



SOGREAH
Ingénieurs Conseils
GRENOBLE - FRANCE

TERRITOIRE DE NOUVELLE-CALÉDONIE
DIRECTION DU DÉVELOPPEMENT DE
L'ÉCONOMIE RURALE
SERVICE DES AMÉNAGEMENTS RURAUX
ET DE L'HYDRAULIQUE

ETUDE DES PROCÉDES DE LUTTE CONTRE LES INONDATIONS
DANS LES PLAINES ALLUVIALES DE NOUVELLE-CALÉDONIE

APPLICATION AUX RIVIÈRES NÉRA ET THIO

II) DEBIT DE CRUE DE LA RIVIERE DE THIO

Défense contre les crues
Défense contre l'érosion des berges

I - INTRODUCTION

La Subdivision Administrative Sud a demandé au Service du Génie Rural et de l'Hydraulique une étude hydraulique succincte de la basse vallée de la rivière de THIO.

Cette étude doit permettre essentiellement de définir les zones susceptibles d'être inondées par une crue de référence, éventuellement les moyens à mettre en oeuvre pour la mise hors d'eau de tout ou partie de ces zones et pour la protection des berges contre l'érosion.

La crue de référence considérée est celle qui a été provoquée par le cyclone "ALISON" (5,6,7 Mars 1975). Cette crue semble en effet être la plus importante observée depuis une vingtaine d'années.

Après avoir établi une carte des inondations de la crue ALISON nous tenterons de trouver le débit de cette crue au moyen de deux méthodes :

- par comparaison avec la crue du bassin voisin de la OUENGHI observée et mesurée par l'ORSTOM,
- par calcul direct de débits théoriques dans deux profils en travers de la Vallée.

A partir de l'estimation de débit, nous pourrons examiner l'influence de la mise hors d'eau des terrains inondés sur l'écoulement d'une crue de même importance.

Enfin, sera abordé succinctement le problème de la protection des berges contre l'érosion.

.../...

II - DESCRIPTION DE LA CRUE ALISON A THIO

En l'absence de toute indication précise quant à l'évolution dans le temps de cette crue, les renseignements les plus précieux nous sont fournis par le Service Topographique de THIO qui a repéré plusieurs niveaux des plus hautes eaux et en a déterminé les cotes.

Ces renseignements ajoutés à ceux qui nous ont été fournis par la Municipalité de THIO sur l'étendue de l'inondation nous ont permis d'établir une carte de l'inondation ALISON : voir ANNEXE I

Ont été submergées les zones suivantes :

- San Philippo II et mission sauf village SLN
- l'aérodrome
- San Philippo
- la partie basse du village
- la totalité des voies de communication

Un tracé approximatif des courbes de niveau de la crue a été porté sur la carte au 1/5 000, qui montre la direction générale de l'écoulement.

L'effet de la submersion s'est fait sentir dans toute la vallée, jusqu'à une cote allant de 3 à 5 m, atteignant une centaine d'habitations.

En ce qui concerne les vitesses, il faut remarquer l'érosion de la berge rive droite de la THIO qui témoigne d'une vitesse excessive et le dépôt dans les secteurs de simple submersion de sables et fines caractéristiques de faibles vitesses.

III - ESTIMATION DU DEBIT DE LA CRUE ALISON

Pour l'étude du débit de crue de la Thio, nous ne disposons pas de données pluviométriques suffisantes, ni de formules mathématiques ou empiriques applicables à la Nouvelle-Calédonie.

En l'absence d'étude par station de jaugeage -méthode utilisée par l'ORSTOM- qui associe à une courbe pluviométrique une courbe débit-hauteur, deux solutions peuvent être utilisées, à savoir :

- comparaison avec un bassin versant de mêmes caractéristiques ayant fait l'objet de mesures pluviométriques et débitométriques.

- calcul direct du débit transitant dans une section de la vallée pour une hauteur donnée.

III-1- Méthode comparative

Cette méthode est valable si les bassins versants comparés ont des caractéristiques semblables et si les pluviométries sont voisines (ce dernier facteur est prépondérant). Des corrections doivent être apportées lorsqu'il n'en est pas ainsi.

Nous avons choisi a priori de comparer le bassin versant de la THIO avec celui de la OUENGHI, lequel fait l'objet depuis 1973 d'une étude précise par l'ORSTOM, pour le compte de la S.L.N.

- Bassin versant de la OUENGI

Nous extrayons du rapport ORSTOM (J. BAUDOUIN - MARS 1975)
les renseignements suivants :

- situation géographique :
 - latitude comprise entre 21°44' S et 21°55' S
 - longitude comprise entre 166°5' E et 166°16' E
- superficie (à l'amont de la RT 1) : 240 km
- périmètre : 72 km
- indice de compacité : 1,30
- longueur du rectangle équivalent : 27,1 km
- indice de pente de roche : 0,213
- altitude maximale : 1 441 m
- altitude minimale : 5 m
- courbe hypsométrique : voir figure n°1
- hydrologie :
 - débit moyen annuel : 12,19 m³/s (1973-74)
 - débit maxi PAMELA (février 1974) : 976 m³/s
 - débit maxi ALISON (mars 1975) : 1 900 m³/s
 - débit critique classé (dépassé 10 jours dans l'année) : 83,7 m³/s
 - Forme de l'hydrogramme : montée rapide (quelques heures)
décrue assez lente (quelques jours)
- débit solide en 1973-74 : 70 000 tonnes, 44 000 m³
érosion spécifique 290 T/an/km²

- Bassin versant de la THIO

- Situation géographique : voir figure n°2
 - latitude comprise entre 21°35' S et 21°48' S
 - longitude comprise entre 166°0' E et 166°15' E
 - Le BV de Thio est entouré par les BV suivants :
 - .. au Nord : Douthio
 - .. au NW : Oue Nakety
 - .. à l'Ouest : La Foa et Ouaménie
 - .. au Sud : Oua la et Ouenghi
 - .. à l'Est : To N'Deu
- Réseau hydrographique :

La rivière de Thio prend sa source dans la chaîne centrale et s'écoule vers le Nord-Est. Son bassin-versant est formé de sous-bassins suivants importants :

 - en rive droite, la Koua, le Nakalé, la Nembrou
 - en rive gauche, la Karaka, la Karangué, la Fanama
- Superficie : 362 km
- Périmètre : 88 km
- Indice de compacité de gravelius :
$$Kc : \frac{P}{2 \sqrt{\pi A}}$$

P périmètre du BV
A superficie du BV

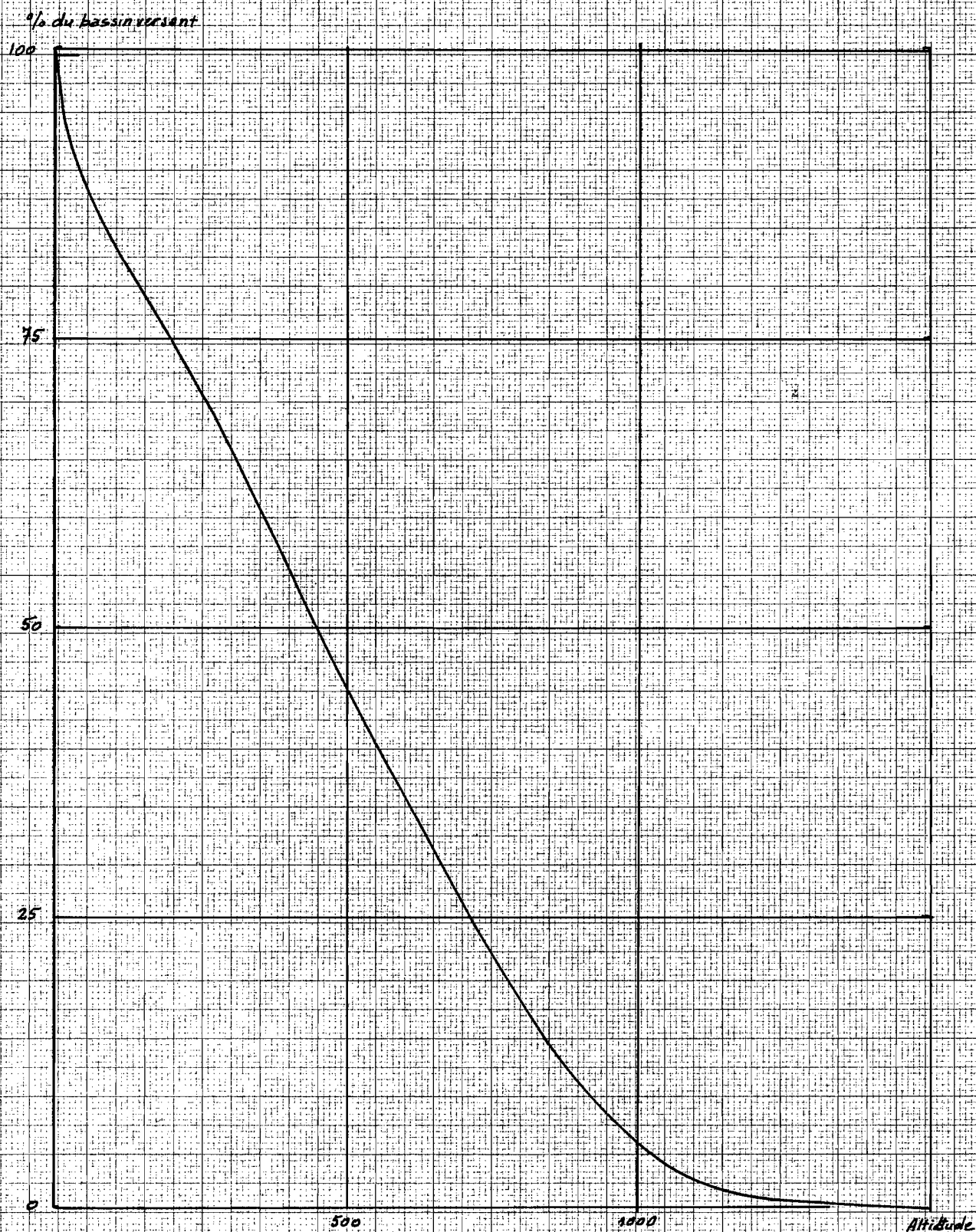
Kc : 1,30
- Répartition hypsométrique : voir figure n° 3
- Courbe hypsométrique : voir figure n° 4
- Rectangle équivalent : voir figure n° 5
 - longueur du rectangle équivalent L : 33,25 km
 - largeur du rectangle équivalent l : 10,75 km

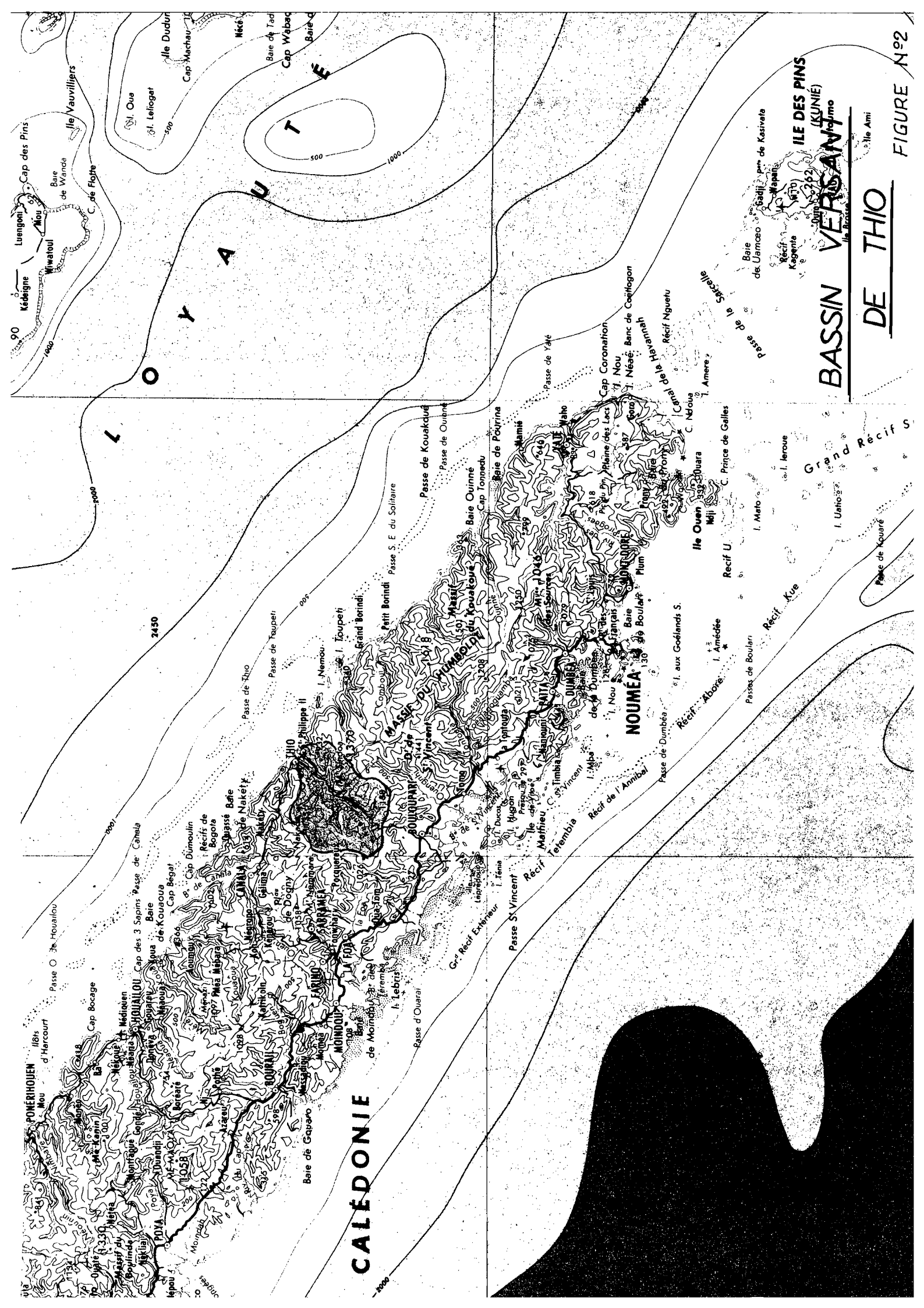
.../...

Figure 1

BASSIN VERSANT DE LA OUENGLI

COURBE HYPSONOMETRIQUE (ORSTOM)





BASSIN VERSANT
DE THIO
FIGURE N°2

CALÉDONIE

BV. THIO - Répartition hypsométrique

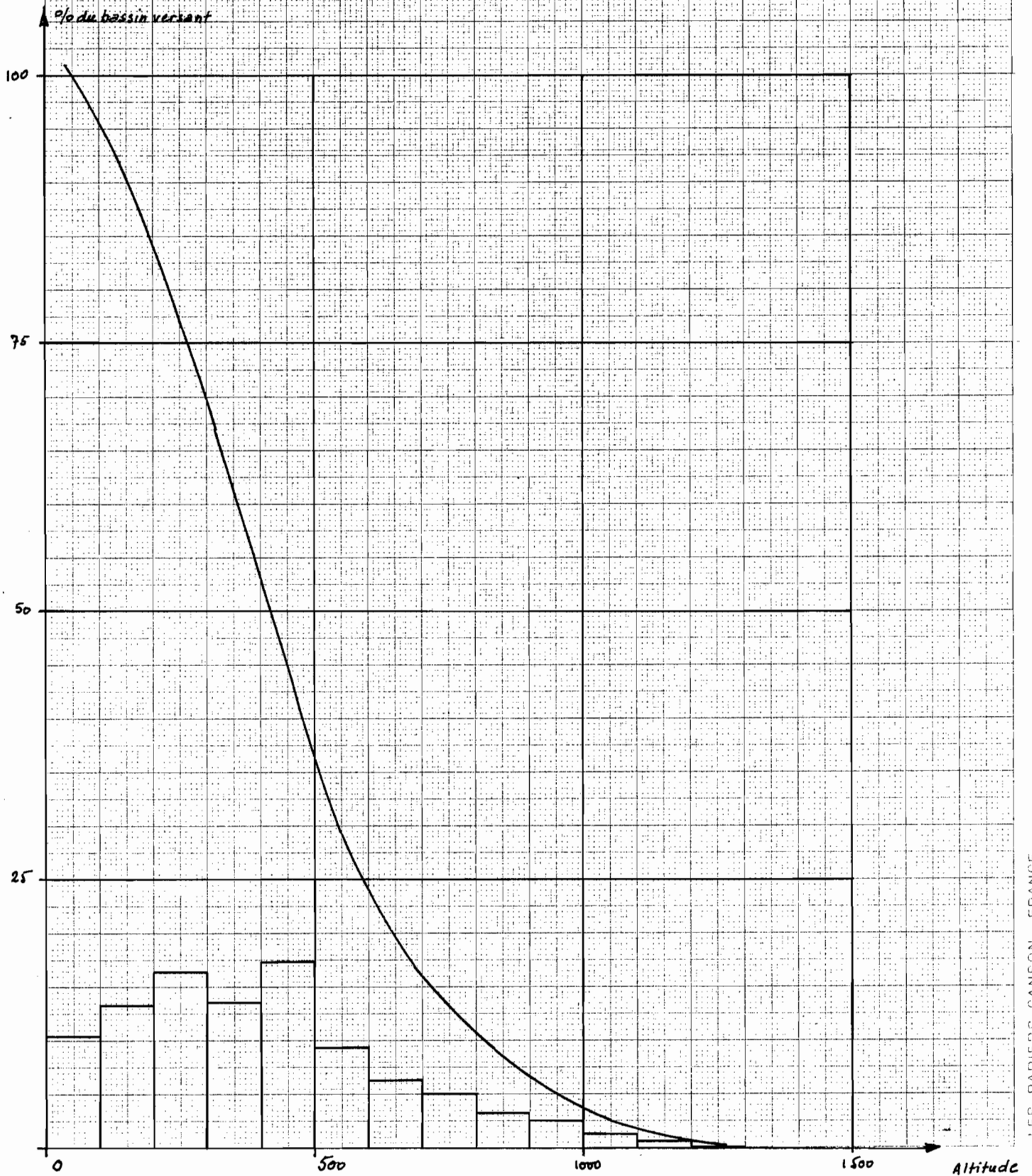
FIG. N° 3

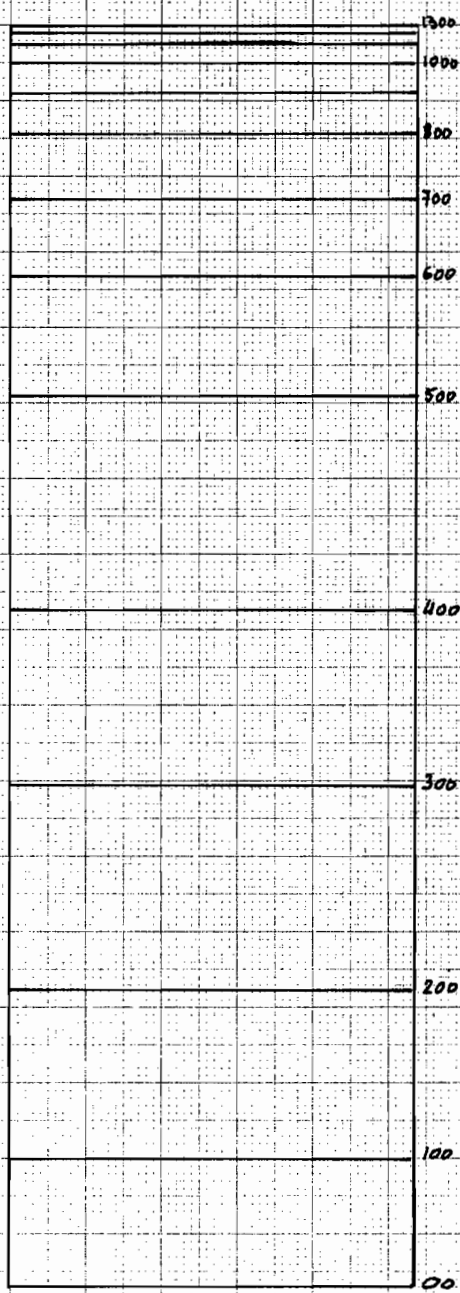
Bassin Cote	KARANGUE	KOUENTHIO	NAKALE	Rive gauche face KARANGUE	NEMBROU OUA FIMBE	OUA NAPOU NENDAZIEU	FANAMA	OUATOU KOUANGDUE	TOTAL BV. THIO	
									Surface	%
0 à 100 m	440 ha	190 ha	295 ha	160 ha	190 ha	1120 ha	630 ha	730 ha	3755 ha	10.4
100 - 200	810	1750	285	160	250	440	630	480	4805	13.3
200 - 300	1250	3050	190		140	300	620	400	5950	16.4
300 - 400	1460	1580	220		210	250	600	620	4940	13.6
400 - 500	1675	2285	250		400	250	770	660	6290	17.3
500 - 600	925	1220	250		380	160	355	75	3365	9.3
600 - 700	625	615	320		600	140	155		2455	6.3
700 - 800	405	300	350		560	125	80		1820	5.0
800 - 900	210	190	310		400	35	30		1175	3.35
900 - 1000	65	210	170		460				905	2.5
1000 - 1100		125	210		180				515	1.4
1100 - 1200		90	120		100				310	0.95
1200 - 1300		25			50				75	0.35
1300 - 1400										
S. totale	7865 ha	11630 ha	2970 ha	320 ha	3920 ha	2820 ha	3870 ha	2890 ha	362.85 Km²	

Figure 4

BASSIN VERSANT DE LA THIO

COURBE HYPSONOMETRIQUE





BASSIN VERSANT DE LA THIO

Rectangle équivalent

$$L = 33,25 \text{ km}$$

$$l = 10,75 \text{ km}$$

FIGURE N° 5

- Indice de pente : $\frac{\text{surface}}{\text{longueur}}$: 0,041
 -... pente moyenne

-... indice de pente de ROCHE

$$I_p : \frac{1}{\sqrt{L}} \leq \sqrt{\beta i (a_1 - a_1 - 1)}$$

$$I_p : \frac{10}{\sqrt{L}} \leq \sqrt{\beta i}$$

$$I_p : 0,176$$

- Altitude maximale du bassin : 1 370 m
 - Altitude minimale : niveau de la mer

L longueur rectangle équivalent

βi proportion de la surface comprise entre les courbes de niveau $a_1 - 1$ et a_1 du rectangle équivalent

- Comparaison Les conditions morphologiques et géologiques des deux bassins versants sont très voisines.

Les deux facteurs essentiels devant donner lieu à correction sont la superficie et la pluviométrie.

* Débit spécifique de la Ouenghi

Débit de crue ALISON : 1 900 m³/s

Superficie : 240 km²

Débit spécifique : 7,9 m³/s/km²

* Coefficient de correction superficie

Le débit spécifique est inversement proportionnel à la racine carrée de la surface :

$$\text{Coefficient} : \frac{\sqrt{A \text{ OUENGHI}}}{\sqrt{A \text{ THIO}}} \cdot \frac{\sqrt{240}}{\sqrt{362}} : 0,815$$

* Coefficient de correction pluviométrie

Des observations effectuées, il ressort que la pluviométrie a été plus importante sur les versants opposés à l'Est que sur ceux exposés à l'Ouest.

Sur le bassin-versant de la Thio, la pluviométrie s'est étagée, le 7 Mars, entre 214,6 mm en 24 heures (THIO) et près de 500 mm en 24 heures (NINGUA). La pluviométrie moyenne a été moitié moindre sur le bassin de la Ouenghi.

Nous adopterons, à priori, un coefficient de correction de 2.

