

جمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية  
REPUBLIC ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE



UNIVERSITE AMMAR TELIDJI - LAGHOUAT

FACULTE DE TECHNOLOGIE

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

## MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

EN VUE DE L'OBTENTION DU DIPLOME DE MASTER EN HYDRAULIQUE  
OPTION : RESSOURCES EN EAU

Présenté par :

Chouarani Nassima

Othmani Yamina

### THEME :

**ETUDE EXPERIMENTALE DE L'EFFET DU RAPPORT  $h/l$   
SUR LES CARACTERISTIQUES HYDRAULIQUES DES  
ECOULEMENTS DE PROFILS COMPLEXES  
"TYPES MARCHES D'ESCALIER"**

*Devant le jury composé de :*

**-Encadreur:**

M<sup>r</sup>. Gafsi Mostafa

**-President:**

M<sup>r</sup>. Chettih Mohamed

**-Examineur :**

M<sup>r</sup>. DJehiche Abdelkader

## *Remerciements*

*Nous tenons à remercier tout d'abord ALLAH le tout puissant qui nous a donné la santé, le courage et la foi en nous même, pour arriver à ce jour. Et avoir aidées à accomplir ce modeste travail.*

*Et quiconque ne remercie pas les gens, ne remercie pas Allah*

*Nous adressons nos profondes gratitudees à notre encadreur Monsieur **Gafsi Mustapha** pour ça patience, disponibilité, ses expertises, et surtout ses judicieux conseils.*

*Nous tenons à remercier sincèrement monsieur **Gahmani Ahmed**, qui nous a beaucoup aidé, et a été toujours disponible pour répondre à toutes nos questions le long de ce travail et pour sa contribution à l'élaboration de ce mémoire et pour ses conseils et son orientation valeureuse.*

*Ensuite, c'est avec une grande amitié et reconnaissance que nous saluons-les techniciens du laboratoire de génie civil de l'université de Laghouat, qui nous ont toujours prêté une oreille attentive et ont répondu à nos attentes avec soin et précision.*

*Nous tenons à témoigner nos profondes reconnaissances à Monsieur, **Chettih. M**, pour avoir bien voulu examiner cette thèse et de nous faire l'honneur d'en présider le jury de soutenance.*

*Nous tenons également à témoigner nos profondes reconnaissances à Monsieur **Djehiche.A**, pour avoir bien voulu examiner cette thèse et y apporter ses critiques constructives, ainsi que sa participation au jury.*

هذا العمل تجريبي ويتمحور أساسا حول دراسة مختلف الجريان على قنوات ذات سطوح. لهذا فالتجربة أجريت على ثلاثة نماذج من قنوات ذات سطح مدرج ، لها أبعاد هندسية مختلفة ، وهذا من أجل معرفة تأثير تغير مقدار  $h/l$  على الخصائص الفيزيائية والهيدروليكية لأنواع الجريان الملاحظة واستنباط بعض الملاحظات في النهاية. يوجد نظامين اثنين وهما: التدفق السطحي المتميز بانتقالات متطورة مرحليا و أخرى متطورة كليا و كذا التدفق الشديد الهيجان. و عليه فان التدفق السطحي يسمح بتسرب طاقة أكثر منه عند التدفق الشديد الهيجان و ذلك بوجود القفزات المائية. تؤثر كل من أبعاد المدرجات و سرعة التدفق وميل الانحدار على طبيعة التدفق. سمحت لنا ملاحظتنا و نتائج تجاربنا أن نقترح معادلات تجريبية تساعد على دراسة التدفق عبر القنوات ذات تشعيبات مرئية بدرجات انحدار حادة و منفرجة.

ذات سطوح المدرجة , جريان الهادئ , جريان مظرب للغاية ,  $h/l$  .

## Résumé

Le présent travail est expérimental et axé essentiellement sur l'étude des différents écoulements sur les canaux à marches, la quantification de l'énergie de dissipation. Pour cela, l'expérimentation a été effectuée sur trois modèles en marches d'escalier de dimensions géométriques différentes et ceci dans le but de voir l'impact du rapport  $h/l$  sur les caractéristiques physiques et hydrauliques des différents écoulements observés, et d'en tirer enfin quelques conclusions.

Il existe deux régimes d'écoulement dans les canaux en marches. L'écoulement en nappe est caractérisé par des ressauts partiellement développés et pleinement développés, et l'écoulement extrêmement turbulent. Le premier écoulement dissipe plus d'énergie que le deuxième du fait de la présence des ressauts hydrauliques. Nos résultats expérimentaux nous ont permis de proposer des formules empiriques permettant d'étudier les écoulements dans les canaux à macro - rugosité à faible et à forte pente.

**Mots clés :** Canaux en marches d'escaliers - Ecoulement en nappe – Ecoulement extrêmement turbulent – l'énergie de dissipation-rapport  $h/l$ .

## Abstract

The present work is experiment and concerned with the study of different flows on the stepped channels.

We had, then, effected our experimentation on three models of stepped channels with different dimensions in order to see the impact of rapport  $h/l$  on the physical and hydraulically properties of different flows observed and, hence, obtain some conclusion.

There are two modes of flow in the stepped channels. The nape flow is characterized by partially developed and fully developed jump, and skimming flow. The nape flow dissipates more energy than the skimming flow because of the presence of the hydraulic jump. The appearance of the skimming flow is a function of dimensions of the steps, the flows and the slopes. Our results enabled us to propose empirical formulas making it possible to study the flows in the channels with macro roughness with low and steeply sloping.

**Keywords:** The channels with strong slopes - The nape flow - The skimming flow – rapport  $h/l$ .



## SOMMAIRE

<b>Introduction générale</b>	<b>01</b>
<b>Chapitre I: Historique sur les canaux en marches d'escalier</b>	<b>03</b>
Introduction	03
I.1 Aperçu historique sur les canaux a marches	03
I.2 Considérations hydrauliques	04
I.3 Conception technique	06
conclusion	07
<b>Chapitre II : Présentation des écoulements dans les canaux en marches d'escaliers</b>	<b>08</b>
Introduction	08
II.1 Régime d'écoulement en nappe	08
II.1.1 Différents régime d'écoulement en nappe	09
a. Définition d'un ressaut Hydraulique	09
b. Ecoulement en nappe avec formation d'un ressaut complètement développé	10
c. Ecoulement en nappe avec formation d'un ressaut partiellement développé	10
d. Ecoulement en nappe sans formation de ressaut	11
II.1.2 Caractéristiques hydrauliques de l'écoulement en nappe	14
II .1. 3 Dissipation de l'énergie	15
II.1.4 Conception d'évacuateurs de crues avec régime d'écoulement en nappe	15
II.1.5 Entraînements d'air	15
a. Entraînements d'air par nappe plongeante	15
b. Entraînements d'air par le ressaut hydraulique	15
c. Pressions et fluctuations de pressions	16
II.2 Régime d'écoulement extrêmement turbulent	17
Conclusion	19
<b>Chapitre III: Les études sur les modèles physiques</b>	<b>20</b>
Introduction	20
III.1 Etude de SORENSEN et COL(1985)	20
III.1.1 Les modèles	21
III.1.2 Observations	22
III.2 Etude de PEYRAS, ROYET ET DEGOUTTE (Mai 1990 )	22

III.2.1 Modèles	23
III.2.2 Observations	23
III.3 Etude de M. STEPHENSON (1991)	23
III.3.1 Observations	24
III.4 Etude d'A.GOUBET (1992)	24
III.4.1 Modèles	24
III.4.2 Observations	25
III.5 Etude de GEORGE CHRISTODOULOU et Col (1993)	26
III.5.1 Modèles	27
III.5.2 Observations	27
III.6 Etude de H.CHANSON (1995)	28
III.7 Etude H.CHANSON (1996)	28
III.7.1 Observations	28
III.8 Etude de GAFSI (1999)	29
III.8.1 Objet du travail	29
III.8.2 Description des modèles	29
III.8.3 Résultats expérimentaux	30
III.8.4 Observations	32
III.9 Etude d'A. Amador et Col (2002)	34
III.9.1 Modèle expérimental	34
III.9.2 Observations	34
III.9.3 Conclusion	35
III.10 Etude de Fratino U. Amador, et Col (2004)	35
III.10.1 Essais expérimentaux	35
III.10.2 Observations	36
III.10.3 Conclusion	38
III.11 Etude de Mlle Saâdia Benmamar (2006)	39
III.11.1 Description des modèles	39
III.11.2 Observations	39
III.12 Etude de M. SÁNCHEZ-JUNY et Col (2007)	40
III.12.1 Méthodes et analyses	40
III.12.2 Observations	40

III.12.3 Conclusion	42
III.13 Etude de Gahmani,et Hamdi (2013)	43
III.13.1 Objet du travail	43
III.13.2 Description des modèles	43
III.13.3 Résultats expérimentaux	44
III.13.3.1 Régime d'écoulement	44
III.13.3.2 Pressions	46
III.13.3.3 Dissipation d'énergie	48
III.13.3.4 Observations	50
III.14 Etude de Djaid et Boutassouna (2013)	50
III.14.1 Objet du travail	50
III.14.2 Description des modèles	50
III.14.3 Résultats expérimentaux	51
III.14.3.1 Regime d'écoulement	51
III.14.3.2 Pressions	53
III.14.3.3 Dissipation d'énergie	54
III.14.3.4 Observations	55
Conclusion	56
<b>Chapitre IV : Etude expérimentale</b>	<b>57</b>
Introduction	57
IV.1 Dispositif Expérimentale et Mesures	57
IV.1.1 Installation expérimentale	57
IV.1.2 Matériels et accessoires utilisés	57
IV.1.3 Les modèles en marches d'escalier	60
IV.1.4 Mesures	62
a. Mesure des hauteurs d'eau	62
b. Mesure des pressions	62
c. Mesure des débits	63
d. Mesure des pentes	64
e. Mesure des vitesses	64

IV.1.5 Mode opératoire	<b>64</b>
IV.1.6 Canevas des mesures	<b>65</b>
IV.1.7 Observations des écoulements	<b>65</b>
IV.1.7.1 Ligne d'eau	<b>65</b>
IV.1.7.2 Pressions	<b>68</b>
IV.2 Analyse des résultats	<b>69</b>
IV.2.1 Analyse des résultats sur les canaux horizontaux	<b>69</b>
IV.2.1.1 Tracé de ligne d'eau	<b>69</b>
IV.2.1.2 Evolutions des pressions	<b>71</b>
IV.2.1.3 Evolutions de vitesse	<b>73</b>
IV.2.2 Analyse des résultats dans les canaux pour $0^\circ$	<b>75</b>
IV.2.2.1. Détermination du régime d'écoulement	<b>75</b>
a) Régimes d'écoulement dans le modèle A	<b>82</b>
b) Régimes d'écoulement dans le modèle B	<b>82</b>
c) Régimes d'écoulement dans le modèle C	<b>83</b>
d) Proposition de formules empiriques pour les régimes d'écoulements	<b>83</b>
IV.2.2.2 Evaluation des pressions	<b>85</b>
IV.2.2.3 Dissipation d'énergie	<b>93</b>
a) Dissipation d'énergie des écoulements en nappe	<b>93</b>
b) Comparaison de la dissipation d'énergie avec les modèles empiriques	<b>101</b>
c) Dissipation d'énergie des écoulements très turbulents	<b>103</b>
d) Comparaison de la dissipation d'énergie entre les écoulements en nappe et très turbulents dans le modèle A	<b>105</b>
e) Détermination des formules empiriques pour la dissipation d'énergie	<b>106</b>
f) Comparaison avec les différentes études de la dissipation d'énergie	<b>112</b>

## Sommaire

---

g) Détermination du point d'inception	113
Conclusion	114
<b>Conclusion générale</b>	<b>117</b>
<b>Références bibliographiques</b>	
<b>Annexes</b>	

**LISTE DES FIGURES**

Figure II.1	Régime d'écoulement en nappe	<b>08</b>
Figure II.2	Écoulement en nappe avec un ressaut complètement développé	<b>09</b>
Figure II.3	Écoulement en nappe avec un ressaut partiellement développé	<b>10</b>
Figure II.4	Écoulement en nappe sans formation d'un ressaut	<b>10</b>
Figure II.5	Caractéristiques d'un écoulement en nappe	<b>12</b>
Figure II.6	Entraînement d'air dans un écoulement extrêmement turbulent sur un évacuateur de crues en marches d'escaliers	<b>18</b>
Figure III.1	Variation de la dissipation d'énergie en fonction de la pente du canal dans le modèle A pour les différents débits (Gafsi, 1999).	<b>30</b>
Figure III.2	Variation de la dissipation d'énergie en fonction de la pente du canal dans le modèle B pour les différents débits (Gafsi, 1999).	<b>30</b>
Figure III.3	Variation de la dissipation d'énergie en fonction de la pente du canal dans le modèle C pour les différents débits (Gafsi, 1999).	<b>31</b>
Figure III.4	Variation de $L_i / K_s$ en fonction du débit dans le modèle C : $\theta = 22.5^\circ$ et $42^\circ$ (Gafsi, 1999).	<b>31</b>
Figure III.5	Variation de $d_i / K_s$ en fonction du débit dans le modèle C : $\theta = 22.5^\circ$ et $42^\circ$ (Gafsi, 1999).	<b>32</b>
Figure III.6	Profils de $(P_{\text{moyenne}} / \gamma / h)$ et l'écart type standard $(P_{\text{rms}} / G / h)$ par rapport à la face horizontale de l'étape 30 ( $L / K_s = 23,28$ ). (A.Amador et al, 2000)	<b>34</b>
Figure III.7	Max, moyenne et minimale valeurs de pression le long de la goulotte de déversoir ( $Y_C / h = 0,77$ ) (Fratino U, et al, 2004)	<b>36</b>
Figure III.8	Valeurs de pression maximales, moyenne et minimales le long du coursier en marche d'escalier ( $y_c/h=0.77$ ) (Fratino U. et al, 2004)	<b>37</b>
Figure III.9	Fluctuations de pression sans dimension le long de déversoir (Fratino U., et al, 2004)	<b>38</b>
Figure III.10	Evolution de la pression normalisée moyenne, maximum et minimum à la profondeur critique normalisé pour une pente de $30^\circ$	<b>40</b>
Figure III.11	Evolution de la pression normalisée moyenne, maximum et minimum à la profondeur critique normalisé pour une pente de chute de $30^\circ$ et des étagée équipée avec des traverses d'about de chaque étape dans la région d'écoulement uniforme.(SÁNCHEZ-JUNY, E. lame et J. DOLZ ,2007).	<b>42</b>
Figure III.12	Détermination des régimes d'écoulement dans le modèle A (4x4x7.5cm).	<b>44</b>

