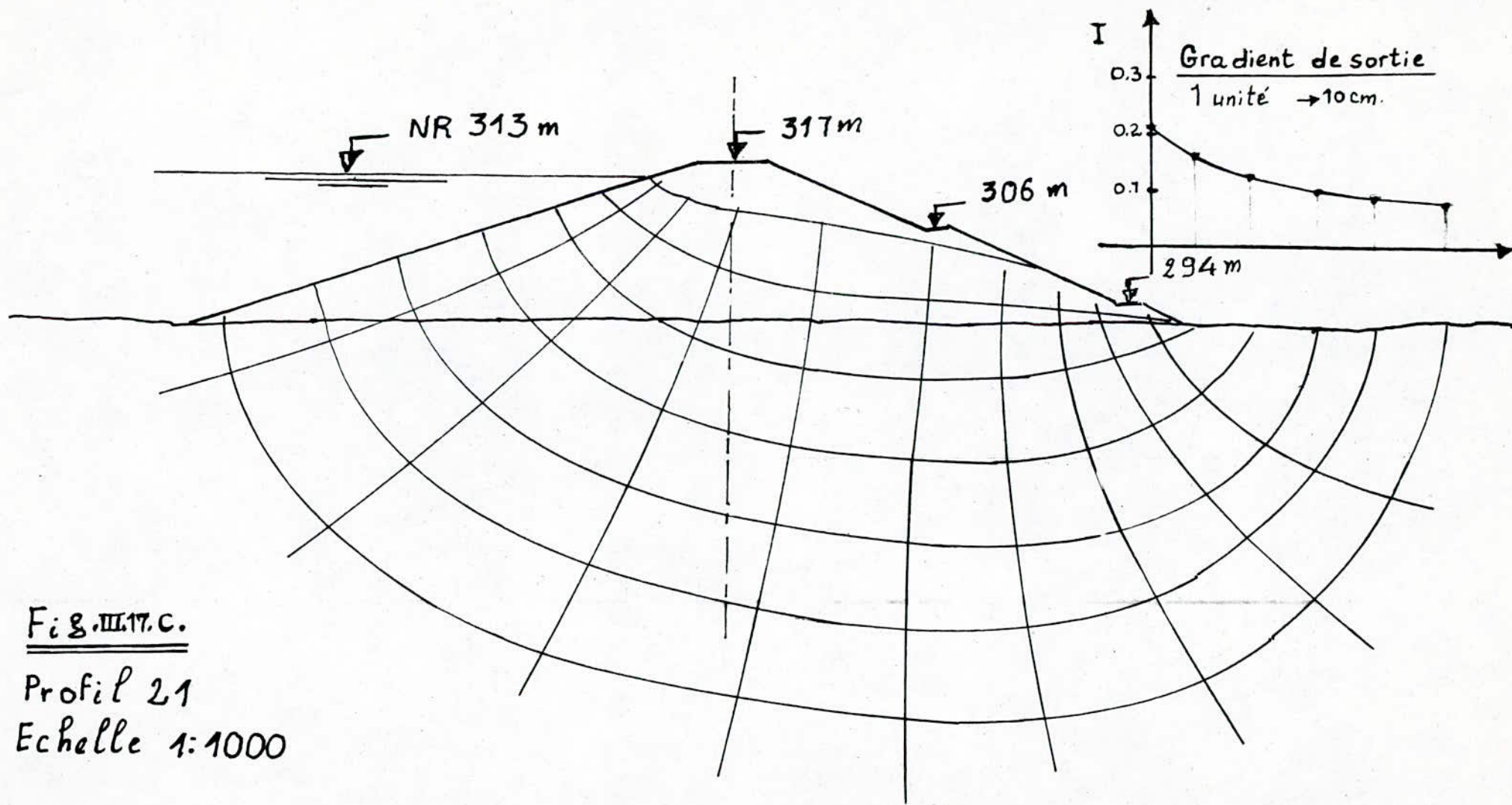


Fig. III.17.c.

