

Y. BOUDARD

EXPERT PRES LES TRIBUNAUX D'AIX EN PROVENCE
(BOUCHES DU RHONE)

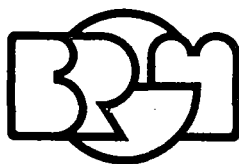
614, AVENUE DU PRADO

13008 - MARSEILLE

CONTRIBUTION A LA RECHERCHE
DES CAUSES HYDROLOGIQUES EVENTUELLES
DE DEBORDEMENT D'UN RESEAU
D'ASSAINISSEMENT PLUVIAL
A CALAS (BOUCHES DU RHÔNE)

PAR

PH. RABIER



Service géologique régional PROVENCE - COTE D'AZUR
Domaine de Luminy - route Léon-Lachamp, 13009 Marseille
Tél.: (91) 41.26.04 et 41.24.46

78 SGN 544 PCA

MARSEILLE, OCTOBRE 1978

Y. BOUDARD
EXPERT PRES LES TRIBUNAUX D'AIX EN PROVENCE
(BOUCHES DU RHONE)
614, AVENUE DU PRADO 13008 MARSEILLE

CONTRIBUTION A LA RECHERCHE
DES CAUSES HYDROLOGIQUES EVENTUELLES
DE DEBORDEMENT D'UN RESEAU
D'ASSAINISSEMENT PLUVIAL
A CALAS (BOUCHES DU RHONE)

PAR

PH. RABIER

78 SGN 544 PCA

MARSEILLE, OCTOBRE 1978

R E S U M E

Suite à l'inondation, le 10 novembre 1976, de plusieurs villas de la ZAC de Chamfleury à Calas (13), Monsieur Y. BOUDARD, expert près les tribunaux d'Aix en Provence, a demandé au Service géologique régional Provence - Côte d'Azur du B.R.G.M. de lui servir de sapiteur pour les questions d'ordre hydrologique (puisque le débordement d'un ouvrage provisoire de collecte des eaux pluviales est mis en cause).

En attendant la transformation de la RN 543, qui sépare les ZAC de Calas (à l'amont) et de Chamfleury (à l'aval), les eaux pluviales provenant de la ZAC de Calas traversaient la RN grâce à un ponceau à l'aval duquel avait été aménagé un ouvrage provisoire d'entonnement. Ce dernier permettait le raccordement au réseau de la ZAC de Chamfleury (définitif et devant être prolongé pour traverser la RN au moment de sa transformation). Le caractère provisoire de l'ouvrage lui conférait une situation particulière tant d'un point de vue économique que géométrique et hydraulique (changements de section et de direction, rupture de pente, ...).

Il nous a été demandé de vérifier son bon dimensionnement pour l'averse à la suite de laquelle a eu lieu l'inondation.

Pour ce faire, ne possédant pas d'information quant à la pluviométrie de Calas le 10.11.1976, nous avons été contraints d'interpoler entre des renseignements existants pour Marignane et Aix en Provence (relevés pluviographiques) et de transposer les séries statistiques "intensité - durée" des pluies de Marignane à Calas.

Notons que les enregistrements effectués par la météorologie nationale le 10.11.1976 montrent que le volume et l'intensité pluviale de Marignane sont supérieurs à ceux d'Aix en Provence et donc très vraisemblablement bien supérieurs à ceux de Calas.

.../...

Nous avons donc adopté la démarche pessimiste consistant à vérifier le bon dimensionnement de l'ouvrage provisoire vis à vis de la pluie tombée le 10.11.1976 à Marignane. Nous avons ainsi montré que le débit capable de l'ouvrage est légèrement supérieur au débit pluvial maximal calculé.

Le débit capable de l'ouvrage provisoire est donc a fortiori supérieur au débit maximal relatif à l'averse qui a réellement précipité à Calas le 10.11.1976. Le dimensionnement de l'ouvrage n'est donc pas à mettre en cause.

De plus, il semble que, après l'inondation, les Pompiers aient retiré de l'ouvrage des bastaings, restes d'échafaudages, pneu, ... Ceux ci, diminuant la section et donc réduisant le débit capable de l'ouvrage, on peut penser que le débordement leur soit imputable.

Enfin, nous avons pu montrer que la périodicité du débit n'est pas celle de l'intensité pluviale; en effet, le débit à l'exutoire du bassin relatif à l'averse décennale (abusivement appelé débit décennal) est très voisin du débit du 10.11.1976 qui correspond à une intensité moitié de l'intensité décennale mais de longue durée. L'hétérogénéité du bassin (décomposable en un sous-bassin urbanisé et un autre non) implique des temps de concentration différents et pour une averse de longue durée, peut engendrer la combinaison des débits relatifs à chaque sous-bassin.

Ce rapport contient 47 pages et 11 figures. Il a été réalisé avec la collaboration de:

JL. GARNIER
D. FERLAY
E. BRUNET

Ingénieur hydrodynamicien
Dessin
Secrétariat

TABLE DES MATIERES

1 - Introduction	page 7
2 - Généralités	
3 - Evaluation du temps de concentration du bassin	11
3.1. - Introduction	11
3.2. - Evaluation du temps de concentration pour les bassins versants non urbanisés	13
3.3. - Valeur du temps de concentration t_c pour les bassins versants urbanisés	14
3.3.1. - Expression du temps de concentration décennal $t_{c_{10}}$	14
3.3.2. - Conclusion	17
3.4. - Conclusions	18
3.4.1. - Temps de concentration décennal $t_{c_{10}}$ à prendre en compte dans les calculs	18
3.4.2. - Variation du temps de concentration avec le débit	18
4 - Evaluation des intensités pluviales	19
4.1. - Intensités pluviales décennales	19
4.2. - Intensité pluviale du 10.11.1976 pour une pluie de 25 mn	21
4.2.1. - Enregistrements réalisés à Marignane	21
4.2.2. - Enregistrements réalisés à Aix en Provence	21
4.2.3. - Interpolation pour la zone de Calas	21
4.3. - Conclusions	23
5 - Evaluation des débits	25
5.1. - Généralités	25
5.2. - Incidence de l'élongation du bassin versant sur les débits	29
5.3. - Débit relatif à la pluie du 10.11.1976	29
5.4. - Débit relatif à l'averse décennale	30
5.4.1. - Débit relatif à la seule partie urbanisée	31
5.4.2. - Débit relatif à l'ensemble du bassin versant	31
5.4.2.1. - Formule rationnelle	31
5.4.2.2. - Tracé de l'hydrogramme des sous-bassins associés en série	33
5.4.2.3. - Formule de CAQUOT	35
5.4.3. - Remarques	35
5.4.3.1. - Hydrogrammes pour l'averse décennale	35
5.4.3.2. - Débits de fréquence de retour égale à 25 ans	36
5.4.3.3. - Relation débit décennal - averse décennale	36
6 - Dimensionnement des ouvrages	37
6.1. - Dimensionnement de l'ouvrage provisoire	37
6.2. - Dimensionnement de l'ouvrage définitif	39
6.3. - Raccordement des deux ouvrages	40
6.3.1. - Influence de l'élargissement de la section de l'ouvrage de raccordement	40
6.3.2. - Influence de la rupture de pente	41
6.3.3. - Influence du regard situé à l'amont de la section d'entonnement	43
6.3.4. - Influence du changement de direction au cours du raccordement	43
6.4. - Conclusion	43
7 - Conclusion	45

LISTE DES FIGURES

- 1 - Relation vitesse - pente
- 2 - Relation temps de concentration - débit
- 3 - Comparaison des courbes intensité pluviale - durée
- 4 - Hyétogramme de la pluie du 10.11.1976 pour Marignance
- 5 - Hyétogramme de la pluie du 10.11.1976 pour Aix la Galice
- 6 - Relation entre le débit et la durée de la pluie pour une précipitation d'intensité i fixée
- 7 - Relation entre le débit et la durée de la pluie pour une précipitation de volume (hauteur) donnée
- 8 - Hydrogramme à l'exutoire pour la pluie du 10.11.1976 à Marignane
- 9 - Hydrogrammes relatifs aux averses décennales
- 10 - Variations du débit avec le coefficient de remplissage des sections des ouvrages
- 11 - Coupe schématique des ouvrages provisoire et définitif. Situation du remous dQ à la variation de pente.

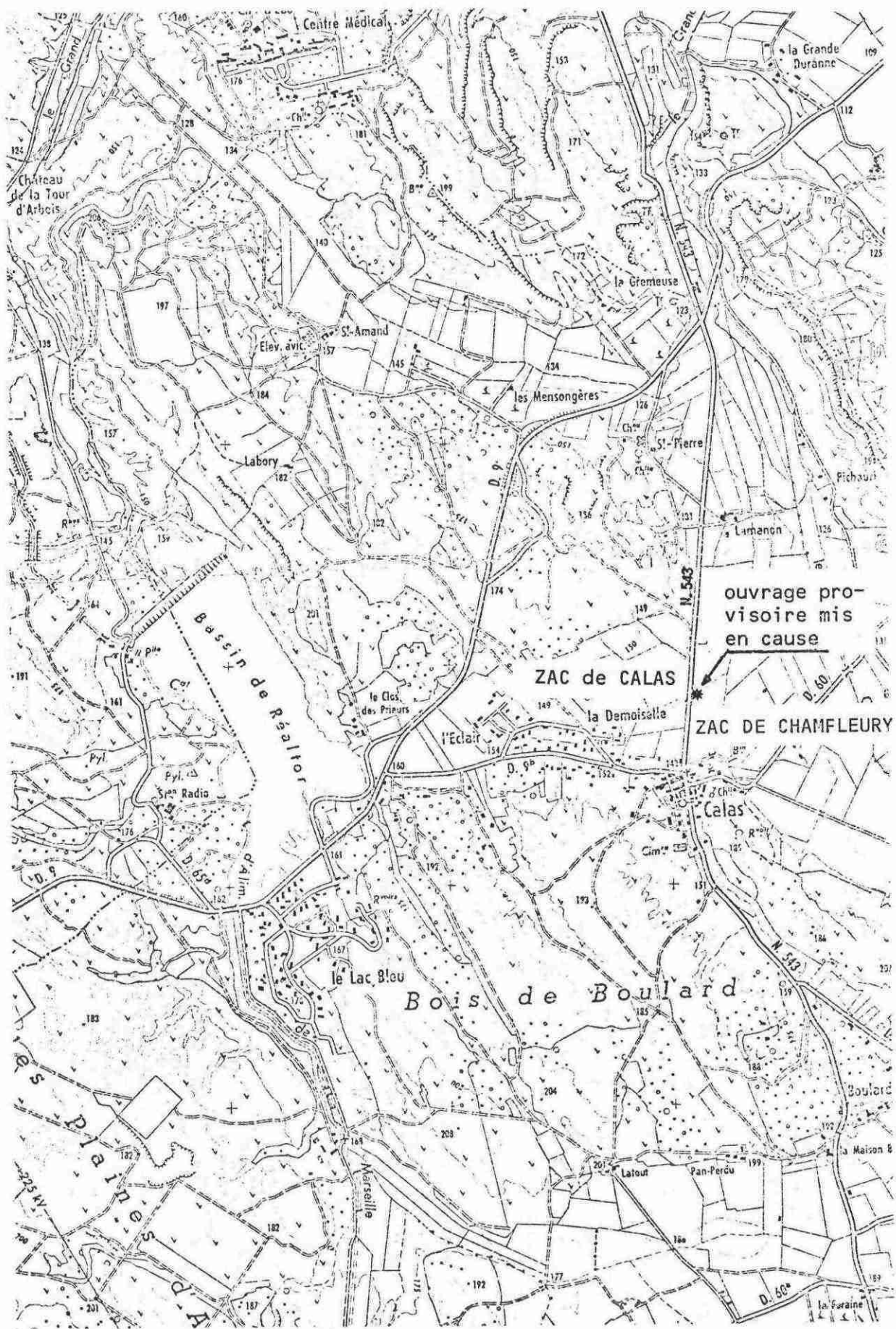


Schéma de situation -- échelle 1/25 000 (feuilles Martigues 3-4 et 7-8)

1

I N T R O D U C T I O N

L'inondation de plusieurs villas ayant eu lieu le 10 novembre 1976 à la Z.A.C. de Chamfleury, commune de Cabriès (13), monsieur Y. BOUDARD, expert près les Tribunaux d'Aix en Provence, chargé de l'affaire, nous a demandé de bien vouloir lui servir de sapiteur pour les questions d'ordre hydrologique.

L'historique assez complexe de l'affaire peut être schématiquement résumé ainsi:

- Deux lotissements en construction sont respectivement situés à l'amont (ZAC de Calas réalisée par BREGUET Construction) et à l'aval (ZAC de Chamfleury réalisée par KAUFMAN and BROAD) d'une route nationale qui "obture" l'amont du bassin versant (RN 543 - cf. plan ci-contre).

L'évacuation des eaux pluviales de la ZAC de Calas (amont) est assurée par un vallon naturel qui traversait la route nationale (non encore élargie à l'époque du sinistre) grâce à un ponceau.