## Liste des figures

Figure III.13	Détermination des régimes d'écoulement dans le modèle B (8x8x7.5cm).	<b>44</b>
Figure III.14	Détermination des régimes d'écoulement dans le modèle C (12x12x 7.5cm).	<b>45</b>
Figure III.15	Les relevés des pressions sur le modèle A (4cm x 4cm x 7.5cm)	<b>46</b>
Figure III.16	Les relevés des pressions sur le modèle B (8cm x 8cm x 7.5cm)	<b>46</b>
Figure III.17	Les relevés des pressions sur le modèle C (12cm x 12cm x 7.5cm)	<b>47</b>
Figure III.18	Variation de la dissipation d'énergie en fonction de nombre de Froude (écoulements en nappe) sur le modèle A	<b>48</b>
Figure III.19	Variation de la dissipation d'énergie en fonction de nombre de Froude (écoulements en nappe) sur le modèle B	<b>48</b>
Figure III.20	Variation de la dissipation d'énergie en fonction de nombre de Froude (écoulements en nappe) sur le modèle C	<b>49</b>
Figure III.21	Courbe de détermination des régimes d'écoulement dans les canaux en marche d'escalier (modèle A)	<b>51</b>
Figure III.22	Courbe de détermination des régimes d'écoulement dans les canaux en marche d'escalier (modèle B)	<b>52</b>
Figure III.23	Courbe de détermination des régimes d'écoulement dans les canaux en marche d'escalier (modèle C)	<b>52</b>
Figure III.24	Répartitions des pressions en fonction de la tg ( ) pour le modèle A.	<b>53</b>
Figure III.25	Répartitions des pressions en fonction de la tg ( ) pour le modèle B.	<b>53</b>
Figure III.26	Répartitions des pressions en fonction de la tg ( ) pour le modèle C.	<b>53</b>
Figure III.27	Variation de la dissipation d'énergie en fonction de la pente du canal dans le modèle A pour les différents débits.	<b>54</b>
Figure III.28	Variation de la dissipation d'énergie en fonction de la pente du canal dans le modèle B pour les différents débits.	<b>54</b>
Figure III.29	Variation de la dissipation d'énergie en fonction de la pente du canal dans le modèle C pour les différents débits.	<b>55</b>
Figure IV.1	Profils de la surface libre pour différents débits et pour $\theta = 0^\circ$ dans le modèle A	<b>69</b>
Figure IV.2	Profils de la surface libre pour différents débits et pour $\theta = 0^\circ$ dans le modèle B	<b>70</b>
Figure IV.3	Profils de la surface libre pour différents débits et pour $\theta = 0^\circ$ dans le modèle C	<b>70</b>
Figure IV.4	Les relevés des pressions sur les marches et contre marches pour différents débits et pour $\theta = 0^\circ$ dans le modèle A (12X6X7.5)	<b>71</b>
Figure IV.5	Les relevés des pressions sur les marches et contre marches pour différents débits et pour $\theta = 0^\circ$ dans le modèle B (6X12X7.5)	<b>72</b>
Figure IV.6	Les relevés des pressions sur les marches et contre marches pour différents débits et pour $\theta = 0^\circ$ dans le modèle C (12X12X7.5)	<b>72</b>

**Liste des figures**

Figure IV.7	Profil de vitesse pour $\alpha = 0^\circ$ dans le modèle A (12cm x 6cm x 7.5cm)	<b>73</b>
Figure IV.8	Profil de vitesse pour $\alpha = 0^\circ$ dans le modèle B (6cm x 12cm x 7.5cm)	<b>73</b>
Figure IV.9	Profil de vitesse pour $\alpha = 0^\circ$ dans le modèle C (12cm x 12cm x 7.5cm)	<b>74</b>
Figure IV.10	Détermination des régimes d'écoulement dans le modèle A (12x6x7.5cm)	<b>79</b>
Figure IV.11	Détermination des régimes d'écoulement dans le modèle B (6x12x7.5cm)	<b>80</b>
Figure IV.12	Détermination des régimes d'écoulement dans le modèle C (12x12x 7.5cm)	<b>80</b>
Figure IV.13	Détermination des limites des différents régimes d'écoulement dans les trois modèles par la méthode de (Simões, 2011)	<b>81</b>
Figure IV.14	Détermination de formules empiriques	<b>83</b>
Figure IV.15	Répartition des pressions en fonction du L/Ks dans le Modèle A (12x6x7.5)	<b>85</b>
Figure IV.16	Répartition des pressions en fonction du L/Ks dans le Modèle B (6x12x7.5)	<b>86</b>
Figure IV.17	Répartition des pressions en fonction du L/Ks dans le Modèle C (12x12x7.5)	<b>86</b>
Figure IV.18	Les relevés des pressions dans le modèle A (12cm x 6cm x 7.5cm)	<b>87</b>
Figure IV.19	Les relevés des pressions dans le modèle B (6cm x 12cm x 7.5cm)	<b>88</b>
Figure IV.20	Les relevés des pressions dans le modèle C (12cm x 12cm x 7.5cm)	<b>88</b>
Figure IV.21	Les relevés des pressions dans le modèle A dans les marche et les contres marches 2 ; 4 ; 6 pour un débit maximal $Q_5=1.029$ l/s et pour $\alpha=45^\circ$	<b>89</b>
Figure IV.22	Les relevés des pressions dans le modèle B dans les marche et les contres marches 2 ; 4;6 pour un débit maximal $Q_5=0.404$ l/s et pour $\alpha=45^\circ$	<b>89</b>
Figure IV.23	Les relevés des pressions dans le modèle C dans les marche et les contres 2; 4 ; 6 pour un débit maximal $Q_5=1.207$ l/s et pour $\alpha=45^\circ$	<b>90</b>
Figure IV.24	Répartition des pressions en fonction du L/Ks dans les modèles A, B et C pour un débit minimum	<b>91</b>
Figure IV.25	Répartition des pressions en fonction du L/Ks dans les modèles A, B et C pour un débit moyen.	<b>91</b>
Figure IV.26	Répartition des pressions en fonction du L/Ks dans les modèles A, B et C pour un débit maximum	<b>92</b>
Figure IV.27	Variation de la dissipation d'énergie en fonction de nombre de Froude (écoulements en nappe) dans le modèle A.	<b>94</b>
Figure IV.28	Variation de la dissipation d'énergie en fonction de nombre de Froude dans le modèle B pour les différentes pentes	<b>94</b>
Figure IV.29	Variation de la dissipation d'énergie en fonction de nombre de Froude dans le modèle C pour les différentes pentes	<b>95</b>
Figure IV.30	Variation de la dissipation d'énergie en fonction des différentes pentes du	<b>96</b>

	canal ( $\theta = 15,30, 45$ ) dans les modèles A; B et C pour un débit minimum	
Figure IV.31	Variation de la dissipation d'énergie en fonction des différentes pentes du canal ( $\theta = 15,30, 45$ ) dans les modèles A; B et C pour un débit moyen	<b>97</b>
Figure IV.32	Variation de la dissipation d'énergie en fonction des différentes pentes du canal ( $\theta = 15,30, 45$ ) dans les modèles A; B et C pour un débit maximum	<b>97</b>
Figure IV.33	Variation de la dissipation d'énergie en fonction du nombre de Froude dans les modèles A, B et C	<b>98</b>
Figure IV.34	Variation de la dissipation d'énergie en fonction du nombre de Froude dans les modèles A, B et C	<b>99</b>
Figure IV.35	Variation de la dissipation d'énergie en fonction du nombre de Froude dans les modèles A, B et C	<b>99</b>
Figure IV.36	Comparaison des dissipations d'énergie calculés et mesurés pour des différentes pentes dans le modèle A	<b>101</b>
Figure IV.37	Comparaison des dissipations d'énergie calculés et mesurés pour des différentes pentes dans le modèle B	<b>102</b>
Figure IV.38	Comparaison des dissipations d'énergie calculés et mesurés pour des différentes pentes dans le modèle C	<b>102</b>
Figure IV.39	Comparaison des dissipations d'énergie calculés et mesurés dans le modèle A (écoulement très turbulent)	<b>103</b>
Figure IV.40	Variation de la dissipation d'énergie en fonction de nombre de Froude (écoulements très turbulents) sur le modèle A	<b>104</b>
Figure IV.41	Détermination de la dissipation d'énergie en fonction de nombre de Froude sur l'écoulement en nappe et très turbulent dans le modèle A	<b>105</b>
Figure IV.42	Détermination de formules empiriques pour la dissipation d'énergie en fonction de nombre de Froude sur l'écoulement en nappe dans le modèle A	<b>106</b>
Figure IV.43	Détermination de formules empiriques pour la dissipation d'énergie en fonction de nombre de Froude sur l'écoulement en nappe dans le modèle B	<b>106</b>
Figure IV.44	Détermination de formules empiriques pour la dissipation d'énergie en fonction de nombre de Froude sur l'écoulement en nappe dans le modèle C	<b>106</b>
Figure IV.45	Détermination de formules empiriques pour la dissipation d'énergie en fonction de nombre de Froude sur l'écoulement en nappe dans les trois modèles	<b>108</b>
Figure IV.46	Détermination de formules empiriques pour la dissipation d'énergie en fonction des différentes pentes du canal pour l'écoulement en nappe dans le modèle A.	<b>109</b>

## Liste des figures

---

Figure IV.47	Détermination de formules empiriques pour la dissipation d'énergie en fonction des différentes pentes du canal pour l'écoulement en nappe dans le modèle B.	<b>109</b>
Figure IV.48	Détermination de formules empiriques pour la dissipation d'énergie en fonction des différentes pentes du canal pour l'écoulement en nappe dans le modèle C.	<b>109</b>
Figure IV.49	Détermination de formules empiriques pour la dissipation d'énergie en fonction des différentes pentes du canal pour l'écoulement en nappe dans les trois modèles.	<b>111</b>
Figure IV.50	Comparaison du taux dissipation de l'énergie entre cette étude et autres des études W. L. Moore, 1943, M. R. Chamani, and N. Rajaratnam, 1995 et W. Rand, 1955.	<b>112</b>
FigureIV.51	Répartition de LI/Ks en fonction de nombre de Froude Fr dans le modèle A	<b>113</b>
FigureIV.52	Répartition de dI/Ks en fonction de nombre de Froude Fr dans le modèle A	<b>114</b>

**LISTE DES PHOTOS**

Photo I.1	La cascade de Hong Kong Park (complétée en 1994). Ecoulement turbulent extrêmement turbulent sur des marches horizontales	<b>05</b>
Photo I.2	La Fontaine des Innocents, Paris, France (complétée autour de 1549), Succession de nappes en chute libre avec des marches creuses	<b>05</b>
Photo I.3	Le barrage du Riou, France (complété en 1990). Détail de la crête du déversoir et de l'évacuateur de crues en marches d'escalier (pente: 59degrés, hauteur de marche: 0.43m)	<b>06</b>
PhotoVI.1	accessoires utilisés	<b>58</b>
Photo IV.2	Dispositif expérimentale	<b>59</b>
Photo IV.3.	Modèle A (12x6x7.5cm)	<b>60</b>
Photo IV.4	Modèle B (6x12x7.5cm)	<b>61</b>
Photo IV.5	Modèle C (12x12x7.5cm)	<b>61</b>
Photo IV.6	Détermination de $C_d$ à partir d'un déversoir à paroi épaisse à crête arrondie	<b>63</b>
Photo IV.7	Mesure de la vitesse avec tube de Pitot	<b>64</b>
Photo IV.8	Ecoulement en nappe sans ressaut à faible débit, modèle (C)	<b>66</b>
Photo IV.9	(a) ressaut hydraulique pleinement développé pour les moyens débits (modèle B)	<b>66</b>
	(b) ressaut hydraulique partiellement développé pour les moyens débits (modèle B)	
PhotoIV.10	Ecoulement en nappe partiellement développé, modèle C	<b>67</b>
Photo IV.11	Déflexion du jet dans le modèle B (6x12x7.5cm).	<b>68</b>
Photo IV.12	Effet de jet sur la pression (dépression) C (12x12x7.5cm)	<b>68</b>

**LISTE DES TABLEAUX**

Tableau IV.1	Caractéristiques géométriques des trois modèles	<b>60</b>
Tableau IV.2	Régime d'écoulement dans le modèle A	<b>76</b>
Tableau IV.3	Régime d'écoulement dans le modèle B	<b>77</b>
Tableau IV.4	Régime d'écoulement dans le modèle C	<b>78</b>
Tableau IV.5	Valeurs des pressions maximales et minimales dans les trois modèles	<b>87</b>
Tableau IV.6	Valeurs des pressions sur les marches et les contres marches dans les trois modèles	<b>90</b>
Tableau IV.7	Valeurs des dépressions sur les contres marches dans les trois modèles	<b>92</b>
Tableau IV.8	Les valeurs minimales et maximales de la dissipation d'énergie dans les trois modèles et pour les trois pentes	<b>96</b>
Tableau IV.9	Les valeurs croissantes de la dissipation d'énergie pour les différentes pentes et dans les trois modèles	<b>98</b>

## NOTATIONS PRINCIPALES

Symboles	Signification	Unité
$C_d$	: Coefficient de débit	[ - ]
$d$	: Profondeur d'écoulement	[m]
$d_b$	: Hauteur d'eau au bord d'une marche	[m]
$d_c$	: Profondeur critique	[m]
$d_I$	: Hauteur d'eau au point d'inception	[m]
$F_r$	: Nombre de Froude	[ - ]
$g$	: Accélération de la pesanteur	[m <sup>2</sup> /s]
$h$	: Hauteur d'une marche	[m]
$h_i$	: Epaisseur de la nappe	[m]
$h_p$	: Hauteur du nid d'eau	[m]
$h_r$	: Profondeur de référence	[m]
$h_{r1}$	: Tirant d'eau dans la section 1	[m]
$h_{r2}$	: Tirant d'eau dans la section 2	[m]
$h'$	: Hauteur d'eau	[m]
$h''$	: Hauteur d'eau	[m]
$H_{\text{amont}}$	: Charge totale à l'amont d'un barrage	[m]
$H_{\text{aval}}$	: Charge totale au pied aval d'un barrage	[m]
$H_{\text{bar}}$	: Charge à la crête du barrage	[m]
$H_{\text{max}}$	: Charge maximale à l'amont d'un déversoir	[m]
$H_{r1}$	: Charge totale à la section 1	[m]
$H_{r2}$	: Charge totale à la section 2	[m]
$H_0$	: Elévation de la surface libre du réservoir au-dessus de la crête du déversoir.	[m]
$k_s$	: Rugosité équivalente	[m <sup>1/3</sup> /s]
$K_s$	: Coefficient de Strickler	[ - ]
$l$	: Largeur d'une marche	[m]
$L_d$	: Longueur du jet dans la marche	[m]
$L_I$	: Distance séparant le point de l'ascension de la couche limite du point d'inception	[m]

