

## **QUATRIEME PARTIE**

**APPLICATION DES MODELES PROPOSEES SUR DES COURS  
D'EAU REELS**

#### 4.1 - INTRODUCTION

Le but de cette partie de la thèse est de vérifier l'aplicabilité des méthodologies simplifiées proposées pour l'étude de la propagation de crues, de façon concrète, sur des cours d'eau et des crues réels.

En effet, le modèle Hayami simplifié, proposé à la deuxième partie de la thèse, a été fondé sur des démarches théoriques. Les modèles simplifiés fondés sur Saint Venant, étudiés dans la troisième partie, ont été bâtis sur des régressions, effectuées sur des données de crues synthétiques.

Il nous faut, donc, essayer de valider ces modèles par l'intermédiaire d'une application sur des crues réelles, propagées sur des cours d'eau naturels. En effet, on a choisi de travailler sur des situations déjà bien connues, avec des données facilement accessibles, de façon à permettre l'application aisée des méthodologies que l'on a proposées.

On a donc cherché des cas réels, dans la littérature, et on a travaillé sur 17 crues sur 7 biefs, comme décrit par la suite, au paragraphe 4.2. La démarche suivie pour l'application des modèles et les résultats obtenus sont présentés aux paragraphes 4.3 et 4.4.

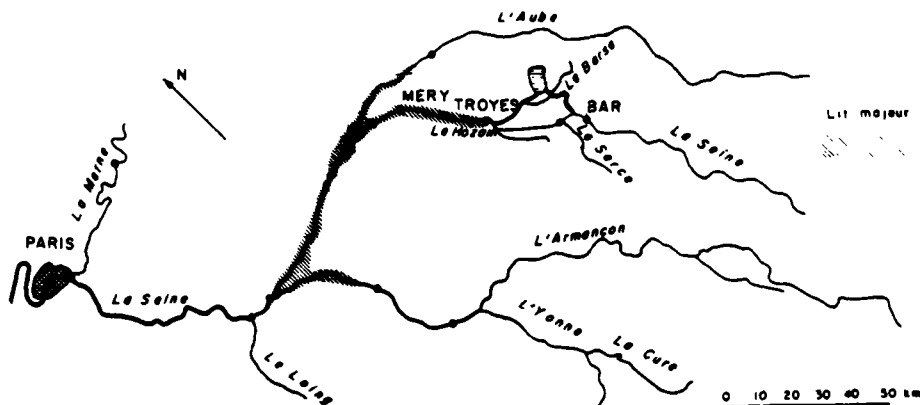
## 4.2 - LES DONNEES UTILISEES

*Dans le sens de la recherche d'une généralisation de l'applicabilité des modèles proposées, on a traité 17 événements de crues propagés sur 5 rivières, correspondant à 7 tronçons différents. Les caractéristiques physiques des cours d'eau et les crues sont très différentes, permettant ainsi l'étude sur des situations assez variées. Les données utilisées, pour chaque cours d'eau, sont décrites ci-après.*

### 4.2.1- La Seine (France)

En ce qui concerne la Seine, on a étudié deux crues, propagées sur deux tronçons (Lebreton et Benoist, 1968).

Les deux tronçons concernent la "Petite Seine", comme on peut le voir sur la figure 4.1. Le cours d'eau, dans cette partie, présente une faible débitance, avec des débordements à partir de  $70 \text{ m}^3/\text{s}$ .



**Figure 4.1 - Localisation des biefs de la Seine (d'après Lebreton et Benoist)**

On ne dispose pas de données topographiques détaillées, mais on sait que le tronçon Bar - Mery, avec une longueur d'environ 70 km, présente une pente moyenne, obtenue à partir de cartes 1/25.000, de  $0,00106 \text{ m/m}$ . Le deuxième tronçon, entre Troyes et Mery, de 28 km environ de longueur, présente une pente moyenne de  $0,00079 \text{ m/m}$ .

En ce qui concerne les crues, les données utilisées dans la présente étude correspondent aux crues de 1955, pour le tronçon Bar-Méry, et de 1958, pour le tronçon Troyes-Méry, comme on peut le voir à la figure 4.2.

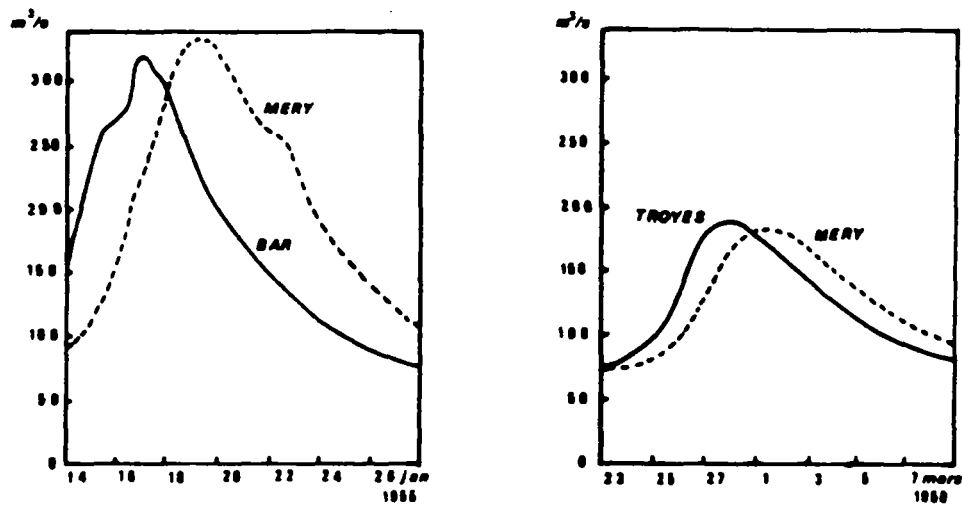


Figure 4.2 - Les crues de la Seine (d'après Lebreton et Benoist, 1968)

Les principales caractéristiques des crues sont présentées au tableau 4.1. Il faut remarquer que les valeurs de débits aval listées ont été déjà corrigées pour prendre en compte les apports intermédiaires.

DATE	CRUE AMONT		CRUE AVAL	
	Débit ( $m^3/s$ )	Durée (s)	Débit ( $m^3/s$ )	Retard (s)
25/03/58	193	345 600	182	138 200
14/01/55	320	288 900	280	191 800

Tableau 4.1 - Caractéristiques des crues de la Seine

4.2.2 - Wye River (Grande Bretagne)

Le deuxième cours d'eau étudié est la Wye River, située en Grande Bretagne. Il s'agit ici de deux tronçons, entre Erwood et Belmont et entre Belmont et Redbrook (N.E.R.C., 1975).

Le premier tronçon étudié, entre Erwood et Belmont, comme on peut le voir à la figure 4.3 et au tableau 4.2, présente une longueur de 69,75 km, et une pente moyenne de 0,00088 m/m. Selon les indications de la référence bibliographique, le tronçon présente une largeur moyenne de la plaine d'inondation de 400 m environ, une largeur de lit mineur de 50 m, en moyenne, avec une débitance d'environ 400 m<sup>3</sup>/s.

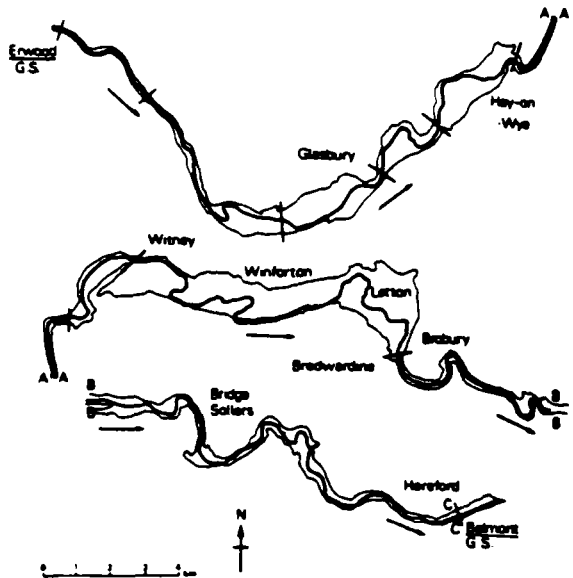


Figure 4.3 - Wye river, entre Erwood et Belmont (d'après N.E.R.C., 1975)

BIEF	LONGUEUR (km)	LARGEUR DE LA PLAINE (m)	PENTE X 10 <sup>-3</sup>
1	4.5	270	2.0
2	8.3	350	2.0
3	3.0	580	0.8
4	2.9	480	0.8
5	4.5	560	0.8
6	4.6	120	0.8
7	3.5	370	0.8
8	13.6	870	0.5
9	24.9	210	0.6
-	TOTAL = 69,8	MOYENNE = 410	MOYENNE = 0.88

Tableau 4.2 - Wye river, entre Erwood et Belmont (d'après N.E.R.C., 1975)

Les événements étudiés, comme on peut le voir à la figures 4.4 et 4.6, concernent 4 crues pour le premier tronçon et 2 crues pour le deuxième tronçon.

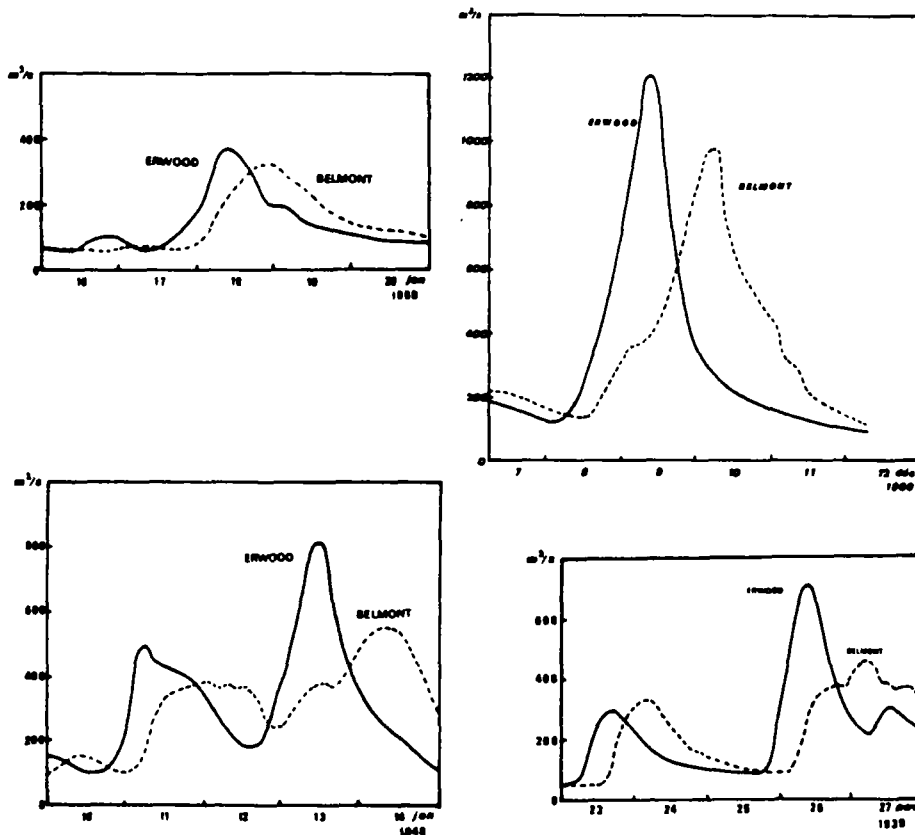


Figure 4.4 - Les crues pour le tronçon Erwood-Belmont (d'après N.E.R.C.)