Ce ponceau a été détruit et remplacé par un ouvrage plus important au moment de l'élargissement, après que BREGUET Construction et KAUFMAN and BROAD se soient mis d'accord sur l'ouvrage dont la D.D.E. est propriétaire.

Les eaux de ruissellement, après avoir traversé la route nationale (par le ponceau), pénétrant sur le territoire de la ZAC de Chamfleury, étaient canalisées par un ouvrage provisoire raccordé à l'émissaire définitif (ce dernier devant être ensuite prolongé sous la RN au moment de son élargissement après destruction de l'ouvrage provisoire).

Cet émissaire définitif présente un angle de déviation par rapport à l'ancien tracé du vallon qu'il ne suit pas dans la ZAC de Chamfleury en raison des aménagements figurant dans le projet de KAUFMAN and BROAD.

L'ouvrage provisoire, comprenant plus précisément un ouvrage d'entonnement et un ouvrage de raccordement avec l'émissaire définitif, a été mis en cause à la suite de l'inondation, le 10 novembre 1976, de quelques villas avoisinantes.

Le but visé dans l'étude qui suit est donc de vérifier le bon dimensionnement de l'ouvrage provisoire par rapport à la pluie du 10 novembre 1976 ainsi que, le cas échéant, d'évaluer l'incidence de divers paramètres sur le débordement de l'ouvrage d'entonnement.

2

GENERALITES

L'écoulement des eaux pluviales par ruissellement occasionne un débit maximal Q à l'exutoire du bassin versant qui dépend de plusieurs facteurs:

- le temps de concentration t_c des débits à l'exutoire; c'est-à-dire la durée entre le début de la pluie et le moment où l'ensemble du bassin commence à "débitier en ruissellement" (c'est aussi le temps que met une particule d'eau partie du point le plus éloigné de l'exutoire pour parvenir à ce dernier). Il dépend en particulier du débit Q et, donc, des trois facteurs suivants:
- la répartition spatio-temporelle de la pluie ou, pour un petit bassin versant (de l'ordre du km^2), simplement sa répartition temporelle; cela revient à tracer le hyétogramme de la pluie, soit à évaluer la durée de la pluie t_p et son intensité i . Ceci est réalisable grâce aux relevés de la Météorologie nationale, par exemple.
- la géométrie du bassin; ceci correspond à sa forme, son extension en plan, à la répartition des courbes de niveau (altitude) et, ce faisant, des pentes d'écoulement I . Il suffit alors de posséder un plan topographique précis des aménagements envisagés à terme. L'obtention de la pente équivalente dépend du mode d'association des sous-bassins (en parallèle ou en série):

en série:
$$I = \left[\frac{\sum L_j}{\sum \frac{L_j}{I_j}} \right]^2$$

avec { L_j = longueur du drain principal
 Q_{pj} = débit de pointe du sous-bassin considéré seul.

en parallèle:
$$I = \frac{\sum I_j \cdot Q_{pj}}{\sum Q_{pj}}$$

- la proportion d'eau de pluie amenée à ruisseler: ce qui revient à situer et à évaluer la superficie de zones présentant divers coefficients de ruissellement C . Le coefficient C est calculé par moyenne pondérée, grâce aux surfaces, du type:

$$C = \frac{\sum C_j \cdot A_j}{\sum A_j}$$

Les valeurs de C_j sont choisies grâce aux considérations suivantes:

. surfaces totalement imperméabilisées	$C = 0,90$
. lavages à larges joints	$C = 0,60$
. voies en macadam non goudronné	$C = 0,35$
. allées en gravier	$C = 0,20$
. surfaces boisées	$C = 0,05$

Ceci revient approximativement à la classification ci-après:

. habitations très denses	$C = 0,9$
. habitations denses	$C = 0,6 \text{ à } 0,7$
. habitations moins denses	$C = 0,4 \text{ à } 0,5$
. quartiers résidentiels	$C = 0,2 \text{ à } 0,3$

De plus, s'il s'agit de vérifier le dimensionnement de l'ouvrage, les normes au moment de son calcul font mention de la pluie décennale et, ainsi, du débit décennal prévisible à l'exutoire.

Nous allons donc chercher à évaluer le temps de concentration du bassin et le débit prévisible à l'exutoire relatifs à la pluie du 10 novembre 1976. Nous comparerons alors ces résultats avec les valeurs relatives à l'averse décennale, puis avec le débit admissible pouvant transiter dans l'ouvrage provisoire, c'est-à-dire le débit capable de cet ouvrage.

3

EVALUATION DU TEMPS DE CONCENTRATION DU BASSIN

3.1. - INTRODUCTION

N'oublions pas, préalablement, que quatre phénomènes principaux occasionnent des "pertes au ruissellement":

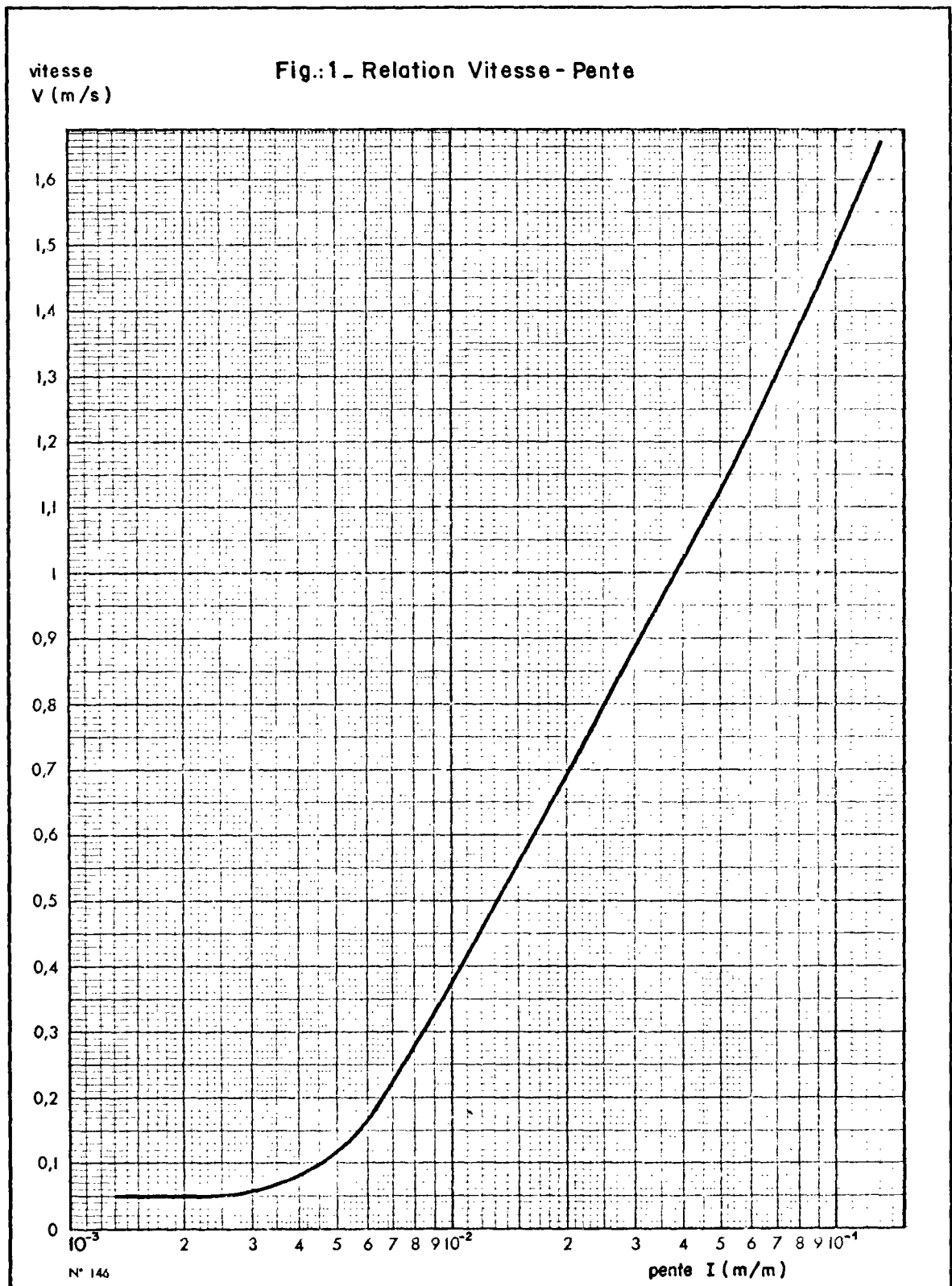
- la rétention par stockage dans les dépressions topographiques plus ou moins grandes,
- l'évaporation au niveau du sol,
- l'interception par la couverture végétale,
- l'infiltration dans le sol variant selon la nature (perméabilité) et la répartition des terrains.

Toutefois, DESBORDES propose:

- de négliger souvent les pertes par évaporation,
- pour les pertes d'interception par la végétation de retenir: 0,2 à 1, 5 mm d'eau,
- pour l'infiltration dans le sol:
 - . terrains perméables: 3 à 15 mm d'eau
 - . terrains imperméables: 0,2 à 3 mm d'eau

Il cite par ailleurs LEFRANC qui montre que ces pertes sont négligeables pour une pente topographique supérieure à 0,02 m/m

La pluie ruisselée représente donc pratiquement dans notre cas la pluie tombée diminuée des pertes par rétention dans les dépressions topographiques.



Les résultats constituent cependant un ordre de grandeur acceptable.

Enfin, notons qu'il existe une multitude de méthodes pour calculer le temps de concentration. Nous allons en présenter les plus utilisées ci-après. Elles considéreront une surface totale du bassin $A = 277$ ha comprenant 2 sous-bassins, 92 ha lotis et 185 ha non lotis, de pentes moyennes I respectives de 0,025 m/m et 0,05 m/m (considérées constantes).

3.2. - EVALUATION DU TEMPS DE CONCENTRATION POUR LES BASSINS VERSANTS NON URBANISES

Nous utiliserons l'expression de PASINI:

$$t_c = 0,0045 \frac{\sqrt[3]{A.L}}{\sqrt{I}} \quad (t_c \text{ en jours})$$

soit: $t_c = 6,48 \frac{\sqrt[3]{A.L}}{\sqrt{I}}$ avec

- t_c = en minutes.
- A = superficie en km^2
- L = trajet hydraulique le plus long en km
- I = pente d'écoulement en m/m

Nous allons l'appliquer à la partie non urbanisée de 185 ha:

$$A = 185 \text{ ha} = 1,85 \text{ km}^2$$

$$L = 2\,000 \text{ m} = 2,00 \text{ km}$$

$$I \sim 5\% = 0,05 \text{ m/m}$$

$$t_c = 6,48 \frac{(1,85 \cdot 2)^{\frac{1}{3}}}{(0,05)^{\frac{1}{2}}} = 45 \text{ mn}$$

Cette valeur de t_c correspond à une vitesse moyenne d'écoulement de l'eau:

$$V = \frac{L}{t_c} = \frac{2\,000}{45} \text{ m/mn} = 0,74 \text{ m/s}$$

Si l'on se réfère aux ordres de grandeur énoncés par M. COLOMBET ("techniques de l'ingénieur"), tracés sous la forme du graphe présenté en figure 1, cette valeur est vraisemblable mais un peu faible étant donné la pente $I = 0,05$ m/m.

On considère en effet habituellement des vitesses décennales de l'ordre de 1 m/s. Cela équivaudrait à retenir la valeur $t_{c_{10}} = \frac{L}{V} = 33 \text{ mn}$

Le temps de concentration décennal pour la partie non urbanisée du bassin versant est donc:

$$33 \text{ mn} < t_{c_{10}} < 45 \text{ mn}$$

3.3. - VALEUR DU TEMPS DE CONCENTRATION t_c POUR LES BASSINS VERSANTS URBANISÉS (formule de CAQUOT)

3.3.1. - Expression du temps de concentration décennal $t_{c_{10}}$

Les travaux de CAQUOT ont permis l'établissement de formules faisant intervenir la superficie et la pente mais aussi le débit (donc à fortiori la fréquence de pluie à prendre en référence et le coefficient de ruissellement du bassin)

$$t_{c_F} = 0,50 \cdot I^{-0,41} \cdot A^{0,51} \cdot Q_F^{-0,29}$$

L'expression du temps de concentration étant fonction du débit $Q_{(F)}$ de fréquence de retour F , elle dépend d'observations statistiques des averses pratiquées sur une longue période (évaluée d'après la valeur de F considérée).