Profil 21

Echelle 1:1000

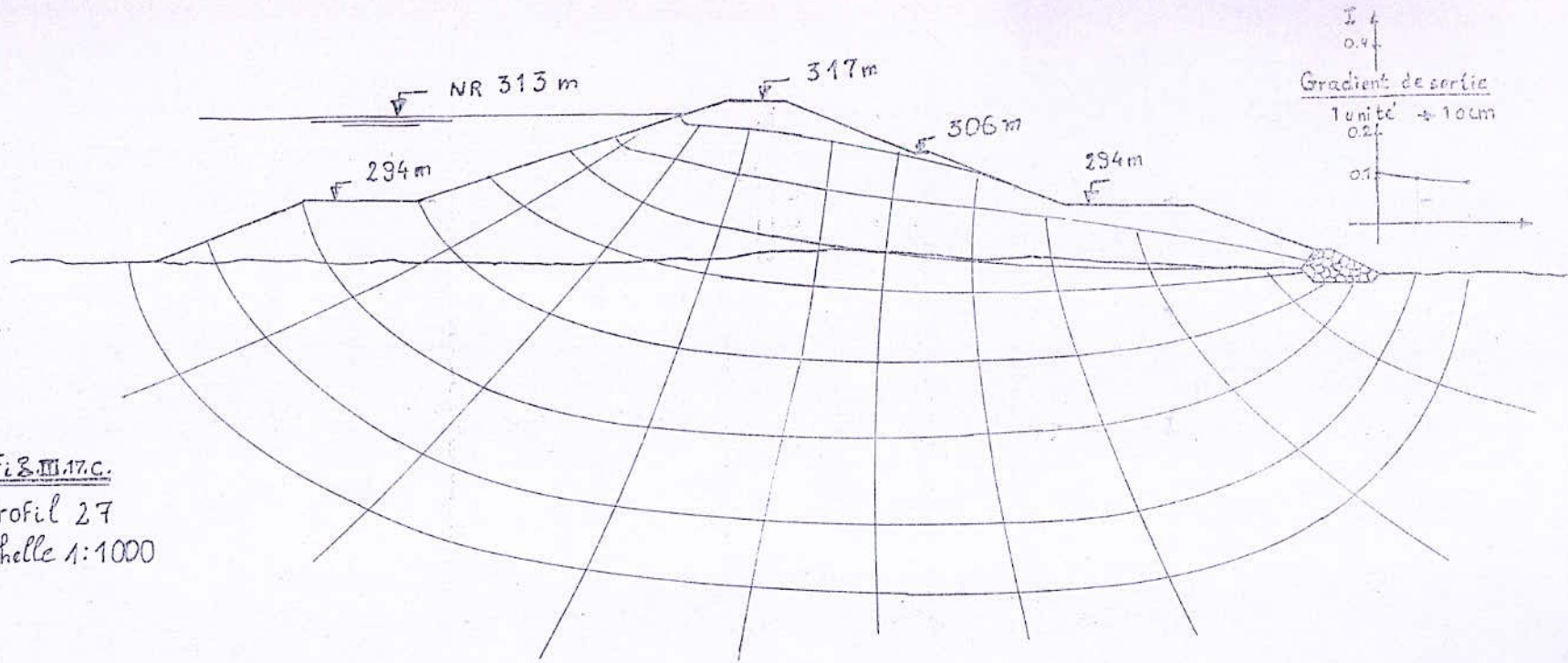


Fig. III.17c.
 Profil 27
 Echelle 1:1000

Profil 27:

$\Delta h(m)$	33.5	33.5	33.5	33.5	33.5	33.5	33.5
$\Delta l(m)$	158.0	175.0	194.0	230.0	282.0	330.0	380.0
I	0.212	0.191	0.173	0.146	0.119	0.102	0.088

-Injections des coulis et les essais d'eau:

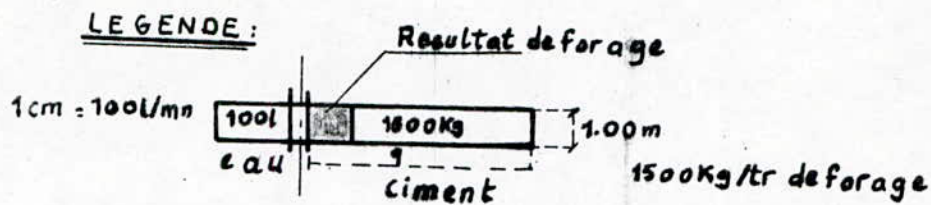
Injection des alluvions:

L'injection des alluvions avec les mêmes coulis de ciment que le rocher conduit à des mécomptes. Pour que l'emploi de ces coulis soit possible, il faut qu'il n'y est pas de sable dans les alluvions, les plus petits grains de gravier ayant par exemple un diamètre de l'ordre de 5 à 10 mm. Ce n'est qu'à cette condition que le coulis de ciment pur peut cheminer au loin. On rappelle que quelques fondations alluvionnaires contenant du sable fin ont été injectés avec succès, mais là, on a pu éliminer par le lavage le sable très fin et le remplacer par du ciment. Donc avant l'injection d'une telle fondation on doit avoir une bonne connaissance sur sa granulométrie.

Profil 17:

Sous une pression allant de 3 à 13 bars en ordre croissant du haut vers le bas du puit d'injections primaire P 109 réalisé en ce profil, les absorptions en eau sont homogènes et à peu près de même ordre ce qui vérifie l'homogénéité de la fondation. Les absorptions en ciment sont contrastés et sont de l'ordre de 22823Kg. Deux couches d'épaisseur 3 m et de profondeur respectives 6 et 24 m sont remarquables avec leur absorptions maximales en ciment qui sont de l'ordre de 1716 Kg/m et 2140 Kg/m respectivement sous les pressions de 3 bars et 12 bars.

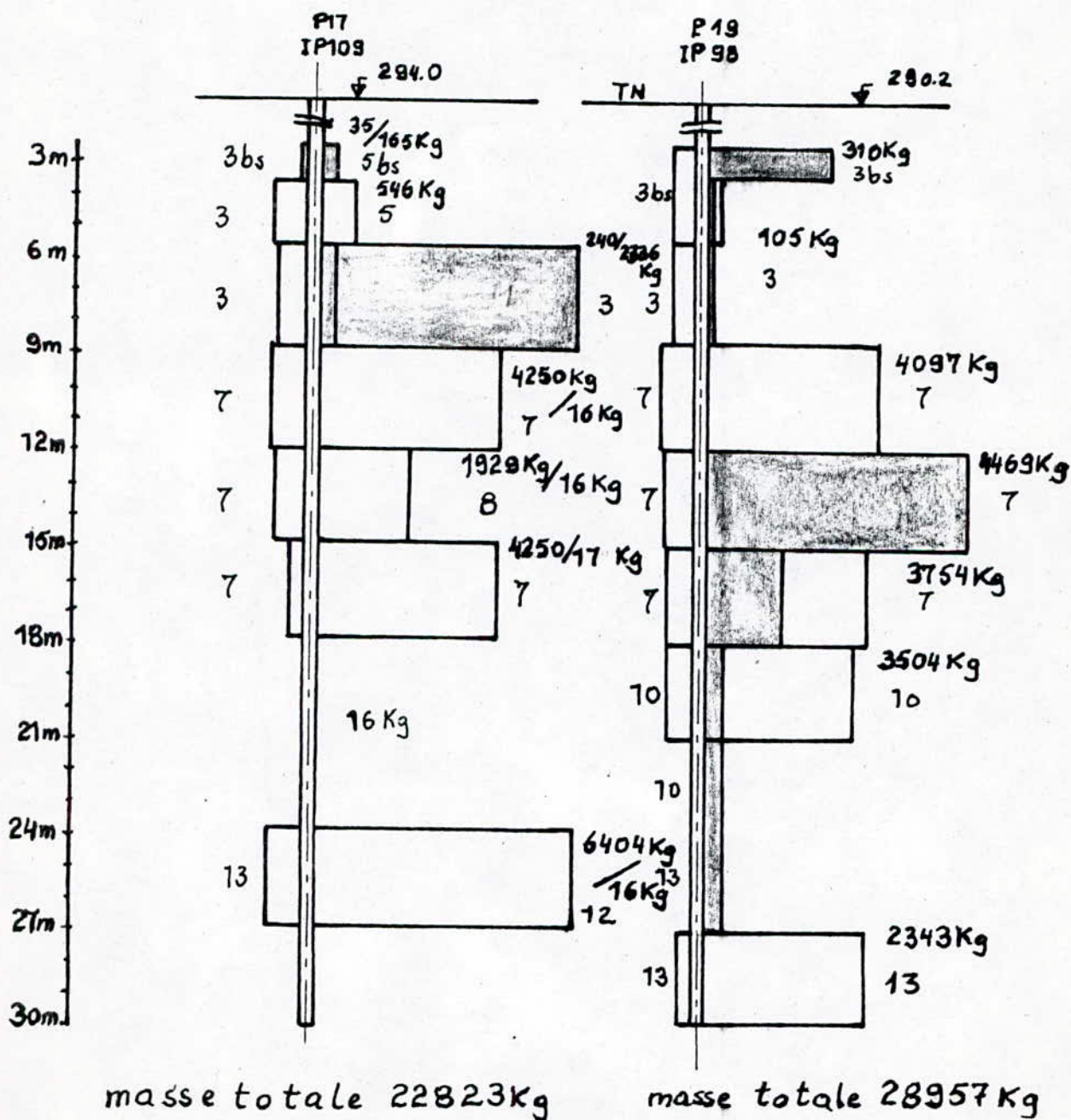
Fig. III.18.a. Profils d'injections.