Immédiatement à l'aval, le deuxième tronçon, entre Belmont et Redbrook, présenté à la figure 4.5 et au tableau 4.3, a une longueur de 80,5 km et une pente moyenne de 0,00046 m/m. Il présente une plaine d'inondation moins importante, de l'ordre de 280 m. La largeur du lit mineur est d'environ 60 m.

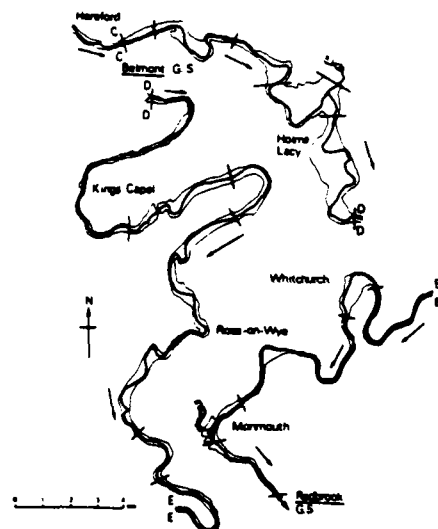
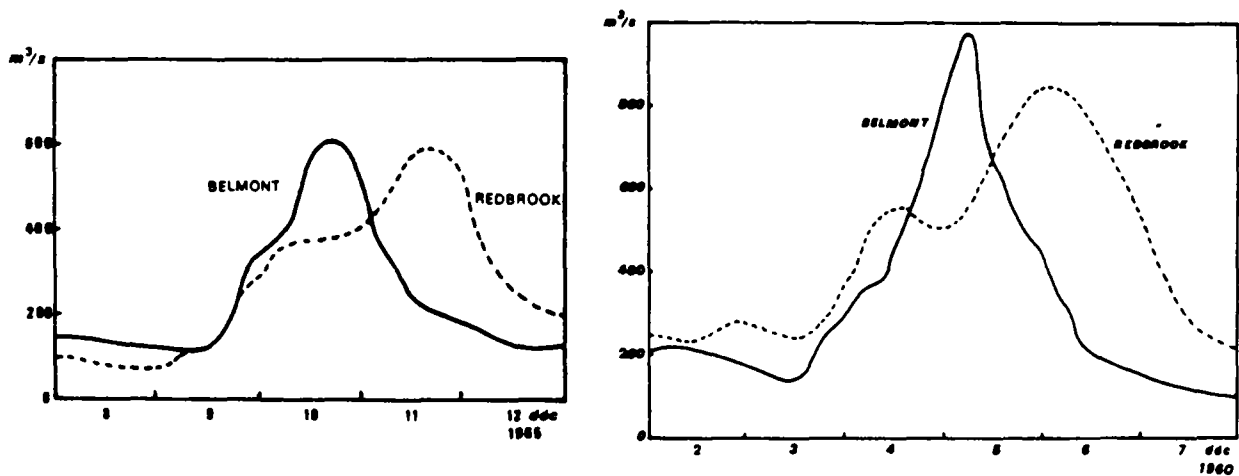


Figure 4.5 - Wye river, entre Belmont et Redbrook (D'après N.E.R.C., 1975)

BIEF	LONGUEUR (km)	LARGEUR DE LA PLAINE (m)	PENTE $\times 10^{-3}$
1	1.5	230	0.4
2	3.3	280	0.4
3	3.5	300	0.5
4	5.0	510	0.5
5	6.6	480	0.4
6	9.7	160	0.4
7	4.1	540	0.4
8	3.6	410	0.4
9	12.5	310	0.4
10	3.3	280	0.6
11	9.4	120	0.4
12	3.8	370	0.5
13	8.0	100	0.5
14	3.0	370	0.5
15	3.3	80	0.5
	TOTAL = 80.5	MOYENNE = 280	MOYENNE = 0.46

**Tableau 4.3 - Wye river, entre Belmont et Redbrook (d'après N.E.R.C., 1975)**



**Figure 4.6 - Les crues pour le tronçon Belmont-Redbrook (d'après N.E.R.C.)**

Au tableau 4.4 sont présentés les principaux éléments des crues étudiées. On a déjà fait des corrections sur les débits de pointe aval, de façon à prendre en compte les apports intermédiaires. Les durées présentées correspondent,

respectivement, aux durées nécessaires à l'utilisation dans le modèle Hayami ( $P_H$ ) et aux durées nécessaires au modèle Saint Venant ( $P_V$ ). Ces dernières concernent donc les débits au dessus du débit de base.

TRONCON	DATE	Débit de base (m <sup>3</sup> /s)	CRUE AMONT			CRUE AVAL	
			Débit (m <sup>3</sup> /s)	Durée (s)		Débit (m <sup>3</sup> /s)	Retard (s)
				PH	PV		
Erwood-Belmont	17/01/69	70	370	41 800	30 000	310	50 000
Erwood-Belmont	08/12/60	100	1 210	38 600	22 000	965	73 100
Erwood-Belmont	10/01/48	50	700	34 600	22 000	445	74 000
Erwood-Belmont	26/11/39	100	810	34 100	25 000	535	74 100
Belmont-Redbrook	04/12/60	150	970	36 500	25 000	750	71 700
Belmont-Redbrook	09/12/65	70	610	59 100	45 000	520	84 100

Tableau 4.4 - Caractéristiques des crues du Wye River

4.2.3 - Rio Jacui (Brésil)

Le tronçon unique étudié du Rio Jacui, situé au sud du Brésil, entre l'usine hydro-électrique de Itauba et le site du futur Barrage Dona Francisca (Volta Grande III), comme on peut le voir à la figure 4.7, présente une longueur de 35,6 km, avec une pente moyenne de 0,00084 m/m (Zamanillo et Tucci, 1987), (I.P.H., 1983).

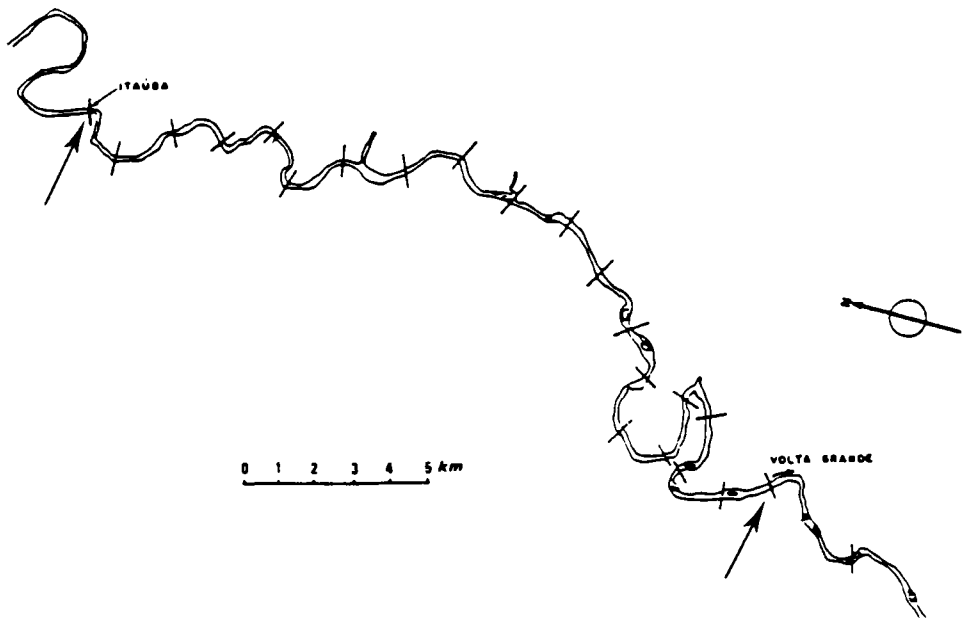
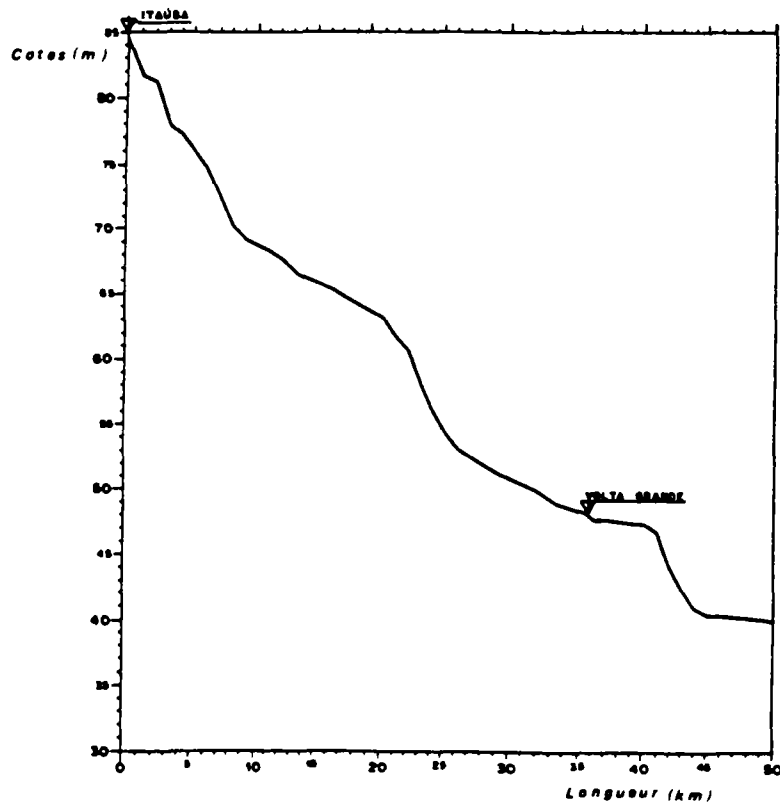


Figure 4.7 - Rio Jacui, entre Itauba et Volta Grande (d'après I.P.H., 1983)





**Figure 4.8 - Profil au long du rio Jacul, entre Itauba et Volta Grande  
(d'après I.P.H., 1983)**

On dispose, pour ce tronçon d'informations topographiques assez détaillées et complètes. En effet, on dispose de profils en long (Figure 4.8) et de 21 profils en travers. Cela nous permet de diviser le tronçon en 4 biefs, comme on peut le voir au tableau 4.5. La pente moyenne est de 0,00084 m/m.

BIEF	LONGUEUR (km)	LARGEUR (m)	PENTE $\times 10^3$
1	3.0	50	1.69
2	12.6	60	0.67
3	3.6	70	1.94
4	10.4	80	0.56

**Tableau 4.5 - Rio Jacul, entre Itauba et Volta Grande**

Les événements étudiés, au nombre de 4, concernent des ondes de crues dues aux manoeuvres des vannes du barrage d'Itauba; ce sont des crues assez rapides, avec des temps de montée réduits ( cf. figure 4.9.).