Ces observations permettent de dégager une relation entre l'intensité pluviale maximale i et la durée de l'averse t pour une fréquence de retour de pluie F qui est de la forme suivante:

$$i_{(F)} = a_{(F)} \cdot t^{b_{(F)}}$$

avec $\begin{cases} i & \text{en mm/mn} \\ t & \text{en mn} \end{cases}$

Cette relation est utilisée dans l'expression du débit $Q_{(F)}$:

$$Q_{(F)} = \left[\frac{a_{(F)} \cdot 0,5^{b_{(F)}}}{6,6} \right] \cdot I^{\left[\frac{1}{1+0,29 \cdot b_{(F)}} \right]} \cdot \left[\frac{-0,41 \cdot b_{(F)}}{1+0,29 \cdot b_{(F)}} \right] \cdot C^{\left[\frac{1}{1+0,29 \cdot b_{(F)}} \right]} \cdot A^{\left[\frac{0,51 \cdot b_{(F)} + 0,95}{1 + 0,29 \cdot b_{(F)}} \right]}$$

avec $\begin{cases} A, & \text{la superficie du bassin exprimée en ha} \\ C, & \text{coefficient de ruissellement (sans dimension: ha/ha)} \\ I, & \text{"pente moyenne" du bassin exprimée en m/m (sans dimension)} \end{cases}$

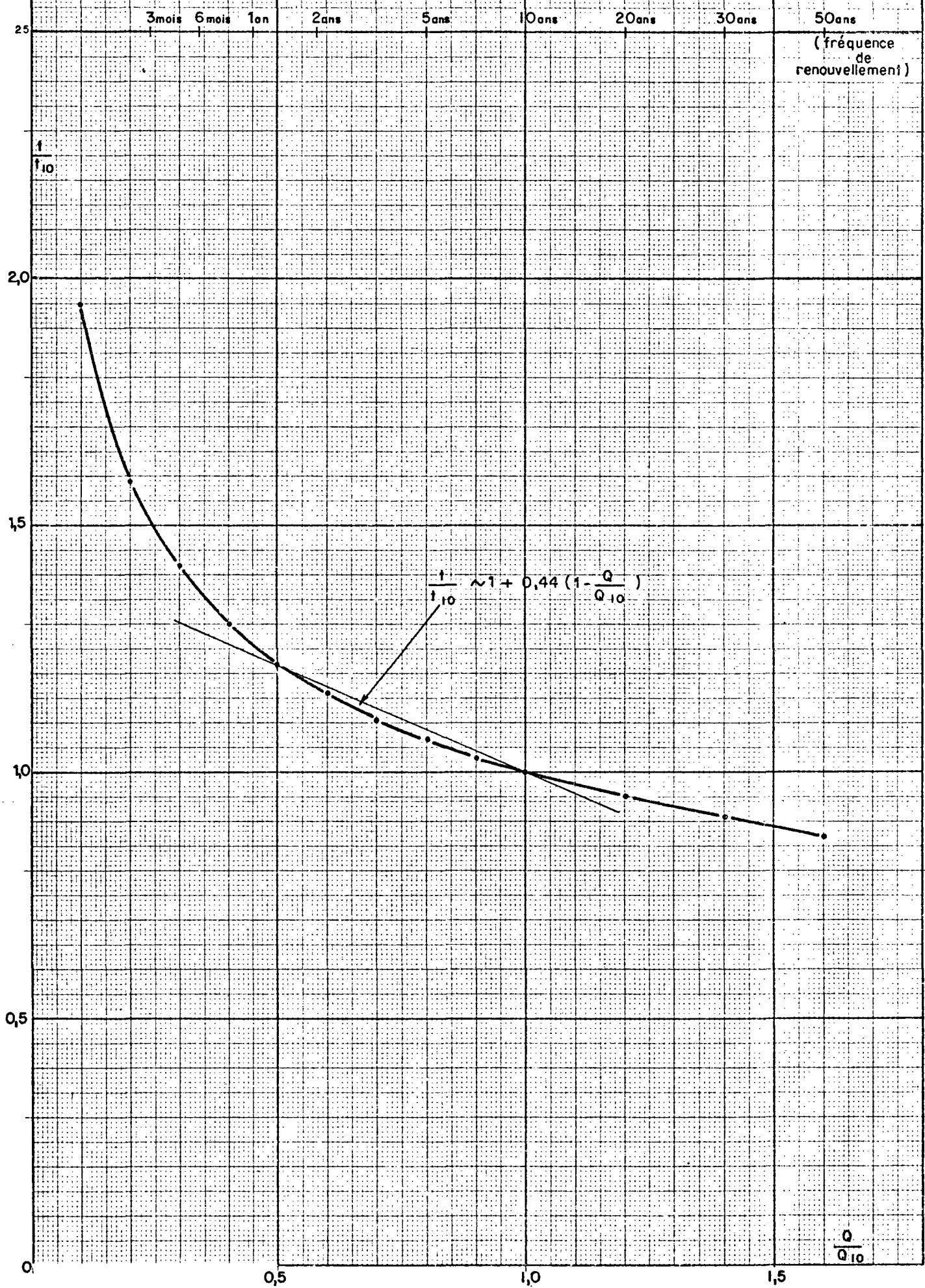
Ne disposant d'observations statistiques ni pour Calas, ni pour Aix en Provence (La Galice), on ne peut retenir que celles qui ont été effectuées à Marignane et, à titre de comparaison, à Marseille et Montpellier.

Les résultats obtenus après calcul figurent au tableau n° 1 suivant:

L I E U	M A R I G N A N E	M A R S E I L L E	M O N T P E L L I E R
intensité pluviale décennale i_{10}	$i_{10} = 3,98 t^{-0,415}$	$i_{10} = 6,8 t^{-0,52}$	-
débit décennal q_{10}	$q_{10} = 0,804 I^{0,193} C^{1,13} A^{0,84}$	$q_{10} = 1,58 I^{0,251} C^{1,175} A^{0,627}$	$q_{10} = 0,77 I^{0,18} C^{1,10} A^{0,80}$
temps de concentration décennal $t_{c_{10}}$	$t_{c_{10}} = 0,533 I^{-0,47} A^{0,27} C^{-0,33}$	$t_{c_{10}} = 0,44 I^{-0,483} A^{0,276} C^{-0,34}$	$t_{c_{10}} = 0,50 I^{-0,46} A^{0,28} C^{-0,32}$
partie urbanisée du bassin versant A = 92 ha C = 0,3 I = 0,025 m/m L = 1 600 m	<div style="border: 1px solid black; padding: 5px; display: inline-block;">$t_{c_{10}} = 15 \text{ mn}$</div> $V_{\text{moy.}} = \frac{1\ 600}{15,60} = 1,81 \text{ m/s}$	<div style="border: 1px solid black; padding: 5px; display: inline-block;">$t_{c_{10}} = 15 \text{ mn}$</div> $V_{\text{moy.}} = 1,9 \text{ m/s}$	<div style="border: 1px solid black; padding: 5px; display: inline-block;">$t_{c_{10}} = 15 \text{ mn}$</div> $V_{\text{moy.}} = 1,8 \text{ m/s}$
Totalité du bassin versant considérée équipée de collecteurs d'eau pluviale A = 277 ha C = 0,167 I = 0,025 m/m L = 3 600 m	$t_{c_{10}} = 25 \text{ mn}^{**}$ $V_{\text{moy.}} = 2,4 \text{ m/s}^{*}$	$t_{c_{10}} = 23 \text{ mn}^{**}$ $V_{\text{moy.}} = 2,6 \text{ m/s}^{*}$	$t_{c_{10}} = 25 \text{ mn}^{**}$ $V_{\text{moy.}} = 2,4 \text{ m/s}^{*}$
<p><u>Remarque:</u> Les valeurs des vitesses marquées d'une astérisque (*) dans le tableau sont trop élevées malgré une pente ramenée de 0,05 m/m à 0,025 m/m sur la partie non urbanisée.</p> <p>En effet, l'hypothèse de calcul est mauvaise car, le coefficient de ruissellement C étant inférieur à 0,20, on sort du domaine de validité de la formule de CAQUOT (qui correspond à des bassins urbanisés équipés de collecteurs d'eaux pluviales):</p> <p style="text-align: center;"> $A \leq 200 \text{ ha}$ $0,20 \geq C \geq 1$ $0,02 \text{ m/m} \geq I \geq 0,05 \text{ m/m}$ </p> <p>Il faut donc retenir les valeurs de t_c marquées de deux astérisques (**) comme des <u>valeurs minimales</u> de $t_{c_{10}}$ pour l'ensemble du bassin.</p>			

Tableau n° 1 - VALEURS DU TEMPS DE CONCENTRATION DECENNAL

Fig. 2 . Relation Temps de concentration - Débit



3.3.2. - Conclusion

On constate que les valeurs des temps de concentration calculées ne dépendent pratiquement pas de la ville de référence considérée.

Quant à l'incertitude du résultat obtenu pour t_c en fonction des paramètres I , A et C , on peut écrire (cf. tableau 1):

$$\frac{\Delta t_c}{t_c} \sim 0,47 \frac{\Delta I}{I} + 0,27 \frac{\Delta A}{A} + 0,33 \frac{\Delta C}{C}$$

avec

$$\begin{aligned} \Delta I(*) &\sim 0,005 \text{ m/m} \Rightarrow \frac{\Delta I}{I} < \frac{0,005}{0,025} \text{ c'est à dire } \frac{\Delta I}{I} < 0,20 \\ \Delta A &\sim 1 \text{ ha} \Rightarrow \frac{\Delta A}{A} < \frac{1}{90} \text{ c'est à dire } \frac{\Delta A}{A} < 0,01 \\ \Delta C(**) &\sim 0,02 \Rightarrow \frac{\Delta C}{C} < \frac{0,02}{0,30} \text{ c'est à dire } \frac{\Delta C}{C} < 0,07 \end{aligned}$$

On constate dès lors que le paramètre déterminant est la pente I . La précision sur le coefficient de ruissellement C et à fortiori sur la superficie A n'intervient que pour une faible part.

Après avoir calculé $\frac{\Delta t_c}{t_c} < 0,116$ et puisque $\frac{\Delta i}{i} < 0,5 \frac{\Delta t}{t}$
(car $i = at^b$ avec $b < 0,50$), on s'aperçoit que $\frac{\Delta i}{i} < 0,06$.

Une meilleure précision étant illusoire dans la réalité, on peut retenir comme valeur du temps de concentration décennal (pour la partie urbanisée du bassin versant):

$t_{c_{10}} = 15 \text{ mn}$

NOTA: (*) On considère l'incertitude sur la pente moyenne du bassin versant et non la variation locale de la pente par rapport à la pente moyenne

(**) On considère le bassin comme entièrement aménagé avec un système de collecte des eaux pluviales qui ruissellent.

3.4. - CONCLUSION

3.4.1. - Temps de concentration décennal $t_{c_{10}}$ à prendre en compte dans les calculs

Rappelons préalablement que la formule de PASINI est empirique et ne tient pas compte:

- des caractéristiques du site (météorologie,...)
- de la fréquence de renouvellement (choisie égale à 10 ans)
- de la partie urbanisée (= plus imperméabilisée)

Il peut s'en suivre une mauvaise estimation du temps de concentration. Nous retiendrons pour cette raison un intervalle $33 \text{ mn} < t_c < 45 \text{ mn}$ pour la partie non urbanisée

Ayant évalué séparément le temps de concentration décennal correspondant à la partie urbanisée du bassin ($t_{c_{10}} = 15 \text{ mn}$), la pluie décennale engendrant le débit maximal à l'exutoire peut être:

- soit une pluie de 15 mn "précipitant sur la seule partie urbanisée"
- soit une pluie comprise entre 48 mn et 60 mn précipitant sur l'ensemble du bassin.

3.4.2. - Variation du temps de concentration avec le débit

Si l'on se base sur la relation présentée au paragraphe 3.3., on peut esquisser la variation du temps de concentration d'un bassin en fonction du débit qui y transite.

Les exposants n'étant fonction ni du site, ni de la pluie on obtient le graphe présenté sur la figure 2.

Il correspond à la variation de $\frac{t}{t_{10}}$ en fonction de $\frac{Q}{Q_{10}}$.

REMARQUE: Ce graphe présentera un intérêt au moment de l'étude des débits engendrés par la pluie du 10.11.1976.
En effet, la durée de la pluie ne devra plus être prise égale au temps de concentration mais à la durée réelle. (interférence des pics d'hyrogramme relatifs aux parties urbanisées et non urbanisées du bassin)

EVALUATION DES INTENSITES PLUVIALES

4.1. - INTENSITES PLUVIALES DECENNALES

Rappelons, en préliminaire, que l'intensité est une fonction exponentielle décroissante de la durée de précipitation et que nous considérons une durée d'averse égale au temps de concentration décennal $t_{c_{10}}$ du bassin. En effet, une pluie dont la durée vaut le temps de concentration du bassin fournit le maximum de l'hydrogramme des débits, valeur représentative de la pluie et du bassin versant.