-- Kg d'injection / -- Kg de controle

IP: Injection primaire N°

P: Profil N°



L'absorption de la couche de profondeur 6 m est expliquée par l'hétérogénéité de la fondation, quant à celle de profondeur 24 m elle est due à l'existence d'une faille; cela impose une grande attention ainsi qu'une bonne expérience pour assurer l'efficacité du voile en ce profil.

Profil 19:

Les essais d'eau en ce profil sont effectués sous les mêmes conditions qu'au profil 17 et ont donné des résultats homogènes, ce qui explique l'homogénéité de la fondation donc la perméabilité ne varie pas beaucoup d'un point à un autre. Les absorptions en ciment sont de l'ordre de 28957 Kg et variable d'une façon aléatoire, une seule couche était remarquable à la profondeur 12 m où les absorptions ont atteint 4469 Kg/m.

PROFIL 21:

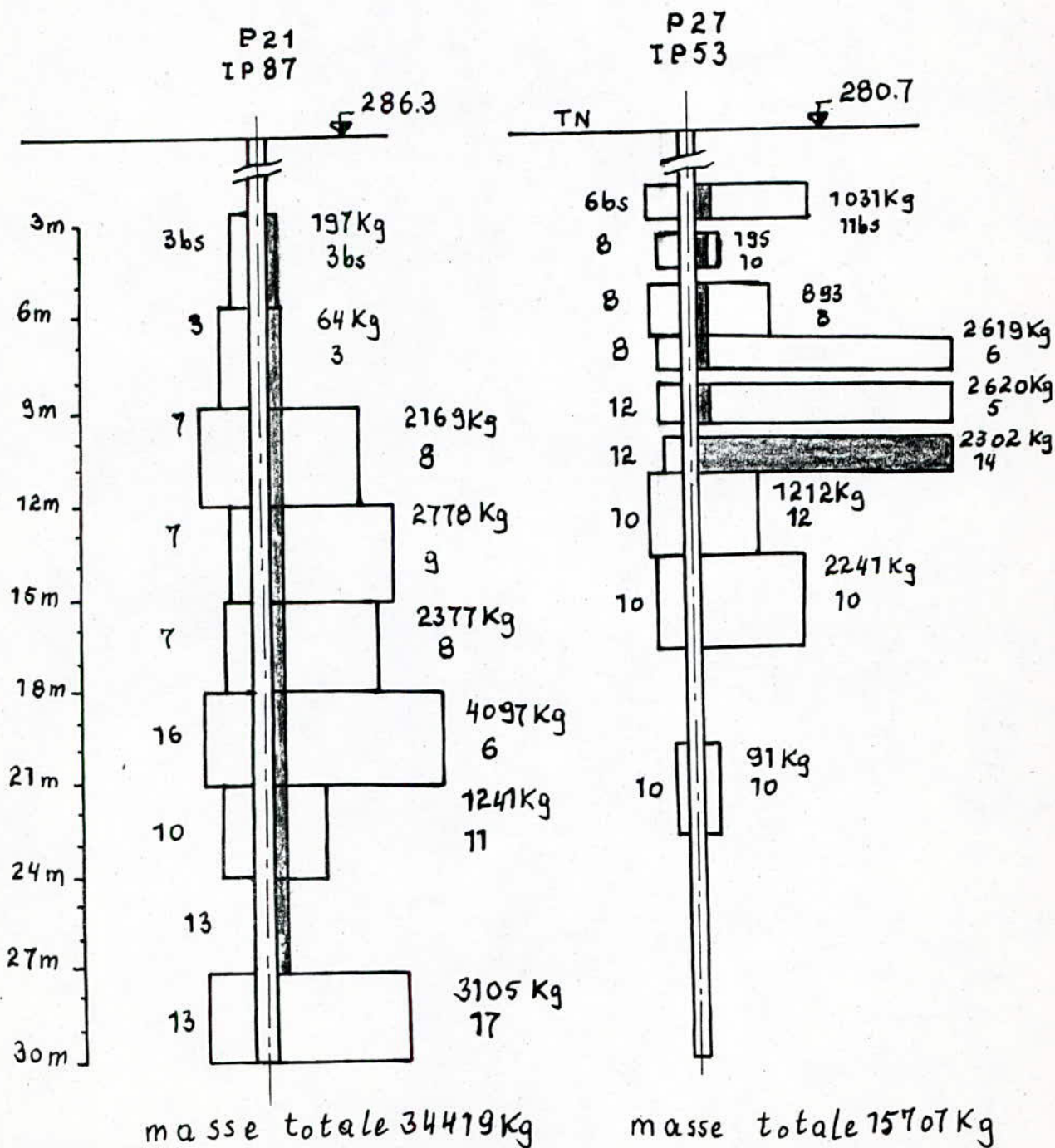
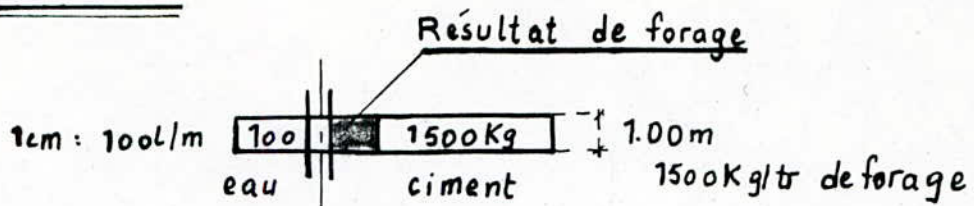
Les essais d'eau en ce profil sont effectués sous les mêmes conditions que celles des profils précédents et ont donné des résultats assurant l'homogénéité de la fondation. Malgré que la masse totale du ciment absorbée est plus importante que celles des profils précédents (34419 Kg) son absorption est à peu près homogène suivant tout le puit, et atteint la valeur de 1366 Kg/m à la profondeur 18 m.

PROFIL 27:

L'absorption en eau en ce puit présente une petite hétérogénéité telle qu'elles sont plus importantes à la profondeur de 12 m sous une pression de 10 bars que celle à la profondeur 9 m et sous une pression de 12 bars. Cette fondation n'est pas trop hétérogène, donc on peut l'assimiler à une fondation homogène pour ce qui suit. Les absorptions en ciment sont faibles relativement aux profils précédents; La masse totale absorbée est de l'ordre de 15707 Kg, l'absorption est maximale à

Fig. III.18.b. Profils d'injections.

