

77.

A1

UNIVERSITE DE LIEGE
FACULTE DES SCIENCES APPLIQUEES

ETUDE D'UN BARRAGE ET DE SON SITE
SUR L'AMBLEVE A STOUMONT

Travail de fin d'études
présenté par
Alain DASSARGUES
en vue de l'obtention du grade
d'Ingénieur Civil Géologue

Liège
Année Académique 1981-1982

Tous mes remerciements vont à Monsieur le Professeur A. Monjoie, promoteur de mon mémoire et à Monsieur Schroeder qui ont accepté de me suivre et de me conseiller tout au long de ce travail.

Je remercie de même Messieurs les Professeurs Fagnoul et Evrard, Messieurs Funcken et Gilbert, Ingénieurs à Traction & Electricité (Brux.) Monsieur Seidel, Directeur de la Centrale de Pompage de Coo et Monsieur Varlet, Ingénieur à la même Centrale pour leur collaboration efficace ainsi que pour leur aide pratique.

Je ne peux oublier également toutes les personnes qui, de près ou de loin ont contribué à l'élaboration de ce travail, à toutes un grand merci.

	<u>Page</u>
B. Sondages sismiques	54
1. Appareillage	54
2. Mise en oeuvre	54
3. Remarques et difficultés rencontrées	55
4. Profils	56
Références et Bibliographie	61
CHAPITRE III - HYDROLOGIE.	62

1. Introduction	64
2. Débits maxima	64
3. Débits minima - Etiage	66
4. Tableau des renseignements principaux	67
Références et Bibliographie	68
CHAPITRE IV - BARRAGE POIDS-BÉTON.	69

1. Généralités	71
A. Prise en considération	71
B. La géologie et le barrage	71
2. Calcul de la revanche et de l'évacuateur de crue	76
A. Largeur de la section déversante	76
B. Déversoir	76
C. Epures de Blackmore	77
D. Calcul de la revanche	81
E. Résumé	82
3. Stabilité	83
A. Hypothèses prises pour le calcul de la stabilité	83
B. Conditions de stabilité	83
C. Forces en présence	84

	<u>Page</u>
d. Méthode de M. Fagnoul	136
e. Méthode de Fellenius	138
1. Principe	138
2. Résultats	141
f. Méthode de Janbu	141
1. Principe et théorie	141
2. Procédure itérative	149
3. Description générale du programme	149
4. Résultats	151
Références et Bibliographie.	153
<u>CHAPITRE VI - RIVES ET REMBLAIS.</u>	154
1. Remblais et ponts du chemin de fer	156
2. Rives, versant et routes	157
<u>CONCLUSIONS.</u>	159
<u>ANNEXES.</u>	162
. Sondages carottés effectués en 1965 : détails	163
. Conception du masque du barrage en enrochements	168
. Surveillance, auscultation et contrôle des fuites : détails	169
. Sondages sismiques	172

CHAPITRE I

INTRODUCTION.

CHAPITRE I.- INTRODUCTION.

	<u>Page</u>
. Principe de fonctionnement d'une centrale de pompage	9
. Avantages d'une centrale de pompage	10
. Intégration dans le circuit de production d'électricité	10
. Economie en exploitation	12
. Démarche du travail	12
. Caractéristiques générales du site envisagé	12
. Travaux autres que le barrage à prévoir en relation avec le bassin inférieur	14
 Références et bibliographie	 17

La production d'électricité, qui absorbe un peu moins du quart de l'énergie primaire en Belgique, est un des secteurs où la diversification des approvisionnements est la mieux réalisée (figure I 1).

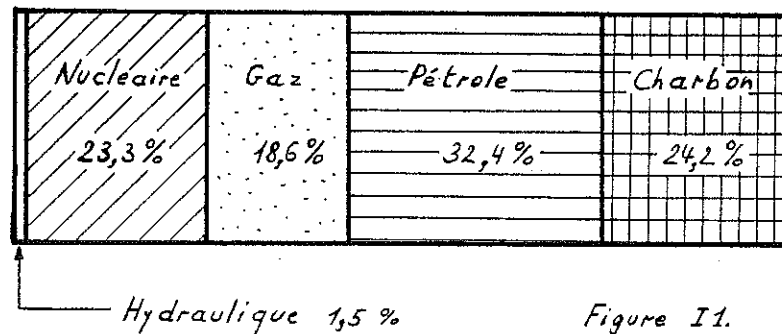


Figure I1.

Néanmoins, la nature purement thermique de la composition du parc des unités de production d'électricité en Belgique, rend très intéressant l'emploi de centrales d'accumulation par pompage. Un aménagement de ce type a été conçu et réalisé à Coe-Trois-Ponts.

Le principe de fonctionnement d'une centrale d'accumulation d'énergie par pompage est le suivant :

- accumuler dans un réservoir "supérieur" une quantité d'eau maximum venant d'un réservoir "inférieur" en vue d'une utilisation ultérieure. Ce remplissage du bassin supérieur se fait par pompage durant les heures "creuses" qui correspondent aux moments de consommation réduite et donc d'énergie électrique à bas prix (la nuit et les week-ends).
- l'utilisation ultérieure consiste à redescendre et turbiner l'eau accumulée au bassin supérieur et de cette façon produire de l'électricité et l'injecter dans les réseaux de distribution. Cette phase de production est mise en route durant les périodes de forte demande d'énergie électrique et donc lorsque celle-ci est à son prix le plus élevé.

Nous pouvons bien sûr remarquer que le rendement global énergétique n'est pas intéressant (de l'ordre de 75 %), mais l'opération est rentable

par la prise en compte de la différence de coût de l'énergie électrique aux heures "creuses" et aux heures "de pointe".

Quelques avantages des centrales hydroélectriques de pompage sont les suivants :

- modulation aisée de la puissance produite en fonction des variations de la demande. Cette modulation permet de maintenir à une charge plus constante (et donc plus économique) les unités thermiques et nucléaires qui constituent les 98,5 % du parc des moyens de production.
- réserve presque instantanée en cas de panne d'une grosse unité ou d'une perturbation du réseau, grâce à la possibilité de démarrage et de prise en charge en quelques dizaines de secondes (environ 100 secondes).
- couverture des pointes de demande de courant avec des réponses très rapides, alors que la mise en service de machines thermiques d'appoint s'avère lente ou coûteuse.
- source d'énergie non polluante et qui ne consomme que très peu d'eau puisque c'est le même volume qui est constamment transféré d'un bassin à l'autre.
- conception souterraine de la plupart des ouvrages mis à part les bassins, qui sauvegarde en grande partie la beauté du site utilisé.

L'intégration dans le circuit de production se justifie par l'objectif de rendre minimum le coût total des dépenses de production. Si l'on regarde un diagramme montrant l'évolution de la production thermique et du pompage pour un jour, (figure I 2) on constate que grâce à l'apport du turbinage, le diagramme de marche des centrales thermiques est pratiquement constant entre 8 et 21 heures. L'intervention du turbinage lors d'une perte de production thermique est montrée. (figure I 3).

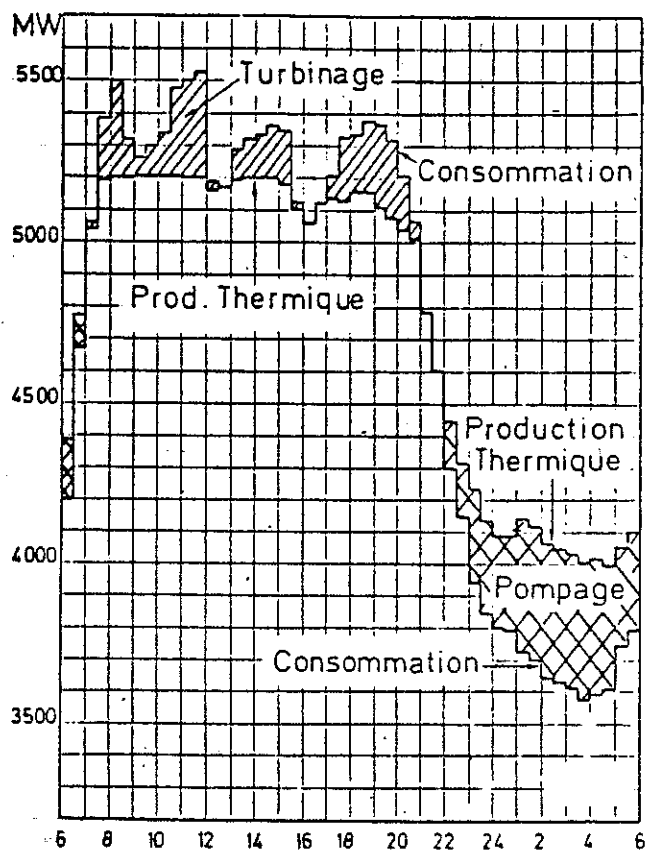


Figure 12 Evolution de la production thermique et du pompage - turbinage au cours d'une journée de décembre 1973.

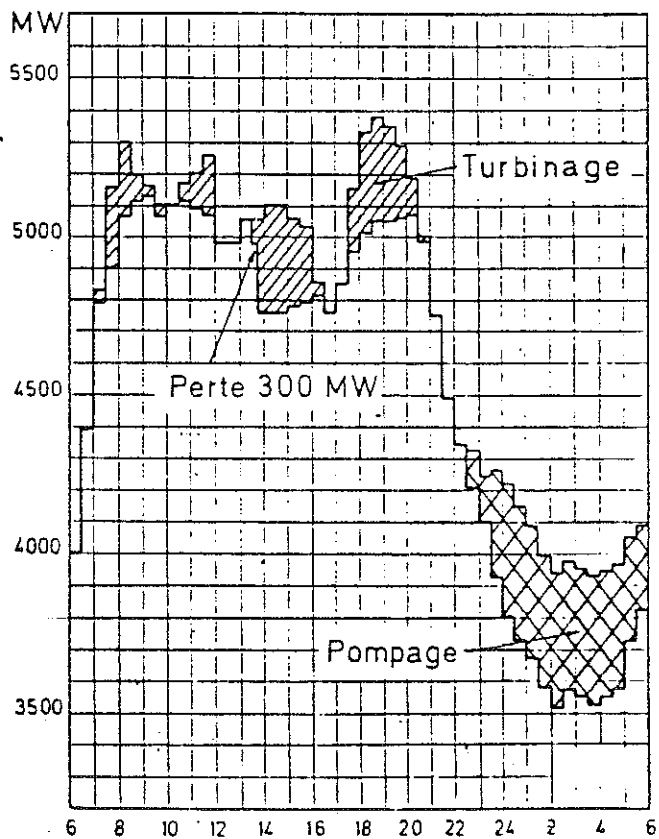


Figure 13 Intervention du turbinage lors d'une perte de production thermique. Journée 24/1/74.

L'économie en exploitation d'un tel type de centrale provient de la réduction des frais de combustible mais aussi des frais de personnel et d'entretien évités en centrales thermiques grâce notamment au maintien à l'arrêt d'unités anciennes à moyenne pression. Des calculs effectués en 1972 pour la centrale de Coö faisaient apparaître un bénéfice d'exploitation de 2.500.000 francs par semaine (soit 500.000 francs par jours ouvrables) dont la moitié environ provenait de l'économie de combustible. Il semble que l'intérêt de la centrale de pompage est directement proportionnel aux prix des combustibles. En effet, le même calcul effectué en décembre 1973 faisait déjà apparaître une économie de 1.000.000 de francs par jour ouvrable. Depuis 1973, les prix des combustibles ont encore beaucoup augmenté (figure I 4) ce qui laisse supposer que la rentabilité de la centrale n'a pu que s'accroître. De plus, la mise en service d'unités nucléaires renforce encore la rentabilité des centrales de pompage.

L'implantation d'une deuxième centrale de pompage sur le site de Stoumont offrirait donc un renforcement des multiples sécurités et avantages procurés par Coö tout en n'affectant sans doute pas grandement la rentabilité de l'une et de l'autre.

Ce travail consiste à envisager le site de Stoumont en ne regardant que les aspects touchant au bassin inférieur et plus précisément au barrage.

La démarche sera la suivante :

- examen des conditions géologiques,
- examen rapide des conditions hydrologiques
- la solution du barrage poids en béton,
- la solution du barrage en enrochements.

Le projet et le site présentent les caractéristiques suivantes :

- fond de la vallée de l'Amblève à la côte 199 - 200 m.
- volume utile de la retenue du bassin inférieur : 7 millions de m³ entre les altitudes 205 et 214,8 m.
- limitation en hauteur principalement due à la ligne de chemin de fer à double voie Liège-Luxembourg.

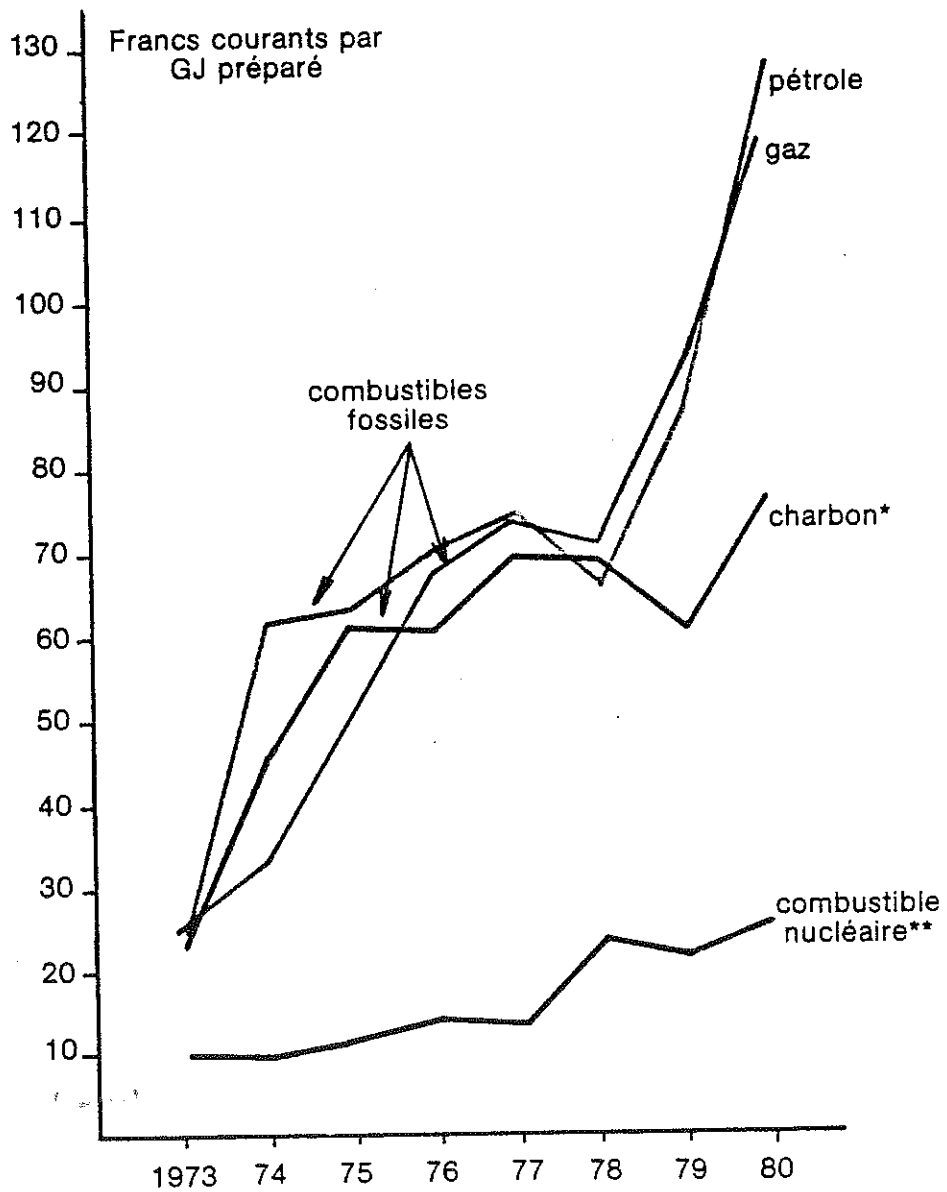


Figure I4

* Il s'agit du coût moyen pondéré du charbon belge, du charbon importé et des déchets (terrils).

** Le coût du combustible nucléaire comprend l'achat de l'uranium naturel, l'enrichissement, la fabrication des éléments combustibles, le retraitement et le conditionnement des déchets.

Des travaux seront à prévoir en relation avec le bassin inférieur (voir figure I 5) :

- le renforcement de talus,
- un nouveau pont pour la route,
- le renforcement du pont et des remblais du chemin de fer,
- le remblaiement du fond de la vallée d'un ruisseau.

De plus, nous risquons une réduction du volume utile du bassin inférieur par l'apport l'alluvions de l'Amblève, ce qui est évité à Coo par l'implantation du bassin inférieur dans un méandre abandonné.

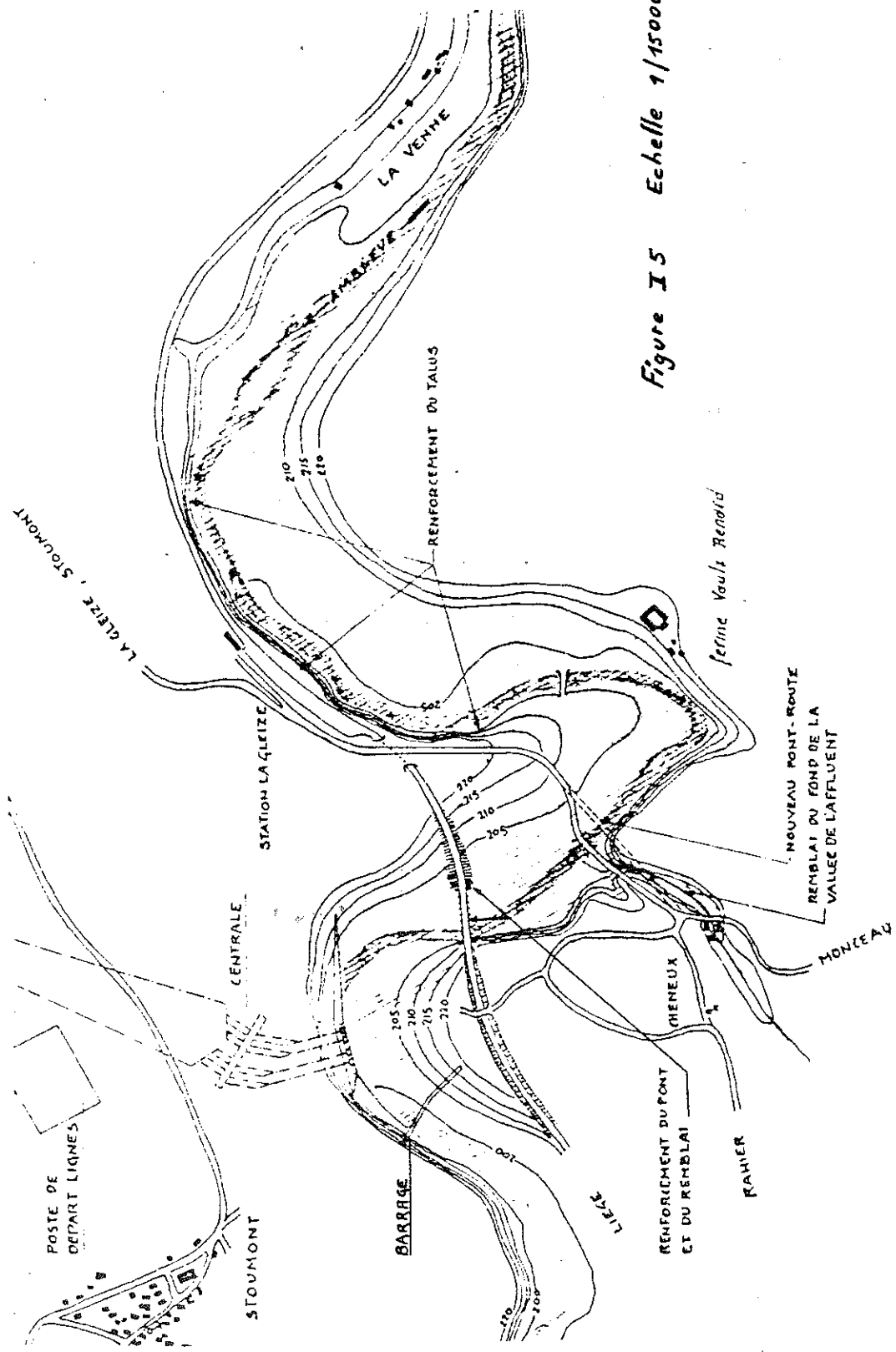
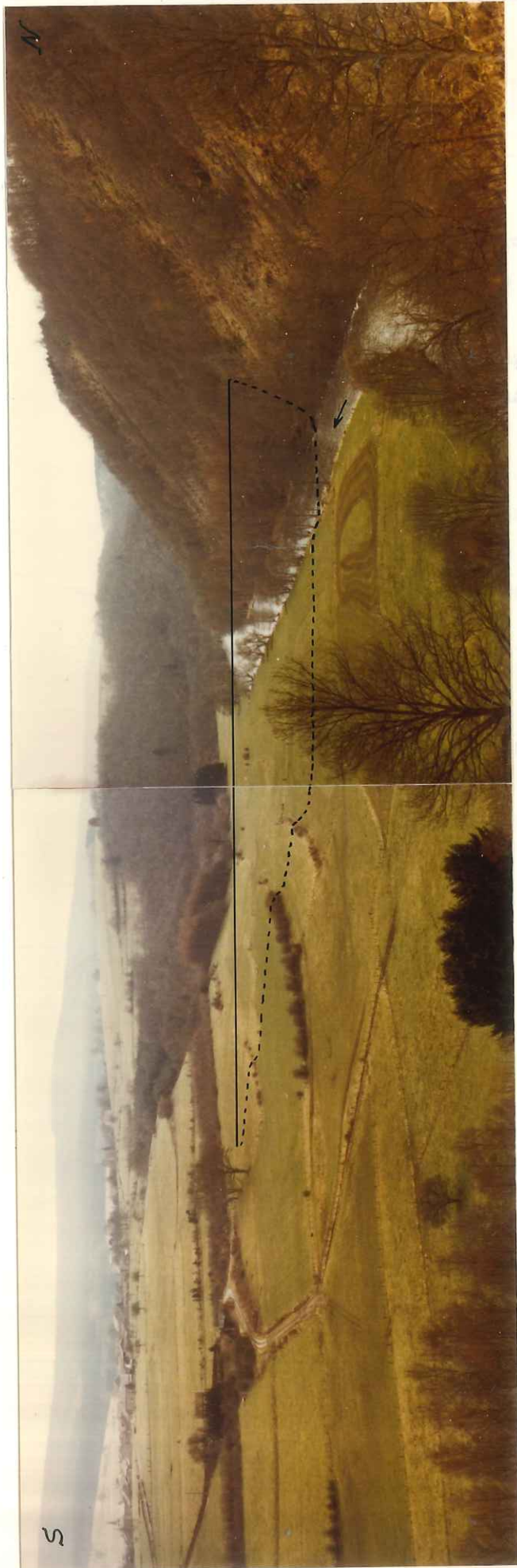


Figure 15 Echelle 1/15000

Seine Vault Renard



REFERENCES ET BIBLIOGRAPHIE.

- . GAUMIER L. (Directeur-Adjoint à la Société pour la Coordination de la Production et du Transport de l'Energie Electrique en Belgique, C.P.T.E.)
 - Les centrales d'accumulation d'énergie par pompage et leur utilisation par les centres de répartition; situation en Belgique

- . SYNDICAT D'ETUDES DE CENTRALES DE POMPAGE EN BELGIQUE.
 - Rapport sur les possibilités et conditions de réalisation de centrales d'accumulation par pompage en Belgique. Novembre 1963.
 - Avant-projets d'aménagements; notes sur les sites de Stoumont et de Villez. Octobre 1963.

- . TRACTIONEL ENGINEERING.
 - Centrale hydro-électrique de pompage à Coo - Trois-Ponts. Numéro spécial n° 10 - Décembre 1972.

- . U.E.E.B. (Union des Exploitations Electriques en Belgique).
 - L'énergie en Belgique - 3ème édition 1979.

CHAPITRE II.

GÉOLOGIE.

CHAPITRE II. - GÉOLOGIE.

	<u>Page</u>
1. Situation dans la géologie de Belgique	20
2. Contexte géologique régional : le massif de Stavelot	24
a. Description régionale	24
b. Tectonique	24
c. Tectonique et nature lithologique	26
d. Stratigraphie	27
e. Stratigraphie et sédimentation	29
f. Quaternaire	31
3. Sondages carottés effectués en 1965	32
4. Carte géologique et coupes	34
5. Photointerprétation	38
6. Logs de détail	45
7. Diagramme de Schmidt	47
8. Prospection sismique	50
A. Aperçu théorique	50
1. Etude de la constitution du sol	50
2. Sismique réfraction	52
3. Sismique réflexion	52
4. Conclusions	52
B. Sondages sismiques	54
1. Appareillage	54
2. Mise en oeuvre	54
3. Remarques et difficultés rencontrées	55
4. Profils	56
Références et Bibliographie	61

1. SITUATION DANS LA GÉOLOGIE DE LA BELGIQUE,

Nous nous trouvons dans la partie centrale (à centrale ouest) du massif calédonien de Stavelot (figure II 2). Nous entendons par "massif calédonien" un massif ayant subi la tectonique calédonienne. Les roches calédoniennes en Belgique sont d'âges Cambrien, Ordovicien et Silurien. Elles ont formé le socle sur lequel se sont déposés les sédiments du "cycle" hercynien. Elles affleurent donc dans le coeur des zones anticlinoriales hercyniennes sous la forme d'une série de boutonnières dénommées "massifs calédoniens".

Ces massifs sont du Sud au Nord : (figures II 1 et II 2)

- a. dans l'anticlinorium de Givonne : le massif de Givonne (roches cambriennes en grande partie cachées sous la couverture mésozoïque).
- b. dans l'anticlinorium de l'Ardenne :
 - . le massif de Rocroi.
(caché en partie sous le mésozoïque)
 - . le petit massif de Serpont
 - . le massif de Stavelot
(composés de roches cambriennes et ordoviciennes).
- c. la bande calédonienne du Condroz.
(roches ordoviciennes et siluriennes)
- d. au Nord : le massif du Brabant
(le plus étendu : il comporte des roches cambriennes, ordoviciennes et siluriennes mais est presque complètement caché sous la couverture mésozoïque et cénozoïque).

Le massif de Stavelot est donc un des massifs cambro-ordoviciens qui forment le socle de l'Ardenne belge. Jusqu'il y a peu, il n'avait pas été possible de corréliser ces étages cambro-ordoviciens de Belgique avec l'échelle chronostratigraphique internationale. C'est pourquoi ces formations ont été, à l'époque, subdivisées sur des critères essentiellement lithologiques.

Nous avons trois étages; du plus jeune au plus vieux : le Salmien, le Revinien, le Devillien.

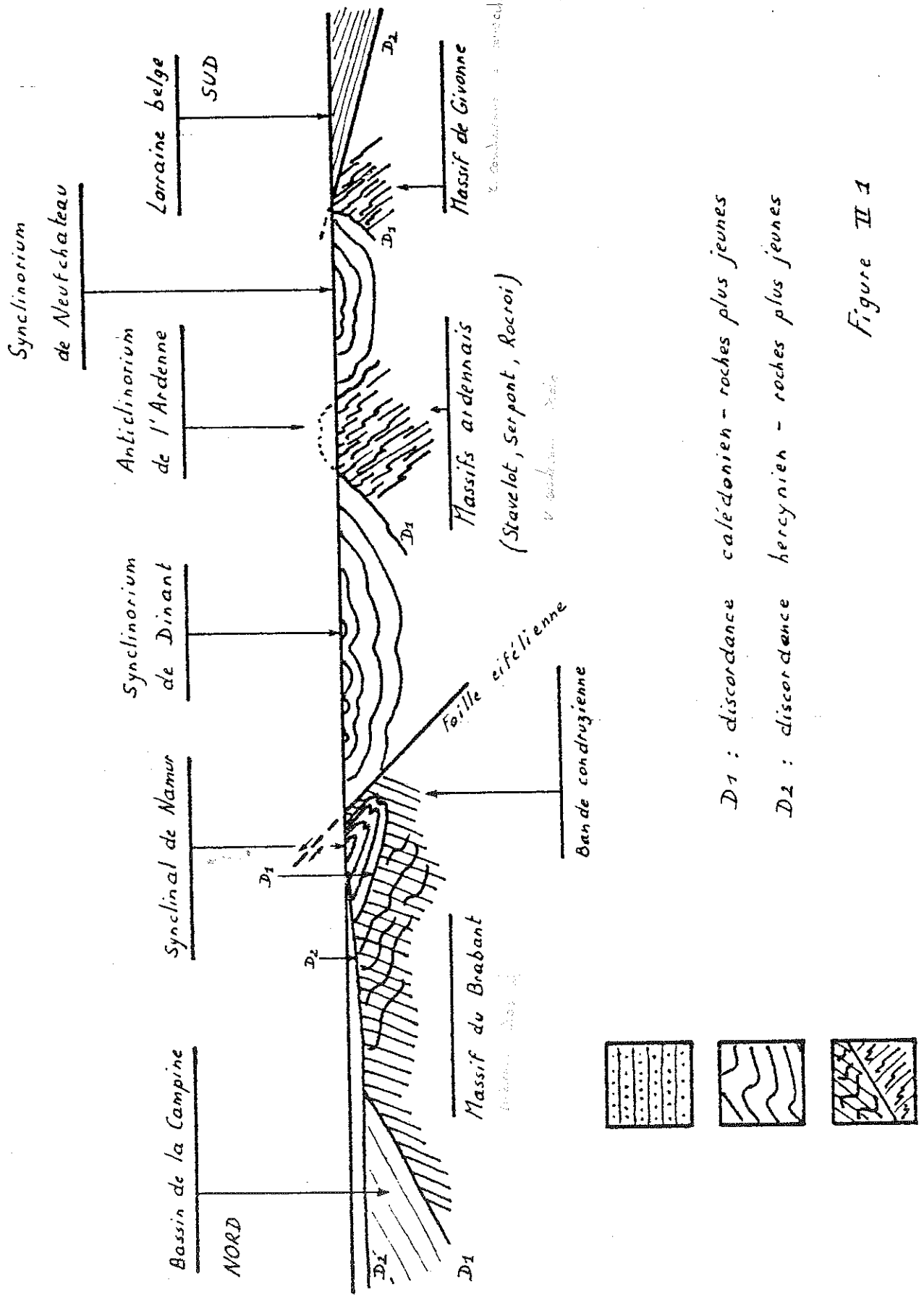
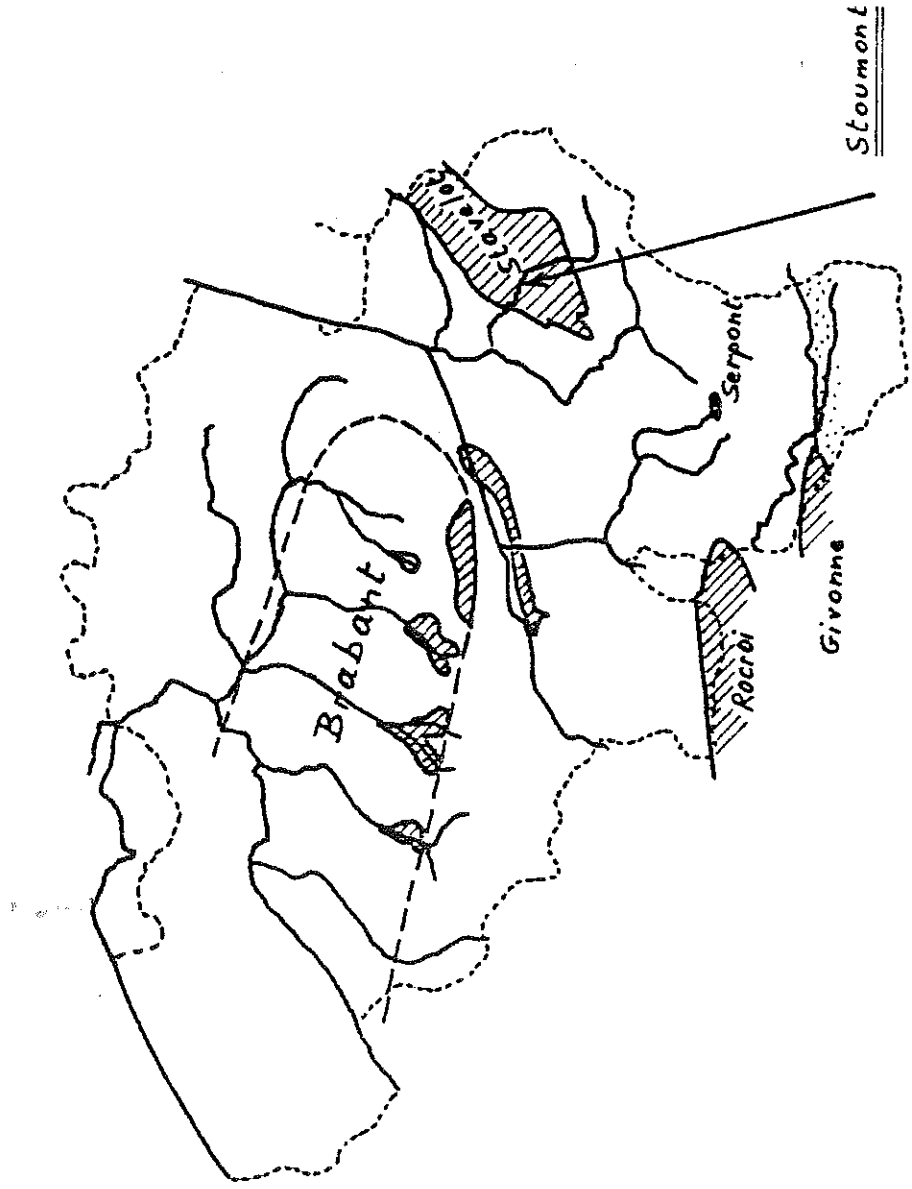


Figure II 1

Figure II 2



Récemment, la découverte d'acritarches (microfossiles végétaux) par Vanguetaine dans le Revinien supérieur a permis d'établir une correspondance qui serait proche de celle-ci.

Salmien	=	Ordovicien inférieur
Revinien	=	Cambrien
Devillien	=	? (sans doute Cambrien inférieur)

Notons dès à présent, que la caractéristique majeure de ces roches calédoniennes de Belgique au point de vue lithologique est l'absence de calcaire. Ce sont des roches sédimentaires terrigènes.

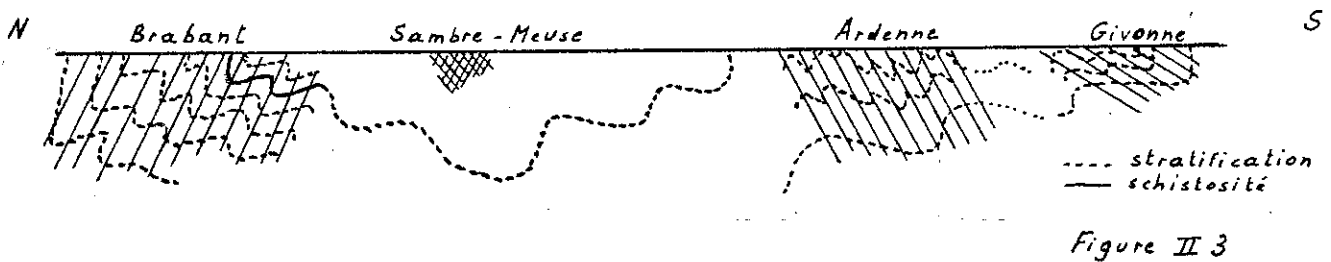
Les grandes tendances lithologiques sont les suivantes :

- . le Salmien est constitué généralement de phyllades et quartzophyllades gris à gris violacé.
- . le Revinien est constitué d'une alternance de quartzites sombres à grains fins et de quartzophyllades et phyllades noirs.
- . le Devillien consiste en une alternance de quartzites de quartzophyllades et phyllades verts; puis à sa base des quartzites clairs à grain fin.

Nous préciserons dans la suite, la stratigraphie complète des étages qui nous intéressent plus particulièrement.

Les grandes tendances de la tectonique calédonienne sont les suivantes :

Le style tectonique des massifs calédoniens ardennais est caractérisé par des plis d'axes E - W déversés vers le Nord. Pour le massif du Brabant par contre, les plis semblent pour la plupart déversés vers le Sud et les failles montrent un pendage Nord. Ces constatations, en tenant compte du style tectonique propre à chacune des régions, font que généralement on assimile la tectonique calédonienne au développement d'une sorte de grand synclinorium s'étendant de l'axe du massif du Brabant jusqu'au delà des massifs marquant la zone anticlinale de l'Ardenne (Fourmarier). Néanmoins, si l'on constate cette allure générale, il semblerait acquis par contre que le plissement n'a pas agi à la même époque et en une fois sur l'un et l'autre flanc de ce schéma. Il faudrait donc diviser le plissement calédonien en plusieurs phases se succédant dans le temps et dans l'espace (figure II 3).



2. CONTEXTE GÉOLOGIQUE RÉGIONAL : LE MASSIF DE STAVELOT.

a) Description régionale.

Le massif de Stavelot est constitué à sa bordure Sud et dans sa partie Ouest par du Salmien et en son centre par du Revinien dans lequel apparaissent deux noyaux de Devillien. Cet ensemble cambro-ordovicien est en contact discordant avec le Dévonien inférieur qui constitue la plus grande partie de l'Ardenne. Plus au Sud, nous avons un graben rempli de sédiments du Permien; le graben de Malmedy (figure II 4).

b) Tectonique.

En rapport avec ce que nous avons dit précédemment, dans le massif de Stavelot, les plis sont en général déversés vers le Nord et les failles qui sont en relation directe avec le plissement sont des failles inverses à pendage Sud (figure II 5).



Figure II 5

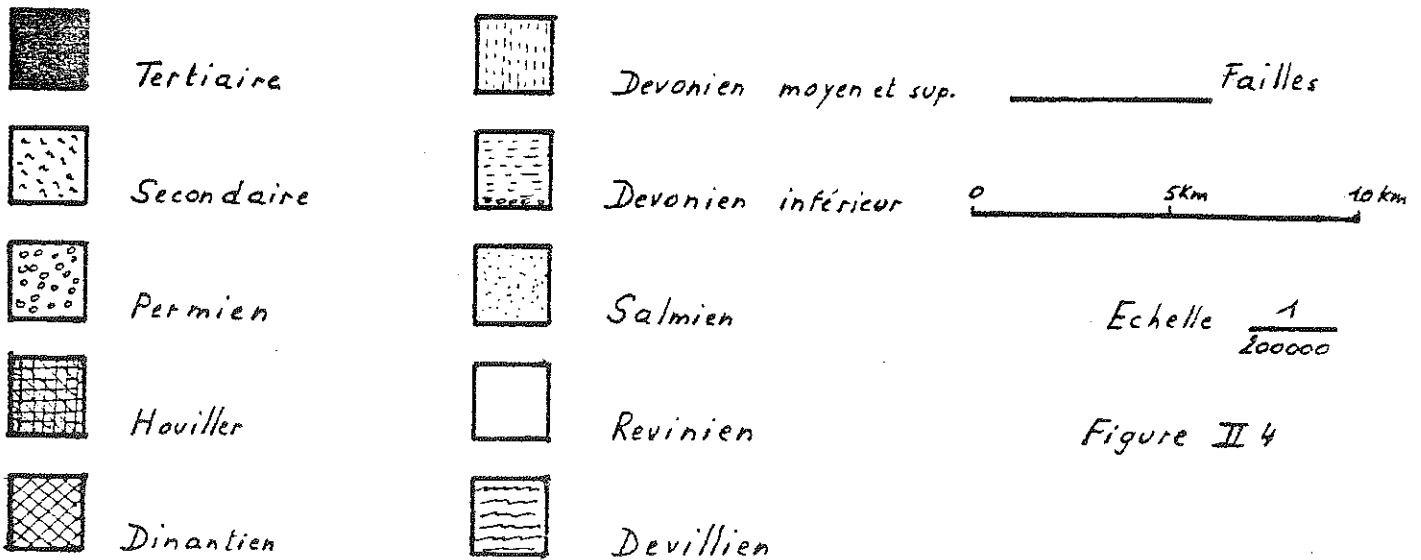
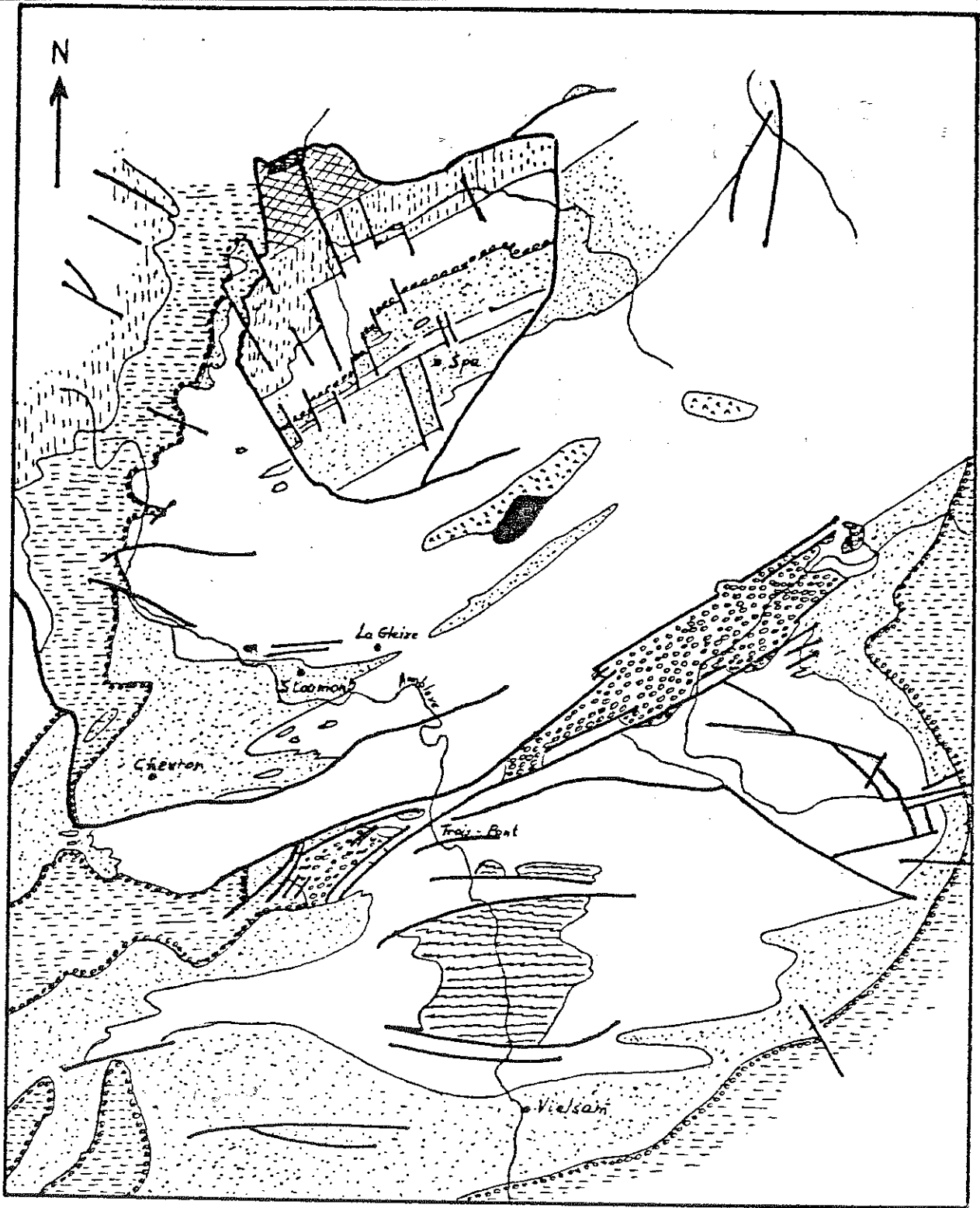


Figure II 4

Une distinction judicieuse entre les actions propres à chacune des deux périodes orogéniques calédonienne et hercynienne n'est possible qu'en examinant le contact discordant Dévonien - Cambro-ordovicien. En effet, tout pli commun au Dévonien et au Cambro-ordovicien est nécessairement hercynien. Il semblerait à ce sujet qu'à la partie orientale du massif de Stavelot, une concordance d'allure est remarquée. Si bien que les ondulations du Dévonien emboitent assez bien celles des plis du Cambrien. Ce qui revient donc à constater que l'essentiel de la structure est dû ici à la tectonique hercynienne.

Au sujet de l'action de la tectonique hercynienne sur le massif de Stavelot, Waterlot (1945) affirmait que "bien qu'il existe des relations entre les mouvements calédoniens et hercyniens (et qu'il faut décomposer ceux-ci en plusieurs phases), la direction générale des plis hercyniens n'a pourtant pas épousé strictement celle des alignements calédoniens".

Nous avons un contraste entre les orientations Nord-Est de l'hercynien et Est-Ouest du calédonien.

De plus, il est généralement considéré que le massif de Stavelot a subi un soulèvement général lors de ce plissement hercynien.

Ensuite, après la pénéplanation secondaire, un réseau de failles W.SW - E.NE se serait développé d'où la formation d'un graben rempli de sédiments permien.

La dénudation, et par conséquent l'affleurement des roches cambro-ordoviciennes tels qu'ils nous apparaissent aujourd'hui dateraient de la pénéplaine tertiaire.

c) Tectonique et nature lithologique.

La nature lithologique des couches influence fortement les déformations sous un effort déterminé. Dans le massif de Stavelot, l'alternance des couches phylladeuses et quartzieuses donne un aspect beaucoup plus tectonisé que ce qu'aurait montré un paquet de sédiments homogènes (soit formé de couches plus compétentes, soit de couches moins compétentes).

Les nombreux plis isoclinaux affectant les unités en présence sont beaucoup plus facilement mis en évidence dans les couches compétentes (plus quartzieuses) que dans les couches phylladeuses où ils passent facilement inaperçus.

La schistosité principale et de débitage est parallèle à la stratification. Une schistosité secondaire est visible au microscope et correspond à une schistosité de strain-slip.

Des joints de traction sont présents surtout dans les bancs de quartzites (nous y reviendrons dans la suite).

d) Stratigraphie.

Nous n'envisageons ici que le Salmien et le Revinien vu que ce sont les deux unités qui nous intéressent dans le cadre de ce travail.

Les études stratigraphiques du Revinien ont toujours été délicates pour deux raisons :

- la grande monotonie lithologique de cet étage.
- la nature phylladeuse d'une grande partie de ses roches qui par altération provoque la formation de terrains marécageux où les affleurements sont rares.

Les différentes légendes stratigraphiques sont décrites à la figure II 6.

Revinien.

- Rn la . phyllades noirs graphiteux; les phyllades deviennent plus quartzieux et plus bleus.
 . plus minces bancs de quartzite et quartzophyllades (100 à 150 m. d'épaisseur).
- Rn lb . gros bancs de quartzites
 . quartzophyllades et phyllades verts ou violacés; ensuite quartzites plus nombreux (verdâtres par altération). (450 à 500 m d'épaisseur).

- Rn2a . gros bancs de quartzites avec ripple-marks
 . phyllades, quartzophyllades et quartzites bleus-noirs
 (au moins 400 m d'épaisseur)

Nous détaillons la stratigraphie à partir du Rn2b car ce sont les roches rencontrées sur le terrain :

- Rn2b . 3 à 6 énormes bancs de quartzites (5 à 10 m d'épaisseur).
 . phyllades noirs en alternance avec de minces bancs de quartzites,
 plus gros bancs de quartzite bleu (1 m d'ép.)
 . formations plus quartzitiques dont un banc de 3 m.
 . zone d'alternance de phyllades, de quartzite et de quartzophyl-
 lades. (Si on ne voit pas les bancs quartzitiques on ne saura
 pas distinguer avec Rn3).
 . bancs de quartzites plus épais (jusqu'à 3 m. d'ép.)
 . transition avec Rn3 : alternance de phyllades et de quartzites
 (50 cm. d'ép.)
 (300 à 400 m. d'épaisseur mais beaucoup de plis et de failles).
 Rn3 . phyllades et quartzophyllades avec lentilles de quartzite;
 altération jaune clair à gris métallique (+ 400 m. d'épaisseur
 mais beaucoup de plis et de failles).

La partie du Revinien en contact avec le Salmien est composée de phyllades noirs sur 20 mètres.

Malheureusement, il existe plusieurs conceptions au sujet de la limite entre le Revinien et le Salmien. Il a été constaté, qu'entre la base typique du Salmien et le Revinien, il existait un complexe de schistes graphiteux dont l'épaisseur varie d'un endroit à l'autre. Ce complexe pourrait être raccordé au Salmien par son aspect "schisteux" mais également au Revinien par sa teinte noirâtre.

- Smla . bancs de quartzite bleus verts typiques et schistes quartzeux
 (psammitiques) et quartzophyllades;(le tout verdâtre par
 altération).
 caractéristiques : hétérogénéité très marquée
 ripple-marks (dans les bancs quartzitiques)
 slumpings structures
 lentilles de quartzite grossier

Cette hétérogénéité très marquée de la base du Salmien cadre très bien avec une sédimentation de nature sublittorale également indiquée par les ripple-marks et les lentilles de quartzite grossier.

En général, on peut donc distinguer le Revinien du Salmien par le caractère plus quartzeux de ce dernier. Les bandes de phyllades noirs qui ressemblent à s'y méprendre à ceux du Rn3 devraient être plus ou moins intercalées entre des bancs gréseux verdâtres ce qui devrait lever l'équivoque.

Ensuite, nous avons :

- Sm1b . quartzophyllades grisâtres, verdâtres (par altération) à bleus (très durs) avec des bancs de quartzites et de phyllades irrégulièrement répartis.
- Sm2 . ensemble de phyllades et de quartzophyllades rouges (lie de vin) très caractéristiques.

e) Stratigraphie et sédimentation.

Cette lithologie fort monotone est le résultat de la sédimentation cambro-ordovicienne. Cette sédimentation détritique a conduit à une série lithologique dont les deux pôles sont : les quartzites et les phyllades. Les variétés lithologiques intermédiaires les plus représentées sont les suivantes :

phyllades	ardoises
	phyllades gréseux
	quartzophyllades
quartzites	à grain fin
	à grain grossier

Le plus souvent nous avons à faire à des séries alternantes phyllado-quartzitiques, où les couches peuvent avoir toutes les épaisseurs depuis quelques mètres jusqu'aux fines alternances de l'ordre (parfois) du millimètre dans les quartzophyllades zonaires. De nombreuses "figures" de sédimentation sont présentes dans ces roches (ripple-marks, figures de gravité, slumps, etc...) et sont donc contemporaines de cette sédimentation.

Pour expliquer les alternances, on pense généralement à une série de petits mouvements subsidents transgressifs et régressifs.

Dumont 1847	Lohest et Forir 1900	Ancion 1933	Geukens 1950	Officielle 1958
Revinien Supérieur	Rvc	Rv3c	Sm1	Sm1a
		Rv3b		
		Rv3a		
Revinien moyen	Rvb	Rv2c	Rv4	Rh2b
		Rv2b	Rv3	Rh2a
		Rv2a		
Revinien Inférieur	Rva	Rv1c	Rv2	Rh1b
		Rv1b	Rv1	Rh1a
		Rv1a		

Salmien		Revinien						
Zones à acritarches Vanguestaine	7 et 8	Trémadoc (Salmien)	6	5	4	3	2	1
	Stratigraphie Internationale							

Figure II 6

Au microscope :

- . les quartzites sont formés à raison de 90 à 100 % de grains de quartz de 15 à 400 μ , à texture quartzitique. Les rares phyllites sont des paillettes de chlorite. Lorsque les quartzites deviennent plus silteux (le pourcentage de minéraux phylliteux augmente) la texture devient réticulée et la schistosité de strain-slip devient visible.
- . les quartzophyllades présentent une alternance de lits quartzeux à texture quartzitique et de lits phylliteux à texture réticulée ou empâtée. La schistosité de strain-slip est surtout visible dans les bandes phylliteuses et fait souvent un angle de 30° avec la stratification (figure II 7).
- . les phyllades sont constitués d'une pâte d'illite-séricite et de chlorite avec encore environ 30 % de grains de quartz de 5 à 35 μ .

f) Quaternaire.

Le quaternaire est constitué de :

- terrasses de l'Amblève
- limons et produits éluviaux et colluviaux.
- alluvions des vallées principales.

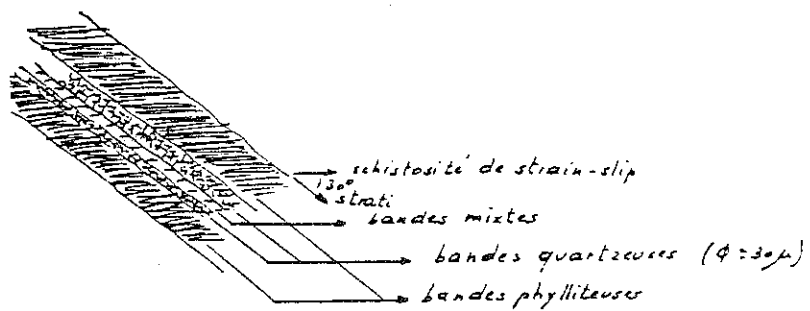
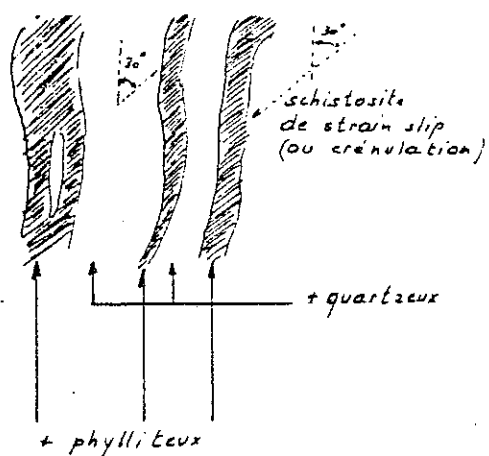
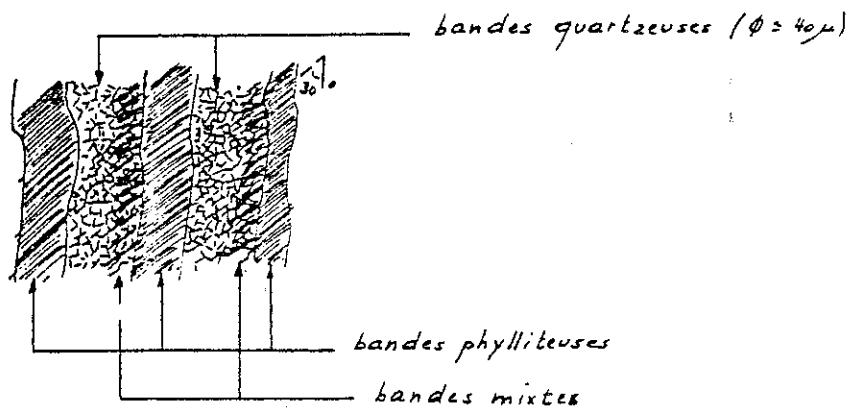
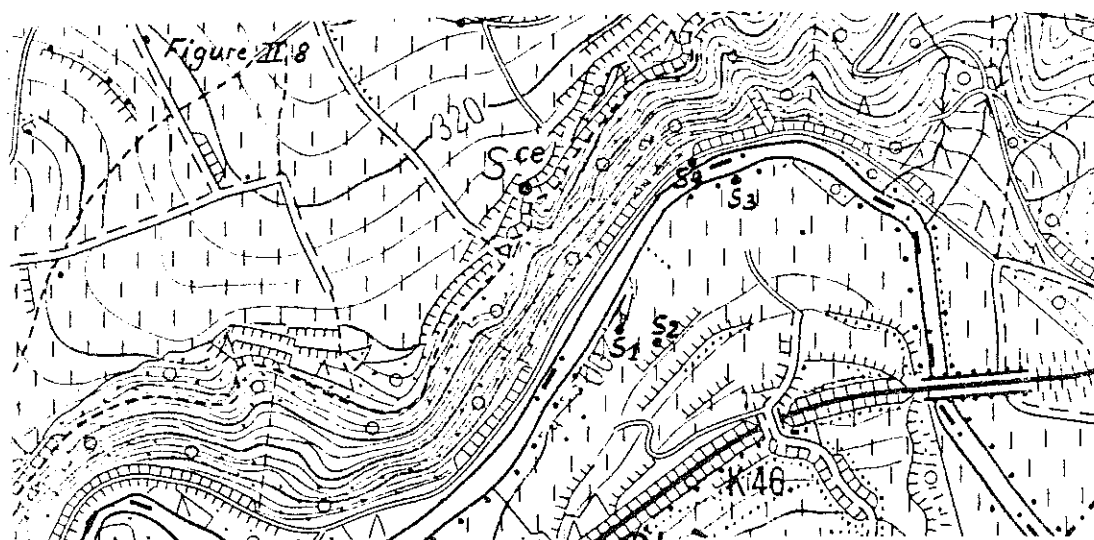


Figure II 7

3. SONDAGES CAROTTÉS EFFECTUÉS EN 1965.

En 1965, des sondages carottés ont été effectués par les laboratoires de Géologie de l'Ingénieur de l'Université de Liège (service de Monsieur Calembert) sur le site "inférieur" de Stoumont. Ils nous permettront d'étalonner les sondages sismiques (figure II 8).



En résumé :

le sondage S1 a rencontré :

- . des limons (3,7 m d'épaisseur)
- . des sables et graviers (3,5 m d'épaisseur)
- . le bed-rock avec une stratification d'inclinaison moyenne de l'ordre de 45°

le sondage S2 a rencontré :

- . des limons (1,5 m d'épaisseur)
- . des sables et graviers (5m d'épaisseur)
- . le bed-rock avec une stratification quasi verticale.

le sondage S3 a rencontré :

- . des limons et graviers (2 m d'épaisseur)
- . des sables et graviers (4 m d'épaisseur)
- . le bed-rock avec une stratification d'inclinaison moyenne de l'ordre de 65°

le sondage S4 a rencontré :

- . du colluvium (70 cm. d'épaisseur)
- . le bed-rock avec une stratification d'inclinaison moyenne de l'ordre de 30° .