## Notations principales

---

$L_r$	: Longueur du ressaut	[m]
$n$	: Nombre de marche	[ - ]
$P$	: Valeur Moyenne de la pression	[ Pa]
$q$	: Débit par unité de largeur	[m <sup>2</sup> /s]
$Q$	: Débit Volumique	[m <sup>3</sup> /s]
$R_e$	: Nombre de Reynolds	[ - ]
$V_c$	: Vitesse critique de l'écoulement	[m/s]
$V_e$	: Vitesse d'entraînement d'air	[m/s]
$\alpha$	: Angle d'inclinaison du canal,	[degrés]
$\Delta$	: Opérateur Laplacien	[ - ]
$\theta$	: Angle d'ondulation	[Degrés]
$\rho_m$	: Masse volumique du mélange air - eau	[kg/m <sup>3</sup> ]

# **Introduction Générale**

## INTRODUCTION GENERALE

Avec l'accroissement de la hauteur des barrages, lorsque les crues entrent dans les retenues pleines, des débits et des volumes d'eau considérables doivent être restitués directement à l'aval dans la rivière, les vitesses d'écoulements sur le coursier peuvent atteindre 50 m/s. Dans ces conditions, les dommages dus à l'érosion par cavitation sont très importants. Ce qui peut endommager le corps du barrage, le cours d'eau ou l'ouvrage lui-même.

Pour prévenir ou ralentir cette érosion, il est possible d'utiliser des bétons spéciaux à haute résistance, des revêtements d'acier, ou des surfaçages en résine polymère. Ces solutions sont coûteuses et ne sont pas satisfaisantes pour des grandes vitesses. Il est donc nécessaire de définir un dispositif simple et optimal le long de l'ouvrage. Par conséquent, il faut prévoir en un endroit bien précis un ouvrage dissipateur d'énergie, pour convertir un écoulement à haute énergie mécanique en un écoulement à faible énergie mécanique.

L'une des solutions possibles consiste en la construction de canaux en marches d'escaliers.

Les déversoirs en marches d'escaliers sont utilisés pour protéger les barrages contre l'érosion. Chaque marche, agit comme une rugosité dans le but de réduire le débit d'eau, ainsi pour dissiper une partie de l'énergie de l'eau. Par conséquent, l'érosion peut être réduite à l'aval de l'écoulement.

Connaissant le régime d'écoulement est très important pour la conception hydraulique des canaux en marche d'escalier. Dans cette étude, le régime d'écoulement dans les canaux périodique est prédit en utilisant un modèle physique.

Notre étude est purement expérimentale et a pour objet de montrer l'influence des dimensions de la marche ( $l$ ) et la contre marche ( $h$ ), c'est-à-dire le rapport  $h/l$ , principalement sur le régime d'écoulement et sur l'énergie de dissipation. Entre autre des modèles empiriques seront proposés.

Pour montrer l'intérêt d'étudier ce sujet, nous avons fait une approche expérimentale dans le laboratoire de génie civil à l'université de Laghouat sur trois modèles réduits en marches d'escaliers : modèle A (12 cm x 6cm x 7,5 cm), modèle B (6 cm x 12 cm x 7,5 cm) et modèle C (12 cm x 12 cm x 7,5 cm). Deux types d'écoulements ont été observés : Ecoulements en nappe et extrêmement turbulent.

À la lumière des éléments développés ci-haut, le mémoire s'articule autour de quatre (04) chapitres :

- Le premier chapitre comporte une aperçu historique sur les canaux en marches d'escalier ;
- Alors que le deuxième chapitre, présente des caractéristiques des écoulements sur les canaux en marches d'escalier,
- Les différentes études et observations sur modèles faites jusqu'à présent sur les canaux en marches, seront exposées dans le troisième chapitre.
- L'installation du dispositif expérimental décrite à l'étude expérimentale des écoulements dans un canal à motif périodique ; avec l'analyse des résultats, fait l'œuvre du quatrième chapitre.
- Et enfin, nous terminons par une conclusion générale à ce travail, consacré au rappel à toutes les étapes du travail réalisées, et les objectifs s'attachera en outre à des recommandations et des suggestions.

**Chapitre I**  
**Historique sur les**  
**canaux en marches**  
**d'escalier**

## **Chapitre I: Historique sur les canaux en marches d'escalier**

### **Introduction**

A la différence des dispositifs classiques d'évacuation des eaux à profils lisses dans les barrages, les canaux et les évacuateurs en marches d'escaliers sont constitués d'une série de marches disposées le long du coursier reliant la crête au bassin de dissipation de l'énergie. Ils sont destinés à faire déverser des débits d'eau importants par-dessus les structures tout en contribuant à dissiper une quantité considérable de l'énergie de l'écoulement permettant ainsi de réduire d'autant les dimensions et les coûts des ouvrages de dissipation.

### **I.1 Aperçu historique sur les canaux en marches**

L'origine du concept d'évacuateur de crues en marches d'escaliers ou en gradins remonte aux ères lointaines de l'histoire. A travers ce parcours, différentes civilisations ont contribué au développement de l'art de construction des barrages et des déversoirs en gradins.

Ainsi, il est convenu que les évacuateurs de crues en gradins les plus anciens du monde sont ceux des deux barrages de la rivière de Khosre en Iraq. Ces barrages ont été construits en 696 avant Jésus-Christ par le roi Assyrien Semagherb pour servir à l'approvisionnement en eau de la capitale Nineveh. Vient par la suite la civilisation romaine qui a bâti des barrages à déversoirs en gradins qu'on retrouve en Syrie, en Libye et en Tunisie. Après la chute de l'empire romain, c'est les Musulmans lors de leur période d'expansion (7<sup>ème</sup> et 9<sup>ème</sup> siècles) qui, suite à l'acquisition du savoir-faire romain, nabatien, et sabien, ont construit des déversoirs de ce type. On les retrouve en Iraq (barrage d'Adheim, 1300), en Arabie saoudite et en Espagne (barrage de Mestella, 960 après J.C) (*Chanson*, 1994, 1998).

Suite à la reconquête espagnole par les catholiques, les ingénieurs espagnols ont continué à utiliser les constructions romaines et musulmanes. Ils ont, par ailleurs, conçu de nouveaux barrages munis d'évacuateurs en marches d'escaliers, citons, entre autres : le barrage d'Almansa (1384), le barrage d'Alicante (1594) et le barrage de Barraruecode Abajo. En 1791, ils ont construit le grand barrage de Puentes munis d'un évacuateur en marches d'escaliers, mais il s'est écroulé suite à l'altération des formations en 1802. Par ailleurs, durant leur conquête du nouveau monde, les Espagnols ont propagé leur technologie, notamment, au Mexique Central où plusieurs barrages à déversoirs en gradins ont été construits aux 18<sup>ème</sup> et 19<sup>ème</sup> siècles,

certaines ont servi jusqu'au 20<sup>ème</sup> siècle comme le barrage de Ascutney Millen USA (1834) (*Chanson, 1998*).

Au milieu du 17<sup>ème</sup> siècle, les ingénieurs français profitant de l'expérience espagnole ont introduit plusieurs canaux en marches d'escaliers dans le système d'alimentation du canal du Midi.

La majorité des barrages anciens ont débité les eaux à travers leurs crêtes et les déversoirs en gradins ont été sélectionnés soit pour assurer la stabilité, soit pour la commodité qu'ils présentent dans la construction ou pour les deux raisons simultanées.

Après la fin du 19<sup>ème</sup> siècle, les évacuateurs en gradins étaient fréquemment sélectionnés pour, surtout, contribuer à la stabilité du barrage et pour augmenter la dissipation de l'énergie (*Chanson, 1994*).

Au début du 20<sup>ème</sup> siècle, on a favorisé la conception des bassins d'amortissement (concept du ressaut hydraulique) à l'aval des évacuateurs de crues.

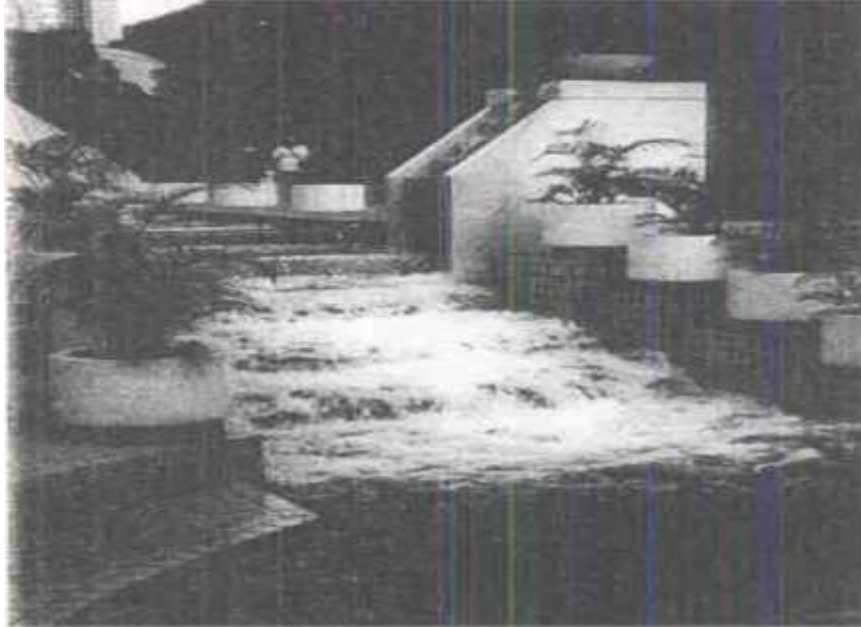
Dans les années 70, les concepteurs ont redonné un grand intérêt au concept d'évacuateur de crues en marches d'escaliers suite à l'apparition de la nouvelle technique de construction en Béton Compacté au Rouleau (B.C.R.), Par ailleurs, les deux dernières décennies ont vu la construction de nombreux barrages de ce type à travers le monde. Le premier à voir le jour est le barrage «d'Upper Still-water » achevé en 1987 aux U.S.A. qui a permis la réduction de l'ouvrage de dissipation au pied aval du barrage et donc une économie considérable en quantité de matériaux.

## **I.2 Considérations hydrauliques**

De nombreuses investigations des caractéristiques hydrauliques des écoulements sur les escaliers d'eau ont été menées pendant les dernières années, en particulier faisant suite à un regain d'intérêt pour les déversoirs en marche d'escalier (exp fig03), cette tendance est liée au développement de nouveaux matériaux de construction par exemple, le béton compacté au rouleau(BCR), les trémies renforcés de métalliques de gabions.

L'écoulement sur un canal en marches d'escalier peut être soit en nappe (succession de nappes en jets libres) ou extrêmement turbulent. Sur la photo I.1, l'eau s'écoule comme un écoulement extrêmement turbulent, par contre, sur la photoI.2, l'écoulement est une succession de jets libres. Le type d'écoulement dépend du débit par unité de largeur et de la forme des marches .En pratique, les marches sont soit plates (horizontales ou inclinés), soit

creuses avec un bassin d'eau au repos. la forme de la crête des marches est très importante pour contrôler efficacement le déversement des faibles débits. La crête est soit affilée (photoI.1 et 3), soit arrondie (photoI.2).



**PhotoI.1** : La cascade de Hong Kong Park (complétée en 1994). Ecoulement turbulent extrêmement turbulent sur des marches horizontales. (Chanson, 1995)



**PhotoI.2** : La Fontaine des Innocents, Paris, France (complétée autour de 1549), Succession de nappes en chute libre avec des marches creuses. (Chanson, 1995)



**PhotoI.3** : Le barrage du Riou, France (complété en 1990). Détail de la crête du déversoir et de l'évacuateur de crues en marches d'escalier (pente: 59degrés, hauteur de marche: 0.43m).

(Chanson, 1995)

### I.3 Conception technique

Depuis l'antiquité, la conception des déversoirs en marches d'escalier et canaux était reconnue pour réduire les vitesses d'écoulement et accroître l'énergie de dissipation.

Certains anciens ingénieurs pouvaient avoir des connaissances sur la conception des écoulements en "nappe" et "turbulent". Mais c'est évident que même, au début du 20<sup>ème</sup> siècle, les ingénieurs hydrauliciens n'avaient aucune information quantitative sur les propriétés principales de l'écoulement (exemple résistance d'écoulement et perte de charge).

Ce n'est que récemment que de nouveaux progrès sur l'hydraulique des canaux en marches d'escalier avaient été réalisés : exemple ESSERY et HORNER (1978), SORENSEN (1985), RAJARATNAM (1990), PEYRAS (1991).

Depuis l'antiquité, la hauteur des marches d'escalier augmente faiblement jusqu'à l'année 1930. Récemment, les déversoirs en roches (sans doublure) ont été conçus avec de grandes hauteurs de marches d'escalier, c'est-à-dire typiquement haute de 10 m. Mais la plupart des structures en

béton nouveau et gabions utilisent des petites hauteurs de marches d'escalier rangée de 0,2 à 1 m.

La conception des caractéristiques (géométries et physiques) des déversoirs en marches d'escalier montre une certaine continuité de l'antiquité jusqu'à ce jour.