LEGENDE:



la profondeur 7 m à 9,5 m où elle atteint la valeur 2620 Kg/m sous une pression de 5 bars seulement. Quant à la couche de profondeur 10 m l'absorption était aussi 2302 Kg/m, mais on a procédé au claquage du sol sous une pression de 14 bars.

Conclusion partielle:

L'utilisation du papier conducteur a pour inconvénient de ne pas prendre en compte l'effet des veines filtrantes, où l'eau arrive radialement des profils.

Ceci est justifié par l'éloignement de ces veines, en plus de la taille réduite des profils choisis (en particulier 17 , 19) en rapport avec les débits évacués.

On a considéré que le défaut est situé dans la fondation, En effet:

Les débits de fuite calculés par la méthode utilisée indique des débits faibles évacuables par les deux veines.

Les courbes des gradients de sortie au profil 17 comme au profil 21, les trois variantes présentent à peu près la même allure. On ne voit pas la discontinuité causée par la présence du voile d'étanchéité.

Au profil 19 et 27, les courbes tendent à se ressembler, la discontinuité est visible mais faible.

Conclusion générale:

Comme nous l'avons noté dès le chapitre I du présent mémoire, le barrage Harrezza n'a pu être exploité depuis sa mise en eau pour cause des résurgences importantes survenues au pied aval entre les profils 17 et 21.

De l'analyse préliminaire tirée après consultation des documents conformes à l'exécution du projet et des rapports techniques du suivi des travaux, il nous est apparu que la variante de la digue choisie n'est pas des plus adéquates, si on considère que la variante digue homogène exige une fondation très étanche et très homogène en ce sens que le matériau de la fondation doit en principe avoir les mêmes caractéristiques géotechniques, ce qui n'est pas le cas pour la fondation de l'ouvrage considérée. Cette hypothèse est l'une des principales causes qui a motivé la présente étude. On ajoute également que de tels incidents se sont produits de part le monde et ne sont pas d'une gravité telle qu'on est amené à arrêter totalement l'exploitation du barrage. En effet l'exploitation du barrage s'est arrêtée dès que les résurgences ont commencé à être visibles à l'aval, Le niveau de la retenue à ce moment là était à la cote 306m, ce qui représente un volume de 2/3 de la capacité nominale du barrage.

Depuis, le niveau d'eau a été brusquement abaissé à la cote 298m et graduellement, il est passé à la cote actuelle de 289m.

Le suivi de l'auscultation externe (66 levés topographiques), a révélé que les tassements verticaux mesurés sur la crête sont au maximum de l'ordre de 20 cm (repère R43) ce qui est largement admissible par rapport aux conditions du projet.

Les déplacements horizontaux sont de l'ordre de 11 cm dans le sens amont aval. Il est important de signaler des ouvertures, des fissures longitudinales de l'ordre de 20 cm sur la crête et la risberme aval du barrage.

Le suivi de l'auscultation interne au niveau de tout les profils analysés montre un grand désordre dans les lectures des piézomètres. Les représentations graphiques des observations aux profils 21 et 26, montrent clairement que les infiltrations à la limite entre le remblai et la fondation sont très importantes ce qui nous amène à considérer deux hypothèses possibles:

- soit que les injections de consolidation et d'étanchéité de la basse terrasse n'ont pas été efficaces, pour une raison donnée.
- soit que l'exécution des remblais à ce niveau entre le voile d'injections et le filtre vertical a été mal faite.

N'ayant pas prévu de galerie d'injections et d'auscultations sous le barrage, il nous semble logique qu'il fallait opter pour une solution radicale à ce niveau, à savoir l'exacavation totale de la basse terrasse entre le voile d'injections et le filtre, et une généralisation des injections de consolidation à cet endroit, ceci aurait augmenté l'efficacité du voile et isolé les régimes d'infiltrations dans la digue et de celui de la fondation.