* Débit spécifique de la THIO

$$Q_s \text{ THIO} = Q_s \text{ OUENGHI} \times 0,815 \times 2 = 12,9 \text{ m}^3/\text{s}/\text{km}^2$$

Débit de crue de la THIO (ALISON)

$$Q = 12,9 \times 362 = 4 670$$

$$Q = 4 670 \text{ m}^3/\text{s}$$

III-2- Méthode débit calculé

La méthode consiste à découper dans un profil en travers, des zones d'écoulement homogènes dans lesquelles on détermine les paramètres nécessaires au calcul de la vitesse et du débit par la formule de Manning-Strickler :

.../...

$$Q = VS$$

$$V = kR^{2/3}I^{1/2}$$

Q débit en m³/s

V vitesse moyenne en m/s

k coefficient d'écoulement

R rayon hydraulique égal à la surface mouillée S divisée par le périmètre mouillé P

I pente hydraulique

La formule de Manning-Strickler est valable pour les canaux et lits de rivière. Elle donne pour les zones submergées des résultats exagérés par le fait que le coefficient k ne tient pas compte de la végétation.

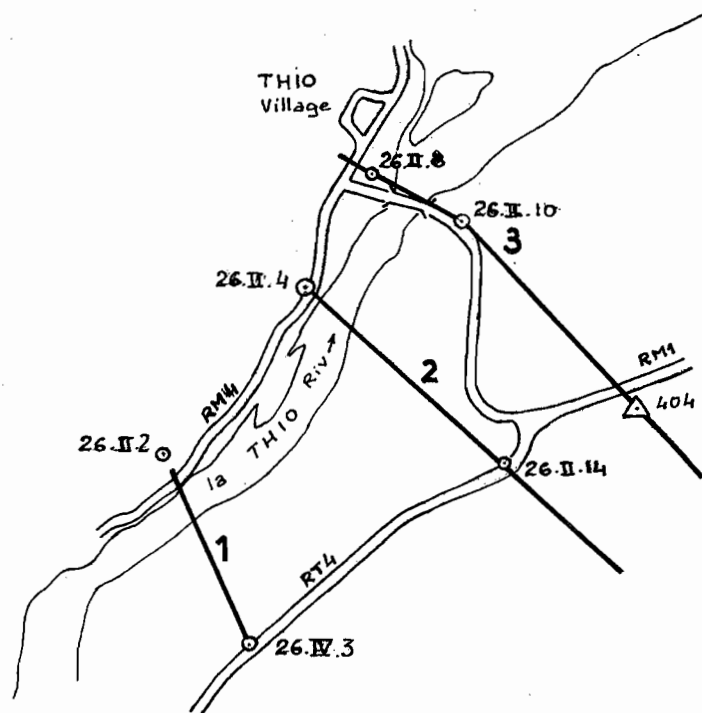
Pour ces zones, nous avons choisi arbitrairement une vitesse moyenne de 0,50 m qui correspond pratiquement aux effets de sédimentation constatés à THIO.

La figure n° 6 montre la situation des profils en travers établis par le Service Topographique. Ces profils sont joints en annexe (ANNEXES II, III, IV). Le débit est calculé aux profils 2 et 3 par la méthode indiquée plus haut. Les résultats sont figurés aux tableaux (figures 7 et 8) ci-après.

On trouve : au profil n°2 5 930 m³/s
 au profil n°3 5 800 m³/s

PROFILS EN TRAVERS
DE LA VALLEE DE THIO

PLAN DE SITUATION



Ech: 1/25 000
FIGURE N°6

CALCUL DU DEBIT "A L'ISSON" AU PROFIL N°2 DE LA RIVIERE THIO

Calcul à la règle

$$Q = KSR^{2/3}I^{1/2} \quad (\text{Manning-Strickler})$$

SECTION	K	S(m ²)	P(m)	R(S/P)	R ^{2/3}	I	I ^{1/2}	V moyen	Q (m ³ /s)
VILLAGE	40	46,10	32,30	0,88	0,92	0,002	0,0446	1,64	75,6
RIVIERE DE THIO	33	932,94	212,40	4,39	2,68	0,002	0,0446	3,94	13 675,8
SAN PHILIPPO		856,08						0,30	428,04
OUA NEPOU	33	84,59	20,30	4,17	2,59	0,002	0,0446	3,80	321,4
MARECAGE		244,41						0,30	122,20
OUA NEPOU	33	231,52	70,70	3,27	2,20	0,002	0,0446	3,23	747,8
SE RT4		1 118,45						0,30	559,22
		3 514,09	1 288,10						15 930,06

Figure n° 7

CALCUL DU DEBIT "ALISON" AU PROFIL N°3 DE LA RIVIERE THIO

Calcul à la règle

$$Q = K S R^{2/3} I^{1/2} \quad (\text{Manning-Strickler})$$

SECTION	K	S (m ²)	P (m)	R: S/P	R ^{2/3}	I	I ^{1/2}	V moy (m)	Q (m ³ /s)
VILLAGE	40	35,45	64,40	0,55	0,67	0,0015	0,0387	1,04	23,75
RIVIERE DE THIO	33	784,97	138,00	5,69	3,19	0,0015	0,0387	4,07	3 194,83
PLAINE CENTRALE		685,64						0,50	342,82
ABROYO	30	197,76	50,90	3,89	2,47	0,0015	0,0387	2,87	567,57
PLAINE		1 215,48						0,50	607,74
R.M. 1	40	17,79	14,80	1,20	1,13	0,0015	0,0387	1,75	31,13
AERODROME		600,74						0,50	300,37
OUA NEPOU	33	244,04	70,85	3,44	2,28	0,0015	0,0387	2,91	710,16
STE CHANTAL		38,75						0,50	19,37
		3 820,62	1 408,95						5 797,74

Figure n° 8

Conclusion en ce qui concerne le débit de la crue ALISON :

Nous avons trouvé trois valeurs du débit :

- 4 670 m³/s soit 12,9 m³/s/km²
- 5 930 m³/s soit 16,4 m³/s/km²
- 6 800 m³/s soit 16 m³/s/km²

Nous adopterons par la suite une valeur moyenne de référence, égale à 5 300 m³/s (14,6 m³/s/km²), comme "crue de projet".

IV - EFFETS DES CRUES

Effets de la submersion

- En général peu ou pas d'accidents corporels
- Dégâts aux biens immobiliers et mobiliers (eau et boue)
- Dégâts aux cultures
- Impraticabilité des voies de communication

A Thio, on a surtout constaté des dégâts aux biens mobiliers et immobiliers et la circulation a été impossible pendant de nombreuses heures.

Effet du courant

- Risque d'accidents corporels par effet d'entraînement
- Dégâts aux biens immobiliers et mobiliers, érosion des terres
- Dégâts aux cultures
- Dégâts aux ouvrages publics, notamment aux routes.

A Thio, il y a eu surtout érosion de la berge rive droite de la Thio au niveau de la tribu de SAN PHILIPPO.

V - REMEDES

Mesures administratives

Essentiellement interdiction de construire en zone submersible.

Mesures techniques

- 1- Aménagement et reboisement du bassin-versant
- 2- Faciliter écoulement de la rivière par suppression des obstacles (rectification, curage)
- 3- ménager des retenues
- 4- canalisation entre digues
- 5- remblaiement des terres submergées
- 6- limiter les apports de matériaux
- 7- protection contre l'érosion

La défense et restauration des sols du bassin, mesure n°1, représente un travail coûteux et de longue haleine qui ne résout pas à elle seule le problème posé. Il en est de même de la mesure n°6.

L'aménagement de retenues n'est pas possible à Thio eu égard aux quantités d'eau considérables qu'il conviendrait de stocker.

Les dispositions 2, 4, 5 et 7 font l'objet d'un examen plus détaillé ci-après.

Il va de soi qu'un plan d'aménagement général de la basse vallée de la Thio devrait associer plusieurs des techniques évoquées plus haut.

Rectification, curage de la rivière

Ces opérations pour être efficaces et durables doivent être accompagnées de mesures destinées à limiter les apports de matériaux, limiter les dépôts (épis) et protéger les berges.

Il semble que le bief profil 1 -profil 3 soit suffisamment profond (voir profils). Par contre il serait souhaitable de dégager l'estuaire où, du fait de la baisse de vitesse, des matériaux se déposent et forment un banc en travers du lit.

Ce travail ne peut être effectué que par une drague dont le prix de revient -non compris le transport- est de l'ordre de 200 F/m² extrait.

Digues

Une solution envisagée pour la protection de San Philippo consiste en l'élévation d'une digue en rive droite de la Thio.

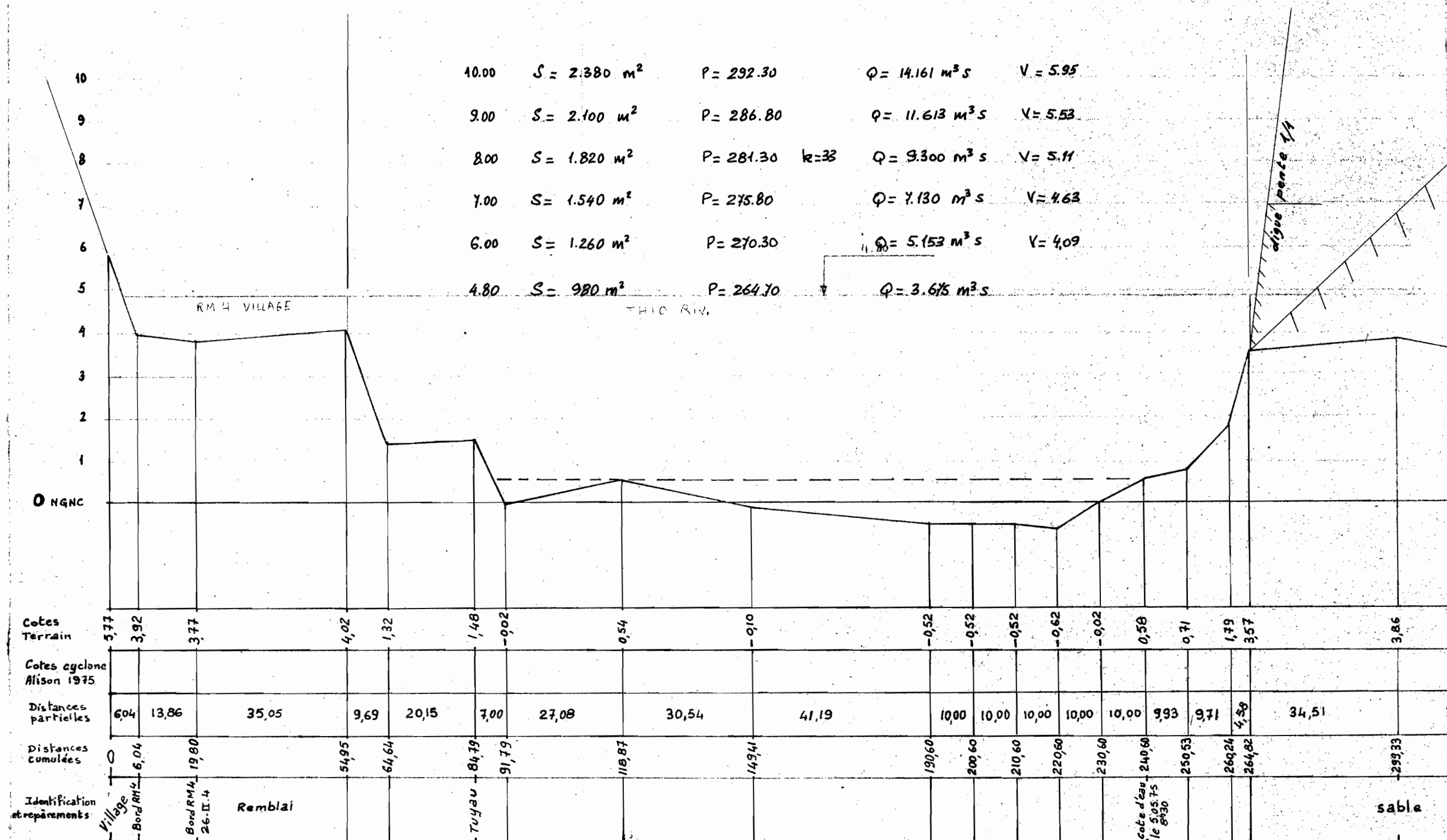
L'extrait de profil ci-après (figure n°9) montre que la cote de la digue au profil n°2 devrait être de l'ordre de 7,00 m pour que la rivière puisse évacuer la crue de référence.

Cette solution, théoriquement convenable, présente les inconvénients suivants :

- élévation du niveau d'inondation dans le bief endigué et à l'amont, aggravation des effets de la crue en rive gauche (sauf 2e digue)
- augmentation de la vitesse d'écoulement (déjà élevée) donc de l'érosion des berges et de la digue
- nécessité d'une digue très élaborée avec ancrage, tapis parafouille, revêtement de surface, écran étanche pour éviter la submersion par infiltration
- nécessité d'enclore la totalité de la zone à protéger par une digue de cote 7,00 pour éviter la submersion par l'aval ou l'amont soit près de 4 km de digue + probablement 2 modifications de la RT 4
- coût de revient résultant de ce qui précède
- danger d'une éventuelle rupture lors d'une crue plus forte qu'Alison

Remblaiement

Si l'on fait abstraction des quantités de remblai à effectuer, il reste que le remblaiement présente une partie des inconvénients de la digue : niveau d'inondation et vitesse d'écoulement, protection des berges.



Echelle des longueurs : 1/1000
 Echelle des hauteurs : 1/100

Protection des berges

Qu'il y ait ou non une digue ou un remblai, -compte-tenu des vitesses d'écoulement très supérieures aux limites habituelles (l'érosion peut commencer pour des vitesses de l'ordre de 1m/s)- la protection des berges est nécessaire, notamment en rive droite de la Thio, au niveau de San Philippo, où la rivière a commencé à creuser un méandre (alors qu'elle remblais la rive gauche).

Cette protection peut être faite soit par enrochement (matériaux pouvant provenir du plateau) soit par gabions. Cette dernière solution est sans aucun doute la meilleure, mais elle est plus coûteuse. Cette protection devrait être faite sur près de 2 km. (figure 10)

Recentrage du lit mineur

Cette opération est complémentaire de la précédente en ce sens que toute action tendant à limiter l'engraissement d'une rive convexe tend aussi à limiter l'érosion de la rive concave.

On a vu que le lit mineur de la Thio peut transiter un débit important avec une vitesse forte. En régime normal et plus en régime d'étiage, les vitesses sont relativement faibles et les matériaux charriés se déposent. C'est le cas en RG de la Thio au niveau de San Philippo.

La solution consiste à limiter la section de passage des basses-eaux (donc d'augmenter la vitesse) au moyen d'épis de recentrage. Pour la raison énoncée plus haut, ces épis pourraient être avantageusement réalisés en enrochements comme le perré rive droite.

Un schéma de principe est donné à la figure n°11.

Il faut rappeler que toute modification brusque apportée au régime d'écoulement d'une rivière a des répercussions importantes à l'amont et à l'aval, le plus fréquent étant un changement de pente ou "baselement" du lit par l'effet d'érosion du fond ou de dépôts solides.

Dans ces conditions, il est évident que l'aménagement d'un bief de la rivière oblige souvent -quelques années plus tard- à l'aménagement d'un autre bief : on en a presque jamais terminé avec la régularisation d'un cours d'eau.

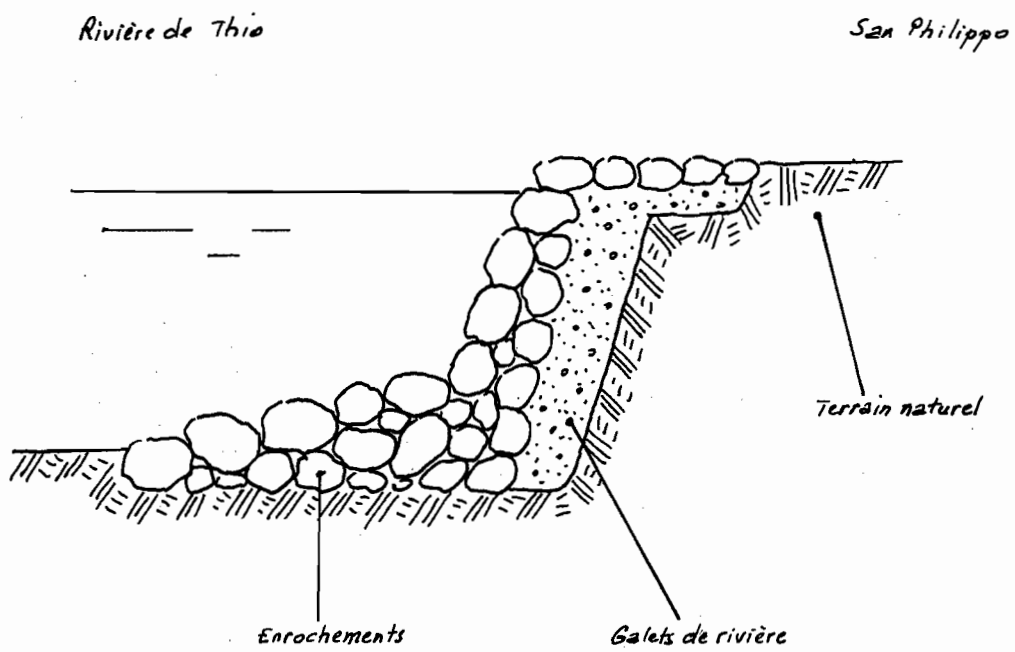
VI CONCLUSION

En conclusion de ce qui précède, et pour s'en tenir au problème actuel, nous indiquons qu'il serait déraisonnable d'envisager la mise hors d'eau des zones inondables. Il serait préférable, en tout état de cause, de les considérer comme non constructibles.

.../...

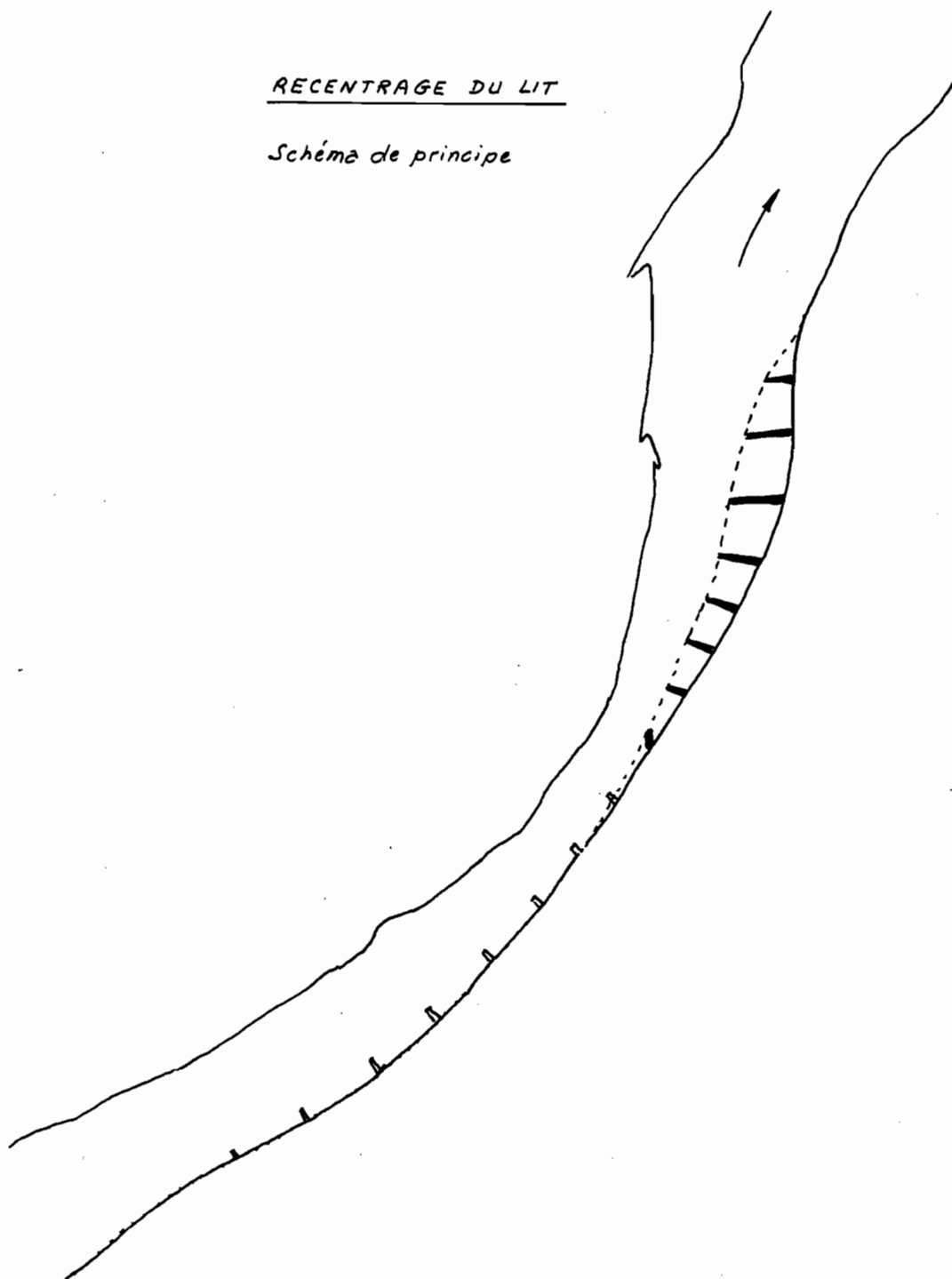
PROTECTION CONTRE L'EROSION

Schéma de principe



RECENTRAGE DU LIT

Schéma de principe



Ces zones pourront être cultivées et faisant partie du patrimoine tribal, il est recommandé d'en assurer la protection contre l'érosion au moyen d'approchements. Le montant des sommes à investir dans ces travaux serait de l'ordre de 30 000 000 F. CFP en deux ou trois tranches annuelles.

Deux opérations complémentaires peuvent être envisagées :

- curage de l'estuaire de la Thio : (10 à 15 000 000 F. CFP)
 - confection d'épis de recentrage : (15 à 20 000 000 F. CFP)
-



SOGREAH
Ingénieurs Conseils

TERRITOIRE DE NOUVELLE-CALÉDONIE
DIRECTION DU DEVELOPPEMENT DE
L'ECONOMIE RURALE
SERVICE DES AMENAGEMENTS RURAUX
ET DE L'HYDRAULIQUE

ETUDE DES PROCÉDES DE LUTTE CONTRE LES INONDATIONS
DANS LES PLAINES ALLUVIALES DE NOUVELLE-CALÉDONIE

APPLICATION AUX RIVIÈRES NERA ET THIO

R-46 0077

Septembre 1986

[The page contains approximately 18 horizontal lines of text, all of which are heavily obscured by noise and artifacts from the scanning process. The text is illegible.]