Nous disposons de quatre sources d'information, les deux premières provenant du service de la Météorologie nationale:

- Marignane

$$i_{10} = 3,98 t^{-0,415} \begin{cases} i \text{ en mm/mn} \\ t \text{ en mn} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} i = 1,29 \text{ mm/mn} & \text{pour } t = 15 \text{ mn} \\ i = 0,93 \text{ mm/mn} & \text{pour } t = 33 \text{ mn} \\ i = 0,82 \text{ mm/mn} & \text{pour } t = 45 \text{ mn} \\ i = 0,73 \text{ mm/mn} & \text{pour } t = 60 \text{ mn} \end{cases}$$

- Marseille

$$i_{10} = 6,8 t^{-0,52} \Rightarrow \begin{cases} i = 1,66 \text{ mm/mn} & \text{pour } t = 15 \text{ mn} \\ i = 1,10 \text{ mm/mn} & \text{pour } t = 33 \text{ mn} \\ i = 0,94 \text{ mm/mn} & \text{pour } t = 45 \text{ mn} \\ i = 0,81 \text{ mm/mn} & \text{pour } t = 60 \text{ mn} \end{cases}$$

- mesures effectuées par le Ministère de l'Agriculture (en particulier à Marignane).

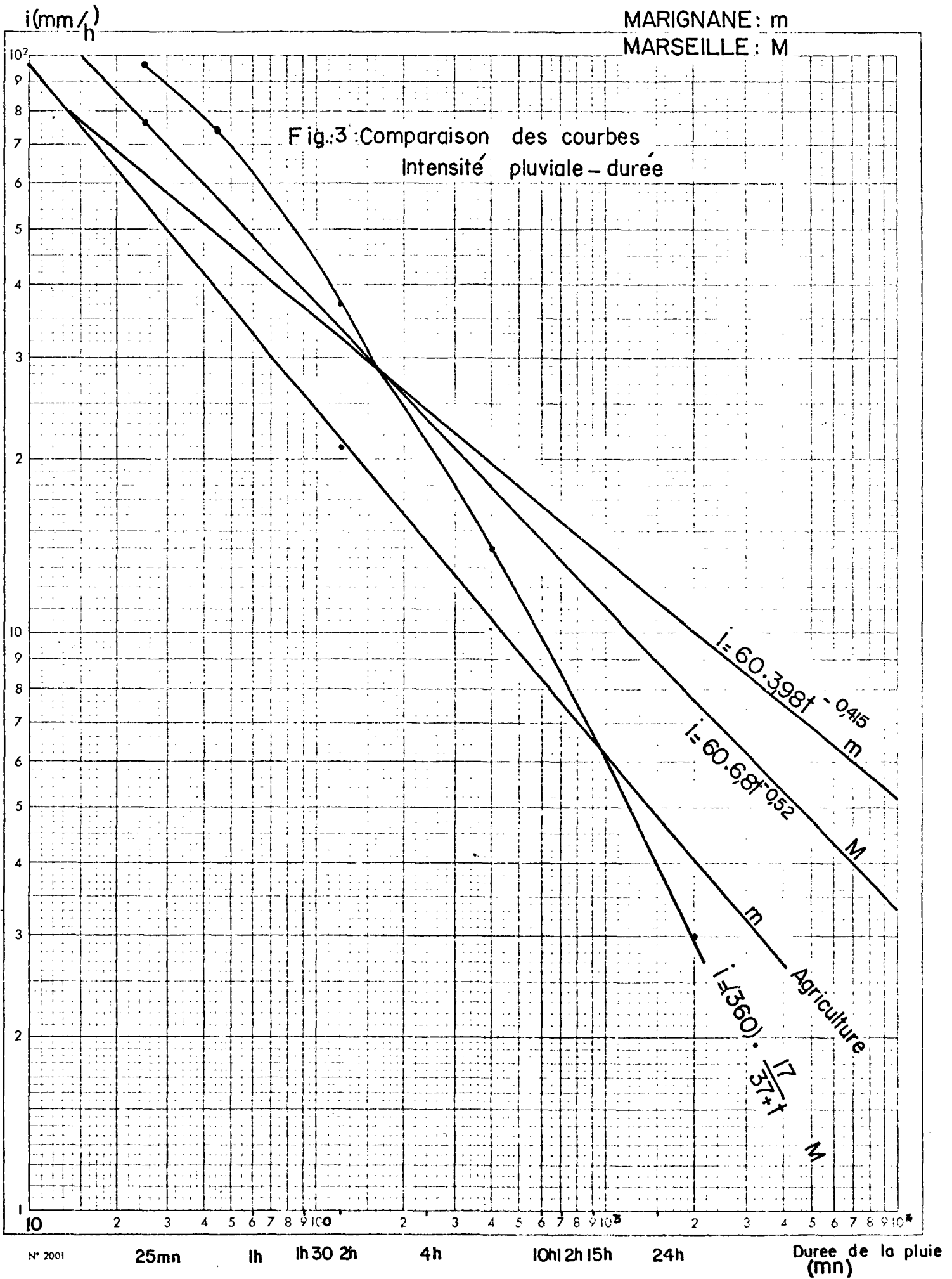
- formule $i = \frac{17}{37 + t}$ (t en mn et i en m³/s.ha)

Les variations des quatre sources ci-dessus sont reportées sur la figure n° 3.

MARIGNANE : m

MARSEILLE : M

Fig.3 : Comparaison des courbes
Intensité pluviale - durée



Nous retiendrons la valeur relative à Marignane pour des raisons d'ordre climatique analogue à celui de Calas et celle de la Météorologie nationale car elle fournit des résultats plus pessimistes que ceux de l'Agriculture.

4.2. - INTENSITE PLUVIALE DU 10.11.76

L'examen des relevés météorologiques effectués à Marignane et à Aix en Provence (Galice) permet de faire les constations qui vont suivre, tout en gardant à l'esprit qu'il s'agit, comme au paragraphe 4.1. de pluie tombée et non de pluie nette. En effet, il est quasiment impossible à ce stade de raisonner en pluie nette (= pluie tombée corrigée par soustraction des pertes par interception, évaporation, rétention, infiltration).

Nous avons pu esquisser les hyétogrammes présentés en figures 4 et 5.

4.2.1. - Enregistrements réalisés à Marignane

- il est tombé au maximum 7,8 mm en 15 mn soit $i_{\max} = 0,52 \text{ mm/mn}$
- il est tombé au maximum 15 mm en 30 mn soit $i = 0,50 \text{ mm/mn}$
- il est tombé au maximum 21,0 mm en 45 mn soit $i = 0,47 \text{ mm/mn}$

4.2.2. - Enregistrements réalisés à Aix en Provence

- il est tombé au maximum 5,4 mm en 15 mn soit $i_{\max} = 0,35 \text{ mm/mn}$
- il est tombé au maximum 7,1 mm en 30 mn, soit $i = 0,24 \text{ mm/mn}$
- il est tombé au maximum 7,5 mm en 45 mn, soit $i = 0,17 \text{ mm/mn}$

4.2.3. - Interpolation pour la zone de Calas

Il est évidemment délicat d'interpoler entre ces valeurs pour avoir une estimation de l'intensité pluviale à Calas le 10.11.1976. Cependant la configuration topographique du site, par rapport aux vents dominants pluvieux, nous incite à nous rapprocher des valeurs de Marignane, ce qui peut constituer une hypothèse de travail pessimiste.

Ceci revient à faire un calcul pessimiste: les précipitations à Calas sont vraisemblablement un peu plus faibles en intensité qu'à Marignane.

Fig. 4. Hyétoqramme de la pluie du 10.11.76

pour Marignane

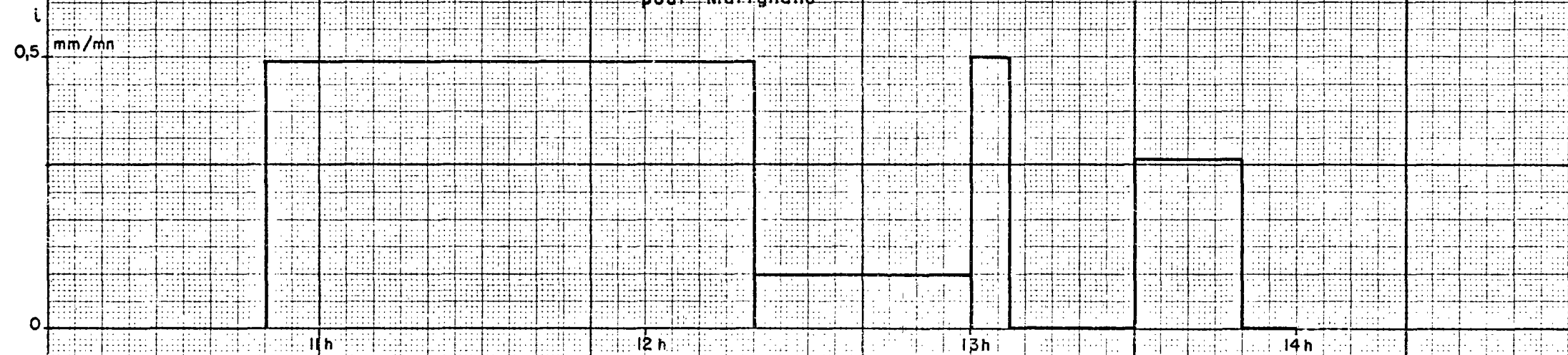
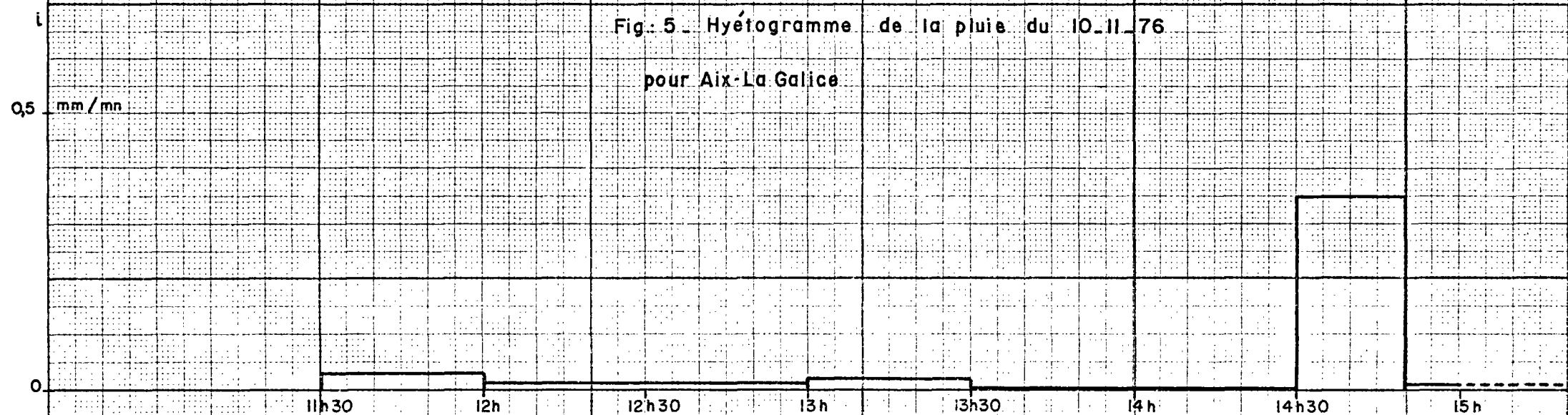


Fig. 5. Hyétoqramme de la pluie du 10.11.76

pour Aix-La Galice



4.3. - CONCLUSIONS

L'intensité pluviale à Calas le 10.11.1976 devrait être comprise entre celles de Marignane et d'Aix (La Galice) soit:

$$0,35 \text{ mm/mn} < i_{10.11.76} < 0,52 \text{ mm/mn}$$

Si l'on considère, de façon pessimiste, que la pluviométrie de Calas est assimilable à celle de Marignane, on peut constater que l'intensité pluviale du 10.11.76 ($i = 0,52 \text{ mm/mn}$) correspond approximativement à 50% de l'intensité pluviale décennale. Cette pluie peut être assimilée à une averse dont la fréquence de retour est d'environ 16 mois (cf. figure 2).

En effet, soit une pluie dont la durée équivaut au temps de concentration de la zone urbanisée du bassin ($t_c = 15 \text{ mn}$), on obtient:

$$\frac{i_{10.11.76}}{i_{10}} (15 \text{ mn}) = 0,40$$

et si l'on considère la partie non urbanisée ($t_c = 45 \text{ mn}$):

$$\frac{i_{10.11.76}}{i_{10}} (45 \text{ mn}) = 0,63$$

la moyenne de ces deux valeurs est donc bien de l'ordre de 0,50.

Rappelons enfin que l'intensité pluviale à retenir pour le 10.11.76 n'est absolument pas le rapport de la pluie tombée à sa durée, ce qui donnerait $i = \frac{40,05}{3 \times 60} = 0,22 \text{ mm/mn}$, soit environ la moitié de ce que l'on évalue à partir du temps de concentration du bassin t_c .

5

EVALUATION DES DEBITS

5.1. - GENERALITES

Il est bien entendu question des débits relatifs à l'ensemble du bassin versant se trouvant à l'amont de la route nationale (277 ha), qui arrivent à l'ouvrage provisoire.