La simulation électrique a conforté dans ces hypothèses les résultats des gradients et les débits spécifiques estimés pour la variante sans voile d'injections et drainage verticale.

Si le voile d'injections est bien exécuté, il peut être contourner à partir de la zone limite digue-fondation. Nous n'excluons pas également une possible carence dans l'exécution du voile d'injections, si on se réfère aux épures d'injections (Fig III.18) archivés comme documents conformes à l'exécution.

Nous rappelons qu'ils existent dans la fondation des matériaux alluvionnaires, dans la zone de la base terrasse, et des matériaux detritiques dans d'autres endroits de la fondation.

Compte tenu de ce que nous avons relevé, comme remarque critique, il nous semble possible d'affirmer que la variante construite n'est pas la plus adéquate; une digue zoné avec noyau centrale et

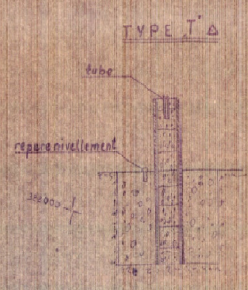
galerie d'injections et d'auscultations aurait couter autant que la variante construite, tout en ayant un grand avantage, à savoir la possibilité d'accès sous la digue et de conforter les injections et le système de drainage à l'aval.

Il nous semble également important de signaler que l'exploitation du barrage devait se poursuivre, pour rentabiliser cette ouvrage couteux tout en continuant à surveiller l'ouvrage.

Les résurgences une fois captées par des drains verticaux au pied aval ne présente pas de danger de rupture brusque. Une éventuelle augmentation du niveau d'eau à l'amont aurait pu nous renseigner si ces débits proviennent uniquement du lac ou si au contraire ils sont aggravés par la présence d'une autre source potentielle, en procédant par coloration témoin ou autre.

Bibliographie:

- [1] Auscultations des barrages (considérations générales)
Bulletin 60.CIGB ou ICOLD .1988.
- [2] H.Cambefort, Injection des sols, (tome I,Principe et méthodes). Edition Eyrolles. 1967.
- [3] M.Carlier.Hydraulique générale et appliquée.
Edition Eyrolles 1980.
- [4] Documents de l' ANB (monographie).
- [5] Documents des archives du barrage (cartes et rapports).
- [6] Technique des barrages en terre.
Groupes de travail permanent pour les barrages en aménagement rural
- [7] CH.Mallet et J.Paquant, les barrages en terre.
Edition Eyrolles. 1951.
- [8] Pratiques américaines pour les barrages en terre.
Post et Lond.
- [9] H.Press. Les barrages en terre.
Edition Dunod.
- [10] G.Sanglerat. Cours pratiques de mécanique des sols.
- [11] G.Schneebelli Hydraulique souterraine.



- LEGENDE**
- Δ - POINTS DES TRIANGULATIONS ACTUELS
 - ▲ - POINT DE TRIANGULATION SUPPLEMENTAIRE
 - ⊙ - POINTS D'OBSERVATION AVEC PLAQUES FIXEES LE THEODOLITE
 - - REPERES POUR CONTROLER LES DEFORMATIONS HORIZONTALES ET VERTICALES
 - - REPERES DE NIVELLEMENT