SOMMAIRE

OBJET DE L'ETUDE	I
SYNTHESE ET CONCLUSION	II
CHAPITRE 1 - RIVIERE THIO - ETUDE DE FAISABILITE DE L'ENDIGUEMENT DE LA ZONE SITUEE ENTRE LE PITON BOTA MERE ET THIO MISSION	1
1.1 Situation et objet de l'étude	1
1.2 Etude hydrologique	3
1.3 Etude hydraulique de l'écoulement de la rivière Thio dans la plaine côtière	6
1.4 Aménagements possibles dans la plaine côtière	9
CHAPITRE 2 - RIVIERE NERA	15
2.1 Situation et objet de l'étude	15
2.2 Hydrologie	16
2.3 Modélisation hydraulique	18
2.4 Calage du modèle	19
2.5 Etude de l'état actuel	21
2.6 Etude du barrage antisel	24
2.7 Etude d'aménagements permettant de diminuer la fréquence des submersions des terres dans la plaine de Bourail	30
2.8 Aménagements susceptibles de limiter l'érosion des terres en lit majeur	36
2.9 Conclusion concernant l'aménagement	37

CHAPITRE 3 - AMENAGEMENT DE DIVERS COURS D'EAU DU TERRITOIRE	39
3.1 Objet de l'étude	39
3.2 Rivière La Thi	40
3.3 Rivière La Coulée	41
3.4 Rivière Dumbéa	42
3.5 Rivière Moindou	43
3.6 Rivière La Foa	44
3.7 Rivière Muéo	45
3.8 Rivières Pouembout et Voh	46
3.9 Rivière Koumac	46
3.10 Rivière Iouanga	48
3.11 Protections de berge en enrochements	48
3.12 Conclusion	53

oOo

LISTE DES FIGURES

- Figure 1 RIVIERE THIO - LOI HAUTEUR-DEBIT DE CRUE ESTIMEE A LA STATION DE SAINT-MICHEL
- Figure 2 RIVIERE THIO - PLAN DE SITUATION 1/25000
- Figure 3 RIVIERE THIO - PROFIL EN LONG
- Figure 4 RIVIERE NERA - PLAN DE SITUATION (AVAL) 1/25000
- Figure 5 RIVIERE NERA - PLAN DE SITUATION (AMONT) 1/25000
- Figure 6 RIVIERE NERA - PROFIL EN LONG
- Figure 7 RIVIERE NERA - BARRAGE ANTI-SEL - LOI HAUTEUR-DEBIT

000

THE

1

THE

THE

THE

THE

THE

THE

THE

OBJET DE L'ETUDE

La convention d'études passée entre le Territoire de Nouvelle-Calédonie et Dépendances (Direction du Développement et de l'Economie Rurale, Service d'Aménagements Ruraux et de l'Hydraulique) et SOGREAH, concernait plusieurs phases.

Les premières phases, mission de terrain sur le Territoire, livraison et formation à l'utilisation d'un logiciel de calcul d'écoulement permanent (ECOPERM) mis au point par SOGREAH ont eu lieu en novembre 1985 et mai 1986.

Le présent rapport fait le point des études réalisées qui concernent principalement :

- . la rivière Thio dans la plaine de Thio,
- . les rivières Néra, Ari, Douencheur et Boguen dans la plaine de Bourail (barrage antisel, diminution des fréquences de submersion).

Des indications sont données par ailleurs pour la réalisation d'études d'aménagements d'une dizaine de cours d'eau de la côte ouest de Nouvelle-Calédonie.

oOo

1952.10.10-10.12.10

1952.10.10-10.12.10

1952.10.10-10.12.10

1952.10.10-10.12.10

1952.10.10-10.12.10

1952.10.10-10.12.10

1952.10.10-10.12.10

1952.10.10-10.12.10

1952.10.10-10.12.10

1952.10.10-10.12.10

SYNTHESE ET CONCLUSION

1. AMENAGEMENT DE LA RIVIERE THIO

Une étude hydrologique et hydraulique de la rivière Thio dans la plaine de Thio a permis d'estimer à 2500 m³/s le débit du cyclone Gyan et à attribuer à cet événement une période de retour de 10 ans.

La diminution de la fréquence de submersion de la plaine ne serait envisageable qu'au prix de travaux gigantesques sans commune mesure avec les intérêts économiques en jeu.

L'utilisation d'épis dans les cours d'eau ne serait pas efficace. Des dragages seraient à recommencer fréquemment car les apports des dépôts miniers anciens non stabilisés peuvent encore être importants. L'endiguement de la rive gauche du débouché de la rivière Thio à hauteur de l'actuel endiguement de rive droite ne devrait pas apporter d'amélioration, non plus que le prolongement du débouché plus au large, sauf à aller très loin (environ 700 m) pour atteindre des profondeurs confortables (-5 m) mais le coût serait alors très élevé pour un résultat non garanti.

L'étude de la mise hors-d'eau, pour une certaine période de retour, de la zone située entre le piton Bota Méré et Thio mission, par un endiguement, conduit à préférer des solutions alternatives moins onéreuses et qui présentent surtout une plus grande sécurité :

- . implantation de lotissements nouveaux en d'autres sites plus élevés de la plaine côtière,
- . utilisation éventuelle de sites de la zone plus élevés, actuellement inutilisés ou reconvertibles (anciens bâtiments dans le SLN),
- . remblaiement de quelques hectares.

L'amélioration des problèmes d'écoulement des eaux dans la plaine côtière de Thio ne doit pas être cherchée dans une défense contre les crues qui paraît actuellement disproportionnée avec les possibilités de la région, mais dans une amélioration du ressuyage des eaux de crue. Le développement de l'assainissement est en cours avec les travaux de nettoyage et curage entrepris par le SARH. Mais un entretien continu devra être assuré si on veut en conserver l'efficacité.

3.

AMENAGEMENTS D'AUTRES COURS D'EAU DU TERRITOIRE

Quelques remarques sont faites dans ce rapport concernant les aménagements existants ou envisagés d'une dizaine de cours d'eau de la côte ouest du Territoire.

Un paragraphe particulier concerne les protections de berge. Il convient d'insister sur deux points importants valables pour l'ensemble de la Nouvelle-Calédonie.

- Le régime cyclonique des crues conduit à observer des débits exceptionnels. Les aménagements doivent donc être généralement conçus comme submersibles et les risques en cas de rupture doivent être étudiés très soigneusement. Les endiguements sont ainsi particulièrement vulnérables et des zones de déversements préférentiels protégées sont à envisager systématiquement.

- La connaissance des niveaux de crue est à la base de tout aménagement. Ce type d'information est difficile à obtenir dans les régions à très faible densité de population comme la Nouvelle-Calédonie. SOGREAH conseille vivement d'implanter, sur l'ensemble des zones du Territoire recensées comme étant susceptibles d'être aménagées à terme, des réseaux d'échelles de crue nivelées. Ces échelles seraient relevées après chaque crue. On disposerait ainsi d'une banque de données hydrologiques précieuses permettant à la fois de connaître les niveaux de crue et d'en estimer les débits correspondants par modélisation des écoulements (programme ECOMPERM fourni par SOGREAH ou SARH).

Des limnigraphes implantés en certains points-clés des axes de développement possibles du Territoire complèteraient et permettraient de caler et vérifier cette information. Un tel réseau de limnigraphes gère par l'ORSTOM existe déjà en partie. Mais le coût de gestion en est élevé (jaugeages et accès difficiles, matériel coûteux, etc.) par rapport à des échelles de crue et la souplesse d'implantation est moindre.

Chapitre 1

RIVIERE THIO

ETUDE DE FAISABILITE DE L'ENDIGUEMENT DE LA ZONE SITUÉE ENTRE LE PITON BOTA MERE ET THIO MISSION

1.1

SITUATION ET OBJET DE L'ETUDE

Le bassin versant de la rivière Thio, d'une superficie de 348 km² à la station de Saint-Michel située proche de l'embouchure, a son exutoire sur la côte Est de Nouvelle-Calédonie.

Plusieurs exploitations minières à ciel ouvert extraient le minerai de nickel (SLN) au sommet des montagnes depuis une centaine d'années. Les déchets de la mine étaient traditionnellement repoussés dans les thalwegs proches de l'exploitation. Les dépôts sont instables et ont constitué une source d'alimentation en matériaux solides (fins et graviers) pour les rivières du bassin de la Thio.

Aujourd'hui, ces décharges non contrôlées ont été arrêtées et les dépôts sont effectués dans des conditions qui évitent tout risque de reprise par l'érosion selon les responsables de la SLN.

Les anciennes décharges sont très difficiles à fixer puisqu'aucune végétation ne peut y pousser. Elles sont donc encore actives. L'embouchure de la rivière Thio aurait vu sa capacité diminuer au fil des années par engravement dû aux apports des résidus miniers. On ne dispose malheureusement que de témoignages humains sur ce fait. On sait aussi qu'il y avait de la navigation sur la Thio entre l'embouchure et le village des Pétroglyphes au moyen de chalands. Ces bateaux à fond plat avaient certainement un faible tirant d'eau mais cette navigation serait très difficile aujourd'hui. S'il est incontestable qu'un certain engravement de la Thio aval s'est produit au cours des cinquante dernières années, on ne dispose d'aucun élément permettant de quantifier le phénomène.

L'importance des précipitations de type cyclonique et les forts coefficients de ruissellement observés conduisent à la production de crues aux débits de pointe exceptionnellement élevés. Ces crues sont largement débordantes dans la plaine littorale de Thio. Les villages des tribus qui sont situés dans le fond de la plaine sont submergés.

Si un engravement du lit mineur de la Thio s'est effectivement produit, la diminution résultante de capacité a des conséquences sur la durée de submersion et la fréquence des submersions qui sont augmentées. Cependant, les débits en jeu lors des crues cycloniques sont tels que la rivière n'avait pas, par le passé, la capacité de les évacuer : il est certain que la plaine a été inondée de tout temps lors des fortes crues.

Des travaux ont été entrepris par le Service d'Aménagement Rural et de l'Hydraulique pour améliorer les écoulements dans la plaine de la rivière Thio :

- Endiguement de l'embouchure en rive droite : cette mesure paraît techniquement judicieuse et efficace car elle contribue, pour les débits faibles et moyens, au maintien d'un chenal préférentiel, ce qui ne peut que favoriser le transit des matériaux vers la mer ; l'impact reste cependant limité car l'endiguement est court (cf. 1.4.4) ;

- Réalisation de trois épis en rive gauche à l'aval du pont de Thio : ces épis sont courts et n'ont pas d'impact notable sur les mouvements de sédiment. Remarquons que s'ils étaient plus longs, ils risqueraient d'avoir un impact négatif sur la berge opposée. En réalité, le positionnement et le dimensionnement d'épis dans le lit mineur d'une rivière comme la Thio dans la plaine côtière est une opération très délicate (cf. § 1.4.1) ;

- Protection de berge : certaines berges concaves ont dû être protégées en amont du pont de Thio pour éviter l'érosion des méandres. Cette opération a effectivement stoppé les creusements observés ;

- Assainissement de la plaine : le ressuyage rapide des eaux d'inondation de la Thio ainsi que la bonne évacuation des apports des bassins versants des thalwegs de rive droite est une condition fondamentale du bon fonctionnement hydraulique de la plaine de Thio. Les opérations d'essartage, curage, voire recalibrage, engagées par le SARH sont très importantes de ce point de vue. Une fois terminées, ces travaux de remise en état de l'assainissement de la rive droite de la Thio, l'entretien régulier est la condition essentielle sans laquelle tout serait rapidement rendu inutile.

Le souci du SARH était, par la présente étude, d'obtenir des réponses aux questions suivantes :

- Peut-on améliorer l'écoulement général des crues dans la rivière Thio en diminuant la fréquence des inondations ?

- Peut-on mettre hors d'eau jusqu'à une période de retour suffisante (à déterminer) la zone située entre le piton dit Bota Méré et les points hauts de Thio Mission ? Cette zone inclut le lotissement SLN et les habitations des deux tribus de Saint-Benoît et de Saint-Philippot II.

1.2

ETUDE HYDROLOGIQUE

On dispose d'une information restreinte sur l'hydrologie de la rivière Thio.

On appliquera successivement plusieurs approches dont on fera ensuite la synthèse pour cerner les valeurs caractéristiques des débits :

- Etude des cyclones connus (Gyan, Alison) d'après les levés d'échelle, d'après la station de Saint-Michel, d'après le calcul hydraulique ;
- Transposition des débits connus sur des bassins versants voisins (Boguen, Ouenghi) ;
- Application de la formule rationnelle compte tenu des caractéristiques du bassin versant et des précipitations.

1.2.1

ETUDE DES CYCLONES CONNUS

La station de Saint-Michel est assez récente. La courbe de tarage ne dépasse pas $800 \text{ m}^3/\text{s}$ en valeurs jaugées. Son utilisation est donc délicate pour l'estimation des débits des forts cyclones. On ne peut non plus y pratiquer d'analyse statistique.

Par contre, on sait, par une échelle située au pont de Thio, la cote atteinte pour certains grands cyclones. Plus particulièrement pour le cyclone Gyan, on dispose de laisses de crue en divers points de la plaine côtière.

A partir de l'échelle du pont de Thio, l'ORSTOM a estimé à $2\,500 \text{ m}^3/\text{s}$ le débit maximal du cyclone Gyan (24/12/1981) par un calcul hydraulique dans la section mouillée en régime uniforme. La hauteur atteinte à l'échelle de Saint-Michel fut 12,33 m pour Gyan. Le cyclone Cliff a atteint 11,34 m à l'échelle de Saint-Michel. L'ORSTOM estime alors à $2\,100 \text{ m}^3/\text{s}$ le débit maximal de Cliff. On donne à la figure 1 une loi hauteur-débit possible de la station de Saint-Michel correspondant à l'estimation faite sur le cyclone Gyan et aux débits mesurés ($< 800 \text{ m}^3/\text{s}$).

Une autre échelle de crue a été relevée au lieu-dit Saint-Paul, un peu en aval de la station de Saint-Michel. Le cyclone Alison (08/03/1975) y a atteint une cote supérieure à celle atteinte par Gyan (Alison n'a pas été relevé à Saint-Michel, ni au pont de Thio). L'ORSTOM estime alors à $2\,700 \text{ m}^3/\text{s}$ le débit de pointe d'Alison.

Enfin, deux événements cycloniques anciens (1947-1948 et 1950-1951 environ) auraient atteint des valeurs comparables à celles de Gyan et Alison puisqu'ils sont estimés à $2\,600 \text{ m}^3/\text{s}$.

On disposerait ainsi de quatre crues supérieures à 2 500 m³/s en 39 ans (1947-1986). On peut raisonnablement conclure que le cyclone Gyan est de période de retour décennale environ.

Ajoutons que la valeur de 2 500 m³/s a été confirmée dans le cas du cyclone Gyan par la modélisation hydraulique de la rivière Thio puisque pour ce cyclone on a réussi un calage du modèle passant par plusieurs laisses de crue connues.

1.2.2 TRANSPOSITION A PARTIR DE BASSINS VERSANTS CONNUS

Le bassin versant de la rivière Ouenghi jouxte au Sud celui de la rivière Thio. Le bassin de la rivière Boghen est situé un peu plus au Nord. Les deux cours d'eau se jettent sur la côte Ouest.

La différence de pluviométrie entre les deux côtes est très grande. Cependant, il semble que la distinction côte Est - côte Ouest soit moins marquée en ce qui concerne les forts cyclones, du moins dans la partie centrale de l'île.

La transposition des analyses effectuées par l'ORSTOM sur la rivière Ouenghi à la rivière Thio conduit à :

$$Q_{10} = 2\,600 \text{ m}^3/\text{s} ;$$

$$Q_{50} = 3\,100 \text{ m}^3/\text{s} ;$$

$$Q_{100} = 3\,500 \text{ m}^3/\text{s}.$$

Le débit décennal correspond donc bien à ce qui est obtenu dans l'analyse précédente. Le débit centennal nous paraît par contre assez faible.

La rivière Boguen est contrôlée dans son bassin amont par une station analysée au chapitre 2. Le débit décennal y est de 1 200 m³/s.

En adoptant une transposition hydrologique de type classique :

$$\frac{Q'_{10}}{Q_{10}} = \frac{S'}{S} \quad 0,8$$

où :

Q'_{10} Débit décennal Thio

Q_{10} Débit décennal Boguen

S' Superficie du bassin versant de la Thio (348 km²)

S Superficie du bassin versant de la Boguen (113 km²)

on obtient comme débit décennal à Saint-Michel 2 950 m³/s, valeur plus élevée que la précédente. Cependant, il faut remarquer que le bassin de la Boguen est trois fois plus petit que celui de la Thio et qu'il est situé entièrement en zone montagneuse. L'abatement de la pluie y est moindre et le débit normalement plus élevé en valeur relative.

Sur la Boguen, le rapport Q100/Q10 vaut 1,7 alors qu'il n'est, selon l'ORSTOM, que de 1,35 sur la Ouenghi. Il nous paraît raisonnable de penser que ce rapport sur la rivière Thio doit être compris entre 1,5 et 1,7.

1.2.3

UTILISATION DE LA METHODE RATIONNELLE

On utilise ici la méthode rationnelle en supposant son emploi valable pour le bassin de la Thio dont la dimension est supérieure à celle de l'utilisation classique de la méthode. Cependant, l'homogénéité du bassin nous semble autoriser cette approche.

Le débit décennal est donné par :

$$Q_{10} = \frac{C i_{10}(t_c) S}{360}$$

C Coefficient de ruissellement pour la crue décennale
(C = 0,6, cf. étude hydrologique réalisée pour les barrages d'irrigation)

S Superficie du bassin versant (ha)

$i_{10}(t_c)$ Intensité décennale durant le temps de concentration du bassin

Le temps de concentration du bassin est estimé à 7 h environ si l'on observe le cas du cyclone Gyan (pointe du cyclone vers 17 h 30, intensité maximale de la précipitation vers 10 h 30, le 24/12/1981).

En ce qui concerne les précipitations, on dispose d'analyses du SARH aux postes de Houailou et de Yaté qui donnent respectivement pour la pluie journalière décennale 330 et 490 mm, soit 410 mm en moyenne. Ces deux postes sont situés sur la côte Est et sont situés au Nord et au Sud du bassin de la Thio.

Par ailleurs, une analyse du rapport entre les pluies de 6 h et les pluies de 24 h sur la côte Ouest (cf. étude SOGREAH pour les barrages d'irrigation) conduit à adopter un rapport :

$$\frac{P(7h)}{P(24h)} \approx 0,7$$

On en déduit $P_{10} (7 h) = 0,7 P_{10} (24 h) = 287 \text{ mm}$, ce qui correspond à une intensité moyenne de 41 mm/h . Remarquons que dans le cas du cyclone Gyan on a observé 350 mm en 8 h , soit 44 mm/h .

Si on retient $Q_{10} (t_c) = 141 \text{ m}^3/\text{s}$, il vient :

$$Q_{10} = 21400 \text{ m}^3/\text{s}$$

1.2.4 CONCLUSION

Les trois méthodes utilisées sont convergentes et conduisent à cerner le débit décennal par la valeur moyenne de $2500 \text{ m}^3/\text{s}$.

Le débit centennal serait de l'ordre de 3800 à $4300 \text{ m}^3/\text{s}$ si le rapport Q_{100}/Q_{10} est de l'ordre de $1,5$ à $1,7$, ce que rien ne prouve. Les valeurs correspondent à un ruissellement de $7,15 \text{ m}^3/\text{s}/\text{km}^2$ en décennal et environ $11,5 \text{ m}^3/\text{s}/\text{km}^2$ en centennal.

Ces lames d'eau ruisselées ne sont pas exceptionnelles si on les compare aux observations réalisées sur la rivière Ouaième au Nord-Est de l'île avec $32,8 \text{ m}^3/\text{s}/\text{km}^2$, sur un bassin de 320 km^2 (23/12/1980).

Si le débit décennal de la rivière Thio paraît assez bien cerné par les divers recoupements effectués, le débit centennal est en fait totalement inconnu. Un débit de $5000 \text{ m}^3/\text{s}$ correspondrait à un ruissellement de $14,3 \text{ m}^3/\text{s}/\text{km}^2$ qui paraît tout à fait observable dans cette région.

1.3

ETUDE HYDRAULIQUE DE L'ECOULEMENT DE LA RIVIERE THIO DANS LA PLAINE COTIERE

Il faut tout d'abord remarquer que la plaine côtière à un effet probablement très faible sur l'amortissement du débit de pointe de hydrogramme. C'est donc le débit maximal à Saint-Michel qu'on retrouvera à l'exutoire en mer. Le volume à remplir par la crue (4 km^2 sur 2 m de submersion environ pour Gyan par exemple) est en effet faible comparé à celui de l'hydrogramme de crue en-dessus du seuil de débordement. De plus, la durée de la pointe est supérieure ou égale au temps de propagation de cette pointe dans la plaine. On est ainsi assuré de l'établissement d'un régime permanent au débit de pointe enregistré à Saint-Michel.

1.3.1

MODELISATION - On a pu obtenir des données de crues de 1960 à 1970 pour la section de Thio.

La figure 2 présente le plan de situation au 1/25.000. Les profils en travers de calcul ont été reportés sur ce plan au droit du lit mineur. Ces profils ont été fournis à SOGREAH par la SARH. Ils ont été prolongés en lit majeur à l'aide des documents disponibles (plan au 1/5000) complétés par l'enquête sur le terrain qui a permis de vérifier l'étendue des zones inondables. En gros, la zone inondable est comprise entre les deux routes qui longent la plaine en rive gauche et en rive droite. A l'aval du confluent avec le Oua Napou, la zone située au Sud de la RT4 est aussi inondée jusqu'à Thio Mission.

On a tenu compte de l'existence d'un chenal d'évacuation parallèle à la rivière Thio entre Thio et l'embouchure (en rive droite).

Les coefficients de Strickler adoptés sont de 28 pour le lit mineur et varient pour le lit majeur :

- 8 à 10 pour les sections très végétalisées ;
- 12 à 15 pour les sections peu végétalisées et dégagées (aval).

1.3.2

CALAGE

La validité de la modélisation repose sur la bonne reproduction des écoulements. On a ainsi tenté de reproduire la crue du cyclone Gyan (c'est-à-dire la crue décennale) avec le débit de 2.500 m³/s.

Les cotes de calage disponibles sont les relevés des échelles fiables situées sur la figure 2 (cotes données par la SARH après interprétation des observations disponibles) :

Echelle	Cote (NGR)	Situation par rapport aux profils de calcul
Bota Méré	2,40	P2
Station Shell	3,75	P9-P11
Mission	3,77	P11-P12 (échelle située très loin du lit mineur)
Pont Thio	4,05	P14-P15
Route Thio	4,50	P18
Saint-Philippot	5,00	P20-P21

La figure 3 présente le profil en long obtenu pour la crue Gyan. On observe que la ligne d'eau passe bien par les hautes de crue disponibles.

Signalons qu'une incertitude existe concernant le niveau aval de la modélisation qui est conditionné par le niveau de la mer en fonction de l'état de la marée et des surélévations météorologiques qui peuvent sans doute être importantes en période de dépression cyclonique. Par ailleurs, le débit très élevé apporté par le cours d'eau s'étale au débouché en mer : une courbe de remous s'établit entre le niveau de la mer à une certaine distance inconnue de la ligne de cote et la section du cours d'eau où le niveau est imposé par les conditions de frottement locales et ne dépend plus du niveau de la mer. Dans le cas de Gyan, on a fait l'hypothèse d'un niveau à la cote +1,90 NGNC à environ 200 m à l'aval de la plage.

Le tableau suivant donne les résultats de calcul obtenus :

POINT	PK (Km)	DEBIT	NIVEAU	VITESSE	CHARGE
T1	0.000	2500.00	5.97	3.70	6.67
T2	0.315	2500.00	5.55	2.71	5.93
T3	0.630	2500.00	5.17	2.63	5.53
P21	0.830	2500.00	4.98	2.24	5.24
P19	1.095	2500.00	4.77	1.78	4.93
P17	1.355	2500.00	4.52	1.83	4.69
P15	1.605	2500.00	3.96	2.74	4.34
P13	1.905	2500.00	3.70	1.46	3.81
P11	2.150	2500.00	3.56	1.17	3.63
P9	2.400	2500.00	3.27	1.74	3.43
P7	2.630	2500.00	3.09	1.44	3.20
P5	2.835	2500.00	2.97	1.29	3.05
P4	2.990	2500.00	2.87	1.35	2.96
P2	3.210	2500.00	2.69	1.57	2.82
P1	3.650	2500.00	1.93	2.23	2.18
BAIE	3.850	2500.00	1.90	1.02	1.95

1.3.3 CALCULS

On a testé en plus de la crue de 2 500 m³/s (décennale) l'effet d'une crue de 5 000 m³/s.