Comme le précise la nouvelle Instruction technique relative aux réseaux d'assainissement des agglomérations (p. 25):

"En général, la durée de l'averse contribue à la formation du débit de pointe " "de l'ensemble formé par le bassin urbanisé et le ou les bassins non urbani- " "sés extérieurs est beaucoup plus grande que celle qui concourt au débit de " "pointe de la zone urbanisée seule. Etant donné la rapide décroissance de " "l'intensité moyenne de l'averse lorsque sa durée augmente, le débit de poin- " "te de la zone urbaine peut être supérieur au débit de pointe de l'ensemble " "des bassins; il conviendra donc de calculer séparément les débits de chacun " "des bassins considéré isolément et de retenir le plus fort des débits trouvés."

Mais ceci est d'autant plus vérifié que le coefficient de ruisselle-
ment global (C) du versant est plus fort que 0,20 et que la durée de l'averse
 t_p se rapproche, pour une intensité pluviale i donnée, du temps de concen-
tration du bassin t_c . (cf. figures 6, 7 et 8).

En effet, les débits Q sont proportionnels aux intensités pluviales
 i , que l'on ait recours à l'emploi de l'expression du débit $Q_{(F)}$ selon
CAQUOT (cf. paragraphe 3.3.1.) ou à celui de la formule rationnelle:

$$Q_{(F)} = K.C. i_{(F)} . A$$

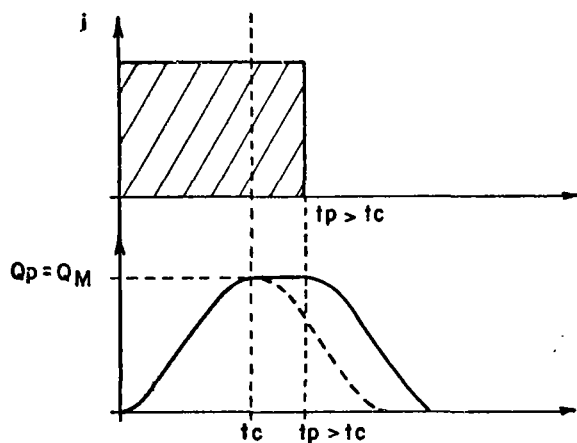
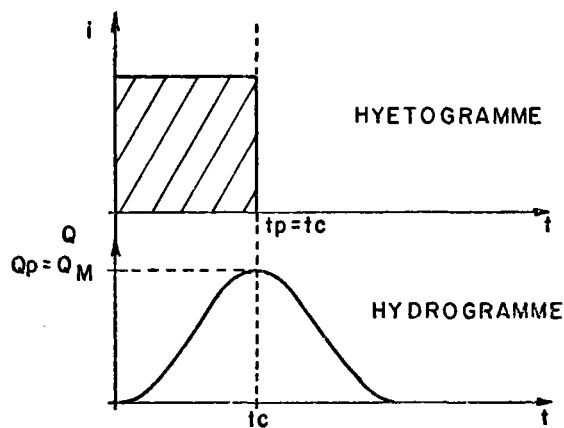
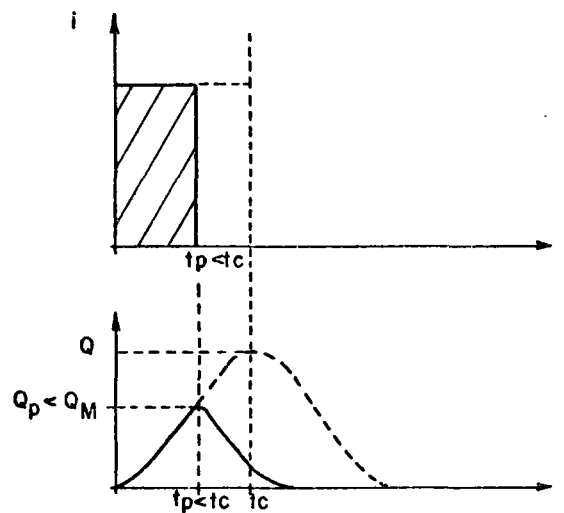


Fig.: 6 .

Relation entre le débit et la durée de la pluie pour une précipitation d'intensité i fixée

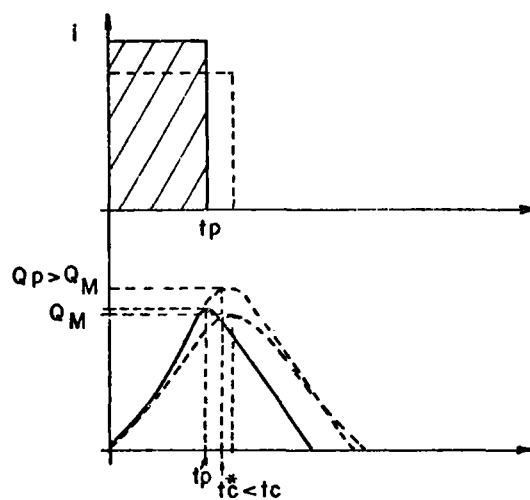
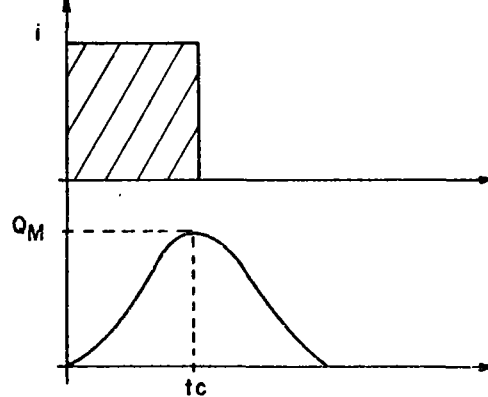
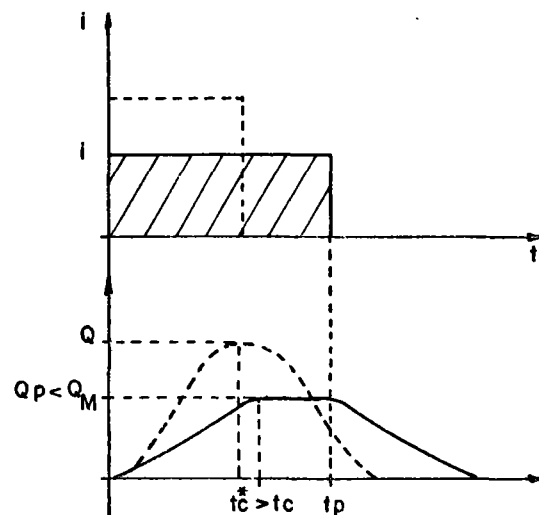


Fig.: 7

Relation entre le débit et la durée de la pluie pour une précipitation de volume (hauteur) donnée

Nota: t_c^* = t_c corrigé pour tenir compte de la variation du temps de concentration avec l'intensité pluviale (ou le débit) (cf. fig.: 2)

en considérant

$$\left[\begin{array}{ll} K = 1 - 0,006 \sqrt{d} & \text{si } \frac{l}{L} \ll \frac{1}{2} \\ \text{ou } K = 1 - 0,005 \sqrt{2d} & \text{si } \frac{l}{L} > \frac{1}{2} \end{array} \right.$$

avec: d la distance à vol d'oiseau du centre du bassin à l'exutoire
l largeur moyenne du bassin
L longueur totale du bassin (≈ trajet hydraulique le plus long)

Etant donné que le coefficient de ruissellement sur l'ensemble des parties urbanisée et non urbanisée vaut $C = 0,167$, nous sommes en présence d'un cas limite pour la méthode de CAQUOT. (cf. remarque du tableau 1)

Il va falloir:

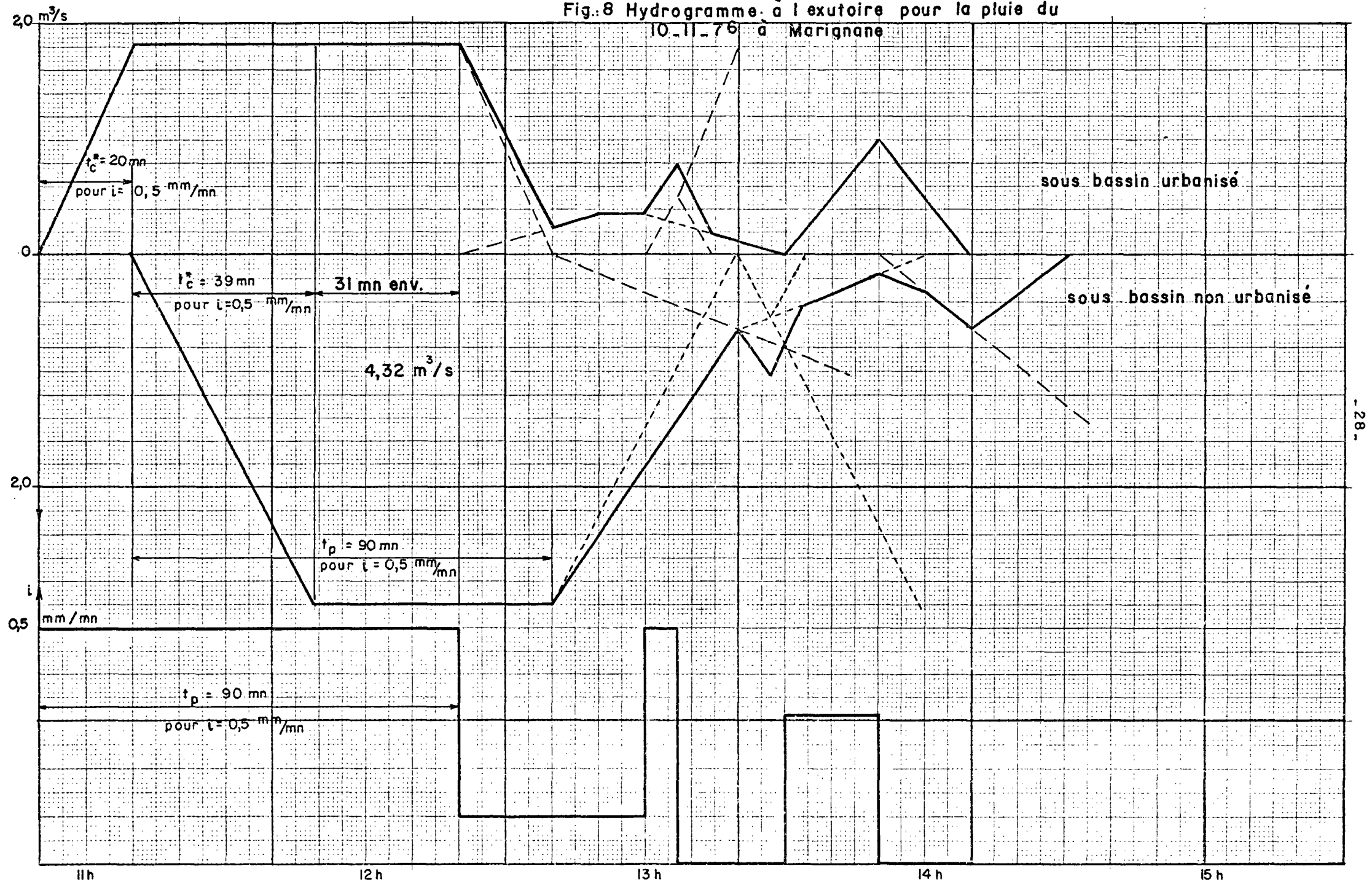
- pour la pluie du 10.11.76: utiliser l'hyétogramme et le transformer en hydrogramme des débits à l'exutoire grâce aux temps de concentration (corrigés) des parties urbanisée et non urbanisée.
- pour la pluie décennale: comparer les débits provenant:
 - . soit d'une précipitation de 15 mn sur la seule partie urbanisée
 - . soit d'une précipitation de 48 à 60 mn sur l'ensemble du bassin.

Cependant, avant d'entreprendre les calculs, il est bon de rappeler les relations entre hydrogramme et hyétogramme dans un certain nombre de cas théoriques. Nous présentons à cet effet les figures 6 et 7.

La relation entre le débit Q et la durée t_p d'une pluie pour un bassin de temps de concentration t_c lorsque l'intensité pluviale i est fixée (cf. figure 6) montre que le débit maximal est obtenu pour une pluie de durée telle que $t_p \gg t_c$. L'amplitude de l'hydrogramme est donc liée à l'intensité pluviale et au rapport $\frac{t_p}{t_c}$ si $\frac{t_p}{t_c} < 1$ et ne l'est plus si $\frac{t_p}{t_c} \gg 1$.

Si l'on examine le cas d'une hauteur de précipitation donnée mais représentée par plusieurs cas d'intensités pluviales différentes (cf. figure 7) on s'aperçoit que l'amplitude de l'hydrogramme est fonction de l'intensité pluviale à double titre: proportionnalité du débit et de l'intensité pluviale mais aussi incidence de la correction de t_c en t_c^* (cf. figure 2) sur la valeur du pic lorsque $t_p < t_c$. En effet, la correction de t_c a pour effet de retarder ou d'avancer le pic selon que respectivement $t_p > t_c$ ou $t_p < t_c$.