**Chapitre II**  
**Présentation des**  
**écoulements dans les**  
**canaux en marches**  
**d'escaliers**

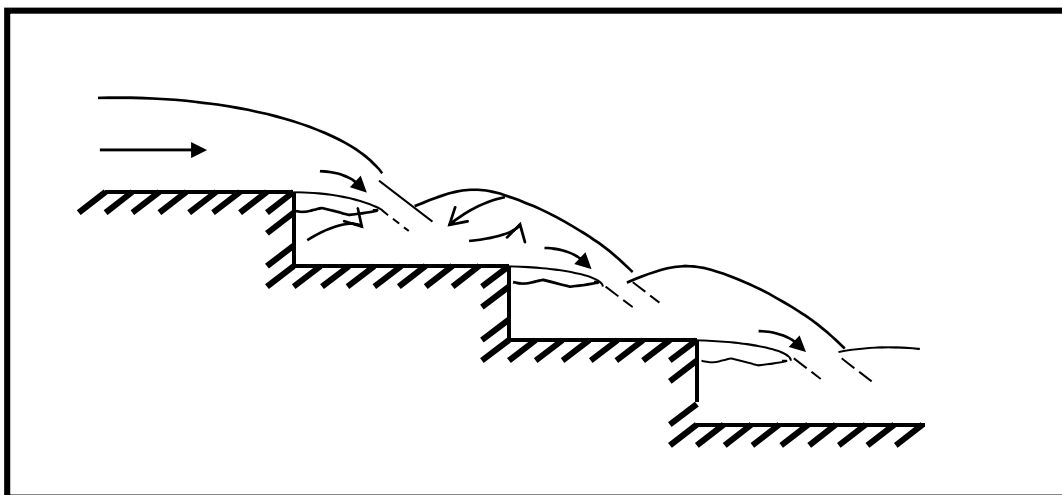
## Chapitre II : Présentation des écoulements dans les canaux en marches d'escaliers

### **Introduction**

Suivant les conditions d'écoulement et les considérations pratiques de conception, Dans les canaux en marches d'escaliers, le régime d'écoulement peut être divisé en deux types d'écoulement : le régime d'écoulement en nappe et le régime d'écoulement extrêmement turbulent. Le type de régime d'écoulement est fonction du débit, des dimensions de la marche et de la pente de canal. Nous consacrerons cette partie du travail à faire une présentation générale de ces deux types d'écoulement, ainsi qu'à la description du phénomène d'aération naturelle qui apparaît à une certaine distance à l'aval du seuil déversant.

### **II.1 Régime d'écoulement en nappe**

L'écoulement en nappe est défini comme une succession de nappes en chutes libres, tel que l'eau bandit d'une marche à une autre d'une manière identique. Lors de l'écoulement, la lame d'eau déversant au niveau d'une marche frappe le giron de la marche inférieure totalement ou partiellement, selon les conditions d'écoulement. La dissipation d'énergie se fera par la fragmentation du jet libre dans l'air, par l'impact du jet sur la marche et la formation d'un ressaut hydraulique sur la marche.



**Figure II.1 : Régime d'écoulement en nappe (S.Benmamar, 2006)**

## II. 1. 1 Différents régime d'écoulement en nappe

Le régime d'écoulement en nappe peut être classé en trois sous régimes :

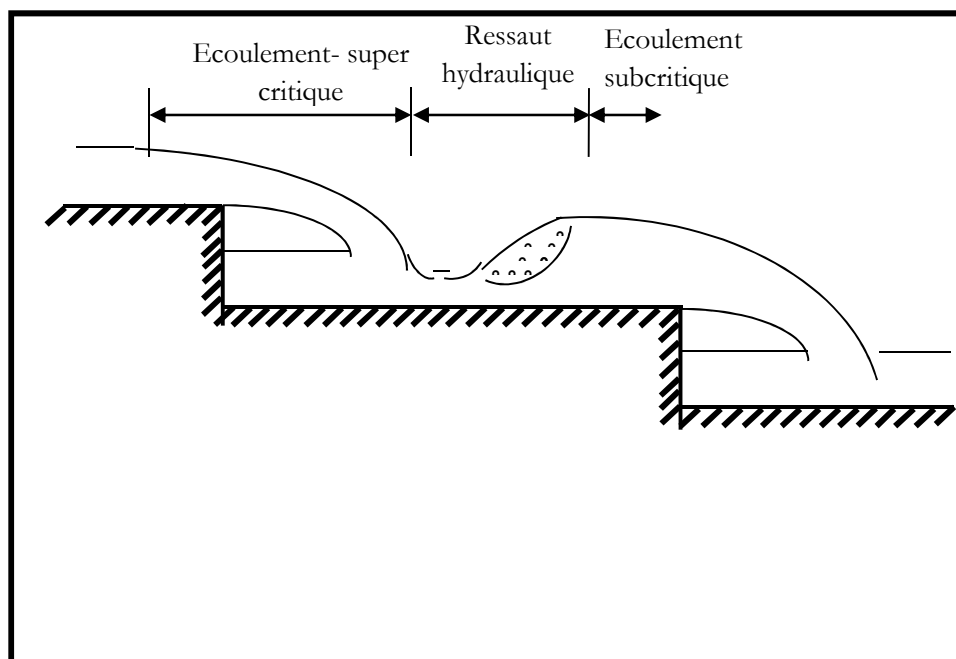
- Écoulement en nappe avec formation d'un ressaut complètement développé ;
- Écoulement en nappe avec formation d'un ressaut partiellement développé ;
- Écoulement en nappe sans formation de ressaut.

### a. Définition d'un ressaut Hydraulique

Le ressaut hydraulique se produit si un écoulement passe (brusquement) du régime (amont) sur-critique  $F_1 > 1$ , au régime (aval) sous critique,  $F_2 < 1$ . Il se manifeste par une brusque surélévation (discontinuité) du niveau d'eau, ( $h_2 - h_1$ ), sur une courte distance. Il est accompagné par des mouvements très turbulents avec des instabilités à la surface. Il provoque une dissipation importante d'énergie mécanique et se présente souvent sous la forme d'une barre d'écume déferlant en rouleaux.

### b. Ecoulement en nappe avec formation d'un ressaut complètement développé

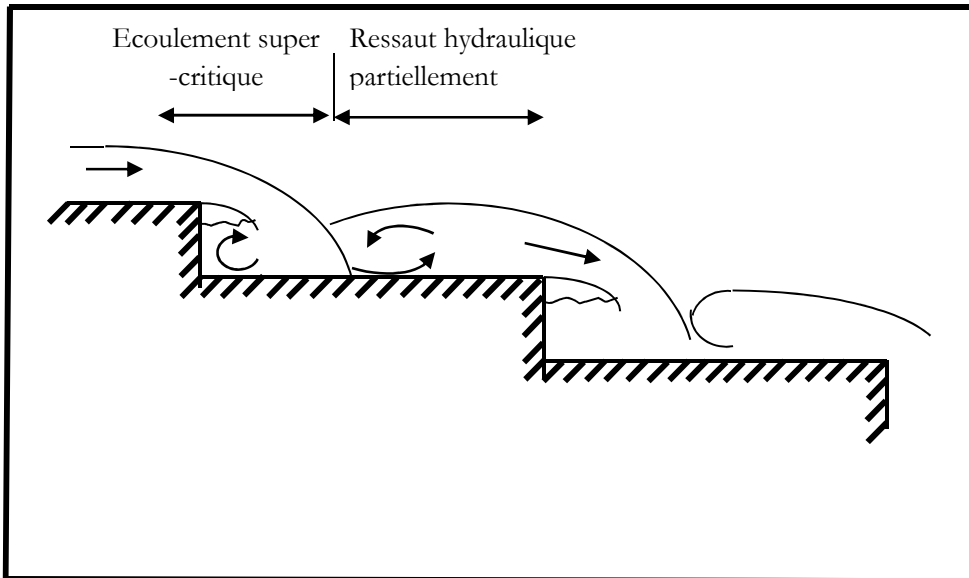
Ce type d'écoulement se présente comme une alternance entre un régime d'écoulement supercritique et un régime d'écoulement sub-critique le long d'une marche d'escaliers. Cette transition se produit par la formation d'un ressaut hydraulique complètement développé (figure II.2).



**Figure II.2 :** Ecoulement en nappe avec un ressaut complètement développé (S.Benmamar, 2006).

**c. Ecoulement en nappe avec formation d'un ressaut partiellement développé**

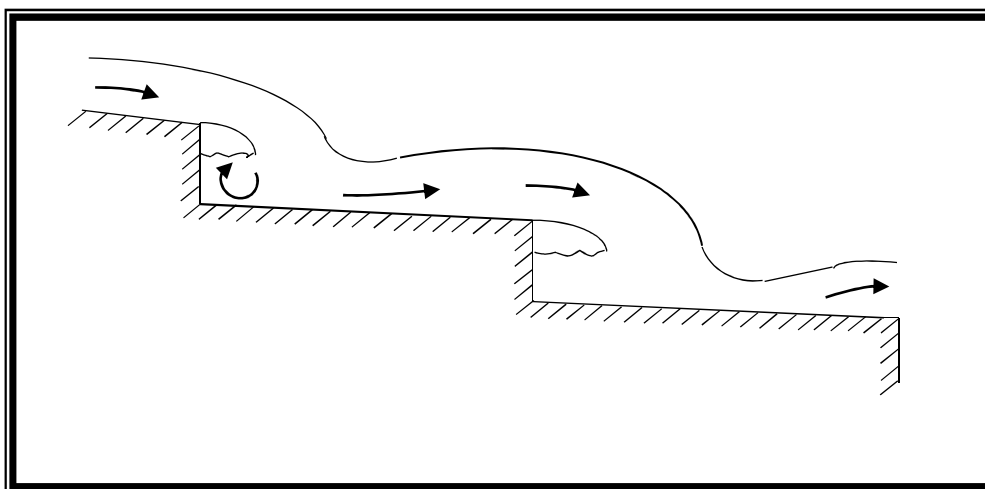
Dans ce cas, le ressaut hydraulique atteint le bord aval de la marche où il se forme et se jette dans la marche suivante avant qu'il ne se développe complètement. Le régime sub-critique n'est pas observé (figure II.3).



**Figure II.3 :** Ecoulement en nappe avec un ressaut partiellement développé (S.Benmamar, 2006)

**d. Ecoulement en nappe sans formation de ressaut**

Contrairement aux deux cas précédents, cet écoulement ne développe pas de ressaut hydraulique. L'écoulement étant critique le long de la marche, il s'accélère d'abord lors du jet pour ralentir par la suite (figure II.4).



**Figure II.4 :** Ecoulement en nappe sans formation d'un ressaut (S.Benmamar, 2006)

## II. 1 .2 Caractéristiques hydrauliques de l'écoulement en nappe

**Moore** en 1943 et **Rand** en 1955, ont étudié une structure à une seule marche. Ils ont remarqué que les conditions d'écoulement tout près de l'extrémité de la marche change d'un écoulement sous critique en écoulement critique en certaines sections se situant à une faible distance en amont du bord de la marche. La profondeur de l'écoulement ( $h_b$ ) est donnée par :

$$h_b = 0,715 d_c \quad (\text{II-1})$$

Avec,  $d_c$  : la hauteur d'eau critique (figure II.5).

A l'aval du bord, la trajectoire de l'écoulement peut être calculée en utilisant soit le potentiel de l'écoulement soit des méthodes numériques complexes ou encore des méthodes d'approximations. Selon **White** (1943), l'application de l'équation de la quantité de mouvement à la base de la structure donne :

$$\frac{h_{r1}}{d_c} = \frac{\sqrt{2}}{\frac{3}{2^{3/2}} + \sqrt{\frac{3}{2} + \frac{h}{d_c}}} \quad (\text{II-2})$$

Avec,  $h_{r1}$ , profondeur de l'écoulement à la section 1 et  $h$  la hauteur de la marche (figure II.5).

La charge totale à la section 1 peut être exprimée par :

$$\frac{H_{r1}}{d_c} = \frac{h_{r1}}{h_c} + \frac{1}{2} \left( \frac{d_c}{h_{r1}} \right)^2 \quad (\text{II-3})$$

La profondeur de l'écoulement et la charge d'eau totale à la section 2 sont données par les équations régissant le ressaut hydraulique :

$$\frac{h_{r2}}{h_{r1}} = \frac{1}{2} \left( \sqrt{1 + 8F_{r1}^2} - 1 \right) \quad (\text{II-4})$$

$$\frac{(H_{r1} - H_{r2})}{d_c} = \frac{(h_{r2} - h_{r1})^3}{4h_{r1} h_{r2} d_c} \quad (\text{II-5})$$

Où,  $F_{r1} = \frac{q}{\sqrt{g \cdot h_{r1}^3}}$  est le nombre de Froude à la section 1.

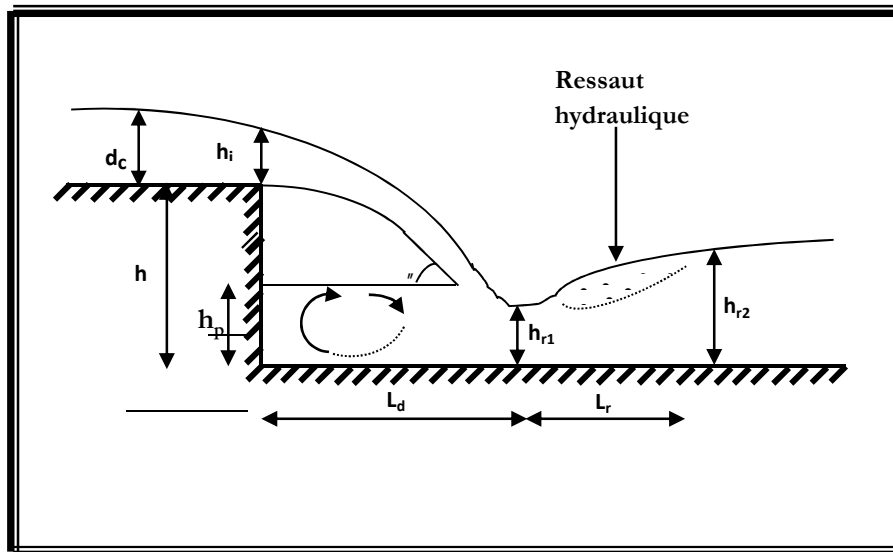


Figure II.5 : Caractéristiques d'un écoulement en nappe (S.Benmamar, 2006)

- Calcul des tirants d'eau ( $h_{r1}$ ,  $h_{r2}$  et  $h_p$ )

Rand (1955) a proposé un système d'équations empiriques définissant les différents paramètres (figure II.5).