L'incertitude très grande pesant sur la valeur de la crue centennale conduit plutôt à étudier l'effet d'une crue exceptionnelle mais possible pour fixer les ordres de grandeurs des niveaux susceptibles d'être observés.

La figure 3 présente la ligne d'eau obtenue. Le tableau suivant donne les résultats de calcul.

POINT	PK (Km)	DEBIT	NIVEAU	VITESSE	CHARGE
T1	0.000	5000.00	7.77	4.02	8.59
T2	0.315	5000.00	7.20	3.43	7.80
T3	0.630	5000.00	6.73	3.31	7.29
P21	0.830	5000.00	6.49	2.89	6.92
P19	1.095	5000.00	6.23	2.27	6.50
P17	1.355	5000.00	5.91	2.36	6.20
P15	1.605	5000.00	5.45	2.68	5.81
P13	1.905	5000.00	5.15	1.69	5.30
P11	2.150	5000.00	5.02	1.33	5.11
P9	2.400	5000.00	4.76	1.81	4.93
P7	2.630	5000.00	4.59	1.59	4.72
P5	2.835	5000.00	4.46	1.54	4.58
P4	2.990	5000.00	4.34	1.71	4.49
P2	3.210	5000.00	4.14	1.96	4.34
P1	3.650	5000.00	2.24	3.79	2.97
BAIE	3.850	5000.00	2.20	1.92	2.39

1.4 AMENAGEMENTS POSSIBLES DANS LA PLAINE COTIERE

1.4.1 ABAISSEMENT GENERAL DE LA LIGNE D'EAU - PROTECTION DE LA PLAINE CONTRE LES INONDATIONS

Il est certain qu'une augmentation de capacité de la rivière dans sa traversée de la plaine côtière permettrait de réduire la fréquence des submersions. Mais, ce gain de capacité ne peut être obtenu qu'au moyen de dragages très importants en volume et donc très onéreux. De plus, l'influence positive de ces dragages risquerait d'être rapidement annulée par les apports déstabilisés des décharges anciennes des mines de nickel. Un abaissement du fond du cours d'eau entraînerait en effet inévitablement une érosion régressive des cônes de déjection actuellement en équilibre situés en rive gauche de la rivière Thio à l'amont de Thio. Ces cônes sont encore actifs ainsi que les torrents qui les alimentent en crue, eux-mêmes nourris par les décharges à flanc de montagne que rien ne peut stabiliser et qui vont encore fournir des apports solides durant plusieurs années. D'autres sites de production de matériau existent aussi en rive droite, plus en amont.

Le SARH a pensé utiliser la capacité d'auto-curage du cours d'eau dans la plaine en confinant le flot par un système d'épis.

Ce système devrait être double (rive gauche et rive droite). Mais, il est peu probable qu'une telle solution soit efficace. Ce moyen d'action était utilisé pour la navigation dans le passé dans le but de maintenir un chenal à profondeur suffisante dans la zone confinée en empêchant les divagations et l'étalement des eaux dans un lit trop large. Mais pour autant, ce système n'assure pas un gain de capacité du lit pris dans son ensemble. Au contraire, on peut assister à un remblaiement des zones comprises entre les épis qui créent, de plus, des pertes de charge tendant plutôt à surélever les niveaux, ce qui va à l'encontre du but cherché.

Dans le cas d'une rivière comme la Thio, une solution "épis" serait donc à la fois très onéreuse (nécessité d'un grand nombre d'épis volumineux protégés en tête par de gros enrochements) et très hasardeuse. Elle est donc déconseillée. Il vaut mieux, à tout prendre, réaliser des dragages périodiques et constituer avec les dépôts de dragage des tertres de dimension et hauteur suffisante qui, à terme, permettraient aux habitants de se mettre hors d'eau.

On peut aussi penser à un endiguement du cours d'eau. Mais le volume des terrassements à mettre en oeuvre, la dimension des ouvrages de déversement préférentiels qui seraient nécessaires pour pallier à tout risque dramatique de rupture de digue par débordement conduiraient à des coûts qui sont hors de proportion quand on met dans la balance les retombées économiques possibles d'une telle opération.

En conclusion, compte tenu de l'état actuel du bassin versant de la rivière Thio sur lequel subsistent des décharges anciennes de mines susceptibles d'apporter encore d'importants volumes de matériaux au cours d'eau et compte tenu du caractère exceptionnel des crues cycloniques en Nouvelle-Calédonie, il n'existe pas de solution simple et d'un coût raisonnable pour protéger la plaine de Thio contre les inondations ni même pour diminuer de façon sensible la fréquence des submersions.

1.4.2 ASSAINISSEMENT DE LA PLAINE

Si on ne peut lutter contre les inondations, on peut par contre contribuer au ressuyage rapide des terres en disposant d'un bon réseau de drainage des zones basses et de canalisation des affluents de coteaux de rive droite. C'est ce qui a été entrepris par le SARH et qui devrait être très efficace à condition que les communes concernées assurent, après les travaux de réhabilitation effectués, un entretien annuel très régulier de ces ruisseaux.

1.4.3 ENDIGUEMENT DE LA RIVE GAUCHE DU DEBOUCHE DE LA RIVIERE THIO

Le SARH s'interroge sur l'intérêt de réaliser en rive gauche de la rivière Thio un endiguement parallèle à celui de la rive droite.

Nous ne pensons pas qu'une telle mesure soit à retenir pour les raisons suivantes :

- . Il est très probable, au vu des photographies aériennes disponibles, qu'en fin de crue un dépôt se forme à la sortie du débouché en mer de la rivière Thio. Ce dépôt forme une croûte (présence d'éléments fins de dépôts miniers) assez lisse et tassée qui est rabotée peu à peu lors de la montée de crue suivante et reconstituée en fin de crue. Ce dépôt maintient en début de crue un niveau peut-être un peu plus haut que la normale mais s'efface de toute façon par la suite.
- . La réalisation d'un endiguement du débouché ne peut avoir d'impact vis-à-vis de ce phénomène classique que si le bouchon évoqué ci-dessus est reporté suffisamment loin pour disparaître dans les profondeurs importantes. Or, l'examen de la carte marine disponible (document provisoire fourni par le Service Central Hydrographique) montre qu'il faut s'avancer en mer de 700 m au-delà de la flèche sableuse de rive gauche pour trouver des profondeurs de -5 m. A partir de là, le fond plonge assez rapidement.

C'est donc un ouvrage important qu'il faudrait envisager, tant en rive gauche qu'en rive droite, pour reporter suffisamment loin les dépôts de fin de crue. A ces profondeurs, il faudrait réaliser des musoirs bien protégés pour résister aux attaques des vagues. Il ne paraît pas que le gain, toujours hypothétique, d'une telle réalisation, car des dépôts sont toujours susceptibles de se former en fin de crue dans le chenal aménagé, soit à la mesure des coûts à engager.

Si une barge plate munie de moteur est disponible à Thio, il serait intéressant de tester l'effet d'une scarification des dépôts formés à la sortie du débouché avec une pelle rétro installée sur la barge. Cette opération devrait être effectuée dès l'annonce d'un cyclone ou d'une forte précipitation. Cela permettrait le dégagement plus rapide du dépôt par la crue.

1.4.4 MISE HORS D'EAU DE LA ZONE SITUEE ENTRE LE BOTA MERE ET THIO MISSION

Le SARH souhaitait qu'une étude soit réalisée pour établir la faisabilité d'une mise hors d'eau d'une zone habitée qui s'étend entre le piton Bota Méré et, en gros, l'église d'une ancienne mission. Cette zone comprend des lotissements de la SLN et les villages des deux tribus dits de Saint-Philippot II et de Saint-Benoît.

On a donc étudié en premier lieu les possibilités de réalisation d'une digue qui s'appuierait au Nord sur le piton du Bota Méré et au Sud sur les points hauts du bas de pente de la montagne dans Thio Mission. Selon un premier projet du SARH, la digue suivrait le cours d'un actuel ruisseau qui draine les eaux des petits bassins versants de montagne proches, dirigeant les eaux vers la rivière Thio au niveau de l'embouchure, en passant au pied du Bota Méré.

a. Calage de la digue

Il n'est pas possible d'imaginer une mise hors d'eau absolue. Du moins, quelle que soit la période de retour souhaitée pour la mise hors d'eau, faut-il prévoir une zone de déversement préférentielle des eaux, en cas d'événements de période de retour supérieure, de façon à éviter la destruction de la digue avec les conséquences désastreuses que cela aurait pour la population.

On pourrait envisager une protection contre une crue de type Gyan, c'est-à-dire environ décennale. On connaît les cotes observées suivantes :

2,42 NGNC sur la plage près du Bota Méré ;

3,77 NGNC au lieu-dit Mission.

Ces cotes sont confirmées par les calculs hydrauliques précédents. Dans ces conditions, on peut estimer à 3,20 NGNC la cote de l'eau au droit de la digue, vers le milieu de celle-ci, c'est-à-dire à mi-chemin entre le Bota Méré et Thio Mission. Compte tenu de la revanche nécessaire, la digue pourrait être arasée à la cote 4,0 NGNC, soit environ 2,0 m au-dessus du terrain naturel. Avec une largeur en crête de 4,0 m et des talus à 2/1, l'emprise à la base serait de 12 m environ.

b. Contraintes de la digue

On a signalé au paragraphe précédent la nécessité d'un point de déversement préférentiel permettant le remplissage de la zone située à l'abri de la digue, avant débordement sur la digue, de façon à limiter la hauteur de chute et les risques de destruction aussi bien de la digue que des habitations situées derrière.

Il faut signaler par ailleurs les problèmes d'emprise et de topographie. La dimension de la digue nécessiterait le déplacement des habitations situées actuellement sur son passage. De plus, le pont qui enjambe actuellement le cours d'eau longeant le projet de digue devrait être reconstruit et la route surélevée pour satisfaire aux conditions de niveau et de pente requises.

De plus se posent les problèmes d'érosion en pied de digue. Si une telle solution était retenue, il faudrait étudier de près les vitesses dans le cours d'eau qui longe la digue, en cas d'orage localisé sur les bassins versants qui l'alimentent. On a noté au cours de la reconnaissance de terrain des tendances à l'affouillement de l'extrados de la berge près de l'actuel pont de franchissement.

Enfin se posent les problèmes d'assainissement des eaux pluviales et usées et de ressuyage des eaux de débordements éventuels. Cette opération pourrait être réalisée au moyen d'un ouvrage à clapet anti-retour implanté dans la digue près du Bota Méré. Le réseau d'assainissement des lotissements devrait alors être revu en conséquence. L'exutoire vers la mer serait aussi une possibilité mais peut-être plus difficile à mettre en oeuvre.

c. Conclusion

L'analyse précédente montre que si théoriquement l'endiguement est possible, il est pratiquement très onéreux et soumis à de nombreuses contraintes pour un gain assez limité (décennal). Il convient de mettre en regard d'autres solutions qui paraissent plus séduisantes :

- . L'implantation de lotissements nouveaux en d'autres endroits plus élevés de la plaine côtière ;
- . L'implantation de lotissements nouveaux sur les points hauts de la zone d'étude actuelle à l'emplacement d'anciens bâtiments de la SLN maintenant inutilisés ;
- . Le remblaiement de quelques hectares dans la zone d'étude (de 1 m par exemple) de façon à mettre hors d'eau une surface à lotir.

Plusieurs solutions qui peuvent se combiner doivent ainsi être envisagées en alternative à l'endiguement. Une analyse économique devrait facilement mettre en évidence la solution à retenir compte tenu des possibilités de prêts et financements existant dans le secteur de la construction de logements.

Ajoutons que, du point de vue de la sécurité, le remblaiement d'une zone est de loin préférable à la réalisation d'une digue qui, en cas de rupture, peut causer des dégâts considérables et des pertes en vie humaine.

Par ailleurs, il est apparu après discussion avec un responsable de la SLN que les problèmes d'assainissement pluvial locaux étaient tout autant, sinon plus, responsables des réclamations des habitants pour une meilleure protection contre les inondations.

En conclusion, SOGREAH conseille, plutôt que de s'orienter vers une solution d'endiguement coûteuse et risquée, d'améliorer les problèmes rencontrés dans la zone d'étude en utilisant les trois moyens d'action suivants :

- . Etudier à fond les possibilités foncières hors du site et sur le site en zone non inondable ;
- . Remblayer les zones inondables qui ne sont pas trop basses et qui sont bien situées vis-à-vis des problèmes d'accès et d'assainissement ;
- . Améliorer le fonctionnement de l'assainissement actuel de l'ensemble de la zone.

oOo

Chapitre 2

RIVIERE NERA

2.1 SITUATION ET OBJET DE L'ETUDE

La rivière Néra se jette sur la côte Ouest de Nouvelle-Calédonie dans la baie de Gouaro (ou de Bourail) à l'aval immédiat de la ville de Bourail.

Le bassin versant (530 km²) est constitué de deux grands sous-bassins :

- . Le bassin de la rivière Boguen (290 km²) composé de deux grands sous-bassins :
 - bassin de la Téné (58 km²),
 - bassin de la Boguen amont (219 km²).
- . Le bassin de la rivière Ari (195 km²) composé de deux bassins de taille voisine :
 - bassin de la Douencheur (104 km²),
 - bassin de la Pouéo (88 km²).

Les sous-bassins précédents se rejoignent dans la plaine de Bourail.

L'étude de la rivière Néra a un double but :

- . Compenser les effets sur les lignes d'eau de crue d'un barrage antisel qui permettra la mise en valeur agricole des vallées aval des rivières Boguen, Douencheur, Pouéo et même abaisser par rapport à l'état actuel les lignes d'eau de crue de la rivière Néra et des affluents cités ci-dessus. On limiterait ainsi les cotes ainsi que les durées de submersion des terrains et habitations riveraines (maisons isolées et ville de Bourail).
- . Lutter contre l'érosion des terres en cas de crues de façon à rendre possible la mise en culture des terrains du lit majeur des cours d'eau étudiés.

Contrairement au bassin de la rivière Thio, le bassin de la rivière Néra ne pose pas de problème d'apports solides importants : il n'y a pas d'exploitation minière et les bassins amont sont généralement boisés. Cependant, au dire des habitants, la rivière Néra se serait ensablée depuis 1940. Un ponton effondré à l'entrée de Bourail témoigne du lieu jusqu'où remontaient les chalands à fond plat. Il se peut que la mise en culture de terres ait favorisé un processus d'érosion des sols mais l'explication est peu satisfaisante compte tenu des faibles superficies exploitées.

L'origine de l'ensablement évoquée reste mystérieuse dans la mesure où l'érosion naturelle n'a pas du changer au cours de ce siècle. Peut-être le chenal était-il entretenu dans le passé : l'arrêt de cet entretien donnerait aujourd'hui l'impression d'un ensablement.

2.2 HYDROLOGIE

On dispose d'une station limnigraphique sur la rivière Boguen amont. Elle est en service depuis 1955 et les données sont disponibles jusqu'en 1983. De plus, on sait qu'en 1948 une crue cyclonique non dépassée jusqu'à aujourd'hui a été estimée à 2000 m³/s en pointe. Le bassin versant contrôlé est de 113 km². Dans ces conditions, l'ajustement statistique d'une loi de Galton par l'ORSTOM ou d'une double loi de Gumbel par SOGREAH conduit aux valeurs suivantes :

T	1,1	2	5	10	20	50	100
Loi de Galton		430	860	1240	1670	2330	2910
Lois de Gumbel	100	500	950	1200	1620	2200	2650

Les valeurs obtenues sont proches. Selon les valeurs fournies par l'ajustement de Gumbel, on obtient en terme de ruissellement :

$$\begin{array}{lcl} Q_{10} & \text{-----} & 10,6 \text{ m}^3/\text{s}/\text{km}^2 \\ Q_{100} & \text{-----} & 23,5 \text{ m}^3/\text{s}/\text{km}^2 \end{array}$$

Les valeurs obtenues paraissent réalistes pour la Nouvelle-Calédonie mais il faut souligner qu'au-dessus de la crue décennale ou vingtennale, il y a une très forte incertitude sur les débits.

Pour obtenir les débits à l'exutoire des sous-bassins versants importants, on procède par transposition à partir des données de la Boguen. On obtient ainsi :

Période de retour	2	5	10	100
Boguen (amont Téné)	850	1600	2000	4500
Douencheur	470	890	1120	2480
Pouéo	410	780	980	2170
Téné	290	550	700	1550

Le débit dans la rivière Néra est le résultat des compositions des crues des quatre sous-bassins précédents. On ne dispose d'aucun élément permettant d'apprécier les phénomènes de concomitance. La mise en place de stations de mesure permettrait de disposer de plus amples informations. On peut tenter une analyse à partir de formules hydrologiques classiques. La formule de Giandotti donne les résultats les plus proches de la réalité (dans le cas du cyclone Gyan) sur le bassin de la rivière Thio. On l'a utilisée pour apprécier le temps de concentration des quatre sous-bassins précédents. Cette formule s'écrit sous la forme :

$$t_c = \frac{0,4 \sqrt{s} + 0,0015 L}{0,8 \sqrt{P}}$$

S Superficie du bassin versant (ha)

L Longueur du drain le plus long (km)

P Pente pondérée telle que :

$$\frac{L}{\sqrt{P}} + \sum_i \frac{L_i}{\sqrt{P_i}}$$

(i = 1, N, N : nombre de tronçons de pente constante)

t_c Temps de concentration (h)

Bassin	T _c (h)
Boguen (amont Téné)	13
Douencheur	13
Pouéo	18
Téné	5,5

Le résultat peut surprendre pour la Pouéo : il vient de ce que la pente moyenne est plus faible que celle des autres affluents. Mais la différence n'est peut-être pas aussi grande avec la Douencheur.

Ce type d'approche doit être considéré avec prudence. On peut en déduire que la crue de la Téné se produit en premier. Après le Téné, il semble qu'il y ait des risques de concomitance entre les crues des autres bassins. Mais on ne peut rien affirmer.

Le débit de la rivière Néra après les confluences des affluents précédents est donc difficile à apprécier. La méthode de transposition donne les résultats suivants qui n'ont qu'une valeur indicative.

Période de retour	2	5	10	20	100
Débit Néra (m ³ /s)	1700	3300	4100	5600	9100

2.3

MODELISATION HYDRAULIQUE

Les écoulements des rivières ont été modélisés de la façon suivante :

- . La Néra : de la baie jusqu'à la confluence avec Ari ;
- . La Boguen de la confluence jusqu'au profil S5 (un peu en amont du lieu-dit Trazegnie) ;
- . L'Ari ;
- . La Douencheur : de la confluence au profil P16 ;
- . La Pouéo : de la confluence au profil T5.

Les figures 4 et 5 présentent la situation des profils en travers utilisés. La modélisation prend en compte le lit mineur et le lit majeur des cours d'eau. Les coefficients de Strickler ont été évalués à la suite de la visite de terrain effectuée par le Chargé d'Etudes et à l'aide des photographies aériennes disponibles. Les valeurs suivantes ont été retenues :

Cours d'eau	Lit mineur	Lit majeur
Néra	28	. 14 à 16 en terrain dégagé . 8 à 10 en terrain boisé
Ari	25	. 14 en terrain dégagé . 8 en terrain boisé
Douencheur	22	. 14 en terrain dégagé . 8 à 10 en terrain boisé
Boguen	28	. 16 en terrain dégagé . 10 en terrain boisé
Pouéo	25	. 14 en terrain dégagé

A l'aval, la rivière Néra se divise en deux bras. Les deux bras ont été réunis en capacité sur le modèle. Pour les forts débits (en pratique au-dessus de $2300 \text{ m}^3/\text{s}$), on a considéré que le bras secondaire (bras de droite) pouvait déboucher aussi dans la baie en rompant le banc de sable qui le bouche en temps normal. Le débit susceptible d'être évacué de la sorte a été estimé dans chaque cas de calcul compte tenu des dimensions du débouché et de la pente de la ligne de charge au débouché.

Les cours d'eau étudiés sont caractérisés par l'existence de nombreux méandres. En crue débordante, la distance parcourue par l'écoulement en lit mineur et en lit majeur est très différente. On a tenu compte de ce phénomène en pondérant les coefficients de Strickler du lit majeur.

2.4

CALAGE DU MODELE

On ne dispose pour caler le modèle que de quelques laisses de crue du cyclone Gyan levées récemment. Mais on ne dispose d'aucune information concernant le débit des cours d'eau. Il ne s'agit donc pas ici d'un véritable calage mais plutôt d'une estimation des débits qui conduisent à obtenir les laisses de crue levées.

Un calage approximatif a ainsi été obtenu pour le cyclone Gyan avec la répartition suivante de débits :

Néra	_____	$2700 \text{ m}^3/\text{s}^*$
Boguen	_____	$1900 \text{ m}^3/\text{s}$
Ari	_____	$800 \text{ m}^3/\text{s}$
Douencheur	_____	$450 \text{ m}^3/\text{s}$
Pouéo	_____	$350 \text{ m}^3/\text{s}$

En réalité, cette répartition a sans cesse varié au cours de la crue.

La figure 6 présente le profil en long des rivières Néra, Ari et Douencheur pour la ligne d'eau de Gyan reconstituée.

A l'aval, on a admis une cote 1,6 NGNC de la mer dans la baie.

Les tableaux ci-après présentent les résultats de calcul obtenus :

* (dont $300 \text{ m}^3/\text{s}$ par le banc de sable rompu)

Rivières Néra, Ari, Douencheur

POINT	PK (Km)	DEBIT	NIVEAU	VITESSE	CHARGE	LAISSES DE CRUE
P16	0.000	450.00	13.08	1.21	13.16	
P15	0.445	450.00	12.53	1.64	12.67	
P14	1.645	450.00	11.01	1.13	11.07	
P13	2.185	450.00	10.43	1.53	10.55	→ 10.60
P12	2.525	450.00	9.89	1.26	9.97	
P11	3.425	450.00	9.04	1.04	9.10	→ 9.20
P10	4.005	450.00	8.66	0.89	8.70	
P9	4.595	450.00	8.40	0.88	8.44	
P8	5.135	450.00	8.28	0.51	8.29	
P7	6.125	450.00	8.15	0.56	8.16	
P5	6.715	800.00	8.04	1.06	8.10	
P4	7.085	800.00	7.99	0.64	8.01	→ 7.85
P3	7.335	800.00	7.96	0.66	7.98	
P2	7.605	800.00	7.94	0.41	7.95	
P1	8.060	800.00	7.92	0.44	7.93	
PA	8.620	800.00	7.89	0.54	7.90	
P	8.720	2700.00	7.85	0.93	7.90	
RT1	9.240	2700.00	7.74	1.20	7.81	
B	9.870	2700.00	7.63	0.98	7.67	
B1	10.270	2700.00	7.56	0.98	7.61	
B2	10.645	2700.00	7.35	1.75	7.51	
C	10.970	2700.00	6.99	2.62	7.34	
D	11.345	2700.00	6.62	2.94	7.06	
D1	11.670	2700.00	6.54	1.89	6.73	
E	12.045	2700.00	5.93	3.30	6.49	→ 6.70
F	12.995	2700.00	5.39	2.22	5.64	→ 5.60
F1	13.745	2700.00	4.75	2.79	5.15	
G	14.120	2700.00	4.69	1.59	4.82	→ 4.50
H	15.020	2700.00	4.24	1.88	4.42	
L1	15.795	2700.00	3.51	2.39	3.80	
L2	16.445	2400.00	2.93	1.81	3.09	
L3	17.095	2400.00	2.57	1.62	2.71	→ 2.30
L4	17.620	2400.00	1.78	2.85	2.19	
BAIE	18.000	2400.00	1.60	0.43	1.61	

Rivière Boguen

POINT	PK (Km)	DEBIT	NIVEAU	VITESSE	CHARGE
S5	0.000	1900.00	8.78	1.78	8.94
S4	0.520	1900.00	8.45	1.49	8.56
S3	0.910	1900.00	8.27	1.21	8.35
S2	1.335	1900.00	8.09	1.48	8.20
S1	1.720	1900.00	7.98	1.23	8.06
A	2.120	1900.00	7.89	0.93	7.93
S0	2.340	1900.00	7.85	0.79	7.88

En ce qui concerne la rivière Boguen, on dispose de deux laisses de crue dont une paraît trop élevée et n'a pas été retenue. L'autre, située en amont immédiat du modèle correspond bien aux valeurs trouvées.