4. CARTE GÉOLOGIQUE ET COUPES.

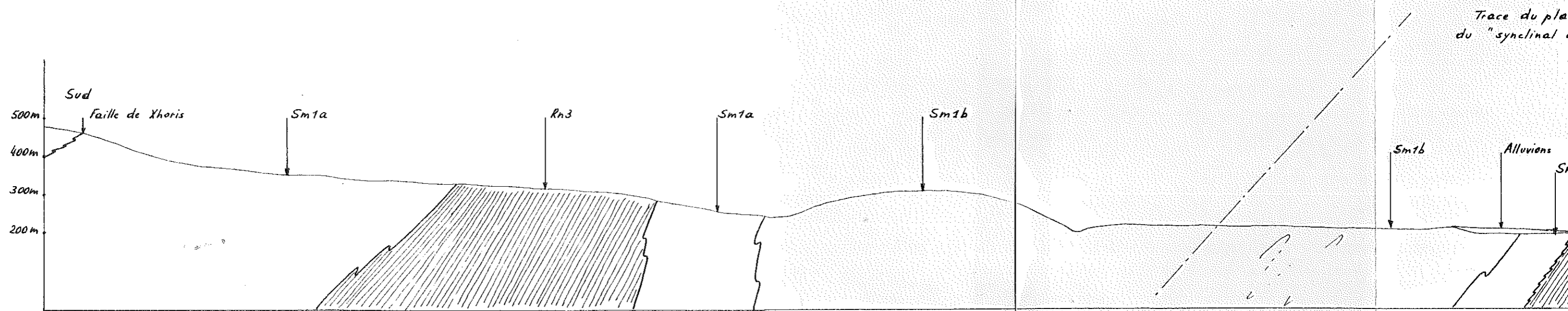
Le levé géologique complet de la région a été effectué. Le résultat en est la carte géologique (en annexe). Trois coupes sont également représentées :

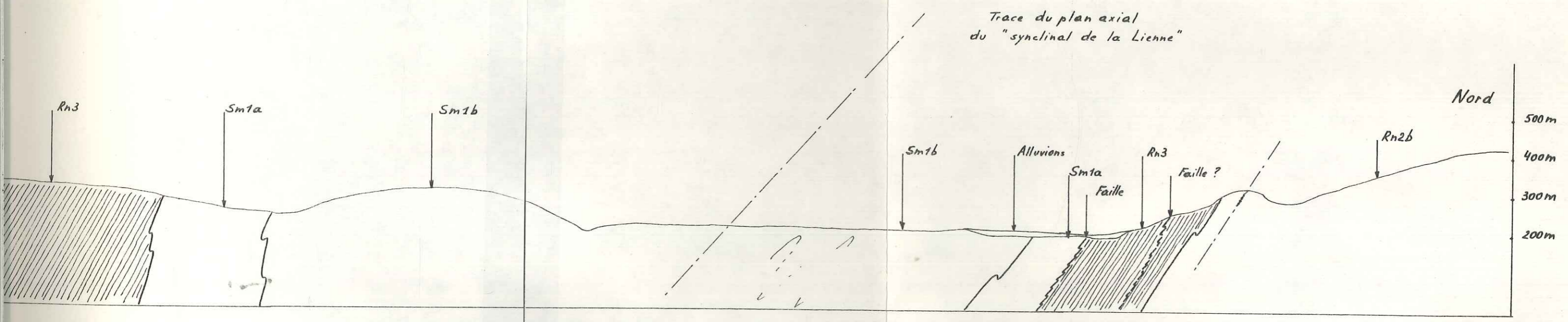
- . Coupe C1 Sud-Nord entre le Bois de Rahier et le Bois de la Sûreté.
- . Coupe C2 Sud-Nord entre le Bois de Rahier et le Bois de Bassenge
- . Coupe C3 Ouest-Est du sud de Stoumont au sud de la station de La Gleize.
(voir carte géologique en annexe).

Les roches présentes ont été abondamment décrites aux paragraphes précédents.

Du point de vue structure, nous constatons l'allure d'un grand synclinal salmien : c'est le synclinal de la Liègne. Nous ne possédons aucune observation permettant de confirmer la position tout à fait précise du plan axial. Celui-ci a la direction NE -SW et l'axe du synclinal est affecté d'un ennoyage SW assez important.

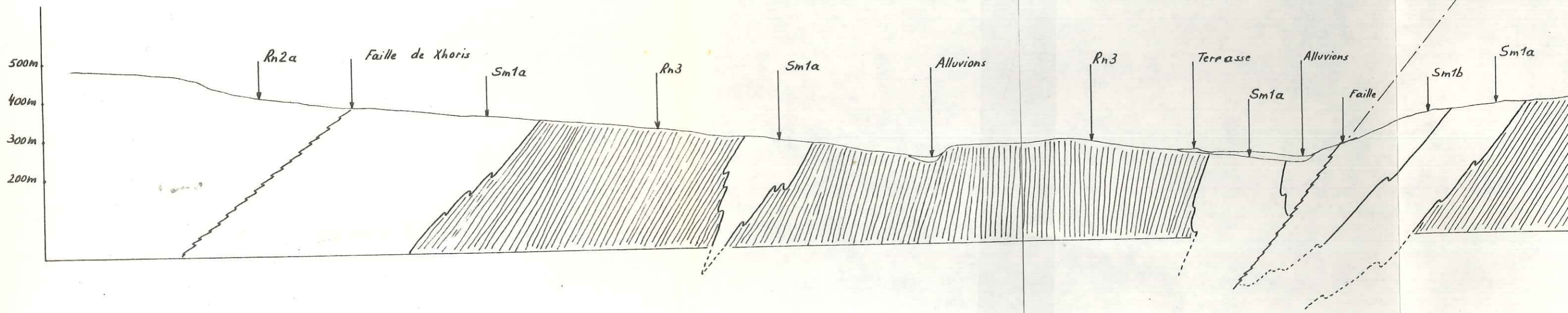
Les couches salmiennes du synclinal sont intensément plissées (plis isoclinaux), elles forment toute une série de plis déversés vers le Nord. De plus, certains plis sont compliqués par des failles. La direction la plus courante des plans axiaux est N 240° Est et donc globalement parallèle à la stratification.

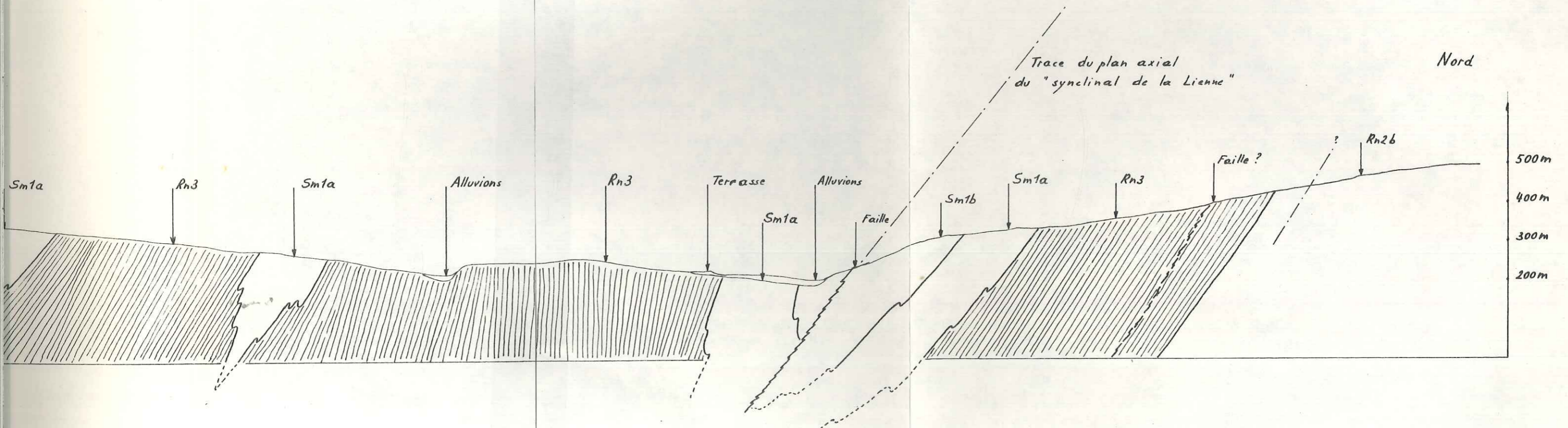




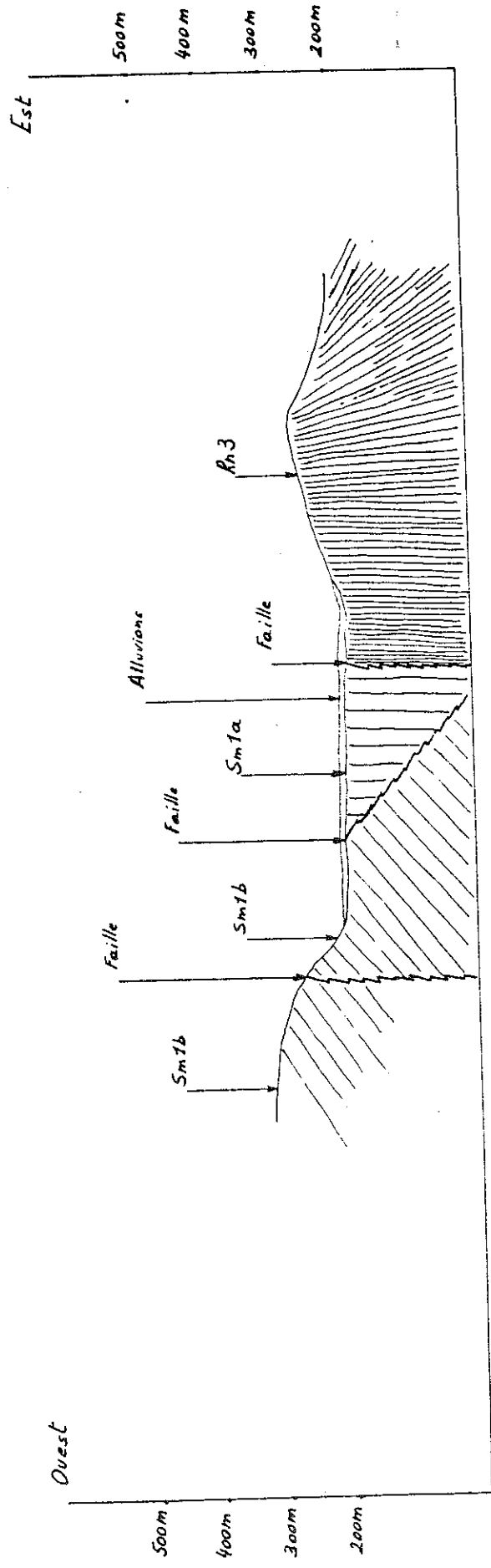
Coupe C1
Echelle 1/10000

Sud





Coupe C2
Echelle 1/10000



Coupe C3
 stratification
 parallèle à la schistosité
 Echelle : 1/40000

5. PHOTO-INTERPRÉTATION.

La photographie aérienne est largement utilisée par les géologues. La couverture photographique la plus récente date de 1971 pour la région de Stoumont.

Le grand avantage des photos par rapport aux cartes réside dans le fait qu'elles comportent tous les détails du terrain dont certains sont non représentés sur les cartes.

Les détails supplémentaires visibles sont :

- les différences de relief que l'équidistance des courbes de niveau ne permet pas de représenter
- les différences de coloration.
- les linéations
- les différences d'humidité du sol par les variations de couverture végétale.

Ces détails permettent parfois de déceler des phénomènes géologiques très intéressants comme les failles, les différences lithologiques, etc...

Dans notre cas, outre les marécages qui correspondent souvent à des zones phylladeuses, les détails visibles sont :

- 1) les alluvions de l'Amblève et des affluents principaux
- 2) les terrasses de l'Amblève
- 3) les lignes de crête les plus visibles

Mis à part celles provoquées par l'encaissement de l'Amblève, on observe une direction préférentielle de celles-ci N.NE - S.SO, parallèle à la direction générale des couches géologiques.

- 4) de multiples linéations qui peuvent correspondre à des failles ou à des variations rectilignes de lithologie.
- 5) la direction de beaucoup d'affluents de l'Amblève est N.NE - S.SO, ce qui est globalement parallèle à la direction des couches géologiques.
- 6) les méandres de l'Amblève datent sans doute de l'époque où la rivière coulait dans des formations homogènes discordantes actuellement totalement érodées; ce sont des méandres surimposés. Il est clair que le

phénomène d'antécédence a également joué dans le sens que la rivière a pu maintenir son cours en dépit d'un bombement du massif. La rivière aura eu une puissance d'érosion suffisante pour maintenir son cours malgré un soulèvement considérable; il aura suffi que celui-ci soit assez lent pour être contre-balancé au fur et à mesure par l'érosion verticale du cours d'eau.

De plus, comme la rivière a toujours tendance à couler dans les zones de faiblesse de la roche, elle souligne bien souvent le tracé de failles éventuelles.

Néanmoins, on peut remarquer qu'actuellement le développement des méandres se fait plutôt perpendiculairement à la schistosité de débitage des roches (parallèle à la stratification).

- 7) les traces de glissement; une loupe de glissement est très visible juste au Sud-Ouest du château de Froide-Cour.
- 8) des surfaces "d'érosion" qui correspondraient selon certains à des traces de la pénéplaine prémaestrichtienne.

terrasses



alluvions



dépôts de rive convexe



cours d'eau



linéation



ligne de crête, allures



traces de glissement







6. LOGS DE DÉTAIL.

Nous avons essayé de corrélér des logs très précis (à 5cm près) relevés de part et d'autre de l'Amblève en aval du lieu dit " Le Congo ". Mais si nous trouvons pour la rive droite une coupe quasi continue, il n'en est pas de même pour la rive gauche où nous avons des coupes fréquemment interrompues et limitées aux environs du Km 44.

Nous appelons coupe I : la coupe en rive droite
 coupe II : la coupe en rive gauche le long du chemin
 de fer
 coupe III: le long du chemin dominant le chemin de fer
 (figure II 9).

Dans chacune des trois coupes, nous avons du Nord au Sud :

- 1) une alternance bien tranchée de bancs de quartzites et de bancs phylladeux;
- 2) ensuite le passage progressif à des quartzophyllades tout à fait uniformes sur des épaisseurs énormes entrelardés de temps en temps par un ou deux bancs de quartzites (maximum 30 cm d'épaisseur).

Les corrélations sont très délicates pour plusieurs raisons :

- a) la monotonie de la lithologie,
- b) les nombreux plis isoclinaux (or on ne les constate effectivement que lorsqu'on voit une charnière).
- c) les nombreuses failles (en général de faible rejet),
- d) des bancs de quartzites (inférieures à 15 cm d'épaisseur) passent de façon tout à fait continue à des quartzophyllades (1 à 2 m plus loin en suivant la stratification, il n'en reste plus aucune trace).

Pour ces raisons, la seule caractéristique qu'il est possible de corrélér valablement est le passage de l'alternance quartzites-quartzophyllades aux quartzophyllades uniformes.

(figure II 9).

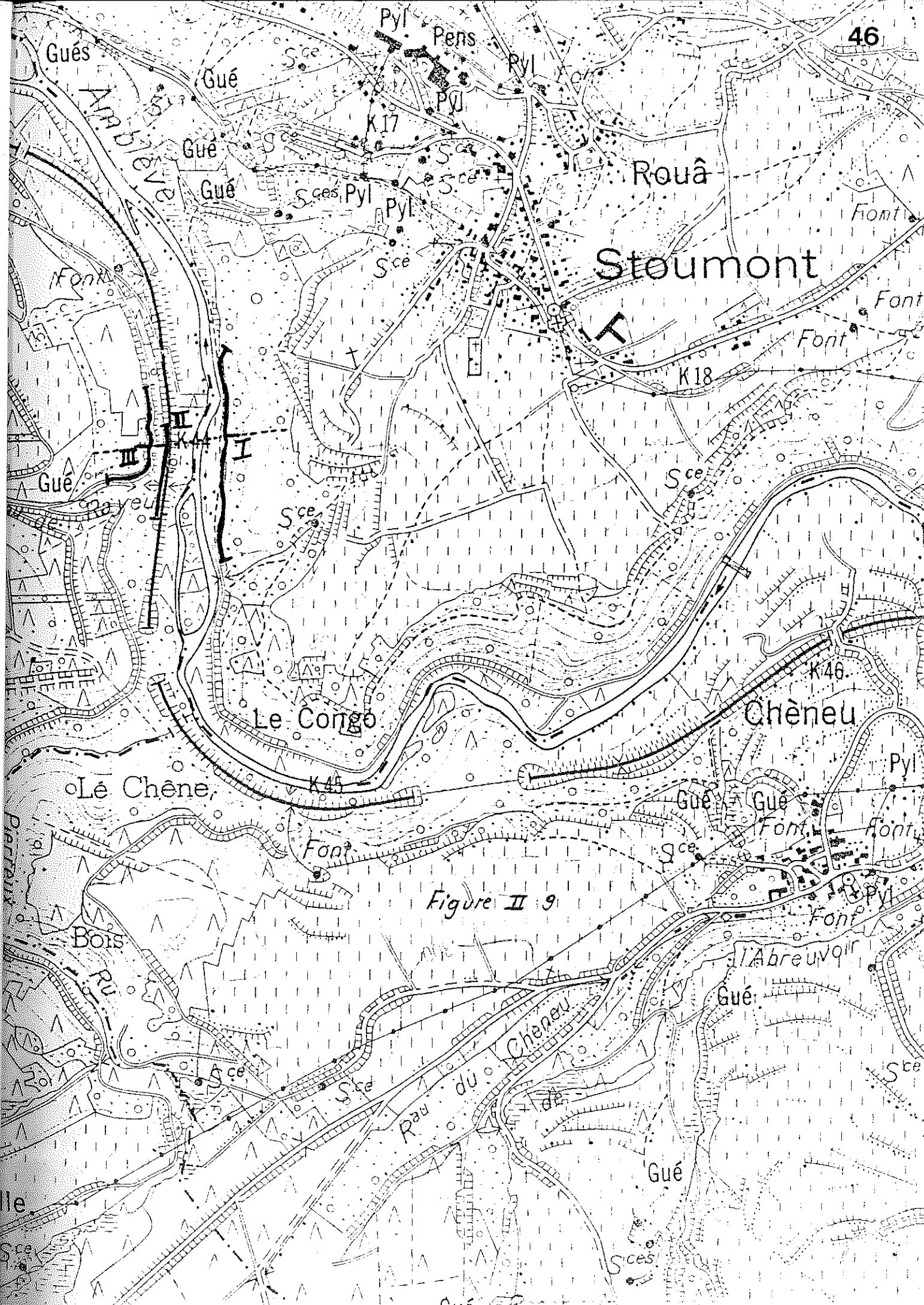


Figure II 9

7. DIAGRAMME DE SCHMIDT.

Lors du levé géologique, les surfaces de discontinuité ont été systématiquement relevées. En ce qui concerne le site du barrage, les seuls affleurements pris en considération se situent en rive droite le long du chemin et dans le versant (voir carte).

La schistosité est parallèle à la stratification. L'étude statistique de celle-ci se fait par le diagramme de Schmidt.

Chaque observation est représentée par un point dans un système de projection stéréographique tel que toute surface unitaire de la sphère corresponde à une surface unitaire du cercle de projection. Adoptant un comptage statistique des points, nous observons trois tendances (figure II 10) :

- . 340 - 350 / 45
- . 20 - 30 / 45 correspondant principalement aux affleurements à l'Est de la faille N.S. et compris entre cette faille et la faille parallèle à l'Amblève (voir carte).
- . 230 - 240 / subverticaux
(50 - 60) correspondant principalement aux affleurements situés à l'Ouest de la faille N.S. et à l'Est de la faille parallèle à l'Amblève (voir carte).

Pour les joints, diaclases et fractures, les observations ne sont pas assez nombreuses pour pouvoir établir des diagrammes statistiques significatifs.

Pour les joints et diaclases :

. 155 - 175 / 40 - 60 (12 mesures; joints perpendiculaires à la stratification = diaclases).

. 355 - 10 / 65 - 80 (3 mesures).

Pour les fractures et failles :

. 210 - 215 / 20 à 40 (2 mesures; remplissage argileux)

. 350 - 355 / 85 - 90 (2 mesures ; remplissage quartzeux).

. 170 - 180 / 35 - 45 (2 mesures ; remplissage quartzeux).

Pour pouvoir établir des diagrammes statistiques significatifs des fractures et des diaclases, il faudrait beaucoup plus de mesures que celles relevées sur les affleurements; en galerie de reconnaissance par exemple.

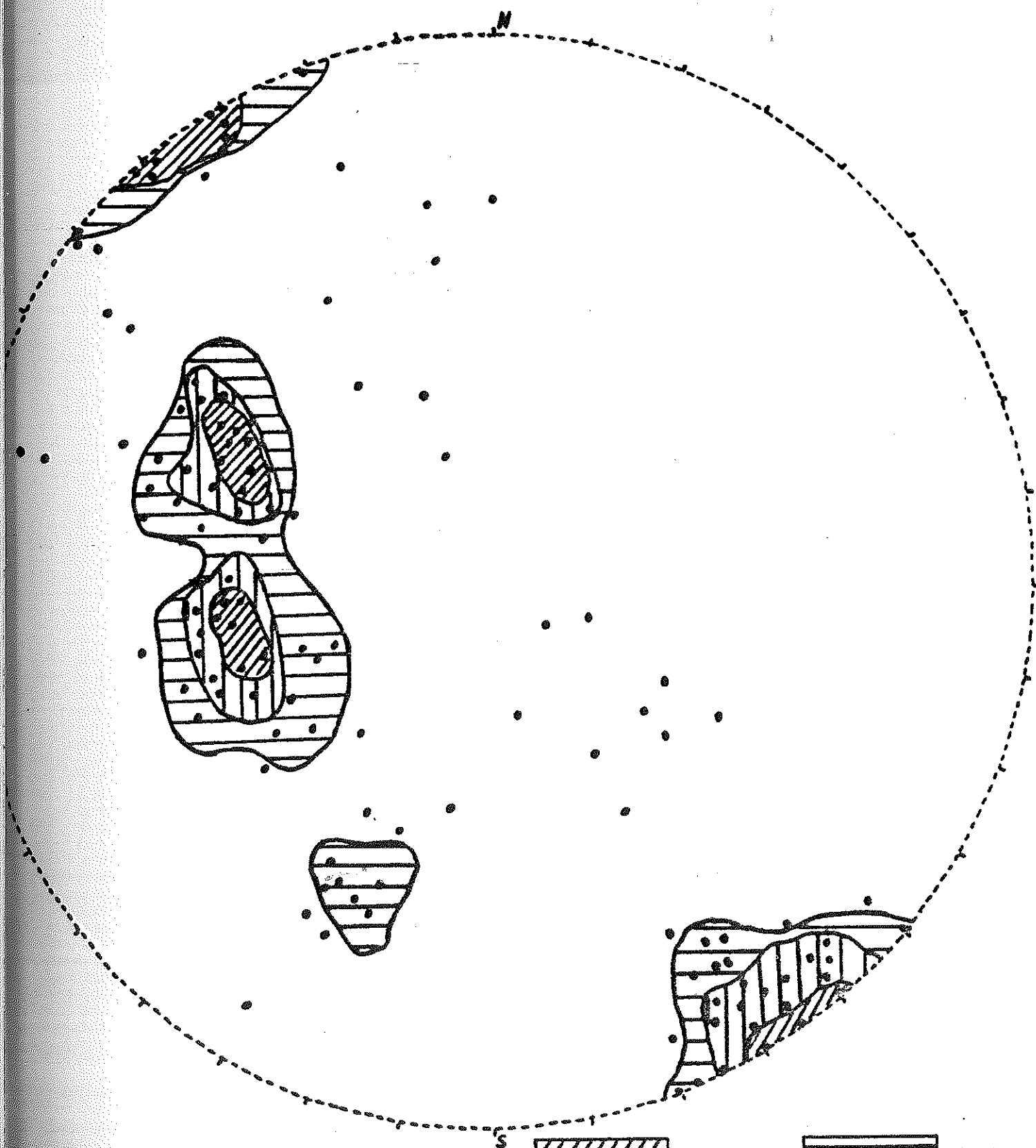
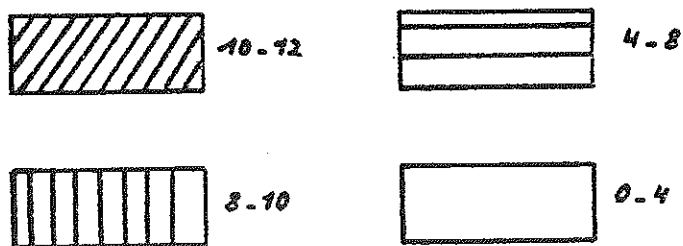


Figura II 10



observations par unité de surface
(1/100 du cercle)

8. PROSPECTION SISMIQUE.

A. APERCU THEORIQUE.

Cette méthode est basée sur l'étude de la propagation des ondes provoquées par un ébranlement du sol. Le temps nécessaire pour qu'un ébranlement provoqué en un point atteigne un récepteur dépend :

- . de la nature
- . des caractéristiques mécaniques
- . de la disposition géométrique
des roches concernées

Les ondes provoquées sont de trois types :

- . de surface (lentes)
- . longitudinales (les plus rapides) (de compression)
- . transversales (de cisaillement).

Seules les deux derniers types intéressent la prospection sismique :

- . longitudinales pour l'étude de la constitution du sol (nature, géométrie des formations).
- . longitudinales et transversales pour la détermination des caractéristiques mécaniques des roches.

1. Etude de la constitution du sol.

L'étude des temps de propagation des ondes permet de définir la nature et la géométrie des couches en se basant sur la loi de réfraction et sur le fait que les ondes longitudinales se propagent à des vitesses différentes dans les diverses formations.

Voici repris deux schémas synthétisant le principe de la méthode (figures II 11 et II 12).

Les ondes peuvent donc prendre différents trajets possibles. Si on reporte en fonction de la distance (d), le temps (t) mis par les ondes pour atteindre les récepteurs, on obtient un ensemble de courbes temps-distances (dromochroniques) caractéristiques des conditions géologiques locales (figure II 12).

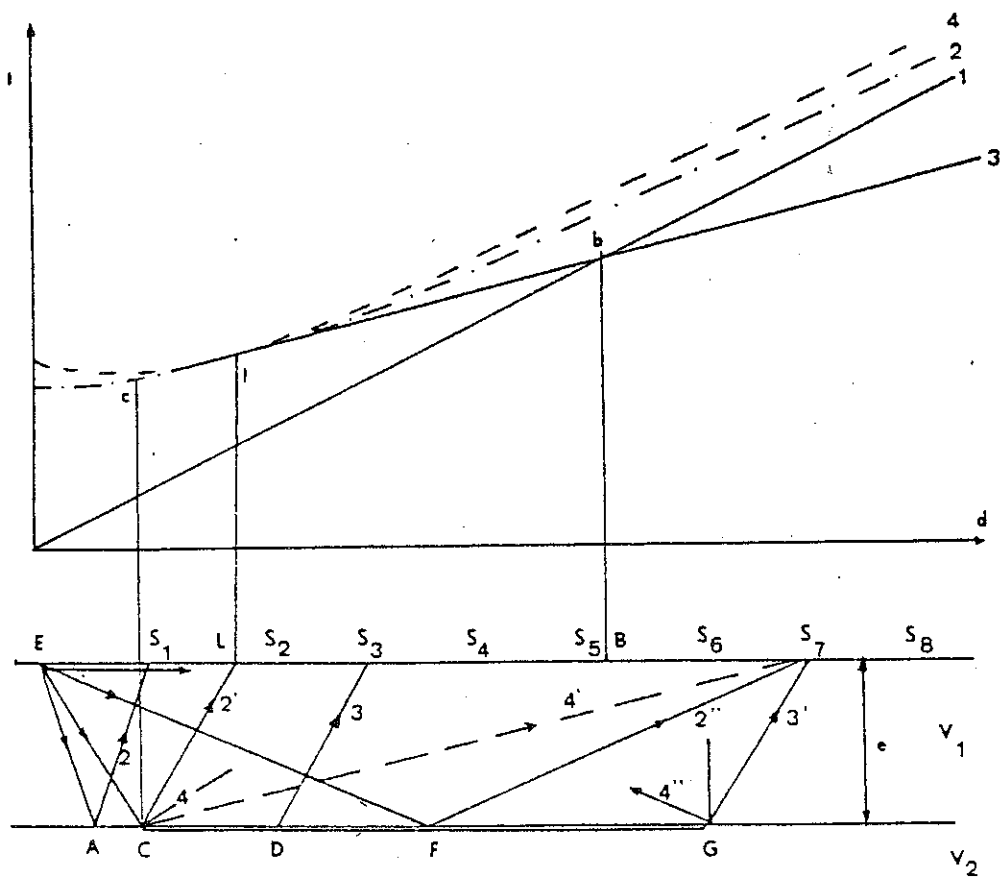


Figure II 11

1. est la droite d'onde directe
2. est l'hyperbole de réflexion
3. est la droite de réfraction
4. est l'hyperbole de diffraction

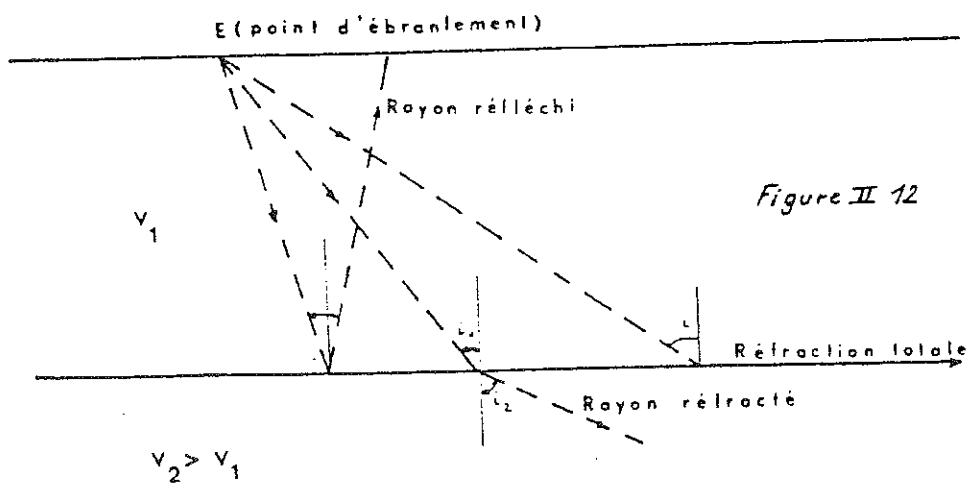


Figure II 12

2. Sismique réfraction.

Les ondes sismiques sont créées par des coups de marteau sur la surface du sol ou par des tirs d'explosifs. Elles sont interceptées par un ou plusieurs géophones, amplifiées et reproduites sur un écran en fonction du temps.

Dans le cas (qui est le nôtre) de la méthode du marteau, on place un géophone à un endroit fixe, et on donne des coups de marteau sur une plaque métallique placée à une distance croissante du géophone. Le schéma (figure II 13) reprend un exemple d'essai dans un sol tricouche.

A partir des résultats graphiques, il existe des formules permettant le calcul des différentes profondeurs de couches de vitesses sismiques croissantes. Cependant, les épaisseurs calculées ne sont valables qu'au droit de la moitié de la "distance critique" (correspondant à la brisure de la dromochronique).

Les vitesses de propagation des ondes élastiques longitudinales varient de 100 - 150 m/s dans les terrains superficiels meubles et secs à 5000 - 6000 m/s dans le granite.

3. Sismique réflexion.

La sismique réflexion est utilisée en recherches géophysiques profondes.

4. Conclusions.

Les interprétations des résultats sont parfois délicates et la méthode ne convient pas lorsque les terrains sont tels que $V_2 < V_1$. De plus, l'application de la méthode est difficile là où le bruit de fond parasite est important.

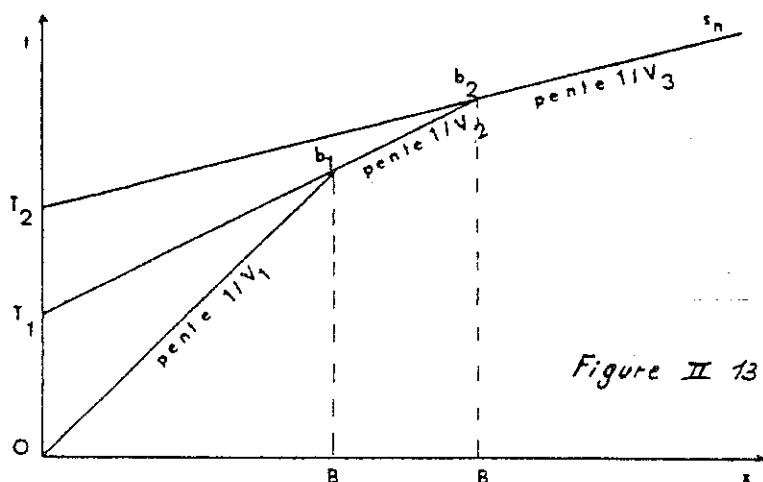
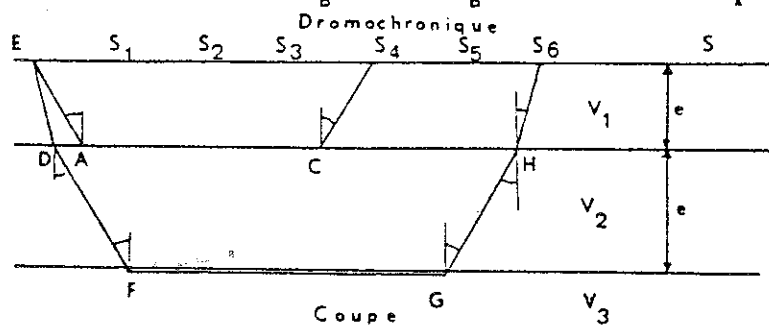


Figure II 13



Elle comporte cependant nombre d'avantages :

- . rapidité d'exécution
- . fiabilité
- . faible coût
- . non destructive (si le choc est provoqué par un marteau)
- . fournit les caractéristiques mécaniques et de rippabilité.
-

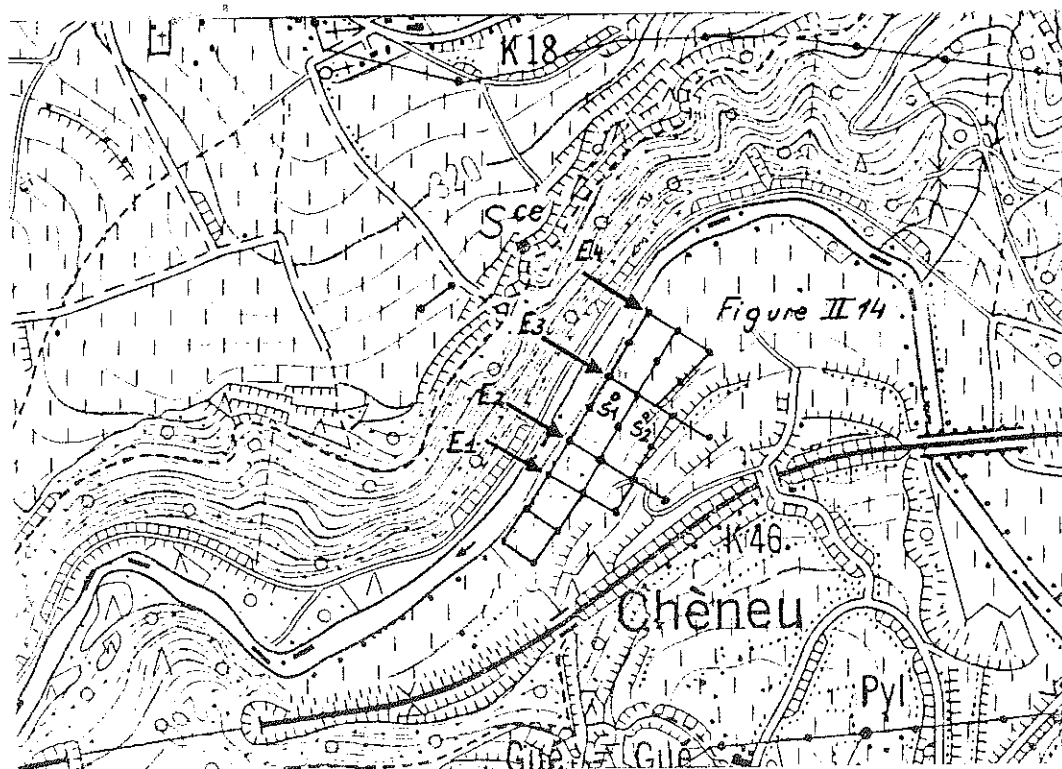
B. SONDAGES SISMIQUES.

1. Appareillage.

Le marteau est muni d'un dispositif qui au moment de l'impact ferme mécaniquement un contact électrique. A partir de cet instant précis, le signal capté par le géophone est enregistré et affiché sur écran cathodique (Bison 1570. B). Un curseur lumineux est déplacé par un potentiomètre et le temps écoulé entre l'impact et le repère est lu directement.

2. Mise en oeuvre.

Vu la configuration de la vallée, les sondages sismiques ont été effectués essentiellement sur la rive gauche de l'Amblève (figure II 14).



Sur la rive droite, un seul sondage a été effectué au dessus de la rupture de pente pour mesurer l'épaisseur du colluvium à cet endroit.

Pour la clarté des résultats nous considérerons 4 profils E1, E2, E3 et E4 parallèles à l'axe du barrage.

3. Remarques et difficultés rencontrées.

Remarquons dès à présent que nous pouvons avantageusement étalonner nos sondages sismiques par les résultats des sondages carottés S1 et S2.

Nous nous trouvons dans la plaine alluviale de l'Amblève et le but principal de la prospection est d'estimer les épaisseurs des dépôts alluvionnaires et du bed-rock altéré et la profondeur du bed-rock sain.

Les dépôts alluvionnaires comprennent des graviers, des sables, des limons et des argiles. En bordure des rives convexes, là où la vitesse du courant est moins grande, nous avons dépôt de matériaux le plus souvent sableux.

La granulométrie de ces dépôts, dépend de la vitesse de l'eau. En période de basses eaux, nous aurons dépôt de matériaux fins et en période de crue, de matériaux plus grossiers; tout en respectant les lois de Hjulstrom.

La mise en place de ces dépôts crée dans la morphologie de la plaine alluviale des irrégularités très apparentes qui en plan ont une forme de croissant.

Des difficultés ont été rencontrées lors de l'interprétation de certaines dromochroniques. Ces difficultés sont probablement dues :

- 1) à l'hétérogénéité des dépôts meubles,
- 2) à la constitution du bed-rock qui présente une alternance de couches de quartzites , de quartzophyllades et de phyllades (voir sondages carottés).

La théorie dit que lorsqu'un horizon réfracteur présente une pente par rapport au terrain naturel, la vitesse mesurée est une vitesse apparente, plus grande que la vitesse réelle lorsque l'on progresse dans le sens de la montée du substratum et plus faible dans l'autre cas. Mais en pratique, il est souvent très délicat de pouvoir dire si la différence de vitesse dans une même couche provient de l'inclinaison de la couche ou de l'hétérogénéité du sol.

Dans notre cas, une fois arrivé au bed-rock sain, les vitesses sismiques enregistrées vont varier fortement avec :

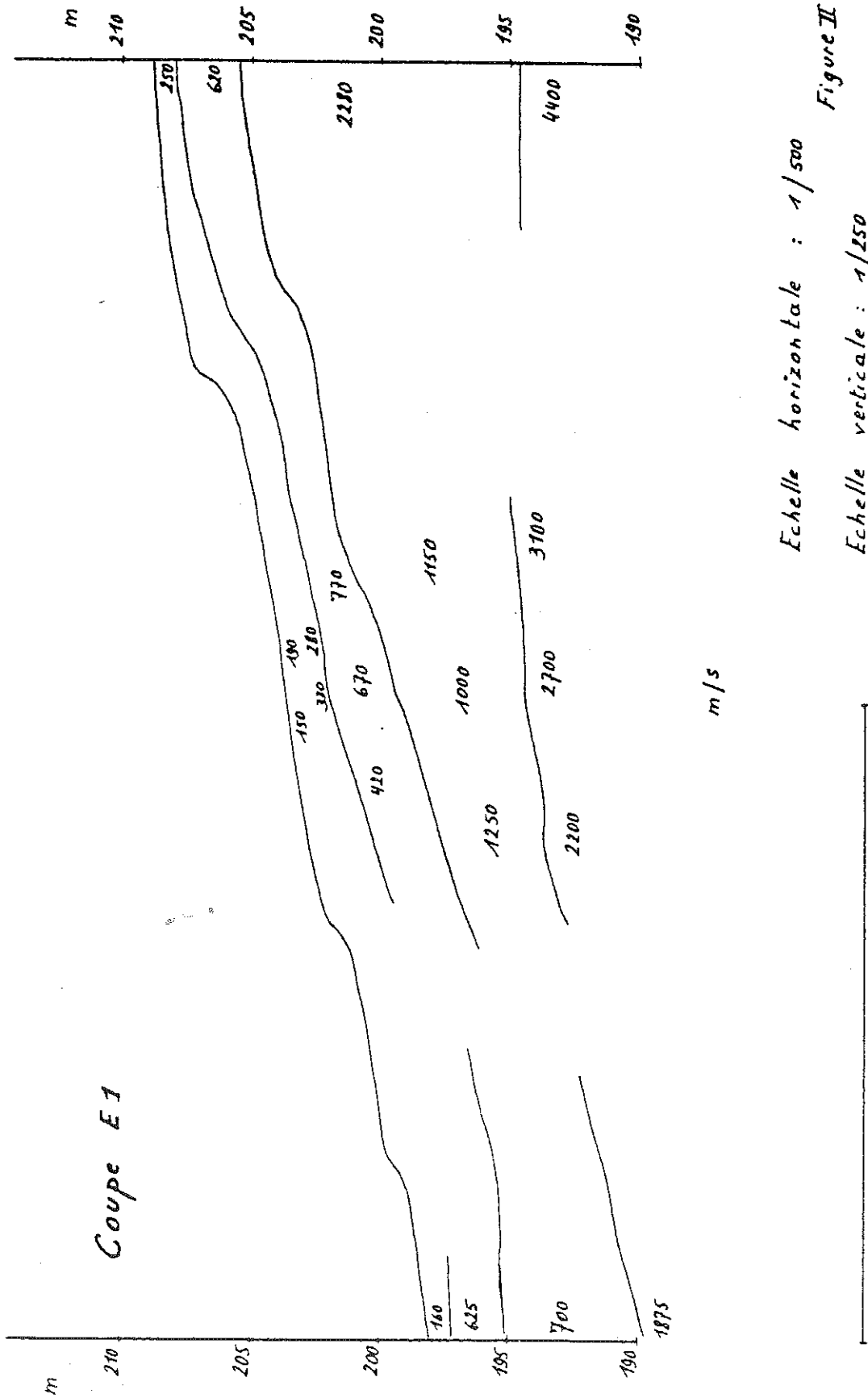
- . la direction du sondage par rapport à la direction des couches
- . la pente de ces couches
- . la présence ou non de "bancs durs" (ensemble de bancs rocheux globalement plus quartzeux).
- . l'irrégularité des couches sur lesquelles l'onde est réfractée.

L'étalonnage est effectué à partir des résultats obtenus par les sondages carottés :

. limons	:	300 - 400 m/s
. sables et sables grossiers	:	400 - 800 m/s
. colluvium	:	800 - 1.200 m/s
. graviers et cailloux roulés	:	950 - 1.350 m/s
. eau	:	1.200 - 1.400 m/s
. bed-rock altéré	:	1.400 - 2.000 m/s
. bed-rock sain	:	2.000 - 4.500 m/s

4. Profils.

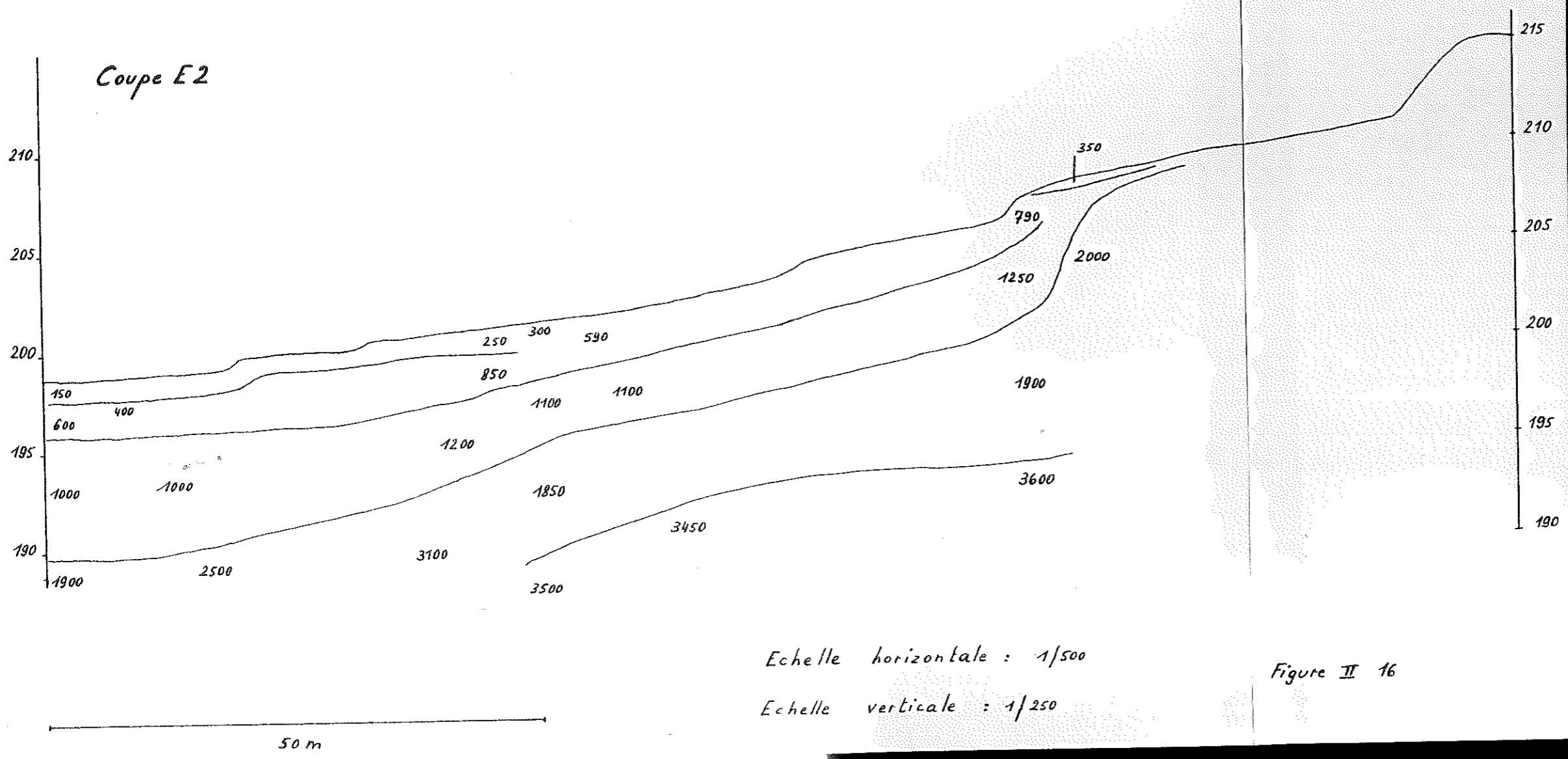
Les quatre profils parallèles à l'axe du barrage sont représentés aux figures II 15, II 16, II 17, II 18.

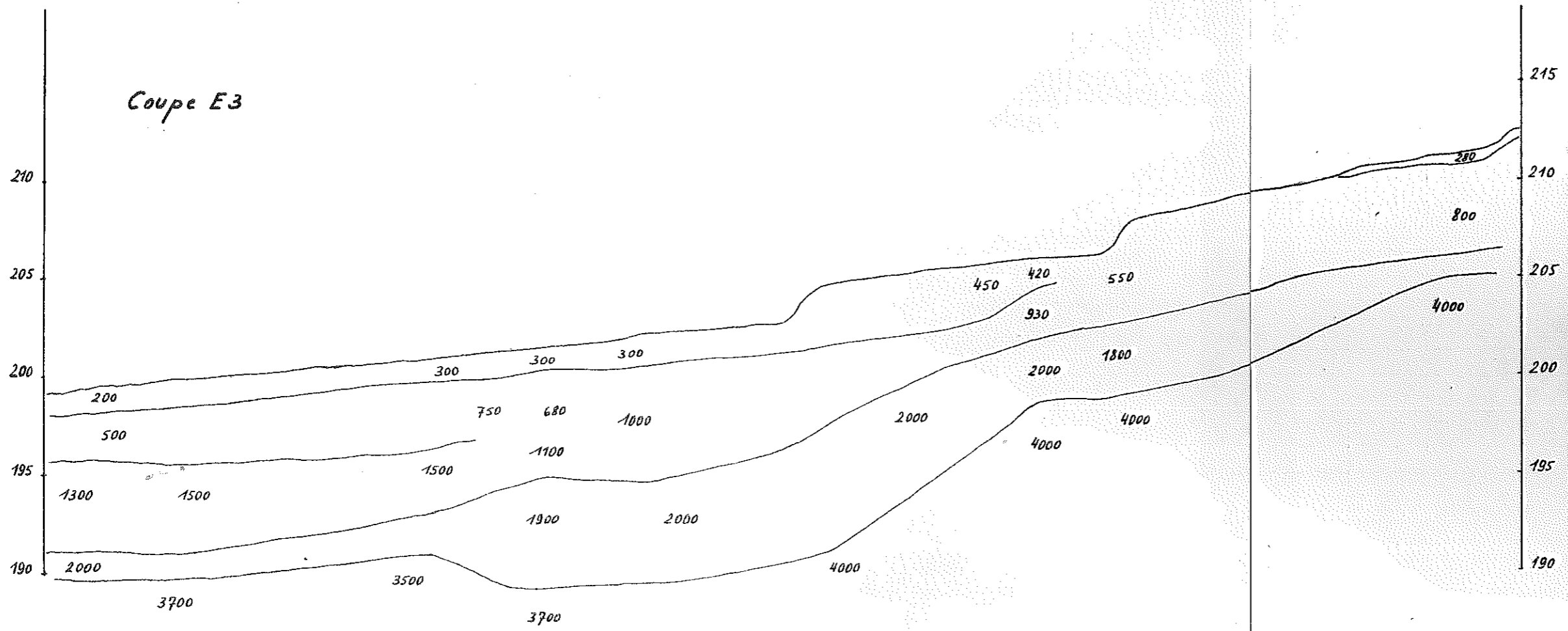


Echelle horizontale : 1/500

Echelle verticale : 1/250

Figure II 15



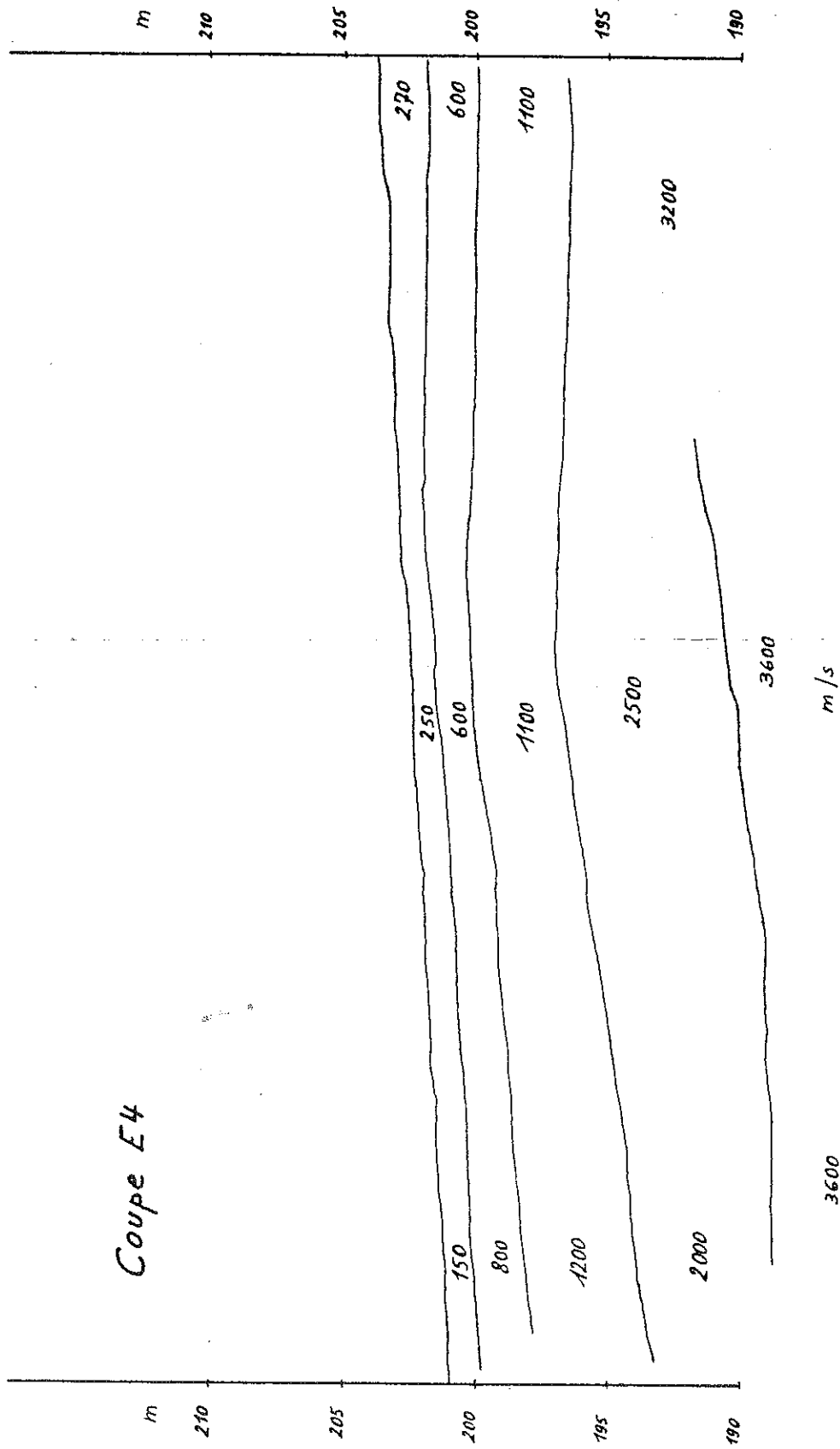


Echelle horizontale : 1/500

Echelle verticale : 1/250

Figure II 17

Coupe E4



Echelle horizontale : 1/500

Echelle verticale : 1/250

Figure II 18

REFERENCES ET BIBLIOGRAPHIE.

. ANCION Ch.

- Stratigraphie du Revinien dans la partie centrale du Massif de Stavelot
Ann. Soc. Géol. de Belgique 1932, t. LVI, pp. B 332 - 344

. ASSELBERGHS Et.

- Sur la constitution géologique des environs de Rahier - La Gleize
Ann. Soc. Géol. de Belgique 1931, t LIV, p. B 243

. BELLIERE J.

- Notes du cours : Eléments de géologie et de géographie physique
ULg 1975.
- Nodules à structure cône-in-cône dans le Cambrien du massif de Stavelot
Ann. Soc. Géol. de Belgique, T. LXXX, janvier 1957.

. BERGER J-L.

- Analyse structurale du Cambrien de la région de Coe - La Gleize
Mémoire pour le grade de licencié en Sciences Géologiques 1980.

. BEUGNIES A.

- Stratigraphie comparée du Cambrien des Massifs ardennais.
Bull. Soc. Belge de Géologie 1960 (Bruxelles), t. LXIX, pp. 91-106

. BOUCKAERT J. et DREESEN R.

- Les barrages de l'Eau d'Heure; Etudes des conditions géologiques,
litho et biostratigraphie.
Ann. Soc. Géol. de Belgique, T.99, 1976, pp. 571 - 586.

. BRUMAGNE D.

- Note préliminaire sur l'étude géologique du site de Nisramont en vue
de la construction d'un barrage sur l'Ourthe.
Ann. Soc. Géol. de Belgique, T.86, 1962-1963, Bull. n°3, Août 1963.

. CALEMBERT L.

- Introduction à la géologie de l'ingénieur.
2ème édition ULg 1972.

. CALEMBERT L., MONJOIE A et UGEN V.

- Etude géologique et hydrogéologique préliminaire du site de la centrale de pompage de Coö.
Collection des Publications de la Fac. Sciences Appliquées
ULg Rapport n° 3 1967.
- Nature et influence des facteurs géologiques intervenant à la centrale souterraine de Coö.
Lab. de Géol. de l'ingénieur et d'Hydrogéologie ULg.

. COCH D.

- Etude des propriétés mécaniques des roches du Revinien à Coö.
Mémoire pour le grade d'Ingénieur géologue 1968-1969.

. FOURMARIER P.

- Géologie de la Belgique.
Mémoire des Ann. Soc. Géol. de Belgique 1933 - 1934, t. VIII
- L'anticlinal de l'Ardenne 1907
Ann. Soc. Géol. de Belgique, t. XXXIV, pp. M 79 - 87.
- Les plissements calédoniens et les plissements hercyniens en Belgique.
Ann. Soc. Géol. de Belgique 1930, t. LIV, pp. B 364 - 384.
- L'âge de la schistosité du Cambrien du massif de Stavelot.
Mémoire à l'Académie Royale Belge des Sciences 1951.
5ème série, t. XXXVII, pp. 341-347.

. GEUKENS F.

- Etude de la partie Nord-Ouest du Massif cambrien de Stavelot.
Mémoire Inst. Géol. Univ. de Louvain (MIGUL) 1950 t. XVI, pp. 77 - 167
- La zone failleuse de Trois-Ponts.
Bull. Soc. Belge de Géologie 1962 (Bruxelles), t. LXXI, pp. 199 - 203
- Contact Revinien-Salmien dans le massif de Stavelot
Bull. Soc. Belge de Géologie 1963 (Bruxelles), t. LXXII, pp. 35 - 42.
- La faille de Bra et le graben de Malmedy
Ann. Soc. Géol. de Belgique, T. 98, 1975, pp. 331 - 339.