Fig.8 Hydrogramme à l'exutoire pour la pluie du 10.11.76 à Marignane



Enfin, comme nous allons le voir ci-après, le cumul des hydrogrammes de plusieurs bassins et ainsi le débit à l'exutoire dépend très étroitement des hyétogrammes et des rapports $\frac{t_p}{t_c}$.

En effet, on imagine facilement, par exemple que, pour une durée d'averse t_p donnée et pour deux sous-bassins présentant des coefficients de ruissellement, superficie et pente très différents (donc en particulier de temps de concentration t_c très différents) le moins urbanisé, vaste et pentu se trouvant à l'amont, la composition des hydrogrammes pour l'obtention du débit à l'exutoire montre qu'il pourrait ne pas exister de recouvrement des hydrogrammes de chaque sous-bassin.

5.2. - INCIDENCE DE L'ELONGATION DU BASSIN VERSANT SUR LES DEBITS

Le débit obtenu doit être multiplié par le facteur m ayant pour expression:

$$m = \left[\frac{4A}{L^2} \right]^{\frac{-0,42b}{1+0,29b}} \quad \text{avec} \quad \left[\begin{array}{l} A = \text{superficie en ha} \neq 277 \text{ ha} \\ L = \text{trajet hydraulique le plus} \\ \quad \text{long en hectomètre} \neq 3,6 \\ b = -0,415 \text{ à Marignane} \\ \quad (\text{car } i = at^b = 3,98 t^{-0,415}) \end{array} \right.$$

$$m_{10} = 0,97$$

Une rectification de 3% est illusoire étant donné les imprécisions négligées par ailleurs.

5.3. - DEBIT RELATIF A LA PLUIE DU 10 NOVEMBRE 1976

Si l'on continue à retenir l'hypothèse pessimiste selon laquelle la pluviométrie de Calas est assimilable à celle de Marignane, l'hyétogramme à prendre en compte pour le calcul du débit à l'exutoire est celui de Marignane (cf. figure 4 et paragraphe 4.2.).

La remarque du paragraphe 3.4.2. (cf. figure 2) quant à la variation de t_c avec Q et celle du paragraphe 5.1. (cf. figures 6 et 7) quant à la valeur des pics des hydrogrammes en fonction de $\frac{t_p}{t_c}$ vont nous permettre d'établir l'hydrogramme des débits à l'entrée de l'ouvrage provisoire (cf. figure 8).

Etant donné que la valeur de t_c relative à la partie non urbanisée a été fournie sous la forme d'un intervalle ($33 \text{ mn} < t_c < 45 \text{ mn}$), il aurait fallu tracer deux hydrogrammes limites. Mais l'examen du tableau 2 ci-après nous aide à pressentir qu'un seul chiffre suffit. En effet, la valeur maximale du pic de l'hydrogramme ne serait pas modifiée; seule sa durée le serait, or nous recherchons la valeur maximale du débit.

Nous avons donc choisi d'associer en série les sous-bassins suivants:

- à l'amont: une partie non urbanisée telle que:

$$\begin{cases} A = 185 \text{ ha} \\ C = 0,10 \\ t_{c_{10}} = 33 \text{ mn} \end{cases}$$

- à l'aval: une partie urbanisée telle que:

$$\begin{cases} A = 92 \text{ ha} \\ C = 0,30 \\ t_{c_{10}} = 15 \text{ mn} \end{cases}$$

Nous constatons (cf. figure 8) que le cumul des hydrogrammes amène au fait que le débit maximal à l'exutoire est égal à la somme des débits relatifs à chacun des sous-bassins ($Q = 2,50 + 1,82 = 4,32 \text{ m}^3/\text{s}$) pour une période de 31 mn environ. On voit très bien que la valeur du débit obtenu ($Q = 4,32 \text{ m}^3/\text{s}$) est très proche de celle du débit décennal ($Q \sim 4,5 \text{ m}^3/\text{s}$) que nous allons maintenant calculer.

5.4. - DEBIT RELATIF A L'AVERSE DECENNALE

Retenant toujours l'hypothèse pessimiste de se situer à Marignane, l'évaluation du débit engendré par l'averse décennale se fait par recherche du débit maximal parmi les deux hypothèses suivantes:

- averse décennale sur la seule partie urbanisée ($C = 0,30$ et $A = 92$ ha)
d'intensité i correspondant à une durée t_p égale au temps de concentration t_c de ce bassin urbanisé (cf. paragraphe 3.3.1., tableau 1 et paragraphe 4.1.: $t_c = t_p = 15$ mn et $i = 1,29$ mm/mn $= 0,215$ m³/s.ha)
- une averse décennale sur l'ensemble du bassin versant ($C = 0,167$ et $A = 277$ ha)
d'intensité i correspondant à une durée t_p égale au temps de concentration t_c de ce bassin $15 + 33 < t_{c_{10}} < 15 + 45$ mn c'est-à-dire 48 mn $< t_{c_{10}} < 60$ mn.
(cf. paragraphes 3.2. - 3.3.1. - 4.1.).

5.4.1. - Débit relatif à la seule partie urbanisée

Il est obtenu grâce à l'expression de CAQUOT:

$$Q_{10} = 0,804 \cdot I^{0,193} \cdot C^{1,13} \cdot A^{0,84}$$

m³/s m/m ha/ha ha

avec

$$\begin{cases} I = 0,025 \text{ m/m} \\ C = 0,30 \\ A = 92 \text{ ha} \end{cases}$$

d'où $Q_{10} = 4,5$ m³/s

A titre de comparaison les valeurs obtenues en se situant à Marseille et à Montpellier (cf. tableau 1) seraient respectivement de 5,8 m³/s et de 4,0 m³/s.

5.4.2. - Débit relatif à l'ensemble du bassin versant

5.4.2.1. - Formule rationnelle

On doit tenir compte de l'intensité pluviale et, ainsi, des valeurs de t_c définies au paragraphe 3.4.1. (48 mn $< t_c < 60$ mn).

		PARTIE NON URBANISEE C = 0,10 A = 185 ha		PARTIE URBANISEE C = 0,30 A = 92 ha
$t_{c_{10}}$ (mn)		33	45	15
Décennal	i (m ³ /s.ha)	0,155	0,137	0,215
	i/i ₁₀	1	1	1
	Q/Q ₁₀	1	1	1
	Q* (m ³ /s)	4,48	3,96	4,52
	$t_c^*/t_{c_{10}}$	1	1	1
	t_c^* (mn)	33	45	15
10 novembre 1976 (i = 0,52 mm/mn) (C = 0,087 m ³ /s.ha)	i/i ₁₀	0,56	0,64	0,40
	Q/Q ₁₀	~ 0,56	~ 0,64	~ 0,40
	Q (m ³ /s)	2,50	2,54	1,82
	$t_c^*/t_{c_{10}}$	~ 1,18	~ 1,13	~ 1,30
	t_c^* (mn)	~ 39	~ 51	~ 20
10 novembre 1976 (i = 0,10 mm/mn) (C = 0,017 m ³ /s.ha)	i/i ₁₀	0,11	0,12	0,08
	Q/Q ₁₀	~ 0,11	~ 0,12	~ 0,08
	Q (m ³ /s)	0,50	0,48	0,36
	$t_c^*/t_{c_{10}}$	~ 1,90	~ 1,85	~ 2,00
	t_c^* (mn)	~ 63	~ 83	~ 30
10 novembre 1976 (i = 0,32 mm/mn) (C = 0,053 m ³ /s.ha)	i/i ₁₀	0,34	0,39	0,25
	Q/Q ₁₀	~ 0,34	~ 0,39	~ 0,25
	Q (m ³ /s)	1,52	1,54	1,12
	$t_c^*/t_{c_{10}}$	~ 1,36	~ 1,31	~ 1,5
	t_c^* (mn)	~ 45	~ 59	~ 22

* Nota: cf. paragraphe 5.3.

Tableau n° 2 - CALCUL DES POINTS DE L'HYDROGRAMME

Puisque pour Marignane $i_{10} = 3,98 t^{-0,415}$, les durées de pluie de 48 mn et 60 mn correspondent respectivement à des intensités pluviales décennales de 0,80 mm/mn et 0,73 mm/mn, soit 0,133 m³/s.ha et 0,121 m³/s.ha.

Etant donné que, dans le cas présent, on a

$Q_{10} = K.C. I_{10} . A$ <div style="display: flex; justify-content: space-around; font-size: small;"> m³/s m³/s.ha ha </div>	avec	$\begin{cases} K = 0,78 \\ C = 0,167 = \frac{0,3.92 + 0,1 . 185}{92 + 185} \\ A = 277 \text{ ha} = 185 \text{ ha} + 92 \text{ ha} \end{cases}$
--	------	--

On peut tirer $Q_{10} = 36 i_{10}$ ce qui revient à:

$$4,4 \text{ m}^3/\text{s} < Q_{10} < 4,8 \text{ m}^3/\text{s}$$

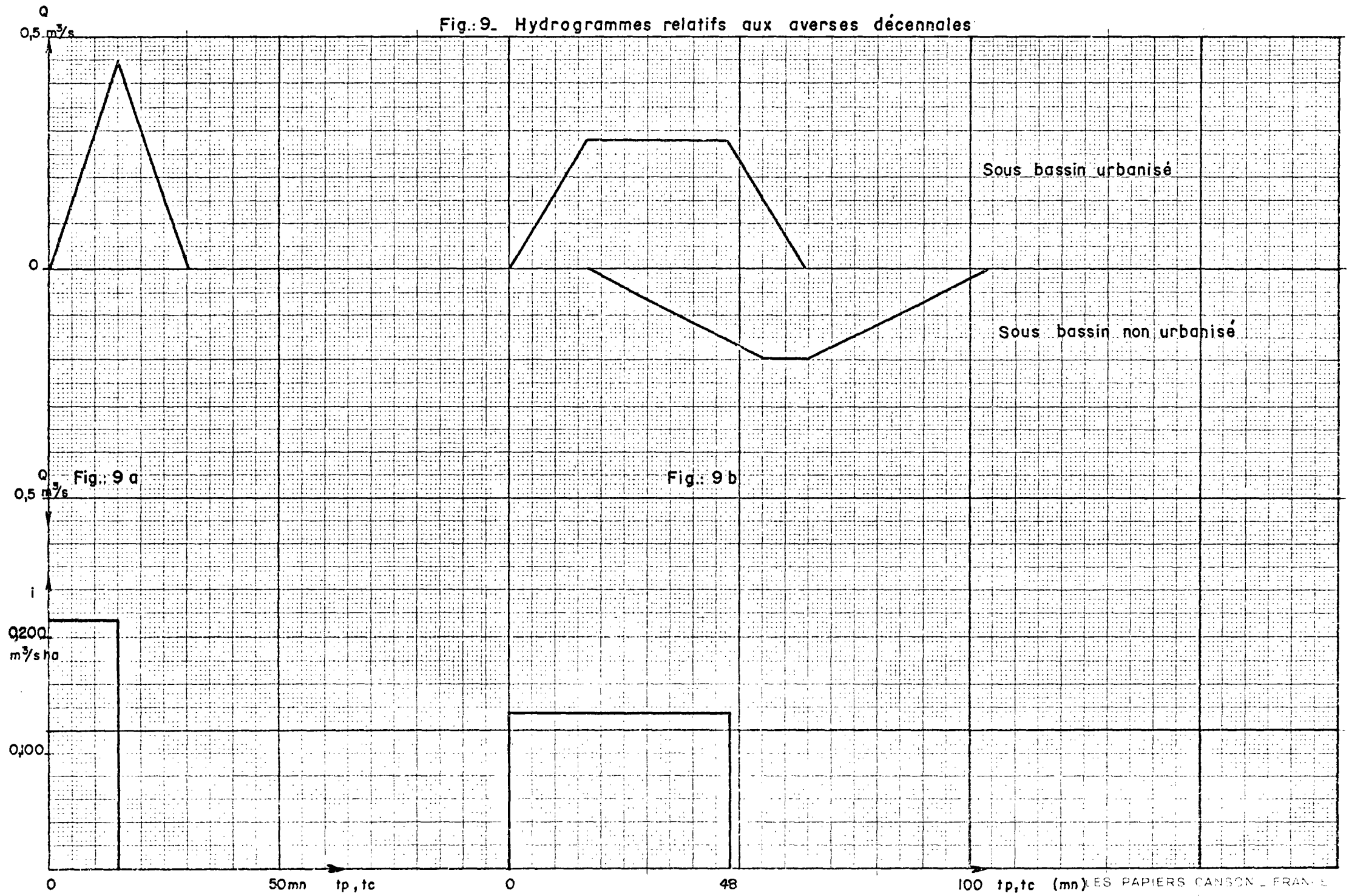
On s'aperçoit ainsi que les débits obtenus pour la seule partie urbanisée ou pour l'ensemble du bassin versant sont de même ordre de grandeur. Aussi examinerons nous plus loin (cf. paragraphe 5.4.2.3.) ce que donnerait l'emploi de la formule de CAQUOT pour l'ensemble du bassin tout en rappelant qu'en toute rigueur nous sortons de son domaine de validité (cf. paragraphe 3.3.1. et tableau 1). Mais il est bon d'évaluer ce qui résulte de l'association des hydrogrammes de chacun des deux sous-bassins (cf. paragraphes 5.4.2.2. et 5.4.3.1.).