On remarque qu'au droit de Bourail, le niveau d'eau est voisin de la cote +8 NGNC et que la pente d'eau est très faible ($< 0,1 \%$) entre les profils P en aval et P5 en amont : on observe l'établissement d'un plan d'eau, ce qui est confirmé par les habitants. A l'aval du plan d'eau, on a par contre une forte pente qui correspond à l'écoulement de la Néra dans le goulet qui la conduit vers la plaine côtière évasée.

On ne dispose pas de laisses de crue pour caler la rivière Pouéo.

2.5

ETUDE DE L'ETAT ACTUEL

Pour pouvoir comparer les résultats entre l'état actuel et des états aménagés, c'est-à-dire déterminer l'influence de divers aménagements, on s'est fixé une certaine répartition des débits entre les divers affluents. Il est certain qu'une infinité de répartition est a priori possible selon les aléas des intensités et des déplacements des cyclones. Dans cette étude, on a considéré le cas défavorable pour Bourail où la Douencheur fournissait un débit relativement fort par rapport aux autres affluents, compte tenu de la taille de son bassin versant.

On a raisonné de la façon suivante : soit S la superficie totale du bassin de la Néra à la confluence Ari-Boguen, soit S_1 , S_2 les superficies respectives des bassins des rivières Ari et Douencheur :

S	_____	530 km ²
S_1	_____	175 km ²
S_2	_____	104 km ²

$$\left(\frac{S_1}{S}\right)^{0,8} \approx 0,5 \qquad \left(\frac{S_2}{S_1}\right)^{0,8} \approx 0,6$$

Si Q est le débit de pointe observé sur la rivière Néra, la rivière Ari peut fournir au plus le débit de pointe $Q_1 = 0,5 Q$.

De même, la rivière Douencheur peut contribuer à Q_1 au plus dans le rapport de 60 %. On obtient donc en privilégiant une répartition des débits avec de forts apports de la Douencheur :

Q(Ari)	_____	0,5 Q
Q(Boguen)	_____	0,5 Q
Q(Douencheur)	_____	0,3 Q
Q(Pouéo)	_____	0,2 Q

On considère de plus que 12 % environ du débit Q, pour $Q > 2300 \text{ m}^3/\text{s}$, sont dérivés par le bras droit de la Néra après rupture du banc de sable.

Les calculs ont été menés, selon la répartition théorique précédente, pour un ensemble de valeurs du débit Q. Les aménagements ont par la suite été testés avec ces mêmes valeurs. Le tableau ci-joint donne les valeurs des débits retenus et leur répartition entre les divers affluents.

En ce qui concerne les cotes aval, on s'est fixé des valeurs réalistes sachant que le niveau varie sans arrêt en fonction de la marée.

En pratique, pour les débits faibles et moyens ($Q < 1250 \text{ m}^3/\text{s}$), on a retenu le niveau moyen +0,10 NGNC. Pour les débits plus élevés, on a considéré des niveaux hauts compte tenu des surélévations météorologiques en période de dépression cyclonique et de la surélévation provoquée par l'apport d'eau de la rivière aux voisinages du débouché.

Les calculs commencent en un point fictif situé dans la baie à l'aval immédiat du débouché.

Bien qu'il soit difficile d'apprécier le débit susceptible d'être évacué par le bras droit de la Néra, après rupture du banc de sable, il est cependant certain que cette décharge ne peut qu'améliorer les niveaux amont. Il est conseillé de favoriser l'ouverture du banc dès qu'une crue paraît importante.

09-10-1986 - 09:57:11

Programme ECOPERM - Modèle NERA1

NERA ETAT NATUREL

CONDITIONS AUX LIMITES . Point aval BAIE

DEBIT	NIVEAU
10.00	0.100
50.00	0.100
100.00	0.100
200.00	0.100
350.00	0.100
650.00	0.100
1000.00	0.100
1250.00	0.100
1500.00	1.000
2000.00	1.000
2300.00	1.600
2400.00	1.600
3050.00	1.600
4400.00	2.000
8800.00	2.500

DEBIT INTRODUIT AU POINT L2

0.00
0.00
0.00
0.00
0.00
0.00
0.00
0.00
0.00
0.00
-200.00
-300.00
-450.00
-600.00
-1200.00

DEBIT INTRODUIT AU POINT P5

2.00
10.00
20.00
40.00
70.00
130.00
200.00
250.00
300.00
400.00
500.00
540.00
700.00
1000.00
2000.00

DEBIT INTRODUIT AU POINT P

5.00
25.00
50.00
100.00
175.00
325.00
500.00
625.00
750.00
1000.00
1250.00
1350.00
1750.00
2500.00
5000.00

2.6. ETUDE DU BARRAGE ANTISEL

2.6.1 ETUDE HYDRAULIQUE

Un ouvrage de barrage de cours d'eau induit un certain nombre d'impacts négatifs qu'il convient de minimiser compte tenu des contraintes existantes.

On distingue :

- . l'impact hydraulique local au droit de l'ouvrage,
- . l'impact sédimentologique sur l'évolution du transport solide et des fonds du cours d'eau,
- . l'impact hydraulique à l'amont de l'ouvrage dû au remous créé par la surélévation de niveau.

Le calage en crête de l'ouvrage est imposé par les conditions de marée et la vocation antisel du barrage : 1,10 NGNC. Plusieurs types d'ouvrage ont été envisagés :

- . seuil fixe d'une longueur déversante de 131 m situé au droit de la section H. C'est la longueur minimale possible sur le cours aval de la Néra ;
- . seuil fixe d'une longueur déversante supérieure à la précédente soit par la réalisation d'un ouvrage biais, soit par le déplacement de l'ouvrage vers l'aval où le cours d'eau est le plus large ;
- . seuil fixe avec vannage mobile au droit de la section H.

2.6.1.1 Etude hydraulique au droit de l'ouvrage

L'ouvrage le plus simple et le plus économique est un seuil de 131 m de longueur déversante à la cote 1,10 NGNC situé au droit du profil H (figure 5).

La figure 7 présente les lois de fonctionnement hydraulique amont et aval de l'ouvrage.

Dans l'état naturel actuel le débordement dans la section H est observé à la cote 1,50 NGNC pour un débit de 480 m³/s. La présence du seuil provoquera le débordement pour un débit de l'ordre de 60 m³/s. La fréquence de débordement dans la section du seuil sera donc considérablement augmentée.

A 100 m³/s, la chute entre l'amont et l'aval du seuil sera de 1,30 m environ à mi-marée (niveau 0,10 NGNC) et pourra atteindre 1,80 m à basse mer.

Les débits compris entre $60 \text{ m}^3/\text{s}$ et $350 \text{ m}^3/\text{s}$ sont les plus dangereux pour la stabilité de l'ouvrage. L'érosion des berges constatée sur d'autres barrages antisel réalisés sur le Territoire témoignent de ce phénomène causé par les petites crues fréquentes.

Pour les débits inférieurs à $60 \text{ m}^3/\text{s}$, l'écoulement s'effectue sur le seuil sans débordement, pour les débits supérieurs à $350 \text{ m}^3/\text{s}$ la chute est faible. Le seuil est noyé vers $800 \text{ m}^3/\text{s}$.

Pour diminuer la fréquence des débordements et la hauteur de chute, c'est-à-dire pour améliorer le fonctionnement hydraulique de l'ouvrage et diminuer les attaques que subissent les berges de l'ouvrage, il faut abaisser la loi hauteur-débit amont du seuil. Deux solutions sont possibles :

- . augmenter la longueur déversante,
- . inclure dans le seuil un vannage escamotable en crue.

La première solution ne donne pas de résultats satisfaisants. La charge sur le seuil à la limite du débordement est faible et le débit par mètre linéaire d'ouvrage peu important : le gain est donc très limité. Par exemple, le déplacement du barrage de 200 m vers l'aval permettrait de disposer de 225 m de longueur déversante. Dans ces conditions, le débordement aurait lieu à $95 \text{ m}^3/\text{s}$, au lieu de $60 \text{ m}^3/\text{s}$ pour une longueur de 131 m, alors que la capacité naturelle est de $480 \text{ m}^3/\text{s}$. Les protections de berge devraient donc être aussi lourdes pour le seuil de 225 m que pour celui de 131 m.

La seconde solution est par contre très intéressante :

- . un vannage de 20 m porterait à $350 \text{ m}^3/\text{s}$ le débit à la limite de débordement,
- . un vannage de 25 m porterait à $425 \text{ m}^3/\text{s}$ le débit à la limite de débordement.

Du point de vue du fonctionnement hydraulique local, l'ouvrage techniquement convenable est donc le suivant (dans la section H) :

- . seuil fixe de 106 m de longueur déversante à la cote 1,10 NGNC,
- . vannage escamotable de 25 m de large. La cote de radier serait -1,50 NGNC, compte tenu des fonds existants.

Un tel ouvrage modifie peu la loi hauteur-débit du cours d'eau en crue (surélévation d'environ 0,15 m à $480 \text{ m}^3/\text{s}$, capacité actuelle du cours d'eau). Il sera donc peu sollicité.

2.6.1.2 Impact de l'ouvrage sur la sédimentation

Un ouvrage de barrage de cours d'eau modifie la loi de transport solide naturelle. Dans le cas de la Néra, compte tenu des vitesses observées et de la dimension probable des sédiments de fond, on peut raisonnablement penser que le transport solide généralisé se développe aux alentours des débits de 400 à $500 \text{ m}^3/\text{s}$.

Si pour ces débits l'ouvrage crée une surélévation de niveau amont Δh , la sédimentation observée sera du même ordre de grandeur. Le cours d'eau aura en effet tendance à adapter ses fonds de façon à retrouver la loi hauteur-débit naturelle caractérisant l'équilibre. Le remous solide se propage sans atténuation vers l'amont puisque au fur et à mesure de sa formation il impose une surélévation de la ligne d'eau qui contribue à cette formation : le phénomène est rétroactif et s'entretient lui-même.

Ceci dit la vitesse de progression de cette sédimentation dépend de la quantité des apports solides et de la fréquence des crues. Les crues de $500 \text{ m}^3/\text{s}$ sont fréquentes. On n'a par contre aucune information sur le transport solide. On peut seulement remarquer :

- . que le bassin de la Néra est végétalisé mais que les sols de la Nouvelle-Calédonie semblent facilement sujets à l'érosion superficielle ;
- . qu'il n'existe pas sur le bassin d'extraction minière, ni de dépôts d'anciens bassin stériles.

Le phénomène de sédimentation évoqué ne devrait donc pas être rapide mais pourrait être observé au bout d'une période de 15 à 20 ans pour un Δh de l'ordre de 0,50 m. Il ne s'agit ici que d'un ordre de grandeur possible.

Compte tenu des observations précédentes, il convient donc de minimiser la valeur de Δh .

De ce point de vue il apparaît que le seuil fixe de 131 m conduit pour un débit de $480 \text{ m}^3/\text{s}$, capacité naturelle du lit mineur, à un remous de 0,70 m environ. Cette valeur élevée indique qu'un tel ouvrage n'assure pas un bon fonctionnement du régime sédimentologique du cours d'eau.

A terme, une sédimentation générale des fonds de l'ordre de 0,50 m jusqu'à Bourail est à craindre. Cette remarque vaut d'ailleurs pour les autres barrages antisel de Nouvelle-Calédonie qui fonctionnent dans les mêmes conditions que le seuil fixe de 131 m. Pour remédier à ce problème dont les conséquences sur les niveaux de crue sont importantes, trois solutions sont envisageables :

- . choisir un ouvrage créant un faible Δh (cas du seuil doublé d'un vannage escamotable),
- . se résoudre à effectuer des dragages à long terme d'ici peut-être une quinzaine d'années.
- . réaliser des aménagements compensateurs en amont du seuil permettant d'abaisser les lignes d'eau de crue.

La meilleure solution est évidemment la première puisqu'elle induit une surélévation de niveau faible et permet un passage préférentiel pour les sédiments.

Ainsi l'ouvrage constitué d'un seuil et d'un vannage mobile s'avère techniquement préférable sous le double point de vue :

- . du fonctionnement hydraulique,
- . du fonctionnement sédimentologique.

La seconde solution est envisageable mais moins satisfaisante car elle hypothèque l'avenir : les coûts des dragages laissent penser que cette opération ne sera jamais effectuée.

La dernière solution est étudiée dans la suite de l'étude. Il faut alors prendre conscience que les mesures compensatoires proposées auront un effet d'amélioration des écoulements des crues actuelles qui s'atténuera peu à peu du fait de la sédimentation en amont du seuil.

2.6.1.3 Impact hydraulique de l'ouvrage en amont du barrage (hors problème de sédimentation)

Si l'impact hydraulique du seuil fixe de 131 m est localement important, le remous créé s'amortit par contre très rapidement. Le tableau ci-dessous présente les remous pour divers débits aux trois sections F1, B et P1 (au droit de Bourail).

Q (m ³ /s)	Remous par rapport à l'état actuel (m)		
	F1	B	P1
10	1,13	0,96	0,82
50	1,27	0,56	0,38
100	1,21	0,35	0,19
200	1,21	0,18	0,08
350	0,66	0,10	0,03
650	0,26	0,06	0,01
1000	0,07	0,02	0
1250	0,04	0	0
1500	0,04	0	0
2000	0,03	0	0

La zone comprise entre le seuil et la section F1 sera inondée plus souvent qu'auparavant. Par exemple dans la section G les débordements ont lieu dans l'état naturel à 650 m³/s et avec le seuil dès 400 m³/s. En amont de F1 il n'y aura pas de perturbation notable sauf localement en certaines zones basses où on pourra observer quelques débordements plus fréquents comme en B où le débordement sera observé à 200 m³/s au lieu de 240 m³/s en l'état actuel. En amont de B, il n'y aura aucun impact sur les débordements.

Les calculs précédents sont effectués dans l'état actuel des fonds, c'est-à-dire sans tenir compte d'une éventuelle sédimentation à long terme (cf. 2.6.1.2).

2.6.1.4 Conclusion

En conclusion de cette étude hydraulique, il ressort que le type d'ouvrage approprié au barrage antisel des eaux remontant la rivière Néra serait situé dans la section H est composé :

- . d'un seuil fixe de 106 m de longueur déversante à la cote 1,1 NGNC,
- . d'un vannage mobile de 25 m dont le radier serait calé à la cote -1,50 NGNC (volet automatique).

Ce type de solution est très probablement le mieux adapté à la plupart des rivières de Nouvelle-Calédonie chaque fois que le terrain naturel du lit majeur est peu élevé au-dessus du niveau de pleine mer.

Si pour des raisons économiques, un ouvrage fixe (seuil de 131 m) est choisi de préférence par le SARH, il faut retenir que cette solution a les inconvénients suivants :

- . sollicitations des berges de l'ouvrage importantes et fréquentes,
- . sédimentation régressive du lit à terme de l'ordre de 0,50 m à 0,70 m en amont de l'ouvrage qui devra être compensée par des dragages ou par des aménagements améliorant les écoulements amont.

2.6.2 DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES

Un ouvrage avec vannage pourrait être réalisé avec un volet automatique s'effaçant en crue ou éventuellement avec des vannes levantes. Dans ce dernier une superstructure est nécessaire.

Un volet automatique paraît plus judicieux. Il devrait être asservi au niveau amont de façon à s'abaisser automatiquement en crue. Dans ce cas, il n'y aurait pas de risque de remontée saline.

Un entretien serait nécessaire pour vérifier le bon fonctionnement de l'ouvrage et sa résistance aux attaques du sel (peintures spéciales).

Dans le cas d'un seuil fixe de 131 m plus probable en raison des contraintes financières, on signale les points suivants qui devraient assurer une bonne tenue de l'ouvrage.

a. Coursier du seuil

Le cas le plus défavorable de fonctionnement est celui où une petite crue survient en période de marée basse : la dénivelée est alors maximale.

La dimension optimale des enrochements est fonction de la pente du coursier. On indique les valeurs suivantes :

. pente 3/1	Pmin : 300 kg	Pmax : 1800 kg	Pmoy : 900 kg
. pente 5/1	Pmin : 150 kg	Pmax : 1000 kg	Pmoy : 450 kg
. pente 10/1	Pmin : 100 kg	Pmax : 800 kg	Pmoy : 300 kg

Il s'agit ici d'enrochements libres posés en deux couches sur une couche de transition. On peut les lier au béton et lisser la crête du seuil de façon à améliorer le coefficient de débit.

Un radier doit prolonger en pied le coursier sur une longueur de 6 mètres.

b. Berges

Les enrochements des berges doivent être aussi gros que ceux constituant le seuil sur toute la longueur de l'ouvrage et posés sur une épaisseur d'environ $2D_{50}$.

Cette double couche doit reposer sur une couche de transition, ou sur du non-tissé, si les matériaux de transition ne sont pas disponibles, en veillant à ne pas le perforer à la pose : une couche de galets pourrait être interposée entre le non-tissé et les enrochements pour empêcher les risques de poinçonnement. Le terrain des rives devrait être, par ailleurs, végétalisé pour minimiser les risques d'érosion.

Pour soulager le travail des berges au voisinage immédiat de l'ouvrage on conseille de monter les bajoyers du seuil, sur toute la longueur du seuil, à une cote d'environ 3,00 NGNC (le TN est à 1,50 NGNC). Les bajoyers pourraient être avantageusement poursuivis vers l'amont et vers l'aval par des merlons en terre à la cote 3,00 NGNC sur une vingtaine de mètres. Les berges des merlons aval, côté rivière, pourront être protégées par des enrochements plus petits que ceux imposés au droit de l'ouvrage. On veillera à protéger par des enrochements, par contre assez gros, les musoirs des merlons aval : ils auront en effet à souffrir de l'attaque des courants de retour vers le lit mineur.

c. Autres contraintes

Les cartes disponibles font apparaître la présence d'une dépression en rive gauche de l'ouvrage qui débouche en aval du barrage et remonte à son niveau, voire plus en amont. Il conviendra de vérifier sur le terrain l'existence de cette dépression. Si elle est notable, elle représente un risque de contournement de l'ouvrage en crue par érosion régressive depuis le point de retour des eaux au cours d'eau principal. Une protection de la zone de retour devrait alors être mise en place.

2.7 ETUDE D'AMENAGEMENTS PERMETTANT DE DIMINUER LA FREQUENCE DES
SUBMERSIONS DES TERRES DANS LA PLAINE DE BOURAIL

2.7.1 PRINCIPES D'AMENAGEMENT

Le tracé de la ligne d'eau de la crue du cyclone Gyan met en valeur la rupture de pente qui existe entre la plaine de Bourail (pente très faible) et le goulet qui conduit la rivière Néra vers la baie (pente forte).

Ce phénomène conduit à penser que la capacité de la rivière Néra pourrait être améliorée avec profit pour l'amont, dans la zone du goulet là où le lit majeur est le plus restreint.

L'observation d'une carte topographique montre que la partie amont du goulet est la plus resserrée (entre les profils B2 et E). De plus, le lit mineur dans cette zone ne présente pas une section importante par rapport à l'aval. En conséquence, une première mesure à tester est un accroissement de section du lit mineur de la rivière Néra sur le tronçon défini ci-dessous.

Par ailleurs, l'examen de la topographie de la plaine de Bourail et la reconnaissance de terrain révèlent la présence de deux anciens bras qui pourraient être réutilisés et augmentés en capacité :

- . Un ancien bras de la rivière Boguen, utilisé actuellement en crue, qui relie le profil S2 de la Boguen au profil B2 sur le Néra, en rive gauche de ces cours d'eau, en longeant le pied des collines ;
- . Un ancien bras de la rivière Ari qui relie le profil P1 sur la rivière Ari au profil B sur la rivière Néra, en rive droite de ces cours d'eau, en passant au pied de Bourail. L'amorce du chenal existe en aval : c'est l'ancien débarcadère des chalands.

Enfin, la reconnaissance de terrain permet de remarquer que la rivière Douencheur est dans un très mauvais état. La végétation couvre ses berges et envahit le lit mineur gênant considérablement l'écoulement. La rivière méandre beaucoup et des coupures de boucles permettraient de gagner localement de la pente.

En conclusion, on a testé les aménagements suivants en considérant que le barrage antisel était implanté sur la Néra aval :

- . Elargissements de 30 m et de 50 m de la rivière Néra entre les profils D1 et B2 ;
- . Elargissement de 50 m de la rivière Néra entre les profils D1 et B2 associé à la dérivation de la rivière Ari entre les profils P1 et B (chenal de 20 m) ;

- . Elargissement de 50 m de la rivière Néra entre les profils D1 et B2 associé à la dérivation de la rivière Boguen entre les profils S2 et B2 (chenal de 20 m) ;
- . Elargissement de 50 m de la rivière Néra entre les profils D1 et B2 associé aux deux dérivations évoquées précédemment des rivières Ari et Boguen ;
- . Elargissement de 50 m de la rivière Néra entre les profils D1 et B2 associé à la dérivation de la rivière Ari entre les profils P1 et B (chenal de 20 m) et nettoyage systématique des berges de la rivière Douencheur.

2.7.2 ELARGISSEMENT DE LA RIVIERE NERA ENTRE LES PROFILS B2 ET D1

Deux dimensions d'élargissement ont été testées successivement 30 m et 50 m.

L'élargissement concerne la rive droite de la rivière Néra entre le profil B2 à l'amont et 200 m à l'aval du profil D1.

Le fond en est fixé à la cote -1,8 à -2,0 NGNC. Les volumes de déblai mis en jeu sont de l'ordre de 100 000 m³ pour un élargissement de 30 m, et 170 000 m³ pour un élargissement de 50 m.

Le tableau ci-dessous présente les gains obtenus par rapport à l'état naturel avec ces deux élargissements, pour les divers débits, compte tenu de la présence du barrage antisel, et aux deux sections de référence suivantes : P3 (au droit de Bourail) et P8 sur la rivière Douencheur (à l'amont immédiat d'une zone habitée).

IMPACT SUR LES NIVEAUX DU AU BARRAGE ANTISEL ET A L'ELARGISSEMENT DE LA RIVIERE NERA				
Débit (m ³ /s)	Δ H profil P3		Δ H profil P8	
	L = 30 m	L = 50 m	L = 30 m	L = 50 m
10	+0,69	+0,69	0,00	0,00
50	+0,25	+0,25	0,00	0,00
100	+0,12	+0,11	0,00	0,00
200	+0,03	+0,02	0,00	0,00
350	+0,01	+0,00	0,00	0,00
650	-0,01	-0,02	0,00	0,00
1000	-0,08	-0,14	-0,01	-0,02
1250	-0,11	-0,18	-0,02	-0,03
1500	-0,13	-0,23	-0,03	-0,05
2000	-0,18	-0,31	-0,07	-0,11
2500	-0,20	-0,36	-0,10	-0,17
2700	-0,21	-0,37	-0,11	-0,19
3500	-0,22	-0,42	-0,14	-0,26
5000	-0,24	-0,47	-0,18	-0,34
10000	-0,26	-0,57	-0,22	-0,46

Le signe + correspond à une surélévation (effet du barrage antisel)
Le signe - correspond à un abaissement.