. LEVECQ J.M.

- Contribution à l'étude sédimentologique du Revinien moyen dans la partie Nord-Ouest du Massif de Stavelot.
Mémoire pour le grade de licencié en Sciences géologiques ULg 1965.

. MONJOIE A. et SCHROEDER Ch.

- Notes du cours : Méthodes de reconnaissance; prospections géophysiques ULg
- Auscultation des massifs rocheux par sismique-réfraction et propriétés géodynamiques des terrains.
Lab. de Géol. de l'ing. et d'Hydrogéologie ULg.

. OZER A. et BECKERS L.J.

- Résultats de sondages sismiques réalisés lors d'études géomorphologiques sur le Massif de Stavelot.
Ann. Soc. Géol. de Belgique, T.93, 1970, pp. 127 - 133.

. PIRLET H.

- A propos d'un soulèvement tardi-tectonique du Massif de Stavelot.
Ann. Soc. Géol. de Belgique, T.98, 1975, pp. 341 - 345.

. PISSART A.

- Notes du cours : Géomorphologie et Photointerprétation
ULg 1979.

. STEVENS Ch.

- La pénéplaine ardennaise sur la planchette de La Gleize.
Ann. Soc. Géol. de Belgique 1942-1943.

. SYNDICAT D'ETUDES DE CENTRALES DE POMPAGE EN BELGIQUE.

- Programme de prospection géologique à Stavelot et Stoumont - 1964

. UGEN V.

- Note sur l'étude géologique préliminaire du site de Roche-à-Frêne, en vue de la construction d'un barrage sur l'Aisne.
Ann. Soc. Géol. de Belgique, T.89, 1965-1966, Bull.9, Novembre 1966.

- Etude des propriétés mécaniques d'un massif rocheux.
Relations entre les résultats des essais in situ et les caractéristiques géologiques.

. VANGUESTAINE M.

- Découverte d'acritarches dans le Revinien supérieur du Massif de Stavelot.

Ann. Soc. Géol. de Belgique, T.90, 1966-1967, Bull.6, 1967.

. WATERLOT G.

- L'évolution de l'Ardenne au cours des diverses phases des plissements calédoniens et hercyniens.

Soc. Géol. de France 1945 - 5ème série, pp. 3 - 46.

CHAPITRE III.

HYDROLOGIE.

CHAPITRE III - HYDROLOGIE.

	<u>Page.</u>
1. Introduction	64
2. Débits maxima	64
3. Débits minima - Etiage	66
4. Tableau de renseignements principaux	67
Références et Bibliographie	68

1. INTRODUCTION.

Les données hydrologiques ou hydrographiques telles que la pluviométrie, le débit moyen, les crues, les variations de débit et l'étiage sont d'une grande importance pour un projet de centrale hydro-électrique "classique". Dans une centrale d'accumulation d'énergie par pompage, tous ces renseignements ne sont pas aussi essentiels au calcul de l'économie générale du projet. Ces données, mis à part la crue maximum et l'étiage seront donc considérés comme secondaires pour l'instant et laissées de côté dans ce travail.

2. DÉBITS MAXIMA.

Le barrage devra pouvoir encaisser ces débits maxima sans dégâts à l'ouvrage même et sans provoquer une montée du plan d'eau qui pourrait être néfaste pour les propriétés riveraines.

Les sources actuelles de renseignements ne coïncident bien sûr pas avec l'endroit de l'ouvrage. Il faudra donc effectuer une petite correction soit approximative, soit en tenant compte des superficies relatives des bassins versants.

Les renseignements sur les plus grosses crues sont les suivants :

- le 27 décembre 1947 à Lorcé :

Q moyen (sur 24 H.) = 196,3 m³/s.

Q max. (estimé) = 230 m³/s.

- les 20 et 21 août 1969 à Coo : (figure III).

Q. max. (mesuré) = 210 m³/s.

Q. moyen (calculé du 20 à 9 h. au 21 à 9 h.) = 118 m³/s.

La crue des 20 → 24 août 1969
à Coo

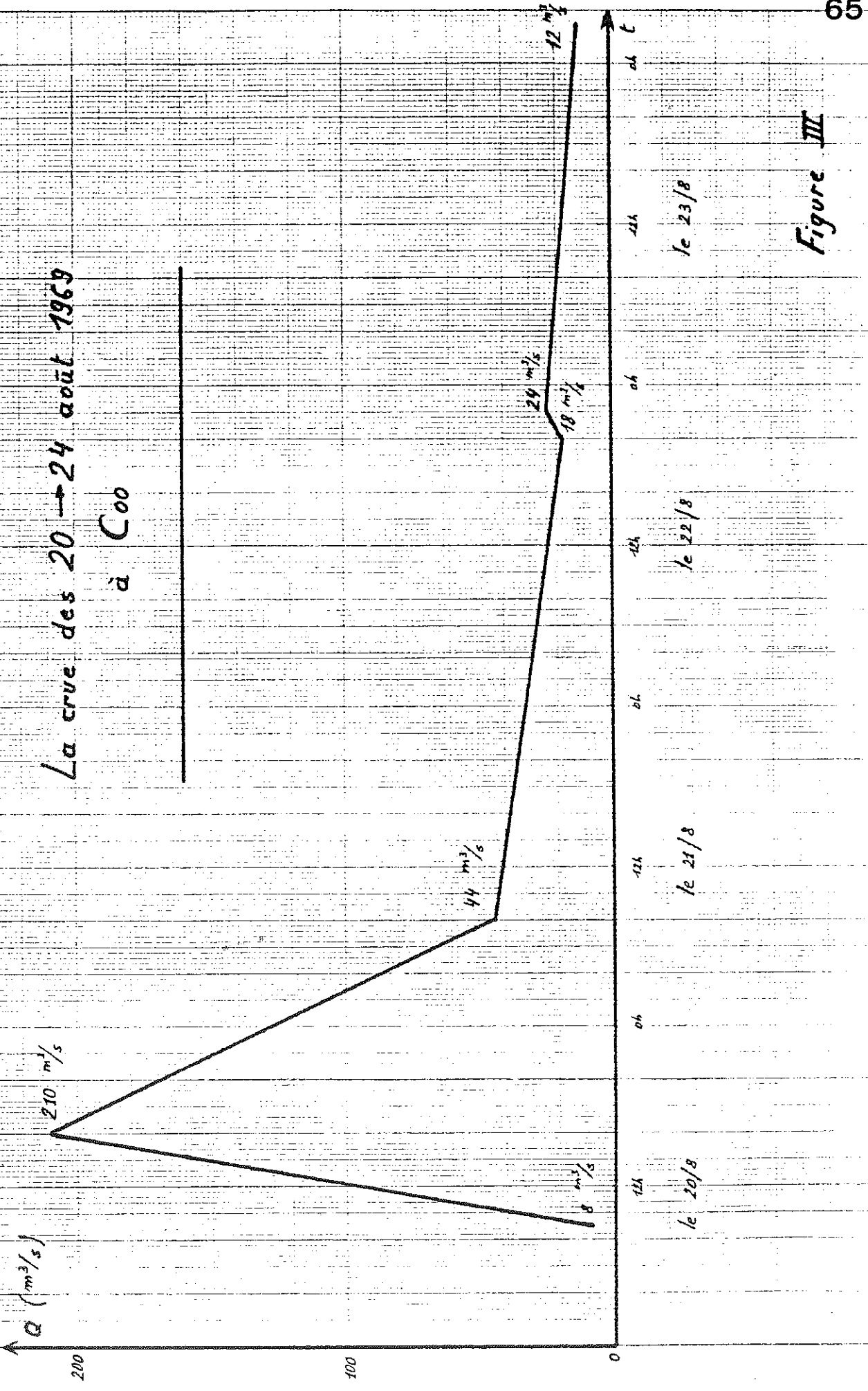


Figure III

Les superficies des bassins versants de l'Amblève sont les suivantes :

à Lorcé	:	S = 984 Km ²
à Targnon	:	S = 794 Km ²
à Coo	:	S = 725 Km ²

Le barrage envisagé se situe à environ 9 km en aval de Coo et 4 km en amont de Targnon.

Reprenons la crue de 1947 enregistrée à Lorcé, en la corrigeant, on trouve :

$$\text{pour Coo} \quad Q \text{ max. (estimé)} = 230 \sqrt{\frac{725}{984}} = 198 \text{ m}^3/\text{s.}$$

$$\text{pour Targnon} \quad Q \text{ max. (estimé)} = 230 \sqrt{\frac{794}{984}} = 207 \text{ m}^3/\text{s.}$$

Pour la crue de 1969 enregistrée à Coo, en la corrigeant, on trouve :

$$\text{pour Targnon} \quad Q \text{ max.} = 210 \sqrt{\frac{794}{725}} = 220 \text{ m}^3/\text{s.}$$

Cependant, il faut remarquer que le débit moyen extrêmement élevé de la crue de 1947 amène à penser que le débit maximum estimé aurait pu être sous-estimé.

3. DÉBITS MINIMA - ETIAGE.

Les données concernant l'étiage sont beaucoup moins importantes dans notre cas pour deux raisons :

- le principe même de la centrale de pompage "consomme" peu d'eau.
- notre climat est assez humide dans l'ensemble.

La "consommation" en eau de la centrale de pompage est en grande partie due aux pertes par évaporation dans les bassins. On peut estimer que les pertes annuelles d'eau par évaporation seront inférieures à 900 mm contre une hauteur de pluie de l'ordre de 1100 mm minimum. Ce serait donc que pendant des périodes courtes et sans pluie que l'on risquerait d'avoir un déficit d'eau observable. Mais lorsque l'on calcule la perte de niveau maximum dans les bassins, pour 10 jours sans pluie on trouve une perte d'environ 5 cm. Cette perte peut être considérée comme négligeable car

les niveaux dans les bassins vont varier journallement de plusieurs mètres.

Les pertes possibles sont les fuites qui devraient être considérées comme négligeables si l'étanchéité des réservoirs est bien réalisée.

4. TABLEAU DES RENSEIGNEMENTS PRINCIPAUX (à Targnon).

Superficie du bassin versant	794 km ²
Débit moyen annuel	13,6 m ³ /s.
Débit maximum observé (1969)	220 m ³ /s.
Débit moyen maximum sur 24 h.	196,3 m ³ /s.
Débit minimum observé	0,7 m ³ /s.
Débit moyen dépassé 355 jours par an.	1,7 m ³ /s.

Pour le calcul des ouvrages, nous pouvons admettre comme débit maximum 430 m³/s., qui est la valeur préconisée par Tractionnel dans ce cas-ci.

REFERENCES ET BIBLIOGRAPHIE.

. SYNDICAT D'ETUDES DE CENTRALES DE POMPAGE EN BELGIQUE.

- Rapport sur les conditions hydrologiques des sites.

Juillet 1963.

CHAPITRE IV.

BARRAGE POIDS-BÉTON

CHAPITRE IV - BARRAGE POIDS-BÉTON.

	<u>Page</u>
1. Généralités	71
A. Prise en considération	71
B. La géologie et le barrage	71
2. Calcul de la revanche et de l'évacuateur de crue	76
A. Largeur de la section déversante	76
B. Déversoir	76
C. Epures de Blackmore	77
D. Calcul de la revanche	81
E. Résumé.	82
3. Stabilité	83
A. Hypothèses prises pour le calcul de la stabilité	83
B. Conditions de stabilité	83
a. Condition de non-traction ou de noyau central	84
b. Condition de non-écrasement	84
c. Condition de non-glissement	84
C. Forces en présence	84
1. Forces importantes	84
2. Forces accessoires	86
3. Forces accidentelles	87
D. Dimensionnement de l'ouvrage et profil optimal	89
1. Pentes du barrage	89
2. Le couronnement	92
3. Stabilité du corps du barrage (fruit amont = 0,03)	95
E. Etude de la stabilité du barrage par la théorie de l'élasticité	100
1. Introduction	100
2. Théorie	101
3. Application à notre cas : vérification de la stabilité du profil trouvé par la R.d.M.	108
4. Conclusions.	110
	123
Références et Bibliographie.	

1. GÉNÉRALITÉS.

A. PRISE EN CONSIDERATION.

A l'endroit de la coupe E2 (figure IV 1), les raisons d'une prise en considération d'un barrage poids en béton sont les suivantes :

- la forte pente du versant de la rive droite qui dans le cas de la solution du barrage en enrochements pourrait nécessiter un compactage délicat des enrochements (et donc onéreux).
- une surface de la coupe qui est estimée à environ 4.000 m² ce qui correspondrait à des volumes de béton raisonnables.
- le coût probablement élevé des ouvrages d'évacuation de crue pour le barrage en enrochements.

S'il avait été possible de placer l'ouvrage dans un des méandres du "Congo" (juste en aval de l'endroit proposé), ce qui aurait été plus favorable du point de vue topographique et géologique, nous serions au droit d'une coupe encore plus favorable pour l'implantation d'un barrage poids-béton. Mais à cet endroit, il nous serait impossible d'obtenir une capacité de retenue suffisante car nous sommes limités pour la cote de retenue maximum par la présence de la voie de chemin de fer.

B. LA GEOLOGIE ET LE BARRAGE.

- a) Les épaisseurs maximum d'alluvions à enlever sont de 8 à 10 m. (voir chapitre II : sismique et sondages). Nous pouvons donc considérer comme cote de base, la cote 190.
- b) Barrage et fondations : Les barrages poids-béton transmettent à leur fondation des efforts considérables. Ils sont souvent calculés en les assimilant à des murs triangulaires supposés indéfinis vers le bas. sans prendre en compte l'influence du terrain de fondation. C'est ce qu'on appelle la "règle du trapèze" où la répartition des contraintes dans le sol est supposée linéaire. D'autres méthodes présentent de grandes différences avec la règle du trapèze et notamment la méthode des éléments finis qui prend en compte l'hétérogénéité et l'anisotropie du massif de fondation. Mais le problème le plus délicat est le

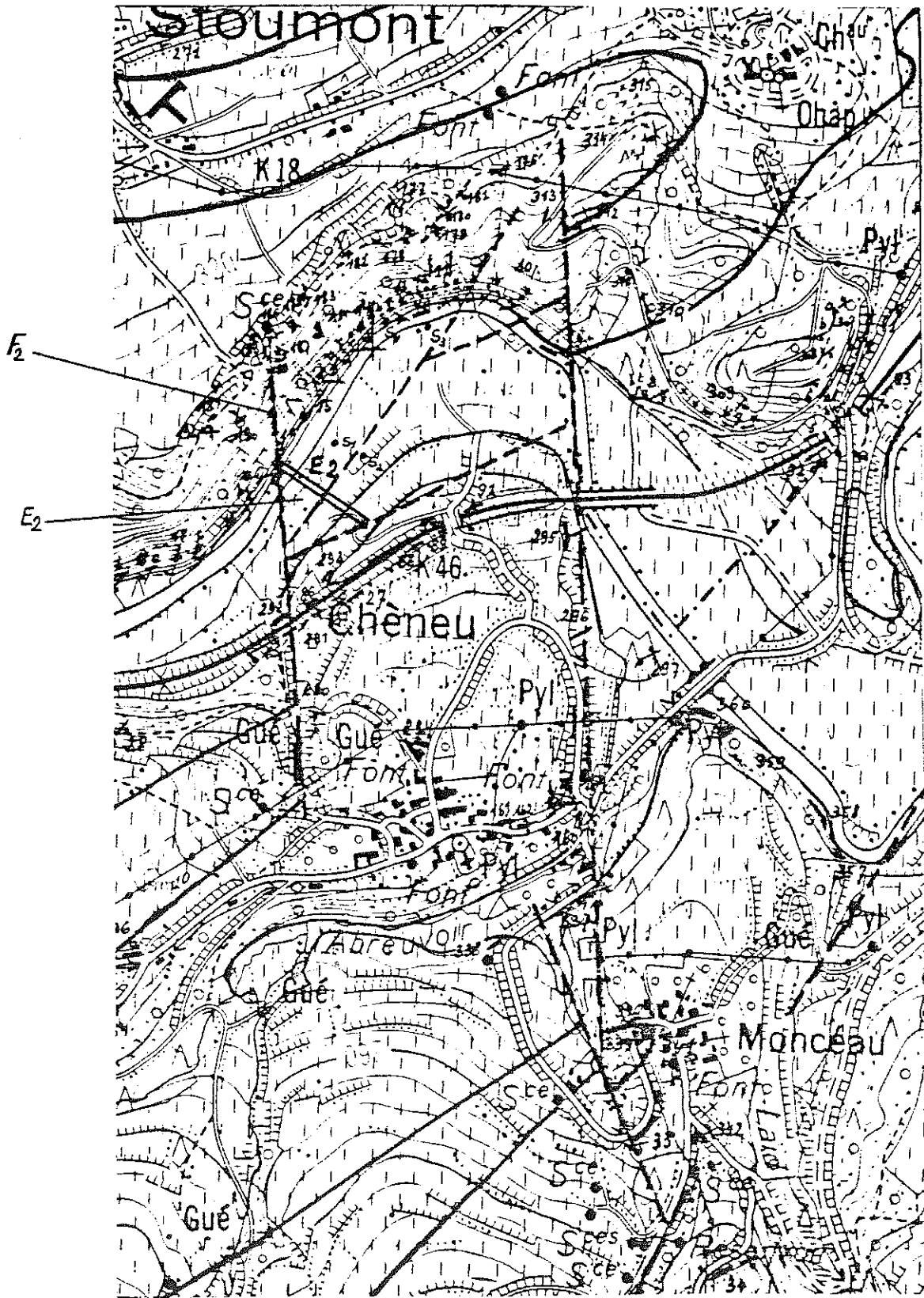


Figure IV 1

comportement mécanique de la fondation rocheuse qui n'a rien d'un milieu continu. La différence avec le comportement d'un milieu continu augmente avec la diminution de l'angle de frottement entre les couches stratifiées.

- Donc, le calcul absolu de la stabilité des massifs rocheux exigerait
1. l'établissement des lois décrivant leur comportement mécanique et tenant compte de leur structure géologique.
 2. la connaissance d'une méthode de calcul pouvant appliquer ces lois.

Londe a proposé une méthode d'analyse tridimensionnelle de la stabilité d'un versant constituant la rive d'un barrage voûte. Le principe de cette méthode consiste à étudier l'équilibre de translation d'un volume limité par 3 plans qui représentent 3 plans principaux de faiblesse (relevés par la géologie) sous l'effet de toutes les forces appliquées.

En ce qui concerne notre site, limitons nous à attirer l'attention sur quelques points. En regardant la figure IV 1 et en consultant le levé géologique, nous constatons que :

. en rive droite

A l'Est de F2, les couches ont presque une direction Nord-Sud et des pendages oscillant entre 50 et 90°

A l'Ouest de F2, les couches sont plutôt N-NE - S.SO, c'est-à-dire quasi parallèles à l'Amblève et ont des pendages supérieurs à 65°.

. en rive gauche

le long de la voie ferrée, les couches ont une direction globale NE-SO et des pendages de 45° (S₁) à 90° (S₂ et tranchée du chemin de fer).

. La direction de la rivière est N-NE - S.SO ce qui fait penser à des risques de fuites possibles suivant la stratification et la schistosité principale (parallèle à celle-ci).

. Nous avons des joints (et diaclases) qui sont N.O - S.E. et donc parallèles à l'axe du barrage et à pendage sud.

- . De plus, une schistosité secondaire se remarque assez souvent.
- . De nombreux plis isoclinaux ont été relevés.

Toutes ces observations qui montrent combien l'histoire tectonique de la région est compliquée pourraient être exploitées notamment par l'emploi de la méthode de Londe. Mais comme ces observations varient de façon spectaculaire sur une distance d'à peine 10 m., il serait illusoire de se fier à des résultats qui ne correspondent qu'à des données très locales.

Dans ce stade-ci de l'étude, nous nous limiterons à des considérations assez globales.

Les fondations sont hétérogènes car les couches ne sont pas parallèles à l'axe du barrage et la lithologie consiste en une alternance de quartzophyllades plus ou moins phylladeux avec parfois des passages franchement phylladeux. On pourrait craindre des tassements différentiels dûs aux différents comportements des roches. Les sondages sismiques effectués (voir chapitre II géologie) peuvent donner une première idée de la bonne qualité globale du bed rock sous les alluvions de l'Amblève. Néanmoins, il faudrait prévoir des essais au dilatomètre (et pénétromètre) pour estimer les forces portantes et les résistances au cisaillement. Si ces caractéristiques sont trop faibles, il faudra mener un programme d'injections de ciment.

La surface sera si possible rendue irrégulière tout en veillant à ce que les sollicitations soient le plus possible orthogonales à la surface de contact (figure IV 2).

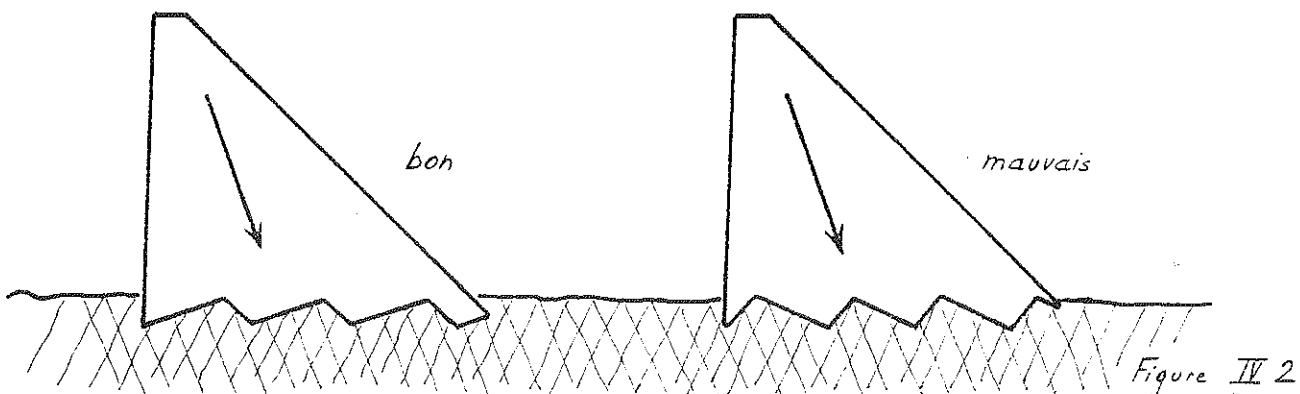
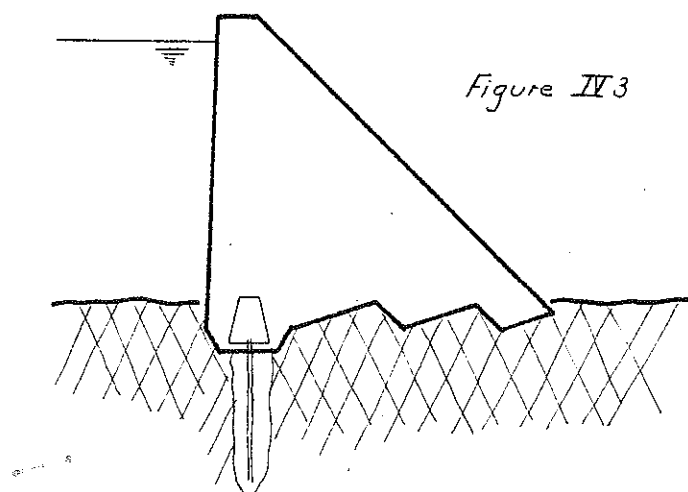


Figure IV 2

Pour l'étanchéité, le caractère argileux présent dans la nature des quartzophyllades et surtout des phyllades fait en sorte que la plupart des failles sont à remplissage argileux (ou alors du quartz recristallisé dans les quartzophyllades plus quartzeux). Néanmoins, vu la fissuration d'ensemble assez importante, on devra mettre en place un voile d'étanchéité par injections. Ce voile pourrait être judicieusement effectué et contrôlé à partir d'une galerie visitable aménagée dans le parafouille au parement amont (figure IV 3).



2. CALCUL DE LA REVANCHE ET DE L'ÉVACUATEUR DE CRUE.

A. LARGEUR DE LA SECTION DEVERSANTE.

La largeur de la plaine alluviale locale permet d'envisager pour le calcul différentes valeurs de la largeur de la section déversante. Prenons deux valeurs extrêmes 40 et 80 m. et une valeur intermédiaire de 60 m.

Il est à remarquer que nous envisageons ici la largeur nette de déversement c'est-à-dire la largeur totale moins la largeur des piles et moins la largeur perdue du fait de la contraction de la nappe autour des obstacles.

B. DEVERSOIR.

D'après Lencastre, la formule du déversoir est la suivante :

$$Q_s = \mu L \sqrt{2g} H^{3/2} \text{ où}$$

Q_s = débit de sortie

μ = coefficient de débit

L = largeur du déversoir

g = pesanteur

H = hauteur de charge

$$\text{avec } H = h + \frac{v^2}{2g} \text{ où}$$

h = hauteur d'eau se déversant

v = vitesse de l'eau au déversoir

Dans l'immédiat, nous négligerons le terme $\frac{v^2}{2g}$, nous vérifierons par la suite si nous pouvions le faire.

Selon les auteurs, il existe différentes méthodes pour fixer le coefficient de débit (μ) qui est fonction de h et de H .

La méthode W.E.S. qui suppose notamment que le parement amont est vertical donne dans notre cas ($h = H$) des valeurs de μ comprises entre 0,46 et 0,51

Pour notre débit maximum de 430 m³/s. (voir chapitre III), on trouve :

$$H_{\max.} = \left[\frac{Q. \max}{\mu L \sqrt{2g}} \right]^{2/3}$$

pour $\mu = 0,46$

H. max. = 3 m avec L. = 40 m.
 = 2,3 m avec L. = 60 m.
 = 1,9 m avec L. = 80 m.

pour $\mu = 0,51$

H. max. = 2,8 m avec L. = 40 m.
 = 2,15m avec L. = 60 m.
 = 1,78m avec L. = 80 m.

C. EPURES DE BLACKMORE.

La méthode des épures de Blackmore permet de calculer le volume maximum d'eau retenue dans un réservoir muni d'un déversoir, en période de crue.

Pour pouvoir appliquer cette méthode, il faut connaître :

- 1) l'hydrogramme de crue $Q_e = f(\text{temps})$ (débit d'entrée)
- 2) la courbe exprimant le débit de sortie en fonction de la hauteur d'eau :
 $Q_s = f(H)$.

Ensuite, à partir de la courbe exprimant le volume d'eau retenue en fonction de la hauteur d'eau, nous pouvons estimer la hauteur d'eau maximum atteinte.

Lors d'un intervalle de temps Δt , le volume d'eau retenue est :

$$\Delta V = \Delta t (Q_{e.m} - Q_{s.m}).$$

où $Q_{e.m}$ = débit d'entrée moyen pendant Δt

$Q_{s.m}$ = débit de sortie moyen pendant Δt

$$\text{or } Q_{s.m} = \frac{Q_{s.f} + Q_{s.i}}{2} \quad \text{où}$$

$Q_{s.f}$ = débit de sortie final de Δt

$Q_{s.i}$ = débit de sortie initial de Δt

nous trouvons :

$$\Delta V = \Delta t \left(Q_{e.m} - \frac{Q_{s.f}}{2} - \frac{Q_{s.i}}{2} \right)$$

$$\Delta V = \frac{1}{2} \Delta t (Q_{e.m} - Q_{s.f}) - \frac{1}{2} \Delta t (Q_{s.i} - Q_{e.m})$$

Pour construire l'épure (figure IV 4), on part de l'origine ($Q_s = 0$); on trace un segment de coefficient angulaire $\frac{\Delta t}{2}$ jusqu'à la verticale du $Q_{e.m}$ correspondant au premier intervalle de temps; puis un segment de coefficient angulaire $-\frac{\Delta t}{2}$ jusqu'à la courbe Q_s ; et ainsi de suite...

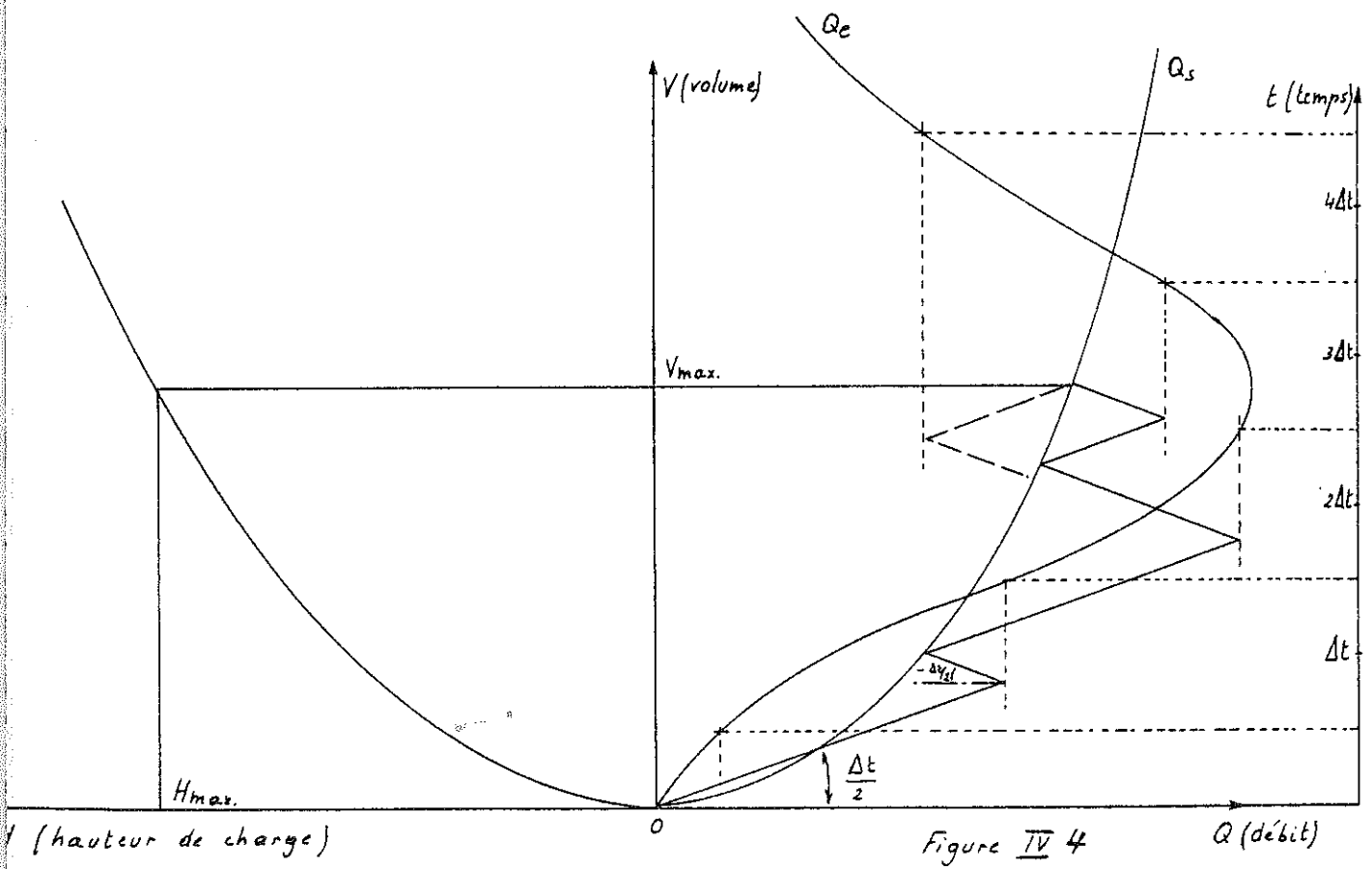


Figure IV 4

A partir du moment où Q_s diminue, c'est qu'il est passé par un maximum. Le volume maximum d'eau retenue correspond à cette valeur maximum de Q_s .

La relation entre la surhauteur d'eau et le volume stocké sera prise linéaire bien que cela ne corresponde pas à la réalité. Remarquons cependant que nous nous mettons du côté de la sécurité en réalisant cette simplification.

L'échelle des temps est reliée aux échelles de volume et de débit par la relation $t = \frac{V}{Q}$

En pratique, dans notre cas, nous avons :

niveau maximum = 214,8 m.

niveau minimum = 205 m.

avec comme volume utile : $7,1 \cdot 10^6$ m³.

. La relation linéaire volume - surhauteur sera :

$$V = (H \cdot 0,7245 + 7,1) \cdot 10^6 \text{ m}^3$$

. Les échelles seront :

pour les volumes (V) : 0,5 cm pour 10^5 m³

pour les débits (Q) : 1 cm. pour 40 m³/s.

pour les temps ($t = \frac{V}{Q}$)

or 0,5 cm. pour 10^5 m³ (V)

0,6944 cm. pour 10^5 m³/h (Q)

donc nous avons $\frac{0,5}{0,6944} = 0,72$ cm. pour 1 heure.

. Prenons un $\Delta t = 1$ heure ; $\frac{\Delta t}{2} = 1/2$ heure = $\frac{0,72}{2} = \text{tg} \alpha$
nous en tirons que α (angle avec l'horizontale) = $19,8^\circ$

. La courbe Q_s est donnée par $Q_s = \mu L \sqrt{2g} H^{3/2}$

. La courbe Q_e est schématisée à partir de l'hydrogramme de crue du 20 août 1969 (voir chapitre III) en prenant les mêmes augmentations et diminutions de débit en fonction du temps

D'après l'épure (figure IV 5) la surhauteur correspondant à

$L = 80$ m et $\mu = 0,46$ est de 1,875 m pour $Q_{\text{laminé}} = 425$ m³/s.

D'autres épures ont été réalisées :

$L = 60$ m et $\mu = 0,46$ $H = 2,2$ m $Q_{\text{laminé}} = 425$ m³/s

$L = 60$ m et $\mu = 0,51$ $H = 2,135$ m $Q_{\text{laminé}} = 421$ m³/s.

$L = 80 \text{ m}$
 $\mu = 0,96$
 $\Delta t = 1 \text{ h.}$

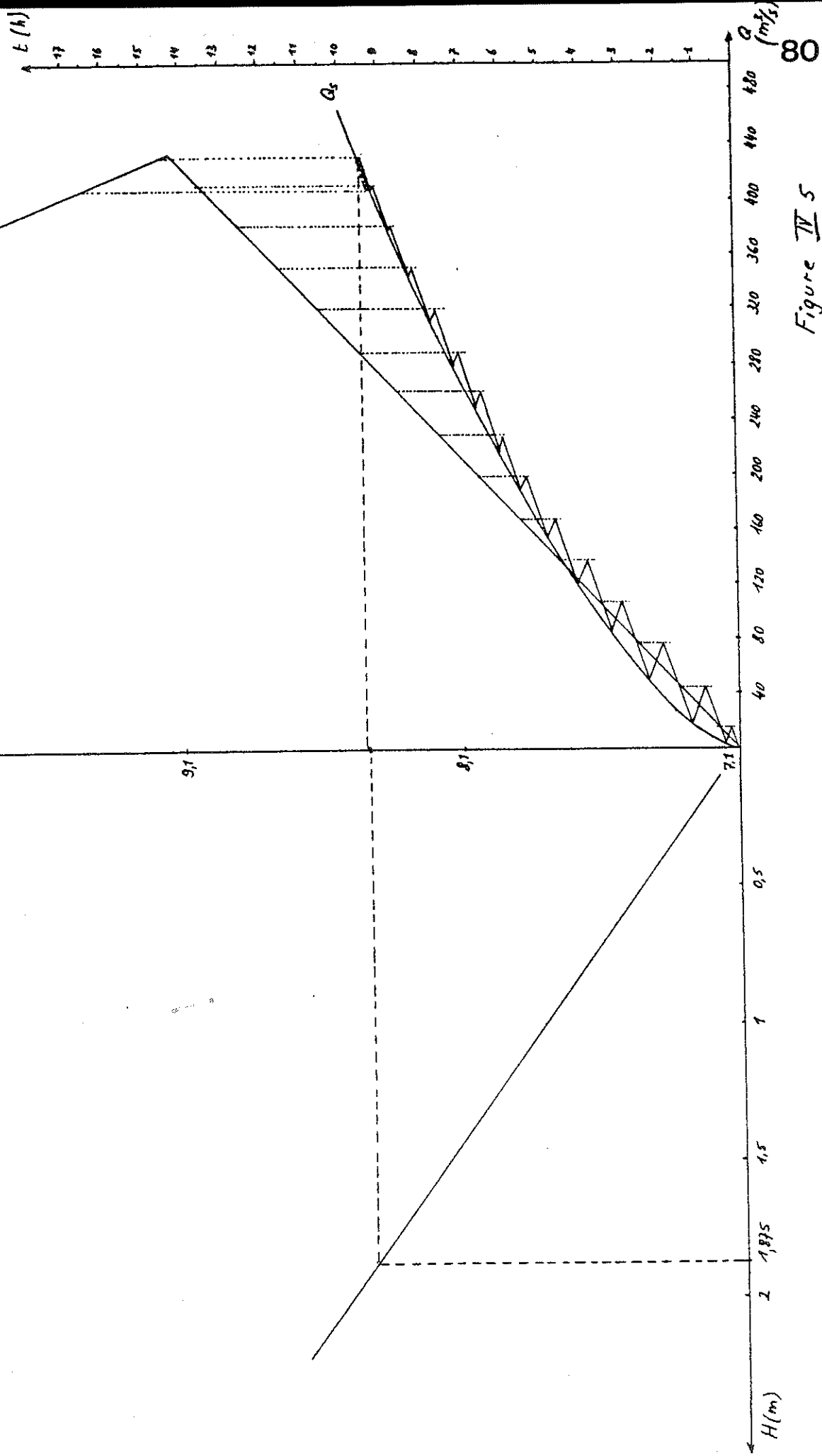


Figure IV 5

La caractéristique majeure est donc le laminage inexistant de la crue. Vu la faible capacité de retenue vis-à-vis du débit maximum, il serait prohibitif de vouloir laminier plus; cela entraînerait une surhauteur du barrage.

Pour la suite du calcul, nous prendrons $H = 2$ m. sachant bien qu'il faudrait affiner la précision dans le cas d'une prise en considération poussée.

La profondeur devant le déversoir est de :

$$214,8 - 199 = 15,8 \text{ m.}$$

Vérifions que la vitesse d'approche est bien négligeable :

$$L = 60 \text{ m.} \quad V = \frac{Q_s \text{ max.}}{L (15,8 + H)} = \frac{420}{60 (14,8 + 2,135)} = 0,39 \text{ m/s.}$$

$$\frac{V^2}{2g} = 7,8 \cdot 10^{-3} \text{ m.}$$

$$L = 80 \text{ m.} \quad V = \frac{425}{80 (15,8 + 1,875)} = 0,3 \text{ m/s.}$$

$$\frac{V^2}{2g} = 4,6 \cdot 10^{-3} \text{ m.}$$

Nous pouvons donc dire que l'effet de la vitesse est négligeable car $\frac{V^2}{2g}$ (de l'ordre de 10 mm maximum) est négligeable face à H (env. 2m.)

D. CALCUL DE LA REVANCHE.

La revanche se calcule par la formule :

$$Z = 0,034 V^{1,06} F^{0,47} \quad (\text{Water Resources Engineering}).$$

où V = vitesse du vent en miles/h.

F = "fetch" = longueur du plan d'eau sur lequel peut souffler le vent.

si 1) $V = 100 \text{ km/h}$ $V = 62,1 \text{ miles/h.}$

2) $V = 120 \text{ km/h}$ $V = 74,6 \text{ miles/h.}$

et $F \approx 2 \text{ km}$ soit 1,24 miles

on trouve 1) $Z = 0,92 \text{ m.}$

2) $Z = 1,12 \text{ m.}$

nous prendrons $Z = 0,9 \text{ m.}$ car le "fetch" a été surestimé.

E. RESUME.

En prenant $H = 2\text{m.}$ et $Z = 0,9\text{ m,}$ la crête du barrage sera donc fixée à $214,8 + 2 + 0,9 = 217,7\text{ m.}$

3. STABILITÉ.

A. HYPOTHESES PRISES POUR LE CALCUL DE LA STABILITE.

De façon générale, on essaie de prendre des hypothèses qui correspondent à des cas extrêmes largement du côté de la sécurité. Ces hypothèses simplifient le calcul et donnent des résultats présentant une marge de sécurité.

Pour étudier les conditions de stabilité, nous étudierons la stabilité d'une tranche unitaire verticale, perpendiculaire à l'axe du barrage et prise là où sa hauteur est maximum. On ne tiendra donc pas compte des contraintes transversales au profil (notamment la cohésion du béton suivant les plans verticaux). Ce procédé se justifie notamment par le mode de construction des barrages poids béton par plots successifs avec joints verticaux.

La démarche du calcul sera la suivante :

- dimensionnement par la R.d.M. (profil triangulaire)
- dimensionnement par la R.d.M. (profil réel = profil triangulaire + couronnement).
- vérifications par la théorie de l'élasticité.

B. CONDITIONS DE STABILITE.

La stabilité sera étudiée par rapport au renversement et au glissement dans le cas extrême où l'ouvrage serait divisé en deux par un plan horizontal A' B' (figure IV 6).

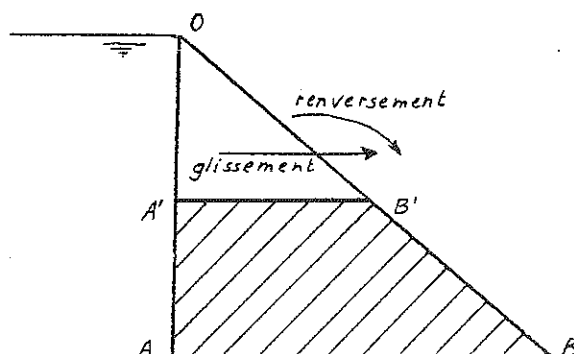


Figure IV 6

Nous envisagerons également dans le cas normal, la sécurité vis-à-vis de l'écrasement et de la traction.

La condition de Levy ne sera pas prise en considération dans le dimensionnement par la Résistance des Matériaux mais nous la vérifierons lors du calcul par l'élasticité.

a) Condition de non-traction ou de noyau central.

Quelles que soient les forces extérieures, il ne peut y avoir de contraintes de traction. Il faut donc envisager la résultante des forces et voir si elle est bien à l'intérieur ou (à la limite) sur le bord du noyau central. En fait, cette résultante devra donc passer dans le tiers central.

b) Condition de non-écrasement.

Pour le béton (résistance à la compression = 60 à 90 kg/cm²), la condition de non écrasement n'est pas prise en considération lors du dimensionnement mais nous la vérifierons lors du calcul par l'élasticité.

Pour la fondation, comme la fouille sera suffisamment profonde pour atteindre le bed-rock sain, on considérera que la condition est respectée.

c) Condition de non-glissement.

. A l'intérieur du barrage : le coefficient de frottement béton-béton est $f = 0,8$ et il faut que $\Sigma V.f \geq H$ (si l'on ne considère pas la cohésion du béton, on se met du côté de la sécurité).

. Au contact barrage-fondation et dans la fondation :

angle de frottement : $\varphi = 28^\circ$

cohésion : $C = 2,5 \text{ kg/cm}^2$. (valeurs de C_{00}).

et il faut que $\Sigma H - (\Sigma V) \text{tg } \varphi \leq c.A$ où A = aire de contact (nous prenons les caractéristiques C et φ minimum).

C. FORCES EN PRESENCE.

1. Forces importantes.

. Poids propre : P

$$P = \text{Volume} \cdot \Delta \quad \text{où} \quad \Delta = 2,3 \text{ T/m}^3.$$

- . Poussée hydrostatique externe, H_E , V_E
Pour la section non déversante et si le parement amont est incliné nous avons :

$$\begin{array}{l} \text{horizontalement} \\ \text{verticalement} \end{array} \quad \begin{array}{l} H_E = \frac{\gamma h^2}{2} \\ V_E = \frac{\gamma h^2}{2} n \end{array}$$

où n = fruit amont

γ = poids volumétrique de l'eau = 1 T/m³

(en cas de crue γ peut atteindre la valeur de 1,2 T/m³).

$$h = 216,8 - 190 = 26,8 \text{ m.}$$

- . Réaction du sol.

Nous avons fait l'hypothèse de linéarité mais rappelons néanmoins que celle-ci sous-entend :

- la rigidité du radier
- l'homogénéité du sol
- l'absence d'efforts latéraux.

- . Pressions internes intersticielles.

L'existence des pressions internes dans les barrages en béton est prouvée par les suintements d'eau qui les traversent et qui sortent aux parements à l'aval.

La répartition de ces pressions intersticielles est influencée par les écrans d'étanchéité et de drainage.

Ces pressions présentes dans le corps des ouvrages, dans les joints de fondation et dans le sol sont dangereuses au point de vue de la sécurité au renversement et au glissement et surtout au point de vue des infiltrations, érosions et corrosions.

Dans ce travail, nous nous limiterons à signaler la nécessité de pourvoir le parement amont d'un écran d'étanchéité recouvrant immédiatement un écran de drainage.

- . Sous-pressions : S

Si le terrain était strictement imperméable et la fondation parfaitement jointive au rocher, il n'y aurait pas de sous-pressions à envisager. En pratique, nous sommes loin de ces deux conditions même si des injections sont effectuées. Ces sous-pressions sont importantes mais difficilement calculables. Elles doivent être limitées par une parafouille à l'amont et un rideau de drainage le plus efficace possible.

Pour le calcul, nous n'envisagerons pas le cas de la répartition uniforme des sous-pressions, car il correspond au cas le plus défavorable où le barrage serait complètement sectionné horizontalement. Nous considérerons une répartition linéaire qui nous place en principe du côté de la sécurité par rapport à une répartition qui tiendrait compte de l'action des drains (figure IV 7).

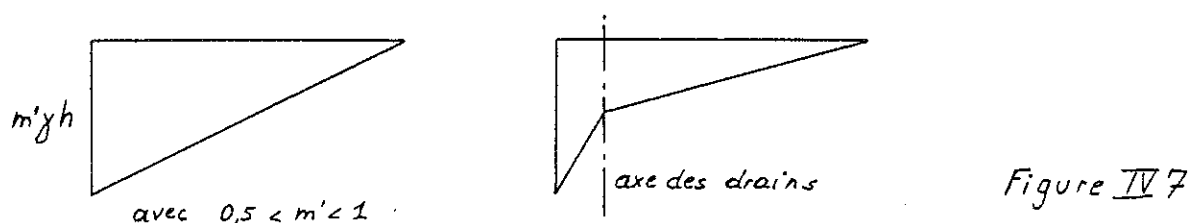


Figure IV 7

2. Forces accessoires.

. Poussée due aux glaces : H_{gl} .

Le problème ne devrait pas se présenter de façon prononcée car le niveau de la retenue est appelé à varier journalièrement. De plus, la faible pente de la rive gauche est propice à l'expansion des glaces ce qui est bien sûr favorable à la sécurité.

Pour ces différentes raisons, nous limiterons à 5 T/m.crt. la sollicitation envisagée dans le calcul.

Cette valeur est fort élevée quand même et nous pourrions le constater lors du calcul du moment dû à la glace pour le dimensionnement du couronnement du barrage.

. Poussée due aux vagues : H_{vg} .

La formule de Creager exprime cette poussée en fonction de la hauteur de la vague : $H_{vg} = 0,19 \text{ } h_v^2 \text{ (T/m.crt)}$

où h_v = hauteur de la vague en pieds.

Nous trouvons une poussée $H_{vg} = 1,65 \text{ T/m.crt}$ avec une résultante à $3/8 \text{ } h_v$ au dessus du niveau de l'eau soit 0,56 m au dessus de la cote 216,8

. Poussée due aux sédiments accumulés dans le bassin : Hs, Vs

Comme nous avons tenu compte de la poussée hydrostatique dans les forces principales, il nous faut "déjauger" le poids des sédiments.

$$\text{Verticalement} \quad V_s = \frac{(\gamma_n - \gamma_w)}{2} (hs)^2 n$$

$$\text{Horizontalement} \quad H_s = \frac{K (\gamma_n - \gamma_w)}{2} (hs)^2$$

où hs = hauteur des sédiments

n = fruit du parement amont

$$K = \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi}$$

φ = angle de frottement dans le sédiment

$$\gamma_n = 1 \text{ T/m}^3$$

$$\gamma_w = 1,75 \text{ T/m}^3$$

Si on prend $\varphi = 10^\circ$, hs = 5 m (ce qui est énorme vis-à-vis de l'ouvrage et de la configuration du bassin) nous trouvons :

$$V_s = 9,375 \text{ n T/mcrt.}$$

$$H_s = 6,5 \text{ T/mcrt.}$$

3. Forces accidentelles.

Les seules forces accidentelles envisagées sont celles dues à un séisme. Bien sûr, nous ne rentrons pas dans le détail des nombreux effets dynamiques, nous ne considérons que les effets statiques d'un séisme.

Pour évaluer les forces statiques équivalentes dans les calculs de stabilité au glissement et au renversement, ainsi que dans les calculs des contraintes on considère que tout se passe comme si la poussée de l'eau était accrue de la quantité m.a

où m = masse du barrage.

Reste à fixer la valeur à attribuer au pourcentage a qui dépend de la qualité du sol de fondation. Dans notre cas, vu la faible séismicité de nos régions, et le substratum de bonne qualité, nous sommes largement du côté de la sécurité en prenant $0,1g = a$.

D'autre part, l'action sur la masse d'eau a été étudiée par divers auteurs.

Selon Westergaard, nous avons :

$$H_{se}(\text{eau}) = \frac{2}{3} a.C.H^2 \cdot \cos j$$

$$\text{où } a = 0,1$$

H = hauteur du barrage

j = angle avec la verticale du parement amont.

$$C = \frac{0,816}{\sqrt{1 - \frac{1,75}{10^6} \left(\frac{z}{T}\right)^2}}$$

z = profondeur d'eau

T = période (en secondes) du tremblement de terre = 0,4 sec.

$$H_{se}(\text{eau}) = \frac{2}{3} 0,1 0,833 (29)^2 \cos j$$

Si nous prenons à priori $n = \tan j = 0,03$, nous avons $\cos j = 1$
donc nous avons : $H_{se}(\text{eau}) = 46,7 \text{ T/mcrt.}$

$$H_{se}(\text{barrage}) = P \cdot 0,1 \text{ T/mcrt.}$$

Remarquons que dans le cas de séisme, nous prendrons comme coefficient de sous-pression (m' voir figure IV 7) la valeur : $m' = 1$.

D. DIMENSIONNEMENT DE L'OUVRAGE ET PROFIL OPTIMAL.

On considère une tranche de barrage de 1m d'épaisseur. Les parements font les angles i et j avec la verticale. On admet que le niveau maximum de la retenue coïncide avec le point de concours des deux parements (figure IV. 8).

$$\text{amont : } n = \text{tg } j$$

$$\text{aval : } m = \text{tg } i$$

$$h = \text{hauteur totale du barrage}$$

$$\Delta = \text{poids spécifique moyen du béton} = 2,3 \text{ T/m}^3$$

$$\gamma = \text{poids spécifique de l'eau} = 1 \text{ T/m}^3$$

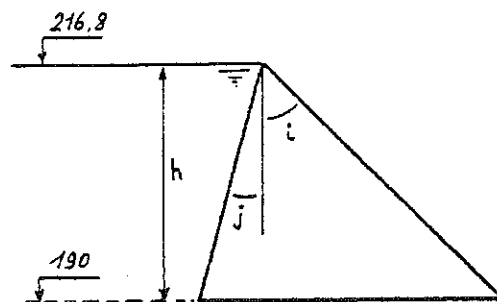


Figure IV 8

1. Pentes du barrage.

Pour calculer ces pentes, prenons en considération les forces principales en présence :

- poussées hydrostatiques
- poids propre
- sous-pressions

Pour le barrage plein, exprimons ces forces et leur bras de levier par rapport à K (figure IV 9)

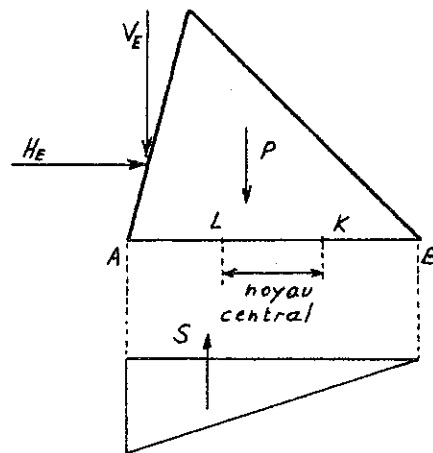


Figure IV 9

	Intensité	Bras de levier par rapport à K (m)
P	$\frac{\Delta h^2}{2} (m + n)$	$\frac{2}{3} (m + n)h - \frac{h}{3} (m + 2n) = \frac{m h}{3}$
H _E	$\frac{\gamma h^2}{2}$	$\frac{h}{3}$
V _E	$\gamma \frac{h^2}{2} n$	$\frac{2}{3} (m + n)h - \frac{n h}{3} = \frac{h}{3} (2m + n)$
S	$m' \gamma \frac{h^2}{2} (m + n)$	$\frac{h}{3} (m + n)$

La traction sera nulle en A si le moment par rapport à l'extrémité aval du noyau central est nul : $M_K = 0$

Après simplification, nous obtenons :

$$0 = (\Delta - m' \gamma) (m + n)^2 - (\Delta - 2\gamma) (m + n)n - \gamma (1 + n^2) \quad (1)$$

Le critère de non glissement s'écrit de façon générale :

$$\Sigma V = \frac{\Sigma H}{f} \quad (\text{nous prenons } S = 1 \text{ avec } c = 0, \text{ nous vérifierons dans la suite le respect avec sécurité de ce critère})$$

Après simplification, nous obtenons :

$$\gamma/f = (\Delta - m' \gamma) (m + n) + \gamma n$$

Si $f = 0,8$ et $m' = 1$ on trouve $m = 0,8$ et $n = 0,09$

Si $f = 0,8$ et $m' = 0,8$, on trouve $m = 0,8$ et $n = 0,022$

En première approche, nous prendrons :

$$m = 0,8$$

$$n = 0,03$$

La valeur positive de n se justifie par la volonté de ne pas introduire de traction et sera nécessaire lors du calcul du barrage avec le couronnement.

Nous pouvons maintenant exprimer en fonction de m et n , les différentes forces en présence, leur bras de levier par rapport à K et leur moment par rapport à K . Nous pouvons à présent considérer les forces secondaires et accidentelles tout en sachant bien qu'elles ne sont pas intervenues dans le calcul du profil :

$$m = 0,8 \quad n = 0,03 \quad h = 26,8 \text{ m}$$

	Force (T/mcrt)	Bras de levier(m)	Moment (Tm/mcrt)
P	685,56	7,147	4.899,7
H _E	359,12	- 8,93	- 3.206,9
V _E	10,8	14,56	157,2
S (m'=1)	-298,1	7,41	- 2.208,9
Hvg	1,65	- 27,36	- 45,14
Hse	6,5	- 12,3	- 78,0
Vse	0,28	11,3	3,2
Hg1	5	- 26,8	- 134,0
Hse (barrage)	58,56	- 8,95	- 524,1
Hse (eau)	46,7	- 15,8	- 737,9

Remarques.

1. Les moments secondaires sont largement inférieurs aux autres.

Calculons la traction en A due aux forces secondaires :

$$\text{par la R.d.M. : } \sigma_A = \frac{2 \sum M (m+n) h}{3 I}$$

$$\text{où } I = \frac{[(m+n) h]^3}{12}$$

$$\text{nous obtenons } \sigma_A = 4,1 \text{ T/m}^2 = 0,41 \text{ kg/cm}^2$$

Donc après coup, on peut considérer que les moments des forces secondaires n'ont pas un rôle déterminant à jouer dans la première approche d'un calcul du profil.

2. Si on avait pris le diagramme des sous-pressions tenant compte du drainage, on aurait trouvé un moment dû aux sous-pressions inférieur à celui trouvé. Nous sommes donc du côté de la sécurité.

3. Vérifions la stabilité du barrage en cas de séisme.

. Pour appliquer le critère de non traction en cas de séisme, on considère en général que l'on peut tolérer que la résultante des moments ne passe que dans la moitié centrale (au lieu du tiers central) sans que la traction n'excède 4 à 5 kg/cm². Nous tenons compte des forces secondaires

$$M_k = - 1.954,7 \text{ Tm/mcrt.}$$

la traction en A : $\sigma_A = - 2,37 \text{ kg/cm}^2$ (traction)

. Pour appliquer le critère de non glissement :

$$\Sigma V = 398,54 \text{ T/mcrt.}$$

$$\Sigma H = 477,45 \text{ T/mcrt.}$$

$$\text{pour ces valeurs, nous avons : } \Sigma V < \frac{\Sigma H}{f}$$

En tenant compte de la cohésion $c = 2,5 \text{ kg/cm}^2$:

$$(\Sigma V) 0,53 + 25 A > \Sigma H \quad \text{où } A = \text{aire de contact} = 22,24 \text{ m}^2$$

et l'on trouve une sécurité

de 1,6

De toute façon, nous remarquons l'obligation de connaître avec précision les valeurs du coefficient de frottement et de la cohésion. Dans le cas où ces valeurs seraient insuffisantes, il faut prévoir des redents (voir précédemment).

2. Le couronnement.

. Dans les calculs précédents, nous avons supposé que le barrage avait un profil parfaitement triangulaire avec le niveau d'eau maximum coïncidant avec le sommet de ce triangle. En réalité, la présence d'un couronnement modifie quelque peu ces calculs. Ce couronnement assure une revanche contre le débordement et l'action des vagues.

Globalement, le poids du couronnement et éventuellement des charges qu'il supporte est favorable à la stabilité du barrage quand le bassin est plein et défavorable à vide.

En effet :

à vide, le poids fait augmenter les contraintes de compression en amont et pourrait faire naître des contraintes de traction en aval si n est trop faible.

en charge, il augmente la stabilité

il réduit les compressions en aval

il améliore la stabilité par rapport au glissement

Finalement, pour vérifier le profil réel du barrage, on peut appliquer deux méthodes :

- calcul du profil triangulaire théorique puis superposition des effets dûs au couronnement (par le principe de superposition des effets).
- calcul du profil réel en tenant compte de tout.