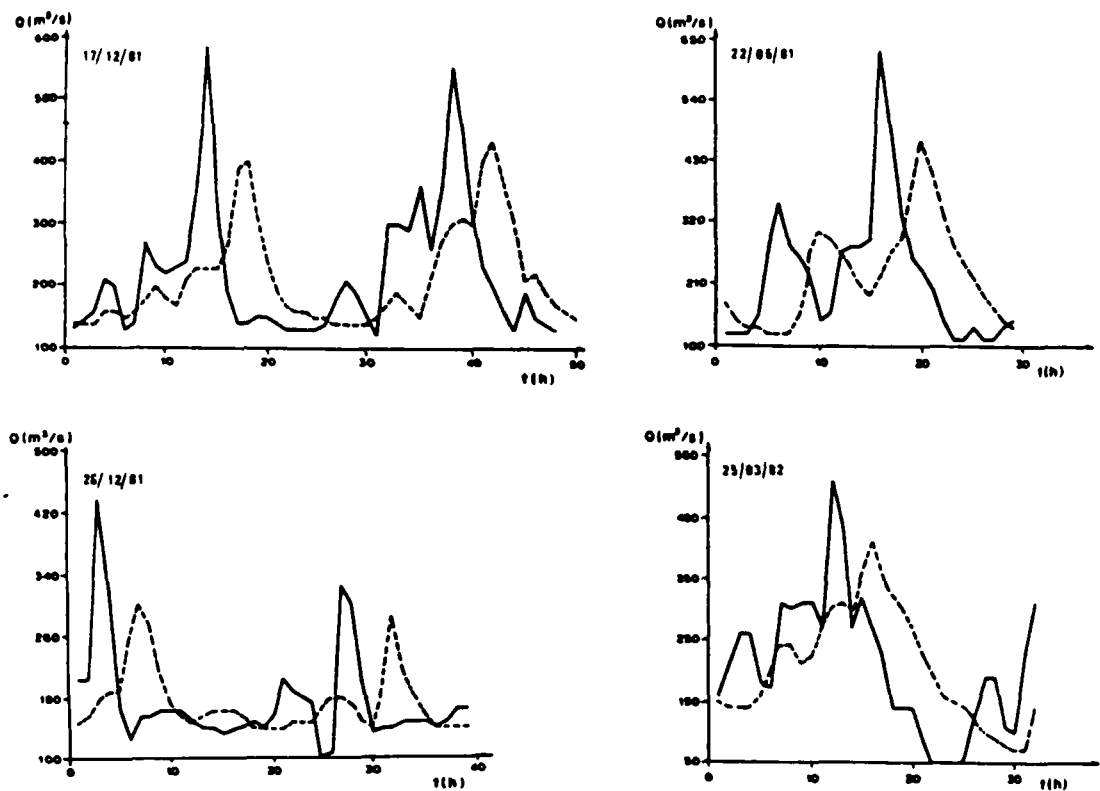


Figure 4.9 - Crues du rio Jacul, entre Itauba et Volta Grande (d'après Zamanillo et Tuccl, 1987)

Au tableau 4.6 sont présentés les principaux éléments des crues étudiées. Comme la contribution intermediaire est négligeable, on n'a pas fait de correction sur les débits de pointe à l'aval. La même remarque effectuée pour la Wye River, concernant les durées utilisées dans les modèles Hayami et Saint Venant, ( $P_H$  et  $P_V$ ), est encore ici valable.

DATE	DEBIT DE BASE (m³/s)	CRUE AMONT			CRUE AVAL	
		Débit (m³/s)	Durée		Débit (m³/s)	Retard (s)
			PH	PV		
17/12/81	140	575	4 200	3 500	396	13 500
08/12/81	150	428	5 200	4 000	298	13 700
22/05/81	130	621	5 600	4 500	452	13 700
25/03/82	150	505	5 800	5 000	401	14 000

Tableau 4.6 - Caractéristiques des crues du Rio Jacul

4.2.4 - La Midouze (France)

Pour le tronçon de la Midouze, entre Mont-de-Marsan et Campagne, on dispose des données correspondant à 3 événements de crue (Givonne, 1978).

Le tronçon cité présente une longueur de 16,88 km et une pente de 0,00046 m/m (figure 4.10).

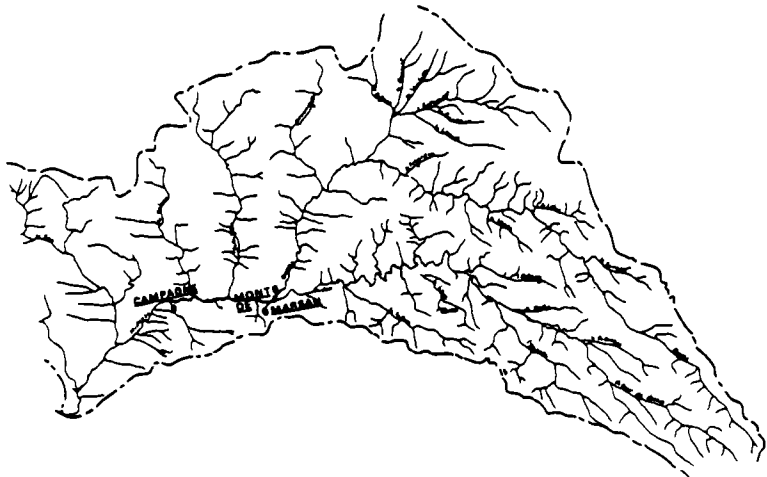
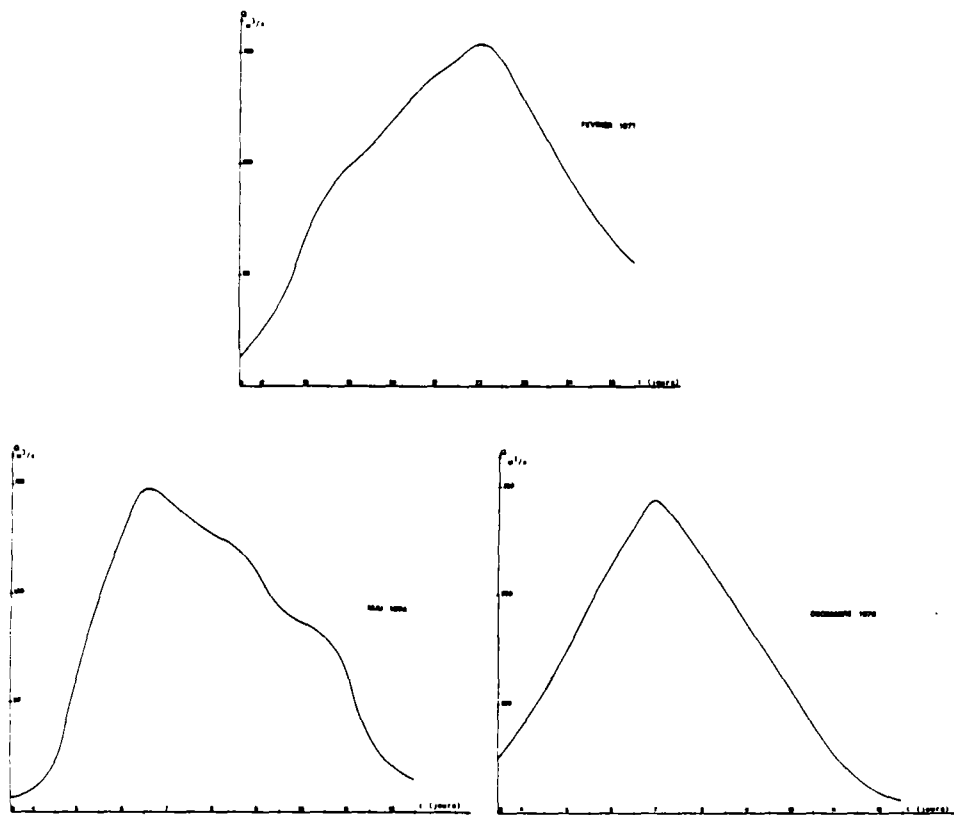


Figure 4.10 - La Midouze, entre Mont de Marsan et Campagne (d'après Givonne, 1978)

Les crues étudiées ont été observées en 1971 ,1974 et 1976 (figure 4.11). Au tableau 4.7 sont présentés quelques éléments des crues observées. Les valeurs de débit de pointe à l'aval ont été corrigées pour prendre en compte les apports intermediaires, qui sont assez importants dans ce tronçon. En effet, la superficie du bassin versant à Mont-de-Marsan est de 1919 km<sup>2</sup> et passe à 2468 km<sup>2</sup> à Campagne.

DATE	CRUE AMONT		CRUE AVAL	
	Débit (m <sup>3</sup> /s)	Durée (s)	Débit (m <sup>3</sup> /s)	Retard (s)
22/02/71	155	246 200	134	29 400
06/05/74	148	246 200	115	30 200
07/12/76	295	159 800	228	37 400

Tableau 4.7 - Elements des crues de la Midouze



**Figure 4.11 - Les crues de la Midouze (d'après Givonne, 1978)**

#### **4.2.5 - La Save (France)**

La disponibilité des données concernant des crues, dans un cours d'eau, avant et après aménagement serait tout à fait intéressante, pour permettre de voir les effets des travaux, sur l'atténuation et sur le décalage des crues.

On a trouvé, dans la littérature, des données concernant un tronçon de 60 km environ de la rivière La Save, située en Gascogne (Ministère de l'environnement et du cadre de vie, 1980), (Lalanne, 1985). Les données disponibles correspondent à l'observation de deux crues, pour deux situations distinctes, à savoir, la rivière encombrée et la rivière aménagée.

Le tronçon de cours d'eau considéré, situé entre Lombez et Larra (figure 4.12), peut être partagé en deux biefs, avec des caractéristiques physiques assez distinctes.

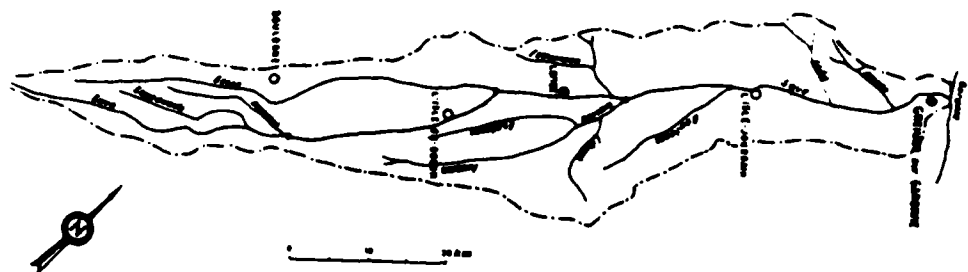


Figure 4.12 - La Save (d'après Ministère de l'environnement et du cadre de vie, 1980)

En effet, le premier bief, avec une longueur de 28,5 km, présente un lit dégagé, avec une largeur moyenne du lit mineur d'environ 20 m. On constate la présence d'endiguement tout au long du bief. La pente moyenne du tronçon est de 0,00075 m/m. La plaine d'inondation présente une largeur moyenne d'environ 800 m, avec une pente de 0,00099 m/m.

Le deuxième tronçon, avec une longueur d'environ 31,5 km et une pente moyenne de 0,00105, ne présente pas, par contre, d'endiguements importants. La largeur moyenne du lit mineur est de 25 m. On constate aussi une large plaine inondable, de l'ordre de 600 m, avec une pente de 0,0015 m/m.

Les crues étudiées ont été observées en janvier 1972 et en février 1978 (figure 4.13).

Les éléments de ces crues sont présentés au tableau 4.8 ci-après.