On observe que pour un cyclone type Gyan, l'amélioration de l'élargissement à 50 m au droit de Bourail est de l'ordre de 0,40 m. Pour les crues moyennes (1000 à 1500 m³/s), l'abaissement est de 0,15 à 0,25 m. Pour les petites crues (500 à 1000 m³/s), l'amélioration n'est pas sensible.

L'élargissement de 50 m est beaucoup plus intéressant que celui de 30 m. Il a été retenu par le SARH.

Du point de vue de la protection de Bourail, cette mesure paraît très bénéfique. Cependant, du point de vue agricole, les petites crues seront aussi débordantes dans la plaine de Bourail que dans l'état actuel.

On a donc cherché des mesures complémentaires permettant d'améliorer le passage des petites crues en agissant en amont directement sur les affluents Ari ou Boguen.

Signalons par ailleurs qu'on a étudié l'impact d'un nettoyage du lit majeur (associé à l'élargissement de 50 m précédent) entre les profils E et El correspondant à l'enlèvement de la zone boisée qui encombre le lit majeur rive gauche. Cette mesure n'a pas apporté d'amélioration intéressante tout en représentant un travail important. Elle a donc été abandonnée.

2.7.3 DERIVATION DE LA RIVIERE ARI ENTRE LES PROFILS P1 ET B

On teste l'effet d'un chenal de dérivation entre la rivière Ari (profil P1) et la rivière Néra (profil B). Ce chenal emprunte à l'aval un bras en cul-de-sac de la Néra où les chalands venaient accoster.

Plusieurs possibilités ont été testées :

- . Chenal de 20 m entre P1 et B avec conservation du lit actuel ;
- . Chenal de 20 m entre P1 et B sans conservation du lit actuel ;
- . Chenal de 30 m entre P1 et B sans conservation du lit actuel ;
- . Chenal de 35 m entre P1 et B sans conservation du lit actuel.

Le tableau suivant donne les résultats obtenus en terme de gain par rapport à l'état actuel (en mètres).

Débit total Néra (m ³ /s)	Chenal 20 m + lit actuel		Chenal 20 m seul		Chenal 30 m seul		Chenal 35 m seul	
	P3	P8	P3	P8	P3	P8	P3	P8
100	-0,18	0,00						
200	-0,33	-0,02						
350	-0,44	-0,06						
650	-0,32	-0,02	-0,04	0	-0,22	-0,02	-0,28	-0,02
1500	-0,41	-0,08	-0,22	-0,05	-0,31	-0,06	-0,35	-0,07
2700	-0,49	-0,24	-0,35	-0,18	-0,41	-0,21	-0,44	-0,22
5000	-0,54	-0,39	-0,42	-0,31	-0,47	-0,34	-0,49	-0,35

On remarque que la solution la plus intéressante reste le chenal de 20 m avec conservation du lit ancien. Si on veut supprimer l'ancien lit, il faut alors un chenal d'au moins 35 m pour obtenir un abaissement de niveau comparable aux petites crues.

La dérivation de la rivière Ari vers la rivière Néra permet d'améliorer l'effet de l'élargissement de la rivière Néra en baissant les niveaux dans la zone des petites crues (effet maximal vers 350 m³/s) où l'élargissement n'avait pratiquement aucun effet. Il y a ainsi complémentarité entre les deux aménagements.

Si la solution avec canal de décharge de 20 m à la base et conservation du lit ancien est retenue, on aurait, dans les conditions de débits choisies pour l'étude, la répartition suivante approximative des débits entre les deux bras :

Débit total Néra (m ³ /s)	Débit total Ari (m ³ /s)	Débit* Canal 20 m (m ³ /s)	Vitesse Canal 20 m (m/s)	Débit lit mineur actuel + lit majeur (m ³ /s)	Cote amont (P1)	Cote aval (B)
10	5	3	0,10	2	1,24	1,23
50	25	18	0,30	7	1,61	1,57
100	50	38	0,55	12	2,0	1,89
200	100	80	0,90	20	2,66	2,43
350	175	140	1,30	35	3,31	2,94
650	325	250	1,70	75	4,20	3,67
1500	750	385	1,90	365	5,77	5,38
2700	1350	550	2,10	800	7,42	7,09

* Calculé par $Q = D \cdot J$

(D : débitance, J : pente de la ligne de charge entre P1 et B).

On suggère à l'issue de cette étude de réaliser un canal entre les profils P1 et B passant par la zone basse actuelle (ancien bras) de 20 m de large à la base, avec des pentes de talus à 2/1. Le fond du canal joindrait les cotes -0,70 à l'amont (P1) à -3,0 à l'aval (B). La hauteur serait de 3,90 m en moyenne. Les talus seraient enherbés et les abords régulièrement nettoyés de la végétation arbustive. La longueur du canal serait de 780 m et le volume de déblai de l'ordre de 85 000 m³.

A long terme, il est probable que le lit actuel se bouchera. Lorsqu'il sera complètement envasé, on pourra alors selon les nécessités économiques locales porter la largeur à la base du canal de 20 à 35 m.

Il faudra protéger par des enrochements la berge amont rive gauche du coude situé au droit de la prise du canal sinon l'érosion de cette berge est à peu près certaine en raison de l'abaissement de la ligne d'eau.

2.7.4 DERIVATION DE LA RIVIERE BOGUEN ENTRE LES PROFILS S2 (BOGUEN) ET B2 (NERA)

Une autre dérivation paraît envisageable dans la plaine de Bourail. Elle joint, en rive droite, les rivières Boguen (profil S2) et Néra (profil B2). Une dépression témoigne de la présence d'un ancien bras.

On a testé l'impact sur les niveaux au droit de Bourail (P3) et un peu en amont (P8) de la création d'un chenal de décharge de 20 m de large à la base entre S2 et B2. La rivière Boguen dont le débit est probablement, en général, plus élevé que celui de la rivière Ari conditionne en effet les niveaux dans ce cours d'eau.

On a obtenu, en comparant par rapport à l'état actuel, les améliorations suivantes (en supposant réalisé le seuil de 131 m et l'élargissement de 50 m sur la Néra) :

Q (m ³ /s)	ΔH P3 (m)	ΔH P8 (m)
650	-0,25	-0,02
1500	-0,43	-0,08
2700	-0,52	-0,25
5000	-0,61	-0,43

On observe qu'on obtient des améliorations à peu près équivalentes à celles fournies par la dérivation de la rivière Ari.

Mais, les volumes de déblai en jeu dans cette solution sont plus importants, au moins 150 000 m³ en tenant compte de la dépression existante (longueur totale de chenal : 1640 m).

Il faudrait par ailleurs prévoir un seuil d'entonnement amont assez large dont le but serait de laisser passer les eaux des crues de faible importance dans le lit actuel et de ne permettre une décharge que pour les fortes crues. Le lit actuel a en effet une très grande capacité qu'il faut surtout éviter de réduire par des dépôts qui seraient inévitables si le débit était dérivé en trop grande proportion et trop souvent par le canal de décharge.

Signalons que la capacité de la rivière Boguen est importante en comparaison de celle des rivières Douencheur et Ari. Une petite crue localisée sur le bassin de la Boguen sera non débordante (jusqu'à 350 m³/s environ). Mais une faible crue localisée sur le bassin de la Douencheur devrait déborder très facilement.

En conclusion des observations précédentes, la réalisation d'un chenal Ari-Néra serait à retenir de préférence à la réalisation d'un chenal Boguen-Néra comme une des possibilités intéressantes de réduction des niveaux de crue.

2.7.5 DERIVATION CONJOINTE DES RIVIERES ARI ET BOGUEN

On a étudié l'effet conjoint des dérivations envisagées précédemment pour voir si leurs effets étaient susceptibles de se cumuler de façon positive.

On a obtenu les résultats suivants en comparaison de l'état naturel actuel (l'aménagement prend en compte le barrage antisel et l'élargissement de la rivière Néra) :

Débit (m ³ /s)	ΔH P3 (m)	ΔH P8 (m)
650	-0,49	-0,03
1500	-0,57	-0,10
2700	-0,61	-0,29
5000	-0,64	-0,46

On constate au niveau de P3 une amélioration sensible pour les crues moyennes : l'abaissement par rapport à l'état naturel est de -0,32 m avec le chenal Ari (et la conservation du lit actuel de l'Ari), et de -0,49 m avec les deux chenaux de décharge des rivières Ari et Boguen (dont les lits actuels sont conservés) pour la crue de 650 m³/s. L'abaissement est moins intéressant pour les fortes crues. L'avantage obtenu est cependant moins satisfaisant si on regarde les travaux de déblai nécessaires : en effet, à 650 m³/s, le gain au niveau P3 est de 50 % environ pour un accroissement des déblais de 175 % par rapport à la solution d'un chenal unique Ari-Néra.

Enfin, au niveau du profil P8, il y a peu de différence avec les solutions précédemment étudiées.

2.7.6 EFFET D'UN NETTOYAGE DE LA RIVIERE DOUENCHEUR

La rivière Douencheur est dans un mauvais état d'entretien alors que la rivière Boguen présente un lit mineur assez dégagé.

Les berges de la rivière Douencheur sont très végétalisées, des arbres sont penchés sur le fil de l'eau et, parfois, tombent formant barrage. Le lit est par ailleurs très sinueux.

Comme ce cours d'eau a une faible capacité, il a paru intéressant de tester l'effet d'un nettoyage systématique du cours d'eau.

Le coefficient de Strickler du lit mineur estimé à 22 dans l'état actuel a été augmenté à 28 dans la modélisation. On suppose que le nettoyage se prolonge sur les zones encombrées de la rivière Ari.

On se place dans le cas d'aménagement comprenant le barrage antisel, l'élargissement à 50 m de la rivière Néra entre les profils B2 et D1 et la réalisation d'un chenal de décharge de 20 m entre les rivières Ari et Néra. On obtient les résultats suivants par rapport à l'état naturel H et par rapport à l'état aménagé sans nettoyage de la Douencheur H' pour les profils P3, P8, P13 et P15 :

Débit (m ³ /s)	ΔH P3	$\Delta H'$ P3	ΔH P8	$\Delta H'$ P8	ΔH P13	$\Delta H'$ P13	ΔH P15	$\Delta H'$ P15
650	-0,32	-0,38	-0,02	-0,22	0	-0,07	0	-0,17
1500	-0,41	-0,44	-0,08	-0,20	0	-0,10	0	-0,17
2700	-0,49	-0,50	-0,24	-0,33	-0,01	-0,11	0	-0,20
5000	-0,54	0,56	-0,39	-0,45	-0,12	-0,22	-0,03	-0,27

On remarque que l'influence des aménagements d'aval (élargissement Néra, chenal Ari) s'atténue rapidement à l'amont de Bourail.

Le nettoyage de la rivière Douencheur a, par contre, un effet très positif à l'amont de Bourail.

2.8

AMENAGEMENTS SUSCEPTIBLES DE LIMITER L'EROSION DES TERRES EN LIT MAJEUR

Une préoccupation du SARH est le risque d'érosion des terrains mis en culture en période de crue débordante.

Des cas d'érosion violente de la couche de terre végétale de surface jusqu'à la semelle de labour ont déjà été observés dans des plaines côtières (rivière Pouembout).

Ce phénomène est classique lorsqu'une crue survient sur des sols limoneux, peu cohésifs en période de labour. Les deux actions que l'on peut conseiller sont les suivantes :

- . Adapter la période de labour avec les périodes de faible risque de crue ;
- . Réaliser des levées de pierres ou de terre compactée de faible hauteur (0,50 m) perpendiculaire aux écoulements de façon à limiter les vitesses d'écoulement près du sol.

Cette dernière mesure peut être efficace mais requiert un aménagement de détail, pratiquement à la parcelle en tenant compte des contraintes topographiques locales. Cette technique a fait ses preuves dans des pays soumis à ce genre de risque comme l'Afrique du Nord.

Il faut dans chaque cas étudier le problème de l'assainissement qui peut être modifié par l'aménagement (ressuyage des eaux de crue vers le cours d'eau). Enfin il faut penser aux sollicitations que peuvent avoir à supporter les levées, surtout leurs têtes côté rivière qui seront éventuellement protégées par des enrochements.

2.9

CONCLUSION CONCERNANT L'AMENAGEMENT

En conclusion on retiendra les points importants suivants :

- . Le barrage antisel prévu sur la rivière Néra sera situé vers le profil en travers H. Il sera calé à la cote 1,1 NGNC. L'ouvrage le mieux adapté est constitué d'un seuil de 106 m de longueur déversante et d'un vannage mobile (volet automatique) de 25 m avec un radier à -1,50 NGNC. Un tel ouvrage ne modifie que très peu la loi hauteur-débit naturelle du cours d'eau limitant au maximum les sollicitations des berges et les risques de sédimentation régressive en amont.

- . Si un tel ouvrage s'avère trop onéreux, un seuil fixe de 131 m de longueur déversante serait envisagé.

Dans ces conditions, des protections de berge très soignées remontant de 1,5 m au-dessus du terrain naturel au droit de l'ouvrage et prolongées de merlons en terre vers l'amont et vers l'aval devraient être réalisées pour assurer une bonne stabilité.

Un tel seuil créera à terme une sédimentation sur le cours d'eau amont pouvant atteindre 0,50 m. La formation de cette sédimentation dépend de la fréquence des crues et du transport solide : la durée du phénomène est une inconnue. Cependant, c'est un risque auquel on peut remédier par des mesures compensatoires prévisionnelles.

- . Pour abaisser les niveaux d'eau en crue dans l'état actuel dans la plaine de Bourail et pour compenser à l'avenir les effets éventuels causés par la sédimentation en amont du barrage antisel, on propose les aménagements suivants :

- Elargissement de 50 m du lit mineur de la rivière Néra entre le profil B2, et 200 m à l'aval du profil D1 (environ 170 000 m³ de déblai). Cet élargissement a un impact très positif sur les fortes crues (abaissement de 0,40 m environ pour la crue du cyclone Gyan), mais n'a pas d'impact sur les petites crues.

- Chenal de décharge de la rivière Ari (profil P1) vers la rivière Néra (profil B) de 20 m de large au plafond, pente de talus à 2/1. Le lit actuel serait conservé. Cet ouvrage a un impact intéressant sur les petites crues et améliore un peu l'effet de l'élargissement de la rivière Néra (abaissement de 0,44 m pour 350 m³/s et de 0,49 m pour une crue type Gyan au droit de Bourail). Le volume de déblai est d'environ 85 000 m³.
- Nettoyage des rivières Douencheur et Ari. Cette mesure a des conséquences positives sur l'amont du cours d'eau dont l'écoulement n'est pas amélioré par les aménagements précédents.

oOo

Chapitre 3

AMENAGEMENT DE DIVERS COURS D'EAU DU TERRITOIRE

3.1 OBJET DE L'ETUDE

Au cours de la mission de phase 1, le SARH a soumis, au Chargé d'Etudes, divers cas de cours d'eau de la côte Ouest du territoire sur lesquels se posent des problèmes hydrauliques ou de transport solide. Il ne s'agit dans ce chapitre que de suggérer des solutions ou des méthodes d'approche.

Les cours d'eau sont les suivants :

- . Rivière La Thi ;
- . Rivière Moindou ;
- . Rivière La Coulée ;
- . Rivière La Foa ;
- . Rivière Mueo ;
- . Rivière Pouembout ;
- . Rivière Kone ;
- . Rivière Koumac ;
- . Rivière Iouanga ;
- . Rivière Voh ;
- . Rivière Doumbéa.

3.2

RIVIERE LA THI

Un seuil latéral en béton a été réalisé sur ce cours d'eau pour dériver les eaux vers une petite vallée adjacente dans le but de limiter les inondations à l'aval.

La rivière La Thi transporte par charriage des sédiments parfois très gros (blocs de 0,80 m de diamètre) qui endommagent le seuil (parement et radier).

Le débit dérivé par le seuil est important car la crête est calée très bas.

Les conséquences de l'ouvrage sur l'équilibre du cours d'eau sont les suivantes :

- . Les dépôts solides se constituent en aval du seuil dans le cours d'eau principal car la capacité de transport a diminué : ces dépôts sont actuellement utilisés pour la construction. S'ils ne sont pas régulièrement extraits, la capacité du cours d'eau aval va diminuer et l'effet du seuil positif s'atténuera peu à peu.
- . La pente du chenal de décharge est plus faible que celle du cours d'eau principal : ce chenal a donc tendance à s'engraver car sa capacité de transport est moindre. Ce phénomène a d'ailleurs été observé dès la première crue avec une sédimentation de près d'un mètre d'épaisseur. La vallée de décharge n'étant pas occupée, cela ne pose pas de problème pour l'instant.

Les problèmes qui se posent au niveau de l'ouvrage sont les suivants :

- . Alimentation très dissymétrique : l'aval est beaucoup plus alimenté que l'amont. Le parement aval est constitué par du rocher en place qui ne souffre pas trop de l'attaque du transport solide ;
- . Endommagement du parement et du radier.

On suggère les actions suivantes :

- . Relever un peu la crête du seuil quand celle-ci sera abîmée, de façon dissymétrique : relèvement plus important à l'aval qu'à l'amont. On régularisera ainsi l'alimentation du seuil et on diminuera un peu le débit dérivé et le passage de gros blocs par-dessus le seuil. On redonnera parallèlement un peu de capacité de transport au cours d'eau principal.

- . Si le radier du seuil souffre trop du choc des blocs, et que sa détérioration risque de nuire à la stabilité d'ensemble du seuil, on conseille de le reconstruire en blocs lourds et très durs (silice) scellés au bitume (béton bitumineux). Cette technique allie résistance à l'abrasion et solidité d'ensemble. Il y a moins de risque de descellement des blocs qu'avec le béton qui se brise. Elle a été éprouvée sur plusieurs aménagements des Alpes françaises soumis à de fortes contraintes (radiers, protection de berges).
- . Entretien du chenal du lit naturel de La Thi à l'aval du seuil : enlèvement des dépôts pour conserver au lit sa capacité.
- . On conseille par ailleurs de suivre l'évolution de la berge rive droite située en amont de la déviation qui est soumise à l'érosion du cours d'eau pour deux raisons :
 - elle est située à l'extrados du coude,
 - les niveaux de crue ont été abaissés et les vitesses augmentées par rapport à l'état naturel depuis la création du seuil : la berge est donc plus sollicitée qu'avant.

3.3

RIVIERE LA COULEE

La rivière La Coulée déborde largement en crue après avoir franchi la route GC2 qui rejoint Nouméa. La GC2 suit le cours d'eau en rive droite sur environ 1 km avant d'obliquer vers Nouméa. Elle est coupée assez régulièrement par les crues. Un lotissement situé en rive gauche de la rivière est aussi soumis à des inondations fréquentes. A l'aval immédiat, la Coulée se jette dans la baie de Morari.

Un chenal de 20 m de large sur 3 m de profondeur a été dragué dans le lit mineur sur 2 km de long environ pour augmenter la capacité du cours d'eau.

La Coulée transporte en suspension des éléments fins qui se déposent dans le lit aval.

Le SARH s'interroge sur les possibilités de limiter les submersions de la route GC2 en rive droite, et du lotissement en rive gauche.

Des améliorations pourraient être cherchées en utilisant les moyens d'action suivants :

- . Relèvement de la route ;
- . Augmentation de la capacité du cours d'eau en réalisant, si cela est possible, un bras de décharge en rive gauche ;

- . Petit endiguement du lotissement (0,50 m à 1 m maximum) pour limiter un peu la fréquence de submersion.

Pour examiner ces diverses solutions, il convient au préalable de disposer d'un certain nombre d'informations :

- . Topographie du lit mineur et majeur dans la zone concernée (de l'amont immédiat du pont sur la GC2 et sur environ 1,5 km vers l'aval, profils tous les 100 m) ;
- . Topographie des routes et des ouvrages de franchissements ;
- . Implantation de quelques échelles de crue pour connaître les niveaux atteints lors des crues courantes (échelles en rive gauche et en rive droite, en amont, en aval, et au milieu de la zone d'étude) ;
- . Implantation d'un limnigraphe à l'amont du pont de la GC2, en dehors de l'influence de la marée, pour estimer le débit des crues et la vitesse de montée des eaux.

Une fois ces données recueillies, les calculs pourront être effectués en utilisant le modèle ECOPERM.

3.4

RIVIERE DUMBEA

La RT1 qui joint Nouméa à l'aéroport de la Tontouta franchit la rivière Dumbéa au niveau du débouché de ce cours d'eau dans la baie de Dumbéa.

Certains riverains pensent que la section de passage du cours d'eau sous la RT1 est insuffisante, ce qui créerait un remous à l'amont.

La SARH s'interroge sur la réalité de ce phénomène et sur son importance éventuelle. Le problème est complexe puisqu'on est en zone de marée. Seule l'observation peut indiquer si l'ouvrage de franchissement crée effectivement des pertes de charge.

On conseille donc :

- . soit d'envoyer sur le terrain, au moment d'une crue, un topographe lever les niveaux d'eau à l'amont et à l'aval de l'ouvrage. Des échelles nivelées pourraient être mises en place qu'il suffirait alors de lire. Des problèmes pratiques d'accès, d'implantation ou de lecture d'échelles peuvent se poser.
- . soit de mettre en place à l'amont et à l'aval de l'ouvrage des limnigraphes enregistreurs, ce qui est une solution plus onéreuse mais susceptible d'apporter de plus nombreuses informations.

S'il s'avère qu'un remous existe au droit de l'ouvrage, il faudrait alors savoir comment il s'atténue vers l'amont et, dans le cas où il est encore notable dans les zones où les riverains se plaignent, comment remédier à la surélévation de niveau.

La propagation du remous vers l'amont ne peut être déterminée que par calcul comparé de l'état naturel et de l'état actuel à l'amont du pont : pour cela, il faut disposer de la topographie (lit mineur et lit majeur) du cours d'eau, ainsi que de la connaissance des débits correspondant aux observations réalisées au droit du pont. Ces débits pourraient être appréciés en première approximation par calage d'une modélisation des écoulements avec le programme ECOPERM (débits ajustés sur les lignes d'eau observées). Des échelles de crue devraient alors être mises en place dans la vallée.

Les remèdes à apporter, s'il y a réellement impact dû au pont, peuvent être de plusieurs sortes :

- . Augmentation de la section de passage sous la RTI (ouvrages de décharge) ;
- . Amélioration des écoulements à l'amont par coupure d'une boucle associée à la création d'un seuil stabilisateur. Ce seuil pourrait peut-être assurer une fonction de barrage antisel mais une étude topographique et hydraulique détaillée serait nécessaire pour dimensionner cet ouvrage de façon qu'il n'aggrave pas les niveaux de crue observés.

3.5

RIVIERE MOINDOU

La rivière Moindou franchit la RTI immédiatement au Nord du village de Moindou. Pour limiter les débordements, le SARH a réalisé un chenal de décharge efficace qui augmente la capacité du cours d'eau au droit du franchissement. L'abaissement de niveau provoqué par cette décharge conduit à des érosions de berge à l'amont de la dérivation par suite de l'augmentation des vitesses créée. Des arbres ont basculé dans le cours d'eau qui ont été enlevés par le SARH. La rivière a ainsi élargi naturellement son lit en amont de la dérivation.