. Le dimensionnement serait le suivant : figure IV 10

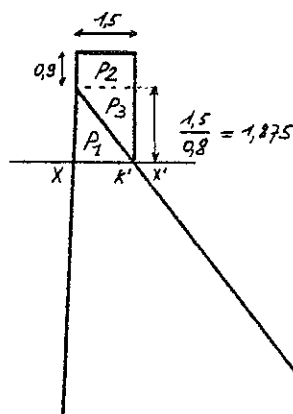


Figure IV 10

Nous supposons que le couronnement ne doit pas être employé comme route.

. Vérifions les conditions de stabilité à hauteur de la coupe X X' (figure IV 10), au niveau de la discontinuité :

$$\text{La distance } K' X' = \frac{(m + n) 1,875}{3} = 0,52$$

	Force (T/mcrt)	Bras par rapport à K' (m)	Moment (Tm/mcrt)
P1	3,36	0,5	1,68
P2	3,105	0,23	0,714
P3	3,23	- 0,02	- 0,065
Ptot	9,7		2,33
H _E	1,76	- 0,625	- 1,1
V _E	0,053	1,019	0,054
S	- 1,167	0,519	- 0,606
Hgl	5	- 1,875	- 9,375
Hvg	1,65	- 1,875	- 3,1
Hse.b	0,97	- 1,55	- 1,5
Hse.e	0,75	- 0,75	- 0,56

Le critère de non glissement :

$$\text{sans séisme : } (\Sigma V)f + c A \geq \Sigma H$$

où c = cohésion béton-béton

$$= 6 \text{ kg/cm}^2 = 60 \text{ T/m}^2$$

$$A = \text{aire} = 1,56 \text{ m}^2$$

vérifié avec une sécurité de 12,0

avec séisme : vérifié avec une sécurité de 10,0

Le critère de non traction

$$\sigma_x = \frac{M_k' \cdot v}{I} \quad \text{où } I = \frac{(0,83 \cdot 1,875)^3 \cdot 1}{12}$$

$$v = \frac{0,83 \cdot 1,875}{2}$$

sans séisme avec glaces (sans vague)

$$M_k' = - 8,7 \text{ Tm/mcrt} \quad \sigma_x = - 2,1 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{traction})$$

sans glace (avec vagues)

$$M_k' = - 2,4 \text{ Tm/mcrt} \quad \sigma_x = - 0,6 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{traction})$$

avec séisme avec glaces (sans vague)

$$M_k' = - 10,7 \text{ Tm/mcrt} \quad \sigma_x = - 2,6 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{traction})$$

sans glace (avec vagues)

$$M_k' = - 4,5 \text{ Tm/mcrt} \quad \sigma_x = - 1,1 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{traction})$$

On constate que la glace et les vagues jouent un rôle prépondérant, il faudra renforcer la partie supérieure du barrage afin que la traction calculée puisse être reprise sans dommages.

3. Stabilité du corps du barrage (fruit amont = 0,03).

Il nous faut reprendre ce problème car nous avons modifié le profil du barrage à cause du couronnement. Nous allons recalculer le fruit du parement aval (m).

A) Si la retenue est pleine

$n = 0,03$ posons $X = m.h.$

nous calculons toutes les forces en fonction de X

	Forces (T/mcrt)	Bras par rapport à K (m).	Moment (Tm/mcrt).
P1	$30,82 X + 24,78$	$\frac{X}{3}$	$(10,27 X^2 + 8,26 X)$
P2	3,105	$(\frac{2}{3} X - 1)$	$(2,07 X - 3,1)$
P3	3,23	$(\frac{2}{3} X - 1,27)$	$(2,15 X - 4,1)$
H _E	359,12	- 8,93	- 3206,9
V _E	10,8	$(\frac{2}{3} X + 0,27)$	$10,8 (\frac{2}{3} X + 0,27)$
S	$-(13,4 X + 10,8)$	$(\frac{X}{3} + 0,27)$	$-(4,47 X^2 + 7,2X + 2,9)$
H _{se}	6,5	-12,3	- 78,0
V _{se}	0,28	$(\frac{2}{3} X + 0,05)$	$(0,19 X + 0,014)$
Hvg	1,65	- 27,36	- 45,14
Hgl	5	- 26,8	- 134,0
Hse.b	58,56	- 8,95	- 524,1
Hse.e	46,7	- 15,8	- 737,9

La condition de non traction $M_k \geq 0$ impose $X = 23,67$

et donc $m = 0,883$

$m + n = 0,913$

Le critère de glissement : (il nous faut tenir compte de la cohésion)

. sans séisme : béton - béton : sécurité = 4,5

béton - rocher : sécurité = 2,1

. avec séisme : béton - béton : sécurité = 3,5

béton - rocher : sécurité = 1,66

B. Si le bassin est vide.

En admettant le même dimensionnement que pour le A), nous obtenons une résultante dans le tiers central.

Le tableau IV 11 résume les résultats.

C. En cas de crue.

Si on considère le cas où $\gamma = 1,2 \text{ T/m}^3$ (cas de l'eau chargée de particules en suspension), les modifications sont les suivantes :

$H_E = 431 \text{ T/mcrt}$ $V_E = 12,96 \text{ T/mcrt}$ et $S = -393,576 \text{ T/mcrt}$.

Pour le critère de glissement nous obtenons :

. sans séisme : béton - béton : sécurité = 3,7

béton - rocher : sécurité = 1,7

. avec séisme : béton - béton : sécurité = 2,8

béton - rocher : sécurité = 1,4

D. Section déversante.

En fait, le calcul de stabilité que nous venons de faire s'applique aux sections du barrage qui sont non déversantes. Pour les sections déversantes ou évacuatrices de crues, les modifications sont les suivantes :

- une ouverture au sommet du barrage; nous passons d'un profil triangulaire à un profil trapézoïdal.
- la réalisation d'un profil "déversant" qui doit pouvoir permettre l'évacuation du débit maximum de crue.
- un raccord parfois délicat entre le profil déversant et le parement aval.

TABLEAU IV 11

=====

m = 0,883

n = 0,03

X=23,67

	Forces (T/mcrt)	Bras de levier (m)	Moments (Tm/mcrt)
P1	724,29	7,89	5951,35
P2	3,105	14,78	45,89
P3	3,23	14,512	46,87
H _E	359,12	- 8,93	- 3206,9
V _E	10,8	16,05	173,34
S	- 327,98	8,16	- 2676,32
Hséd.	6,5	- 12,3	- 78,0
Vséd	0,28	15,83	4,43
Hvg	1,65	-27,36	- 45,14
Hgl	5,0	-26,8	- 134,0
Hsé.b	58,56	- 8,95	- 524,1
Hsé.e	46,7	-15,8	- 737,9
sans séisme			
	$\Sigma H = 327,27 ;$	$\Sigma V = 443,73$	
avec séisme			
	$\Sigma H = 477,53 ;$	$\Sigma V = 443,73$	

- la réalisation au bas du parement aval de ce qu'on appelle un "saut de ski" pour essayer de dissiper une partie de l'énergie de l'eau afin de diminuer les risques d'érosion en aval.

Ces modifications et l'effet de l'eau qui se déverse, introduisent de nouvelles forces (figure IV 12).

- l'ouverture sommitale provoque une diminution du poids propre par mètre courant : $-P_{ouv}$.
- la réalisation du profil ajoute un poids : P_{prof} .
- le "saut de ski" ajoute P_{ski}
- une répartition trapézoïdale de la pression hydrostatique sur le parement amont.
- une pression supplémentaire favorable due à l'écoulement.
- au saut de ski, lors de l'écoulement, nous avons une force se décomposant en une force verticale de basculement (V_{ski}) et une force horizontale favorable (H_{ski}).

Moyennant toutes ces modifications du profil et des forces en présence, il faudrait vérifier les conditions de stabilité pour le nouveau profil.

A ce stade-ci et dans le cadre de ce travail, nous nous contenterons de dire que l'on peut éviter cette nouvelle vérification si l'on fait en sorte que :

- le centre de gravité de $-P_{ouv}$ se trouve sur la même verticale que P_{prof} .
- $P_{ouv} \approx -P_{prof}$.

La première condition est difficilement réalisable; une des solutions souvent employée est l'introduction du côté amont d'une certaine masse de béton; c'est ce qu'on appelle un "nez".

Pour le reste, la pression supplémentaire due à l'écoulement est favorable de même que H_{ski} et P_{ski} . On considère que V_{ski} est négligeable car nous avons pris un parement amont incliné ce qui est favorable pour éviter le basculement.

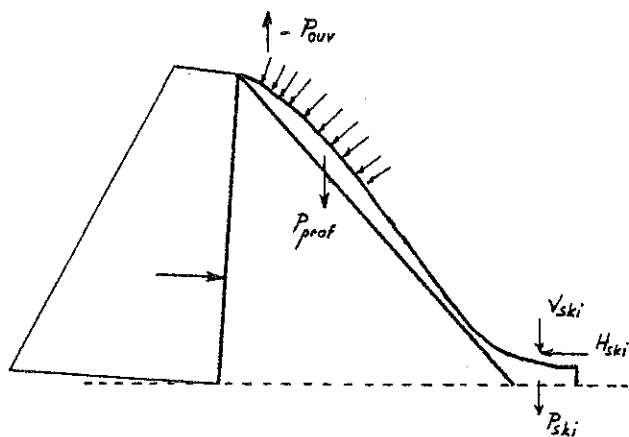


Figure IV 12

E. ETUDE DE LA STABILITE DU BARRAGE PAR LA THEORIE DE L'ELASTICITE.

1) Introduction.

Il n'était peut-être pas tout à fait logique de calculer le barrage par la méthode de la résistance des matériaux. En effet, pour appliquer cette méthode, nous avons supposé que le barrage se comportait comme une poutre encastrée dans le sol.

Pour cette raison, nous allons envisager la stabilité du même profil par une méthode basée sur la théorie de l'élasticité : la méthode de Pigeaud. Disons tout de suite que les résultats confirmeront ceux obtenus par la R.d.M. Néanmoins, elle garde l'avantage de procurer une véritable représentation du mode de résistance du barrage par le tracé des lignes isostatiques et de glissements.

Les hypothèses de cette méthode sont les suivantes :

- section triangulaire obligatoire car la méthode se sert des propriétés d'homothétie du triangle ; d'où l'impossibilité de calculer les effets du couronnement, saut de ski, etc...
- cette section triangulaire est supposée infinie vers le bas ; donc, pas de conditions aux limites à la base du barrage et on admet que les propriétés élastiques du sol de fondation sont identiques à celles de la maçonnerie du mur.
- les seules sollicitations prises en compte sont la pression de l'eau et le poids propre.
- on considère, comme pour la R.d.M., une tranche du barrage d'épaisseur unitaire et un état plan de contrainte.

Nous voyons tout de suite que les hypothèses prises sont les mêmes (ou même plus restrictives) que pour la R.d.M.

De ce fait, la méthode de Pigeaud ne sera en aucun cas plus précise que celle de R.d.M., mais elle est beaucoup plus intuitive.

2) Théorie.

Soit un point P et un point P', comme ces 2 points sont sur la même droite issue du sommet O (figure IV 13), ils ne diffèrent que par leurs distances à ce sommet et leurs propriétés respectives sont dans le rapport de ces distances.

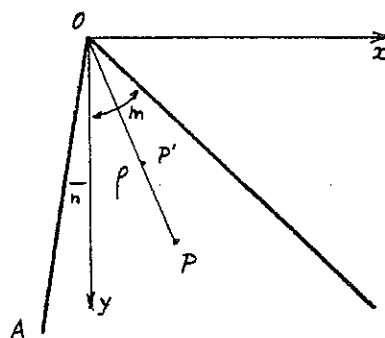
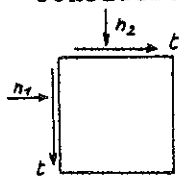


Figure IV 13

Donc si nous connaissons les propriétés d'un point P, nous pourrons en déduire celles de tous les autres points situés sur la même droite les reliant à O.

Considérons l'équilibre d'un petit carré élémentaire au-



tour d'un point P quelconque dans le barrage et dont les côtés sont parallèles à Ox et Oy. Ses facettes sont soumises aux contraintes n_1 , n_2 et t .

n_1 et n_2 sont des contraintes normales,
 t est la contrainte tangentielle.

Les équations d'équilibre vertical et horizontal sont les suivantes :

$$\frac{\partial n_1}{\partial x} + \frac{\partial t}{\partial y} - X = 0 \quad (1)$$

$$\frac{\partial t}{\partial x} + \frac{\partial n_2}{\partial y} - Y = 0 \quad (2)$$

où X et Y sont les actions extérieures par unité de volume respectivement horizontales et verticales : donc $X = 0$ et $Y = \Delta$

(Δ sera considéré comme constant dans toute l'étendue du barrage).

Si on exprime la relation de compatibilité des déformations par la théorie de l'élasticité et comme les forces de volume X et Y dérivent d'un potentiel, nous avons :

$$\frac{\partial^2 (n_1 + n_2)}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 (n_1 + n_2)}{\partial y^2} = 0 \quad (3)$$

A ces 3 équations nous devons ajouter les conditions aux limites pour déterminer totalement le problème.

$$\begin{aligned} \text{au parement amont : } n_2 + nt &= \delta y \\ t &= (\delta y - n_2) \cdot n \end{aligned}$$

en remplaçant t on trouve :

$$n_1 = \delta y - (\delta y - n_2) \cdot n^2 \quad (4)$$

$$\text{au parement aval : } n_2^m - t = 0 \quad (5)$$

$$n_1 = n_2^m$$

Grâce à l'homothétie et avec les axes choisis comme à la figure IV 13, on peut écrire les contraintes et déformations sous la forme : $\phi = \rho f(\alpha)$ et $\phi = n_1 + n_2 = \rho f(\alpha)$

D'où la nécessité de passer en coordonnées polaires :

$$x = \rho \sin \alpha$$

$$y = \rho \cos \alpha$$

et l'équation de compatibilité (3) devient :

$$\frac{\partial^2 \phi}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \phi}{\partial y^2} = \frac{\partial^2 \phi}{\partial \rho^2} + \frac{1}{\rho} \frac{\partial \phi}{\partial \rho} + \frac{1}{\rho^2} \frac{\partial^2 \phi}{\partial \alpha^2} = 0$$

$$\frac{\partial \phi}{\partial \rho} = f(\alpha)$$

$$\frac{\partial^2 \phi}{\partial \rho^2} = 0$$

$$\frac{\partial^2 \phi}{\partial \alpha^2} = \rho \frac{\partial^2 f}{\partial \alpha^2}$$

$$\text{on obtient : } \frac{1}{\rho} \left[f(\alpha) + \frac{\partial^2 f(\alpha)}{\partial \alpha^2} \right] = 0$$

donc f(α) sera du type f = A sin α + B cos α

$$\begin{aligned} \text{et } \phi &= \rho f(\alpha) \\ &= A \rho \sin \alpha + B \rho \cos \alpha \\ n_1 + n_2 &= \phi = Ax + By \end{aligned}$$

$$\frac{\partial^2 (n_1 + n_2)}{\partial x^2} = 0 \qquad \frac{\partial^2 (n_1 + n_2)}{\partial y^2} = 0$$

En dérivant (1) par rapport à x

et (2) par rapport à y

$$\text{on obtient : } \frac{\partial^2 n_1}{\partial x^2} - \frac{\partial^2 n_2}{\partial y^2} = 0 \quad (6)$$

$$\text{or } 2n_1 = (n_1 + n_2) + (n_1 - n_2) = \phi + (n_1 - n_2)$$

$$2n_2 = (n_1 + n_2) - (n_1 - n_2) = \phi - (n_1 - n_2)$$

on trouve alors que (6) peut s'écrire :

$$\frac{\partial^2 (n_1 - n_2)}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 (n_1 - n_2)}{\partial y^2} = 0$$

$$\text{si } n_1 - n_2 = \phi_1 = \rho f_1(\alpha)$$

$$\text{donc } \phi_1 = A_1 x + B_1 y$$

$$n_1 + n_2 = Ax + By$$

$$n_1 - n_2 = A_1 x + B_1 y$$

et donc n_1 et n_2 sont des fonctions linéaires
de x et y

En dérivant (1) par rapport à y

et (2) par rapport à x

$$\text{et en additionnant on trouve } \frac{\partial^2 t}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 t}{\partial y^2} = 0$$

$$\text{donc } t = \rho f_2(\alpha) = A_2 x + B_2 y$$

et t est aussi une fonction linéaire de x et y

Réalisons maintenant l'équilibre par les équations (1) et (2)

si on pose au départ :

$$n_1 = a_1 x + b_1 y \quad (7)$$

$$n_2 = a_2 x + b_2 y \quad (8)$$

$$t = a_3 x + b_3 y \quad (9)$$

de (1) on tire $a_1 + b_3 = 0$

de (2) on tire $a_3 + b_2 = \Delta$

$$\text{d'où } t = (\Delta - b_2)x - a_1 y \quad (10)$$

En exprimant les conditions aux limites du parement amont :

$$x = -ny$$

$$n_1 = \gamma y - (\gamma y - n_2) n^2$$

et les équations (7), (8) et (10)

$$\text{il vient : } \Delta n + \gamma n = 2b_2 n - a_1 - a_2 n^2 \quad (11)$$

$$\gamma (n^2 - 1) = a_1 n - b_1 + (b_2 - a_2 n) n^2 \quad (12)$$

En exprimant les conditions aux limites du parement aval :

$$x = my$$

$$n_1 = n_2 m^2$$

$$n_2 m - t = 0$$

et les équations (7), (8) et (10)

$$\text{il vient : } \Delta m = a_1 + a_2 m^2 + 2b_2 m \quad (13)$$

$$0 = b_1 + a_1 m - (a_2 m + b_2) m^2 \quad (14)$$

Les 4 équations (11), (12), (13) et (14) forment un système de 4 équations à 4 inconnues : a_1 , b_1 , a_2 et b_2

et l'on obtient :

$$a_1 = \frac{\Delta}{(m+n)^2} m n (m-n) + \frac{\gamma}{(m+n)^3} m n (m n - m^2 - 2) \quad (15)$$

$$b_1 = \frac{\Delta}{(m+n)^2} 2m^2 n^2 - \frac{\gamma}{(m+n)^3} m^2 (2 m n^2 - 3n - m) \quad (16)$$

$$a_2 = \frac{-\Delta}{(m+n)^2} (m-n) - \frac{\gamma}{(m+n)^3} (n^2 + 3 m n - 2) \quad (17)$$

$$b_2 = \frac{\Delta}{(m+n)^2} (m^2 + n^2) - \frac{\gamma}{(m+n)^3} (m-n - 2m^2 n) \quad (18)$$

Si l'on veut considérer l'équilibre pour le cas du réservoir vide, il suffit de prendre $\gamma = 0$ dans les expressions précédentes.

Les contraintes principales.

Les valeurs n_1 et t d'une part et n_2 et t d'autre part sont les composantes des efforts élastiques suivant l'axe des x et l'axe des y sur l'élément dont les côtés sont parallèles à Ox et Oy et qui passe par P .

Les contraintes en P sur un élément plan (figure IV 14) de direction quelconque (mais dont la direction est caractérisée par l'angle α et que fait la normale à cet élément plan et l'axe Ox

peuvent s'écrire : $X = n_1 \cos \alpha + t \sin \alpha$
 $Y = t \cos \alpha + n_2 \sin \alpha$

où les contraintes X et Y sont les composantes de la sollicitation élastique suivant Ox et Oy

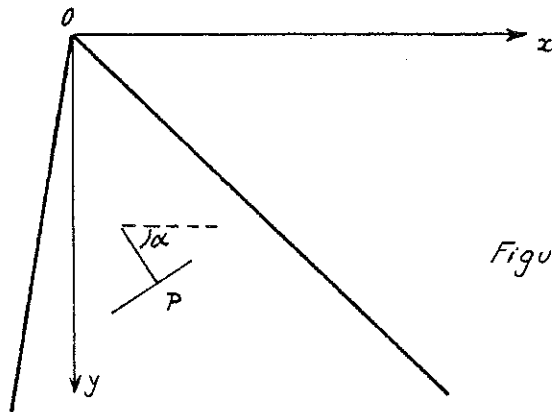


Figure IV 14

Si nous exprimons cette sollicitation suivant la normale à l'élément plan (σ) et suivant la direction de l'élément (τ), nous avons :

$$\sigma = X \cos \alpha + Y \sin \alpha$$

$$\tau = -X \sin \alpha + Y \cos \alpha$$

et donc :

$$\sigma = \frac{n_1 + n_2}{2} + \frac{n_1 - n_2}{2} \cos 2\alpha + t \sin 2\alpha \quad (19)$$

$$\tau = \frac{n_2 - n_1}{2} \sin 2\alpha + t \cos 2\alpha \quad (20)$$

Cherchons l'angle α pour lequel σ est extrémum :

$$\frac{\partial \sigma}{\partial \alpha} = 0 = -\frac{n_1 - n_2}{2} 2 \sin 2\alpha + 2 t \cos 2\alpha$$

d'où $\operatorname{tg} 2\alpha = \frac{2 t}{n_1 - n_2} \quad (21)$

et l'on obtient les deux angles correspondant aux deux directions principales : α_1 et $\alpha_2 = (\alpha_1 + \frac{\pi}{2})$
on obtient :

$$\begin{aligned} \sigma_1 \\ \sigma_2 \end{aligned} = \frac{n_1 + n_2}{2} \pm \frac{1}{2} \sqrt{(n_1 - n_2)^2 + 4 t^2} \quad (22)$$

A partir de là, on peut construire différentes courbes qui figurent bien la façon dont le béton du barrage travaille.

a) Courbes de compressions extrémales.

Les courbes joignant les points d'égales compressions extrémales auront pour équation :

$$\frac{n_1 + n_2}{2} \pm \frac{1}{2} \sqrt{(n_1 - n_2)^2 + 4 t^2} = \text{Cste} \quad (23)$$

soit M le point d'intersection de cette courbe et de la droite OP (figure IV 15)

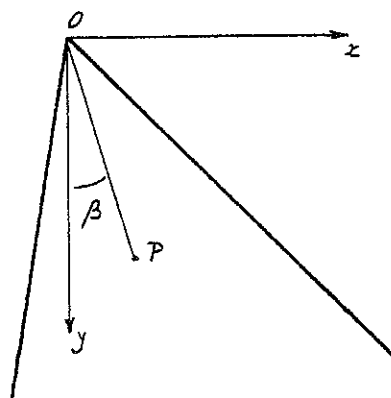


Figure IV 15

Le lieu du point M en faisant tourner la droite OP autour de O sera la courbe cherchée

soit $\ell = \text{tg } \beta$ ou $\beta = \text{angle entre Oy et OP}$

les coordonnées de M sont x et y avec $x = \ell y$

$$(7) \quad n_1 = y (a_1 \ell + b_1) = y n'_1 \quad (24)$$

$$(8) \quad n_2 = y (a_2 \ell + b_2) = y n'_2 \quad (25)$$

$$t = y (\ell (A - b_2) - a_1) = y t' \quad (26)$$

en remplaçant les valeurs de n_1 , n_2 et t dans l'équation (23) on trouve :

$$y = \frac{\text{Cste}}{k'} \quad \text{où } k' = \frac{n'_1 + n'_2}{2} + \frac{1}{2} \sqrt{(n'_1 - n'_2)^2 + 4 t'^2} \quad (27)$$

pour la courbe des compressions maximum d'où la position du point M car $x = \ell y$

de même, nous avons :

$$y = \frac{\text{Cste}}{k''} \quad \text{où } k'' = \frac{n'_1 + n'_2}{2} - \frac{1}{2} \sqrt{(n'_1 - n'_2)^2 + 4 t'^2} \quad (28)$$

pour la courbe de compression minimum.

b) Courbes isostatiques.

Pour un ℓ donné, on peut déterminer la valeur de α (angle que fait la facette principale avec la verticale)

$$(21) \quad \operatorname{tg} 2 \alpha = \frac{2 t}{n_1 - n_2} = \frac{2 t'}{n'_1 - n'_2}$$

Nous avons les isostatiques de

- première espèce correspondant aux facettes de compression maximum,
- deuxième espèce correspondant aux facettes de compression minimum

$$\operatorname{tg} 2 \alpha = \frac{2 \operatorname{tg} \alpha}{1 - \operatorname{tg}^2 \alpha} = \frac{2 t'}{n'_1 - n'_2}$$

$$\text{d'où : } t' \operatorname{tg}^2 \alpha + (n'_1 - n'_2) \operatorname{tg} \alpha - t' = 0$$

$$\text{et } \operatorname{tg} \alpha = \frac{(n'_2 - n'_1) \pm \sqrt{(n'_2 - n'_1)^2 + 4 t'^2}}{2 t'} \quad (29)$$

c) Courbes de cisaillement effectif maximum.

Par l'équation (20) nous avons :

$$\tau = \frac{n_2 - n_1}{2} \sin 2 \alpha + t \cos 2 \alpha$$

$$\frac{\partial \tau}{\partial \alpha} = 0 = (n_2 - n_1) \cos 2 \alpha - 2 t \sin 2 \alpha$$

$$\text{nous obtenons : } \operatorname{tg} 2 \alpha' = \frac{n_2 - n_1}{2 t} \quad \text{où } \alpha' = \text{angle pour lequel}$$

τ est maximum

$$\text{or par (21) on a : } 2 \alpha' = 2 \alpha - \frac{\pi}{2}$$

$$\alpha' = \alpha \pm \frac{\pi}{4}$$

donc nous avons un angle de $\frac{\pi}{4}$ entre les directions de cisaillement maximum et les directions principales

$$\tau_{\max} = \frac{1}{2} \sqrt{(n_1 - n_2)^2 + 4 t^2} = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2}$$

mais ceci, c'est du cisaillement simple.

Pour envisager le cisaillement effectif, nous avons d'après la condition de Coulomb $\zeta = |\tau| - |\sigma| \operatorname{tg} \varphi$

Si l'on exprime σ en fonction de n_1 , n_2 et t par (19)

τ en fonction de n_1 , n_2 et t par (20)

et par (21)

on trouve des directions faisant des angles de $\pm \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$ avec la direction de compression maximum.

Pour trouver les courbes de cisaillements effectifs maximum constants, on procède de la même façon que précédemment et on trouve :

$$y = \frac{2 D \cos \varphi}{\tau'} \quad (30)$$

$$\text{où } \tau' = \sqrt{(n'1 - n'2)^2 + 4 t'^2} - (n'1 + n'2) \sin \varphi$$

φ = angle de frottement interne

D = cisaillement effectif constant.

d) Lignes de glissement effectif.

Ces lignes sont telles qu'elles sont tangentes en chaque point à la direction de l'élément plan sur lequel le glissement effectif est maximum.

Ces courbes coupent donc les isostatiques suivant l'angle constant = $\pm \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$

3) Application à notre cas : vérification de la stabilité du profil trouvé par la R.d.M.

nous avons :

$$\begin{aligned} m &= 0,883 \\ n &= 0,03 \\ \Delta &= 2,3 \text{ T/m}^3 \\ \gamma &= 1 \text{ T/m}^3 \end{aligned}$$

Par les équations (15), (16), (17) et (18) nous trouvons :

. pour le réservoir plein

$$\begin{aligned} a1 &= -0,033484 & b1 &= 0,999076 \\ a2 &= 0,168735 & b2 &= 1,094464 \end{aligned}$$

par les équations (7), (8) et (10) :

$$\begin{aligned} n1 &= -0,033484 x + 0,999076 y \\ n2 &= 0,168735 x + 1,094464 y \\ t &= 1,205536 x + 0,033484 y \end{aligned}$$

. pour le réservoir vide

$$a_1 = 0,062347 \quad b_1 = 0,003872$$

$$a_2 = -2,353614 \quad b_2 = 2,153817$$

par les équations (7), (8) et (10) :

$$n_1 = 0,062347 x + 0,003872 y$$

$$n_2 = -2,353614 x + 2,153817 y$$

$$t = 0,146183 x - 0,062347 y$$

a. Calcul des courbes de compressions extremum.

. pour le réservoir plein

Pour la compression maximum, on trouve $n'1$, $n'2$ et t' en fonction de $\ell = \text{tg } \beta$ par les équations (24), (25) et (26) (voir tableau 1); ensuite par l'équation (27) on trouve k' (tableau 1)

$$\text{On calcule } y = \frac{\text{compression maximum choisie}}{k'}$$

pour différentes valeurs de cette compression (tableau 2)

A partir du tableau 2, nous construisons la figure IV 16.

Pour la compression minimum, de la même façon on calcule par l'équation (28) les valeurs de k'' (tableau 1); ensuite on calcule $y = \frac{\text{Compression minimum choisie}}{k''}$ pour différentes valeurs de cette compression (tableau 3)

A partir du tableau 3, nous construisons la figure IV 17.

. pour le réservoir vide.

On procède de la même manière (tableau 4, 5 et 6 et figures IV 18 et IV 19).

b. Isostatiques.

Par l'équation (29) on trouve les angles α correspondant à différents ℓ (tableaux 1 et 4). Le tracé des isostatiques est réalisé figure IV 20.

c. Courbes de cisaillement effectif maximum.

Par le même procédé qu'en a., par l'équation (30) on trouve γ' en fonction de ℓ (tableaux 1 et 4) et les valeurs de y pour différents D choisis (tableaux 7 et 8).

Le tracé est réalisé figure IV 21.

d. Les lignes de glissement effectif.

Elles s'obtiennent facilement car elles coupent les isostatiques suivant l'angle constant = $\pm \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = \pm 25,65^\circ$

4) Conclusions.

Les compressions maximum se situent au pied des parements aval et amont sont égales et valent 6,2 Kg/cm².

Pour les compressions minimum, on peut voir que l'on trouve au parement amont, juste la valeur de la pression hydrostatique (condition de Levy tout juste vérifiée). En fait l'addition du couronnement provoquera une augmentation de ces compressions et la condition de Levy sera plus largement respectée.

Les isostatiques de première espèce, montrent bien la façon de "travailler" du barrage. Elles sont également les perpendiculaires aux plans suivant lesquels il est conseillé d'établir le contact béton-rocher.

Les cisaillements effectifs maximum sont de l'ordre de 1,2 kg/cm² et se produisent au pied du parement aval.

Dans le béton, ces cisaillements sont acceptables car :

$$1,2 < \frac{R_c \text{ du béton} = 60 \text{ à } 90}{4} \quad (\text{kg/cm}^2).$$

Les lignes de glissement représentent les directions suivant lesquelles il est contre-indiqué de faire des reprises en béton.

TABLEAU I - Réservoir plein.

$l = \operatorname{tg} \beta$	n'_1	n'_2	t'	k'	k''	α	ζ'
0,833	0,9695	1,2435	1,0980	2,4125	- 0,1995	48,55°	0,8324
0,8	0,9723	1,2295	0,9979	2,1070	0,0947	48,67°	0,6387
0,7	0,9756	1,2126	0,8773	1,9794	0,2088	48,84°	0,4054
0,6	0,9790	1,1957	0,7568	1,8519	0,3228	49,07°	0,1723
0,5	0,9823	1,1788	0,6362	1,7243	0,4368	49,39°	-0,0608
0,4	0,9857	1,1620	0,5157	1,5970	0,5507	49,85°	-0,2935
0,3	0,9890	1,1451	0,3951	1,4698	0,6643	50,59°	-0,5260
0,2	0,9924	1,1282	0,2746	1,3432	0,7774	51,94°	-0,7573
0,1	0,9957	1,1113	0,1540	1,2180	0,8890	55,28°	-0,9855
0	0,9991	1,0945	0,0325	1,1051	0,9885	72,46°	-1,1896
- 0,03	1	1,0894	-0,0027	1,0895	0,999	-88,27°	-1,2140

TABLEAU 2 - Réservoir plein; courbes d'égales compressions maximum.

$l = \text{tg } \beta$	γ (C = 6 kg/cm ²)	5	4	3	2	1
0,833	24,9	20,7	16,6	12,4	8,3	4,2
0,8	28,5	23,75	19	14,25	9,5	4,75
0,7		25,25	20,2	15,15	10,1	5,05
0,6		27	21,6	16,2	10,8	5,4
0,5			23,2	17,4	11,6	5,8
0,4			25	18,75	12,5	6,25
0,3			27,2	20,4	13,6	6,8
0,2				22,3	14,9	7,43
0,1				24,6	16,4	8,2
0				27,1	18,1	9
- 0,03					18,3	9,2

TABLEAU 3 - Réservoir plein; courbes d'égales compressions minimum.

=====

$l = \text{tg } \beta$	γ ($C = 2,5 \text{ kg/cm}^2$)	2	1,5	1	0,5
0,883					
0,8					
0,7					24
0,6				31	15,5
0,5				22,9	11,4
0,4			27,24	18,2	9,1
0,3		30,1	22,6	15,1	7,5
0,2		25,7	19,3	12,9	6,43
0,1	28,1	22,5	16,9	11,2	5,6
0	25,3	20,24	15,18	10,12	5,06
-0,03	25	20	15	10	5

TABLEAU 4 : Réservoir vide.

$l = \text{tg} \beta$	n'_1	n'_2	t'	k'	k''	$x(= 38,6^\circ)$	τ'
0,883	0,0589	0,0756	0,0667	0,1345	0,0003	48,57°	0,0505
0,8	0,0537	0,2709	0,0546	0,2838	0,0407	76,65°	0,0406
0,7	0,0475	0,5063	0,0400	0,5098	0,0440	85,05°	0,1202
0,6	0,0413	0,7416	0,0254	0,7425	0,0404	87,93°	0,2137
0,5	0,0350	0,9770	0,0107	0,9771	0,0349	89,35°	0,3109
0,4	0,0288	1,2124	-0,0039	1,2124	0,0288	-89,81°	0,4093
0,3	0,0226	1,4477	-0,0185	1,4479	0,0226	-89,25°	0,5083
0,2	0,0163	1,6831	-0,0331	1,6838	0,0156	-88,86°	0,6079
0,1	0,0101	1,9185	-0,0477	1,9197	0,0089	-88,57°	0,7076
0	0,0039	2,1538	-0,0623	2,1556	0,0021	-88,34°	0,8074
-0,03	0,0020	2,2244	-0,0667	2,2264	-0,0000	-88,28°	0,8374

TABLEAU 5 : Réservoir vide; compression maximum.

=====

$l = \text{tg } \beta$	$y (C = 5)$	$y (C = 4)$	$y (C = 3)$	$y (C = 2)$	$y (C = 1)$
0,883					
0,8				39,20	19,62
0,7			40,40	26,93	13,47
0,6			30,70	20,47	10,23
0,5		40,94		16,50	8,25
0,4	41,20	33,00	24,74	13,81	6,91
0,3	34,53	27,63	20,72	11,88	5,94
0,2	29,70	23,76	17,82	10,42	5,21
0,1	26,05	20,84	15,63	9,28	4,64
0	23,20	18,56	13,92	8,98	4,50
-0,03	22,46	17,97	13,47		

TABLEAU 6 : Réservoir vide; compression minimum.

=====

$1 = \text{tg } \beta$	$y (C = 0,1)$	$y (C = 0,08)$	$y (C = 0,06)$	$y (C = 0,04)$	$y (C = 0,02)$
0,883					
0,8	24,57	19,66	14,74	9,83	4,90
0,7	22,73	18,18	13,64	9,10	4,54
0,6	24,75	19,80	14,85	9,90	4,95
0,5	28,65	22,92	17,19	11,46	5,73
0,4		27,77	20,83	13,89	6,94
0,3			26,54	17,70	8,85
0,2				25,64	12,82
0,1					22,47
0					
-0,03					

TABLEAU 7 - Réservoir plein; cisaillement effectif maximum.

=====

$l = \text{tg } \beta$	y (D = 1,2 Kg/cm ²)	1	0,8	0,6	0,4	0,2
0,883	22,5	18,8	15	11,3	7,51	3,8
0,8	29,4	24,5	19,6	14,7	9,8	4,9
0,7		38,6	30,8	23,1	15,4	7,7
0,6				54,4	36,3	18,1
0,5						
0,4						
0,3						
0,2						
0,1						
0						
-0,03						

TABLEAU 8 : Réservoir vide; cisaillement effectif maximum.

=====

$1 = \text{tg} \beta$	τ_c	$y (D = 1,4)$	$y (D = 1,2)$	$y (D = 1)$	$y (D = 0,8)$	$y (D = 0,6)$	$y (D = 0,4)$	$y (D = 0,2)$
0,883	0,0505							
0,8	0,0406							
0,7	0,1202						25,97	
0,6	0,2137					29,20	14,61	
0,5	0,3109				30,12	20,08	10,04	
0,4	0,4093			30,51	22,89	15,25	7,63	
0,3	0,5083		30,71	24,57	18,42	12,28	6,14	
0,2	0,6079	30,81	25,68	20,54	15,41	10,27	5,14	
0,1	0,7076	30,88	26,47	22,06	17,65	8,82	4,41	
0	0,8074	27,06	23,20	19,33	15,47	7,73	3,87	
-0,03	0,8374	26,10	22,37	18,64	14,91	7,46	3,73	

Réservoir plein

Courbes d'égale compression maximum

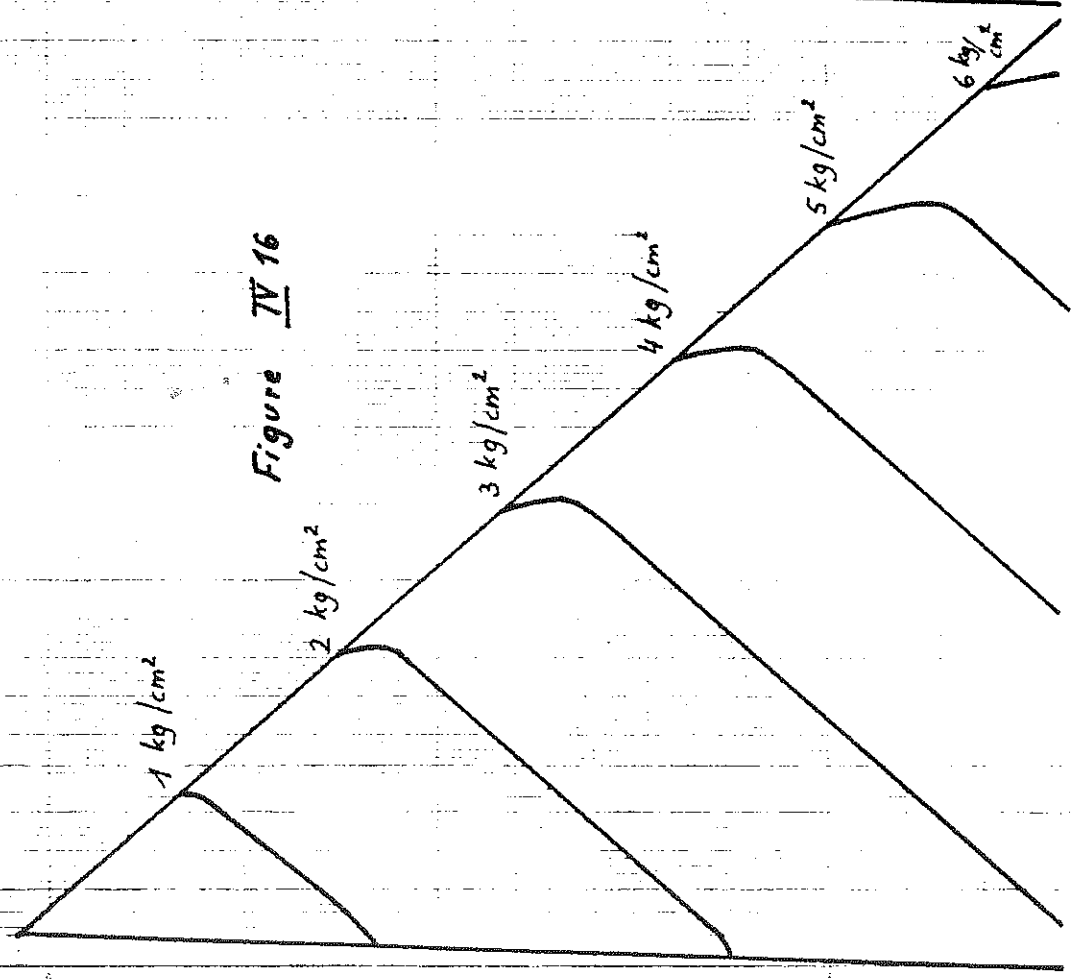


Figure IV 16

Courbes d'égale compression minimum

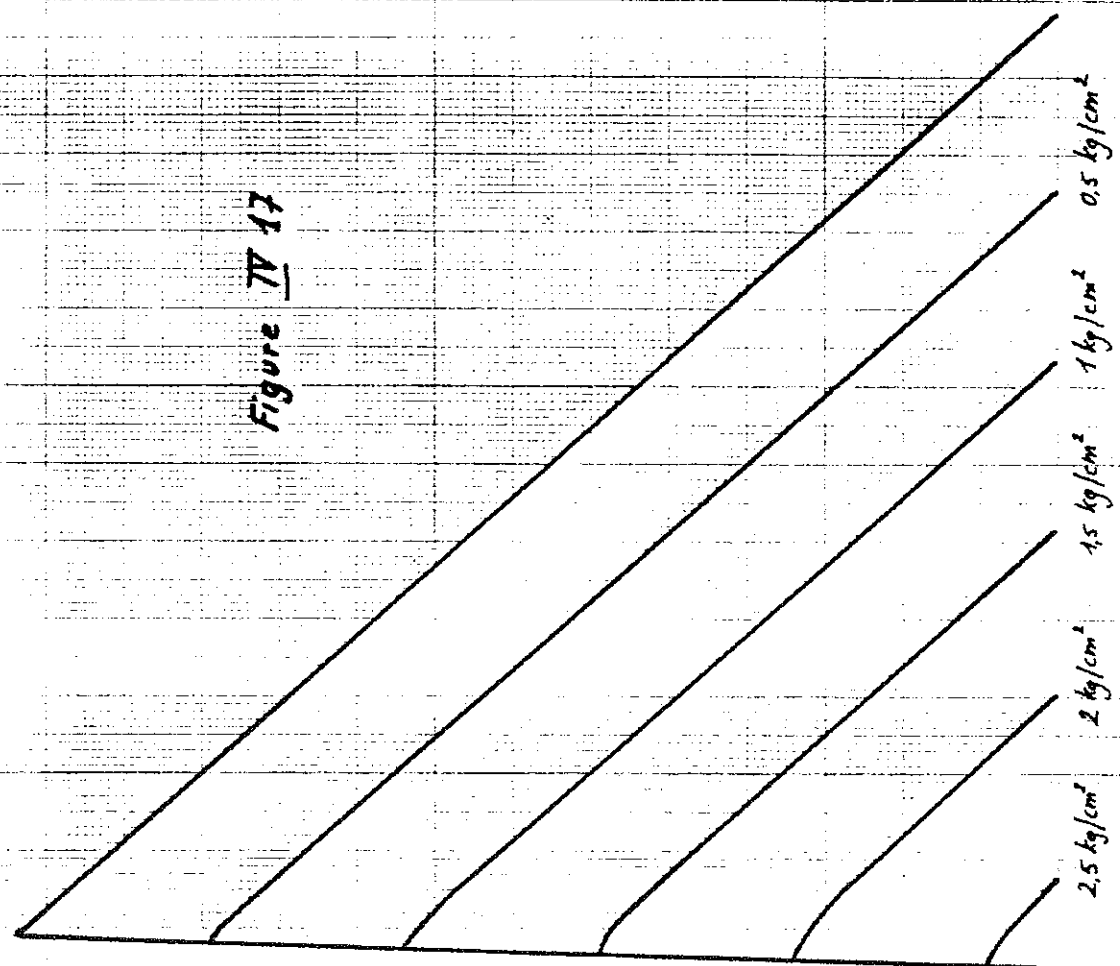


Figure IV 17

Réservoir vide

Courbes d'égal compression minimum

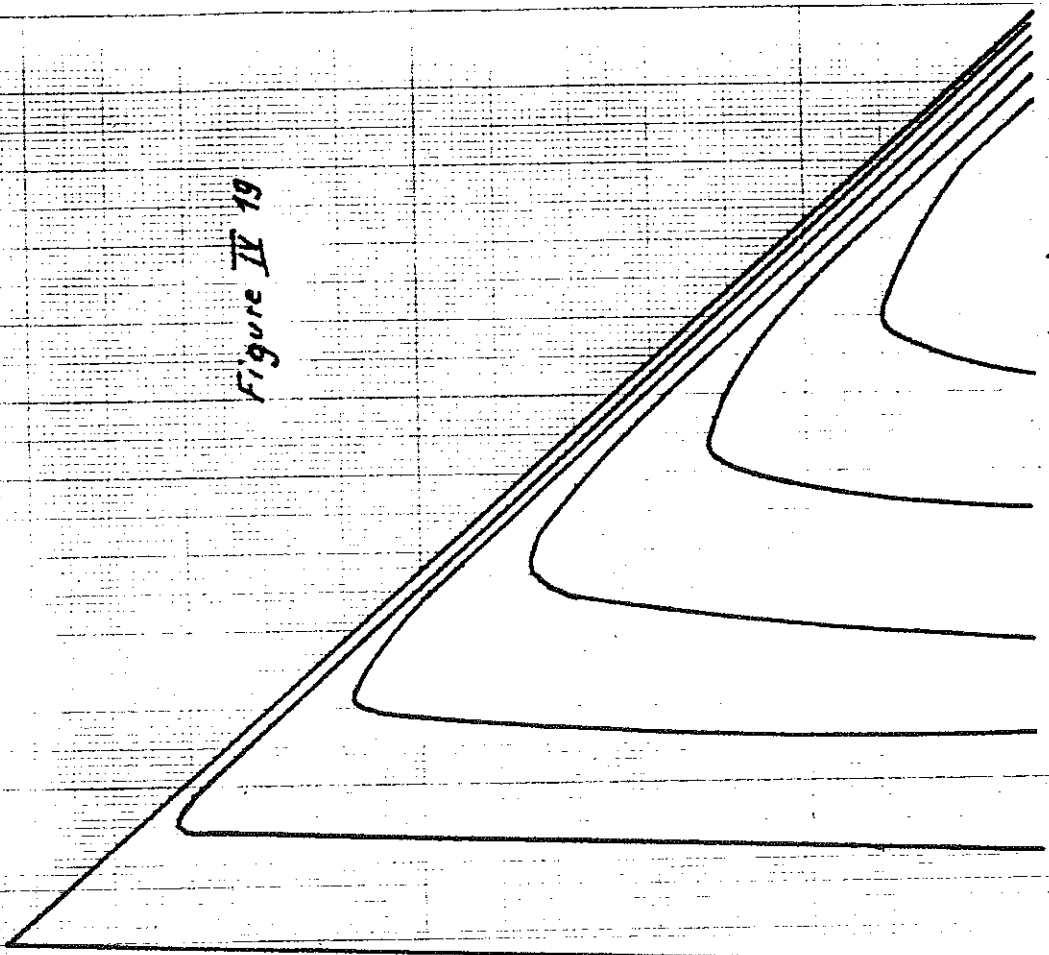


Figure IV 19

Courbes d'égal compression maximum

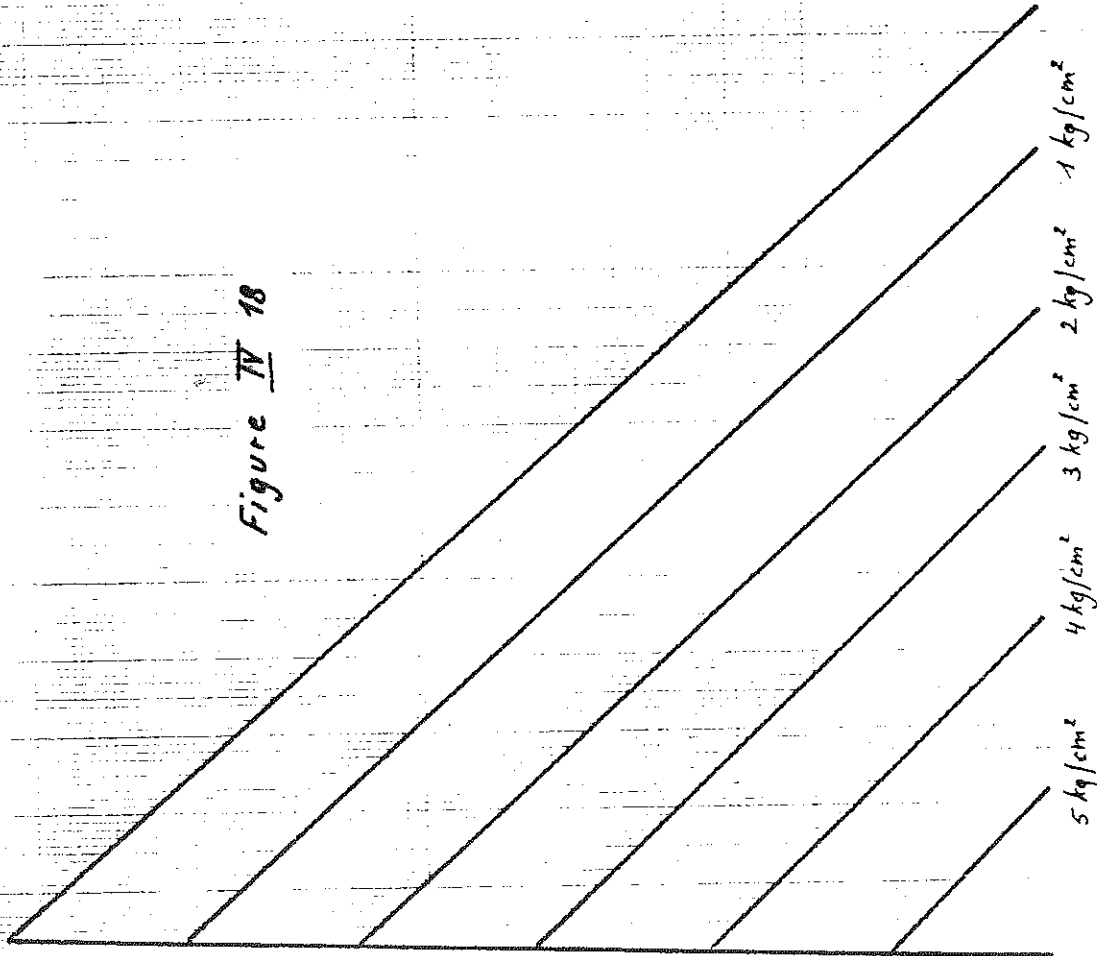
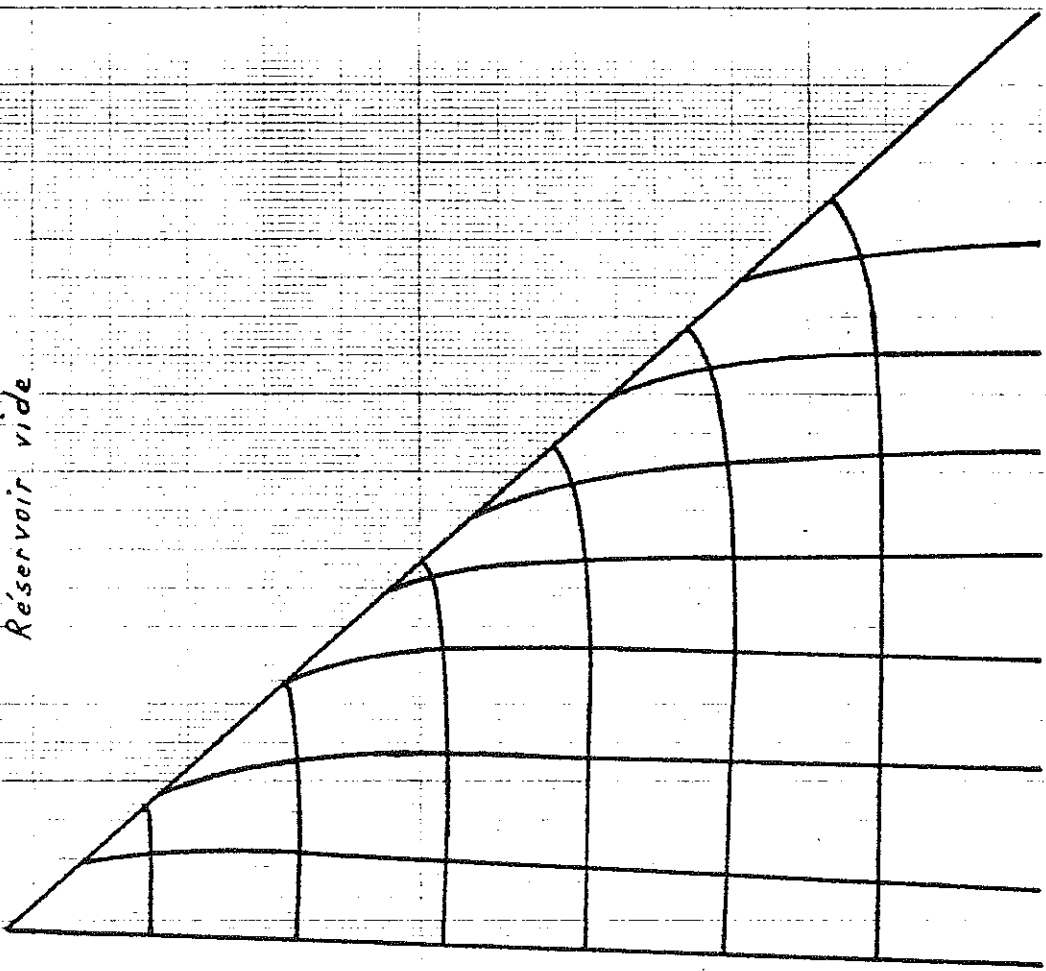


Figure IV 18

Isostatiques

Figure IV 20

Réservoir vide



Réservoir plein

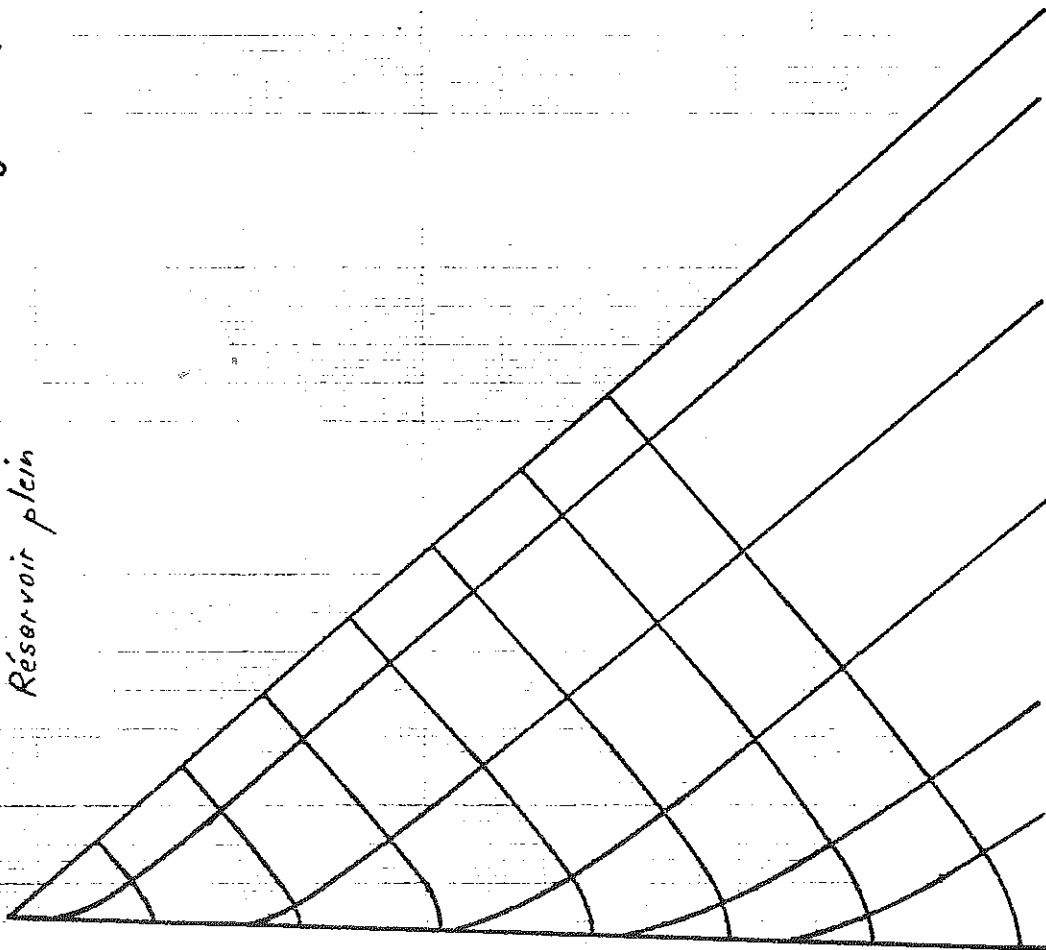
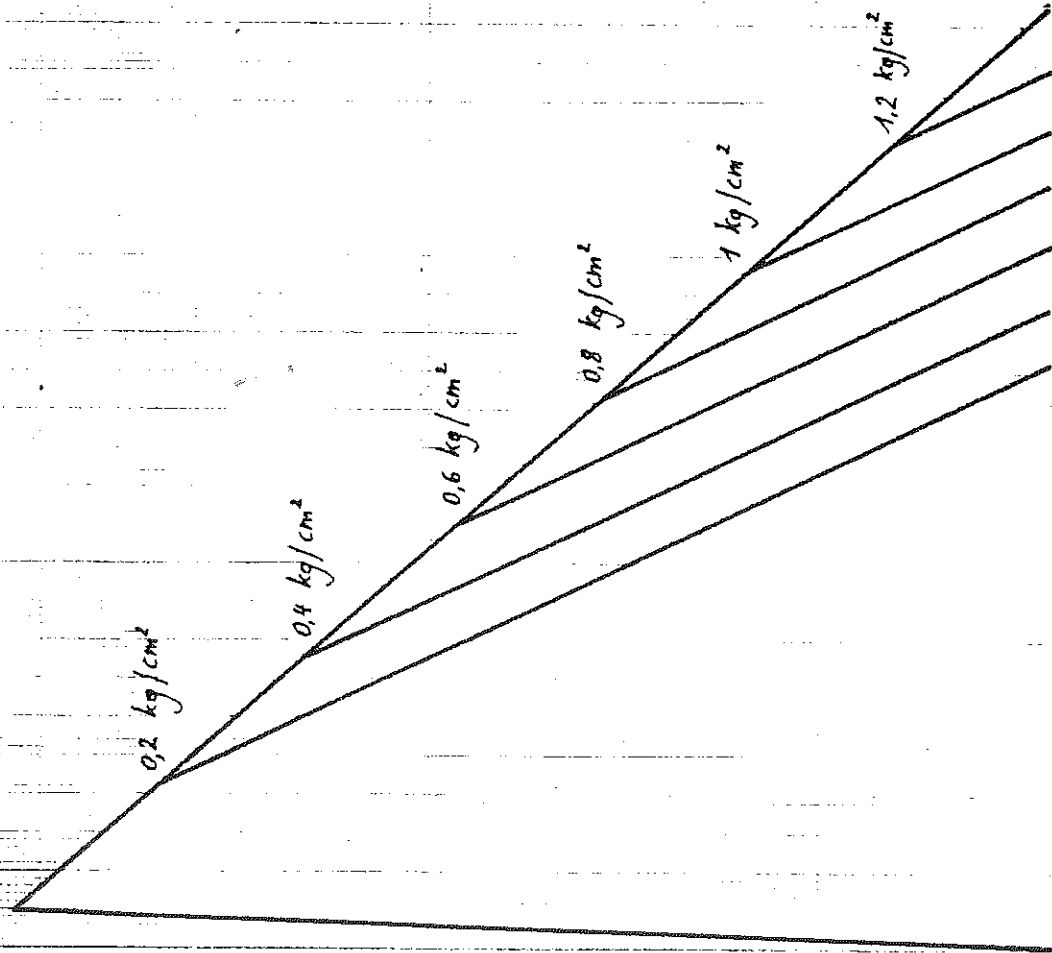


Figure IV 21

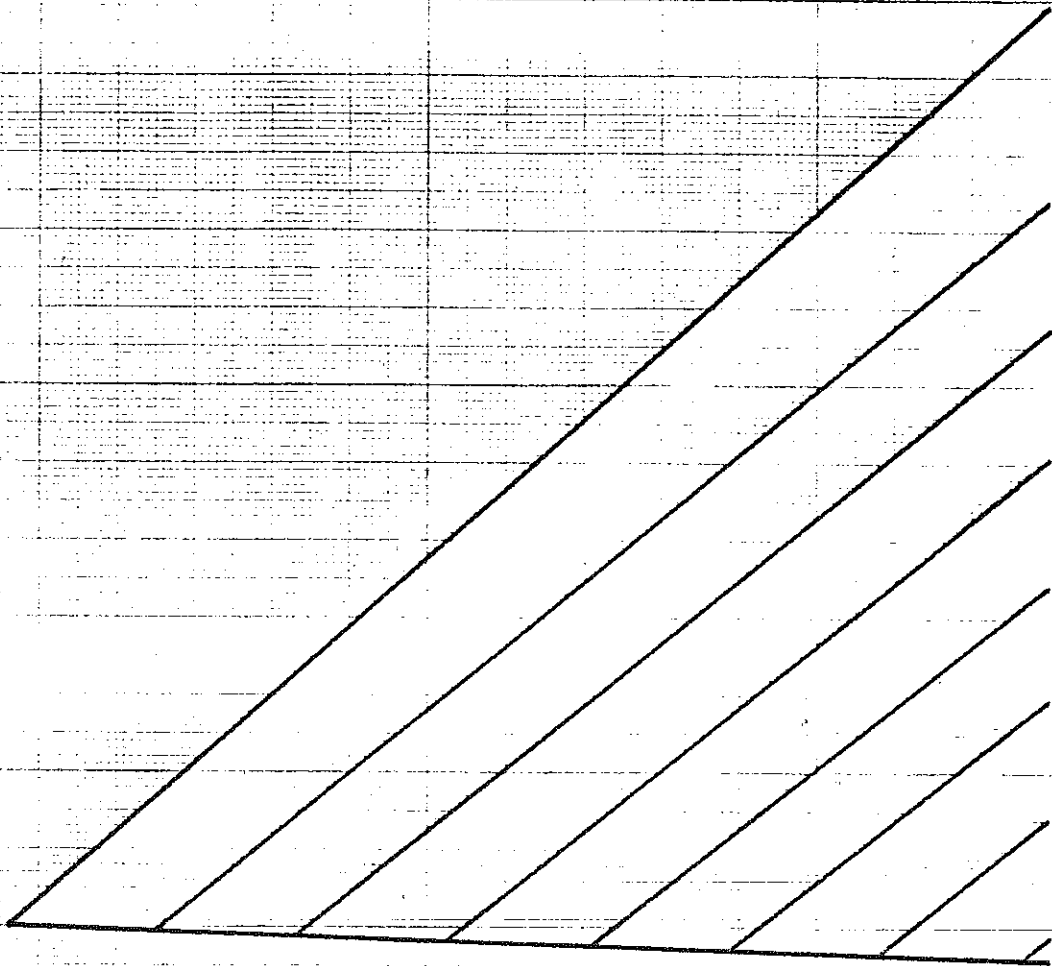
Réservoir plein

Courbe de cisaillement effectif maximum



Réservoir vide

Courbe de cisaillement effectif maximum



REFERENCES ET BIBLIOGRAPHIE.