- Tirant d'eau dans la section 1 ( $h_{r1}$ ) :

$$\frac{h_{r1}}{h} = 0,54 \left( \frac{d_c}{h} \right)^{1,275} \quad (\text{II-6})$$

- Tirant d'eau dans la section 2 ( $h_{r2}$ ) :

$$\frac{h_{r2}}{h} = 1,66 \left( \frac{d_c}{h} \right)^{0,81} \quad (\text{II-7})$$

- Hauteur du nid d'eau ( $h_p$ ) :

$$\frac{h_p}{h} = \left( \frac{d_c}{h} \right)^{0,66} \quad (\text{II-8})$$

$$\frac{L_d}{h} = 4,30 \left( \frac{d_c}{h} \right)^{0,81} \quad (\text{II-9})$$

avec,  $h_p$  : la hauteur d'eau dans la marche (régime en nappe) et  $L_d$  : la longueur du jet dans la marche.

En utilisant les équations (II-1) et (II-8), l'épaisseur de la nappe  $h_i$ , sa vitesse  $v_i$  et l'angle  $\theta$  qu'elle fait avec l'horizontale au niveau de la section de l'impact, peuvent être corrélés pour aboutir aux expressions suivantes :

$$\frac{h_i}{h} = 0,69 \left( \frac{d_c}{h} \right)^{1,483} \quad (\text{II-10})$$

$$\frac{v_i}{v_c} = 1,46 \left( \frac{d_c}{h} \right)^{-0,483} \quad (\text{II-11})$$

$$\tan \theta = 0,84 \left( \frac{d_c}{h} \right)^{-0,586} \quad (\text{II-12})$$

Où :  $v_c$  est la vitesse critique de l'écoulement.

**Rousse** (1943), **Rajaratnam** et **Muraldmar** (1968), **Hager** (1983) et **Marchi** (1993) ont abouti au résultat suivant :

$$\frac{h_{r1}}{d_c} = \frac{2F_r^{2/3}}{1 + \frac{2}{F_r^2} + \sqrt{1 + \frac{2}{F_r^2} \left( 1 + \frac{h}{d_c} F_r^{2/3} \right)}} \quad (\text{II-13})$$

où,  $F_r$  est le nombre de Froude pour l'écoulement supercritique à l'amont du bord de la chute.

La charge critique est définie par l'expression suivante :

$$\left( \frac{d_c}{h} \right)_{cr} = 0,09 \left( \frac{h}{l} \right)^{-1,28} \quad (\text{II-14})$$

dans laquelle  $l$  est la longueur de la marche.

L'écoulement en nappe avec un ressaut pleinement développé a lieu pour une charge

inférieure à la charge critique :  $\frac{d_c}{h} < \left( \frac{d_c}{h} \right)_{cr}$

L'équation (I-14) est vérifiée pour :  $0,2 \leq \frac{h}{l} \leq 6$

**Hager** et ses collaborateurs (1990) ont estimé la longueur du ressaut hydraulique pleinement développé à l'aval de l'impact de la nappe comme suit :

$$\frac{L_r}{h_{r1}} = 8 \left( \left( \frac{d_c}{h_{r1}} \right)^{3/2} - 1,5 \right) \quad (\text{II-15})$$

Où,  $L_r$  est la longueur du ressaut hydraulique.

### II .1. 3 Dissipation de l'énergie

Pour un écoulement en nappe avec ressaut pleinement développé, la perte de charge sur toute marche intermédiaire est égale à la hauteur de cette dernière.

La dissipation d'énergie se produit par la fragmentation du jet dans l'air, et avec la formation du ressaut hydraulique sur la marche. La perte de charge totale le long de la chute  $\Delta H$  est égale à la différence entre la charge maximale  $H_{\max}$  et la charge résiduelle à l'aval de l'extrémité du canal  $H_{r1}$  (équation II-3). Son expression adimensionnelle est :

$$\frac{\Delta H}{H_{\max}} = 1 - \left( \frac{\frac{d_1}{d_c} + \frac{1}{2} \left( \frac{d_c}{d_1} \right)^2}{\frac{3}{2} + \frac{H_{\text{bar}}}{d_c}} \right) \text{ Evacuateur sans vanne} \quad (\text{II-16})$$

$$\frac{\Delta H}{H_{\max}} = 1 - \left( \frac{\frac{d_1}{d_c} + \frac{1}{2} \left( \frac{d_c}{d_1} \right)^2}{\frac{H_{\text{bar}} + H_0}{d_c}} \right) \text{ Evacuateur avec vanne} \quad (\text{II-17})$$

Pour un canal sans vanne, la charge maximale disponible est :

$$H_{\max} = H_{\text{bar}} + 1,5d_c. \quad (\text{II-18})$$

Pour un canal avec vanne, la charge maximale disponible est :

$$H_{\max} = H_{\text{bar}} + H_0. \quad (\text{II-19})$$

Avec,  $H_{\text{bar}}$  charge à la crête du barrage et  $H_0$  élévation de la surface libre du réservoir au-dessus de la crête du déversoir.

## II. 1. 4 Conception d'évacuateurs de crues avec régime d'écoulement en nappe

**Stephenson** (1991) a suggéré que la plupart des conditions appropriées à un écoulement en nappe sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \prec 0,20 \\ \frac{d_c}{h} \prec \frac{1}{3} \end{array} \right.$$

Les recommandations de Stephenson impliquent relativement de grandes marches et des pentes douces.

### II.1.5 Entraînements d'air

Dans le régime d'écoulement en nappe, l'air est entraîné à l'intersection de la chute de la nappe avec le niveau d'eau dans la marche d'escalier et dans le ressaut hydraulique à l'aval de l'impact de la nappe.

#### a. Entraînements d'air par nappe plongeante

**H. Chanson** (1995b), montre que la quantité d'air entraîné peut être estimée comme:

$$Q_{\text{air}}^{\text{jet}} = K' (V - V_e)^n \quad (\text{II.20})$$

Où  $K'$  est une constante,  $V$  Vitesse du Jet et  $V_e$  vitesse à laquelle l'entraînement d'air commence.

#### b. Entraînements d'air par le ressaut hydraulique

La quantité d'air entraînée par le ressaut est donnée par:

$$\frac{Q_{\text{air}}^{\text{ressaut}}}{Q_w} = K_1 F_r^2 \quad (\text{II.21})$$

Où  $Q_{\text{air}}^{\text{ressaut}}$  : quantité d'air entraînée,  $Q_w$  : débit d'eau et  $F_r$  : nombre de Froude défini

comme :

$$F_r = \frac{V_1 - V_e}{g d_1} \quad (\text{II.22})$$

Avec,  $V_e$  : vitesse du début de l'entraînement d'air causé par le ressaut hydraulique.

**Rajaratnam** (1967) et **Wisner** (1965) proposent:

$$Q_{\text{air}}^{\text{ressaut}} = 0,018(F_r - 1)^{1,245} \quad \text{Rajaratnam (1967)} \quad (\text{II.23})$$

$$Q_{\text{air}}^{\text{ressaut}} = 0,014(F_r - 1)^{1,4} \quad \text{Wisner (1965)} \quad (\text{II.24})$$

Avec,  $F_r$  nombre de Froude à l'amont du ressaut (exemple :  $F_{r1} = \frac{Q_w}{g d_1^3}$  ; où  $d_1$  est la profondeur de l'écoulement à l'amont).

### \* Longueur d'aération du ressaut hydraulique

**Hager** (1992) a analysé les données originales de **Rajaratnam** (1967) Il a montré que la longueur d'aération du ressaut hydraulique peut être estimée comme :

$$\frac{L_a}{d_2} = 3,5 \sqrt{F_{r1} - 1,5} \quad (\text{II.25})$$

Où :  $L_a$  : longueur d'aération et  $d_2$  : profondeur d'écoulement à l'aval.

En général, la longueur d'aération est plus grande que la longueur du rouleau (**Chanson**, 1995a) :  $L_a > L_r$ .

### c. Pressions et fluctuations de pressions

Sur la face horizontale de la marche d'escalier, l'impact du Jet sur l'escalier induit de grandes pressions au fond (c'est-à-dire plus grandes que les forces hydroélectrique) proche de la position d'impact.

D'après **H. Chanson** (1995a), la pression moyenne de stagnation  $P_s$  peut être corrélée par :

$$\frac{P_s}{\rho_s g h} = 1,253 \left( \frac{d_c}{h} \right)^{0,349} \quad (\text{II.26})$$

Plus loin, les analyses des résultats de **May** et **Willoughby** (1991) suggèrent que l'ordre de l'extrême maximum et minimum de la pression à l'impact de la nappe est:

- Pression maximum instantanée à l'impact de la nappe est de :

$$P_s + 0,9 \dots_s \frac{V_i^2}{2} \quad (\text{II.27})$$

- Pression minimum instantanée à l'impact de la nappe est de :

$$P_s - 0,6 \dots_s \frac{V_i^2}{2} \quad (\text{II.28})$$

Où  $V_i$  : vitesse d'impact de la chute libre de la nappe.

Les analyses de la fluctuation de la pression au fond sous le ressaut hydraulique sur de longues périodes, indiquent que les pressions maximums sont autour de :

- Pression maximum instantanée sous le ressaut est de :

$$P_{hyd} + 0,6 \dots_s \frac{V_1^2}{2} \quad (\text{II.29})$$

- Pression minimum instantanée sous le ressaut :

$$P_{hyd} - 0,4 \dots_s \frac{V_1^2}{2} \quad (\text{II.30})$$

Où,  $P_{hyd}$  : Pression hydrostatique locale.

$V_1$  : Vitesse d'écoulement à l'amont donnée par :

$$\frac{V_1}{V_c} = 1,54 \left( \frac{d_c}{h} \right)^{-0,275} \quad (\text{II.31})$$

Avec,  $V_c$  : vitesse critique.

## **II.2 Régime d'écoulement extrêmement turbulent**

Le long d'un canal en marches d'escaliers, pour des forts débits, l'eau s'écoule en un courant fort, cohérent et turbulent au-dessus des marches. Les bords extrêmes de ces derniers forment ainsi une pseudo-base au-dessous de laquelle se développent des rouleaux de recirculations occupant les zones entre l'écoulement et les marches. Ces rouleaux d'eau sont maintenus par transmission de l'effort de cisaillement du fluide s'écoulent au-delà des bords des marches.

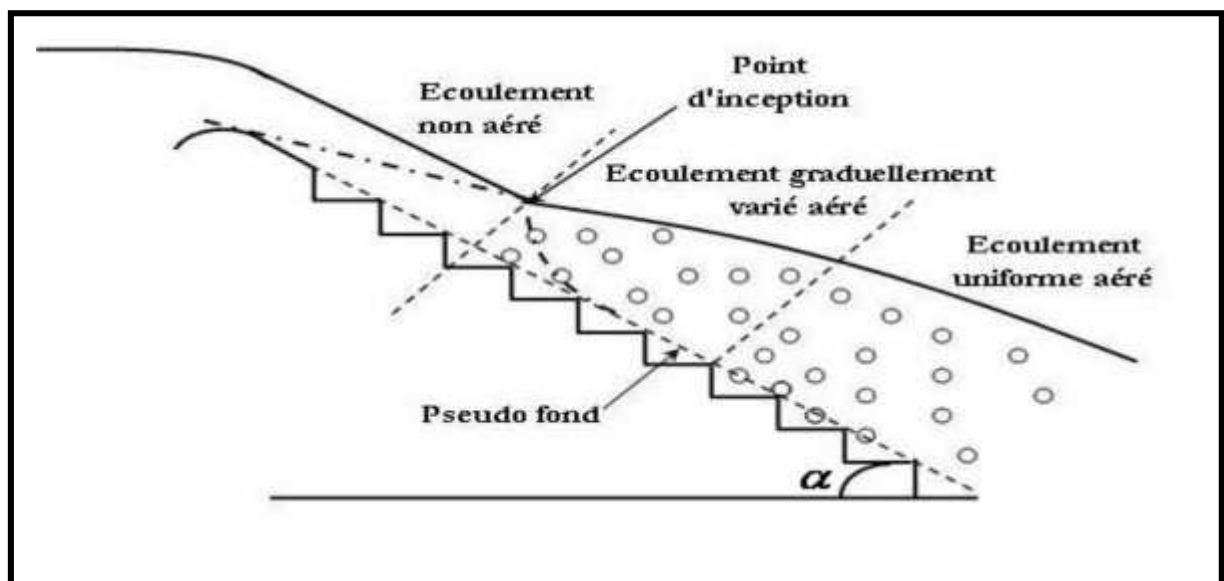
Une grande partie de l'énergie dissipée de l'écoulement est causée par ces rouleaux de recirculations.

A l'amont d'un écoulement sur le coursier de l'évacuateur de crues en marches d'escaliers, une couche limite turbulente se développe au long du coursier, et atteint la surface libre en un point. A partir de là, les vitesses de fluctuations turbulentes sont suffisamment importantes pour entraîner une certaine quantité d'air. Le point du début de l'entraînement d'air, est appelé point d'inception.

A l'aval de ce point, l'accroissement de la quantité d'air entraînée est graduel et continu. Les profils de concentrations en air et de vitesse se redistribuent lentement (régime d'écoulement graduellement varié), et tendent vers des profils d'équilibre dans la région d'écoulement uniforme, loin en aval (Wood, 1983).

Par conséquent, l'écoulement extrêmement turbulent dans un canal en marches d'escaliers est représenté par trois zones :

- La zone de l'écoulement d'eau claire ;
- La zone de l'écoulement graduellement varié aéré ;
- La zone de l'écoulement uniforme aéré. (Benmamar , S. 2006)



**FigureII.6** : Entraînement d'air dans un écoulement extrêmement turbulent sur un évacuateur de crues en marches d'escaliers. (S.Benmamar, 2006)

### **Conclusion**

Enfin, L'écoulement dans les canaux en marches d'escaliers est divisé en deux types d'écoulements :

- ✓ l'écoulement en nappe,
- ✓ l'écoulement extrêmement turbulent.

Les écoulements sur les canaux en marches d'escaliers sont caractérisés par un entrainement d'air conséquent, que l'on ne doit pas négliger

La présence de l'air augmente le volume de l'écoulement, réduit le coefficient de perte de charge, de plus, la présence de petites quantités d'air proches du coursier, permet de réduire les dommages due à l'érosion par cavitation.

.