Pour stopper les érosions de berge aux endroits sensibles, le SARH a réalisé des protections en enrochements. Celles-ci sont efficaces à la double condition suivante :

- . Qu'elles soient munies d'un sabot de pied permettant de buter le pied de talus même en cas d'approfondissement du fond du lit (le sabot basculant dans la fosse d'affouillement) ;
- . Qu'elles remontent suffisamment haut de façon à ne pas être contournées. Il semble, au vu de tentatives effectuées, qu'il faille remonter ces protections assez haut.

Si l'érosion remonte trop en amont ou apparaît trop violente (abaissement des fonds et déstabilisation des protections mises en place), il conviendra de réaliser un seuil stabilisateur en enrochements dimensionné et calé de façon à remonter à l'amont les niveaux d'eau de crue à une cote proche de ce qu'ils étaient dans le passé avant création de la dérivation.

Signalons par ailleurs que des épis dans une rivière étroite comme la Moindou ne constituent pas une bonne solution car ils ne peuvent qu'induire une érosion de la berge opposée, difficilement maîtrisable.

3.6 RIVIERE LA FOA

Deux problèmes ont été soulevés sur ce cours d'eau :

- . Dégradation du barrage antisel situé à l'aval du franchissement du cours d'eau par la RT1 ;
- . Diminution de la fréquence de submersion de la RT1.

3.6.1 BARRAGE ANTISEL

Ce barrage souffre des problèmes qu'on a détectés dans l'étude du barrage antisel de la rivière Néra : le barrage entraîne des débordements très fréquents à son amont immédiat. En début et en fin de crue, alors que le niveau aval est bas, il existe une chute importante entre l'amont et l'aval (1 m à 1,50 m). Le seuil du barrage est constitué d'enrochements liés au béton. Il est a priori solide dans la mesure où il est muni d'un radier de pied suffisamment long. Mais la faiblesse provient des berges aval qui sont moins bien protégées : les eaux de débordement retournent à la rivière à l'aval immédiat du barrage en passant sur les berges qui se comportent comme un prolongement du seuil. C'est ainsi que la berge rive droite a été en partie détruite au risque pour le seuil d'être contourné.

Les berges aval des barrages antisel des rivières de Nouvelle-Calédonie doivent donc être tout particulièrement soignées : bidim, couche de transition, enrochements sur une quarantaine de mètres à l'aval de l'ouvrage. L'ouvrage lui-même doit faciliter au mieux le passage de l'eau : crête peu large, chute rapide et lisse.

3.6.2 DIMINUTION DE LA FREQUENCE DES SUBMERSIONS DE LA RT1

Le SARH souhaite diminuer la fréquence de submersion de la RT1 en utilisant éventuellement un bras de décharge. Actuellement, des débordements en crue coupent la circulation sur au moins 500 m en rive gauche du pont sur le cours d'eau.

Une méthodologie d'étude a été soumise par SOGREAH au SARH dans une proposition en date du 2 décembre 1985.

3.7

RIVIERE MUEO

Le bassin versant de la rivière de Muéo est caractérisé par les dépôts importants effectués par la SLN dans le passé à l'amont du bassin. Ces dépôts sont repris par les eaux de ruissellement et engravent le lit mineur du cours d'eau. Le débouché du pont sous la RT1 est presque comblé.

Le lit mineur à l'aval de la RT1 n'existe pratiquement plus et sa section à l'amont de la RT1 est très réduite par l'engravement. La route est coupée par les débordements en crue.

Le SARH souhaiterait pouvoir utiliser la plaine du cours d'eau, en amont de la RT1, pour piéger le transport solide et améliorer l'écoulement à l'aval de la RT1 vers la mer.

Le principe de résolution d'un problème qui met en jeu une telle quantité de sédiments ne peut être qu'assez lourd.

On préconise la réalisation de grandes digues en terre (épis) insubmersibles barrant la plaine d'écoulement, construites par paire l'une en face. Le passage à laisser au cours d'eau entre les épis est délicat à choisir et demande une réflexion approfondie après étude des débits. Les têtes d'épis doivent être fortement protégées : ce sont les seules parties de l'ouvrage qui travaillent, mais les attaques du courant y sont très fortes (grandes vitesses locales). La protection est réalisée en gros enrochements avec un sabot de pied profond.

Peu à peu les dépôts s'accumulent derrière les épis. Quand le terrain remonte nettement derrière les épis, on construit une deuxième paire d'épis plus en amont, et ainsi de suite en remontant d'aval vers l'amont.

Généralement, ce type de phénomène étant difficile à apprécier et à contrôler, SOGREAH réalise des études en modèle réduit pour optimiser les ouvrages.

Il conviendrait, dans un premier temps, d'installer des échelles de crue en divers points proches et éloignés du lit mineur pour apprécier les hauteurs d'eau observables en crue.

La réussite de l'aménagement réside ensuite dans l'implantation, le calage et le dimensionnement des épis.

A l'aval de la RT1 il faudrait recréer un chenal correct pour l'évacuation des eaux, mais une intervention sur l'aval sans aménagement de l'amont n'aurait d'effet localement que sur une ou deux crues, les matériaux d'amont venant rapidement combler le chenal rétabli.

3.8

RIVIERES POUEMBOUT ET VOH

En amont de la RT1, la rivière Pouembout a tendance à être envahie par la végétation. Un seuil de prise d'eau a été créé sur le cours d'eau. A l'aval du seuil, le lit a été nettoyé. Mais la végétation a fortement repoussé et le SARH se demande s'il existe des méthodes permettant de limiter cette végétation et, donc, de se dispenser de l'entretien coûteux du lit. En période normale, l'écoulement est extrêmement faible et seul un filet d'eau passe dans le lit.

A l'amont du seuil de prise d'eau, la végétation ne pousse pas : c'est un phénomène classiquement observé que le développement de la végétation est stoppé par la présence d'une certaine hauteur d'eau non stagnante. On peut donc envisager, dans les zones où il est important de conserver un lit dégagé de toute végétation, de réaliser une succession de seuils maintenant des plans d'eau de profondeur suffisante.

Cette solution, pour être efficace et rentable, demande la vérification de certaines conditions :

- . La pente du lit doit être faible sinon le nombre des seuils à prévoir est trop important et la solution devient très onéreuse ;
- . La rivière doit être pérenne et le débit pas trop faible de façon à éviter soit la présence d'eau stagnante, soit que les retenues se vident par infiltration si l'étanchéité des seuils n'est pas très grande ;
- . Le transport solide du cours d'eau doit être très peu important sinon les retenues seront vite comblées et les seuils rendus inutiles.

Les seuils doivent être calculés de façon à ne pas relever les lignes d'eau de crue de façon dommageable : ils auront donc une grande largeur déversante et un bon coefficient de débit.

Pour s'assurer de l'impact hydraulique des seuils, un calcul en écoulement permanent des lignes d'eau est nécessaire, ce qui suppose connaissance hydrologique et levés topographiques de la rivière.

La problématique se pose en termes identiques pour la rivière Voh.

3.9

RIVIERE KOUMAC

La rivière Koumac est située au Nord de la côte Ouest. Elle présente un lit bien délimité dont la végétation est complètement absente en raison des matériaux graveleux et sableux de fond. La rivière est souvent totalement à sec. Le projet du SARH est d'endiguer le cours d'eau, ce qui est déjà partiellement réalisé, pour protéger des habitations, en rive gauche principalement. L'endiguement

concernerait à la fois l'amont et l'aval de la RT1. Compte tenu des débits importants qui peuvent être obtenus en période de cyclone, une étude hydrologique et hydraulique devrait être menée avant réalisation du projet.

Deux problèmes se posent en effet :

- . un problème de sécurité en cas de submersion et de rupture de digue,
- . un problème de stabilité des berges dans les extrados des coudes.

Compte tenu des phénomènes cycloniques exceptionnels qui peuvent se produire en Nouvelle-Calédonie, il est à peu près certain que l'endiguement prévu présente des risques de submersion qui pourraient être d'ailleurs grossièrement estimés en terme de période de retour par une étude hydrologique et une étude hydraulique de la capacité du cours endigué. Etant donné la présence d'habitations dans la zone protégée par l'endiguement, il faut prévoir des zones privilégiées de débordement pour éviter une submersion des digues avec une chute supérieure à environ 0,30 m. Les digues surplombent le lit majeur rive gauche de parfois plus de 3 m et une rupture par débordement a déjà été observée : la digue a ensuite été rehaussée et réparée.

En ce qui concerne les talus de l'endiguement, il faut suivre avec attention les pieds des digues dans les extrados de coudes et s'assurer qu'il n'y a pas d'affouillement après une forte crue. Si tel est le cas, une protection en enrochements locale serait nécessaire.

En conclusion, avant de poursuivre cet aménagement, il paraît nécessaire d'engager une étude hydrologique et hydraulique approfondies qui seules permettront de définir :

- . la cote de calage de la crête des digues,
- . la cote de calage, la dimension, la protection et l'implantation des zones de déversement préférentielles.

L'importance du projet pourrait ainsi être chiffrée et comparée économiquement aux avantages qu'on peut en attendre (protection des biens, mise en valeur possible de cultures, etc.).

Pour mener à bien une telle étude, il importe de disposer d'un certain nombre de données :

- . Topographie du lit mineur et du lit majeur sur toute la zone concernée par le projet et un peu en aval et en amont ;
- . Relevés d'échelles de crue (qui seraient donc à installer) ;
- . Données pluviométriques et hydrologiques (un limnigraphe pourrait être installé en amont de la RT1).

3.10 RIVIERE IOUANGA

La rivière Iouanga, comme la rivière Koumac, possède un lit bien délimité dont elle déborde cependant en forte crue. Les berges sont éloignées, de 70 à 150 m. Peu de végétation se développe dans le lit qui est généralement à sec à l'exception d'un petit lit mineur qui divague entre les berges. Ces divagations, d'une amplitude de 300 m environ, ont tendance à éroder les berges menaçant ainsi des terres cultivées.

Le SARH souhaite trouver une solution pour éviter ces divagations, ou du moins pour stopper l'érosion des berges.

Une solution par épis semble être ici appropriée. Les épis seraient des ouvrages plongeant depuis le sommet de berge avec une pente de 10 à 20 %, la tête ne dépassant guère de plus de 1 m le fond moyen du lit. Ces épis seraient mis en place l'un en face de l'autre sur chaque berge à l'aval immédiat des zones actuelles d'attaque des berges. L'espacement entre chaque couple d'épis doit être tel qu'il empêche l'insertion d'un méandre entre deux épis (environ 150 m).

Pour réaliser l'étude d'un tel aménagement, il faut disposer des éléments suivants :

- . Profil en long et quelques sections en travers du cours d'eau ;
- . Vue en plan ou photographies aériennes (1/5000) ;
- . Données hydrologiques si possible.

3.11 PROTECTIONS DE BERGE EN ENROCHEMENTS

Le SARH a souhaité obtenir quelques indications méthodologiques concernant les protections de berge en enrochements souvent préconisées par SOGREAH pour stabiliser les berges des cours d'eau.

D'autres types de protection sont bien sûr utilisées dans certains cas spécifiques où elles se révèlent nécessaires mais elles sont plus onéreuses :

- . murs béton,
- . perrés maçonnés,
- . rideaux de palplanches.

Les protections de berge en enrochements sont constituées généralement des éléments suivants (cf. figure 8) :

- . Une couche d'enrochements, d'épaisseur 2 D50 (D50 étant le diamètre moyen de la granulométrie) ;

- . Une couche de transition entre la couche d'enrochements et le talus de la berge ;
- . Un sabot de pied.

La couche d'enrochements assure une fonction de carapace protectrice et les enrochements doivent résister à l'entraînement par le courant. C'est donc la vitesse au voisinage de l'enrochement qui est le paramètre essentiel.

La couche de transition a pour but d'empêcher la filtration des fines du talus de berge à travers la couche d'enrochements : phénomène de lessivage classique qui conduit à la déstabilisation de la protection. Les paramètres à prendre en compte sont les dimensions relatives des éléments des diverses couches en présence.

Le sabot de pied a pour but de caler la couche d'enrochements en pied de talus et d'empêcher la couche d'enrochements de glisser vers le bas en cas d'abaissement des fonds du cours ou d'affouillements locaux. Le paramètre fondamental est donc l'enfoncement prévisible du fond moyen du lit.

Les protections sont essentielles au pied des berges ou des digues menacées et s'élèvent jusqu'à une certaine cote en fonction des lignes d'eau calculées. Si les crues sont souvent débordantes, la protection s'élèvera jusqu'au sommet de berge. Sinon, elle s'arrêtera à la ligne d'eau vingtennale ou cinquantenale selon les risques acceptés et les vitesses observées. La partie supérieure du talus, au-dessus de la protection, sera alors inclinée suivant la pente d'équilibre du terrain et végétalisée.

On précise ci-après les caractéristiques de chacun des trois éléments identifiés dans la constitution d'une protection de berge.

3.11.1 COUCHE D'ENROCHEMENTS

La définition de l'enrochement dans un projet sera donnée à partir de son poids qui est facile à contrôler. La correspondance poids-diamètre est faite en prenant le diamètre de la sphère de même poids que l'enrochement. En général, la densité des pierres courantes est de 2,65 (calcaire, granit).

$$P = \rho \pi \frac{D^3}{6}$$

P(t) Poids de l'enrochement

(t/m³) Densité

D (m) Diamètre

Une granulométrie d'enrochements est définie par son poids moyen et son étendue. Il faut en effet éviter des poches de petits enrochements qui mettent en danger l'ensemble de la protection et l'isolement de gros enrochements qui ne sont pas suffisamment bloqués les uns par les autres.

On précisera donc le P_{50} , correspondant au D_{50} , et les poids :

$$P_{\max} \simeq 3 P_{50}$$

$$P_{\min} \simeq \frac{P_{50}}{3}$$

On se rattache ensuite à une granulométrie connue disponible proche de ces valeurs.

Le choix du D_{50} est fonction des paramètres suivants :

- . Vitesse de l'eau au voisinage de l'enrochement ;
- . Pente de talus ;
- . Profondeur d'eau.

Une formule assez couramment utilisée est celle d'Isbach qui donne le D moyen sur fond plat :

$$D_{50} = 0,7 \frac{w' - w}{w} \frac{V^2}{2g}$$

w' Poids spécifique de l'enrochement en t/m^3 (2,65 t/m^3)

w Poids spécifique de l'eau en t/m^3 (1 t/m^3)

D Diamètre moyen de l'enrochement en m

Signalons que V peut être plus fort que la vitesse moyenne dans la section par l'effet de courants secondaires, d'embâcles locales, etc. Selon le cas, on choisira $V = 1,1 V_{\text{moyen}}$ à $1,5 V_{\text{moyen}}$. Dans les coudes des vitesses plus fortes peuvent même être observées.

Pour tenir compte du fruit du talus de la berge, on utilise un facteur correctif multiplicatif R tel que : diamètre de l'enrochement sur talus = $R \times$ diamètre de l'enrochement sur fond horizontal.

On donne les valeurs caractéristiques suivantes :

Fruit du talus	R
6/1	1,04
4/1	1,06
3/1	1,12
2,5/1	1,17
2/1	1,28
1,8/1	1,38
3/2	1,58

Au-delà de 3/2, il est recommandé de lier les enrochements (perrés maçonnés, béton cyclopéen).

Les perrés maçonnés ont une épaisseur souvent plus grande que la couche d'enrochements libres pour assurer un ancrage dans la berge. Les enrochements sont alors posés en couches successives depuis le bas en formant des strates légèrement inclinées par rapport à l'horizontal (inclinaison côté berge) pour assurer une bonne stabilité même en cas de tassement.

Quand les enrochements nécessaires à la stabilité sont trop gros, il faut recourir au perré maçonné ou au béton cyclopéen souvent employé dans les Alpes Françaises sur les rivières à forte pente.

3.11.2 COUCHE DE TRANSITION

La couche de transition mise en place entre le terrain et la carapace évitera l'enlèvement, par l'écoulement, des éléments du terrain à travers la carapace.

Une couche de transition sera nécessaire chaque fois que les conditions ci-dessous ne seront pas remplies.

$$\frac{D_{15} \text{ enrochements}}{d_{85} \text{ terrain}} < 5$$

Si une couche de transition est nécessaire, elle devra répondre aux critères suivants :

$$\frac{D_{15} \text{ enrochements}}{d_{85} \text{ transition}} < 5$$

$$\frac{D_{15} \text{ transition}}{d_{85} \text{ terrain}} < 5$$

Ces critères sont les critères principaux.

Ils sont complétés par les critères suivants qui, une fois les premiers remplis, le sont presque toujours sauf conditions spéciales (sable de mer, limons, etc.).

$$\frac{D_{50} \text{ enrochements}}{d_{50} \text{ transition}} < 5$$

$$\frac{D_{50} \text{ transition}}{d_{50} \text{ terrain}} < 25$$

$$\frac{D_{15} \text{ enrochements}}{d_{15} \text{ transition}} < 20$$

$$\frac{D_{15} \text{ transition}}{d_{15} \text{ terrain}} < 20$$

Si les critères ci-dessus ne peuvent être remplis, deux ou plusieurs couches de transition seront alors nécessaires. Les mêmes critères seront alors utilisés de l'une à l'autre.

La couche de transition sera dans tous les cas d'épaisseur égale ou supérieure à 2 fois le diamètre moyen de matériaux de la couche. Si elle est mise en place par des engins de travaux publics, elle devra en général être d'épaisseur supérieure à 20 cm.

Si plusieurs couches de transition sont nécessaires, elles seront placées l'une sur l'autre, avec les mêmes critères d'épaisseur. Il est possible de réaliser parfois une économie en plaçant les couches mélangées sur une épaisseur moindre que la somme des épaisseurs nécessaires. Cette opération demandera un mélange très soigné des granulométries des couches préparées séparément.

SOGREAH préconise rarement en métropole l'utilisation d'un non-tissé. En effet, ce matériau se déchire assez facilement dès que la pose n'est pas très soignée. La filtration des fines n'est alors plus assurée. Si le matériau de transition n'est pas disponible ou onéreux, un non-tissé pourra être utilisé en remplacement de la couche de transition. Un soin tout particulier sera apporté à la pose des enrochements. La double couche en enrochements reste nécessaire.

3.11.3 SABOT DE PIED

Cet élément est essentiel à la stabilité d'ensemble de la protection. Il est constitué d'enrochements identiques à ceux de la protection. Sa forme est trapézoïdale. La cote supérieure du sabot est calée en fonction des hypothèses qu'on peut faire sur l'évolution des fonds au droit de la protection. Généralement, cette cote sera celle des fonds moyens actuels. Elle sera en tout cas toujours au minimum un peu inférieure à l'étiage. Le volume du sabot sera alors calculé de façon que, en cas d'affouillements localisés ou/et d'abaissement général du profil en long, les enrochements puissent basculer dans la fosse créée en continuant à soutenir la protection de berge. Ce tapissage se fera en une seule couche.

Le sabot est défini par sa longueur et sa hauteur. Selon la difficulté de réalisation des travaux en rivière, on réalisera un sabot plus ou moins long ou épais.

3.12

CONCLUSION

Les problèmes soulevés par l'aménagement des rivières de la Nouvelle-Calédonie sont variés :

- . Lutte contre les apports solides ;
- . Diminution de la fréquence des submersions des routes côtières ;
- . Diminution de la fréquence de submersion de zones habitées ;
- . Lutte contre l'érosion des terres en lit majeur ;
- . Lutte contre la végétation dans le lit mineur des cours d'eau ;
- . Lutte contre l'érosion des berges.

Les cours d'eau sont aussi très différents l'un de l'autre selon leur situation sur l'île (côte Est ou côte Ouest, Nord ou Sud), selon l'existence de dépôts miniers non stabilisés dans le bassin, etc.

Mais il faut relever deux points communs importants qui caractérisent l'ensemble des problèmes hydrauliques de Nouvelle-Calédonie et qui doivent être pris en compte dans tout projet :

- . L'hydrologie est celle d'une zone où survient fréquemment des cyclones. Tout aménagement doit donc être conçu comme submersible un jour ou l'autre, et il faut se préoccuper de son comportement lors d'une submersion et des risques rencontrés en cas de rupture. De plus, l'importance des volumes précipités et ruisselés interdisent toute solution de laminage des crues par des retenues.
- . La Nouvelle-Calédonie est très peu peuplée et ses ressources économiques ne lui permettent pas d'envisager (sauf cas exceptionnel pour l'hydro-électricité ou un grand programme d'irrigation) des aménagements coûteux. Il faut donc se tourner vers des ouvrages simples et rustiques d'autant que l'entretien est difficile à assurer.

Par ailleurs, si un réseau pluviométrique et pluviographique assez conséquent est déjà en place, on ne dispose encore que de peu de données hydrologiques dont la connaissance est fondamentale pour la bonne mise en oeuvre d'un aménagement.

SOGREAH préconise donc la démarche systématique suivante :

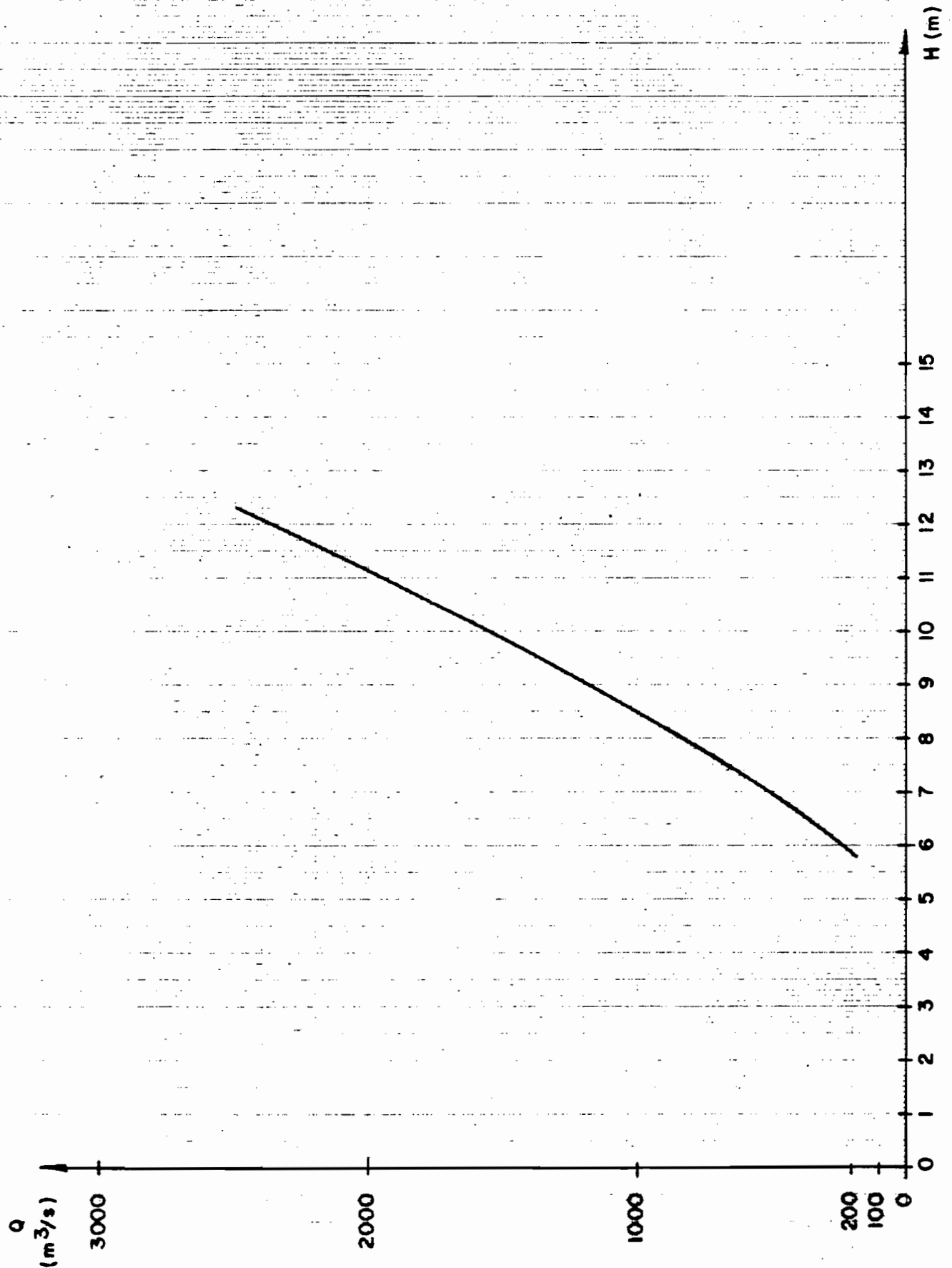
- . Inventorier les sites sur lesquels des aménagements sont susceptibles d'être envisagés dans l'avenir (présence d'habitations, de routes importantes, de zones de culture, etc.) ;
- . Implanter des limnigraphes aux endroits clefs ;

- . Planter des échelles de crue nivelées de façon très systématique. Cette dernière mesure paraît tout à fait importante. Le coût en est relativement modeste et l'utilité très grande. Les inconnues des études hydrauliques sont en effet les niveaux de crue. La Nouvelle-Calédonie étant peu peuplée, les laisses de crue connues des habitants sont rares (et de plus incertaines). Un réseau d'échelles fournit des renseignements précieux et permet même d'apprécier les débits observés à partir de calculs hydrauliques. Un tel réseau constitue donc un outil hydrologique précieux plus facile à gérer que des stations limnigraphiques.