. BOURGIN A.

- Cours de calcul de barrages
Eyrolles 1948.

. DEHOUSSE N.M.

- Cours de barrages fixes.
- Cours de généralités concernant les constructions hydrauliques.
ULg 1976.

. MARY M.

- Les barrages
Presses Universitaires de France - 1965.

. MASSONNET Ch.

- Résistance des Matériaux.
Sciences et Lettres - Liège 1960.
- Eléments de théorie de l'élasticité.
A.E.E.S. Liège 1979.

. PRESS H.

- Les barrages de vallée.
Dunod 1958.

. VARLET H.

- Barrages réservoirs.... (Volumes II et III)
Eyrolles 1966.

CHAPITRE V.

BARRAGE EN ENROCHEMENTS.

CHAPITRE V - BARRAGE EN ENROCHEMENTS.

	<u>Page</u>
1. Généralités	126
2. Fondations	126
a. les alluvions	126
b. bed-rock altéré	127
c. bed-rock sain	127
3. Etanchéité	127
a. le masque	128
b. le mur para fouille	128
c. les injections	128
d. le drainage	129
4. Surveillance, auscultation et contrôle des fuites	129
5. Evacuateur de crue	130
a. L'évacuateur de crue souterrain	130
b. La passe déversante	130
6. Revanche	131
7. Dimensions et croquis du barrage	132
8. Stabilité	132
a. Généralités	132
b. Caractéristiques des matériaux	134
c. Abaque de Taylor-Biarez	134
d. Méthode de M. Fagnoul	136
e. Méthode de Fellenius	138
1. Principe	138
2. Résultats	141
f. Méthode de Janbu	141
1. Principe et théorie	141
2. Procédure itérative	149
3. Description générale du programme	149
4. Résultats	151
Références et Bibliographie	153

1. GÉNÉRALITÉS.

- Les avantages du barrage en enrochements sont à priori les suivants :
- . cette solution peut bien s'adapter au profil dissymétrique de la vallée,
 - . l'utilisation d'une grande partie des déblais d'excavation de la centrale.
 - . des coûts probablement inférieurs,
 - . des délais de construction relativement courts,
 - . une sécurité accrue,
 - . une grande souplesse vis-à-vis des tassements différentiels.
 - . l'expérience acquise à Coo dans la conception de deux barrages de ce type

2. FONDATIONS.

Au droit du profil E3, nous avons :

- sur la rive gauche . des limons
 . des sables et sables grossiers
 . des graviers
 . le bed-rock altéré puis le bed-rock sain.

(voir chapitre II : sismique pour les différentes épaisseurs).

- sur la rive droite . de 0 à 1,5 m. de colluvium
 . le bed-rock fauché (1 à 2,5 m) puis le bed-rock sain.

a) les alluvions.

A Coo, les alluvions graveleuses ont été soumises à des essais de cisaillement après compactage de façon à obtenir un poids spécifique sec d'environ 2,33 kg/dm³ pour une teneur en eau de 6,5 % environ (des valeurs très proches de celles existant dans les essais in situ).

On a obtenu :

matériaux inférieurs à 40 mm : $c = 0,40 \text{ kg/cm}^2$

$$\varphi = 33^\circ$$

matériaux inférieurs à 80 mm : $c = 0,24 \text{ kg/cm}^2$

$$\varphi = 35,8^\circ$$

Ces caractéristiques seront probablement supérieures à celles des enrochements de Stoumont; à Coö, les enrochements avaient les caractéristiques suivantes : (à long terme)

$$c = 0$$

$$\varphi = 32^\circ$$

Les alluvions graveleuses seront à conserver d'autant plus que leur grande perméabilité est un facteur favorable (nous y reviendrons).

Les épaisseurs d'alluvions à enlever correspondront aux alluvions limoneuses uniquement (voir chapitre II sismique; coupe E3).

b) bed-rock altéré.

Au point de vue cisaillement, il faut surtout craindre les argiles propices aux glissements. Vu la nature quartzophylladeuse et phylladeuse de la majorité des roches du substratum, il faut s'attendre à avoir un bed-rock altéré assez argileux et de perméabilité faible. (Voir annexes; détails des sondages carottés).

c) bed-rock sain.

Le substratum est constitué de phyllades, quartzophyllades et quartzites (décrits au chapitre II ; géologie). Ces roches sont affectées de joints de diaclases et de schistosité (parallèle à la stratification).

Les orientations et pendages de ces discontinuités ont été discutés au chapitre II (Diagrammes de Schmidt). Retenons qu'aucune de ces discontinuités n'est parallèle à l'axe du barrage.

3. ÉTANCHÉITÉ.

Comme nous l'avons dit plus haut, nous utilisons les déblais des excavations de la centrale souterraine. Ces enrochements, bien que provenant des horizons géologiques Sm 1b, Sm 1a, Rn3, Rn2b sont de nature lithologique globalement fort proche des roches utilisées à Coö qui

provenaient des horizons Rn2a et Rn1b.

En l'absence d'argiles utilisables pour un noyau étanche, nous aurons recours à la solution du parement amont étanche car un noyau étanche de béton armé serait loin d'être aussi économique.

Cette étanchéité amont sera assurée par un masque étanche, un mur parafouille et éventuellement des injections et drainages.

a) le masque d'étanchéité doit soustraire le remblai aux pressions internes très défavorables qui résulteraient des variations rapides et quotidiennes du niveau de la retenue. Pour assurer l'étanchéité la plus parfaite possible, il comportera des couches strictement imperméables et d'autres drainantes. Il devra sans doute être protégé des impacts dûs aux objets divers transportés par l'Amblève.

Quelques recommandations concernant sa conception sont reprises dans les annexes.

b) Le mur parafouille traverse le bed-rock altéré pour s'ancrer dans le bed-rock sain, il doit réaliser la liaison entre le masque dont il constitue la butée et le voile d'injections exécuté en profondeur dans le massif rocheux. L'idéal mais également le plus coûteux au premier abord serait de réaliser le parafouille tel qu'il soit visitable.

Cela permettrait notamment :

- . de surveiller le drainage du parement amont.
- . de mieux localiser les zones de fuites.
- . d'intervenir dans la zone en question par renforcement éventuel du rideau d'injection.

c) Les injections ont pour but d'augmenter le trajet des filets liquides

(L) et de ce fait de diminuer le gradient hydraulique moyen (i) :

$$i = \frac{H}{L} \quad \text{où } H = \text{charge d'eau (différence de hauteur entre le point d'introduction de l'eau et le point d'émergence)}.$$

Les phyllades, quartzophyllades et quartzites sont pratiquement imperméables en petit, nous avons uniquement une perméabilité de fissures. De plus, les failles et fractures sont le plus souvent à remplissage argileux.

Toutes les discontinuités relevées (joints, diaclases, schistosité, failles, fractures) sont obliques vis-à-vis de l'axe du barrage. Nous pouvons donc considérer qu'un voile d'injection sera nécessaire mais des essais Lugeon devraient être réalisés au préalable.

Cependant, la perméabilité du bed-rock pourra varier sous l'effet du poids du barrage (fermeture de fissures, etc...).

d) Le drainage.

L'efficacité d'un rideau d'injection est relative. Pour éviter les sous-pressions qui se créeraient juste sous le bed-rock altéré (plus argileux) nous préconiserons des drains traversant celui-ci et reliant le bed-rock sain à la couche drainante que constituent les alluvions graveleuses en place.

4. SURVEILLANCE, AUSCULTATION ET CONTRÔLE DES FUITES.

- Les dispositifs à prévoir ont essentiellement pour but de mesurer :
- . les pressions hydrostatiques internes,
 - . les déformations du remblai et des fondations; c'est-à-dire de suivre le comportement de l'ouvrage pendant sa construction et au cours des années qui suivent.
 - . les infiltrations dans les fondations.
 - . le vieillissement du masque étanche.

Des précisions sont données en annexe sur quelques uns de ces dispositifs.

5. ÉVACUATEUR DE CRUE.

Au chapitre IV, nous avons constaté que la faible capacité de la retenue (7 millions de m³) vis-à-vis du débit de crue envisagé (430 m³/s) ne permet aucun laminage de ce débit.

Au premier abord, un évacuateur de crue à l'air libre est moins cher et plus sécurisant.

Sur la rive gauche, la faible pente permettrait de placer l'évacuateur mais la proximité de la ligne de chemin de fer interdit cette solution.

Sur la rive droite, la forte pente du versant exclut tout creusement d'une tranchée suffisamment large pour placer l'évacuateur.

Nous préconiserons donc deux solutions :

- . un évacuateur de crue souterrain.
- . une passe déversante avec vanne.

a) L'évacuateur de crue souterrain serait composé :

- . d'une galerie basse creusée dans le versant droit.
- . d'une tour d'alimentation "tulipe" indépendante du barrage.

L'ampleur à donner à la "tulipe" pour arriver à une hauteur de lame déversante raisonnable (aux environs de 2 m) doit être calculée en accord avec l'établissement d'un bilan économique mettant en balance, d'un côté la variation du coût du barrage en fonction de sa hauteur, de l'autre côté le même terme relatif à l'ouvrage d'évacuation lui-même.

b) La passe déversante se trouverait désaxée vers la rive gauche (de faible pente) par rapport au cours actuel de l'Amblève. De cette manière, les ouvrages de raccordement à la rivière en aval, seront plus facilement appuyés sur le bed-rock que recouvrent quelques mètres d'alluvions (voir chapitre II : sondages sismiques).

La passe déversante permettrait d'obtenir les débits d'évacuation très importants de par la profondeur qu'on peut lui donner par l'emploi d'une vanne. Cette vanne serait donc disposée sur le déversoir en

crête d'un mur en béton.

La largeur nécessaire peut être obtenue en fonction de la hauteur maximum de déversement :

$$Q = 1,55 \cdot L \cdot H^{1,5}$$

où $Q = 430 \text{ m}^3/\text{s}$.

$L =$ largeur en m.

$H =$ hauteur de déversement maximum obtenue grâce à la vanne.

si $H = 5 \text{ m}$ $L = 24,8 \text{ m}$.

$H = 6 \text{ m}$ $L = 18,8 \text{ m}$.

$H = 7 \text{ m}$ $L = 15 \text{ m}$.

Ces valeurs de L sont raisonnables vis-à-vis des 220 à 240 m. de longueur du barrage.

L'inconvénient majeur de cette solution reste certainement les problèmes de fuites aux interfaces de la passe déversante en béton et du barrage en enrochements.

6. REVANCHE.

La revanche minimum à donner au barrage peut se calculer par la relation :

$$Z = 0,75 H + \frac{v^2}{2g}$$

où $H =$ hauteur des vagues

$v =$ vitesse des vagues

. la hauteur des vagues est approchée par :

$$H \text{ (m)} = 0,75 + 0,34 \sqrt{L} - 0,26 \sqrt[4]{L} \text{ (Stevensson).}$$

où $L =$ "fetch" = longueur (en km) du plan d'eau sur lequel le vent souffle = longueur rectiligne maximum de la retenue = 2 km dans notre cas.

$$H = 0,92 \text{ m.}$$

. la vitesse des vagues est approchée par :

$$v = 1,5 + 2 H \text{ (en m/s) (relation de Gaillard)}$$

$$v = 3,34 \text{ m/s}$$

$$\text{d'où } z = 1,26 \text{ m.}$$

7. DIMENSIONS ET CROQUIS DU BARRAGE.

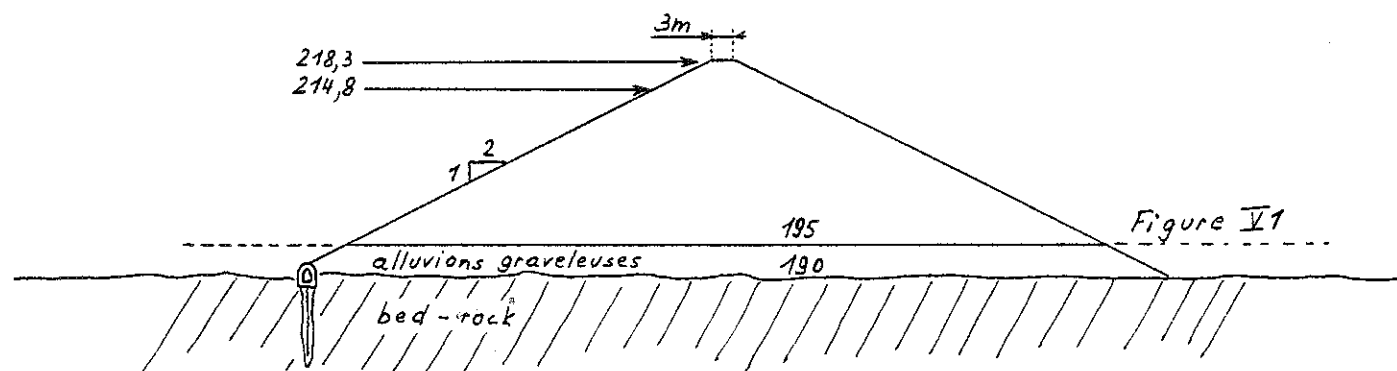
Pour appliquer le calcul de stabilité, nous prenons :

- . une surhauteur de déversement de 2 m.
- . une revanche de 1,5 m. (0,24 m de sécurité supplémentaire)
- . des pentes amont et aval de 0,5 (comme à Coo)

Nous considérons le plus grand profil du barrage qui se situe là où se trouve le cours actuel de l'Amblève.

Le niveau maximum de la retenue est 214,8, la cote de la crête du barrage est $214,8 + 2 + 1,5 = 218,3$ m.

(figure V 1).



8. STABILITÉ.

a) Généralités.

Dans tout talus, certaines forces tendent à le faire glisser; ces forces sont le plus souvent la pesanteur, les pressions de courant et les forces dues aux tremblements de terre. Par contre, d'autres forces s'opposent à ce glissement; ce sont les forces dues à la cohésion et à l'angle de frottement le long de la surface du glissement potentiel.

Les formes des surfaces de glissement sont diverses en théorie. En pratique, pour le calcul on considère souvent que ces formes se rapprochent très fort, si le sol est homogène, d'un cercle (ou même d'une droite). C'est logique vu que le cercle et la droite sont les deux seules courbes qui peuvent se déplacer sans se déformer et donc dans ces cas la masse de matériau en train de glisser n'est pas obligée de se déformer. Lorsque le talus est hétérogène, la surface de glissement peut prendre la forme d'une succession de cercles ou de droites. Vue en plan une surface de glissement prendrait le plus souvent la forme d'une sorte de coquille (figure V 2).

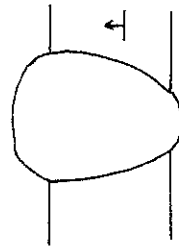


Figure V2

En pratique, préalablement à toutes considérations on fait deux hypothèses générales :

- . on considère le problème comme bi-dimensionnel (on se met du côté de la sécurité car de ce fait on ne tient pas compte des forces de frottement latérales).
- . la rupture est supposée se produire subitement et simultanément le long de toute la ligne de rupture (on suppose que les caractéristiques du matériau sont constantes tout le long de la ligne de rupture et que de ce fait, les contraintes de cisaillement sont également mobilisées). Dans la réalité, les phénomènes sont beaucoup plus progressifs que cela et les caractéristiques sont variables.

Pour la calcul de la stabilité du barrage, la démarche sera la suivante :

- . estimation du coefficient de sécurité minimum par l'emploi de l'abaque de Taylor-Biarez.

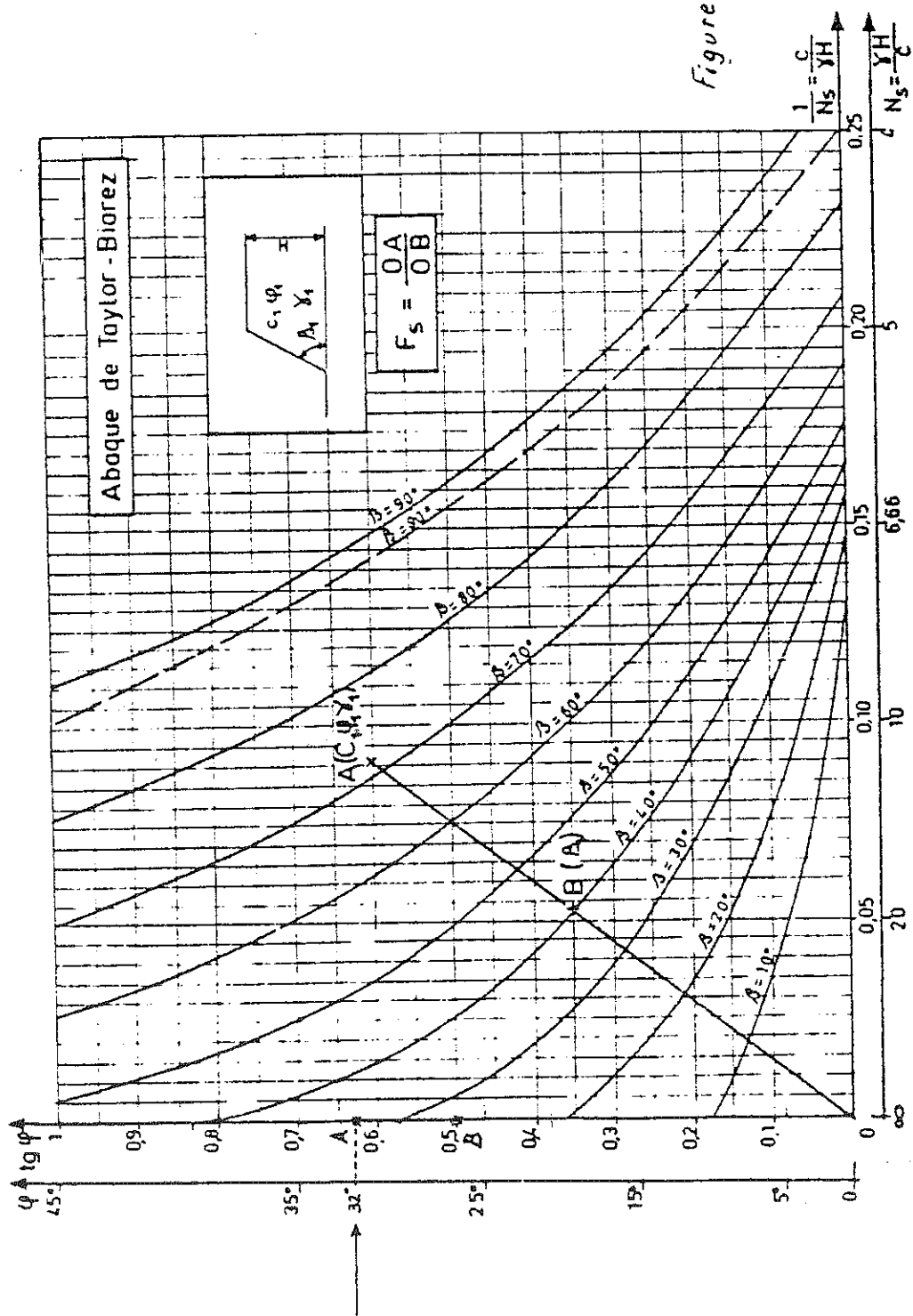


Figure Y3

d) Méthode de M. Fagnoul.

M. Fagnoul a proposé l'emploi d'une méthode simple, rapide et efficace qui donne une ligne de rupture sans tâtonnement. La définition de cette ligne de rupture est basée sur les conditions d'équilibre statique des massifs de terre et fournit un coefficient de sécurité voisin du minimum.

La partie supérieure du talus est soumise à son poids et la seule rupture possible est par défaut de poussée (Equilibre Limite Inférieur). En appliquant la théorie de Rankine, le point B (figure V 4) est à la profondeur $h_T = \frac{2c}{\gamma} \operatorname{tg} \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right)$ et en ce point la courbe admet une tangente faisant un angle de $\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$ avec la verticale. En A, lorsque $c \neq 0$, on a rupture par extension et la ligne de rupture admet une tangente verticale.

A la partie inférieure, le massif tend à s'ébouler suivant DE et la rupture s'effectue par excès de poussée (Equilibre Limite Supérieur). La théorie de Rankine précise que la ligne de rupture admet une tangente faisant l'angle $\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$ avec la surface du talus.

Pour résumer, les conditions imposées à la ligne de rupture sont les suivantes (figure V 4) :

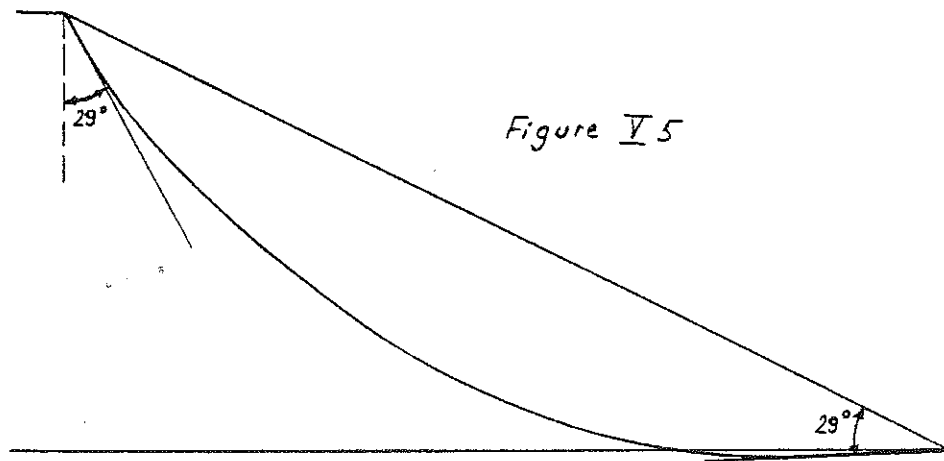
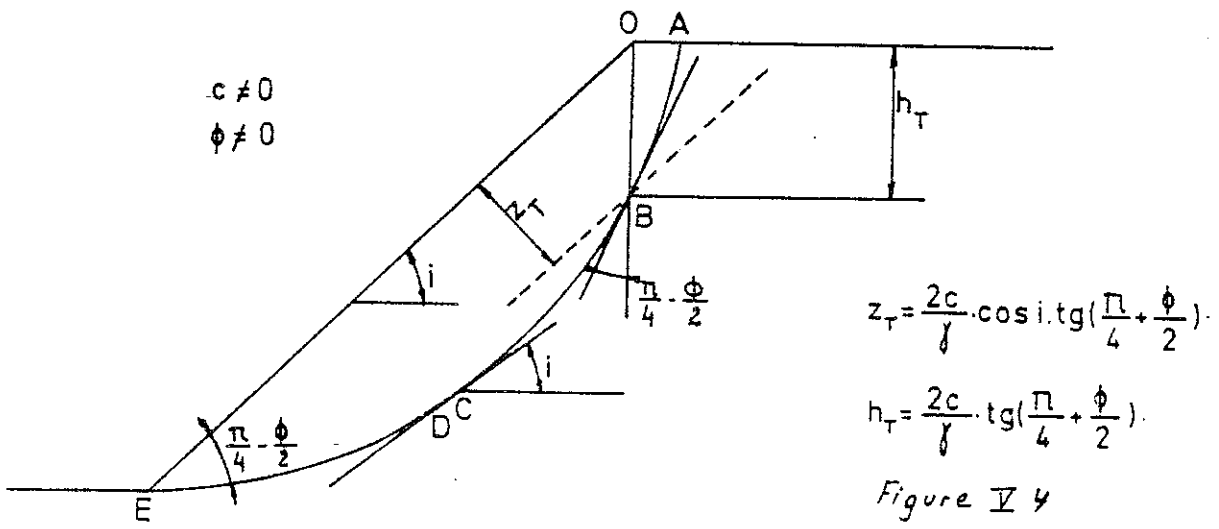
- . en A, si $c \neq 0$ tangente verticale
- . en B, tangente faisant $\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$ avec la verticale.
- . en E, tangente faisant $\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$ avec la surface du talus.

On suppose alors que les différentes parties de la ligne de rupture sont des paraboles et que le raccord de DE à ABC se fait suivant une tangente parallèle à la surface du talus.

Dans notre cas : $c = 0$, $\varphi = 32^\circ$, $i = 26,6^\circ$

$$h_T = 0, \quad \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = 29^\circ$$

(figure V 5)



e) Méthode de Fellenius.1. Principe.

La méthode de Fellenius constitue une simplification de la méthode générale des lignes circulaires. La simplification consiste à admettre que les actions des terres (E_i) sur les faces verticales des tranches s'équilibrent deux à deux ($E_i = E_{i-1}$ figure V 6)

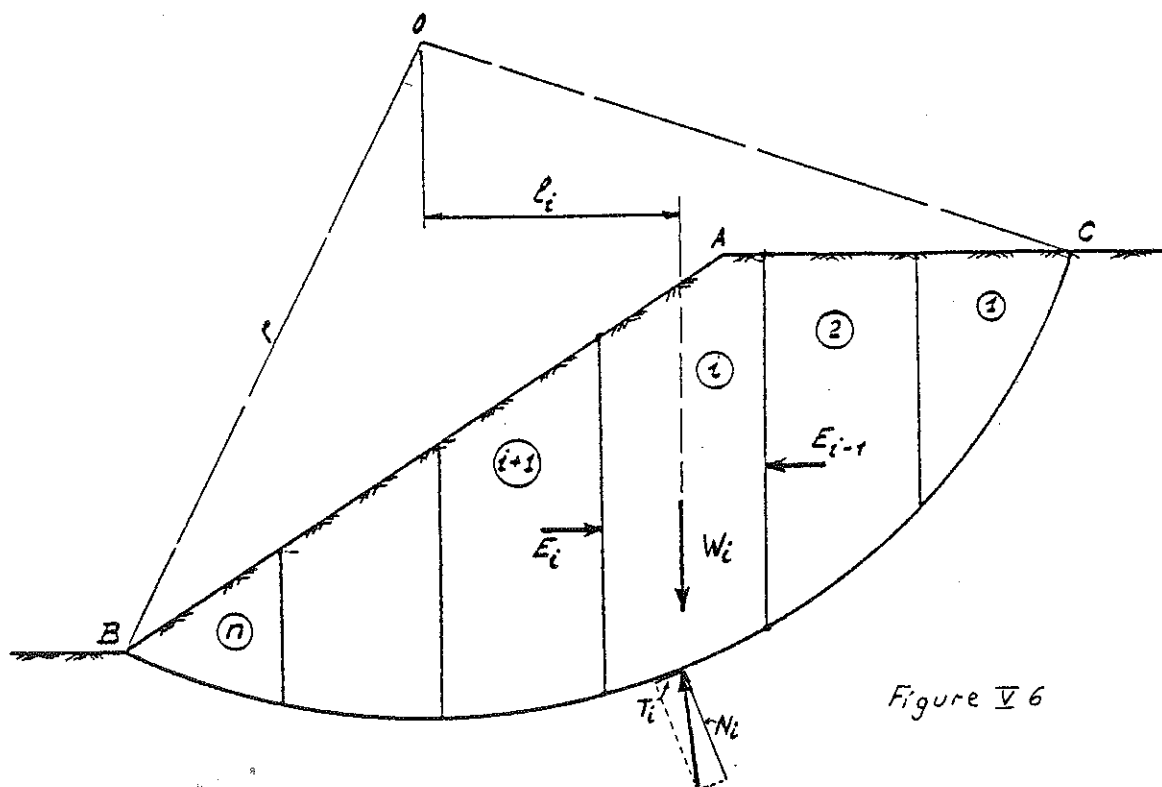


Figure V 6

Les forces restantes sont :

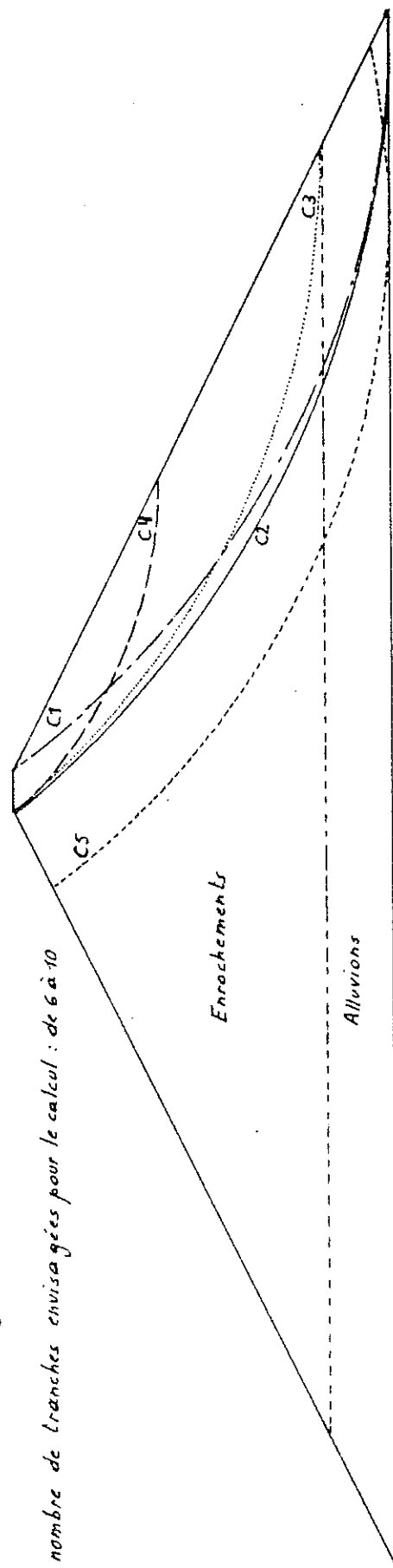
- . les forces extérieures éventuelles P_i et le poids W_i connus en grandeur, position et direction.
- . les forces résistantes de frottement.
de cohésion

Le coefficient de sécurité est le rapport des moments par rapport à O, des forces résistantes aux forces sollicitantes :

$$s = \frac{M_{\text{rés.}}}{M_{\text{sol.}}}$$

Cercle	hétérogène à court terme	hétérogène à long terme	homogène à long terme	avec séisme
C1	1,88	1,3	1,27	1,01
C2			1,26	
C3			1,33	
C4			1,38	
C5			1,55	1,18

alluvions : $c = 0,24 \text{ kg/cm}^2$; $\varphi = 33^\circ$; $\gamma = 2,141 \text{ T/m}^3$
 enrochements : à court terme : $c = 0,4 \text{ kg/cm}^2$; $\varphi = 22,4^\circ$; $\gamma = 1,976 \text{ T/m}^3$
 à long terme : $c = 0$; $\varphi = 32^\circ$; $\gamma = 1,976 \text{ T/m}^3$



nombre de tranches envisagées pour le calcul : de 6 à 10

Echelle : 1/500 Figure IV 7

.04

.03

.05

.01

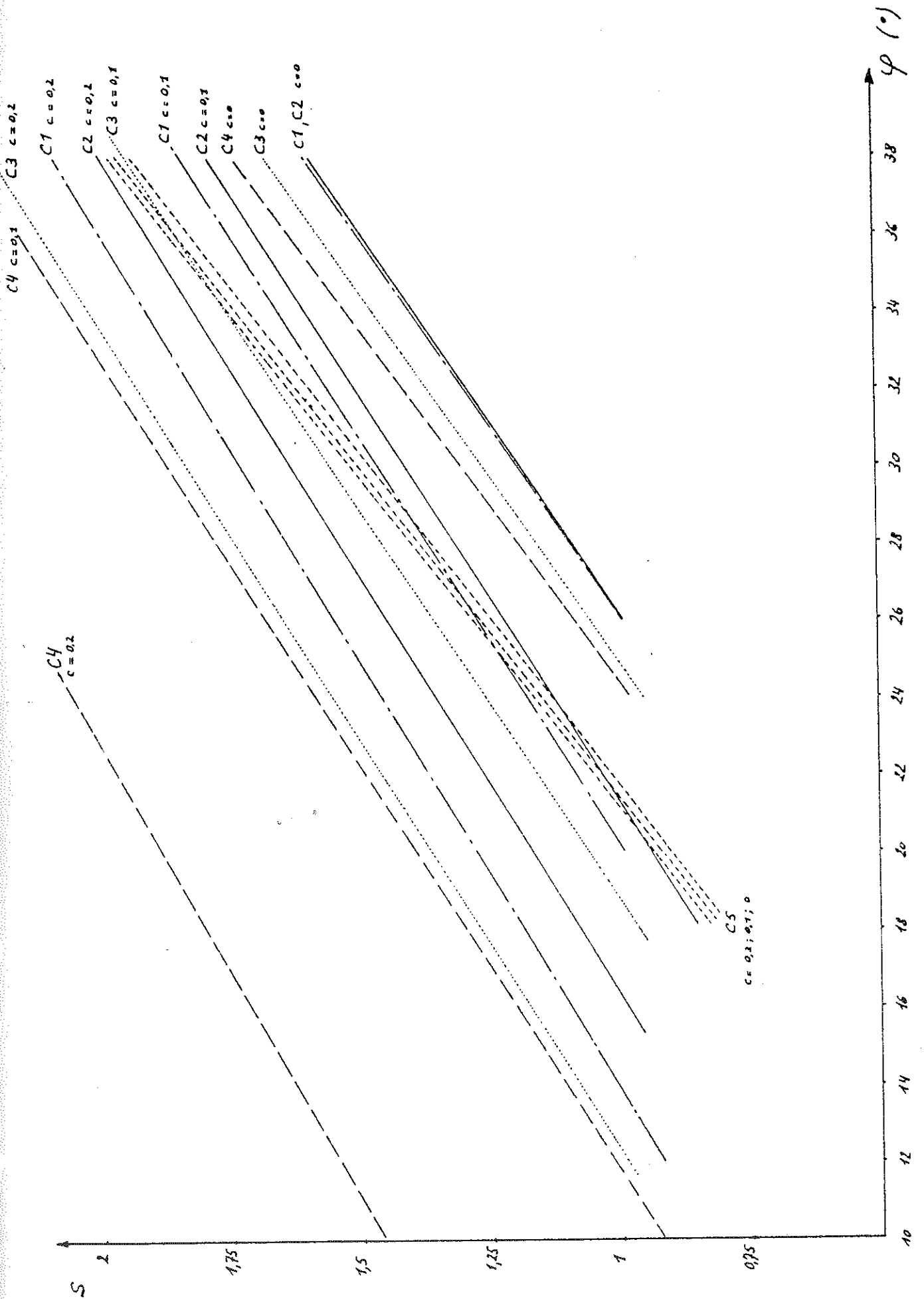


Figure V 8

Si N_i et T_i sont respectivement les composantes normale et tangentielle des forces P_i et W_i , on peut démontrer que l'on peut écrire :

$$s = \frac{\text{tg } \varphi \cdot \sum N_i + c \cdot \text{arc BC}}{\sum T_i}$$

La méthode de Fellenius est applicable lorsque le massif est hétérogène.

2. Résultats.

Les cercles et résultats sont représentés à la figure V 7.

Lors des calculs pour le cercle C1, nous avons constaté que le coefficient de sécurité était le plus faible en considérant le massif homogène (ce qui est normal vu les caractéristiques supérieures des alluvions). Dès lors, pour les autres cercles, nous n'avons calculé S que dans le cas du barrage homogène.

Remarque : En réalité, les alluvions constituent une couche continue et non pas une couche limitée au barrage comme représenté (figure V 7). Mais nous nous sommes mis du côté de la sécurité en négligeant l'effet de butée dû à ces alluvions.

f) Méthode de Janbu.

La méthode consiste en une généralisation de la méthode des tranches dans laquelle on tient compte des efforts d'interaction latéraux entre les différentes tranches. Le volume de calcul demandé lors de la détermination de ces interactions est énorme et impose le recours quasi systématique à l'ordinateur.

1. Principe et théorie.

. Nous pouvons considérer une surface de glissement tout à fait quelconque et dans des conditions variées de charges extérieures (figure V 9).

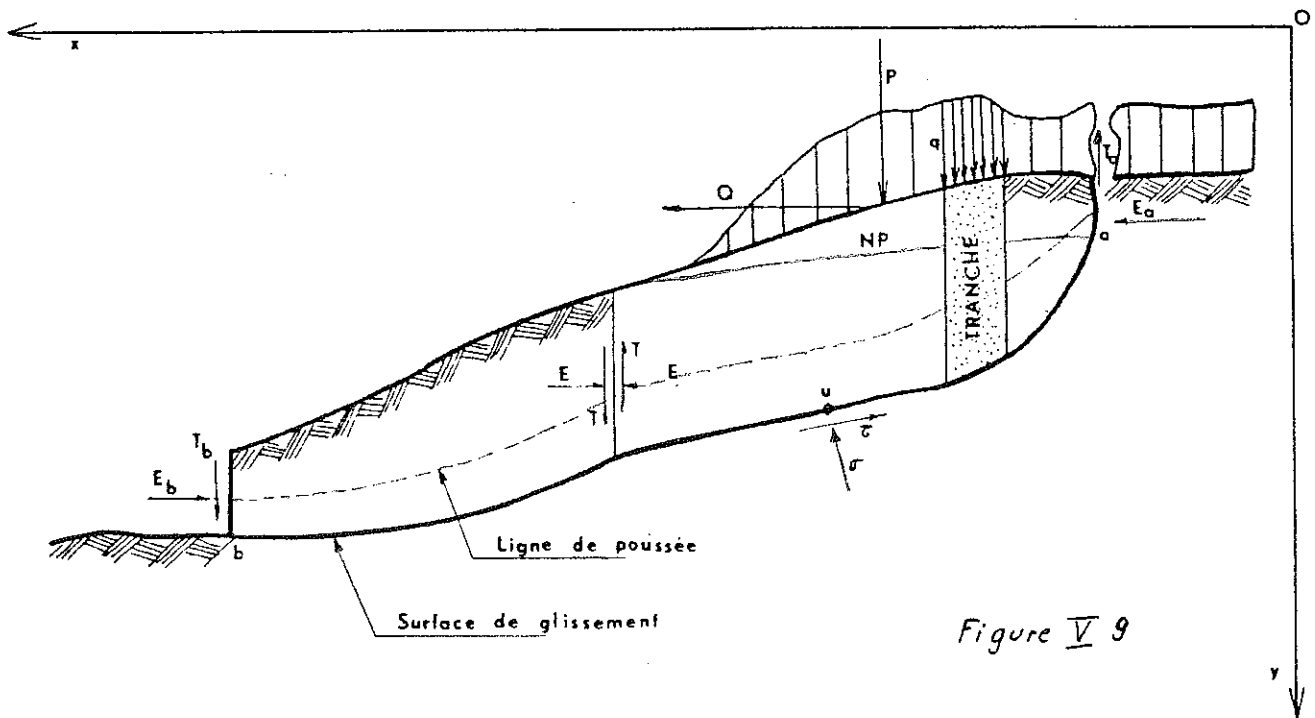


Figure V 9

La méthode va rechercher la surface de glissement donnant le plus petit coefficient de sécurité; la "surface de glissement critique"

. soit (figure V 10), AB la nappe d'eau éventuelle

CD le talus

EF la courbe de glissement

dans une tranche de terrain.

. On considère que la tranche ABDFECA est isolée et constitue un tout (d'1m. d'épaisseur).

. On définit : x et y abscisse et ordonnée

z épaisseur

Δx largeur de la tranche

Δl longueur de la base de la tranche

α angle de la base avec l'horizontale
(d'où $\Delta x = \Delta l \cos \alpha$).

q surcharge répartie verticale

P surcharge ponctuelle verticale

h surcharge répartie horizontale

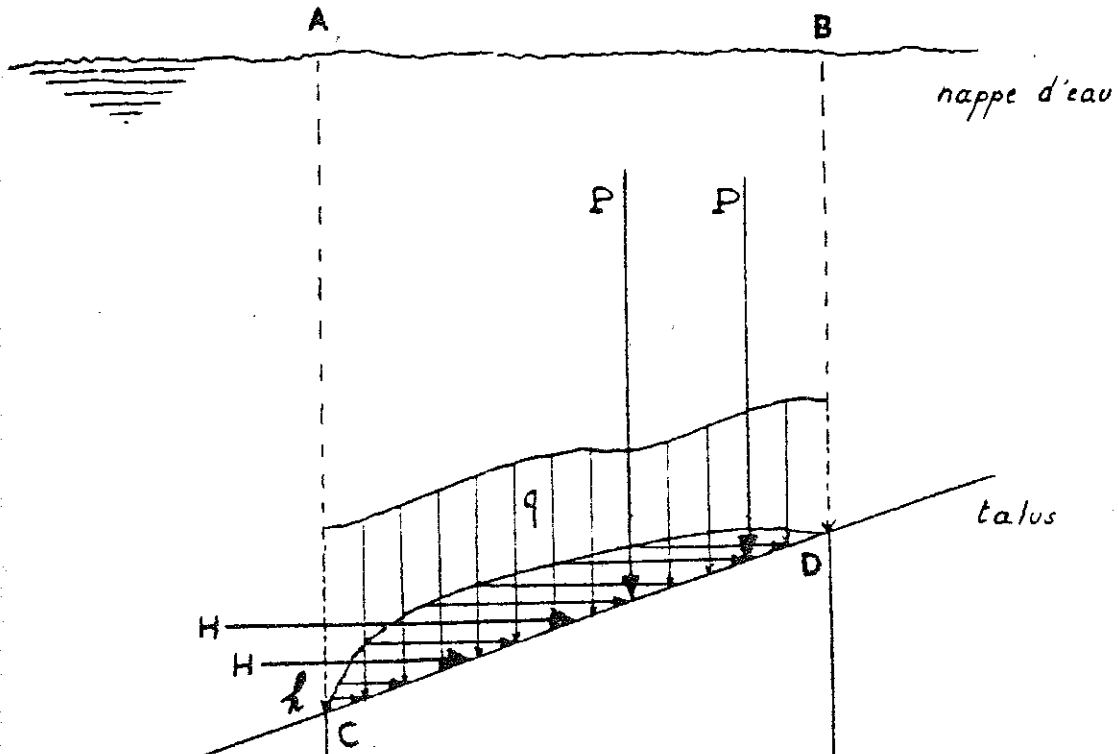
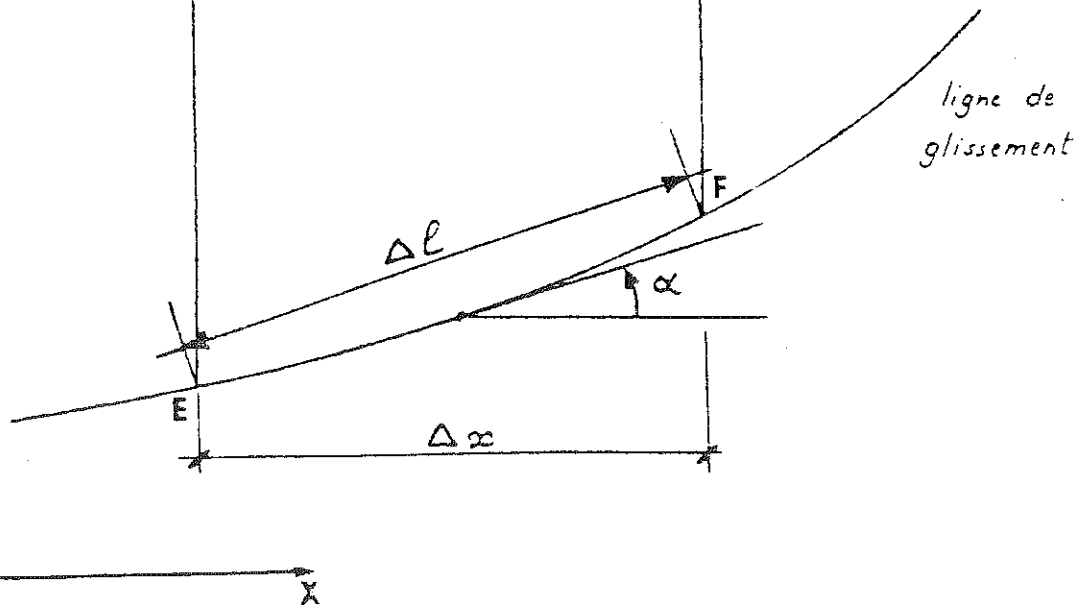


Figure V 10



- H surcharge ponctuelle horizontale
 c cohésion de la couche dans laquelle survient EF (cont. effective).
 φ angle de frottement de cette même couche (cont. effective).

. On pose (pour une tranche)

$$\Delta W = \sum_{CD} P + \int_{CD} q dx + \text{poids d'eau ABDCA} + \text{poids de terre CDFEC}$$
 (le poids des terres noyées est pris saturé et celui de celles qui se trouvent au dessus de l'eau est pris humide ou sec).

$$P = \frac{W}{\Delta x}$$

. On détermine la sous-pression moyenne (u) à la base de chaque tranche de calcul (dans le cas d'une nappe d'eau) à partir d'un réseau de lignes de courant et d'équipotentiellles préalablement calculé. Le programme interpolera géométriquement pour trouver les sous-pressions sur le bas de la tranche.

Si j'appelle SP1 et SP2 les sous-pressions aux points E et F (figure V 11), la sous-pression moyenne est $u = \frac{SP1 + SP2}{2}$

. On pose ΔQ = total de tous les efforts horizontaux sur ABDFECA qui tendent au glissement.

$$\Delta Q = - \sum_{CD} H - \int_{CD} hdy - 1/2. SP1 \overline{AE} + 1/2 SP2 \overline{BF} + Q_s$$

où Q_s = force horizontale éventuelle due au séisme le plus défavorable (poids des terres CDFE et de l'eau contenue) x (intensité séismique horizontale).

posons Y_q = ordonnée de ΔQ

. (figure V 12) GH est la ligne de poussée des terres car la résultante de la butée de la tranche à gauche (inférieure) de ABDFECA passe par G et la poussée de la tranche à droite passe par H. Nous prendrons $GE \approx \frac{CE}{3}$ et $HF \approx \frac{DF}{3}$, de nombreuses recherches ont montré que tout changement mineur de position de cette ligne GH avait des effets insignifiants sur le calcul du coefficient de sécurité (Pour $c > 0$, la ligne devrait être localisée plus au dessus pour les zones de compression et plus en dessous dans les zones de traction).

La butée ($E + \Delta E$) et la poussée E sont des inconnues.

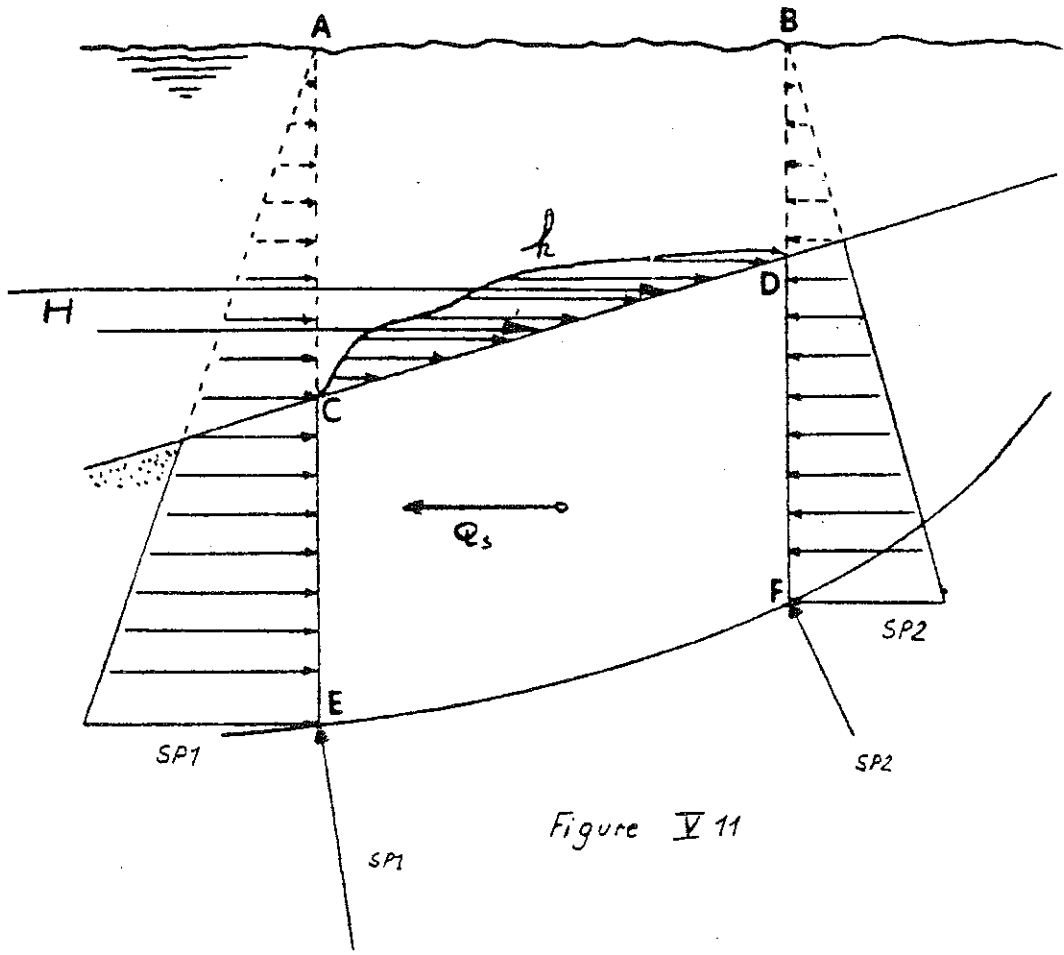


Figure V 11

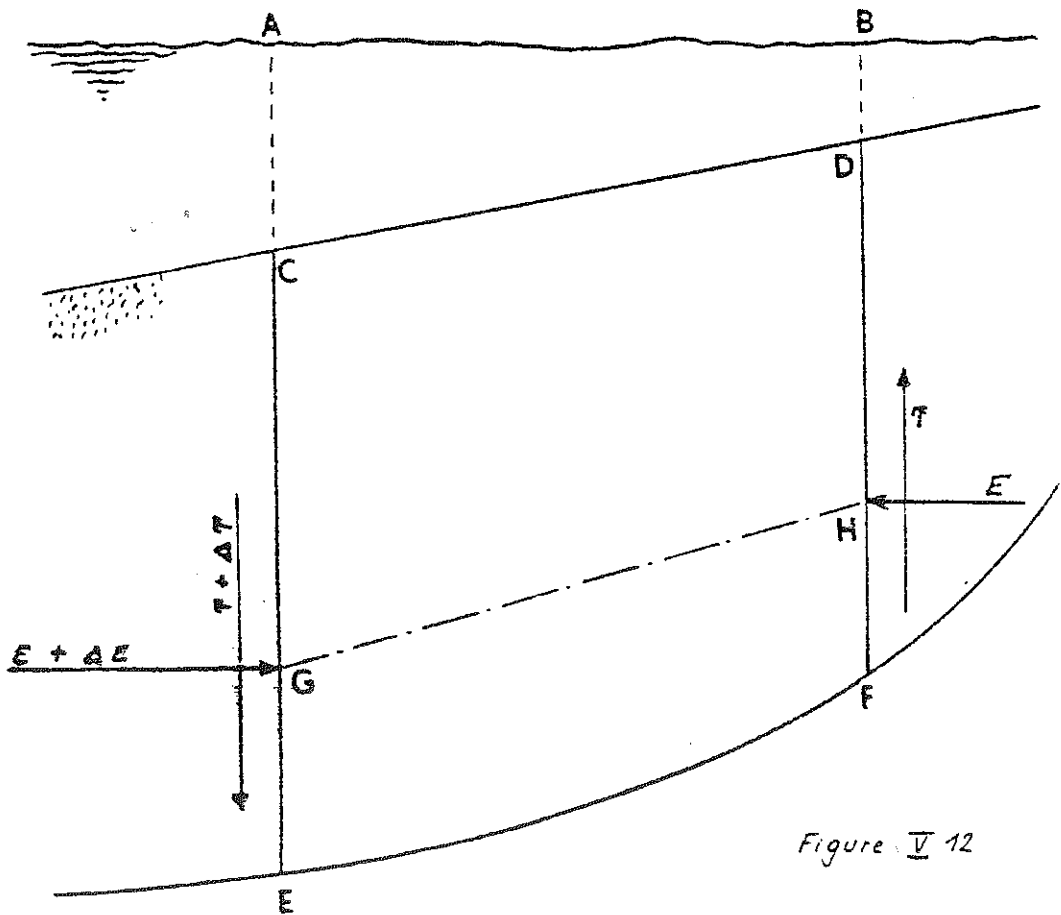


Figure V 12

Les efforts de cisaillement ($T + \Delta T$) et T (figure V 12) sont également inconnus. Nous poserons la contrainte de cisaillement $t = \frac{\Delta T}{\Delta x}$

(Figure V 13). La réaction du sol à la base EF de la tranche peut s'exprimer par une contrainte normale σ et un cisaillement τ .

Exprimons les équations d'équilibre (figure V 14).

L'équilibre doit être obtenu pour chaque tranche ainsi que pour l'ensemble du massif de terrain considéré.

1) Relation entre τ , σ et u à l'état limite d'équilibre.

$$\tau = c_e + (\sigma - u) \operatorname{tg} \varphi_e \quad (1)$$

où $(\sigma - u)$ = contrainte entre grains

c_e = cohésion à la limite de l'équilibre.

φ_e = angle de frottement à la limite de l'équilibre.