DATE	DEBIT DE BASE (m <sup>3</sup> /s)	CRUE AMONT			CRUE AVAL	
		Débit (m <sup>3</sup> /s)	Durée (s)		Débit (m <sup>3</sup> /s)	Retard (s)
			PH	PV		
01/72	3	129	69 100	57 000	64	293 800
02/78	3	150	66 200	55 000	123	172 800

Tableau 4.8 - Elements des crues de la Save

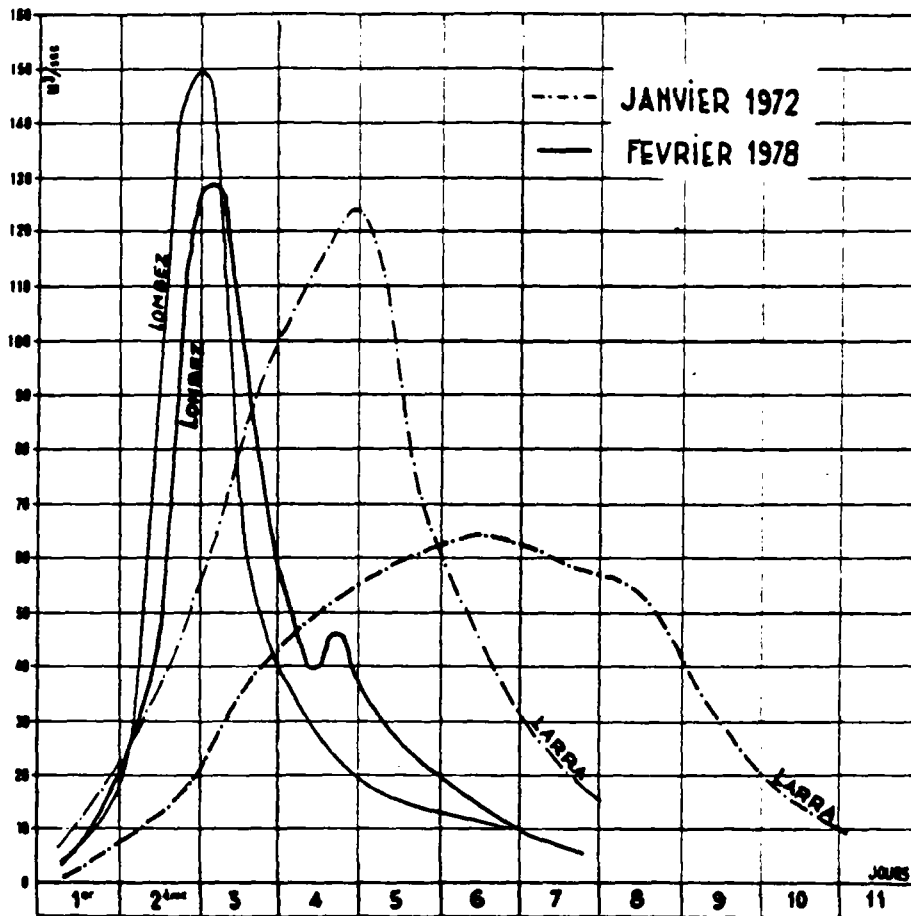


Figure 4.13 - Les crues de la Save (d'après Ministère de l'environnement et du cadre de vie, 1980)

#### 4.2.6 Considérations Finales

Dans le but de valider les modèles simplifiés de propagation proposés dans cette thèse il aurait été tout à fait souhaitable de disposer de données vraiment diversifiées, couvrant l'ensemble de situations susceptibles de se présenter dans la pratique de l'hydrologie.

Face à la difficulté d'obtenir un échantillon vraiment significatif, surtout en n'utilisant que des données citées dans la littérature, il a fallu nous contenter avec des données que l'on vient de présenter. Cependant, il faut remarquer que notre échantillon est, tout de même assez diversifié, tant pour les crues, que pour les caractéristiques des cours d'eau.

En effet, en ce qui concerne les crues, on constate que l'on a affaire aussi bien à des crues rapides, avec des temps de montée réduits, de l'ordre de quelques d'heures (Rio Jacui) à des crues assez lentes, avec des temps de montée de l'ordre de quelques jours. En ce qui concerne les débits de pointe, on traite de variations, de l'ordre de 1 à 8.

De même, en ce qui concerne les caractéristiques des cours d'eau, on a des pentes moyennes qui varient de 0,00046 ( Wye river et Midouze ) à 0,0015 ( La Save ) ; les largeurs des cours d'eau sont très variables, avec des caractéristiques morphologiques très différentes, allant de vallées bien encaissées (Rio Jacui) à de larges plaines inondables (Wye River). Au niveau des caractéristiques de frottement, il semble que les cours d'eau sont également assez distincts. On verra, par la suite, qu'on a des coefficients de Strickler qui vont de 5 à 40, respectivement, pour la Save (avant aménagement) et le Jacui (certains tronçons).

On peut donc conclure à la relative pertinence de cette confrontation avec quelques données tirées de la réalité.

### 4.3 - APPLICATION DU MODELE HAYAMI SIMPLIFIE

*Pour l'application du modèle Hayami Simplifié, le problème est d'abord l'identification de la Célérité et du coefficient de Diffusion, comme on l'a vu précédemment. Ensuite, on peut calculer les éléments de la propagation qui nous intéressent vraiment, qui sont l'atténuation et le décalage des pointes de crues.*

*On décrit, par la suite, les différentes démarches adoptées, selon chaque méthode de calcul de C et D. Il faut remarquer que l'on va traiter, d'abord, les cours d'eau la Seine, Wye River, Rio Jacui et Midouze. La Save, présentant un intérêt particulier, à cause des données disponibles, sera traitée séparément, au paragraphe 4.3.2, dans une étude sur les effets des opérations d'aménagement des cours d'eau.*

#### 4.3.1 Evaluation de l'atténuation et du décalage

Comme déjà dit, on va évaluer ici les coefficients C et D selon plusieurs méthodes, pour ensuite, calculer les caractéristiques de la propagation qui nous intéressent, c'est-à-dire l'atténuation et le décalage de la pointe de la crue.

Ces caractéristiques,  $\Delta Q$  et  $\Delta t$ , devraient être évaluées par utilisation de l'abaque 1, proposé au paragraphe 2.3.3. ou par un calcul automatique (programme informatique), qui remplace l'abaque 1, en gardant, cependant, les mêmes principes théoriques vus précédemment.

Ainsi, au paragraphe 4.3.1.1 on fait le calage de C et D selon la méthodologie proposée; au paragraphe 4.3.1.2 on fait une pré-estimation de C et D, en supposant l'absence de données pour le calage. Enfin, au paragraphe 4.3.1.3 on essaye d'effectuer des corrections de C et D.

##### 4.3.1.1 - Calage de C et D

La première méthode adoptée pour l'évaluation de C et D est le calage direct, à partir des données de crues disponibles.



En utilisant un programme informatique, suivant le principe de l'abaque 1, paragraphe 2.3.3, avec les données présentées au paragraphe 4.2, on peut identifier automatiquement les paramètres C et D pour chaque crue, comme présenté au tableau 4.9.

Cours d'eau	Bief	Date	Celerite (m/s)	Diffusion (m <sup>2</sup> /s)
La Seine	Troyes-Mery	23/03/58	0,20	1274
La Seine	Bar-Mery	14/01/55	0,36	5271
Wye River	Erwood-Belmont	17/01/69	1,39	8434
Wye River	Erwood-Belmont	08/12/60	0,95	3041
Wye River	Erwood-Belmont	10/01/48	0,92	6836
Wye River	Erwood-Belmont	26/11/39	0,92	5541
Wye River	Belmont-Redbrook	04/12/60	1,12	4537
Wye River	Belmont-Redbrook	09/12/65	0,96	4188
Rio Jacui	Itauba-Volta Grande	17/12/81	2,66	3294
Rio Jacui	Itauba-Volta Grande	28/12/81	2,61	4359
Rio Jacui	Itauba-Volta Grande	23/05/81	2,64	4230
Rio Jacui	Itauba-Volta Grande	25/03/82	2,56	2618

**Tableau 4.9 - Valeurs calées des paramètres Célérité et Diffusion**

Pour la Midouze, les données disponibles permettent de constater que l'on se situe dans le domaine d'impossibilité d'utilisation de la methode, c'est-à-dire que l'on ne satisfait pas le critère  $\Delta t/P < 0,8 (Q - Q')/Q'$  vu au paragraphe 2.4.2.

En effet, dans ce tronçon de la Midouze, on a d'importants apports intermédiaires, et les hypothèses qu'on a effectuées pour leur prise en compte dans le présent travail semblent être trop simplistes, incompatibles avec la situation réelle. Ces hypothèses ont conduit à des valeurs de débit aval, et donc d'atténuation, probablement fausses, et ont rendu impossible l'application de la méthode.

On peut maintenant tester la validité des valeurs de C et D pour l'évaluation de l'atténuation et du retard de la pointe de crue. Pour ce faire, conformément à ce qui serait fait dans la pratique, on a pris en compte valeurs de D/C et D/C de toutes les crues du bief, sauf, bien sûr de la crue choisie comme test. On a adopté la moyenne géométrique des valeurs en cause, mais un autre critère pourrait être adoptée.

Ainsi, pour l'étude de la crue de 1969 pour la Wye River, par exemple, on a utilisé les moyennes des valeurs calées d'après les crues de 1960, 1939 et 1948. L'abaque 1 nous donne alors les valeurs de  $Q'/(Q-Q')$  et de  $\Delta t/P$ , et donc

l'atténuation et le retard de la pointe de la crue. Les valeurs ainsi calculées, de même que les valeurs des erreurs commises, en pourcentage, sont présentées au tableau 4.10.

Cours d'eau	Bief	Date	Atténuation			Retard de la Pointe		
			Obs. (%)	Calc. (%)	Erreur (%)	Obs. (h)	Calc. (h)	Erreur (%)
La Seine	Troyes-Méry	23/03/58	5,70	4,11	27,8	38,40	21,41	44,2
La Seine	Bar-Méry	14/01/55	12,50	16,61	32,9	53,28	95,90	80,0
Wye River	Erwood-Belmont	17/01/69	16,22	25,20	55,4	13,89	20,65	48,7
Wye River	Erwood-Belmont	08/12/60	20,25	26,75	32,1	20,31	18,12	10,8
Wye River	Erwood-Belmont	10/01/48	36,43	25,93	28,8	20,56	18,02	12,4
Wye River	Erwood-Belmont	26/11/39	33,95	27,35	19,4	20,58	17,99	12,6
Wye River	Belmont-Redbrook	04/12/60	22,68	28,33	24,9	19,92	23,16	16,3
Wye River	Belmont-Redbrook	09/12/65	14,75	11,04	25,1	23,37	20,03	14,3
Rio Jacui	Itauba-Volta Grande	17/12/81	31,13	35,67	14,5	3,76	3,82	1,6
Rio Jacui	Itauba-Volta Grande	28/12/81	30,37	24,62	18,9	3,81	3,81	0,0
Rio Jacui	Itauba-Volta Grande	23/05/81	27,21	22,94	15,7	3,81	3,82	0,3
Rio Jacui	Itauba-Volta Grande	25/03/82	20,59	23,97	16,4	3,90	3,78	0,8
ERREUR MOYENNE			26,0			20,2		

**Tableau 4.10 - Valeurs d'atténuation et de retard de la pointe de crue calculées à partir du calage direct de C et D**

L'erreur moyenne pour l'atténuation est de 26 % environ. Sachant que les atténuations, dans notre échantillon, sont de l'ordre de 22 %, l'erreur commise, exprimée en pourcentage, du débit aval est de 6 %, environ.

Pour le retard de la pointe de crue, on peut voir que l'erreur moyenne est de l'ordre de 20 % .

Il faut remarquer que, pour le cas de la Seine, en réalité, on utilise la méthodologie d'une façon défavorable, car on utilise des valeurs de C et D calées pour des tronçons différents. En effet, pour l'évaluation de la propagation de la crue de 1955, qui concerne le tronçon Bar-Méry, on a adopté les valeurs de C et D identifiées à partir de la crue de 1958, concernant le tronçon Troyes-Méry, et vice-versa.

Ainsi, si l'on ne prend pas en compte les événements de la Seine, les erreurs moyennes tombent à 25 % et 12 %, respectivement pour l'atténuation et le décalage.

A titre d'illustration, on peut voir sur la figure 4.14, les hydrogrammes, observés et calculés par le modèle simplifié d'Hayami, amont et aval, de la crue de décembre 1960 pour la Wye River, tronçon Erwood-Belmont.