5.4.2.2. - Tracé de l'hydrogramme des sous-bassins associés en série

Retenons, pour simplifier, l'hypothèse (pessimiste) d'une pluie de 48 mn (15 + 33 mn) et les deux sous-bassins dont les caractéristiques sont les suivantes:

- sous bassin urbanisé:
$$\begin{cases} i/i_{10} = \frac{0,133}{0,215} = 0,62 \Rightarrow Q \sim 0,62 Q_{10} \text{ soit} \\ \qquad \qquad \qquad Q \sim 2,8 \text{ m}^3/\text{s} \\ t_c^* / t_{c_{10}} = 1,15 \qquad \qquad \Rightarrow t_c^* = 17 \text{ mn} \end{cases}$$

Fig.:9. Hydrogrammes relatifs aux averses décennales



- sous-bassin non urbanisé:

$$\left[\begin{array}{l} i = 0,133 \text{ m}^3/\text{s}.\text{ha} \\ c = 0,10 \\ A = 185 \text{ ha} \\ Q = KciA = 192 \text{ m}^3/\text{s} \\ t_c^*/t_{c_{10}} = 1,15 \Rightarrow t_c^* = 37 \text{ mn} \end{array} \right.$$

Ce tracé est représenté en figure 9.

5.4.2.3. - Formule de CAQUOT

Les paramètres (cf. paragraphe 5.4.1.) deviennent:

$$\left[\begin{array}{l} I = 0,025 \text{ m/m} \\ c = 0,167 \\ A = 277 \text{ ha} \end{array} \right.$$

d'où $Q_{10} = 5,9 \text{ m}^3/\text{s}$

Cette valeur correspond à $\left[\begin{array}{l} t_c = 25 \text{ mn} \\ i = 1,05 \text{ mm/mn} = 0,174 \text{ m}^3/\text{s}.\text{ha} \end{array} \right.$

ou encore à $v = \frac{2000 + 1600}{25} = 144 \text{ m/mn} = 2,40 \text{ m/s}$

qui est une valeur trop forte pour un bassin dont deux tiers de la superficie sont non urbanisés et a fortiori situés à l'amont (cf. figure 1).

5.4.3. - Remarques

5.4.3.1. - Hydrogrammes pour l'averse décennale

De même que nous avons tracé l'hydrogramme à l'exutoire pour la pluie du 10.11.1976, la figure 9 présente ceux qui correspondent aux cas des paragraphes 5.4.1. et 5.4.2.2. (respectivement figure 9a et 9b).

Les résultats relatifs d'une part au cas présenté au paragraphe 5.4.2.2. et d'autre part à celui du paragraphe 5.4.2.1. diffèrent quelque peu. Ceci est dû en grande partie à ce que l'hypothèse $i/i_{10} = Q/Q_{10}$ n'est qu'approximative.

La dispersion de ces résultats n'est toutefois pas excessive (de l'ordre de 10%).

5.4.3.2. - Débits de fréquence de retour égale à 25 ans

Si l'on se base sur la figure 1 (tracée à partir de la nouvelle Instruction technique), le rapport $\frac{Q_{25}}{Q_{10}}$ vaut 1,30. Ce qui conduit à:

$$Q_{25} \approx 1,30 \cdot 4,5 = 5,9 \text{ m}^3/\text{s} \quad (\text{sous bassin urbanisé})$$

ou bien: $5,70 \text{ m}^3/\text{s} \ll Q_{25} \ll 6,25 \text{ m}^3/\text{s}$ (ensemble du bassin)

5.4.3.3. - Relation débit décennal - averse décennale

Notons ici à titre indicatif que le débit engendré par l'averse décennale sur un bassin donné peut ne pas être le débit décennal en ce sens qu'une périodicité de 10 ans pour un tel débit ne peut être admise en toute rigueur. En effet, un tel débit peut être obtenu pour des pluies présentant un hyétogramme plus long que t_c avec des pics d'intensité par conséquent plus faibles.

Le cas présent en est une bonne illustration: avec une intensité pluviale (le 10.11.1976) toujours inférieure aux deux tiers de l'intensité pluviale décennale ($i/i_{10} \text{ maxi} = 0,64$; cf. tableau n° 2), on arrive à un débit à l'exutoire sensiblement égal au débit engendré par l'averse décennale. La période de retour de ce débit est donc inférieure à 10 ans.

6

DIMENSIONNEMENT DES OUVRAGES

6.1. - DIMENSIONNEMENT DE L'OUVRAGE PROVISOIRE

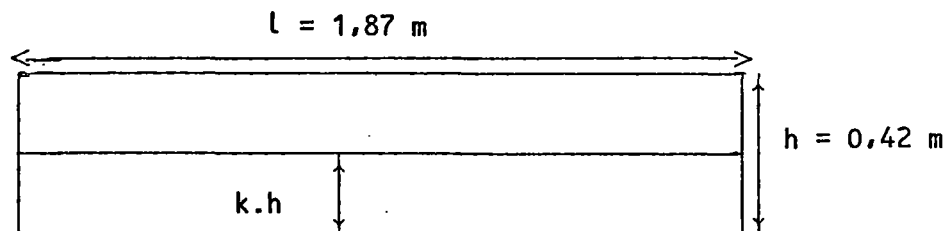
Si l'on utilise l'expression de MANNING-STRICKLER:

$$Q = U.S = \frac{1}{n} R^{2/3} \cdot I^{1/2} \cdot S$$

avec

$$\left[\begin{array}{l} \frac{1}{n} = 60 \text{ (béton)} \\ R = \text{rayon hydraulique moyen } \frac{S}{B} \\ I = \text{pente moyenne } 0,055 \text{ m/m} \\ S = \text{section mouillée} \\ B = \text{périmètre mouillé} \end{array} \right.$$

Si l'on retient les dimensions rectangulaires de la section provisoire:



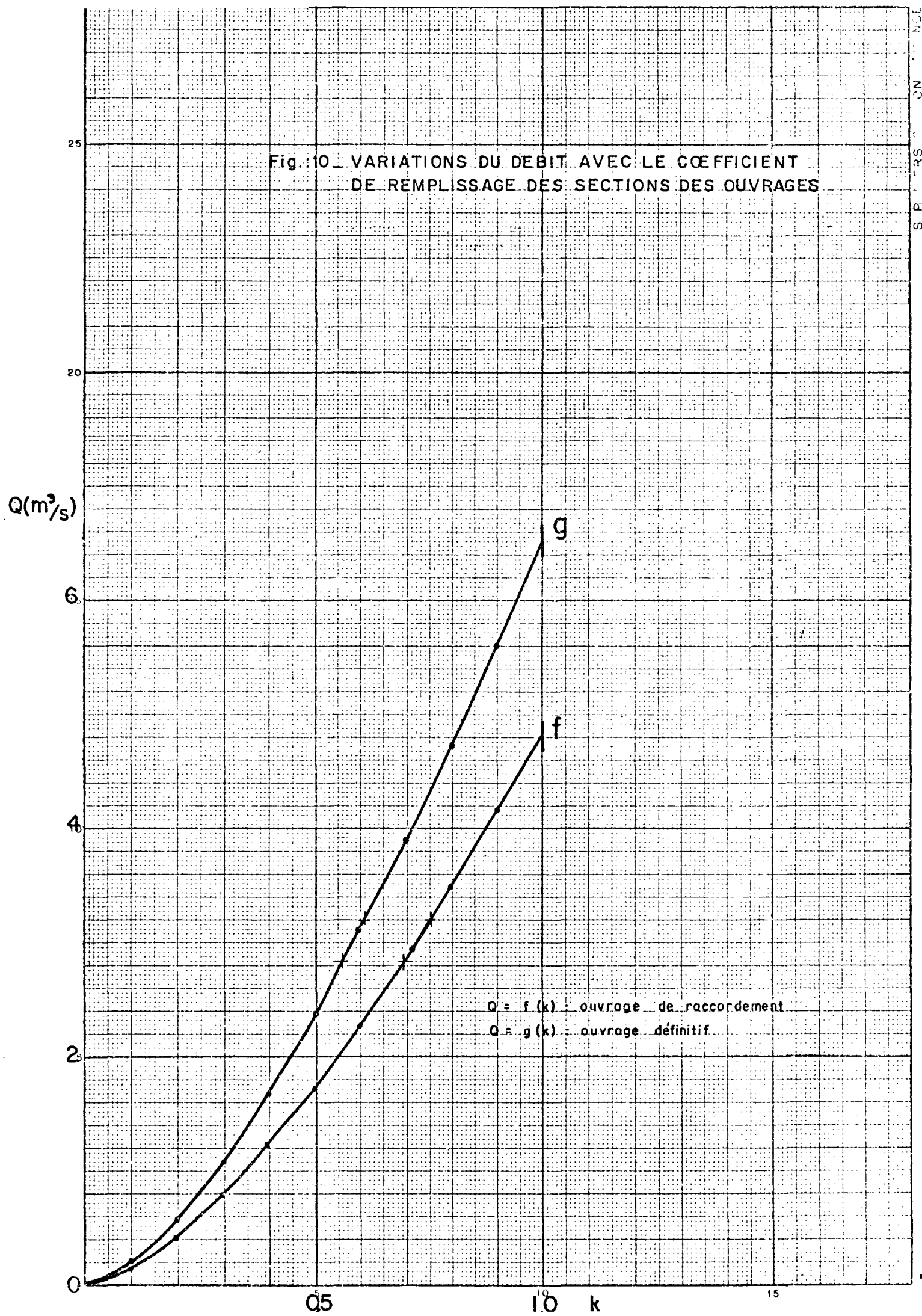
On obtient:

$$S = kh \cdot l \quad (\text{avec } 0 < k < 1)$$

$$B = l + 2kh$$

$$R = \frac{S}{B} = \frac{kh \cdot l}{l + 2kh}$$

Fig. 10 - VARIATIONS DU DEBIT AVEC LE COEFFICIENT
DE REMPLISSAGE DES SECTIONS DES OUVRAGES



d'où:

$$Q = 60 \cdot \left(\frac{khl}{l + 2 kh} \right)^{2/3} \cdot (0,055)^{1/2} \cdot khl$$

Ce qui revient à:

$$Q = 9,41 \cdot \left[\frac{k^5}{(1,87 + 0,84 k)^2} \right]^{1/3}$$

que l'on notera:

$$Q = f(k) \quad (\text{cf. figure 10})$$

On constate alors que le débit calculé du 10.11.1978 de l'ordre de 4,3 m³/s (cf. paragraphe 5.3.) correspond à la valeur: $k = 0,92$ pour le cas le plus critique ($t_c = 33$ mn pour le sous-bassin non urbanisé). La section est donc emplie à 92%, ce qui laisse une revanche de $0,08 \times 0,42 = 0,03$ m (si l'on retient le cas où $t_c = 45$ mn, le débit reste le même, l'intensité pluviale étant inchangée, mais la période de crue dure moins longtemps).

On s'aperçoit également que le débit capable de l'ouvrage, sans qu'il soit en charge, vaut $Q = 4,8$ m³/s.

6.2. - DIMENSIONNEMENT DE L'OUVRAGE DEFINITIF

Il s'agit de l'ouvrage définitif, situé à l'aval de la route nationale, de dimensions: $h = 0,80$ m et $l = 2,50$ m et présentant une pente moyenne $I = 0,0076$ m/m, l'expression du débit devient:

$$Q = 16,61 \cdot \left[\frac{k^5}{(2,50 + 1,60 k)^2} \right]^{1/3}$$

ce que l'on notera:

$$Q = g(k) \quad (\text{cf. figure 10})$$

On constate alors que le débit calculé du 10.11.76 ($Q = 4,3$ m³/s) correspond à la valeur $k \approx 0,74$. La section est donc emplie à 74%, ce qui laisse une revanche de $0,26 \times 0,80 = 0,21$ m.

On s'aperçoit également que le débit capable de cet ouvrage, sans qu'il soit en charge, est: $Q \sim 6,5 \text{ m}^3/\text{s}$.

6.3. - RACCORDEMENT DES DEUX OUVRAGES

Nous venons de calculer les débits capables de chaque ouvrage en considérant une section médiane, supposée non soumise aux conditions aux limites de l'ouvrage.

Mais la section de raccordement pose quelques conditions supplémentaires:

- variation des sections,
- variation des pentes,
- variation de la direction d'écoulement,
- présence d'un regard à l'amont de la section d'entonnement,...

de sorte qu'il faut envisager la façon dont s'écoule le débit dans cette section.