2) L'équilibre vertical pour chaque tranche :

$$\sigma \cdot \Delta l \cdot \cos \alpha = p \Delta x + t \Delta x - \tau \cdot \Delta l \cdot \sin \alpha$$

sachant que $\Delta x = \Delta l \cos \alpha$

$$\sigma = p + t - \tau \cdot \operatorname{tg} \alpha \quad (2)$$

3) L'équilibre horizontal de chaque tranche :

$$\Delta E = \Delta Q + \sigma \cdot \Delta l \cdot \sin \alpha - \tau \cdot \Delta l \cdot \cos \alpha$$

en éliminant σ avec (2) :

$$\Delta E = \Delta Q + (p + t) \cdot \Delta x \cdot \operatorname{tg} \alpha - \tau \cdot \Delta x (1 + \operatorname{tg}^2 \alpha) \quad (3)$$

4) L'équilibre des moments par rapport au coin inférieur droit (F) de la tranche :

$$\text{En posant : } Z_q = Y_q - Y_F$$

où Y_q = ordonnée de ΔQ

Y_F = ordonnée du point F

$ht = \overline{HF}$

$$T \cdot \Delta x = \Delta E \cdot ht - \Delta Q \cdot Z_q - E \cdot \Delta x \cdot \operatorname{tg} \alpha \quad (4)$$

où α = angle de la ligne de poussée des terres avec l'horizontale.

$$T = \frac{dE}{dx} \cdot ht - \frac{dQ}{dx} \cdot Z_q - E \cdot \operatorname{tg} \alpha$$

5) La condition d'équilibre global du glissement s'exprime :

$$\sum_a^b \Delta E = E_b - E_a \quad (\text{somme sur toutes les tranches}) \quad (5)$$

où E_a et E_b représentent les conditions aux limites.

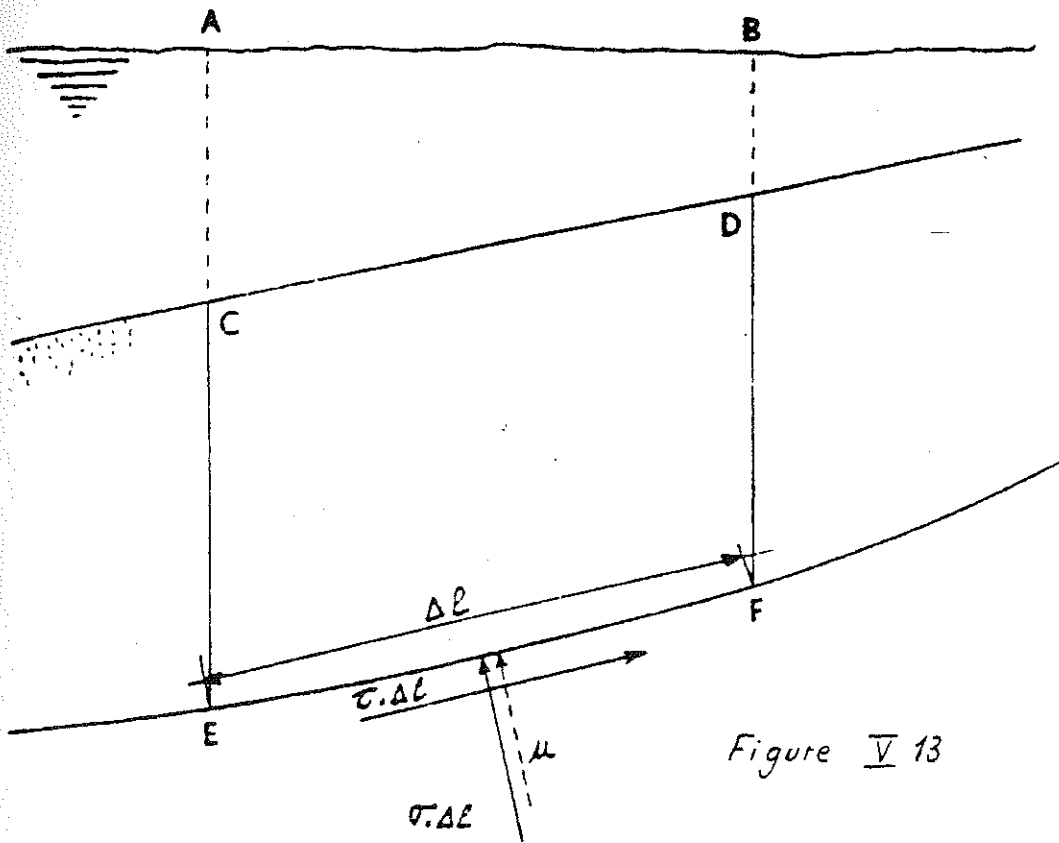


Figure V 13

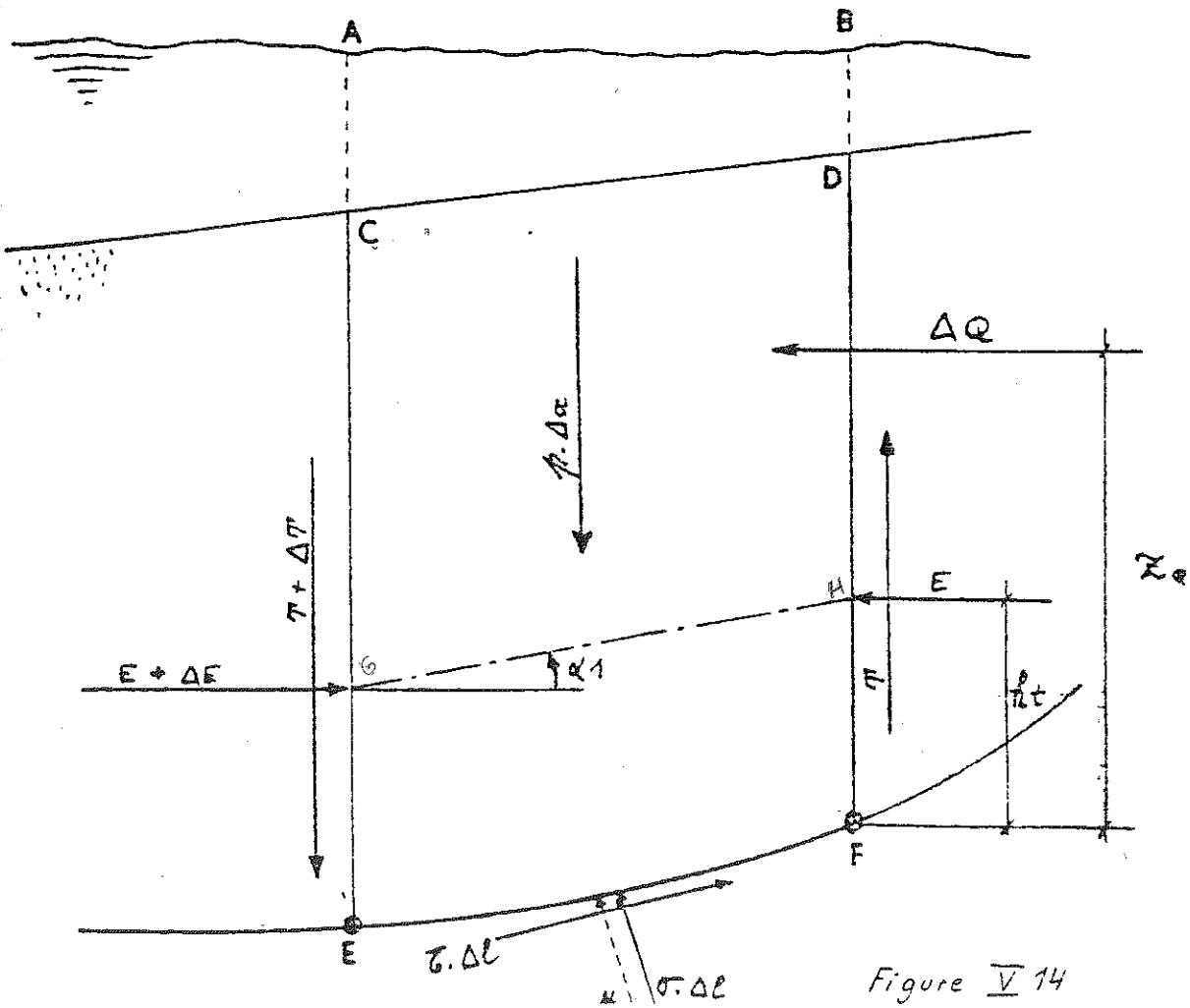


Figure V 14

6) Les équations d'équilibre vertical et des moments sont automatiquement satisfaites quand les forces s'exerçant sur la dernière tranche de calcul sont celles des conditions aux limites réelles.

. Il reste donc à déterminer le coefficient de sécurité et quatre inconnues par tranche, à savoir : E , T , σ et τ .

. En introduisant (3) dans (5) :

$$E_b - E_a = \sum_a^b (\Delta Q + (p + t) \Delta x \operatorname{tg} \alpha) - \sum_a^b \tau \cdot \Delta x (1 + \operatorname{tg}^2 \alpha) \quad (6)$$

On définit le coefficient de sécurité :

$$F = \frac{\tau_f}{\tau} \quad \text{où } \tau_f = \text{résistance au cisaillement}$$

$$\tau = \text{contrainte de cisaillement}$$

$$\text{nous aurons } c_e = \frac{c}{F} \quad \text{et } \operatorname{tg} \varphi_e = \frac{\operatorname{tg} \varphi}{F}$$

. En introduisant (2) dans (1) :

$$\tau = c_e + (p + t - u - \tau \operatorname{tg} \alpha) \operatorname{tg} \varphi_e = \frac{\tau_f}{F}$$

$$\tau_f = c_e \cdot F + (p + t - u - \frac{\tau_f}{F} \operatorname{tg} \alpha) \operatorname{tg} \varphi_e \cdot F$$

$$\tau_f = c + (p + t - u - \frac{\tau_f}{F} \operatorname{tg} \alpha) \operatorname{tg} \varphi$$

$$\text{d'où } \tau_f = \frac{c + (p + t - u) \operatorname{tg} \varphi}{1 + (1/F) \cdot \operatorname{tg} \varphi \cdot \operatorname{tg} \alpha} \quad (7)$$

. (6) peut s'inscrire en remplaçant τ par τ_f/F :

$$F = \frac{\sum_a^b \tau_f \cdot \Delta x (1 + \operatorname{tg}^2 \alpha)}{E_a - E_b + \sum_a^b (\Delta Q + (p + t) \operatorname{tg} \alpha \cdot \Delta x)} = \frac{\sum_a^b A}{E_a - E_b + \sum_a^b B}$$

$$\text{en posant } A = \tau_f \cdot \Delta x \cdot (1 + \operatorname{tg}^2 \alpha)$$

$$B = \Delta Q + (p + t) \cdot \Delta x \cdot \operatorname{tg} \alpha$$

en remplaçant τ_f par son expression (7) on obtient :

$$A = \frac{A'}{\eta_\alpha} \quad \text{où } A' = (c + (p + t - u) \operatorname{tg} \varphi) \Delta x$$

$$\eta_\alpha = \frac{1 + (1/F) \operatorname{tg} \varphi \cdot \operatorname{tg} \alpha}{(1 + \operatorname{tg}^2 \alpha)}$$

. En introduisant A et B dans (3) on obtient :

$$\Delta E = B - (A/F)$$

le programme effectue la sommation de toutes les valeurs successives de ΔE .

. A partir de là, par (4) on trouve T, puis ayant déterminé les valeurs de T pour toutes les interfaces, on calcule ΔT pour chaque tranche et $t = \frac{\Delta T}{\Delta x}$.

2. Procédure itérative.

La procédure itérative est schématiquement la suivante :

Au départ, on prend $t_0 = 0$

- pour chaque tranche on obtient B_0 et A'_0
 - pour calculer F_0 , il faut connaître A_0 et pour calculer A_0 il faut connaître η_{α_0} qui dépend de F_0
- au départ nous prenons $\eta_{\alpha_0} = 1$

- calcul de A_0
- calcul de F'_0
- calcul d'un nouveau η_{α_0} en fonction de F'_0
- calcul de A_0
- calcul de F_0

ensuite à partir de la valeur de F_0 , nous calculons

$$E_0 = B_0 - (A_0 / F_0)$$

puis ΔE_0 , puis T_1 d'où t_1

par le même processus, nous calculons F_1

puis F_2 etc....

3. Description générale du programme.

- I.a) Lecture par ordinateur des généralités et de la géométrie du problème (les couches sont données par points) et des caractéristiques des terrains.
 - b) Lecture des éventuelles surcharges verticales et horizontales de la nappe d'eau, des sous-pressions.
 - c) Lecture d'une ligne de glissement à étudier (ou d'une série de lignes) donnée par points. Un choix est possible : deux points suivants seront reliés par une droite ou un segment de parabole du second degré.
- II.a) Recherche des équations des droites ou paraboles qui relient les points donnés.
 - b) Recherche des abscisses d'intersection de cette ligne de glissement avec la nappe d'eau et les plafonds des couches de terrain.
 - c) Recherche des abscisses d'intersection de la nappe d'eau avec les plafonds des couches de terrain.
 - d) Calcul des abscisses délimitant les tranches de terrain.

- e) arrangement de toutes ces abscisses en ordre croissant. Entre deux consécutives de ces abscisses, il y aura une, et une seule, tranche de calcul.

III. Boucle sur les tranches : pour chaque tranche

- a) Recherche de l'équation de la ligne de glissement qui forme sa base.
- b) Recherche des coordonnées de la nappe d'eau dans cette tranche.
- c) Calcul des surcharges verticales et horizontales agissant sur cette tranche.
- d) Calcul du poids de cette tranche, d'où
 - calcul du centre de gravité et du bras de levier dû au poids.
 - calcul du supplément d'effort horizontal dû à un éventuel séisme.
 - calcul de la pression de terre sur la base de la tranche.
- e) Calcul de la sous-pression μ sur la base de la tranche;
- f) calcul de l'angle α de la base avec l'horizontale; calcul de l'angle α_1 de la ligne de poussée des terres; recherche de la cohésion et de l'angle de frottement de la couche dans laquelle la base est censée avoir la possibilité de se mouvoir.

IV. Application de la théorie de JANBU.

- a) A partir des éléments recherchés en III., on obtient le tableau de départ pour l'application de la théorie GPS (GENERALIZED PROCEDURE of SLICES).
- b) premier calcul du coefficient de sécurité ("Itération 1")
- c) N itérations (ou moins) pour trouver le coefficient de sécurité, l'arrêt avant N itérations étant commandé par une différence entre deux coefficients successifs calculés inférieurs à une tolérance donnée (N est fixé par l'utilisateur).

V. Possibilité de définir une autre courbe ou de modifier la géométrie du problème ou la nature des terrains avant de recommencer le processus.

4. Résultats.

S'inspirant des résultats trouvés par la méthode de Fellenius, nous reprenons la courbe C2 avec et sans séisme.

Les résultats sont représentés à la figure V 15.

On constate que la prise en considération des forces latérales fait en sorte que le coefficient de sécurité est plus élevé. La méthode de Fellenius est donc du côté de la sécurité.

Même pour la courbe C2 qui est la plus défavorable, les coefficients de sécurité sont suffisants; on considère en général qu'il faut que

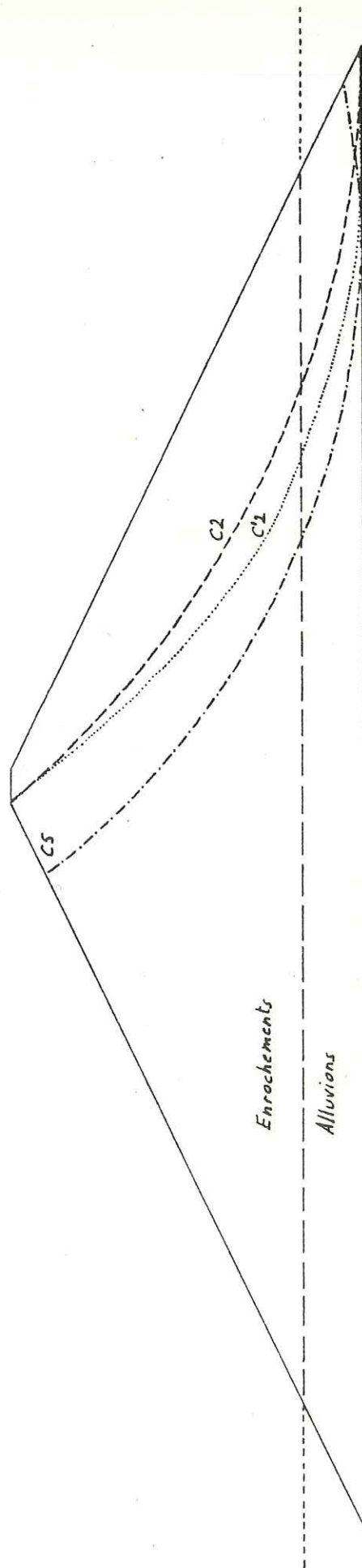
S	1,4 à 1,5 sans séisme.
S	1,05 avec séisme.

Méthode de Janbu : Recherche du coefficient de sécurité au glissement
(à long terme)

Cercle	hétérogène	homogène	sans seisme	avec seisme
C2	1,71 *		1,42 *	1,15
C'2			1,57	
C5			1,6	

largeur maximum d'une tranche : 3m

le seisme est introduit par des accélérations horizontale et verticale = 0,1g



Echelle : 1/500

Figure V 15

REFERENCES ET BIBLIOGRAPHIE.

. BONNECHERE F.

- Mécanique des Roches
A.E.E.S. ULg 1979.

. COCH D.

- Etudes des propriétés mécaniques des roches du Revinien à Coö.
Mémoire pour le grade d'Ingénieur géologue 1968-1969.

. DIAB B.

- Contribution à l'étude du complexe barrage-fondation et explication
des séismes dus au remplissage de certains réservoirs.
Thèse ULg 1973.

. FAGNOUL A.

- Notes du cours de :
Procédés généraux de construction et constructions du génie civil,
Fascicule II : Mécanique des sols.
Fascicule IV : Talus et Barrages en terre.
ULg.
Géotechnie IIème partie.
ULg.

. FUNCKEN R.

- La centrale d'accumulation d'énergie par pompage de Coö - Trois-Ponts;
quelques problèmes de construction et de montage des équipements

. GEVERS B. et JASIENSKI A.

- Avant-projet du barrage d'Ain Smara sur l'Oued Rhumel en Algérie.
Travail de fin d'étude pour le grade d'Ing. des constructions.
U.C.L. 1976-1977.

- . JANBU N.
 - Slope Stability Computations
Extrait de Embankment Dam Engineering.
1973 - Casagrande volume.

- . LOUSBERG E.
 - Stabilité des talus.
U.C.L. 1975.

- . MARY N.
 - Les barrages.
Presses Universitaires de France - 1965.

- . POST G. et LONDE P.
 - Les barrages en terre compactée; Pratiques américaines.
1953 - Gauthiers-Villars.

- . TRACTIONEL ENGINEERING.
 - Centrale hydro-électrique de pompage à Coo - Trois-Ponts.
Numéro spécial n° 10 - Décembre 1972.

- . TRAVAUX (Revue).
 - 7ème Congrès International des Grands Barrages - 1961.
 - 8ème Congrès International des Grands Barrages - 1964.

- . VARLET H.
 - Barrages réservoirs (Volumes II et III).
1966 - Eyrolles.

CHAPITRE VI.



RIVES ET REMBLAIS.



CHAPITRE VI - RIVES ET REMBLAIS.

	<u>Page</u>
1. Remblais et Ponts du chemin de fer	156
2. Rives, versants et routes	157

1. REMBLAIS ET PONTS DU CHEMIN DE FER (figure)

La ligne de chemin de fer à double voie Liège-Luxembourg coupe deux fois l'emprise du bassin projeté.

Venant de Trois-Ponts :

- . à la première traversée (à l'est de La Venne), nous nous trouvons à l'extrémité amont du bassin et les fluctuations du niveau du bassin ne dépasseront pas 2 - 3 m. De ce fait, le pont actuel pourrait être conservé moyennant quelques consolidations.
- . à la deuxième traversée (au Nord-Est de Chêne), nous nous situons près du barrage de retenue et les fluctuations du niveau de l'eau peuvent atteindre 10 à 15 m.. De ce fait, les piles du pont seront constamment immergées et la maçonnerie sera soumise au travail de sape de l'érosion due au va et vient du niveau de l'eau. Une étude approfondie de la stabilité du pont en tenant compte de tous les facteurs défavorables devrait être faite. S'il s'avérait nécessaire de devoir remplacer ce pont, il est évident que ce serait d'une influence néfaste et peut-être décisive du point de vue financier sur l'économie globale du projet.

En ce qui concerne les talus et remblais :

- . un remblai important précédant le pont de la deuxième traversée serait à consolider très sérieusement car il aura notamment à subir les fluctuations de niveau de 10 à 15m. Une étude de stabilité est à faire; mais notons dès à présent qu'on pourra le renforcer avec le matériau tout-venant en provenance des excavations souterraines.
- . au droit de la station de La Gleize, la ligne de chemin de fer suit l'Amblève à flanc d'un coteau très raide. Il faudra prévoir le renforcement de ce talus sur une distance de près de 700m. Le moyen le plus simple serait le déversement de remblais rocheux. Déjà actuellement ce talus donne des signes de faiblesse inquiétants : des fissures ouvertes de 3 à 5 cm d'ouverture ont été remarquées juste avant l'entrée du petit tunnel au Sud-Ouest de la station de La Gleize.

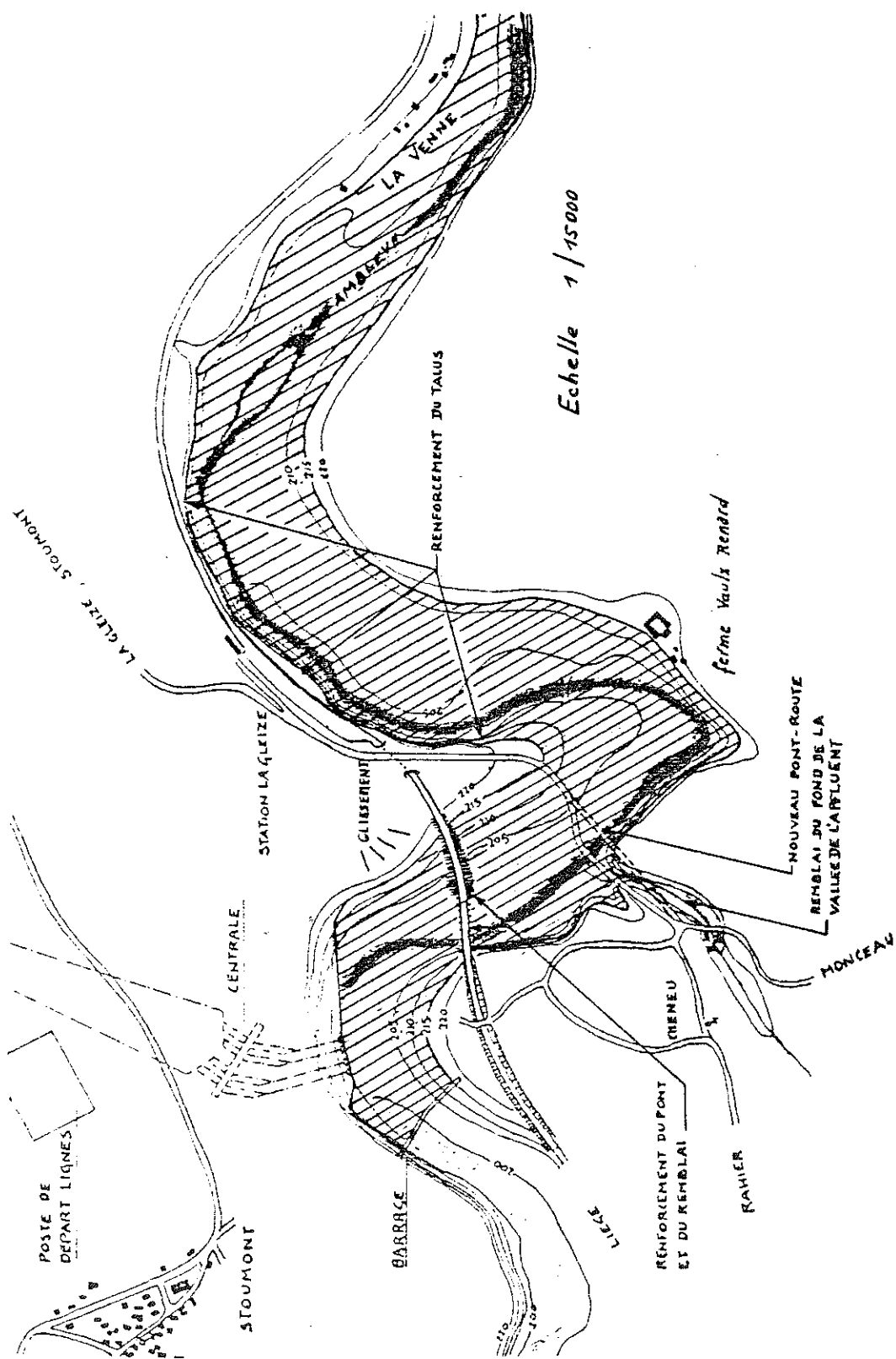
2. RIVES, VERSANTS ET ROUTES.

En ce qui concerne les rives et versants :

- . près du barrage, le versant droit est raide, rocheux et possède une faible couverture de colluvium (1m50 maximum) sujette à glissements. Vu le peu de volume en jeu, on pourrait admettre en ce qui concerne la zone immergée, qu'à la longue se manifesterait un certain lessivage de la couche superficielle. Néanmoins, comme il faut se méfier de l'existence d'une épaisseur importante de roches fauchées et vu la proximité du barrage, le boulonnage devrait être effectué.
- . suite à la photointerprétation, une trace de glissement important a été repérée au Sud-Ouest du château de Froide-Cour. La loupe de glissement est à surveiller de très près d'autant plus que sa base sera soumise aux fluctuations du niveau d'eau. Il faudra éventuellement procéder à l'organisation de son drainage.
- . un talus devra renforcer la stabilité de la ferme Vaulx-Renard qui se retrouvera juste en bordure de la retenue.

D'autres travaux sont encore à prévoir :

- . le remblayage du vallon au dessus du niveau maximum de la retenue et la canalisation de l'affluent de l'Amblève au Nord-Est de Monceau.
- . le pont de la route Rahier - La Gleize sera à remplacer.



CONCLUSIONS.

Les conditions économiques que nous vivons et l'augmentation continuelle des prix de l'énergie sont autant d'arguments favorables à l'implantation d'une deuxième centrale de pompage.

Néanmoins, le site de Stoumont présente moins d'avantages que le site utilisé à Coo :

- . la distance horizontale entre le bassin inférieur et le(s) bassin(s) supérieur(s) est de 2,5 km ce qui demande une grande longueur de galeries d'aménée.
- . la ligne de chemin de fer croise deux fois l'emprise du bassin inférieur ce qui impose de nombreux travaux supplémentaires.
- . la réduction probable du volume utile du bassin inférieur par apport d'alluvions.

.....

En ce qui concerne plus particulièrement le barrage du bassin inférieur, les deux solutions envisagées se distinguent fortement.

Les conditions géologiques sont favorables à priori aux deux types d'ouvrage.

Le barrage en enrochements paraît le plus avantageux, son seul inconvénient réside dans la conception de l'évacuateur de crue. C'est celui-ci qui influencera fortement le coût de cette solution.

Le barrage poids-béton offre une solution qui va de soi pour l'évacuateur de crue, par contre il nécessite notamment :

- des matériaux pour les agrégats du béton,
- l'évacuation des déblais d'excavation de la centrale,
- une mise en oeuvre plus compliquée,
- le décapage complet jusqu'au bed-rock sain, ce qui conduit à des excavations de 7 à 9 m. de profondeur; vis-à-vis des 25m de hauteur du barrage....

Si une étude de faisabilité devait être lancée, nous préconiserions à priori les essais et prospections suivants :

- . géologie: . galerie(s) de reconnaissance dans le versant droit (le plus raide.
 - . prospections sismique et électrique aux entrées et sorties de cette galerie.
 - . forages pressiométriques
diagraphies (γ ray pour détecter les argiles)
essais Lugeon (perméabilité).

- . géotechnie: . analyses granulométriques
 - . détermination des limites d'Atterberg pour les couches d'alluvions superficielles.
 - . essais à la plaque pour les couches meubles.
 - . essais de compactage sur les matériaux susceptibles de rentrer dans la composition du barrage.
 - . essais de perméabilité en laboratoire.

Ces essais et prospections permettront de connaître avec précision les caractéristiques des roches et terrains meubles, et donc de se faire une idée plus approfondie sur les conditions naturelles du site de Stoumont.

Cependant, si ce projet de centrale de pompage devait être un jour réalisé, de grandes précautions devraient être prises afin de préserver au maximum le cadre naturel qui à mes yeux est un des plus beaux de notre pays.

ANNEXES .

SONDAGES CAROTTÉS EFFECTUÉS EN 1965.

Le rapport de Monsieur Calembert était le suivant :

SONDAGE S1 : coordonnées : x : 252.722,093

y : 122.167,268

z : 200,144

- de 200,144 à 200 m. : limon humifère
- de 200 à 198,75 m : limon brun foncé homogène
- de 198,75 à 198,40 m : limon gris avec débris végétaux de cailloux roulés de quartzites et de quartzophyllades (paléosol)
- de 198,40 à 196,30 m : limon brun jaune à gris avec cailloux roulés de quartzites et quartzophyllades.
- de 196,30 à 196,10 m : graviers grossiers bien roulés.
- de 196,10 à 195,50 m : limon brun avec débris végétaux et cailloux roulés (paléosol).
- de 195,50 à 194,75 m : sable fin gris jaune, puis gros cailloux de quartzites verts
- de 194,75 à 193,80 m : sable fin brun puis jaune reposant sur de gros cailloux roulés de quartzites verts, rouges.
- de 193,80 à 193,60 m : graviers grossiers de quartzites et quartzophyllades
- de 193,60 à 193,35 m : *sable grossier fluvial*
- de 193,35 à 192,90 m : phyllades noirs et quartzophyllades gris-noir alternant.
- de 192,90 à 192,70 m : quartzophyllades gris noir alternant avec des phyllades noirs; un niveau quartzitique.
- de 192,70 à 192,40 m : phyllades et quartzophyllades noirs alternant.
- de 192,40 à 191,90 m : alternance de phyllades et quartzophyllades noirs; un banc quartzitique de 5 cm. d'épaisseur.
- de 191,90 à 191,20 m : alternance de quartzophyllades noirs
- de 191,20 à 190,10 m : quartzites.
- de 191,10 à 190,55 m : alternance de phyllades et quartzophyllades foncés.
- de 190,55 à 190,50 m : quartzites noirs.
- de 190,50 à 190 m. : alternance de phyllades et quartzophyllades foncés.
- à 190 m. : quartzites.

EN RESUME, le sondage S1 a rencontré au-dessus du bed-rock, vers l'altitude 193, les formations de la plaine alluviale puissante de 6 à 7m; dans le bed-rock la stratification présente une inclinaison moyenne de l'ordre de 45°.

SONDAGE S2 : coordonnées : x : 252.780,811

y : 122.120,183

z : 203,427

de 203,427 à 203,20 m : limon humifère.

de 203,20 à 202 m : limon brun jaune avec cailloux roulés de quartzites et quartzophyllades.

de 202 à 200,20 m : sable gris avec cailloux roulés de quartzites

de 200,20 à 199,20 m : sable brun, fluviatile.

de 199,20 à 198,65 m : sable brun foncé contenant des cailloux roulés de quartzites.

de 198,65 à 197,10 m : sable brun foncé d'origine fluviatile passant graduellement à des sables grossiers qui résultent du broyage de quartzophyllades, puis alternance de phyllades et quartzophyllades gris ardoise.

de 197,10 à 196,30 m. : phyllades et quartzophyllades alternant; la stratification est subverticale.

de 196,30 à 193,40 m : alternance de phyllades et de quartzophyllades à quartzites gris ardoise.

EN RESUME , le sondage S2 rencontre d'abord des dépôts fluviatiles de l'AMBLEVE sur environ 6 m., puis vers l'altitude 198, le bed-rock présentant des couches verticales.

SONDAGE S3 : coordonnées : x : 252.887,366

y : 122.346,105

z : 201,798

de 201,798 à 201,40 m : terre arable contenant des cailloux roulés.

de 201,40 à 201,30 m : cailloux roulés.

de 201,30 à 200,20 m : limon gris brun avec quatre niveaux interstratifiés de cailloux roulés.

de 200,20 à 199,80 m : limon fin, gris brun, avec quelques cailloux roulés.

de 199,80 à 198,90 m : sable fin, gris brun, puis cailloux roulés de quartzites.

de 198,90 à 197,80 m : sable brun, puis cailloux roulés de quartzites.

de 197,80 à 195,75 m : gravier grossier de cailloux de quartzites.

de 195,75 à 195,70 m : quartzites brun foncé et alternance de phyllades et quartzophyllades gris vert, pyritifères.

de 195,70 à 195,35 m : alternance de quartzophyllades gris vert et phyllades noirs.

de 195,35 à 195,30 m : quartzites bleus avec minces lits quartzophylladeux.

de 195,30 à 195 m : quartzophyllades verts.

de 195 à 194,90 m : quartzites verts

de 194,90 à 194,70 m : quartzites bleu-vert, quartzophyllades verts, phyllades noirs.

de 194,70 à 194,45 m : alternance de phyllades noirs et quartzites.

de 194,45 à 194 m : quartzites bleus, parfois micacés, avec petits lits de phyllades noirs.

de 194 à 193,70 m : quartzites bleu foncé avec, à la base, minces lits de phyllades noirs ou verts.

de 193,70 à 192,80 m : alternance de quartzites bleus avec des phyllades noirs ou des quartzophyllades gris; la stratification a une inclinaison d'environ 65°.

de 192,80 à 191,80 m : quartzophyllades à quartzites bleus alternant avec des phyllades noirs.

EN RESUME, le sondage S3 traverse d'abord 6m. de dépôts fluviaux puis atteint le bed-rock vers l'altitude 195,70m ; l'inclinaison des couches est de l'ordre de 65°.

SONDAGE S4 : coordonnées : x : 252.815,969

y : 122.369,91

z : 203,516

- de 203,516 à 203,40 m : débris de schistes enrobés dans des limons.
- de 203,40 à 202,80 m : fragments de psammites, schistes et quartzophyllades micacés, verts.
- de 202,80 à 201,60 m : quartzophyllades micacés, verts et schistes noirs, compacts.
- de 201,60 à 199,70 m : quartzophyllades micacés verts, puis quartzites bleu-vert.
- de 199,70 à 197,90 m : quartzophyllades gris vert.
- de 197,90 à 196,20 m : schistes quartzeux à quartzites schisteux, puis quartzophyllades micacés, gris vert.
- de 196,20 à 195,50 m : quartzophyllades noirs alternant avec des schistes noirs, puis avec des quartzites clairs, en minces lits.
- de 195,50 à 194,90 m : alternance de quartzophyllades gris ardoise et de phyllades noirs; les couches ont une inclinaison de 35°.
- de 194,90 à 193,50 m : même roche et même pente des couches.
- de 193,50 à 193 m : phyllades noirs, parfois pyritifères, à toucher onctueux, alternant avec des quartzophyllades gris ardoise.
- de 193 à 194,75 m : quartzites gris ardoise.
- de 194,75 à 194,30 m : phyllades noirs avec lits quartzophylladeux.
- de 194,30 à 191,85 m : alternance de phyllades noirs et quartzophyllades gris noir, parfois pyritifères et graphiteux; les couches sont inclinées à 25°.
- de 191,85 à 191,40 m : quartzites gris bleu.
- de 191,40 à 189,30 m : alternance de phyllades noirs et de quartzophyllades gris foncé, parfois pyritifères et micacés.
- de 189,30 à 189,10 m : alternance de phyllades noirs et de quartzophyllades ou quartzites gris.
- de 189,10 à 188,10 m : alternance de phyllades noirs, parfois micacés, et de quartzophyllades gris.

- de 188,10 à 187,60 m : alternance de phyllades noirs, de quartzites gris foncé et de quartzophyllades noirs.
- de 187,60 à 185,25 m : alternance de quartzophyllades gris foncé et de phyllades noirs, souvent micacés, parfois pyritifères
- de 185,25 à 185,10 m : grésoschistes stratifiés, à stratifications croisées.
- de 185,10 à 184,60 m : alternance quartzophyllades gris foncé et phyllades noirs.
- de 184,60 à 184,40 m : schistes phylladeux et phyllades noirs graphiteux.
- de 184,40 à 184,20 m : alternance de phyllades noirs et de quartzophyllades ou quartzites gris noir.
- de 184,20 à 183,95 m : quartzites gris noir.
- de 183,95 à 182,95 m : alternance de phyllades et quartzophyllades noirs.
- de 182,95 à 182,85 m : quartzites gris bleu.
- de 182,85 à 182,40 m : alternance de phyllades et quartzophyllades noirs.
- de 182,40 à 181,95 m : quartzites gris bleu.
- de 181,95 à 180,70 m : alternance de phyllades et quartzophyllades noirs; localement, stratifications croisées.

EN RESUME, le sondage S4 pénètre directement dans le bed-rock, de constitution lithologique très uniforme : roches formées d'alternance de phyllades, quartzophyllades et quartzites en couche de 1 à 2 cm d'épaisseur avec quelques bancs interstratifiés de quartzites plus puissants (0,1 à 0,5 m). L'inclinaison moyenne des couches est de 30°. Les roches du sommet (jusque 196 environ), à teinte verte dominante, sont altérées et plus tendres : le carottage est très médiocre.

CONCEPTION DU MASQUE,

La construction d'un masque pose des problèmes délicats, car l'écran doit conserver son imperméabilité malgré les mouvements que peut subir le support. Les tassements des massifs en enrochements, qui dépendent du pourcentage de vide résiduel, lui-même fonction de la forme et de l'agencement des blocs est également influencé par le tassement propre des fondations qui peut atteindre des valeurs non négligeables. Ces tassements, quasi inévitables ont des répercussions sur le parement amont qui se déforme, si bien que le masque doit être réalisé au moyen d'éléments rigides articulés entre-eux ou par l'emploi d'un matériau plastique. On en vient donc souvent à la conception d'un masque déformable, en béton plastique plus ou moins bitumineux, placé de façon définitive avant toute mise en eau de la retenue.

Le masque doit se présenter comme un tapis souple et continu qui recouvre pratiquement sans joint toute la surface de parement amont sur laquelle il est collé. Ce tapis capable de suivre certaines déformations par sa plasticité, devrait avoir une épaisseur suffisante pour qu'une fissure s'amorçant au contact du support puisse s'amortir dans la masse avant d'aboutir à la face externe.

Exemple de composition d'un masque :

- 1) au contact avec le remblai compacté : un filtre drainant; cette couche a pour but :
 - . de régulariser la surface du parement amont,
 - . d'augmenter la rugosité,
 - . de drainer l'arrière du masque.
 - . de contrôler éventuellement les fuites susceptibles de se produire à travers l'écran. Ce filtre drainant peut être composé de ciment poreux ou de concassé.
- 2) ensuite, une couche dite "de liaison", dense de 80 à 90 kg/m² composée de concassés, de sable de concassage et d'un peu de bitume. Le rôle de cette couche est d'assurer une deuxième étanchéité. Pour assurer pleinement ce rôle, cette couche peut être renforcée par du béton asphaltique étanche (100 kg/m²).

- 3) ensuite une couche drainante (éventuellement légèrement bitumineuse) qui a pour but :
- . d'éviter les pressions intersticielles
 - . de contrôler très sérieusement les fuites durant toute la vie du barrage.
- 4) ensuite une couche de béton asphaltique étanche (150 kg/m²) qui doit répondre aux conditions suivantes :
- . une plasticité suffisante mais indispensable pour suivre, sans fissuration les déformations du support
 - . une étanchéité absolue
 - . une mise en oeuvre pas trop difficile.
 - . une résistance mécanique suffisante pouvant résister au moins aux sollicitations créées par son poids propre et celui de la couche supérieure.
- 5) une couche de protection; il faut que le masque étanche ne soit pas endommagé par des impacts dûs aux chocs des objets divers transportés par le cours d'eau. Cette protection peut être réalisée par un perré maçonné appuyé sur le béton asphaltique, mais cette solution est en général beaucoup trop coûteuse. On pourra donc envisager un avant-masque en béton poreux armé éventuellement d'un grillage métallique. Cette couche assure outre la protection mécanique, une protection thermique non négligeable.

SURVEILLANCE, AUSCULTATION ET CONTROLE DES FUITES.

a) Mesures des pressions hydrostatiques internes.

On disposera aux points intéressants du remblai et de sa fondation un grand nombre de capsules piézométriques ou de piezomètres pour pouvoir déceler d'éventuelles pressions à l'intérieur du barrage.

b) Mesures des déformations du remblai et des fondations.

Système d'observation interne.

Un des systèmes pour mesurer les tassements du remblai et de la fondation est d'employer des tubes de mesure du type "à coulissement". Chaque dispositif qui permet de faire des mesures pendant et après la cons-

truction est constitué par une série de tubes verticaux noyés dans le remblai et dont les diamètres sont de 4 et 5 cm. alternativement. Une cornière transversale de 90 cm. de long qui suit le mouvement des terres est fixé aux tubes les plus fins. Les tassements des terres enregistrées par les cornières font coulisser les petits tubes (4 cm) dans les grands (5 cm). Pour savoir où en est, on repère la position des tubes respectifs à l'aide d'une sonde munie de cliquets suspendus à un ruban d'acier gradué et qu'on descend à l'intérieur du tube.

Système d'observation externe.

Le système consiste généralement en mesures des déplacements de témoins fixés au barrage où à son terrain de fondation par la méthode topographique (la photogrammétrie et les observations par nivellement hydraulique du terrain de fondation sont plus coûteuses).

Les déplacements observés sont :

- le déplacement transversal (perpendiculaire au grand axe du barrage)
- le déplacement vertical.

c) Mesure et contrôle des fuites.

Pour contrôler les fuites du parement amont, celui-ci peut être divisé en panneaux qui seront reliés chacun à un tuyau de drainage; ceux-ci logés dans le parafouille collectent les eaux de fuite et les conduisent à une chambre de contrôle où peut s'effectuer la mesure des débits. Cette chambre est placée généralement à l'aval du barrage.

En outre, nous pourrions mesurer les débits des sources et résurgences repérées en aval du barrage. Une augmentation du débit de ces sources pouvant déceler un incident quelconque.

d) Comportement du masque et vieillissement.

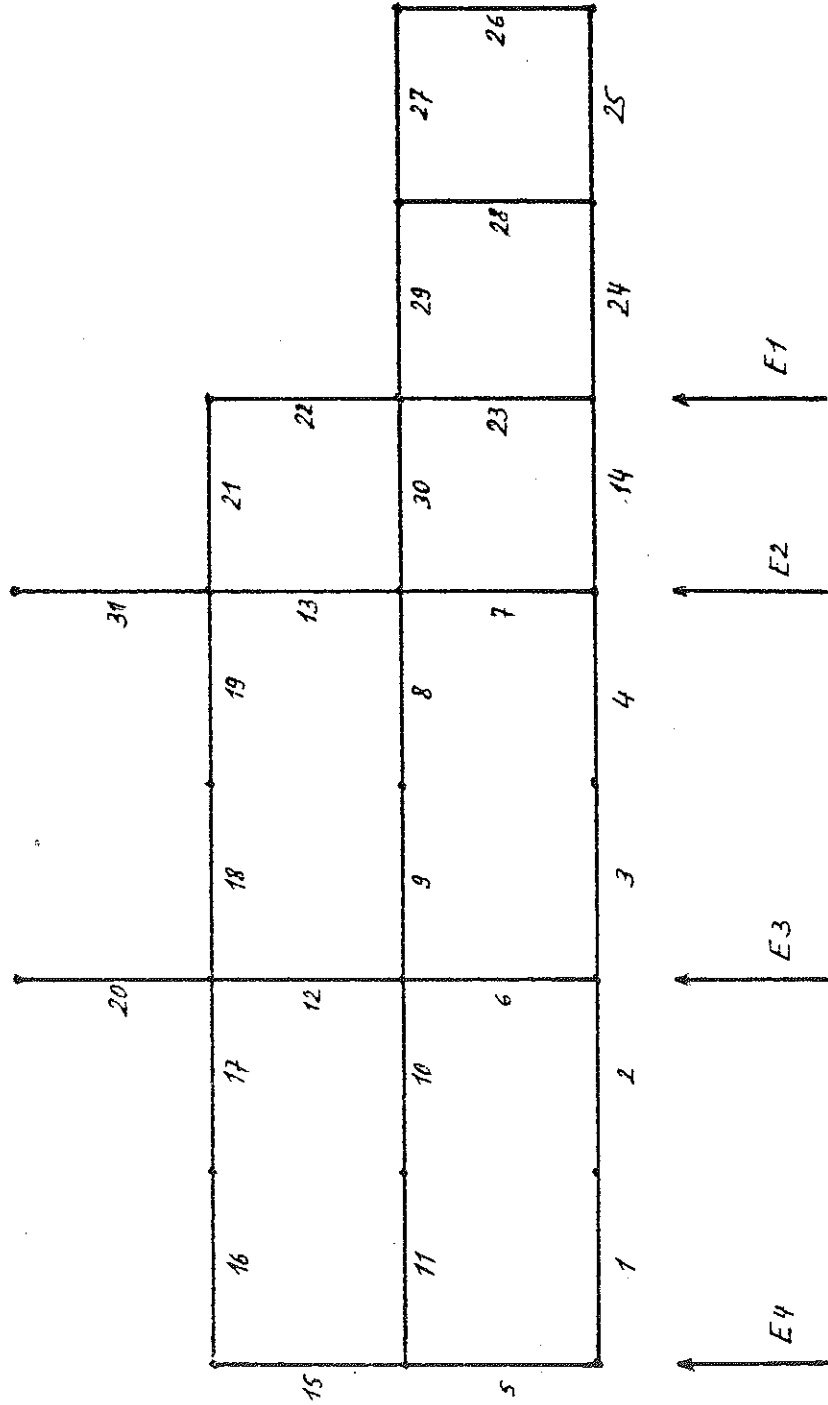
On peut se demander ce qu'il adviendra des qualités du parement étanche avec le temps, sous l'effet du processus de vieillissement auquel n'échappe aucun liant hydrocarboné. Ce vieillissement consiste en une dégradation des propriétés fondamentales du produit, et notamment de

sa plasticité. En effet l'évaporation progressive des huiles du bitume et des phénomènes secondaires tels que l'oxydation et la polymérisation peuvent avoir une influence non négligeable sur la plasticité du revêtement surtout dans la zone superficielle.

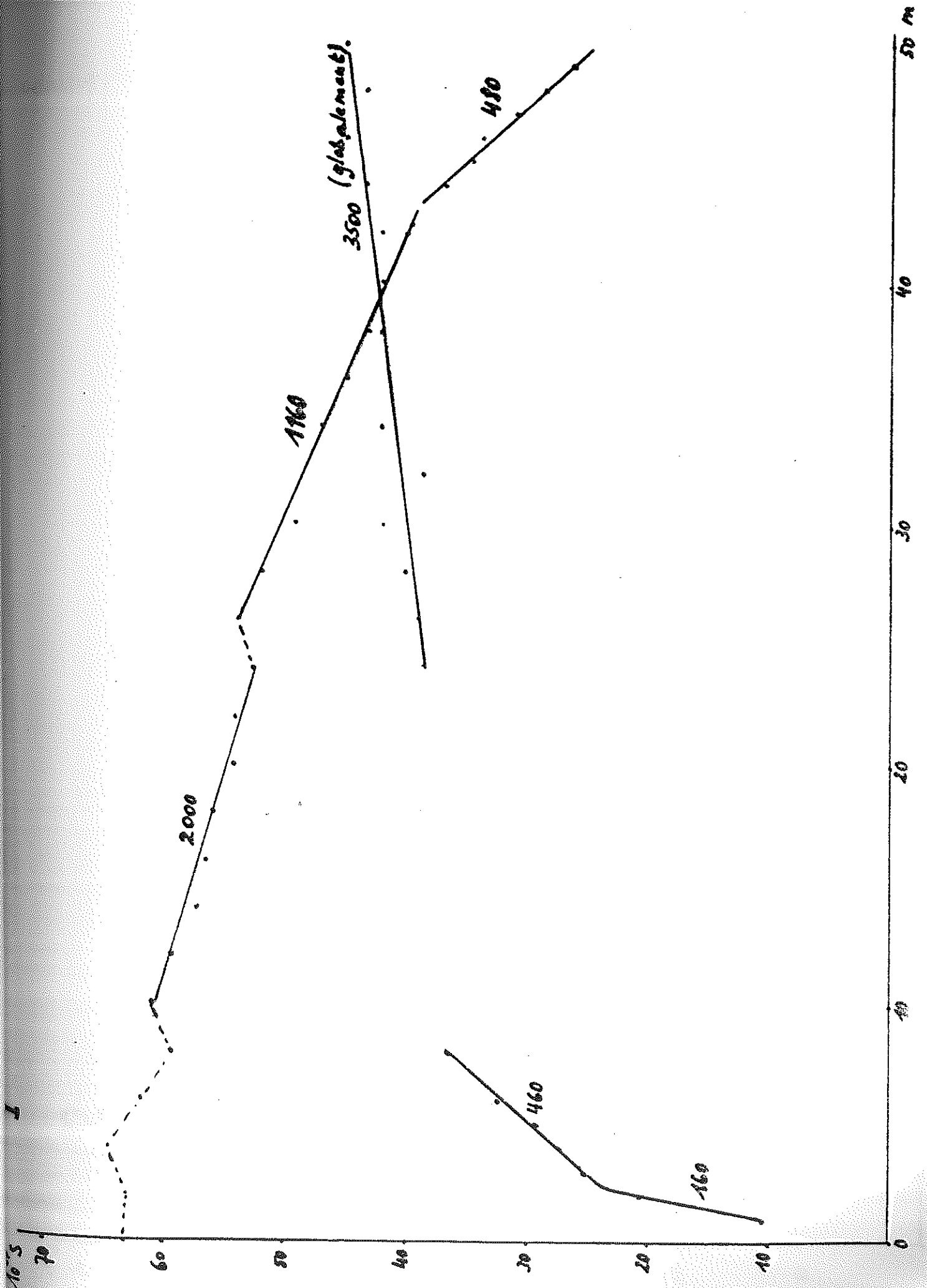
Le vieillissement est également d'autant plus rapide que le béton asphaltique ou bitumineux est plus poreux, la porosité facilitant l'oxydation du liant. Une parfaite compacité est donc une condition fondamentale pour obtenir le maintien d'une certaine plasticité.

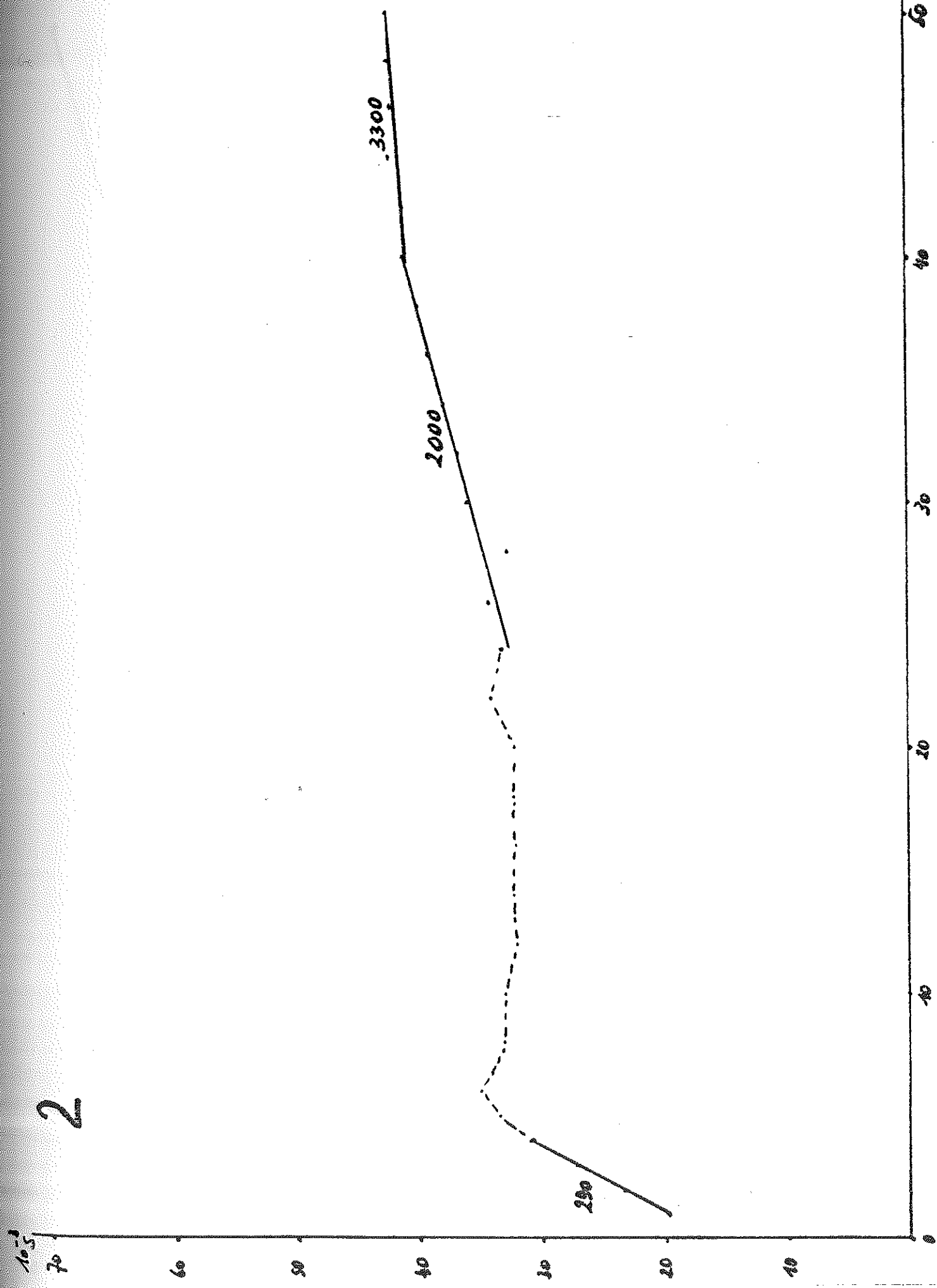
Remarquons néanmoins que les qualités de souplesse que le masque doit avoir dans la première phase de sa vie seront beaucoup moins nécessaires lorsque le barrage sera pratiquement stabilisé.

Ce problème n'est pas tellement important dans notre cas, car on a constaté que ce vieillissement était plus avancé dans les zones qui sont en contact direct avec l'air atmosphérique.