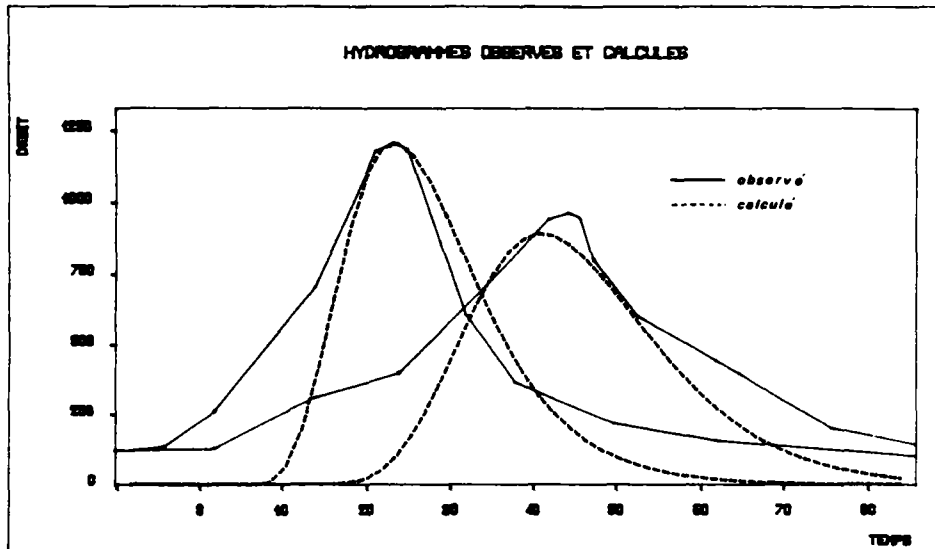


Figure 4.14 - Exemple d'hydrogrammes observés et calculés

On constate que l'on a une assez bonne représentation de la pointe de la crue, aussi bien au niveau des débits, qu'au niveau du déroulement temporel de la crue. Par contre, la forme globale de la crue n'est pas très cohérente avec les éléments observés.

Sachant que notre préoccupation est limitée à la pointe de la crue, ce fait est tout à fait compatible avec notre objectif de départ et ne vient pas à l'encontre de la validation du modèle.

#### 4.3.1.2 - Pré-estimation de C et D

Dans ce paragraphe, on essaie d'utiliser le modèle Hayami pour le calcul de l'atténuation et du décalage des pointes de crues, à partir des valeurs de C et D fixées a priori, sans la prise en compte des informations des crues précédentes.

On va donc essayer de vérifier les expressions obtenues au paragraphe 2.4 pour des cas réels. On utilise ici différentes expressions, théoriques et empiriques,

pour le calcul de C et D, qui vont nous permettre, dans un deuxième temps, d'évaluer les caractéristiques de la propagation qui nous intéressent.

Pour le calcul de C et D, en supposant l'absence totale de données de crues, on peut utiliser deux approches différentes:

- Approche Physique : avec utilisation des formules théoriques (2.48) et (2.49), établies au paragraphe 2.4.1;

- Approche Empirique : avec utilisation des formules obtenues à partir de régressions effectuées au paragraphe 2.4.3.

En effet, malgré les considérations effectuées sur la qualité des régressions et sur la validité des expressions obtenues au paragraphe 2.4.3, on a quand même intérêt à essayer, sur des cas réels, les formules obtenues à partir des régressions. Les expressions retenues pour l'approche empirique sont donc les suivantes :

- Expressions directes :

$$C = 29,2 \frac{(Q/W)^{0,69} L^{0,11}}{L^{0,31}} \quad (4.1)$$

$$D = 5,5 \frac{(Q/W)^{1,38} L^{0,28}}{L^{0,23}} \quad (4.2)$$

- Expressions avec une fonction affiné de la pente :

$$C = 259 \frac{(Q/W)^{0,79} (1 + 0.003)^{0,57}}{L^{0,31}} \quad (4.3)$$

$$D = 0,0024 \frac{(Q/W)^{1,58} L^{0,30}}{(1 + 0,003)^{1,64}} \quad (4.4)$$

- Expressions semblables aux théoriques :

$$C = (Q/W)^{0,44} I^{0,14} K^{0,39} \quad (4.5)$$

$$D = 74,6 \frac{(Q/W)^{1,12}}{I^{0,21}} \quad (4.6)$$

En ce qui concerne l'approche théorique, on rappelle ici les expressions adoptées :

$$C = \frac{5}{3} (Q/W)^{0,4} (K I^{1/2})^{0,6} \quad (4.7)$$

$$D = \frac{Q}{2 W I} \quad (4.8)$$

On rappelle que dans ces formules on a:

- Q : Débit de pointe, en m<sup>3</sup>s<sup>-1</sup>;
- K : Coefficient de Strickler;
- I : Pente;
- L : Longueur du tronçon, en m;
- W : Largeur du cours d'eau, en m.

Le calcul de C et D avec l'utilisation de ces expressions nous donnent le tableau 4.11.

Cours d'eau	Tronçon	Date	Valeurs adoptées		VALEURS CALCULÉES DE C ET D							
			K	B (m)	Théoriques		Directes		Perte trans.		Sim. théoriques	
					C	D	C	D	C	D	C	D
Wye River	Enwood-Belmont	17/01/89	30	50	3,46	4 205	1,89	9 978	1,68	14 490	3,39	3 078
Wye River	Enwood-Belmont	08/12/80	25	410	2,15	1 677	0,90	2 808	0,81	3 391	2,11	1 098
Wye River	Enwood-Belmont	10/01/48	27	230	2,28	1 729	0,92	2 927	0,83	3 560	2,20	1 137
Wye River	Enwood-Belmont	26/11/39	27	230	2,41	2 001	1,01	3 580	0,93	4 493	2,35	1 339
Wye River	Belmont-Redbrook	04/12/80	27	170	2,41	6 202	1,25	3 419	1,22	12 102	2,85	2 834
Wye River	Belmont-Redbrook	09/12/85	27	170	2,00	3 900	0,81	4 438	0,85	5 815	2,18	1 587
Rio Jacu	Itauba-V. Grande	12/12/81	37	65	4,16	5 288	2,34	10 883	2,36	15 987	3,98	3 793
Rio Jacu	Itauba-V. Grande	28/12/81	37	65	3,69	3 919	1,91	7 108	1,87	10 014	3,48	2 725
Rio Jacu	Itauba-V. Grande	27/05/81	37	65	4,28	5 887	2,47	11 880	2,51	18 031	4,10	4 135
Rio Jacu	Itauba-V. Grande	25/03/82	37	65	3,85	4 625	2,14	8 931	2,13	13 008	3,74	3 280

Tableau 4.11 - Valeurs de C et D évaluées sans données préalables

Il faut remarquer que, pour le cas de la Seine on n'a pas calculé C et D, car on ne dispose pas d'indications fiables sur les largeurs. Pour les autres cours d'eau, on a adopté des valeurs considérées comme cohérentes avec les débits de pointe.

En ce qui concerne les coefficients de Strickler, on a adopté des valeurs basées sur les indications des références bibliographiques, avec des ajustements jugés cohérents avec les modèles utilisés.

Après le calcul de C et D, on peut estimer les valeurs de l'atténuation et du décalage selon la méthode présentée au paragraphe 2.3. On peut donc obtenir le tableau 4.12, concernant les erreurs commises.

Cours d'eau	Tronçon	Date	ERREURS D'ÉVALUATION (%)							
			Théorique		Directes		Perte trans.		Sim. théorique	
			AO	T	AO	T	AO	T	AO	T
Wye River	Enwood-Belmont	17/01/89	95,6	59,7	27,3	17,5	2,8	17,2	98,3	58,9
Wye River	Enwood-Belmont	08/12/80	93,1	55,6	7,2	6,5	43,2	17,1	95,1	54,8
Wye River	Enwood-Belmont	10/01/48	95,9	58,6	32,5	2,9	11,8	12,7	97,0	57,2
Wye River	Enwood-Belmont	26/11/39	95,6	61,0	31,0	7,1	10,2	0,3	98,8	59,9
Wye River	Belmont-Redbrook	04/12/80	89,4	53,4	15,1	11,4	41,5	10,3	93,4	57,7
Wye River	Belmont-Redbrook	09/12/85	88,9	52,2	17,3	4,8	61,4	12,1	95,7	55,8
Rio Jacu	Itauba-V. Grande	12/12/81	39,9	38,7	72,2	5,1	79,9	1,8	47,3	33,5
Rio Jacu	Itauba-V. Grande	28/12/81	52,9	29,8	89,9	29,8	81,8	28,8	59,2	25,4
Rio Jacu	Itauba-V. Grande	23/05/01	58,8	39,5	62,4	0,3	73,1	6,5	62,5	37,2
Rio Jacu	Itauba-V. Grande	25/03/82	43,2	33,6	123,9	18,9	140,9	12,4	51,4	30,2
MOYENNE			74,9	48,0	45,9	10,2	54,6	11,7	79,5	47,1

Tableau 4.12 - Valeurs des erreurs sans utilisation de données préalables

On voit dans ce tableau que l'utilisation d'expressions théoriques et d'expressions similaires, ne permet pas toujours, une meilleure estimation de C et D, et donc de l'atténuation et du décalage, par rapport aux expressions issues des régressions directes et avec transformation de la pente. Ce résultat s'oppose, nettement, aux résultats obtenus avec les crues synthétiques (Tableau 2.5 du paragraphe 2.4.3).

De toute façon, ce qui est clair et que l'on peut retenir, est le grand avantage que l'on a à disposer de données sur des crues antérieures; l'évaluation du routage est beaucoup plus sûre avec un tel calage préalable des valeurs de C et D.

#### **4.3.1.3 Corrections de C et D**

On peut donc se placer dans deux situations distinctes, tout en considérant que l'on dispose déjà de valeurs de C et D:

- On a déterminé les paramètres C et D pour des crues très différentes de celles que l'on veut maintenant étudier; cependant les caractéristiques du cours d'eau restent les mêmes.

- On a déterminé les paramètres C et D pour certaines caractéristiques du cours d'eau; maintenant on doit utiliser ces paramètres avec des conditions différentes, soit résultant d'un aménagement du cours d'eau, soit du fait de cours d'eau semblables mais non identiques, soit encore suite à des conditions de débordement différentes.

A priori, dans la première situation, comme on l'a vu au paragraphe 2.4.3.2.b, pour les crues synthétiques avec les régressions par bief, les corrections testées ne sont pas vraiment pertinentes ; on peut considérer les paramètres comme invariants par rapport aux crues.

Pour la deuxième situation, les résultats de l'étude pour les crues synthétiques, laissent penser que l'on peut, éventuellement, améliorer les estimations avec l'introduction de corrections sur les paramètres.

En effet, en fonction des résultats non satisfaisants obtenus avec les régressions sur les caractéristiques des biefs, K et I, on peut essayer d'introduire des corrections basées sur les expressions semblables aux théoriques, qui

présentent de meilleures valeurs de la Fonction Critere, comme on peut le voir au paragraphe 2.4.3.2.a.5.

Cependant, l'application de telles expressions aux événements réels (paragraphe 4.3.1.2), nous donne de mauvais résultats. Cela semble indiquer que cette possibilité d'amélioration n'est pas très efficace, et on cesse donc d'essayer cette correction.

Il nous reste à étudier le cas particulier des cours d'eau légèrement différents, notamment en ce qui concerne la longueur. Dans ce cas on peut penser introduire des corrections basées sur les regressions complètes, car on y voit intervenir la longueur du tronçon. Les expressions proposées seraient donc les suivantes, où l'indice "c" concerne les valeurs du calage, c'est-à-dire celles que l'on veut corriger :

$$C = C_c (L_c/L)^{0,31} \quad (4.9)$$

$$D = D_c (L/L_c)^{0,28} \quad (4.10)$$

Dans notre échantillon on dispose, en fait, du cas de La Seine; les crues étudiées concernent deux tronçons différents, l'un étant une partie de l'autre.