**Chapitre III**  
**Les études sur les**  
**modèles physiques**

### **Chapitre III: Les études sur les modèles physiques**

#### **Introduction**

Une citation très connue disait "il est plus facile de suivre le mouvement des astres, que de suivre le mouvement d'une particule dans un cours d'eau ". Cette idée nous montre combien le mouvement des particules dans les écoulements à surface libre est aléatoire. Le mouvement de ces particules sur des évacuateurs formés par des obstacles (marches d'escalier) est plus complexe et aucune approche mathématique n'a fait l'œuvre de résultat concordant avec le modèle physique. De ce fait, le recours à la modélisation physique est bel et bien le moyen d'étude le plus efficace à l'étude des paramètres régissant le phénomène hydraulique. Enfin, les recherches publiées jusqu'à présent sur modèles ou prototype sur les déversoirs en marche d'escalier n'ont fait jour qu'à partir de l'année 1982, grâce aux études entreprises et publiées par le bureau de réclamation des modèles étudiés pour le déversoir en marches d'escalier du barrage d'UPPERSTILLWATER. Les études que nous allons présenter, sont des travaux effectués à partir de l'année 1985.

#### **III.1 Etude de SORENSEN et COL(1985)**

En 1985, en collaboration avec des ingénieurs et des universitaires, **SORENSEN** a conduit l'étude et la conception du modèle de l'évacuateur de crue en marches d'escaliers du barrage de MONKSVILLE (Afrique du sud). Cet évacuateur est constitué de marches de 0.61 m par 0.48m suivant une pente de 0.75H/1V. La cote de ce dernier est élevée à 121.9 m, et a une largeur de 61m. En considérant la dissipation d'énergie, le débit de projet par mètre longueur de la côte est de  $6\text{m}^3/\text{s}$ . Le débit de crue maximum probable utilisé dans la détermination du profil de l'évacuation est de  $9.3\text{m}^3/\text{s}$ . La phase expérimentale de l'étude consiste en séries de tests sur trois modèles à section bidimensionnelles, aux échelles 1/10 et 1/29. La similitude de Froude a été requise en raison de la dominance des forces gravitaires.

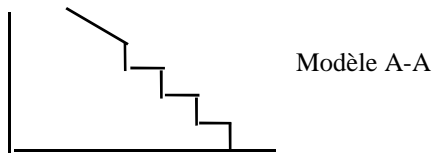
Les échelles 1/10 et 1/25 utilisées dans cette étude reportent un rapport de débit par unité de largeur de 1/13.6 et 1/25 respectivement, et un rapport de vitesse de 1/13.6 et 1/5 respectivement

### III.1.1 Les modèles

Les trois modèles étudiés par **SORENSEN** sont les suivants :

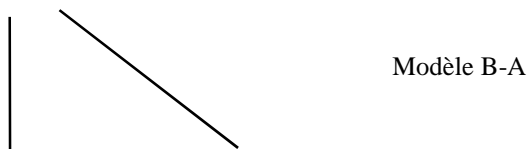
#### Modèle A-A:

Il est conçu à l'échelle 1/10, pour étudier les sept (07) mètres supérieurs de l'évacuateur ; ce modèle est élevé à 6.9m. Ce modèle est utilisé pour évaluer la transition de l'écoulement de la crête de l'évacuateur jusqu'aux premières marches.



#### Modèle B-A

Ce modèle est conçu à l'échelle 1/25, c'est le modèle réduit d'un évacuateur de crue de profil standard WES. Il est testé brièvement dans le but de comparer les différents modèles.



#### Modèle C-A:

Il est conçu à l'échelle 1/25, son profil est en entier en marches d'escalier. Les tests, sur ce dernier permettent d'évaluer la dissipation d'énergie de l'écoulement sur l'évacuateur en marche d'escalier, et de déterminer la profondeur de l'écoulement le long de ce dernier pour dimensionner les parois latérales.



### III.1.2 Observations

- \* **SORENSEN** et ses collaborateurs ont observé sur le modèle A-A, une transition lisse de l'écoulement depuis la crête de l'évacuateur jusqu'aux premières marches de celui-ci.
- \* Ils ont observé, une apparition de rouleaux de recirculation stables dans chaque creux des marches; ces phénomènes observés sont le lieu de dissipation d'énergie.
- \* Au bout de quelques marches, est apparu un phénomène d'entraînement d'air, l'eau devient "blanche" et l'épaisseur du jet émulsionné demeure ensuite à peu près constante. Chaque marche dissipe ainsi l'énergie correspondante à sa hauteur. Ce résultat est atteint après un nombre de marche variable en fonction du débit par mètre linéaire de la crête.
- \* La profondeur de l'écoulement diminue continuellement de la crête jusqu'au point de commencement d'entraînement d'air; au-delà de ce dernier, la profondeur augmente progressivement vers le pied de évacuateur.
- \* La hauteur des marches croît progressivement, de manière à passer de façon continue, de la crête déversante dessinée de façon classique au parement 'rectiligne' constituée de marches régulièrement disposées.

### III.2 Etude de PEYRAS ,ROYET ET DEGOUTTE (Mai 1990 )

En Mai 1990, **PEYRAS** et ses collaborateurs ont réalisé une série d'expérimentation sur modèles réduits, et ceci à fin d'observer les écoulements sur les petits déversoirs en marches d'escalier homogènes, de quantifier précisément la dissipation de l'énergie sur les déversoirs "standards" en gradins de gabions, et d'établir les paramètres qui détermineront le bassin de dissipation.

L'expérimentation a été conduite dans le canal vitré de la société du canal de Provence, sa largeur est de 80 cm. Les débits simulés s'étendent de 0.5 à 3 m<sup>3</sup>/s/ml à raison d'une dizaine de débits par expérience.

La force gravitaire est prépondérante sur les autres forces extérieures, **PEYRAS** et ses collaborateurs ont adopté la similitude de Froude.

### III.2.1 Modèles

Les modèles utilisés dans leurs études ont été conçu à l'échelle 1/5. Cette échelle adoptée est suffisamment grande pour se rapprocher au plus près des phénomènes hydrauliques réels et minimiser les erreurs de similitude et de mesure.

Les gabions en modèle réduit sont rigoureusement à l'échelle 1/5 : dimensions géométriques (  $20\text{cm} \times 20\text{cm} \times 60\text{cm}$  ) mailles hexagonale torsadées (  $20\text{mm} \times 30\text{mm}$  ), diamètre des fils (0,7 mm), et granulats de remplissage (ballast de 30 à 40 mm).

**PEYRAS** et ses collaborateurs ont testé la dissipation sur des déversoirs dont les caractéristiques prennent les valeurs suivantes.

-Pente du parement aval : 1/1, 1/2 et 1/3

- Hauteur du déversoir : 3m, 4m et 5m, soit respectivement 3,4 et 5 gradins (la hauteur d'un gradin étant standardisé à 1m).

### III.2.2 Observations

\* Si toute fois les règles de mise en oeuvre des gabions sont respectées, **PEYRAS** et ses collaborateurs trouvent que les déversoirs à parement aval en gradins de gabions peuvent supporter sans préjudice notable des crues jusqu'à  $3\text{ m}^3/\text{s/ml}$ . C'est indubitablement la seule structure déversante gabionnée, capable de supporter de telles crues.

\* Les déversoirs en gradins offrent une prédissipation de l'énergie importante avant le bassin de dissipation. Cette étude permet de quantifier précisément cette dissipation sur les gradins et les paramètres qui définissent le bassin.

\* Leurs résultats finaux conduisent à une économie de 10 à 30% sur la longueur du bassin de dissipation par rapport aux longueurs obtenues avec les méthodologies jusqu'à présent utilisées.

\* Connaissant le coût de l'évacuateur de crue sur ce type de barrage, l'intérêt économique se situe entre 5 et 10% sur l'ensemble du projet.

### III.3 Etude de M. STEPHENSON (1991)

En 1991, **M STEPHENSON** a effectué une étude concernant l'efficacité qu'offre les marches pour dissiper l'énergie de l'écoulement sur les évacuateurs de crue en marche d'escalier et des considération pratiques qui limitent cette dernière , en se basant sur ses résultats expérimentaux et les résultats d'autres chercheurs.

### III.3.1 Observations

\* Dans le cas d'un écoulement en nappe observé par les auteurs dans leurs expérience ,où il y a une importante dissipation d'énergie , les marches doivent être relativement larges et le giron horizontal doit être plus grand que la profondeur critique de l'écoulement ,ceci n'est pas souvent pratique ,car cela nécessite une pente relativement douce à l'aval des barrages en béton et donc un important volume et coût élevé de ce dernier.

\* Aussi, pour l'écoulement très turbulent, la dissipation maximale d'énergie est atteinte pour des marches assez grandes ce qui est limité par la pente à l'aval de la structure principale où il y a création d'un écoulement uniforme au pied du parement aval.

\* **M. STEPHENSON** montre que l'utilisation des déversoirs successifs sur des pentes relativement douces, présente un moyen efficace pour la dissipation d'énergie. La limitation pratique de ce type d'énergie est imposée par le terrain et par le coût de la structure. Cependant, si la pente est suffisamment douce pour permettre la conception d'un bassin de dissipation à l'aval, alors le moyen précédent ne sera plus d'une grande efficacité, et une pente d'ordre de 1/5 (rapport de l'horizontale à la verticale) est approprié à ce dernier.

\* L'auteur a aussi expérimenté des déversoirs en gradins de gabion à l'échelle 1/10 et dont la hauteur des modèles conçus n'excède pas 4 m. Mais ces derniers font intervenir des infiltrations et deviennent dangereux lorsque la vitesse dépasse approximativement 4m/s, ce qui provoque l'instabilité de l'ouvrage.

### III.4 Etude de A.GOUBET (1992)

A.GOUBET, fait une synthèse à partir des travaux effectués par des auteurs sur modèles physiques des barrage : UPPERSTILLWATER, MONKSVILLE , De MIST Kraal , les ollivettes, PETIT SAUT, M' BALI .....

Les études sur ces modèles convenaient en effet de déterminer l'énergie résiduelle au pied du déversoir puisque l'objectif était de réduire l'importance des ouvrages dissipateurs de l'énergie de l'eau.

#### III.4.1 Modèles

\* Barrage de UPPERSTILLWATER

Les auteurs ont réalisé trois (03) modèles sur ce barrage :

- Le premier à l'échelle 1/5, dans un canal de 76 cm de large pour étudier la partie supérieure, avec le parement aval de 0,6/1 initialement prévu;
- Le second à l'échelle 1/10, toujours pour étudier la crête mais avec le fruit de 0,32/1 finalement retenu ; le modèle inclut le point de passage du fruit de 0,32/1 à celui de 0,6/1 adopté pour la partie inférieure du barrage;
- Le troisième à échelle 1/15 représentant la totalité de la section, y compris le bassin de dissipation et modélisant le déversoir sur une largeur de 18m.

\* Barrage de Monksville:

Sur ce barrage, les auteurs ont réalisé trois (03) modèles également:

- Le premier à l'échelle 1/10 pour étudier les sept(07) mètres supérieurs ;
- Les deux autres au 1/25 représentant l'ensemble de la chute, l'un avec un évacuateur lisse, l'autre avec un évacuateur en gradins

\* Barrage de MIST Kraal

Les modèles réalisés sur ce type de barrage sont au nombre deux:

- Un modèle d'ensemble à échelle 1/75;
- Un modèle à l'échelle 1/20 pour optimiser les dimensions des marches.

\* Barrage les OLIVETTES:

Sur modèles à l'échelle 1/50, les auteurs ont testé des marches de 0,6-0,9 et 1,2m de haut, puis ils ont déterminé la forme optimale pour la crête du déversoir et le raccordement aux gradins.

\* Barrage de PETIT SAUT :

Dans ce barrage, trois (03) modèles ont été réalisés ayant pour échelle 1/50 chacun, avec un parement lisse et des marches de 50 et 96 cm.

\*Barrage de M'BALI :

Les auteurs ont réalisés sur ce type de barrage, deux (02) modèles:

- Un modèle à l'échelle 1/21 de 90cm de large représentant le barrage et le bassin aval.
- Un modèle à l'échelle 1/40 avec fond affouillable à l'aval.

### III.4.2 Observations

D'après l'auteur, ces modèles ont dégagé des conclusions très largement convergentes à savoir:

- \* Le nez des marches ne doit jamais faire saillie au delà du profil classique des déversoirs lisse ; chaque marche affleure ce profil;

\* La hauteur des marches croît progressivement de manière à passer de façon continue de la crête déversante dessinée de façon classique au parement "rectiligne" constitué de marches régulièrement disposées;

\* La partie supérieure lisse du déversoir ne doit pas être trop haute pour que l'eau attaque la première marche avec une vitesse limitée.

\* Sur chacune des premières marches l'eau forme un rouleau à axe horizontal dans lequel se dissipe une partie de l'énergie; au bout de quelques marches de l'air est entraîné, l'eau devient "blanche" et l'épaisseur du jet émulsionné demeure ensuite à peu près constante. Ceci signifie que l'énergie reste également constante ou encore que chaque marche dissipe l'énergie correspondant à sa hauteur.

Evidemment, ce résultat est atteint après un nombre de marches variables en fonction, notamment du débit par mètre linéaire de crête.

Ces différents auteurs indiquent que l'énergie résiduelle au pied du barrage soit en pourcentage de l'énergie de l'eau, soit en pourcentage de l'énergie qui existerait au pied d'un déversoir lisse classique. **A.GOUBET** mentionne de son côté, qu'il est très difficile d'estimer sur modèle l'énergie d'une eau fortement émulsionnée.

L'auteur précise aussi qu'il serait plus simple de faire état de l'énergie résiduelle au pied d'un barrage de hauteur théoriquement infinie en fonction de la pente du coursier, de la hauteur des marches et du débit linéaire, quitte à préciser par ailleurs le nombre de marches nécessaires pour obtenir une hauteur d'eau émulsionnée constante (la hauteur du coursier correspondante semble être de l'ordre de 6 fois la charge sur la crête du déversoir).

Les taux de dissipation au pied du coursier selon l'auteur, s'échelonnent de 60 à 95% en tenant compte également de la dissipation singulière qui s'effectue immédiatement au pied du barrage dans l'émulsion.

### **III.5 Etude de GEORGE CHRISTODOULOU et Col (1993)**

En 1993, **G. CHRISTODOULOU** et ses collaborateurs ont conduit une étude expérimentale dans le but d'établir les caractéristiques de l'énergie dissipée sur un évacuateur de crue en marches d'escalier. Leurs résultats sont comparés par la suite avec ceux des recherches menées récemment pour un grand nombre de marches.