Il s'agit d'un problème, faisant appel à des notions d'hydraulique dans l'espace à trois dimensions, assez difficile à traiter dans le cadre de cette étude, d'autant plus que la nature du fluide (matières en suspension, matériaux flottants, ...) et l'incidence du regard à l'amont de l'ouvrage d'entonnement sont assez mal connus.

Néanmoins, il est possible de préciser les points qui vont suivre:

6.3.1. - Influence de l'élargissement de la section de l'ouvrage de raccordement

L'abaissement Δh peut être calculé par l'expression suivante (considérant qu'il s'agit d'un élargissement de grande longueur):

$$\Delta h = h_1 - h_2 = h_1 \left[1 - \left(\frac{l_1}{l_2} \right) \right]^{1,5}$$

$$\text{avec } \begin{array}{l} h_1 = 0,39 \text{ m} \\ l_1 = 1,97 \text{ m} \\ l_2 = 2,50 \text{ m} \end{array} \Rightarrow \Delta h = 0,39 \cdot 0,35 = 0,14 \text{ m}$$

On voit ainsi que le niveau d'eau dans la section amont est $h_1 = 0,39$ m et dans la section aval $h_2 = 0,25$ m.

6.3.2. - Influence de la rupture de pente

Le passage d'une pente de 0,055 m/m à 0,0076 m/m crée un remous. Pour savoir où il est situé, il est nécessaire de comparer ces pentes avec la pente critique I_c qui a pour expression:

$$I_c = 12,65 \frac{n^2}{q^{2/9}} \quad \text{avec} \quad \begin{cases} q = \frac{Q}{l} \\ n = \frac{1}{60} \end{cases}$$

c'est-à-dire:

$$I_c = 12,65 \cdot \frac{\left(\frac{1}{60}\right)^2}{\left(\frac{4,3^{2/9}}{l}\right)} = 2,54 \cdot 10^{-3} \cdot (l)^{2/9}$$

- ouvrage de raccordement:

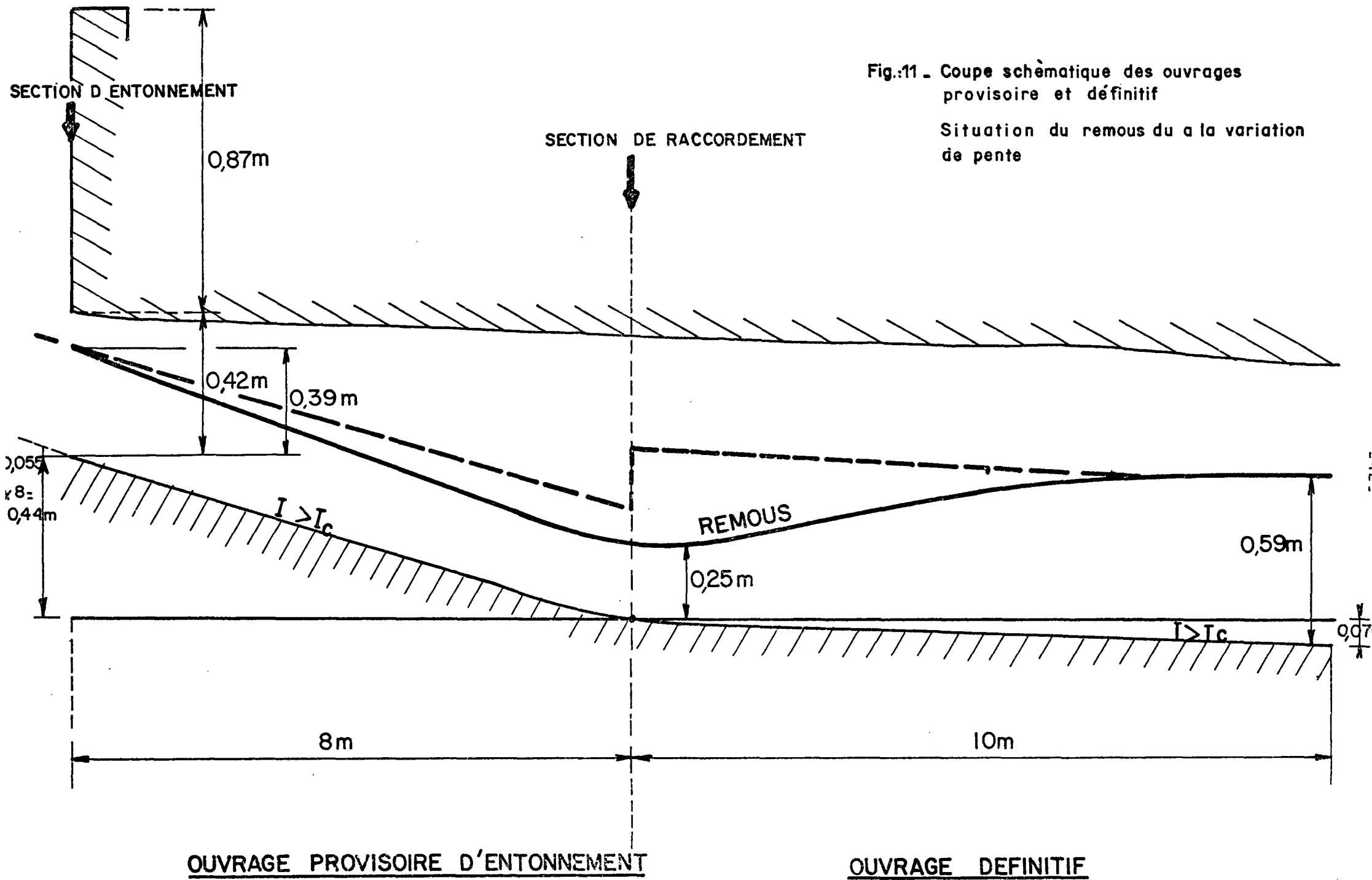
$$\left. \begin{array}{l} I_{c1} = 0,0029 \\ \text{or, } I = 0,055 \end{array} \right\} I > I_c$$

- ouvrage définitif (aval):

$$\left. \begin{array}{l} I_{c2} = 0,0031 \\ \text{or, } I = 0,0076 \end{array} \right\} I > I_c$$

Les pentes des sections situées à l'amont et à l'aval de la section de raccordement sont l'une et l'autre supérieures aux pentes critiques; nous sommes donc en présence d'un écoulement torrentiel et non fluvial: le nombre de FROUDE est supérieur à l'unité.

Ceci explique le fait que le remous soit à l'aval de la section de raccordement (cf. figure 11).



6.3.3. - Influence du regard situé à l'amont de la section d'entonnement

On pressent seulement que ce regard a pour effet de modifier la vitesse des flots et de créer des turbulences gênant l'écoulement des eaux.

6.3.4. - Influence du changement de direction au cours du raccordement

Cette modification de la direction modifie également la vitesse et gêne l'écoulement des eaux en raison de la formation de remous. Cette variation angulaire assez importante peut suffisamment ralentir le flot pour que le niveau de l'eau monte à l'amont de la section de raccordement.

6.4. - CONCLUSION

Les calculs simples effectués permettent de dégager plusieurs points, au regard de l'erreur pouvant exister par défaut ou par excès sur l'estimation des débits pluviaux:

- l'ouvrage provisoire de raccordement a un débit capable de $4,8 \text{ m}^3/\text{s}$ qui est supérieur au débit d'eau pluvial relatif au 10.11.1976 ($4,3 \text{ m}^3/\text{s}$) si l'on considère comme négligeables les effets des ruptures de pente et de direction, les variations graduées de section et la nature de l'effluent. Ce même débit capable est sensiblement égal au débit décennal calculé.
- la revanche dans la section d'entonnement pour le débit du 10.11.1976 n'étant que de 3 cm, il est possible de penser que des matières flottantes peuvent engendrer une obstruction à l'écoulement des eaux, et, ainsi, faire monter le niveau de l'eau à l'amont de cette section.
- les remous complexes engendrés par la géométrie des abords des sections d'entonnement et de raccordement n'ont pu être calculés de façon rapide. Il est par conséquent difficile d'évaluer leur influence sur l'écoulement qui est toujours de type torrentiel (nombre de FROUDE supérieur à 1: $I > I_c$).

C O N C L U S I O N

Les calculs que nous venons de présenter ont pour finalité d'éclaircir les causes éventuelles (d'ordre hydrologique) du débordement au niveau de la section d'entonnement à la suite de l'averse du 10 novembre 1976.

Pour ce faire, nous avons retenu les hypothèses de travail présentées au tableau n° 3 (page suivante).

On voit que la plupart des hypothèses, de nature pessimiste, ont une incidence qui est loin d'égaler celle des quelques hypothèses optimistes. C'est pourquoi les calculs effectués sont de nature pessimiste.

Malgré cela, les résultats obtenus montrent que le débit à l'exutoire du 10.11.1976 peut transiter par l'ouvrage provisoire (le débit obtenu est inférieur au débit capable de l'ouvrage provisoire).

Notons à ce propos que le débit à l'exutoire relatif à la pluie du 10 novembre 1976 est presque égal à celui engendré par l'averse décennale. Le "débit décennal" n'est donc pas équivalent au "débit dû à l'averse décennale": on saisit ainsi les limites de validité de l'hypothèse $\frac{Q}{I} = \text{cte.}$

Le débit capable de l'ouvrage provisoire étant de $4,8 \text{ m}^3/\text{s}$, les hypothèses les plus pessimistes laissent une revanche de $0,03 \text{ m}$ minimum. L'allure de la courbe $Q = f(k)$ (cf. figure 10) montre que le coefficient de remplissage décroît assez vite avec le débit. Par conséquent si l'on avait retenu la pluviométrie d'Aix et non celle de Marignane, le débit à l'exutoire

	HYPOTHESE	EFFET	COMMENTAIRE
géométrie du bassin	pentcs considérées uniformes et constantes pour chaque sous-bassin	difficile à qualifier	
	A = 277 ha à 0,167 et non 272 ha à 0,187 92 ha à 0,3 et non 80 ha à 0,39 187 ha à 0,3 et non 192 ha à 0,10	minime (cf. calcul d'erreur sur t_c et incidence sur les débits)	
	dépressions topographiques permettant la rétention d'eau par stockage négligées		optimiste pour t_c pessimiste pour Q
temps de concentration du bassin (t_c)	pertes par évaporation, interception due aux végétaux, saturation du sol négligées	ces pertes sont négligées: le débit n'en sera que plus important	pessimiste
	vitesse du sous-bassin non urbanisé de l'ordre de 1 m/s et non $V = 0,74$ m/s	$t_c = 45$ mn \longrightarrow 33 mn donc: $i = 0,82$ mm/mn \longrightarrow 0,93mm/mn	pessimiste
	variation de t_c avec Q au lieu de i (or Q n'est pas rigoureusement proportionnel à i)		facilite la correction des temps de concentration. pessimiste pour les petites valeurs de Q
intensité pluviale de référence (i)	hyetogramme de Calas supposé identique à celui de Marignane (et non Aix par exemple)	l'hyetogramme de Marignane est beaucoup plus critique que celui d'Aix, par exemple	pessimiste (très pessimiste pour la pluie du 10.11.76: cf. hyetogramme d'Aix)
	prise en considération de i (météo. nationale) et non de i_{10} (Agriculture) ou i_{10} (SCET)	on a retenu la courbe de valeurs de i_{10} en fonction du t_c la plus élevée	pessimiste
débit	on a supposé $\frac{Q}{i} = Cte$		facilite le tracé des pics des hydrogrammes
ouvrages	non prise en compte de la variation de direction, de la présence du regard, ...	réduction du débit capable en réalité par rapport aux calculs	optimiste
effluent	eau considérée propre sans matières dissoutes, en suspension ou flottantes	la viscosité est plus faible que dans la réalité. les vitesses sont plus grandes	pessimiste (le recouvrement des hydrogrammes relatifs à chaque sous-bassin est moins important ainsi que le débit résultant).

Tableau 3

(section d'entonnement) aurait été $Q = KCiA$, soit:

$Q \sim 0,78 \cdot 0,167 \cdot 0,06 \cdot 277 = 2,16 \text{ m}^3/\text{s}$ (il n'y aurait pas eu recouvrement des hydrogrammes des deux sous-bassins, étant donné la forme de l'hyétogramme) et le coefficient de remplissage aurait été $k = 0,57$ (au lieu de 0,92!) soit une revanche de 0,13 m. On conçoit donc assez bien que le débordement ne soit pas dû à un débit pluvial trop important.

De plus, les témoins parlent du déferlement d'une vague par dessus le muret de la section d'entonnement.

Une telle vague n'a vraisemblablement pu se produire que sous l'effet d'une obturation assez brutale (partielle) de la section d'entonnement, diminuant ainsi rapidement le débit capable de l'ouvrage provisoire. Les pompiers ont d'ailleurs, semble-t-il, retiré des bastaings, restes d'échafaudages, pneu, ...