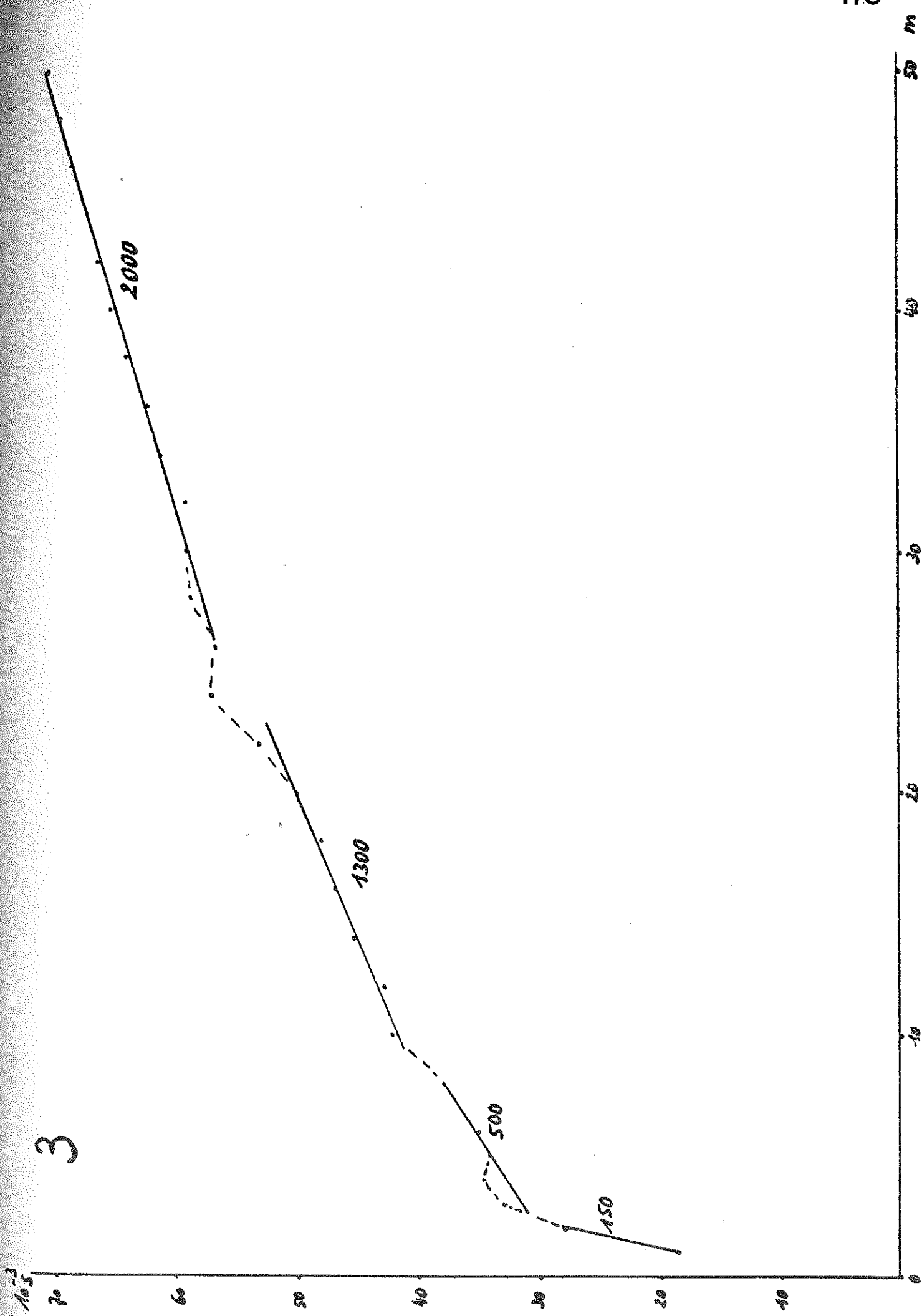


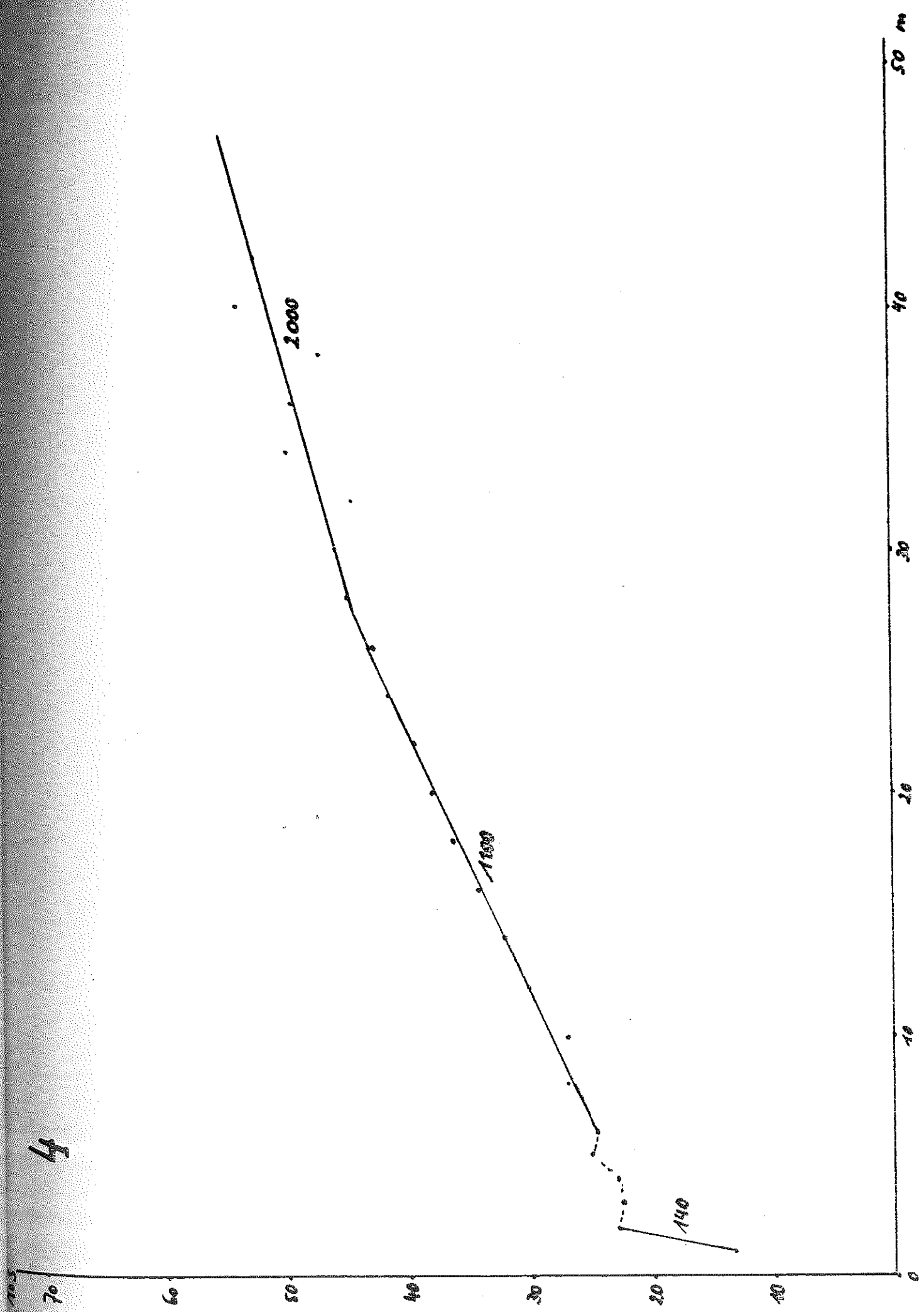
(le sondage 32 se trouve en rive droite)





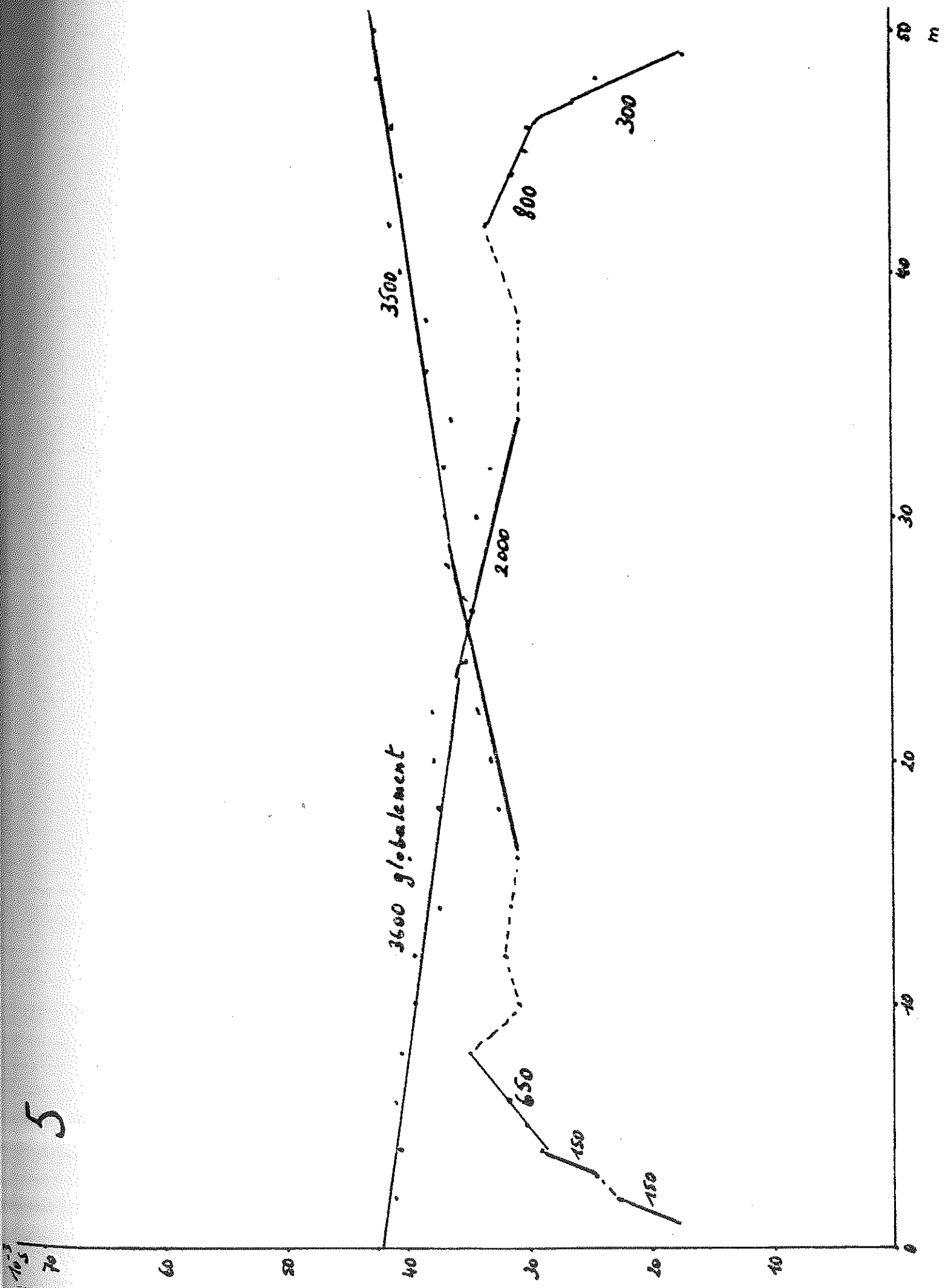
2

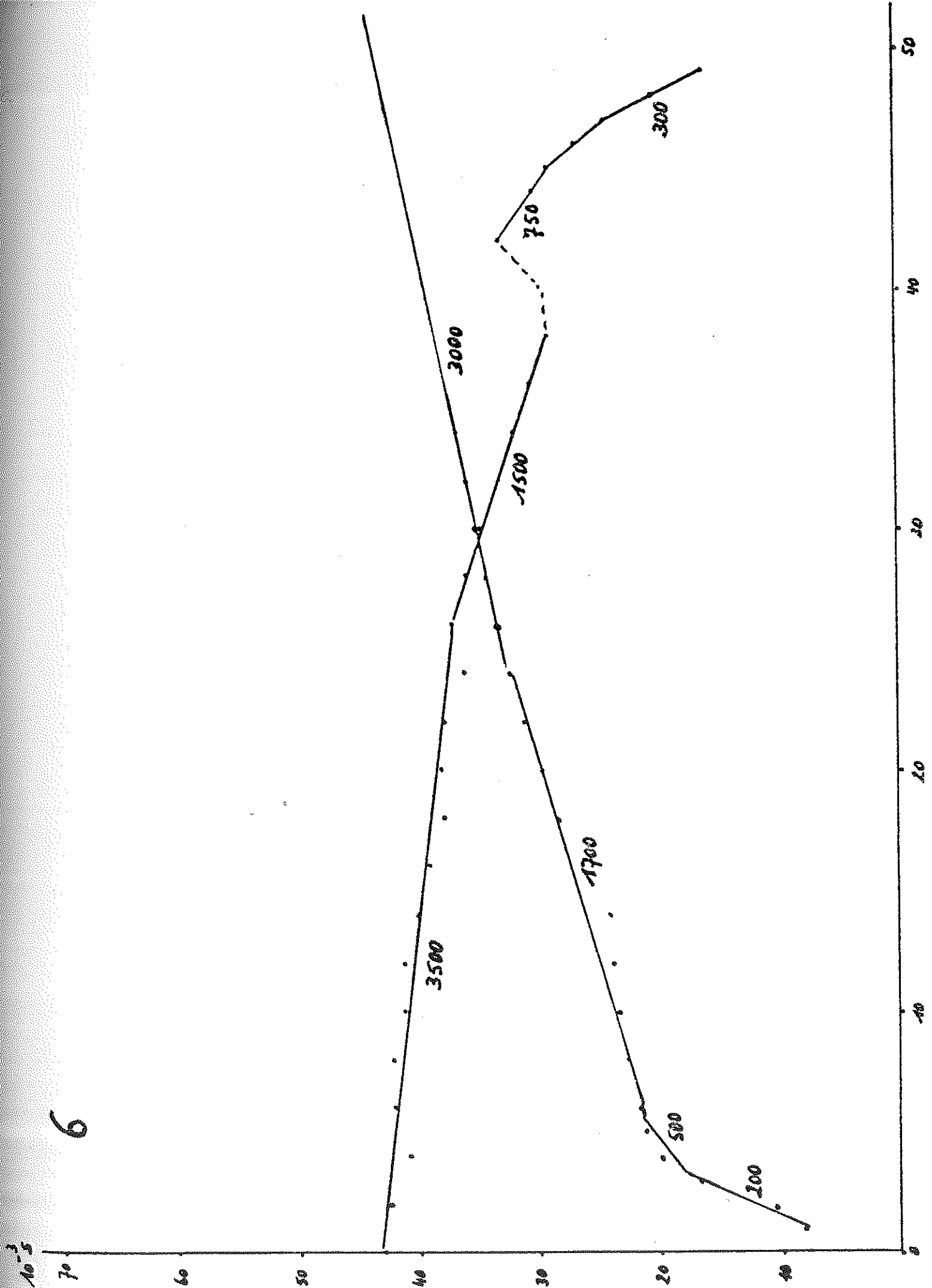




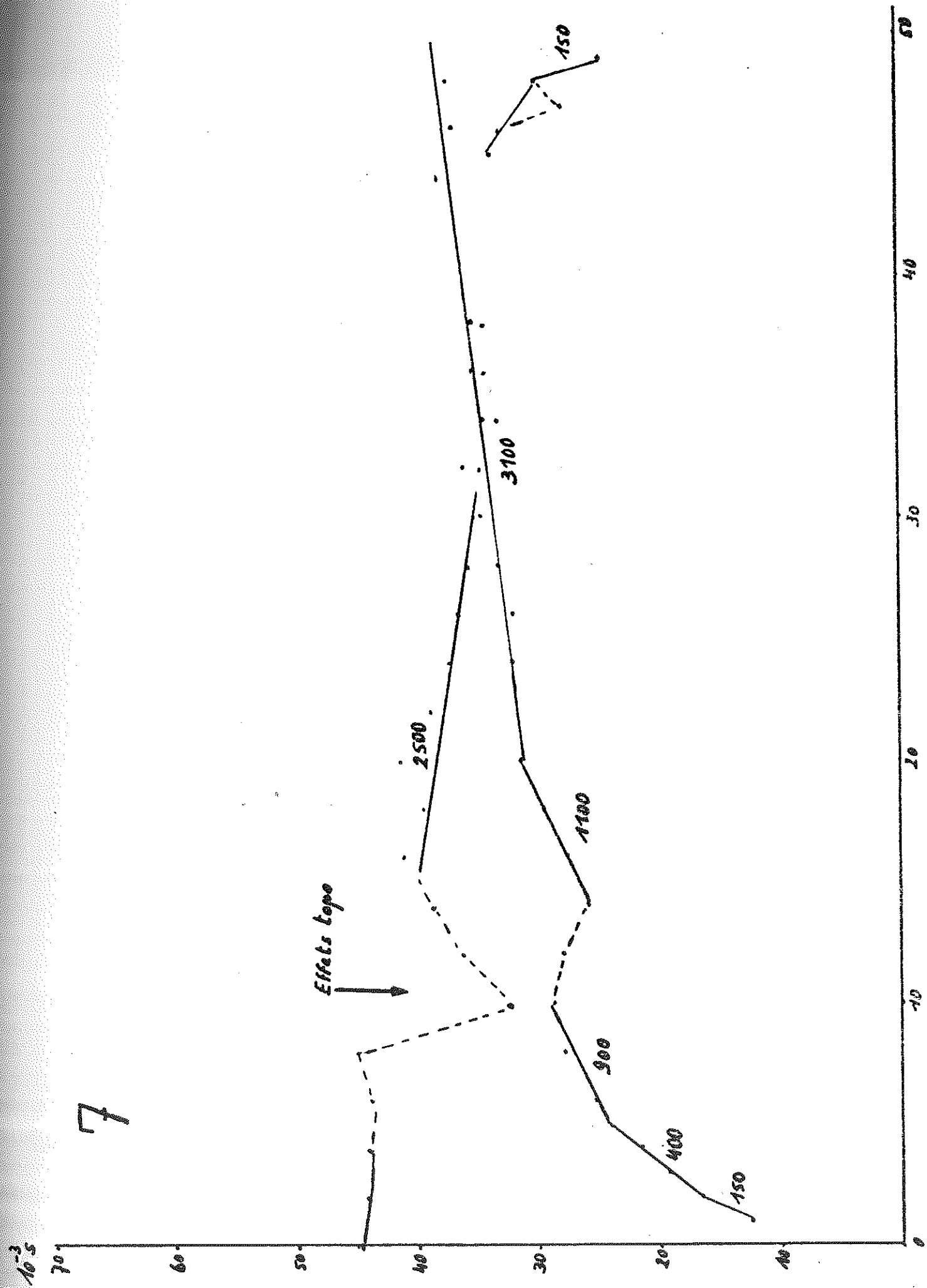
4

5





6



8

10-3

70

60

50

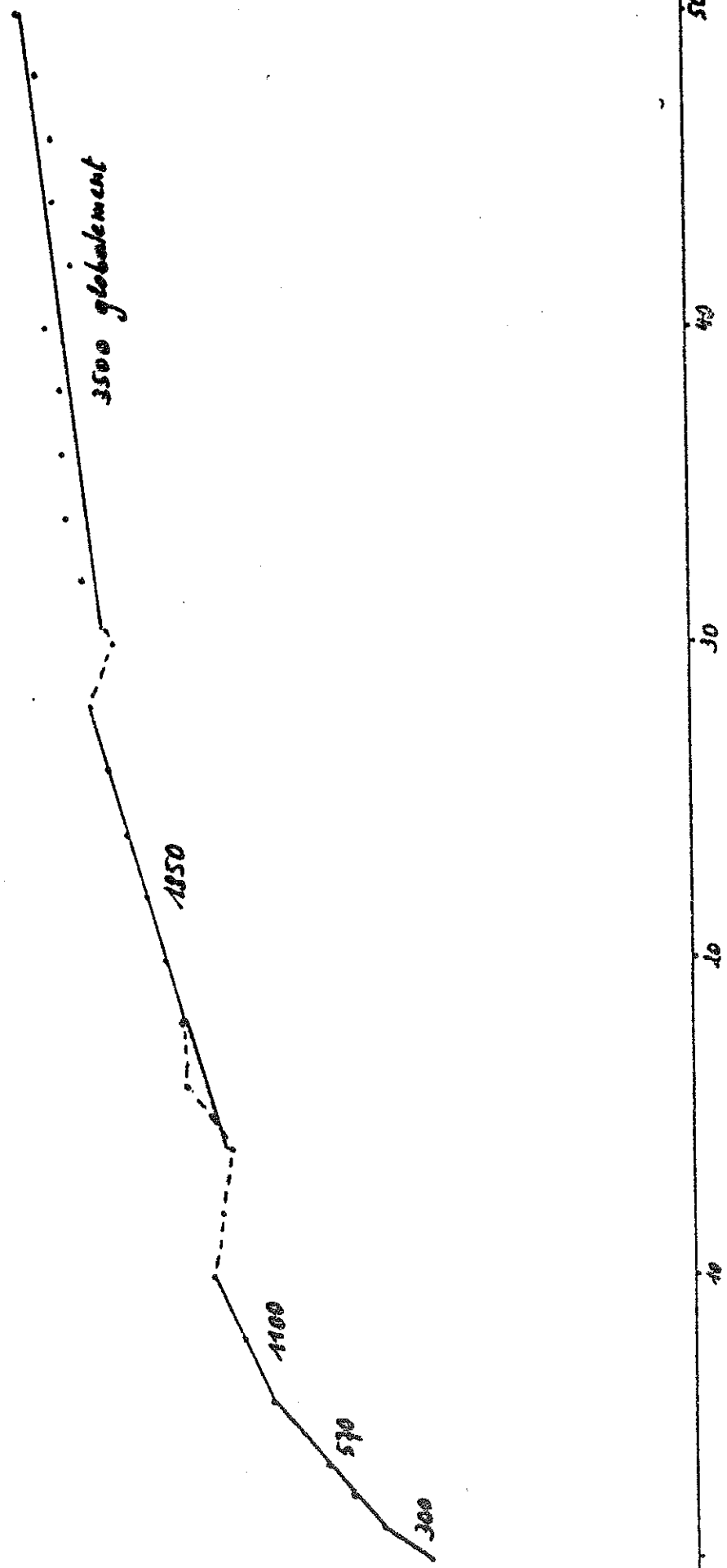
40

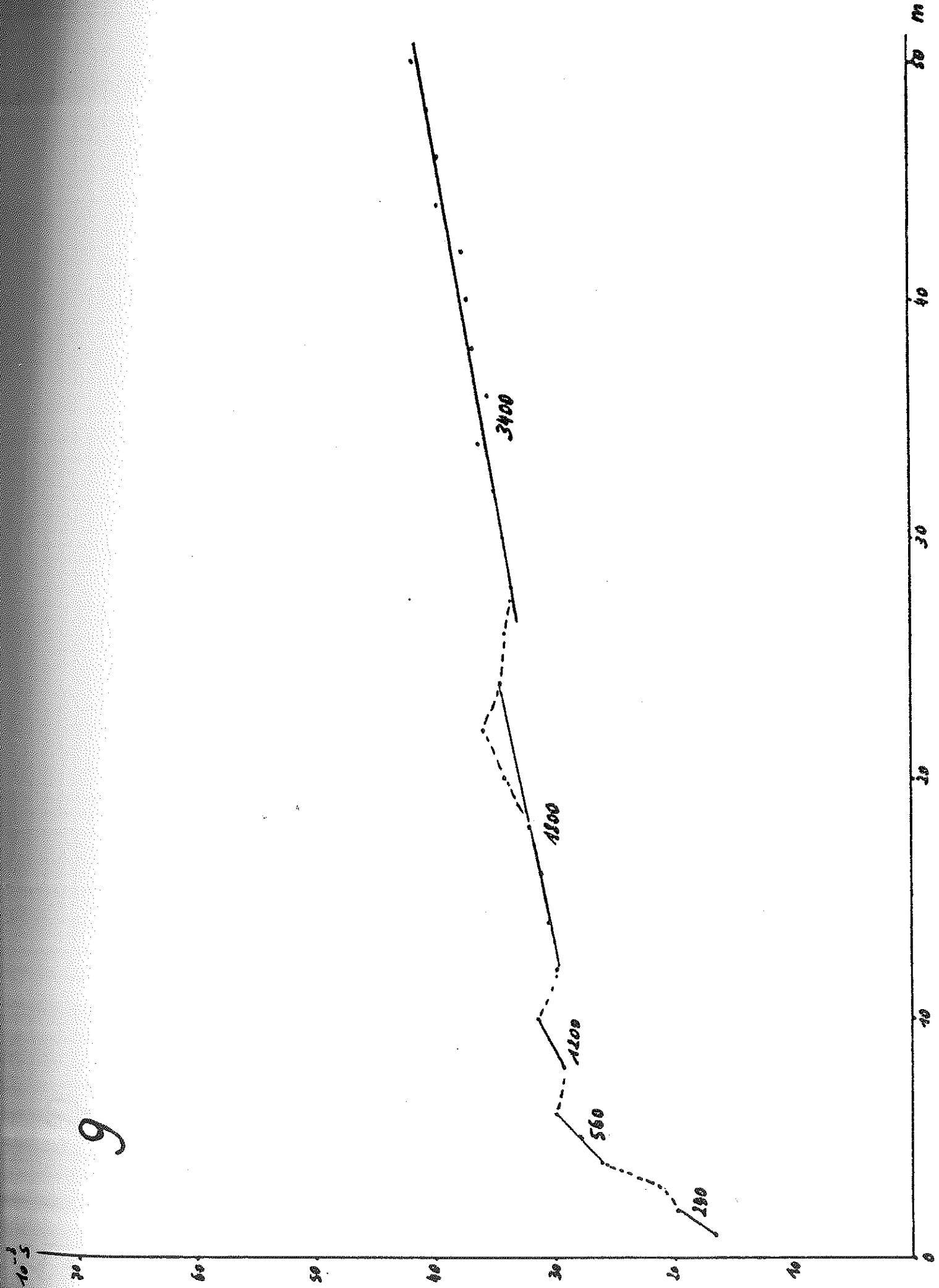
30

20

10

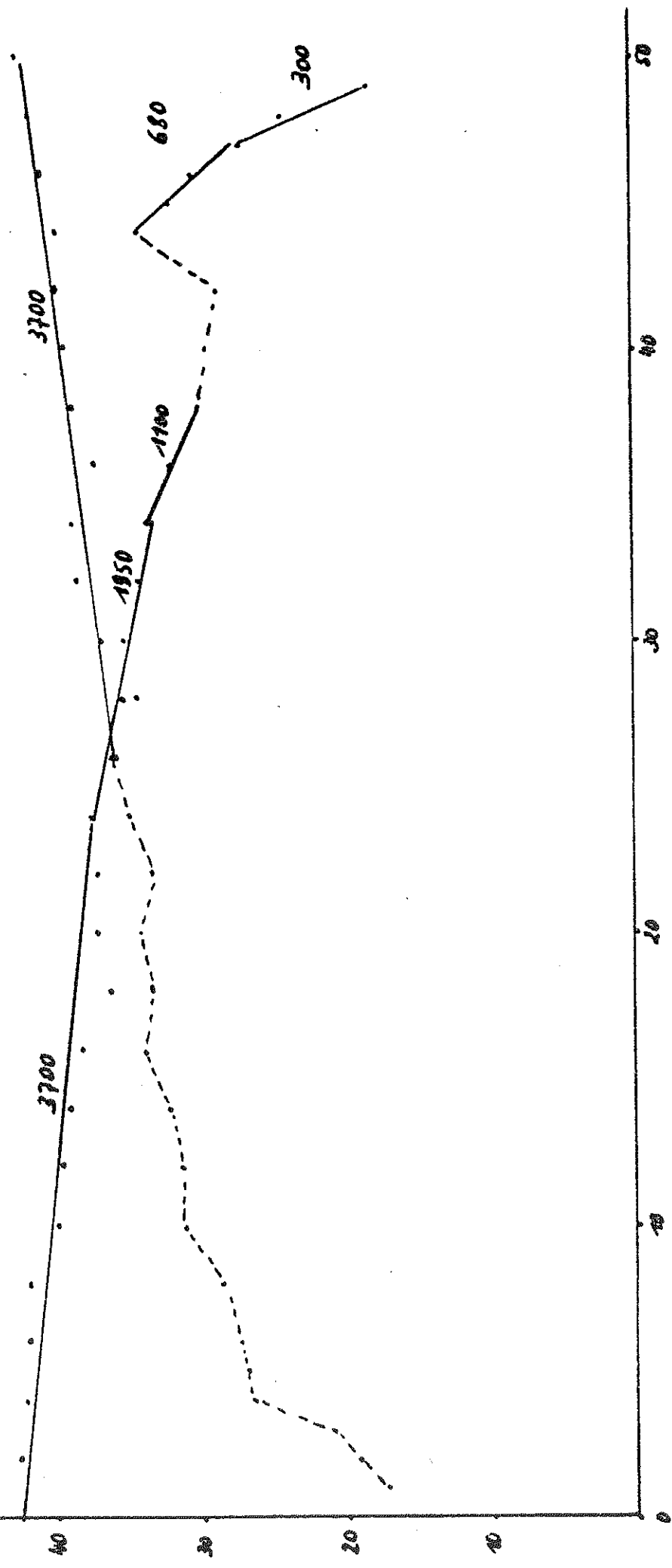
0





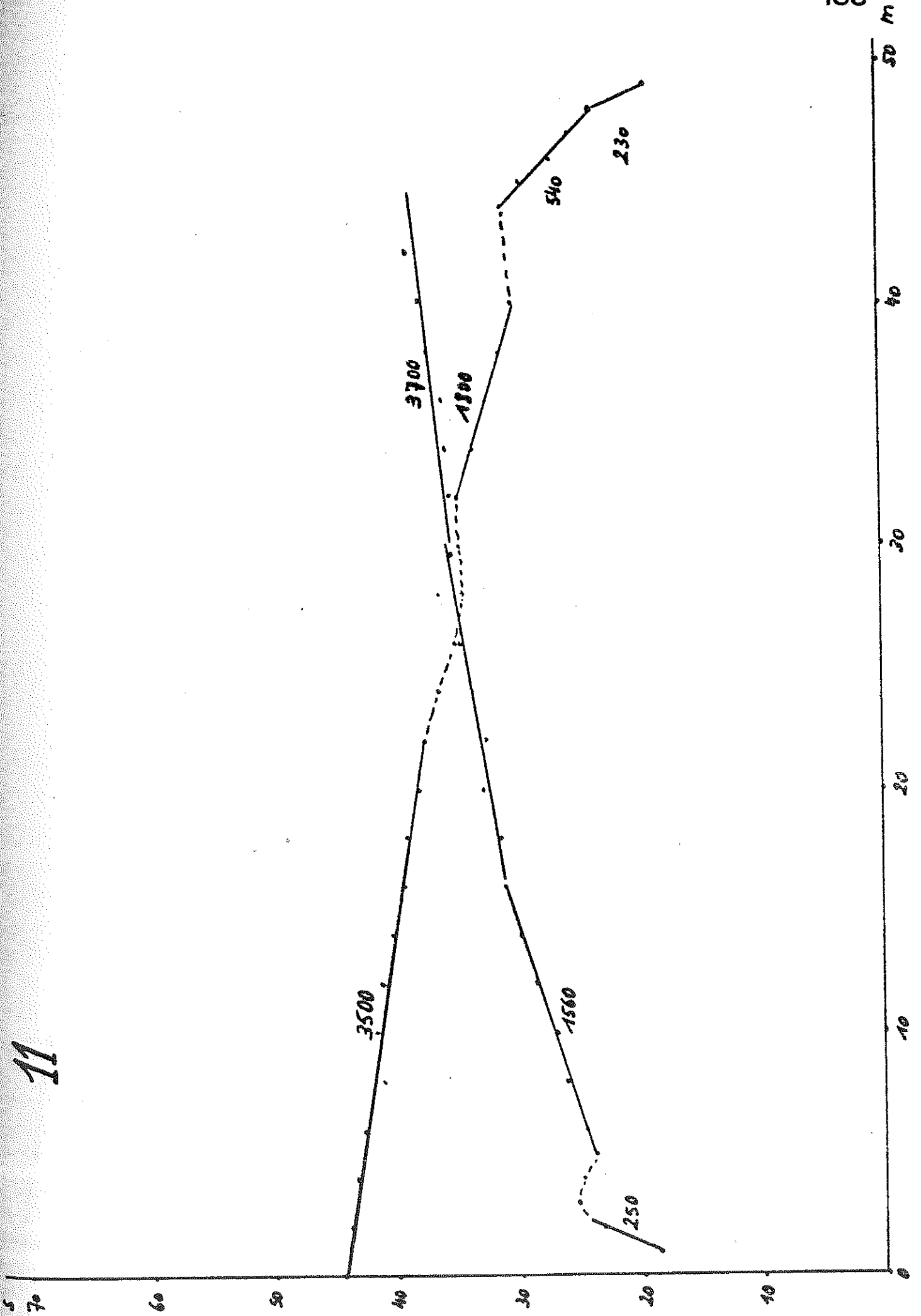
9

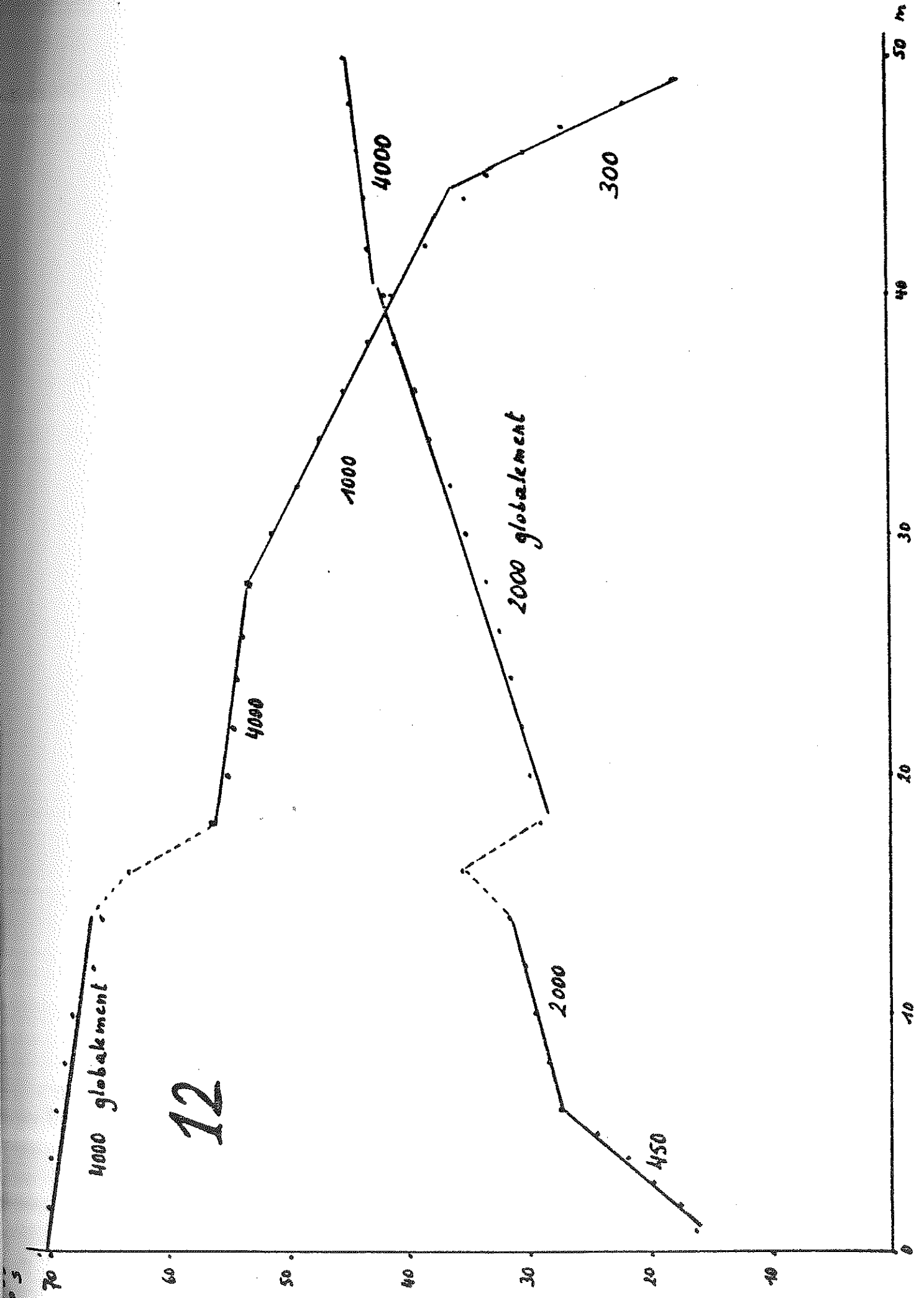
10
10.3

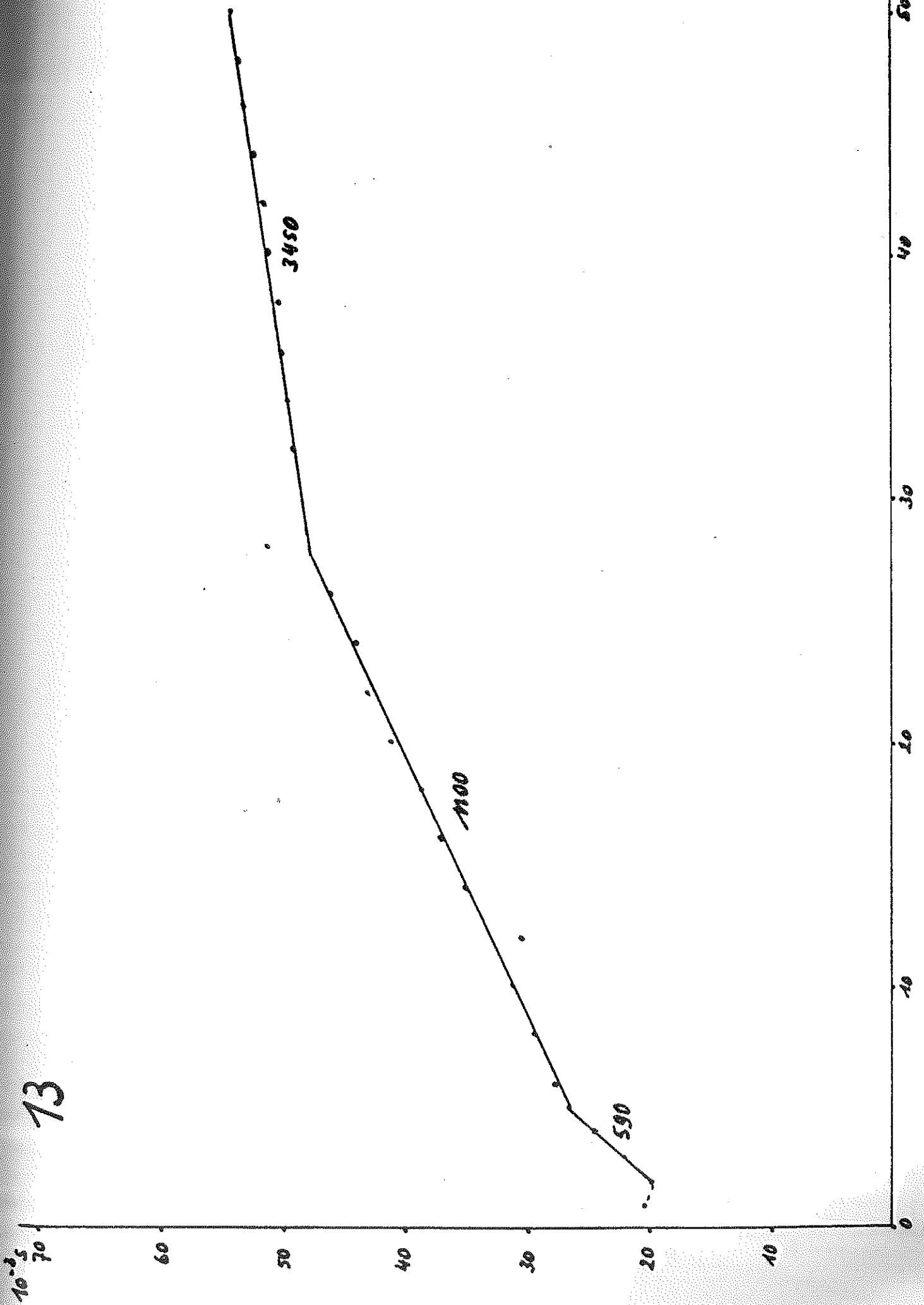


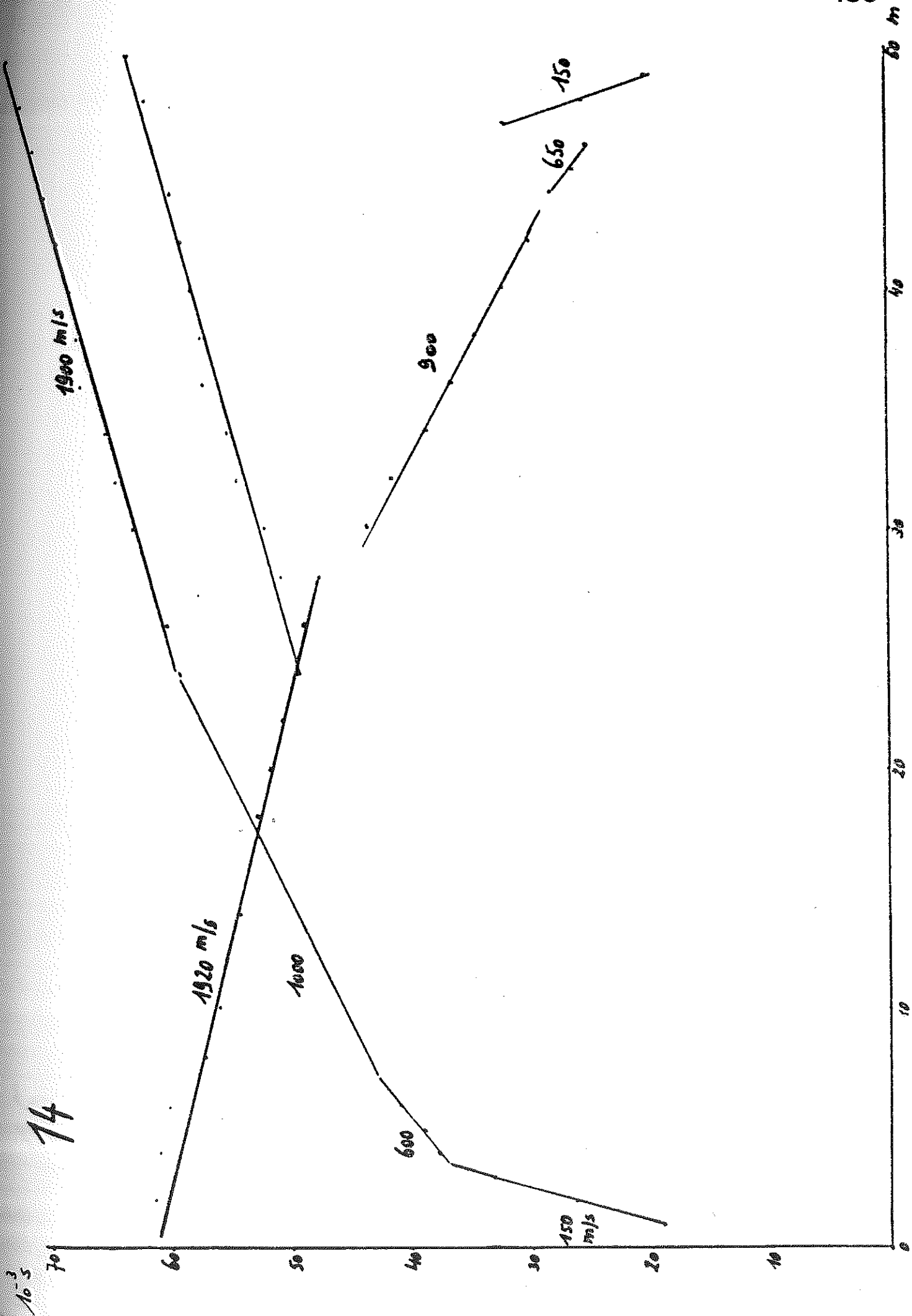
10.5

11









15

1957

60.

50.

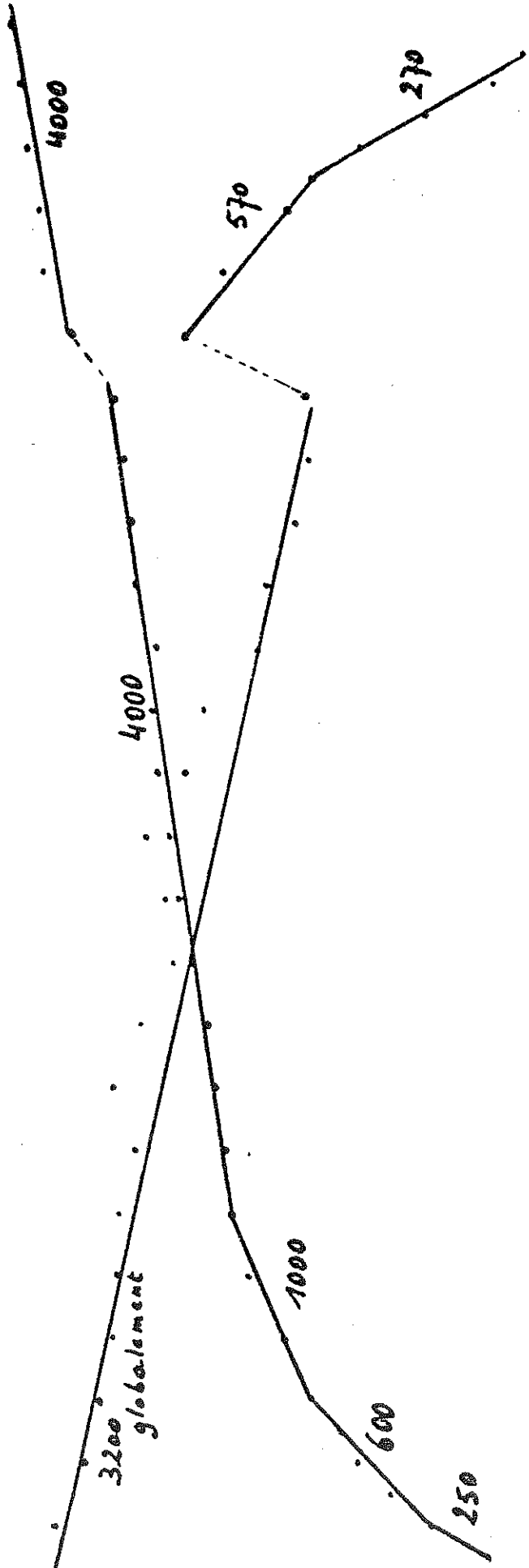
40.

30.

20.

10.