L'application de cette correction nous donne, cependant, des résultats moins satisfaisants que ceux obtenus avec la simple adoption de C et D calés pour l'autre tronçon (tableau 4.13) :

Tronçon	Date	ATTENUATION (%)			DECALAGE (s)		
		Observée	Calculée	Erreur	Observée	Calculé	Erreur (%)
Troyes-Méry	03/58	5,70	1,49	73,7	38,40	16,20	57,8
Bar-Méry	01/55	12,50	31,40	151,2	53,28	124,72	134,1

**Tableau 4.13 - Valeurs de l'atténuation et du décalage calculées pour la Seine, avec correction en fonction de la longueur**

En fonction de ces résultats, on voit qu'il n'est pas judicieux d'effectuer des corrections de C et D en fonction de la longueur du bief.



#### 4.3.2 - Etude des effets des opérations d'aménagement d'un cours d'eau sur les coefficients C et D

Comme évoqué au paragraphe 4.2, on dispose des données concernant un tronçon de 60 km de la rivière La Save, correspondant à l'observation de deux crues pour deux situations distinctes, à savoir, la rivière encombrée et la rivière aménagée.

L'utilisation de la méthodologie de calcul décrite au paragraphe 2.3.3 nous permet l'obtention de  $D/C$  et  $D/C^2$ , et ensuite la détermination de C et D (tableau 4.14).

SITUATION DU COURS D'EAU	ELEMENTS DE LA PROPAGATION		D / C (km)	D / C <sup>2</sup> (h)	C (m/s)	D (m <sup>2</sup> /s)
	Atténuation (%)	Décalage (h)				
Encombré	50	19,2	3,26	4,53	0,20	652
Aménagé	18	18,4	1,21	0,97	0,35	420

**Tableau 4.14 - Caractéristiques de la propagation et valeurs des coefficients identifiés pour la Save**

On constate donc que l'on augmente la valeur de la célérité et que l'on diminue la valeur de la diffusion par l'intermédiaire de l'opération aménagement. On va essayer, par la suite, de trouver une relation, et d'effectuer une interprétation, de la variation de ces paramètres et des changements correspondants, constatés pour les valeurs de l'atténuation et du décalage, figurant dans le tableau 4.14.

On essayera ensuite d'effectuer une généralisation de cette interprétation à d'autres situations d'aménagement.

##### 4.3.2.1 - Etude de la variabilité du décalage en fonction de la célérité

Comme on l'a vu précédemment, la célérité peut être assimilée à une vitesse moyenne de propagation d'une onde de crue. Il nous paraît donc tout à fait logique d'avoir une idée du décalage à partir de l'observation de la célérité.

En effet, l'opération d'aménagement en question, devrait permettre une augmentation de la vitesse de propagation de l'onde, et donc de la célérité, nous

conduisant à un temps de parcours plus réduit. On constate, effectivement, un décalage assez inférieur après l'aménagement, avec une valeur plus importante de la célérité, tout à fait en accord avec l'interprétation avancée.

On fait une constatation identique avec l'analyse des résultats obtenus sur les biefs concernant l'échantillon "test" et les cours d'eau réels (paragraphe 2.4.3 et 4.2). En effet, des régressions linéaires simples ont été faites, avec les données des biefs ST1, ST2, ST3, Wye 1 et Jacui, et on constate toujours une relation inverse entre le décalage et la célérité. L'observation directe des valeurs de  $\Delta t$  et de  $C$  pour les biefs ST4 et ST5, Wye River 2 et La Seine, constitués de seulement 2 événements, nous permet des conclusions identiques. Pour La Seine, sachant que l'on traite de tronçons de longueurs différentes, on a fait l'analyse avec un facteur  $\Delta t/L$ , où  $L$  est la longueur du tronçon.

Pour vérifier la validité d'une généralisation, il nous faut effectuer une analyse avec les abaques obtenus antérieurement.

En utilisant les abaques avec les courbes paramétrées par  $CP/L$  et  $DP/L^2$  (paragraphe 2.3.3.2), on peut constater (figure 4.15) que cette relation inverse entre la célérité et le décalage (zones hachurées de l'abaque) n'est pas toujours valable. On voit que la position de départ, c'est-à-dire les valeurs initiales de  $C$  et  $D$  jouent ici un rôle important.

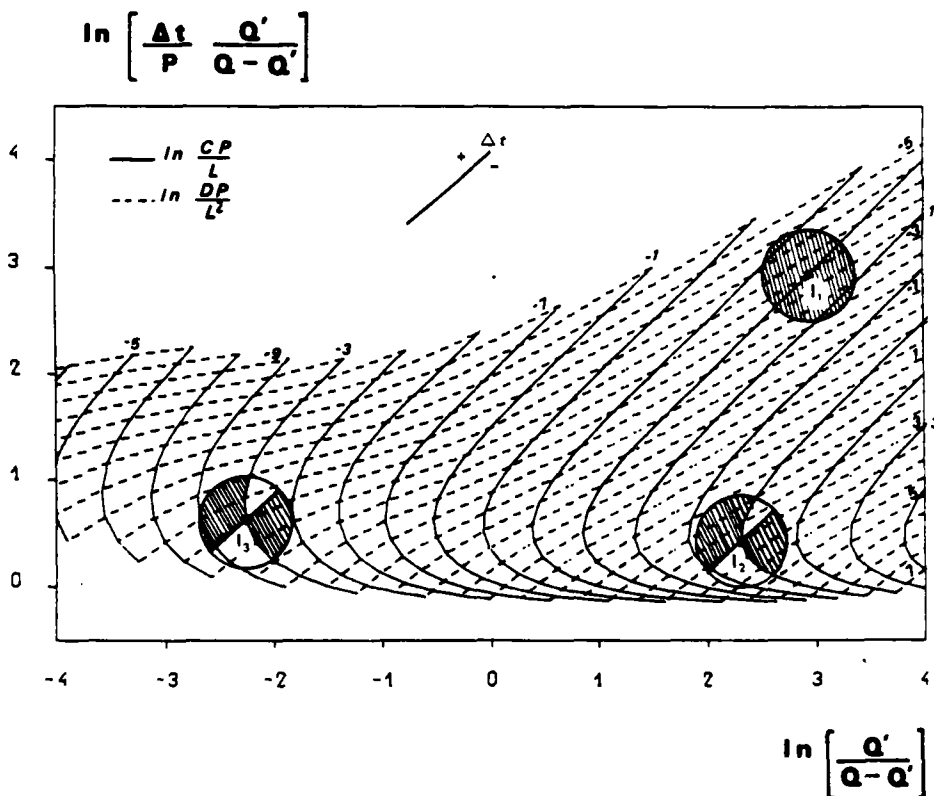


Figure 4.15 - La Celerité et le Décalage

En effet, on peut constater que pour le point initial  $I_1$ , une augmentation de la célérité nous conduit toujours à une réduction du décalage, quelle que soit la variation de la diffusion. Par contre, la réduction de la célérité peut nous conduire à une réduction du décalage si la situation finale est localisée dans la région inférieure de l'abaque, qui correspondrait à une variation beaucoup plus importante du coefficient de diffusion par rapport à la variation de la célérité.

Pour le point  $I_2$  et, plus encore pour le point  $I_3$  on voit apparaître une croissance du domaine de non validité de l'interprétation avancée ; il nous paraît évident qu'on a ici des situations où le coefficient de diffusion tend à jouer un rôle de plus en plus important (et en sens contraire, à celui de la célérité) dans le phénomène de propagation. La région inférieure de l'abaque de la figure 1 est donc un domaine où le coefficient de diffusion joue un rôle sensible ; dans ce domaine on ne peut pas raisonner seulement avec la célérité pour analyser et prévoir le décalage.

#### 4.3.2.2 - Etude de la variabilité de l'atténuation et du décalage

D'après l'observation du tableau 4.14, on constate une relation directe entre le coefficient de diffusion et l'atténuation, et inversement, entre celle-ci et la célérité.

Toutefois, comme l'on peut le constater sur la figure 4.16, on ne peut pas effectuer un raisonnement général entre l'atténuation et ces paramètres, soit  $C$ , soit  $D$ . En effet, on confirme ici la caractéristique non-monotone et non-biunivoque des relations entre ces paramètres et l'atténuation.

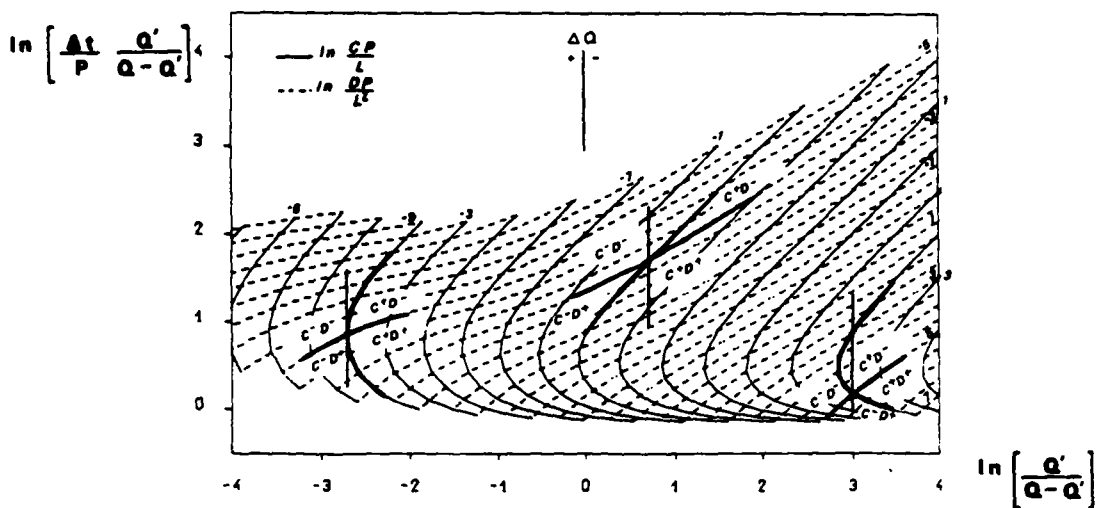


Figure 4.16 - Les paramètres  $C$  et  $D$  et l'atténuation

On est donc amené à raisonner avec des transformations de C et D, c'est-à-dire  $D/C$  et  $D/C^2$  pour essayer d'analyser l'atténuation.

Pour analyser le paramètre  $D/C$ , qui a une dimension "L", on doit reprendre les expressions (2.48') et (2.49') qui nous donnent C et D en fonction de la profondeur. On obtient :

$$D/C = \frac{3 H}{10 I} \quad (4.11)$$

où H est la profondeur et I est la pente.

Du fait que  $D/C$  a la dimension d'une longueur de et compte tenu de la présence de la pente dans l'expression, on pourrait assimiler ce paramètre à une "Longueur de pente fictive",  $L_f$ , illustrée à la figure 4.17.

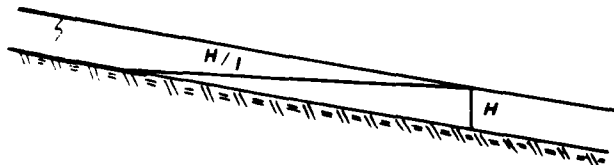


Figure 4.17 - La longueur de pente fictive

Avec les mêmes considérations pour le paramètre  $D/C^2$ , qui a une dimension "T", on obtient :

$$D/C^2 = \frac{9 H^{1/3}}{50 K I^{3/2}} \quad (4.12)$$

En prenant l'expression de la vitesse en régime uniforme :

$$v = H^{2/3} K I^{1/2} \quad (4.13)$$

on obtient :

$$D/C^2 = \frac{9}{50} \frac{H}{v I} \quad (4.14)$$

Si on introduit la longueur de pente fictive on obtient :

$$D/C^2 = \frac{3}{5} \frac{L_f}{v} \quad (4.14)$$

Le paramètre  $D/C^2$  pourrait être considéré donc comme un temps mis pour parcourir la longueur de pente; on peut l'appeler "**Temps fictif de parcours**",  $T_f$ .