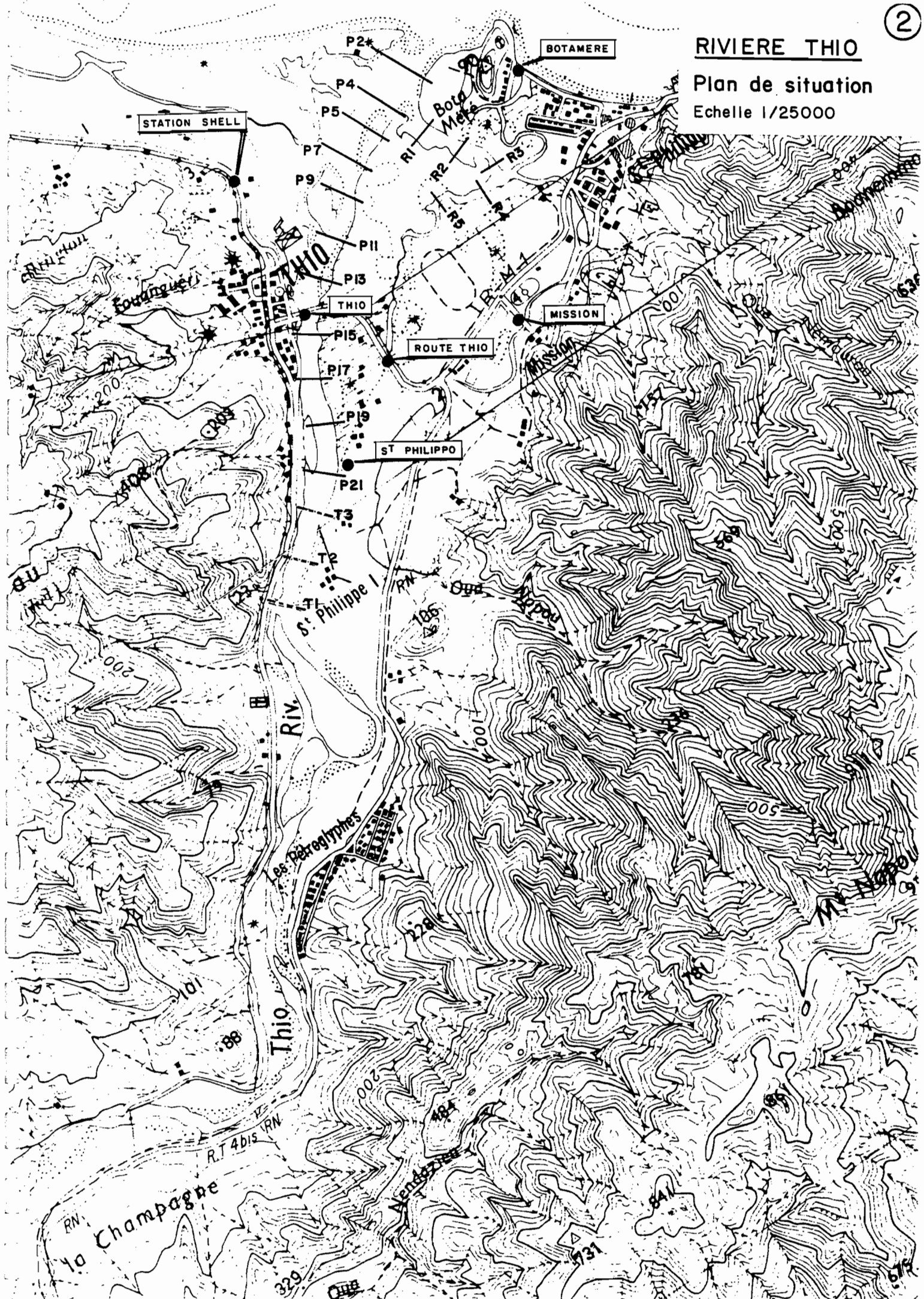
oOo

RIVIERE THIO

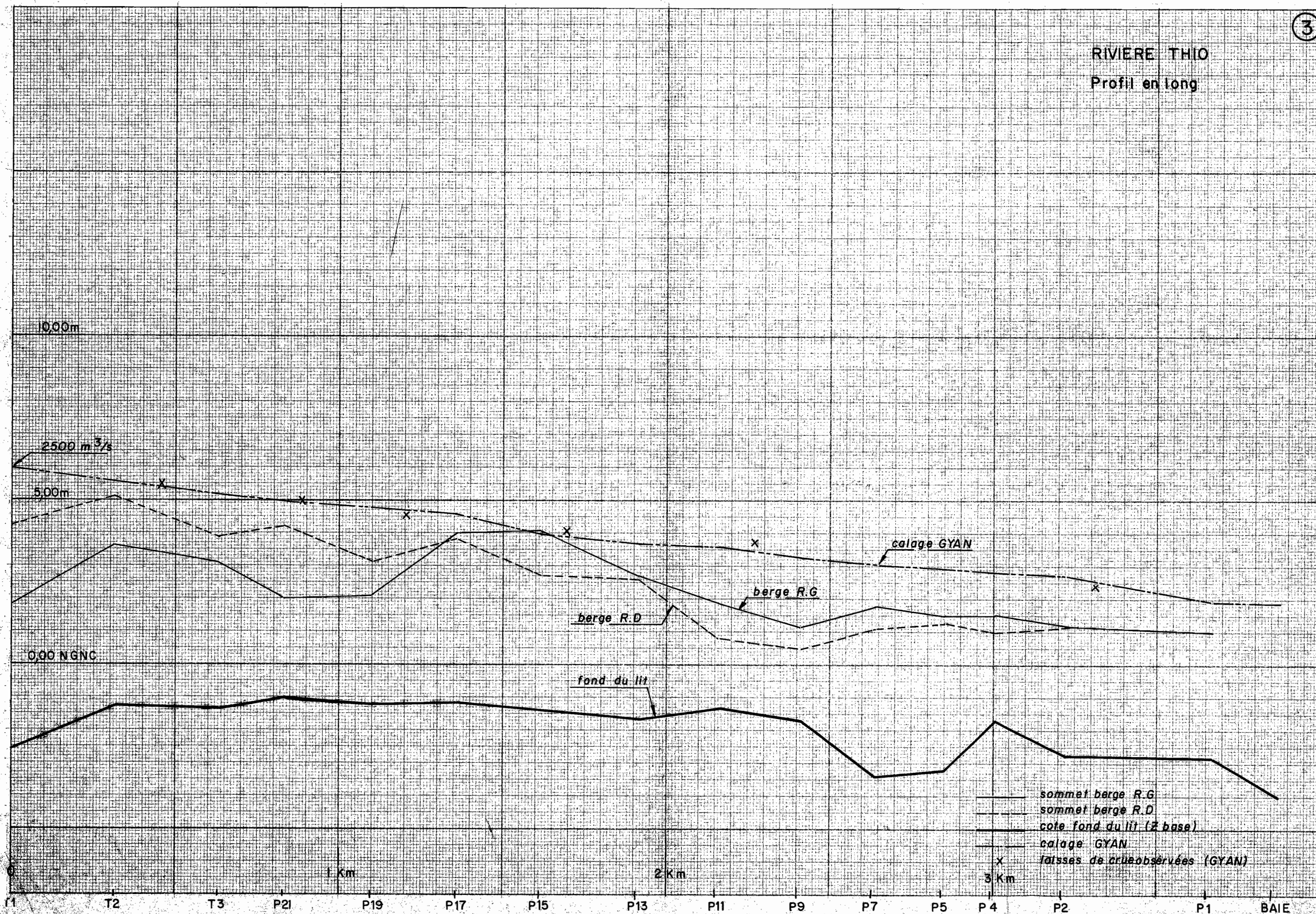
loi hauteur-débit estimée à la station de S^t MICHEL



RIVIERE THIO
Plan de situation
Echelle 1/25000



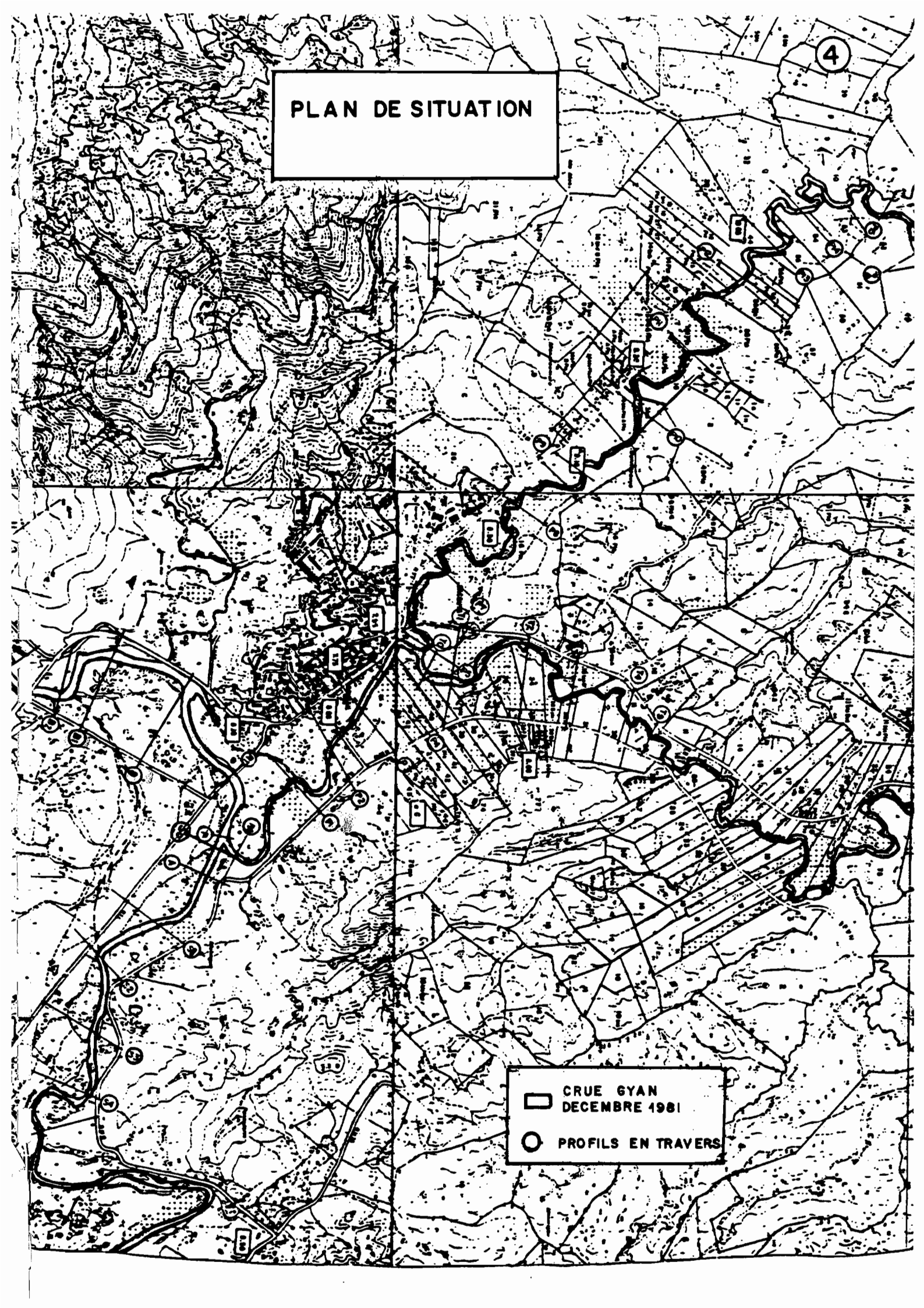
RIVIERE THIO Profil en long



PLAN DE SITUATION

CRUE GYAN
DECEMBRE 1981

PROFILS EN TRAVERS

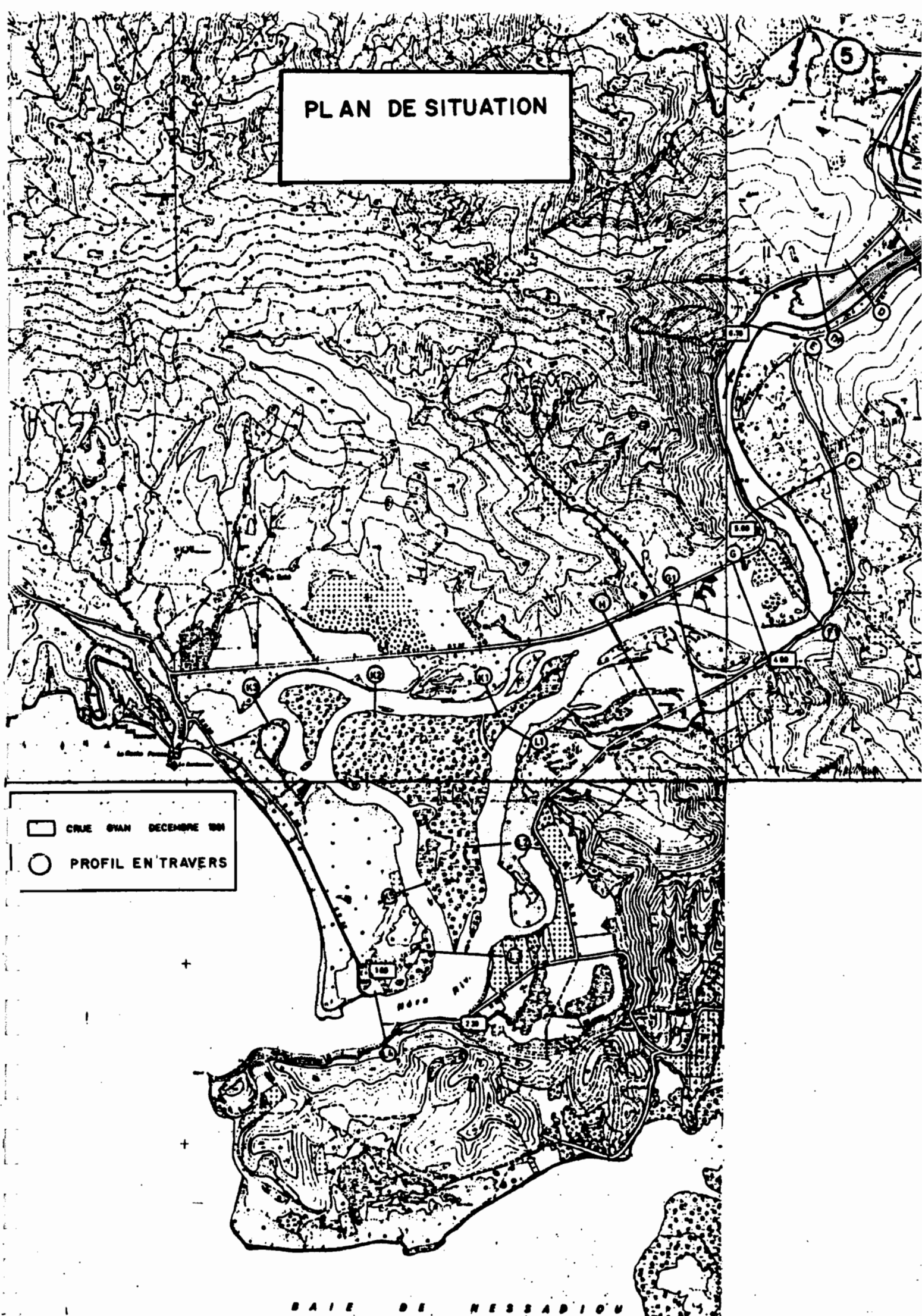


PLAN DE SITUATION

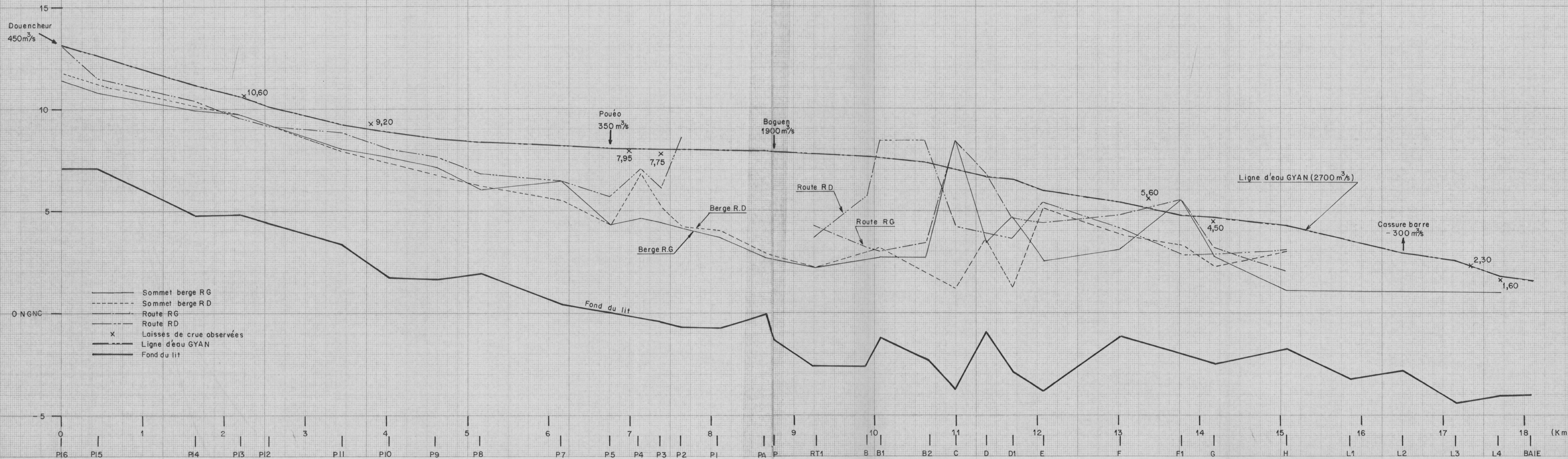
CRUE GRAN DECEMBRE 1991

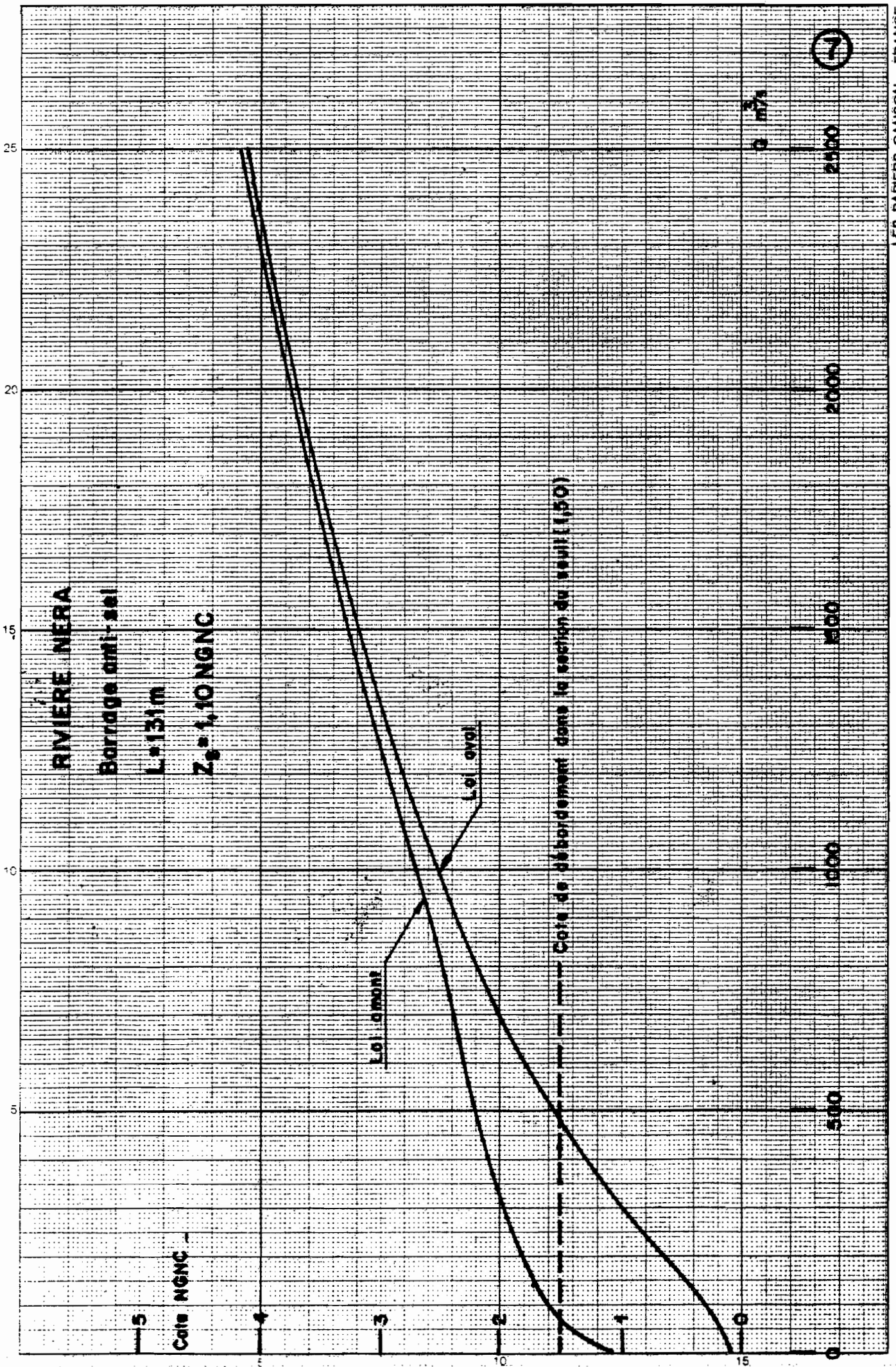
PROFIL EN TRAVERS

BAIE DE NESSADION



RIVIERE NERA
Profil en long





SCHEMA DE PROTECTION DE BERGE.