0



50

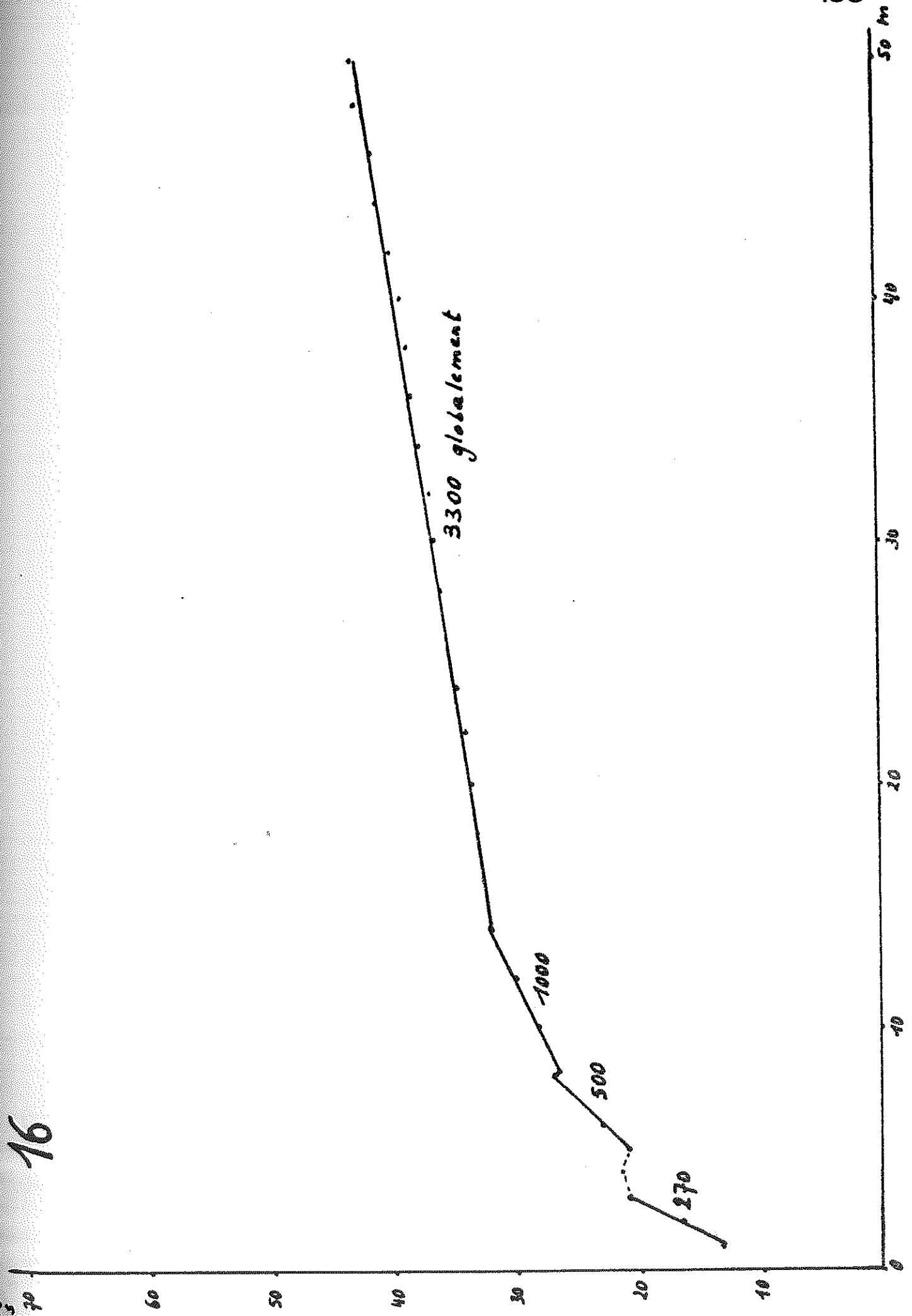
40

30

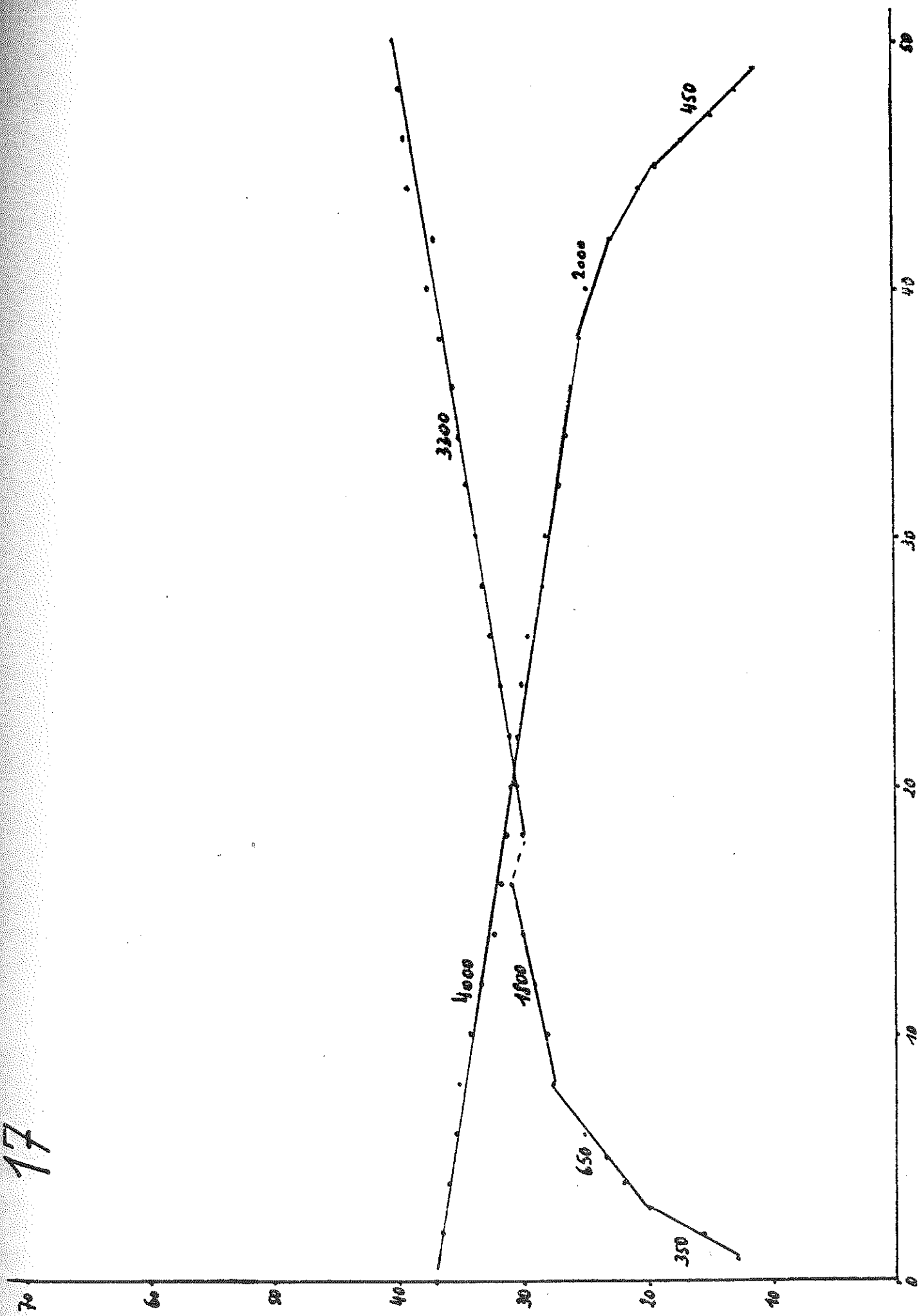
20

10

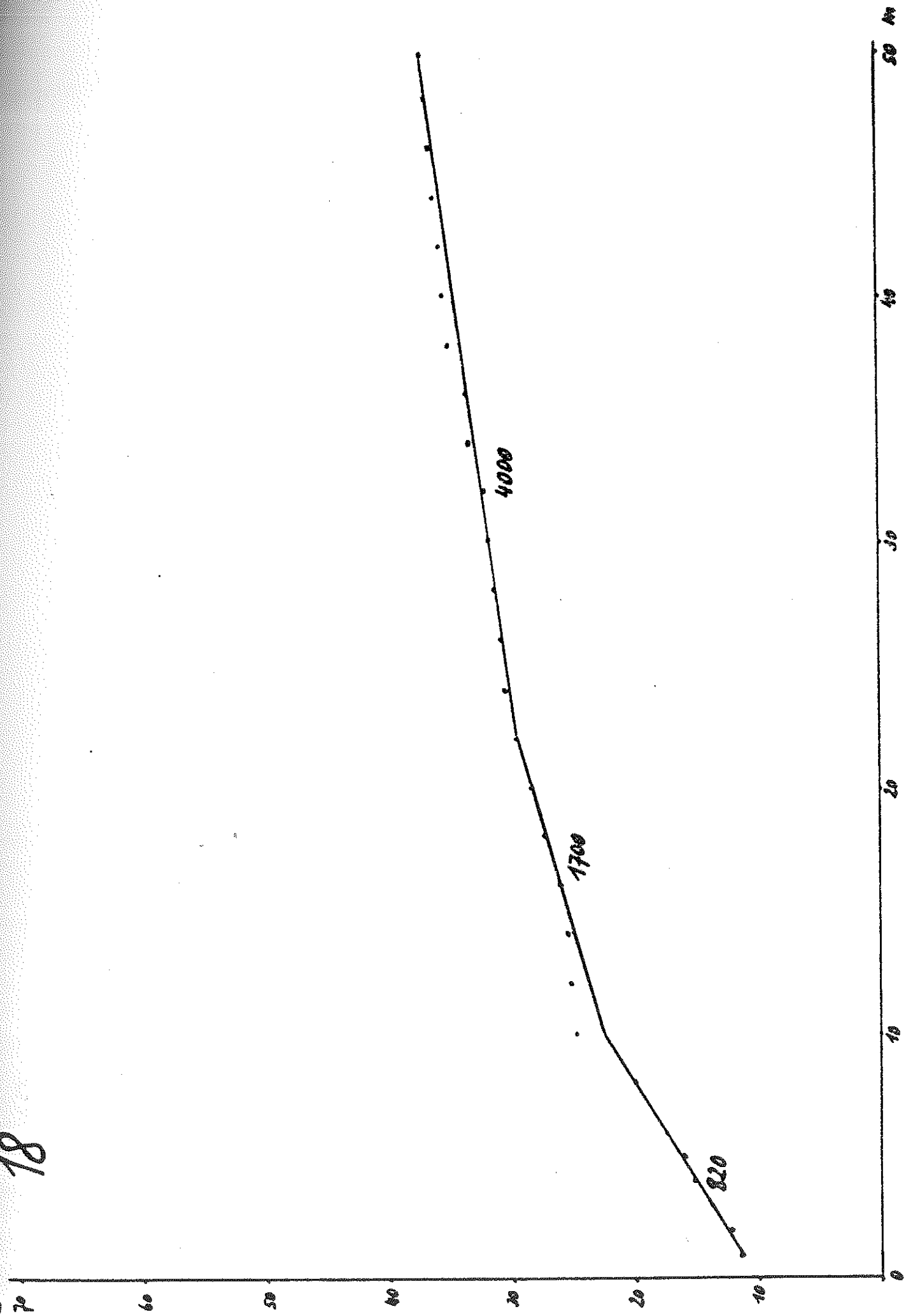
16
 10^{-3}



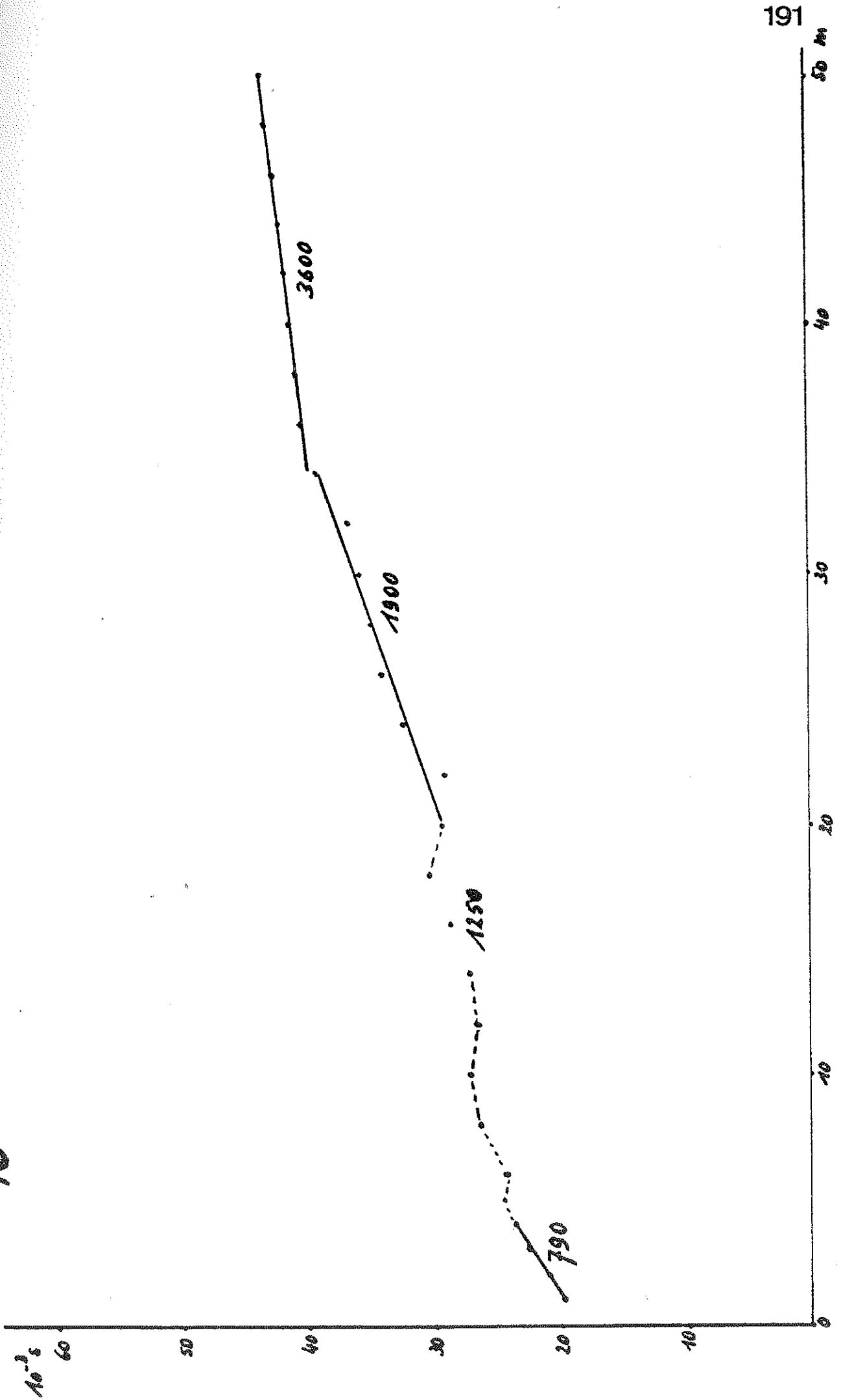
10-3
17



16.5
18



19



20

10.5

70

60

50

40

30

20

10

192

50

m

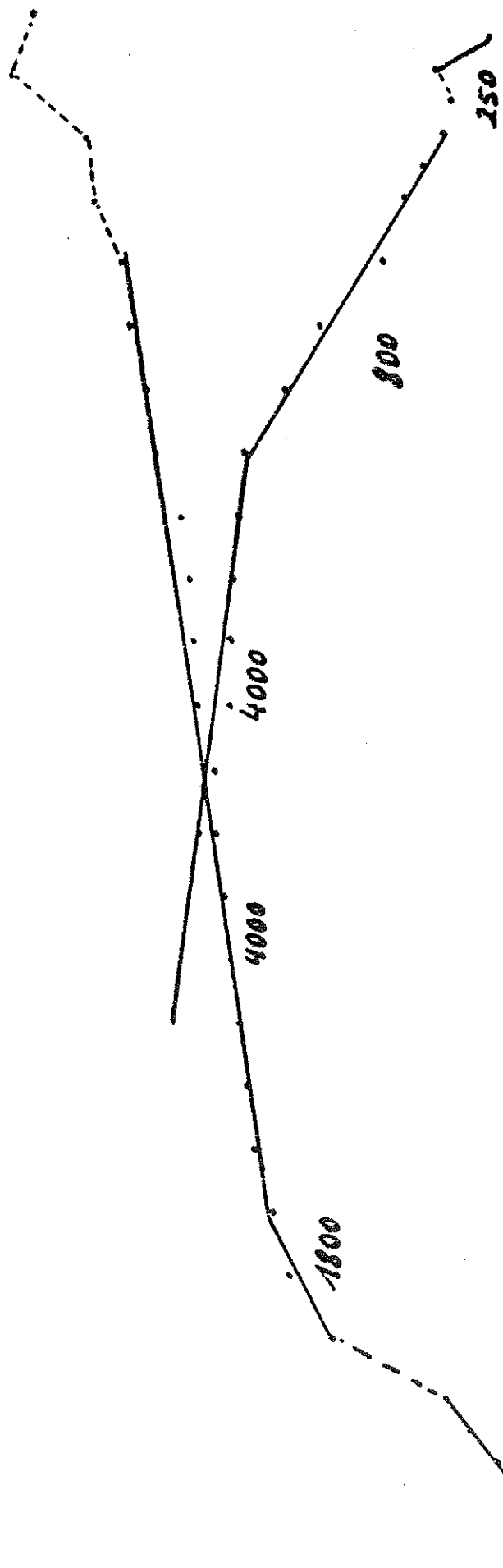
40

30

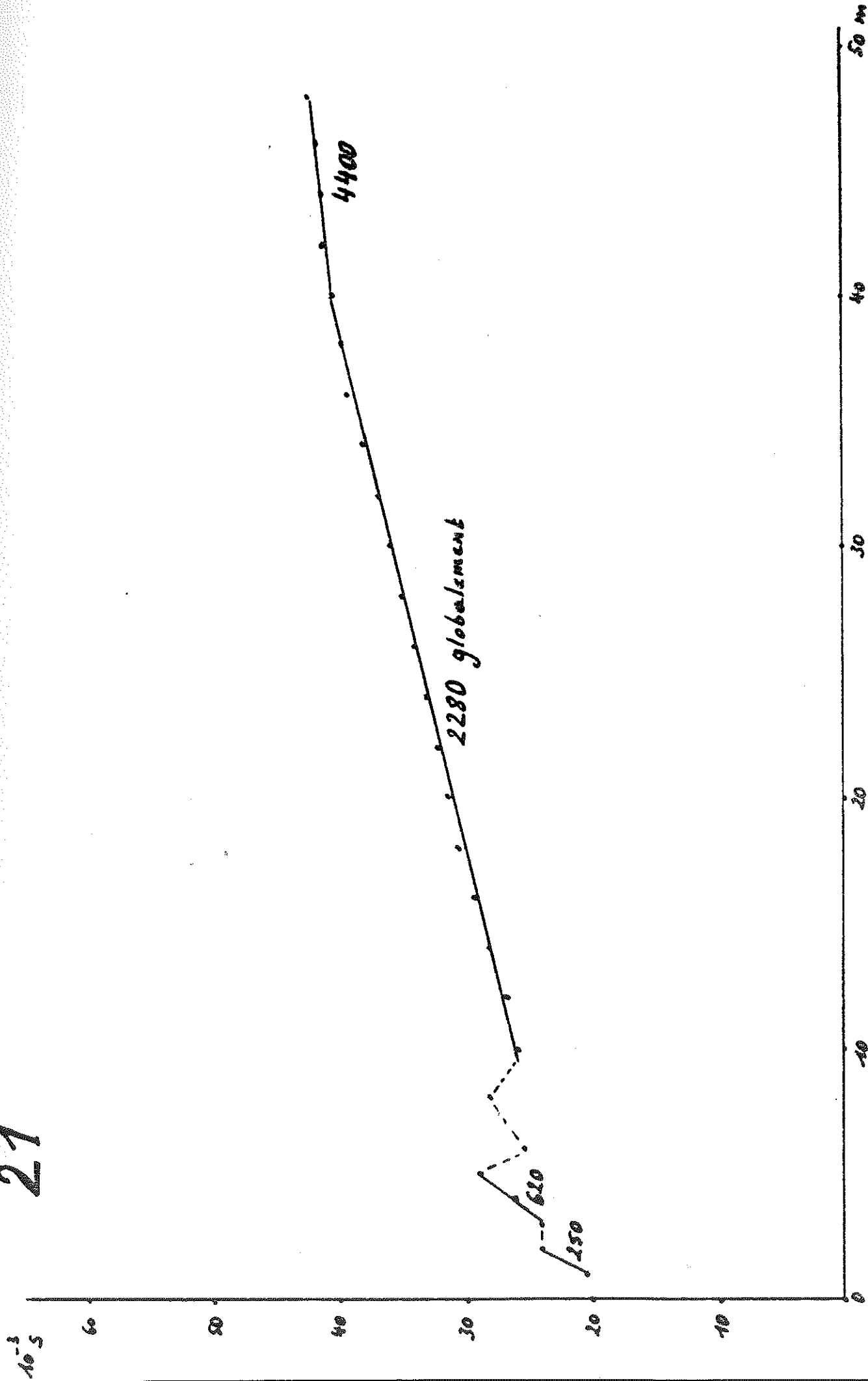
20

10

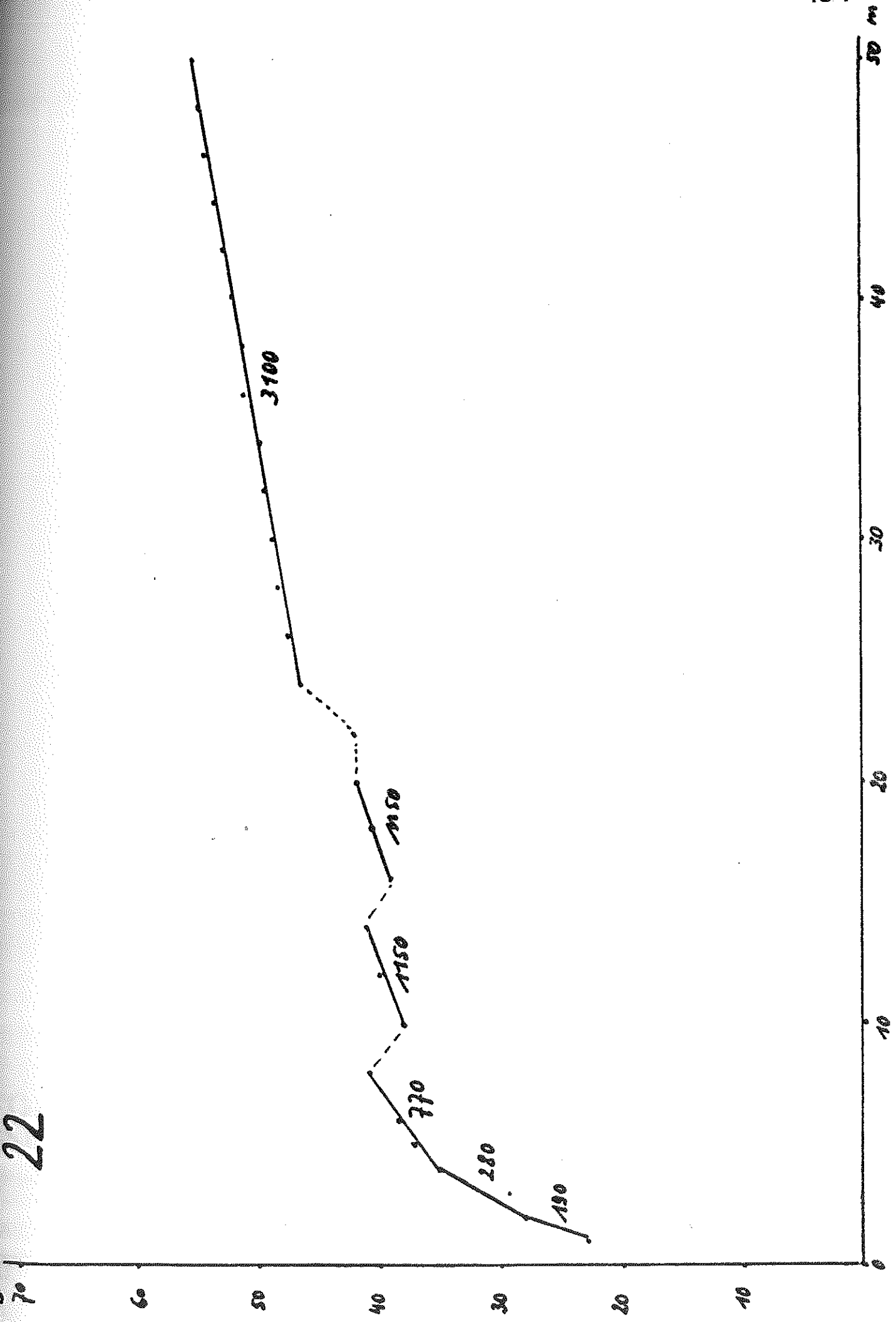
0



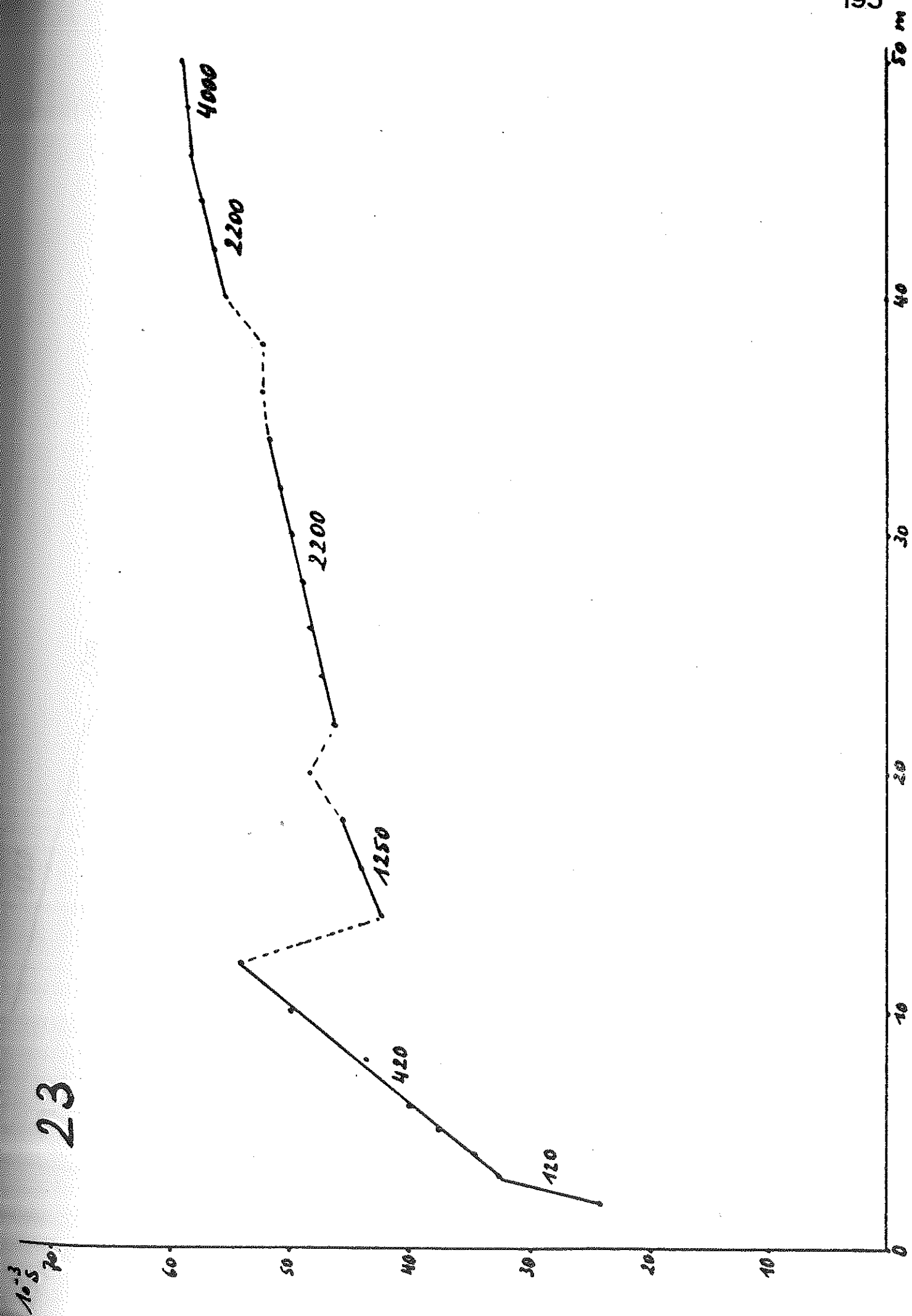
21

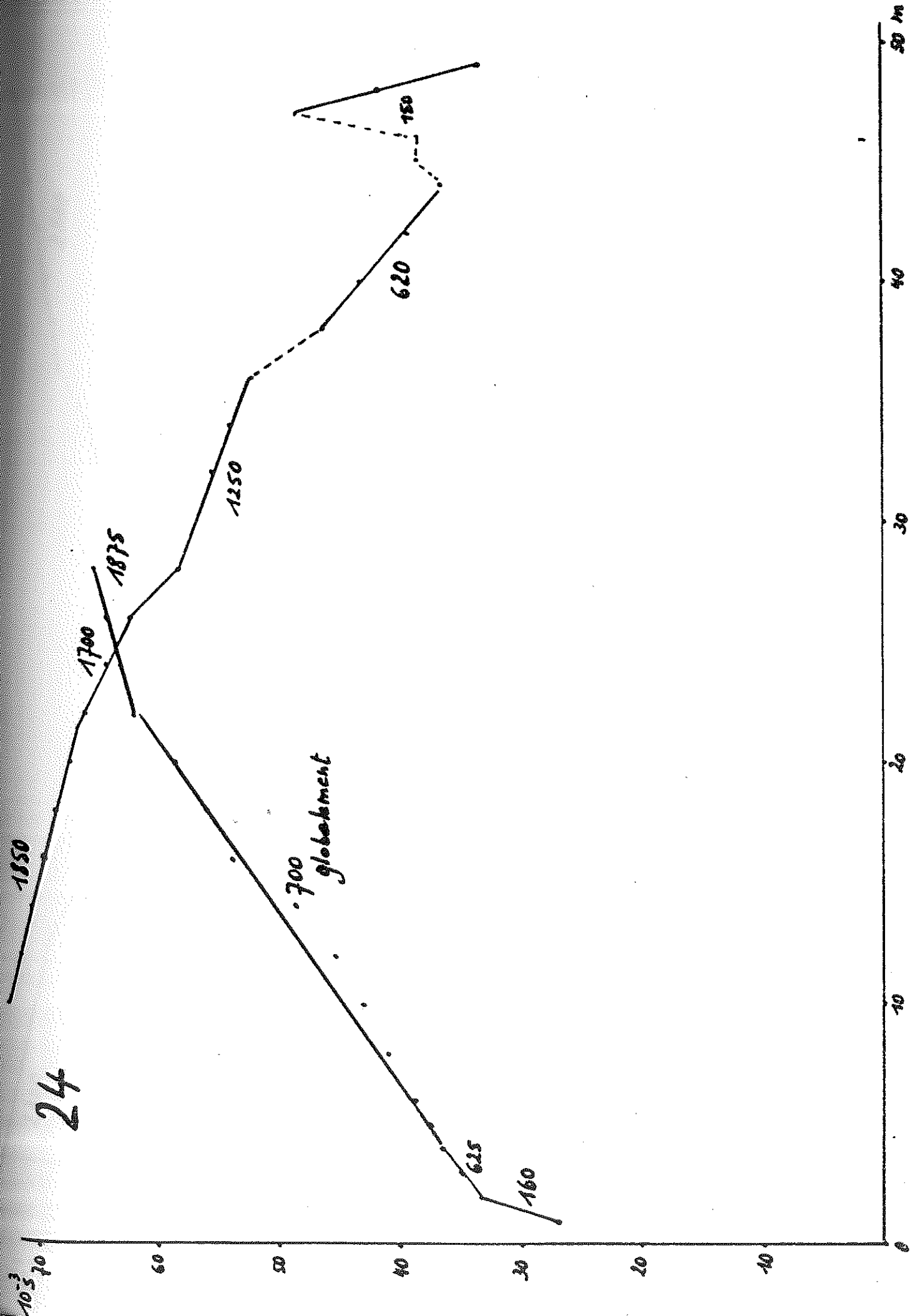


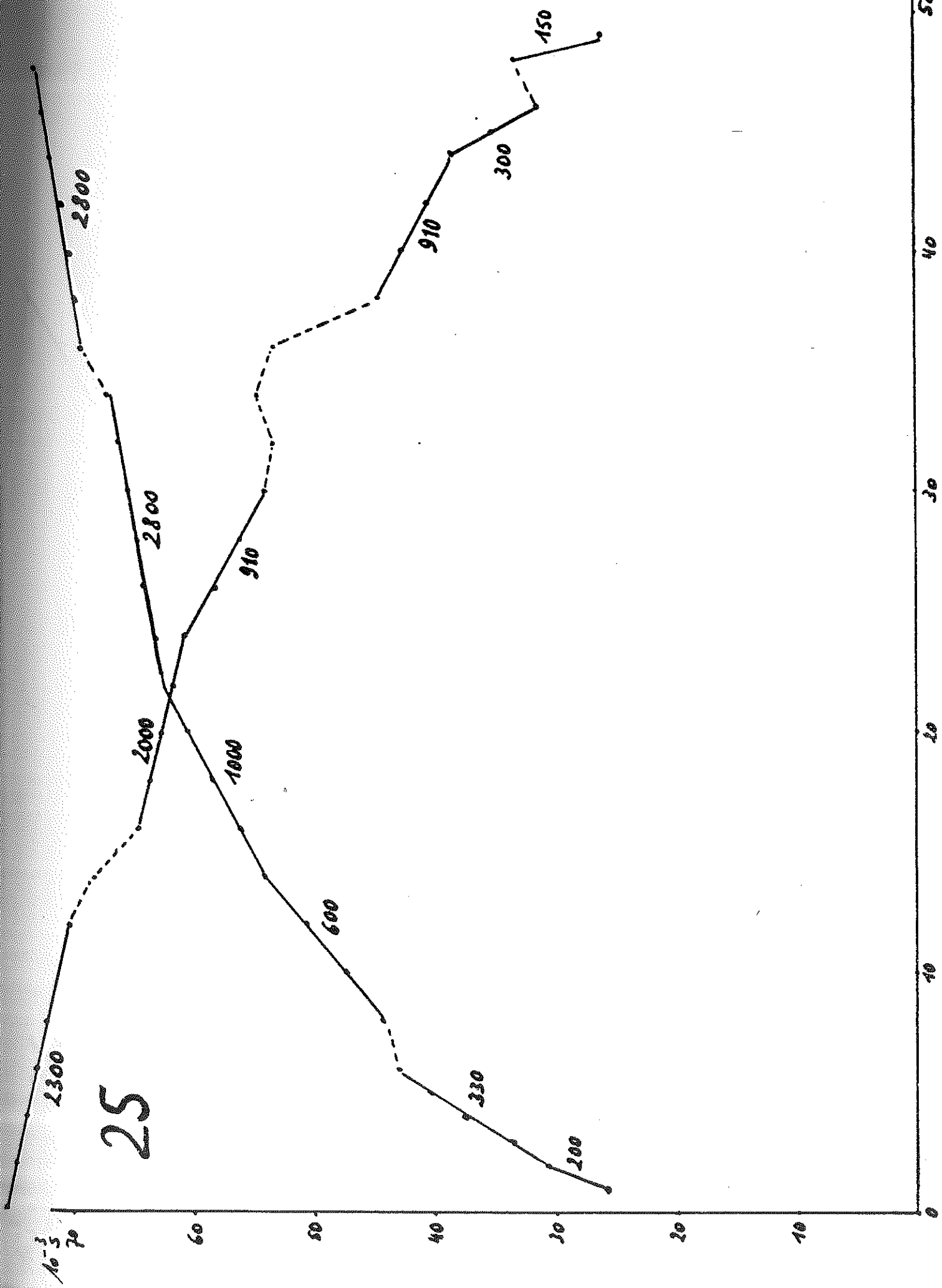
10.3
70
22



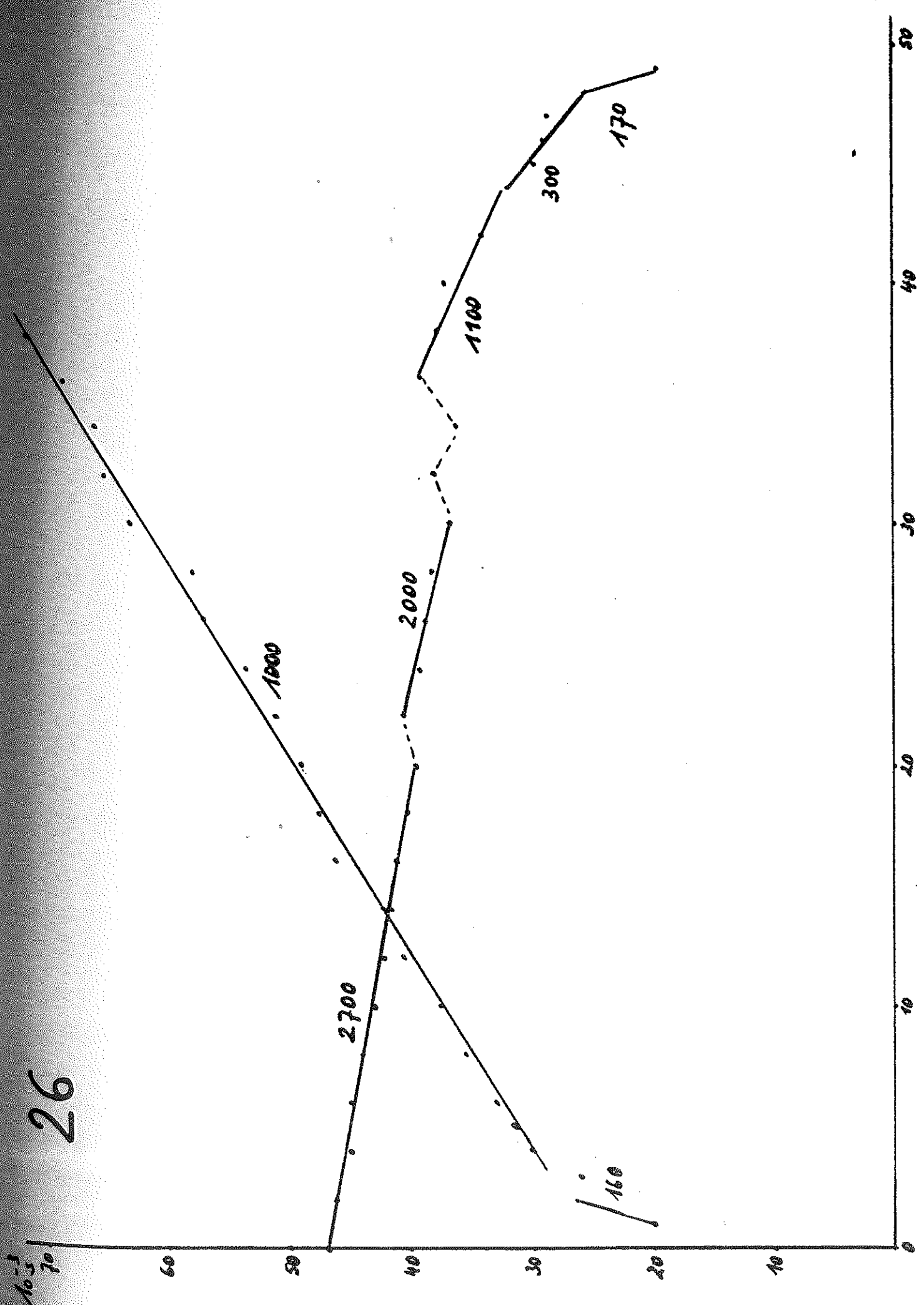
23







25



26

10^{-3}
70

60

50

40

30

20

10

0

10

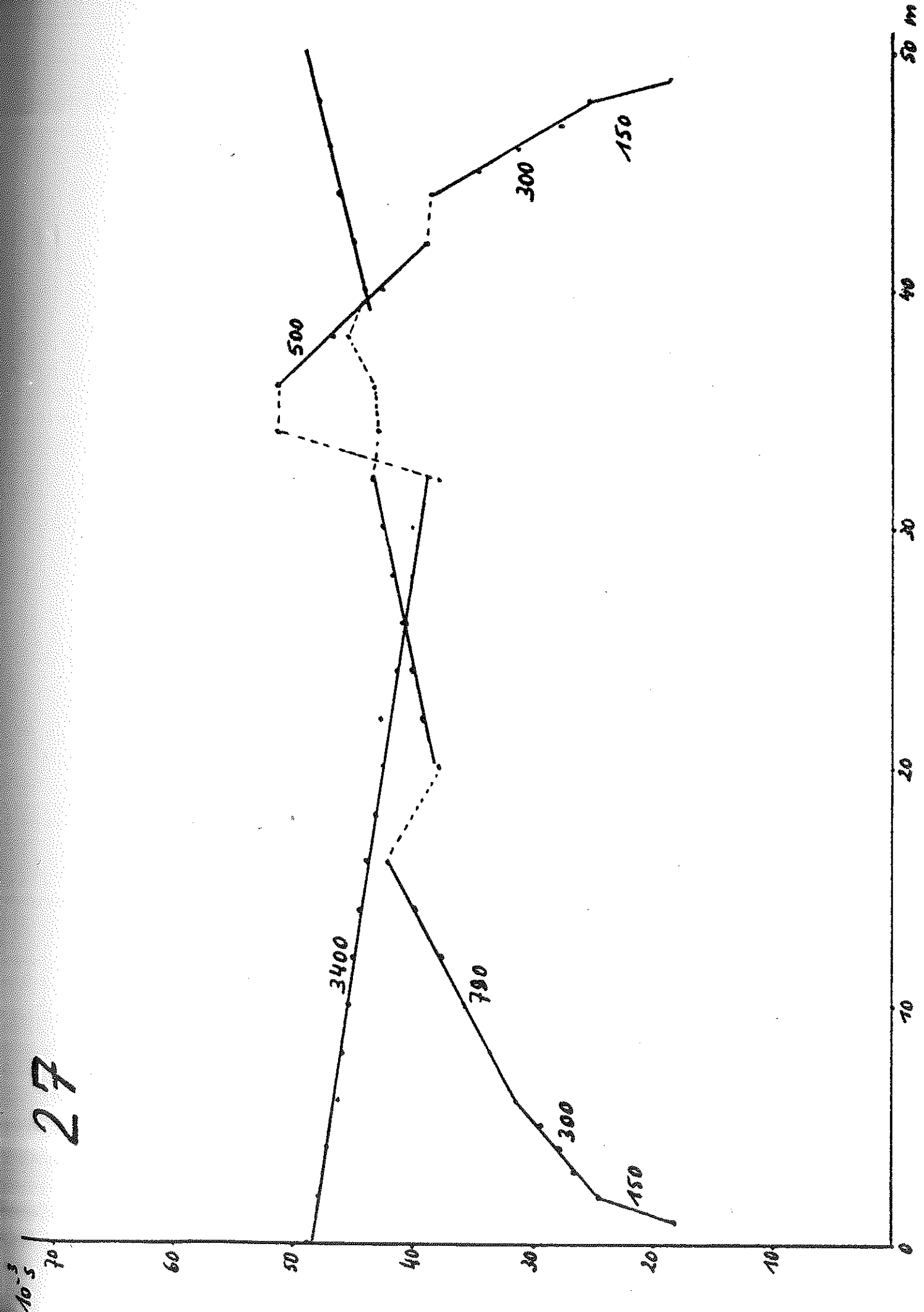
20

30

40

50

m



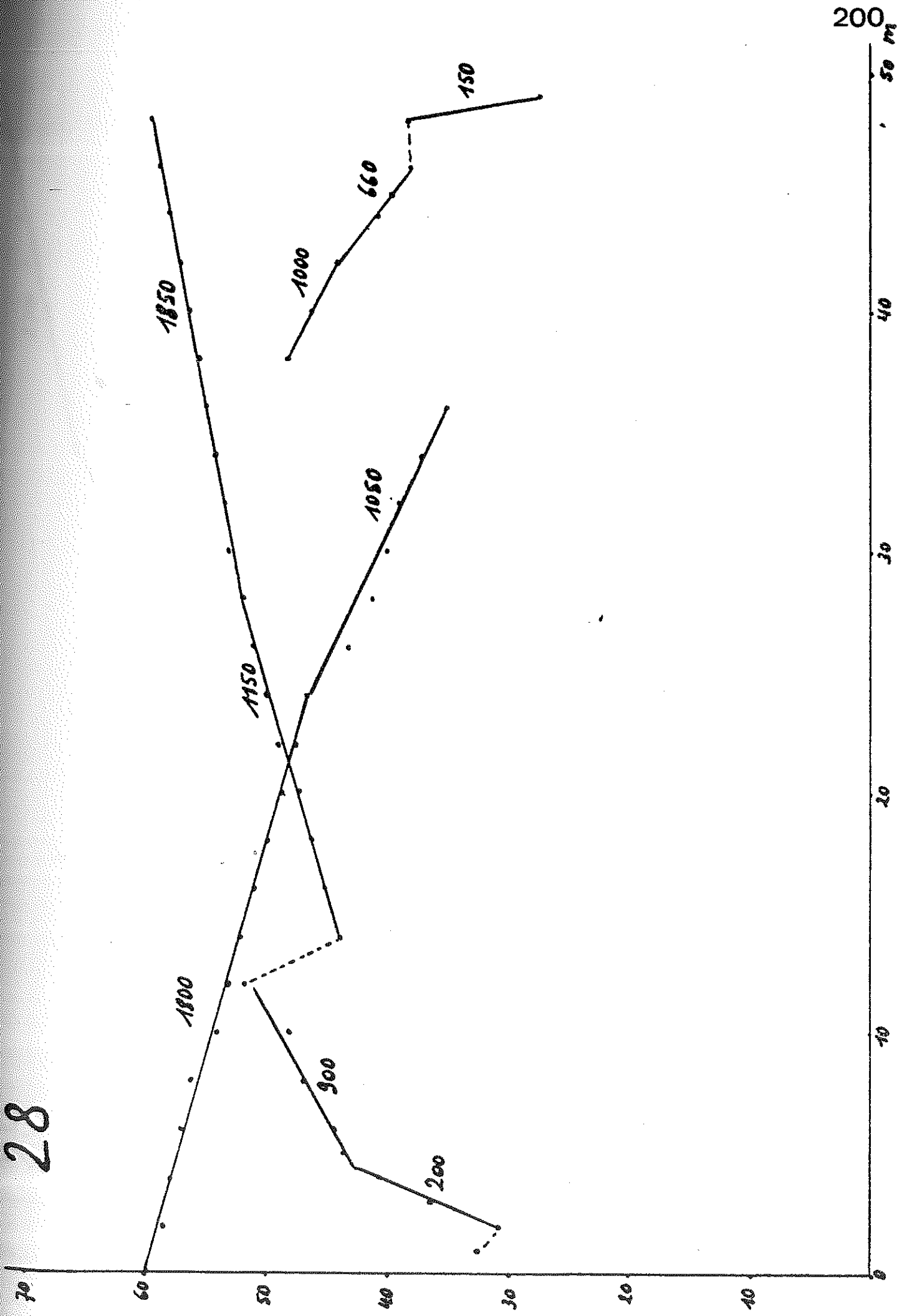
27

10⁻³

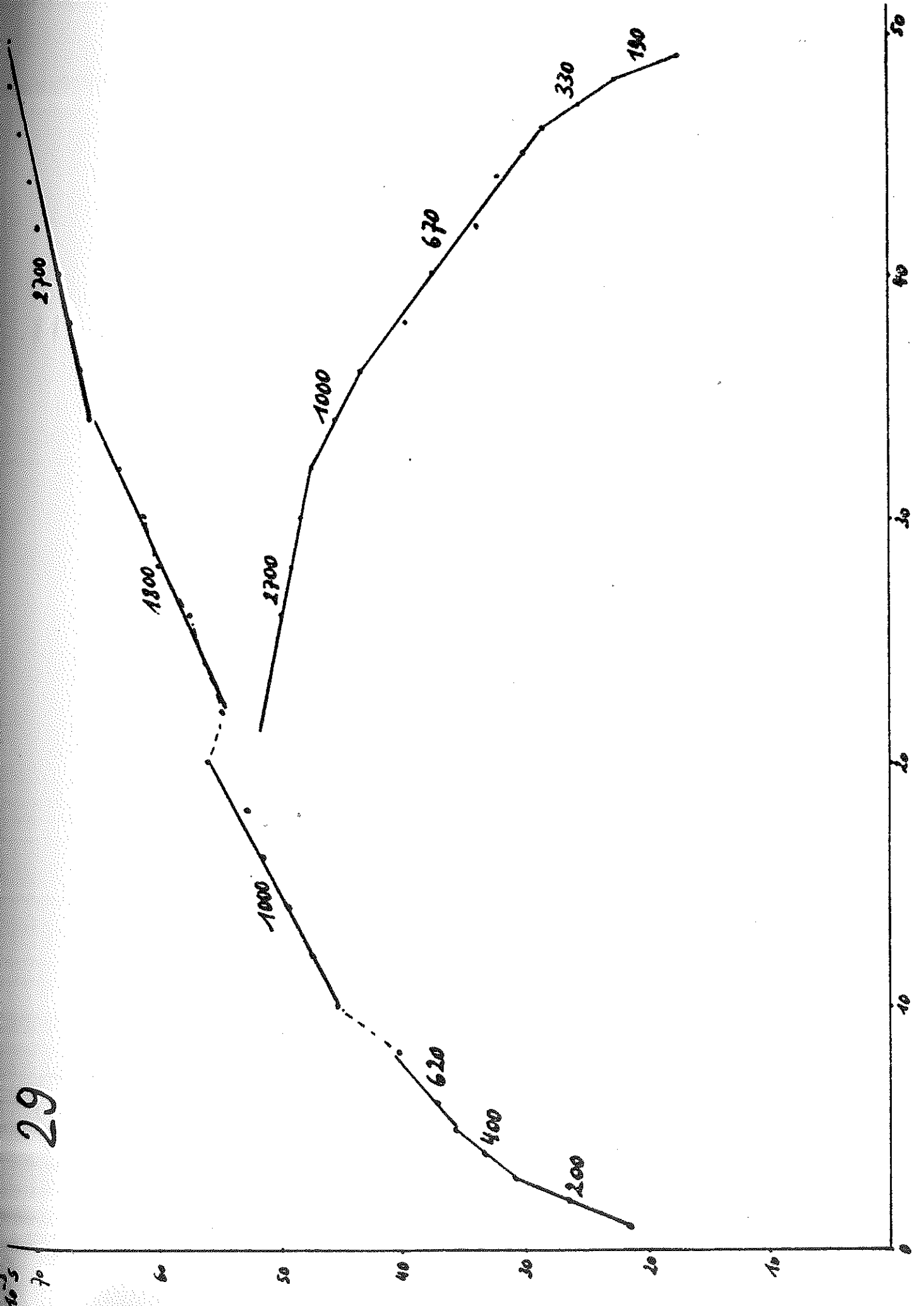
50 m

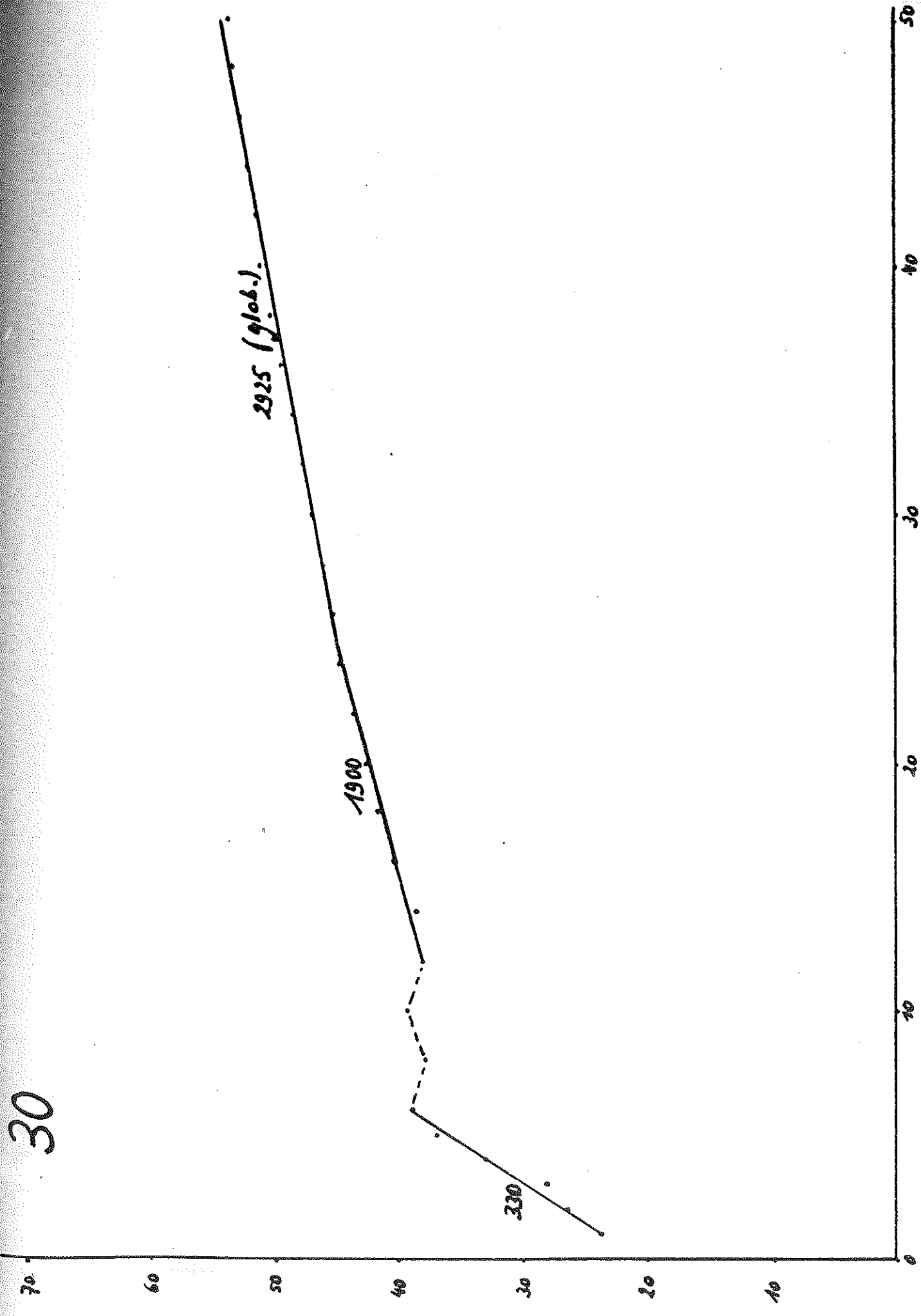
28

10-3



29

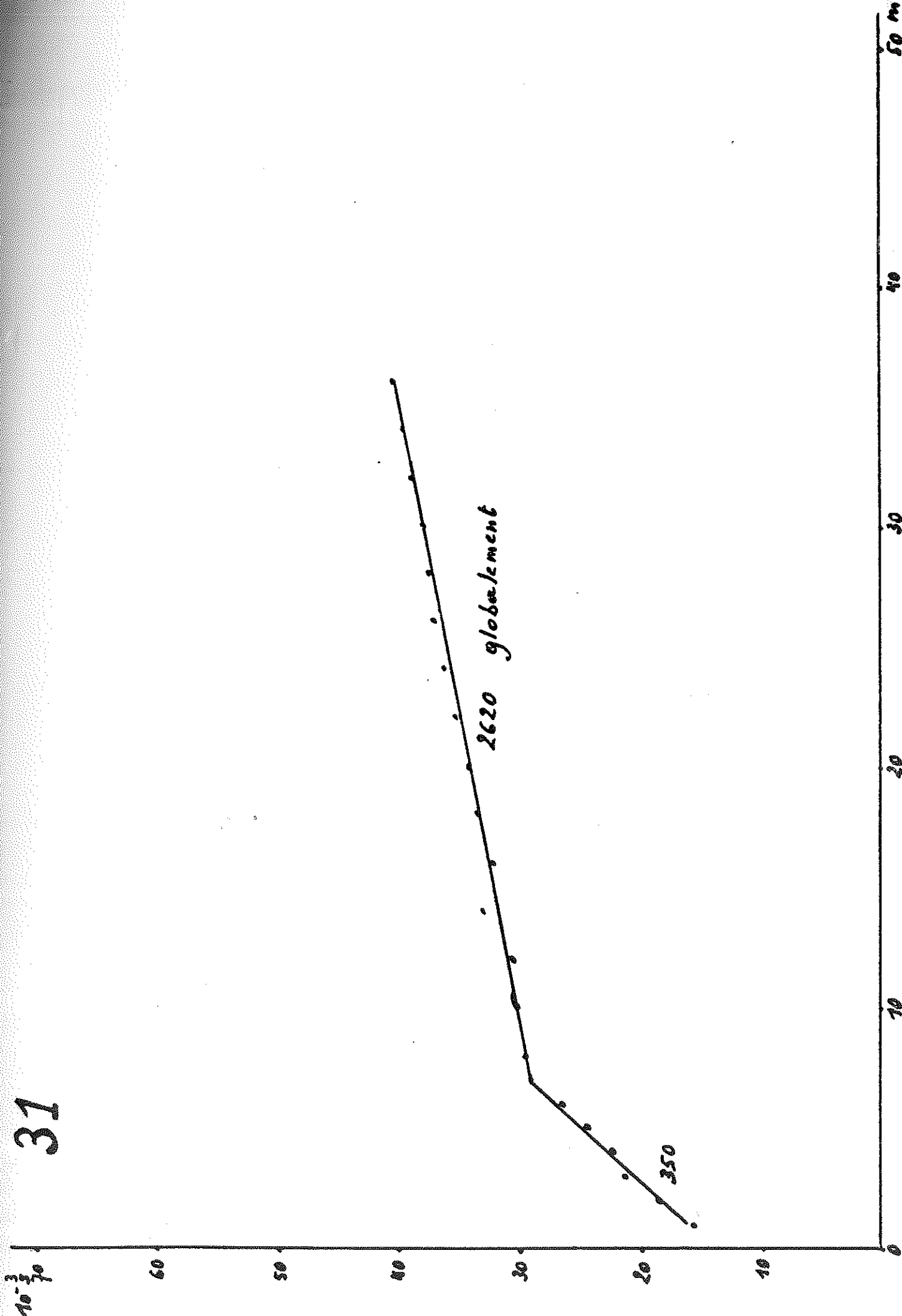




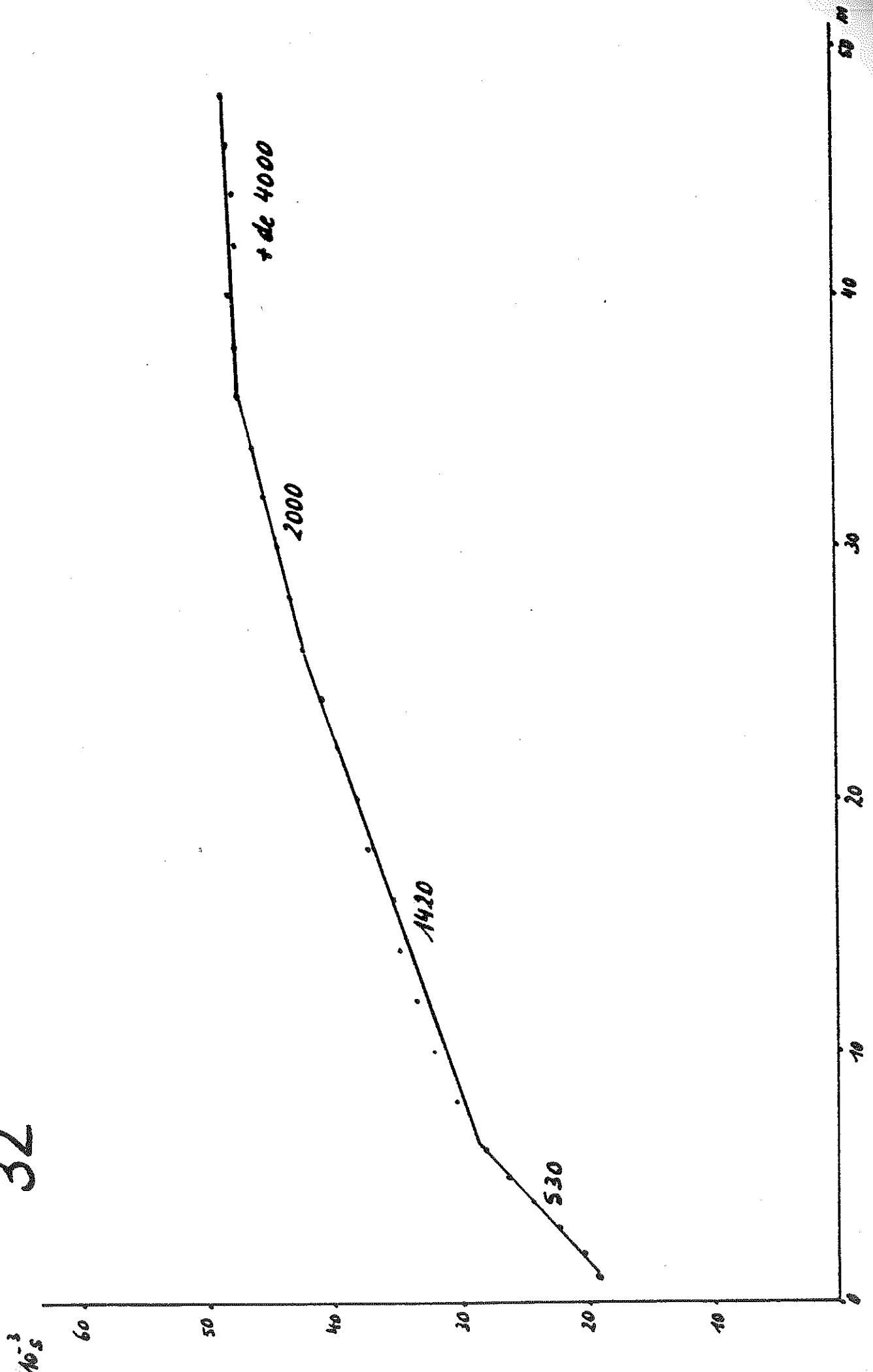
30

10-3

31



32

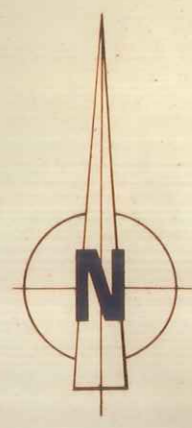




- Rn3
Phyllades et quartzophyllades
noirâtres
- Rn2b
Quartzites et phyllades
généralement noirs

- x blocs non en place
- affleurement
- ⊙ sondage
- └ couche inclinée
- + couche verticale
- + couche horizontale
- limite
- - - limite probable
- - - faille probable
- == faille

Echelle : 1/10000



Levé de carte effectué en



Rahier

Sm1a

Rn3

Sm1a

C1

C2

Basse Magrite

Bois de Rahier

Derrière le Tige

Monceau

Baileu





STOUMONT

ECHELLE 1:10000

CENOZOÏQUE

- Alluvions
- Terrasses

ORDOVICIEN

- Salmien (5m)
- Sm2
Phyllades et quartzophyllades
rouge amarante
- Sm1b
Quartzophyllades gris vert
et bleu foncé



Rn3

Phyllades et quartzophyllades
noirâtres

Rn2b

Quartzites et phyllades
généralement noirs

x blocs non en place

— affleurement

⊙ sondage

∟ couche inclinée

+ couche verticale

+ couche horizontale

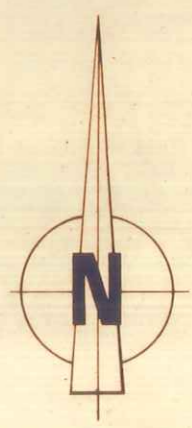
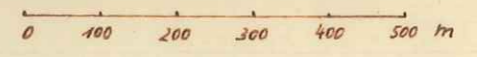
—— limite

- - - limite probable

—— faille probable

==== faille

Echelle : 1/10000



Levé de carte effectué en

1981-1982 en rapport avec



302

167

168

166

281

296

336

335

334

338

339

340

339

341

356

Rn3

Rahier

Martinielle

Moncéau

Baileu

Smta

Bagne Magrite

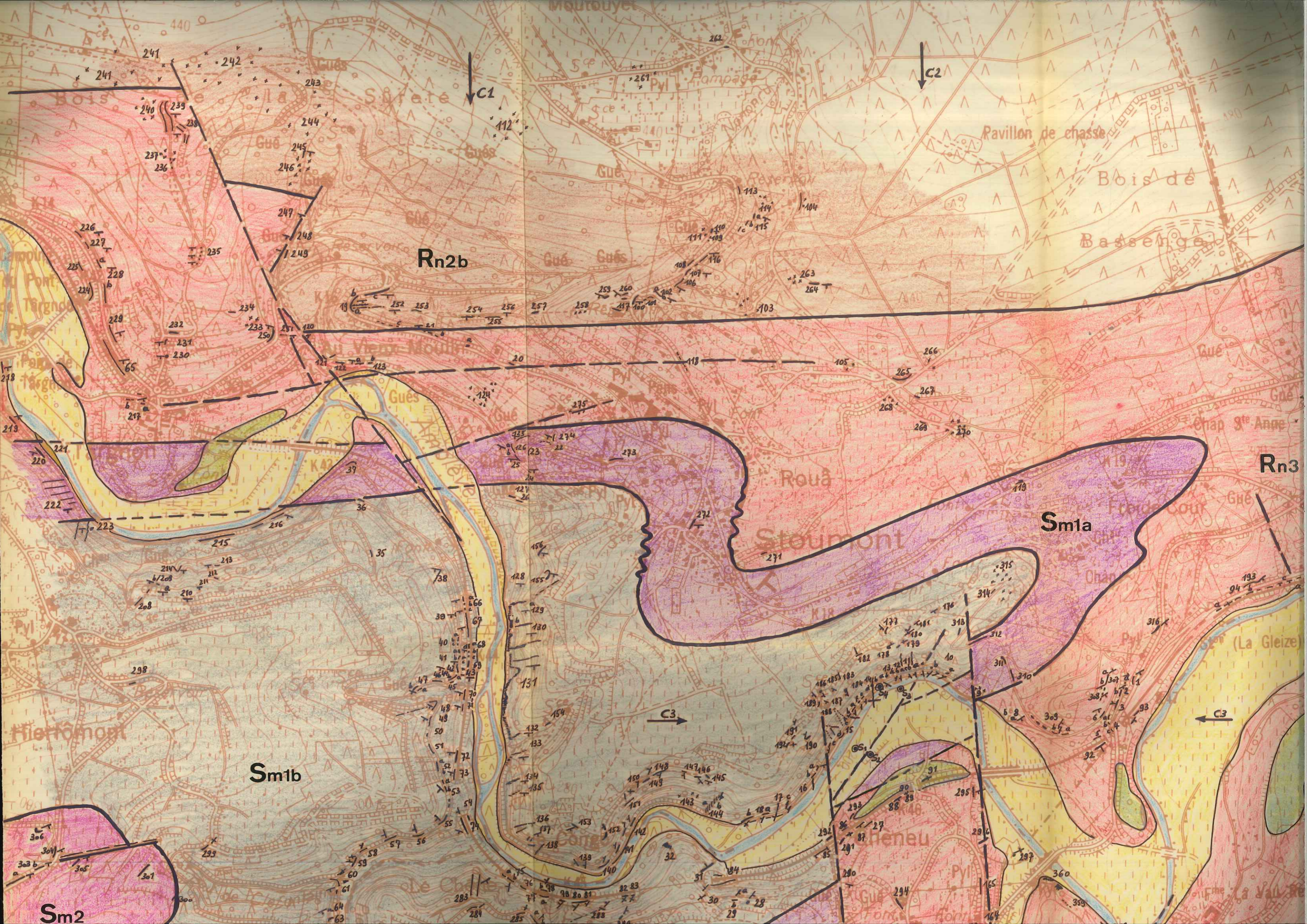
Bois

de Rahier

Derrière la Tige

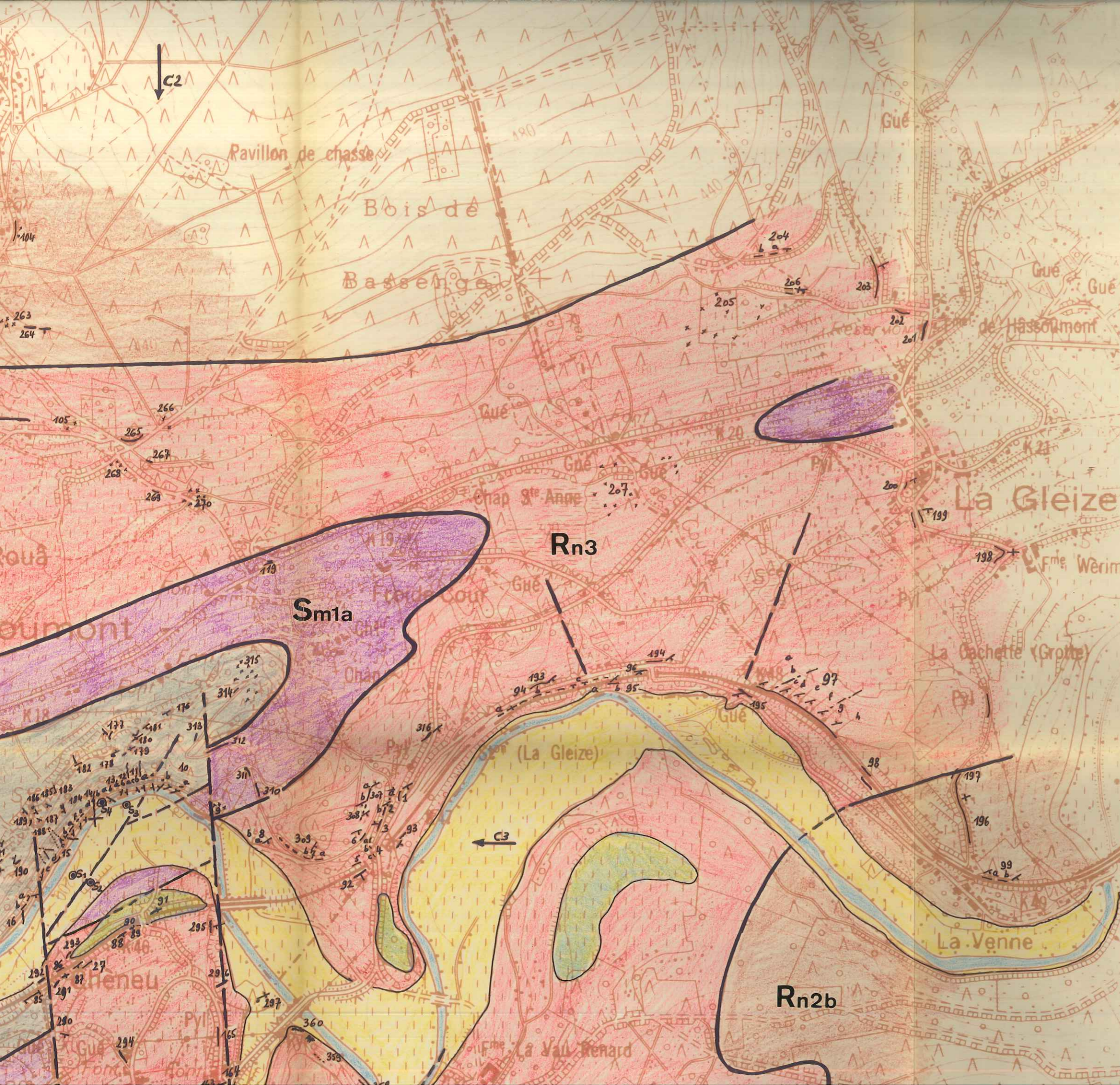
C1

C2



STOUMONT

ECHELLE 1:10000



CENOZOÏQUE

- Alluvions
- Terrasses

ORDOVICIEN

- Salmien (Sm)
 - Sm2
Phyllades et quartzophyllades rouge amarante
 - Sm1b
Quartzophyllades gris vert et bleu foncé
 - Sm1a
Quartzophyllades, phyllades et quartzites, vert gris et bleuâtre
A la base : schistes noirs

CAMBRIEN