En essayant d'interpréter les variations de ces paramètres et les variations de l'atténuation, on constate, dans le tableau 4.14, une relation directe entre les variables: on a une diminution des valeurs de  $L_f$  et  $T_f$  avec l'opération d'aménagement, qui nous conduit à une atténuation plus faible.

Cependant, l'analyse des données disponibles pour les autres biefs, nous conduit à des résultats assez contradictoires. On a, par exemple, une relation inverse entre  $L_f$  et l'atténuation pour les biefs ST2, ST3, ST4, et Wye2.

On voit donc que l'on ne peut pas effectuer une interprétation simple de la variation du paramètre  $L_f$  et de la variation concomitante de l'atténuation. Il semble donc nécessaire d'essayer une analyse avec la prise en compte conjointe des variations des deux paramètres  $L_f$  et  $T_f$ .

Pour ce faire, on présente à la figure 4.18, dans l'abaque, un point A, définissant une situation initiale de cours d'eau (C et D donnés). On représente

aussi 4 zones concernant les variations possibles de  $L_f$  et  $T_f$ , c'est-à-dire, la croissance (+) et la décroissance (-) des deux variables.

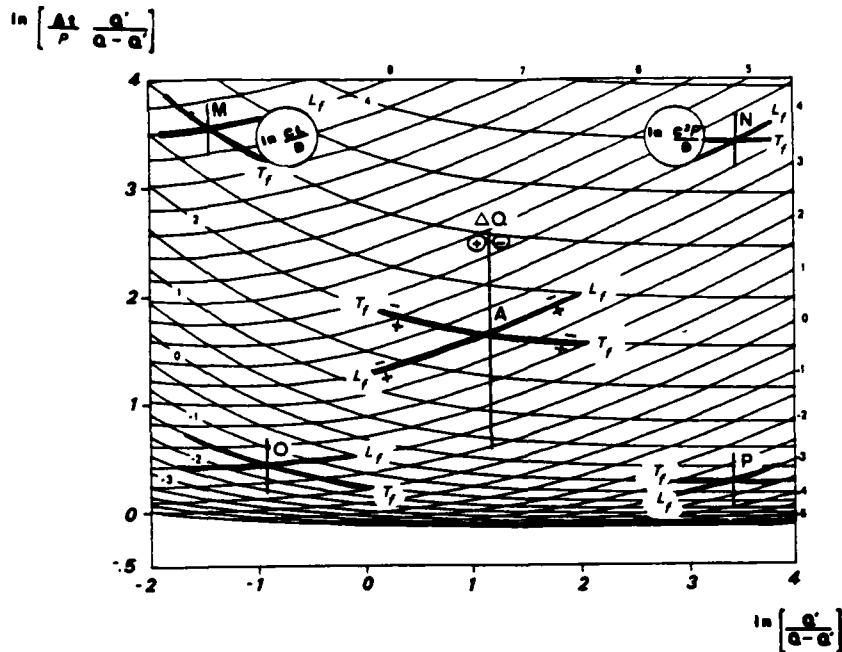


Figure 4.18 - Les paramètres  $L_f$  et  $T_f$  et l'atténuation

On constate que l'on a un comportement régulier de l'atténuation, soit l'augmentation, soit la diminution, lorsque les deux paramètres  $L_f$  et  $T_f$  varient en sens opposé, l'augmentation de  $L_f$  et la réduction de  $T_f$  nous conduisent toujours à une réduction de l'atténuation, et vice-versa.

Par contre, pour les domaines où l'on a une variation des deux paramètres dans le même sens, c'est-à-dire la croissance, ou la décroissance, de  $L_f$  et  $T_f$ , on ne peut pas avancer d'hypothèse sur l'atténuation; cela va dépendre des valeurs relatives des variables et de la position du point initial dans l'abaque, qui fait changer la position relative des courbes de isovalues de  $L_f$  et  $T_f$ , comme on peut le voir sur la figure 4.18, par l'intermédiaire des 4 points M, N, O et P.

Si l'on pose les variations relatives de  $L_f$  et  $T_f$  comme:

$$\Delta_{RL} = \Delta L_f / L_f$$

$$\Delta_{RT} = \Delta T_f / T_f$$

on peut définir quatre zones, présentées à la figure 4.19 :

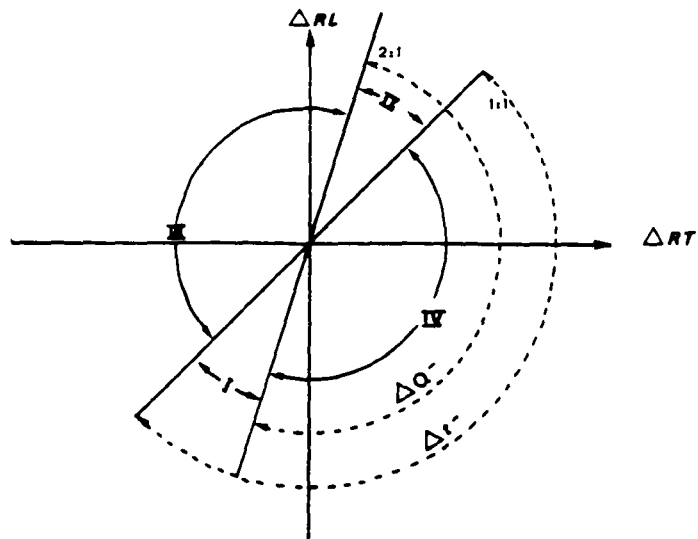


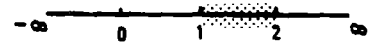
Figure 4.19 - Les variations relatives de Lf et Tf

- Zone I :  $1 < \Delta RL / \Delta RT < 2$

$\Delta RL$  et  $\Delta RT > 0$  ;

- Zone II : Idem, avec  $\Delta RL$   $\Delta RT$  négatifs ;

- Zone III :

$\Delta RL / \Delta RT$				
$\Delta RL$	-	+		-
$\Delta RT$	+	+		-

- Zone IV : Idem, avec des valeurs opposées de  $\Delta RL$  et  $\Delta RT$ .

Les limites 1 et 2 sont propres au point A et varient donc avec ce dernier (voir points M, N O et P de la figure 4.18).

On peut donc en déduire les effets de  $\Delta RL$  et  $\Delta RT$  sur l'atténuation et le temps de transfert (cf. tableau 4.15):

ZONE	I	II	III	IV
$\Delta Q$ plus faible		X		X
$\Delta T$ Raccourci	X			X

**Tableau 4.15 - Effets de  $\Delta RL$  et  $\Delta RT$  sur l'atténuation et le temps de transfert.**

#### 4.3.2.3 - Conclusions

L'analyse des figures 4.15, 4.16 et de l'abaque 1, présenté dans la figure 4.18, nous permet de constater que la célérité joue un rôle très important dans le phénomène de la propagation.

En effet, la figure 4.15 nous permet de voir une liaison assez nette entre la célérité et le décalage dans la plupart des situations. Dans la figure 4.16 on voit que pour des variations relatives identiques de C et D, la célérité donne lieu à une variation plus importante. La même chose est constatée dans l'abaque 1, parce que, si le terme  $L_f$  dépend de C et D, le terme  $T_f$  dépend de D et du carré de la célérité. Les changements de C impliquent donc des effets plus prononcés, sur l'atténuation et sur le décalage, par rapport à ceux dus à la diffusion. Cette dernière effectue plutôt un ajustement des valeurs données par la célérité, ajustement qui sera d'autant plus important que sa variation relative est grande par rapport à celle de la célérité, et qui sera aussi variable selon les conditions de départ, c'est-à-dire les valeurs initiales de C et D.

On peut conclure en disant que le phénomène de propagation de crues semble être conditionné essentiellement par la célérité. Le coefficient de diffusion permet un ajustement de deuxième ordre pour l'atténuation et le décalage. Pour des situations où l'on peut se contenter de résultats du premier ordre, on obtient des résultats aussi simples que ceux d'un modèle d'onde cinématique.



#### 4.4 - APPLICATION DES MODELES DERIVES DE SAINT-VENANT

*Après l'application du modèle Hayami simplifié sur les données de cours d'eau et de crues réelles, on doit, maintenant, essayer de vérifier l'applicabilité des modèles découlant de Saint-Venant, décrits aux paragraphes 3.4.2 et 3.4.3, dans la troisième partie de la thèse.*

*Il faut noter que l'on va appliquer les modèles seulement pour les cours d'eau Wye, Jacui et Save, pour lesquels on dispose d'une meilleure connaissance des conditions physiques, suffisante pour cette analyse, encore que parfois trop incertaine au niveau de la topographie et, surtout, des apports intermédiaires.*

*On décrit, dans ce qui suit, les démarches menées, d'abord pour le modèle simplifié global, et, ensuite, pour le modèle à pas d'espace fixe. Au paragraphe 4.4.3, on décrit l'application des deux modèles au cas particulier de La Save.*

##### 4.4.1 - Application du modèle simplifié global

Pour l'application du modèle simplifié global, décrit au paragraphe 3.4.2, la démarche à adopter est très simple.

En effet, il nous faut appliquer, sur notre système (figure 4.20), les expressions suivantes :

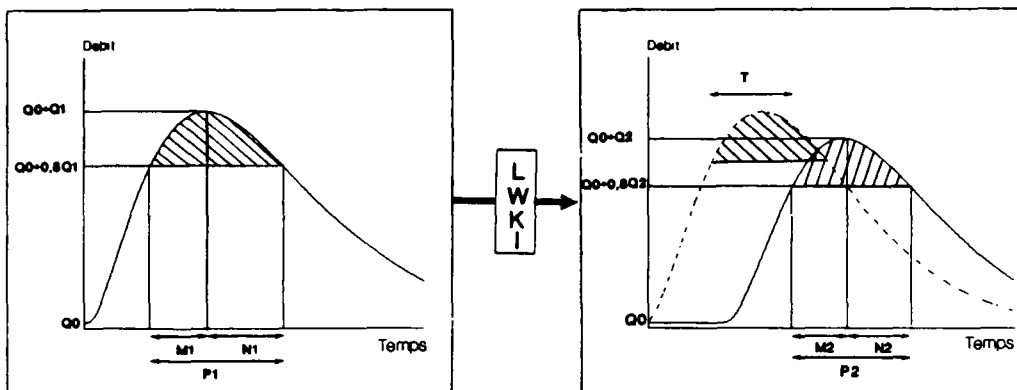


Figure 4.20 - Le système simplifié

$$Q_2 = Q_0 + (Q_1 - Q_0) \text{EXP} (-L/D_G) \quad (4.15)$$

$$T = L / C_G \quad (4.16)$$

$$P_2 = P_1 (Q_1 - Q_0) / (Q_2 - Q_0) \quad (4.17)$$

Avec :

$$C_G = 5,8 K^{0,54} (1+10^{-3})^{0,68} [P_1(Q_1-Q_0)/W]^{0,14} \quad (4.18)$$

$$D_G = 418 K^{0,81} (1+10^{-4})^{1,02} [P_1(Q_1-Q_0)/W+5000]^{0,96} \quad (4.19)$$

Dans les expressions, on a :

$Q_1$  : débit de pointe au dessus du débit de base, à l'amont, en  $\text{m}^3/\text{s}$  ;

$Q_2$  : idem, à l'aval ;

$Q_0$  : débit de base, en  $\text{m}^3/\text{s}$  ;

$T$  : temps de transfert, en s ;

$P_1$  : durée de dépassement au dessus du débit de base, à l'amont, en s ;

$P_2$  : idem, à l'aval ;

$L$  : longueur du tronçon, en m ;

$K$  : coefficient de Strickler ;

$W$  : largeur du cours d'eau, en m ;

$I$  : pente du fond.