La phase expérimentale a été menée au laboratoire d'hydraulique appliquée de l'université technique d'ATHENES.

Huit séries d'expériences ont été effectuées avec des débits variants de 10 à 45 l/s et dont la mesure a été exécutée par le moyen d'un manomètre différentiel en carbone tetrachloride. Dans chaque série, la profondeur de l'eau est mesurée au bord de la 10<sup>ème</sup> et 13<sup>ème</sup> marche à l'aide d'une pointe d'un crochet monté sur une charpente en aluminium se déplaçant longitudinalement et transversalement sur tout point de l'évacuateur de crue et elle est rapportée sur trois points en travers de chaque marche concernée (à B/4, B/2, 3B/4 et B et dont B est la largeur du canal), et la moyenne arithmétique des trois valeurs est considérée comme la profondeur (d) au dessus des marches respectives.

### III.5.1 Modèles

Le modèle testé par les auteurs, est un déversoir muni de sept (07) marches ayant un rapport (l/h) variant sur la partie courbée du parement de l'évacuateur testé, et de huit (08) marches dont le rapport est de  $l/h=0,7$ , sur la partie droite du parement.

Cet évacuateur est fabriqué en bois et couvert par de l'époxy pour éviter tout gauchissement du bois; ce dernier est placé sur un canal ayant 10 m de long et 0,5 m de large, lequel est connecté en amont à un réservoir d'alimentation de dimension 2,0m × 1,5m. Au delà du pied de l'évacuateur, le fond du canal a une pente de 0,04, et il n'est pas contrôlé à l'aval, de sorte que l'écoulement supercritique soit maintenu sans formation du ressaut hydraulique.

### III.5.2 Observations

Le paramètre  $d_c/h$ , dont les valeurs obtenues pour la 10<sup>ème</sup> et la 13<sup>ème</sup> marche appartiennent clairement au régime d'écoulement très turbulent comme montré par RAJARATMAN en 1990 et qui a déterminé que pour  $d_c/h > 0,8$ , l'écoulement est supposé être très turbulent et d'une importance considérable dans la dissipation d'énergie.

Les auteurs ont remarqué que pour chaque valeur de  $d_c/h$ , la perte de charge relative est élevée sur la 13<sup>ème</sup> marche qui est proche du pied de l'évacuateur testé et que pour les petites valeurs des rapport  $d_c/h$ , la dissipation d'énergie est importante, ce qui s'explique par la présence des marches qui peuvent être considérées à une échelle plus grande que celle adoptée ordinairement pour la rugosité d'une paroi comme une macro- rugosité.

Les résultats expérimentaux des auteurs, appuyés par des considérations dimensionnelles indiquent que les paramètres les plus importants qui gouvernent l'énergie de dissipation sont le rapport  $d_c/h$  et le nombre de marches  $N$ .

### III.6 Etude de H.CHANSON (1995)

**H.CHANSON** a contribué d'une manière très importante, à travers ses divers et récentes études basées essentiellement sur les données expérimentales des chercheurs cités précédemment, à l'étude des différents écoulements sur les canaux en marches d'escalier.

Ainsi, l'auteur a présenté des formules empiriques qui régissent ces différents types d'écoulement et qui estiment la dissipation de l'énergie et les caractéristiques du point de début d'entraînement d'air.

### III.7 Etude H.CHANSON (1996)

En 1996, l'auteur présente à travers son étude, une estimation analytique de la transition entre les régimes d'écoulement en nappe et très turbulent. Sa méthode est basée sur l'analyse du changement de direction de la quantité de mouvement à l'impact sur la marche aval. Ses résultats théoriques sont comparés avec des résultats expérimentaux d'autres auteurs. **H.CHANSON** a exprimé la transition entre les deux régimes en fonction du nombre de Froude et l'angle du jet. Enfin, le but de cette étude est de prédire les risques de déflexion dans les premières marches d'un coursier en marches d'escalier.

#### III.7.1 Observations

Selon l'auteur, les résultats numériques sont proches des observations expérimentales pour un écoulement quasi-uniforme, bien qu'il sous-estime logiquement le taux d'écoulement au début de l'écoulement très turbulent pour les modèles en gabion.

Les observations de l'auteur, proposent que pour un débit donné, le risque de déviation du jet à la première marche peut être réduit par la diminution de la hauteur de la première marche, par l'emplacement de la marche aussi en amont que possible (pour réduire le nombre de Froude à l'amont) et c'est possible par le changement du profil de la courbure près de la première marche (pour modifier l'angle initial du jet); ces observations sont en accord avec les observations expérimentales du BACARA (1991) et autres chercheurs.

Des différentes observations sur modèle ont montré d'après l'auteur, une déviation possible du jet d'eau (écoulement en nappe) à la première marche, si la marche est trop profonde, bien que l'écoulement, loin de l'aval devient très turbulent.

Enfin, **H.CHANSON** souligne à travers son estimation analytique, que cette dernière ne peut pas s'appliquer pour des marches profondes ni pour des marches à géométrie complexes.

### **III.8 Etude de GAFSI (1999)**

#### **III.8.1 Objet du travail**

Les études expérimentales ont été menées sur trois (03) modèles en marches d'escalier élaborés en "Plexiglas".

#### **III.8.2 Description des modèles**

Les trois modèles étudiés par Mr **GAFSI** sont les suivants :

- **Modèle « A » :**

Le modèle « A » est constitué d'un canal totalisant dix (10) marches de dimensions constantes à savoir :

\* La hauteur de la contre marche est égale à  $h = 11,5$  cm.

\* La longueur de la marche est égale à  $l = 8$  cm. (**Gafsi**, 1999).

- **Modèle « B » :**

Le modèle « B » est constitué d'un canal comprenant treize (13) marches de dimensions constantes à savoir :

\* La longueur de la contre marche est égale à  $h = 8$  cm.

\* La longueur de la marche est égale à  $l = 8$  cm. (**Gafsi**, 1999).

- **Modèle « C » :**

Le modèle « C » est constitué d'un canal comprenant quinze (15) marches de dimensions constantes à savoir :

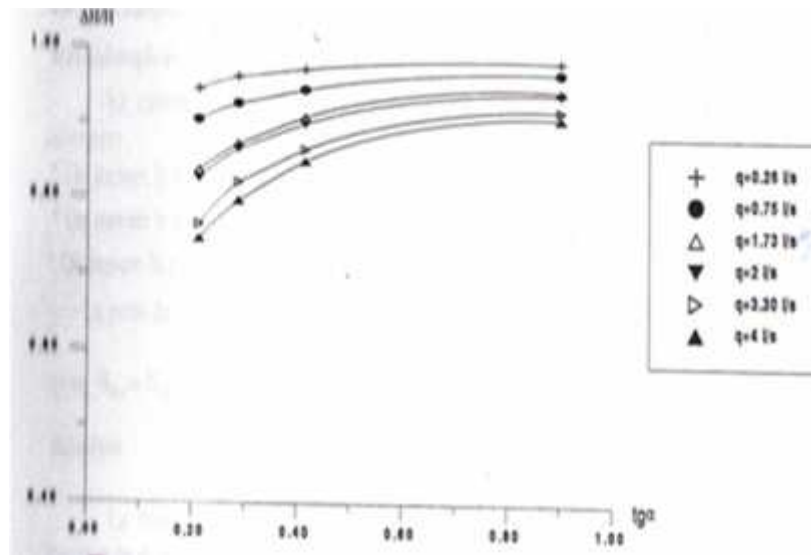
\* La hauteur de la contre marche est égale à  $h = 5,7$  cm.

\* La longueur de la marche est égale à  $l = 4$  cm.

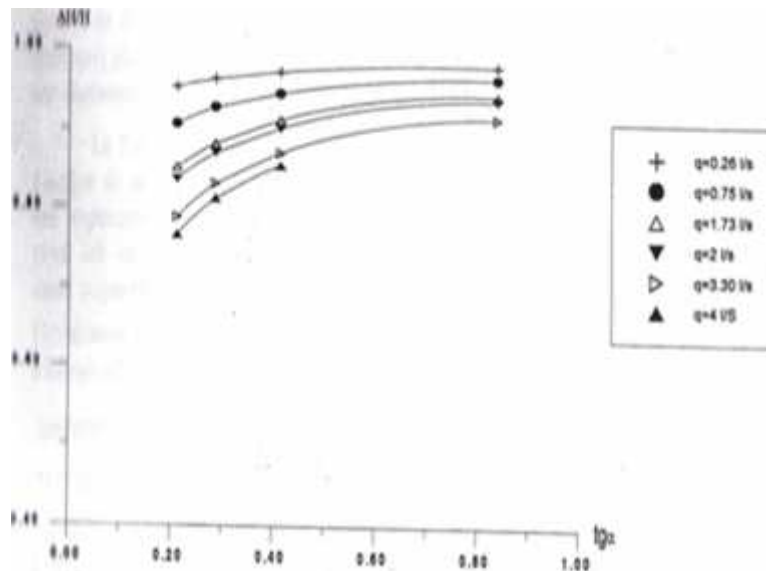
On notera que les marches dans les différents modèles (A, B, C) ont un angle relativement égal à  $90^\circ$ . (**Gafsi**, 1999).

### III.8.3 Résultats expérimentaux

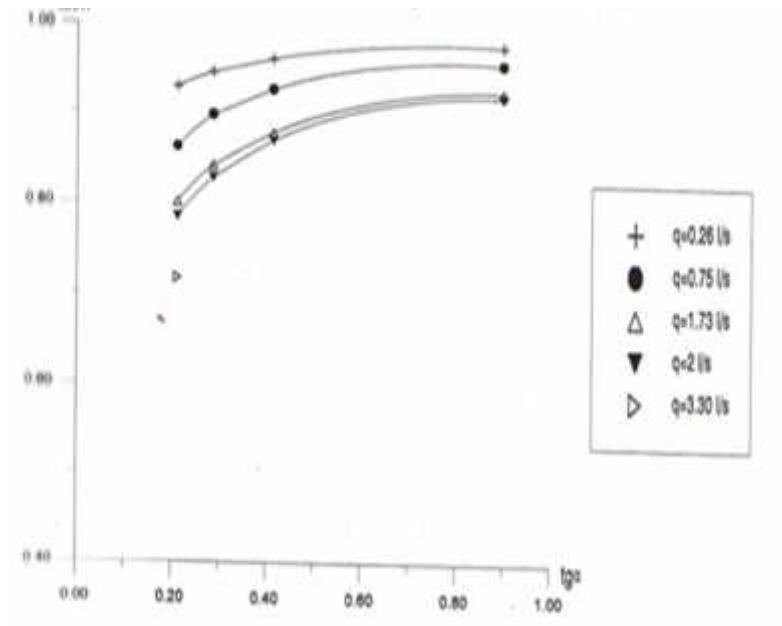
#### III.8.3.1 Dissipation d'énergie



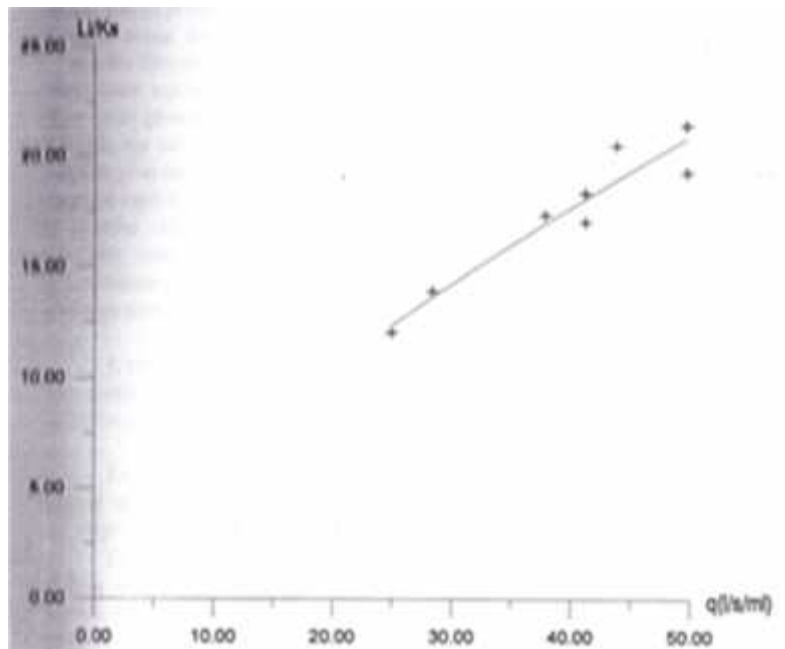
**Figure III. 1 :** Variation de la dissipation d'énergie en fonction de la pente du canal dans le modèle A pour les différents débits (Gafsi, 1999).



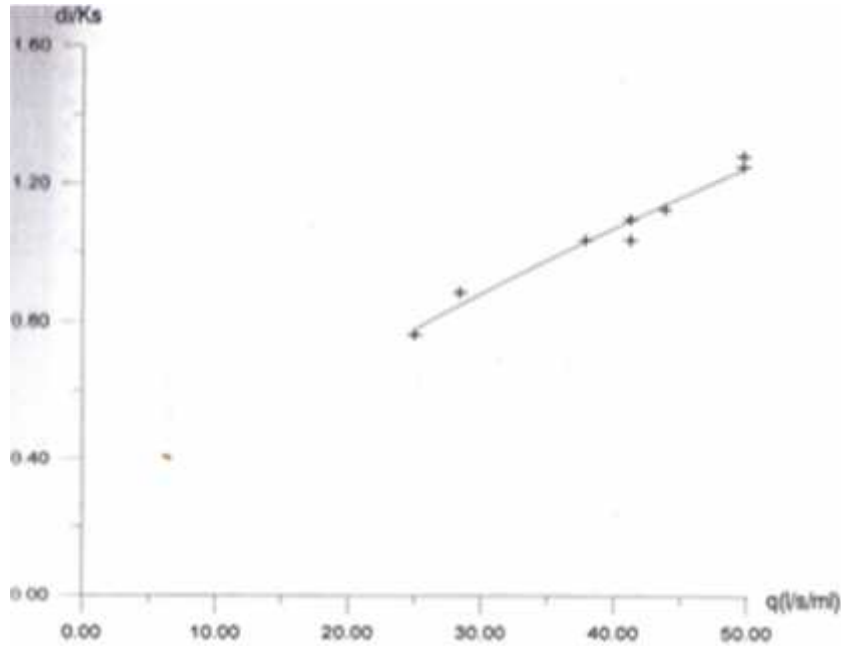
**Figure III. 2 :** Variation de la dissipation d'énergie en fonction de la pente du canal dans le modèle B pour les différents débits (Gafsi, 1999).