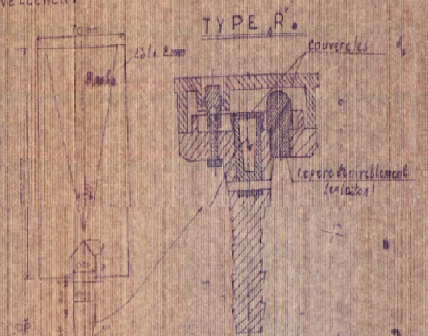
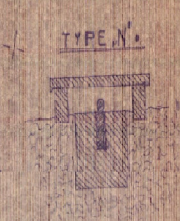
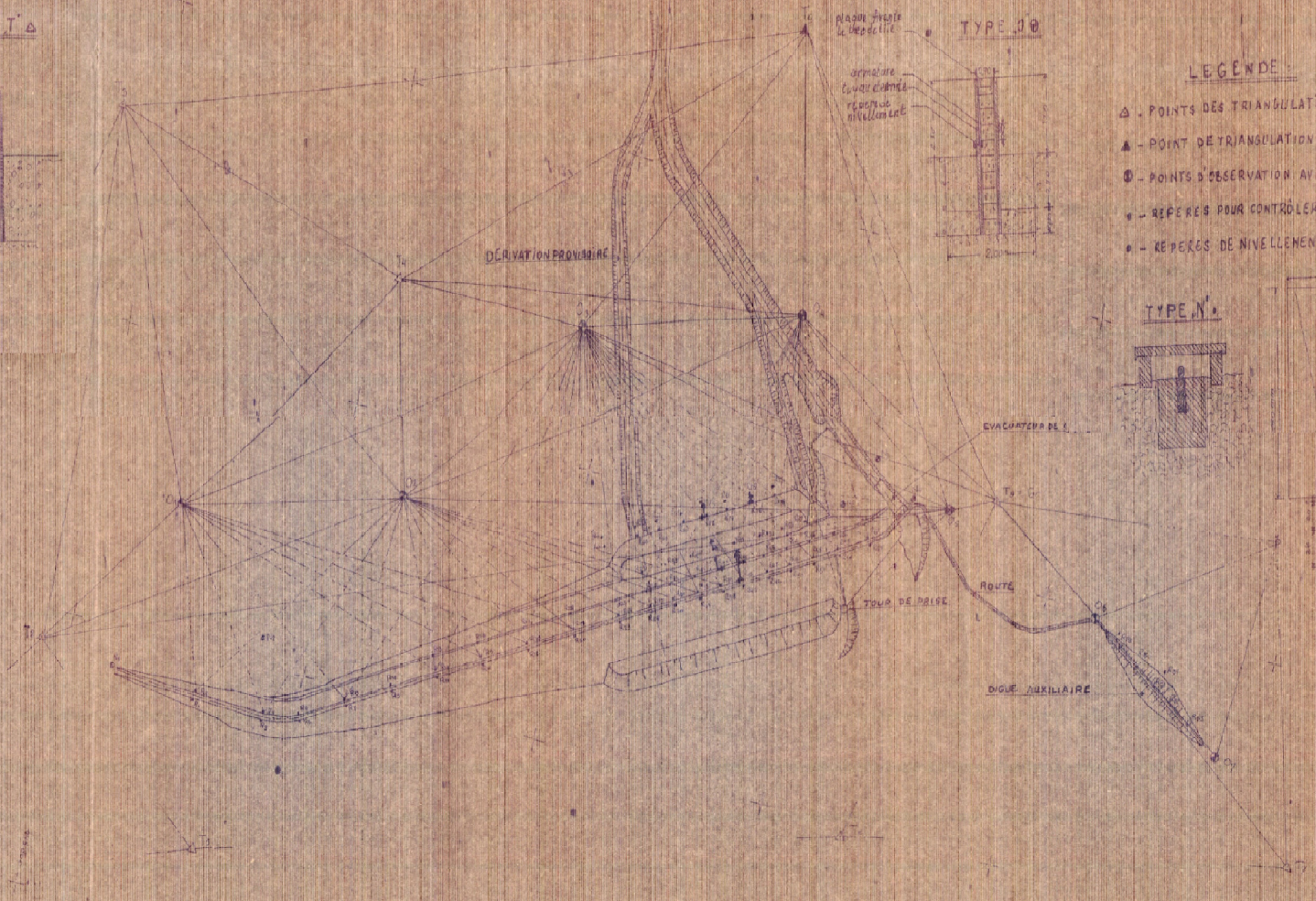


Fig. 15 - réseau de triangulation (Auscultation externe)



BARRAGE DE HARREZZA
SYSTEME D'AUSCULTATION DU BARRAGE

SCHEMA DES REPERES POUR
 OBSERVATION TOPOGRAPHIQUE
 Echelle : 1:5000

— DEPLACEMENT DU POINT
 DE 10 CM.