L'utilisation des données disponibles sur les cours d'eau Wye et Jacui, (paragraphe 4.2), permet d'évaluer l'atténuation et le temps de transfert pour les 10 événements considérés (cf. tableau 4.16) :

COURS D'EAU	DATE	ATTENUATION (%)			TEMPS DE TRANSFERT (S)		
		Observée	Calculée	Erreur (%)	Observé	Calculé	Erreur(%)
WYE -1-	17/01/69	16,22	8,65	46,7	50 000	25200	49,6
	08/12/60	20,25	27,02	33,4	73 100	32400	55,7
	10/01/48	36,43	25,14	31,0	74 000	30900	58,2
	26/11/39	33,95	20,12	40,7	74 100	30000	59,5
WYE -2-	04/12/60	22,68	25,15	10,9	71 700	37700	47,4
	09/12/65	14,75	22,95	55,6	84 100	38600	54,1
JACUI	07/12/81	31,13	19,48	37,4	14 300	15500	8,4
	28/12/81	30,37	20,56	32,3	15 100	16200	7,3
	23/05/81	27,21	15,62	42,6	11 300	14700	30,1
	25/03/82	20,59	16,24	21,1	10 300	15100	46,6
MOYENNE				35,2			41,7

**Tableau 4.16 - Résultats de l'application du modèle simplifié global**

On constate une erreur moyenne de l'atténuation de 35 % , ce qui donne une erreur moyenne d'environ 9 % au niveau de l'évaluation du débit aval. En ce qui concerne le temps de transfert, on a une erreur moyenne d'environ 42 % .

Il faut remarquer que ces résultats du modèle simplifié global concernent son application sur un tronçon unique de chaque cours d'eau. On a donc pris un bief avec des caractéristiques homogènes tout au long de sa longueur. Si l'on adopte un partage du tronçon en biefs, avec, au moins, des pentes homogènes, on obtient le tableau 4.17 :

COURS D'EAU	DATE	ATTENUATION (%)			TEMPS DE TRANSFERT (S)		
		Observée	Calculée	Erreur (%)	Observé	Calculé	Erreur(%)
WYE -1-	17/01/69	16,22	10,02	38,3	50 000	26000	48,0
	08/12/60	20,25	32,07	58,4	73 100	32800	55,1
	10/01/48	36,43	29,14	20,0	74 000	31900	56,9
	26/11/39	33,95	23,46	30,9	74 100	30900	58,3
WYE -2-	04/12/60	22,68	32,58	43,7	71 700	40700	43,2
	09/12/65	14,75	30,16	104,5	84 100	39800	52,7
JACUI	07/12/81	31,13	20,17	35,2	14 300	15000	4,9
	28/12/81	30,37	21,26	30,0	15 100	15700	4,0
	23/05/81	27,21	16,26	40,2	11 300	14300	26,5
	25/03/82	20,59	17,03	17,3	10 300	14700	42,7
MOYENNE				41,9			34,2

**Tableau 4.17 - Résultats de l'application du modèle simplifié global, avec partage en biefs homogènes**

On vérifie que les résultats obtenus sont sensiblement équivalents aux résultats obtenus avec la prise en compte d'un tronçon unique. La simplification d'adopter un tronçon unique pour le modèle simplifié global, semble donc être valable.

#### 4.4.2 - Application du modèle à pas d'espace fixe

Après l'application du modèle simplifié global, il nous reste, maintenant, à appliquer le modèle à pas d'espace fixe, présenté au paragraphe 3.4.3.

La démarche à adopter est, essentiellement, la suivante :

- partage du tronçon de cours d'eau en plusieurs biefs, en fonction de caractéristiques physiques homogènes, en respectant un pas d'espace, fixé à 5000 m ;
- utilisation du modèle sur le premier bief ;
- utilisation des éléments résultants du routage sur le premier bief ( $Q_2$  et  $P_2$ ), comme données amont pour le deuxième bief, et, successivement, jusqu'à la fin du bief ;
- le débit de pointe et la durée à l'aval sont obtenus directement ; le temps de transfert est obtenu en faisant la somme des temps de transfert sur chaque bief.

Pour l'utilisation du modèle sur chaque bief, on est dans la même situation que celle décrite à la figure 4.20 du paragraphe précédent. Les expressions à utiliser pour obtenir les trois variables à déterminer,  $Q_2$ ,  $P_2$  et  $T$ , sont les suivantes (cf. paragraphe 3.4.3):

$$Q_2 = Q_0 + \frac{Q_1 - Q_0}{0,85 + 0,15 (1 + L/D_5)^{0,5}} \quad (4.20)$$

$$P_2 = P_1 (Q_1 - Q_0) / (Q_2 - Q_0) \quad (4.21)$$

$$T = \frac{D_5}{C_5} \{0,72 L/D_5^{0,21} [(1 + L/D_5)^{1,33} - 1]\} \quad (4.22)$$

Avec les variables intermédiaires  $C_5$  et  $D_5$ , données par les expressions (4.23) et (4.24) :

$$C_5 = 205 K^{0,23} (1+10^{-4})^{-0,09} [P_1 + 1,1 \times 10^4 W / (Q_1 - Q_0)]^{-0,66} \quad (4.23)$$

$$D_5 = 0,95 K^{1,27} (1+10^{-4})^{1,59} P_1^{1,64} [(Q_1 - Q_0) / W]^{0,55} \quad (4.24)$$

Les notations et les unités adoptées ici sont exactement les mêmes que celles du paragraphe précédent.

L'utilisation de ces expressions sur les données disponibles des cours d'eau Wye et Jacui nous permettent d'évaluer les débits aval et les temps de transfert. On a adopté des coefficients de Strickler de 35 pour les deux premiers tronçons de la Jacui et 40 pour les deux derniers ; pour la Wye, on a adopté des valeurs différentes du coefficient, selon la crue (cf. tableau 4.11). On peut ensuite obtenir le tableau 4.18 ci-après :

COURS D'EAU	DATE	ATTENUATION (%)			TEMPS DE TRANSFERT (S)		
		Observée	Calculée	Erreur (%)	Observé	Calculé	Erreur (%)
WYE -1-	17/01/69	16,22	7,57	53,3	50 000	128 600	157,2
	08/12/60	20,25	21,90	8,1	73 100	144 500	97,7
	10/01/48	36,43	20,43	43,9	74 000	139 000	87,8
	26/11/39	33,95	15,93	53,1	74 100	141 800	91,4
WYE -2-	04/12/60	22,68	20,93	7,7	71 700	259 600	262,1
	09/12/65	14,75	13,77	6,6	84 100	185 100	120,1
JACUI	07/12/81	31,13	34,43	10,6	14 300	14 100	1,4
	28/12/81	30,37	29,91	1,5	15 100	16 600	9,9
	23/05/81	27,21	28,34	4,2	11 300	14 600	29,2
	25/03/82	20,59	25,35	23,1	10 300	16 200	57,3
MOYENNE				20,6	91,4		

Tableau 4.18 - Résultats de l'application du modèle à pas d'espace fixe

L'erreur moyenne au niveau de l'évaluation du débit aval est faible, de l'ordre de 5 %. Par contre, au niveau du temps de transfert, les erreurs sont importantes, surtout en ce qui concerne la rivière Wye. En effet, on constate une surestimation du temps de transfert, en indiquant peut-être une inadéquation du modèle au cours d'eau, ou aux crues. La formulation globale, plus simplifiée, donne ici, des résultats plus satisfaisants.

#### 4.4.3 - Application des modèles sur la rivière La Save

Sachant que l'on dispose de données d'un cours d'eau dans deux situations différentes, comme décrit au paragraphe 4.2., il serait tout à fait intéressant d'appliquer les modèles dérivés de Saint-Venant, pour pouvoir évaluer l'impact de travaux sur les caractéristiques physiques de ce cours d'eau.

Comme on ne dispose pas de données topographiques assez détaillées et comme on ne connaît pas exactement la nature des travaux effectués, on va supposer que seulement la rugosité du cours d'eau a été modifiée ; les largeurs, longueurs et pentes restant strictement les mêmes.

On a partagé le tronçon étudié en deux biefs distincts, avec les caractéristiques indiqués au tableau 4.19 :

BIEF	LONGUEUR (m)	LARGEURS (m)		PENTE
		Lit mineur	Plaine	
1	28 500	20	800	0,00087
2	31 500	25	600	0,00128

**Tableau 4.19 - Caractéristiques de La Save**

Pour l'application du modèle simplifié à pas d'espace fixé, on a adopté les longueurs correspondant à la plaine inondable.

En calant donc les rugosités, sur les données des deux crues, on obtient les éléments du tableau 4.20 :

SITUATION	COEFFICIENT STRICKLER ADOPTÉ	ATTENUATION (%)			DECALAGE (s)		
		Observée	Calculée	Erreur (%)	Observé	Calculé	Erreur (%)
Encombrée	5	50,39	48,06	4,6	293 800	329 400	12,1
Aménagée	20	18,00	16,00	11,1	172 800	179 300	3,8

**Tableau 4.20 - Résultats du modèle à pas d'espace fixe pour La Save**

On constate donc que le modèle s'ajuste bien aux données des deux crues, en indiquant un changement important de la rugosité, avec des coefficients de Strickler passant de 5 à 20.

Si l'on adopte ces mêmes valeurs de coefficients de Strickler et de largeurs, l'utilisation du modèle simplifié global nous donne des valeurs tout à fait différentes : on constate des atténuations beaucoup plus importantes, pour des temps de transfert trop réduits.

Pour obtenir des résultats satisfaisants, il nous faut soit adopter des largeurs plus faibles, soit changer les coefficients de Strickler précédemment utilisés.

En adoptant des largeurs équivalant à 10 % des largeurs des plaines d'inondation, on obtient les éléments du tableau 4.21 :

SITUATION	COEFFICIENT STRICKLER ADOPTÉ	ATTENUATION (%)			DECALAGE (s)		
		Observée	Calculée	Erreur (%)	Observé	Calculé	Erreur (%)
Encombrée	5	50,39	43,41	13,9	293 800	57600	80,4
Aménagée	20	18,00	15,33	14,8	172 800	26800	84,5

**Tableau 4.21 - Résultats du modèle simplifié global pour La Save**

On vérifie ici que le modèle global permet de représenter convenablement la propagation, dans les deux situations, avec le même changement de rugosité, (coefficient de Strickler passant de 5 à 20) après les travaux d'aménagement de la

rivière. On constate, cependant, des erreurs assez importantes au niveau du temps de transfert.

Après cette analyse on constate que la largeur peut aussi être un paramètre de calage, et ne doit pas être prise directement, sans une analyse préalable.

Enfin, il faut remarquer que, indépendamment de la largeur adoptée, on peut évaluer, de façon assez fiable, surtout avec le modèle à pas d'espace fixe, les effets des aménagements de cours d'eau. En effet, si l'on sait que l'on a fait changer la valeur du coefficient de Strickler, on peut prévoir les effets sur l'atténuation et sur le temps de transfert.

On vérifie, donc, l'applicabilité des modèles simplifiés proposés pour les situations que l'on a envisagées au départ, c'est-à-dire, l'évaluation de l'impact des aménagements des cours d'eau sur la propagation de pointes de crues.