**Figure III. 3 :** Variation de la dissipation d'énergie en fonction de la pente du canal dans le modèle C pour les différents débits (Gafsi, 1999).



**Figure III. 4 :** Variation de  $L_i / K_s$  en fonction du débit dans le modèle C :  $\theta = 22.5^\circ$  et  $42^\circ$  (Gafsi, 1999).



**Figure III. 5 :** Variation de  $d_i / K_s$  en fonction du débit dans le modèle C :  $\theta = 22.5^\circ$  et  $42^\circ$  (Gafsi, 1999).

#### III.8.4 Observations

La visualisation de l'écoulement vous a permis de faire les observations suivantes:

- \* Pour les très faibles débits, l'épaisseur de la nappe est très réduite, et l'écoulement adhère aux marches, et ceci pour les trois (03) modèles.
- \* En augmentant faiblement le débit, la nappe s'épaissit et commence à se détacher des marches. L'écoulement d'une marche à une autre est en saut ou en chute libre avec formation de petits ressauts hydrauliques. Au fur et à mesure qu'on augmente le débit, une formation de ressauts hydrauliques partiellement développés se fait remarquer. Des bulles d'air sont générées au point d'impact de la nappe sur la marche et s'intensifient avec l'augmentation du débit.
- \* Pour de grands débits et fortes pentes (Modèle C), l'expérience a mis en évidence trois (03) zones différentes, dans la première zone, proche de la marche N° 01, l'allure de la ligne est uniforme et l'eau est "claire". A cette zone, succède une zone où des tourbillons de recirculation commencent à se manifester et qui se trouvent coincés entre les deux creux des marches et par le liquide en écoulement. (Gafsi, 1999).

Dans la troisième zone, ces tourbillons existent, mais ils apparaissent fortement aérés en se propageant sur toute l'épaisseur de la nappe, l'eau est cette fois-ci l'eau est "blanche".

Pour une meilleure visualisation, on a projeté de petites paillettes de craies (rouges et vertes) et cela pour mieux distinguer ces différentes zones. (**Gafsi**, 1999).

Pour la pente maximale du modèle C, on constate que :

- Pour un faible débit, une déflexion du jet est engendrée à la marche N° 3, et la marche N°1 joue le rôle d'un déversoir à nappe aérée.
- Tandis que pour un débit moyen, la déflexion du jet commence de la marche N°1 jusqu'à la marche N°4. Les hauteurs d'eau sur les marches 2 ; 3 ; 4 et 5 n'ont pas été relevées à cause de cette déflexion. L'entraînement d'air commence à la marche N°4. A partir de la marche N° 5, l'eau devient blanche.
- Pour un débit important, la déflexion du jet débute à la marche N° 1 jusqu'à la marche N° 6. La hauteur maximale du jet est observée sur la marche N°3. L'entraînement d'air est apparu à partir de la marche N° 6, et juste après cette marche, l'eau devient blanche et la ligne d'eau prend une allure courbée de la marche N°8 jusqu'à la fin du canal.
- Le plus important débit, a provoqué sur ce canal, une déflexion du jet plus grande que celle observée précédemment. La déflexion est observée de la marche N° 1 jusqu'à la marche N°9, sa hauteur maximale est apparue sur la marche N° 3. L'entraînement d'air commence à la marche N° 10. Et au delà de la marche N° 10, l'eau devient de plus en plus émulsionnée avec les bulles d'air (eau blanche), et la ligne d'eau dans ce cas prend une allure presque constante. (**Gafsi**, 1999).

### **Remarques**

\* Sur le modèle C, l'écoulement en saut ou en chute libre, n'est apparu que pour de faibles débits et de faibles pentes.

\* Contrairement au modèle C, les grands débits et les fortes pentes ont donné lieu à des écoulements en saut ou en chute libre sur les modèles A et B. (**Gafsi**, 1999).

### III.9 Etude d'A. Amador et Col (2002)

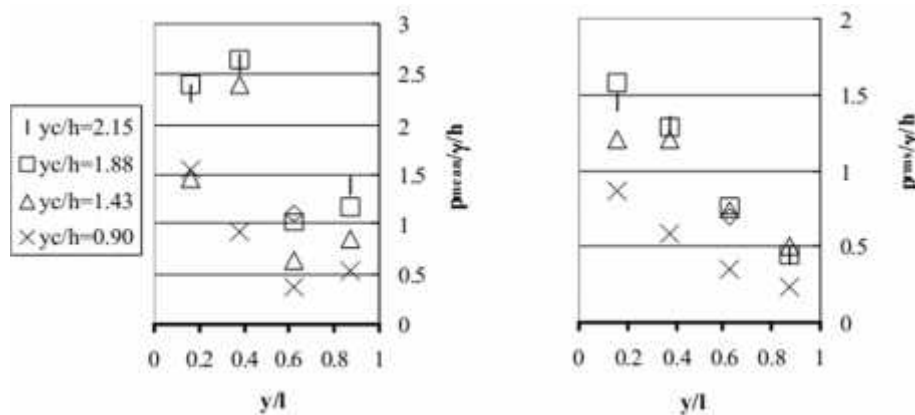
Le présent document met l'accent sur les zones d'écoulement en développement et les zones d'écoulements rapidement variés.

#### III.9.1 Modèle expérimental

- ◆ Les expériences ont été réalisées au Laboratoire hydraulique de l'Université de La Corogne ;
- ◆ Le déversoir en marche d'escalier est de 2,0 m de haut (H), avec une inclinaison inférieure de  $51,3^\circ$ , la marche à une largeur (B) de 0,5 m et une hauteur (h) de 0,05 m ;
- ◆ Les parois latérales ainsi que les étapes sont faites de transparent méthacrylate afin de réaliser un accès optique dans toutes les directions.

#### III.9.2 Observations

Les pressions ont été enregistrées sur des marches principalement situées dans la zone en amont de déversoir en marche d'escalier, selon les débits des différentes régions d'écoulement turbulent (écoulements en voie de développement, les écoulements rapidement modifiée, ou zones d'écoulement graduellement varié) pourraient être trouvé. Le temps d'acquisition de données était de 60 secondes et la vitesse d'échantillonnage adoptée a été 100Hz. Dans la figure III.6, les profils de la pression moyenne et les profils d'écart-type sur la face horizontale des 30 étapes ( $L/k_s=23,28$ ) pour les quatre débits étudiés ( $y_c/H = 2.15, 1.88, 1.43, 0.90$ ) sont présentés:



**Figure III.6 :** Profils de  $(P_{\text{moyenne}} / \gamma / h)$  et l'écart type standard  $(P_{\text{rms}} / G / h)$  par rapport à la face horizontale de l'étape 30 ( $L / K_s= 23,28$ ). (A.Amador et al, 2000)

Les profils de pression montrent que les écoulements influent dans la moitié aval ( $y/l < 0,4$ ) de la face horizontale. Dans cette zone, les pressions moyennes sont plus grandes que dans la moitié amont ( $0,4 < y/l < 1$ ) où les pressions sont régies par l'écoulement de la cavité. Les profils d'écart-type, qui reflètent la propagation de la répartition de la pression autour de la moyenne, indiquent qu'il est également sur la moitié aval où se produit une plus grande variabilité des pressions.

### III.9.3 Conclusion

Dans le présent document, la vitesse et la pression des mesures de terrain pour un régime d'écoulement turbulent plus un déversoir en gradins sont décrits. Une attention particulière a été consacrée pour l'écoulement développement et zones d'écoulement rapidement de la région écoulement turbulent, où on estime que sont présents les efforts dynamique élevées agissant sur la structure et où l'évaluation du risque de cavitation doit être fait. Les mesures avec P.I.V. technique donne un aperçu sur les caractéristiques des flux internes les cavités des étapes et de fournir une meilleure compréhension de la façon dont les conditions d'écoulement influencent le champ des pressions sur les faces de l'étape. Les mesures de pression indiquent que les pressions négatives peuvent se produire sur les étapes, surtout sur les faces verticales. Une étude plus approfondie des paramètres statistiques de la turbulence dans l'écoulement turbulent est nécessaire afin de définir les grandeurs et étendues de la pression fluctuations au fil des étapes. (A.Amador et al, 2002)

### III.10 Etude de Fratino U. Amador, et Col (2004)

L'objectif de cette étude est d'analyser certains aspects concernant le procédé d'entraînement d'air le long de l'axe longitudinal et l'interaction entre ce phénomène et les fluctuations de pression.

#### III.10.1 Essais expérimentaux

Le modèle de déversoir en marche d'escalier, sur lesquelles les essais expérimentaux ont été effectués, se trouve dans le laboratoire d'hydraulique et de mécanique des fluides à l'UPC à Barcelone.

- ◆ La goulotte étagée, à 0,6 m de large, avec 40 étapes en méthacrylate de 10 cm de haut et 8 cm de long, et un angle de pente égale à  $51,3^\circ$  ;
- ◆ La crête de canal est réalisé au moyen de six étapes ayant différentes hauteurs afin de réaliser un profil en forme Craeger; Quatre valeurs de débit différentes allant de 33l/s à 44l/s ont été testées.

Lors des essais expérimentaux, ils ont décidé d'assumer la disparition de l'écoulement en régime en nappe, quand seule une lame d'air sous toute étape est remplie par l'eau et l'apparition de régime d'écoulement quand, à toutes les étapes, les cavités d'air disparaissent.

Les relations mathématiques qui définissent les limites entre les zones décrites ci-dessus, dans le régime d'écoulement turbulent, ont été obtenues au moyen de l'analyse des données expérimentales par l'auteur (Sánchez-Juny, 2001) et d'autres chercheurs (Sorensen, 1985 Tozzi, 1992, Bindo et al. 1993, Lejeune & Lejeune, 1994). Pour les modèles de goulotte en gradins, caractérisé par  $h/l$  une valeur égale à 1.25, ils ont les équations suivantes:

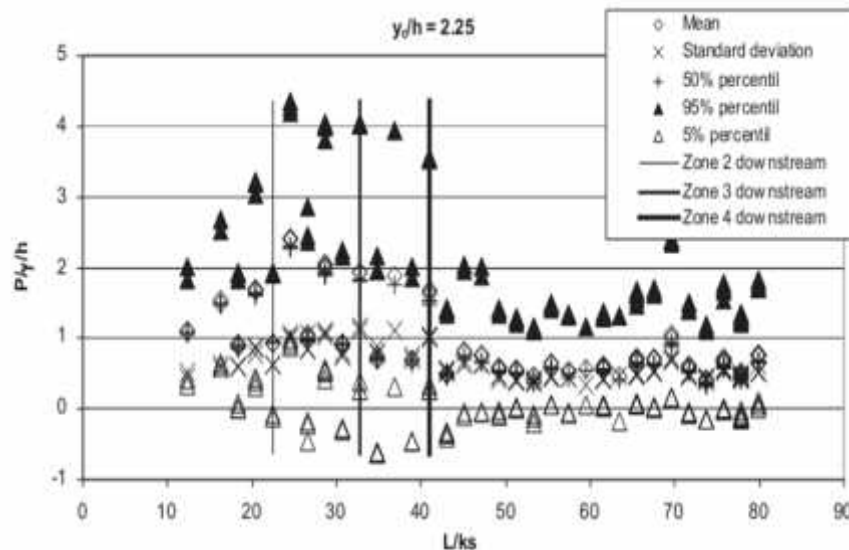
$$\frac{L_{1-2}}{K_S} = 5.09 Fr_*^{0.7} \quad (\text{Zone de limite 1-2}) \quad (\text{III.1})$$

$$\frac{L_{2-3}}{K_S} = 7.81 Fr_*^{0.7} \quad (\text{Zone de limite 2-3}) \quad (\text{III.2})$$

$$\frac{L_{3-4}}{K_S} = 10.20 Fr_*^{0.7} \quad (\text{Zone de limite 3-4}) \quad (\text{III.3})$$

### III.10.2 Observations

L'analyse des champs de pression dans le régime d'écoulement turbulent effectué sur un modèle de déversoir en marche d'escalier à l'UPC (Sánchez-Juin, 2001), fournit une nouvelle compréhension de la relation entre les processus d'aération et le champ de pression, comme le montre la figure III.7, où les champs de pressions, sont présentés.

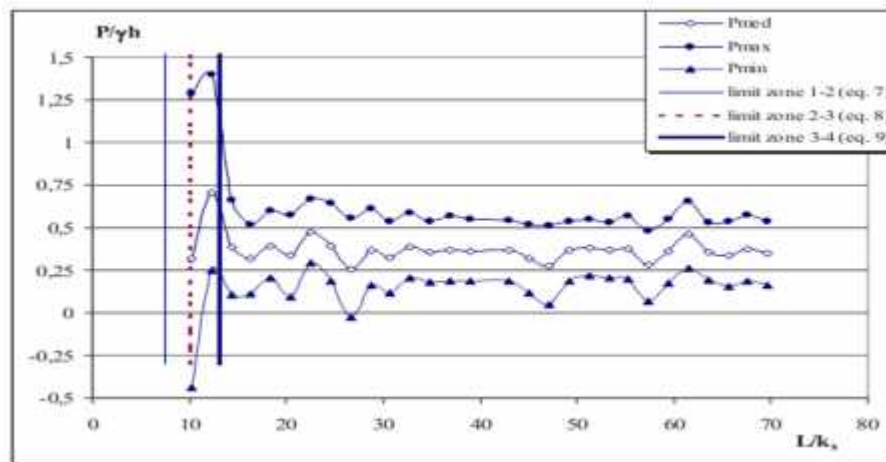


**Figure III.7 :** Max, moyenne et minimale valeurs de pression le long de la goulotte de déversoir ( $Y_C / h = 0,77$ ) (Fratino U, et al, 2004)

Les valeurs de pression maximales et minimales ont été mesurées en amont du point de création. Cet événement met en évidence que les contraintes de conception structurelle (de cavitation par exemple) sont à prévoir dans cette région. L'analyse des risques de fluctuations de la pression le long de la goulotte intensifiée permet de nouvelles observations.

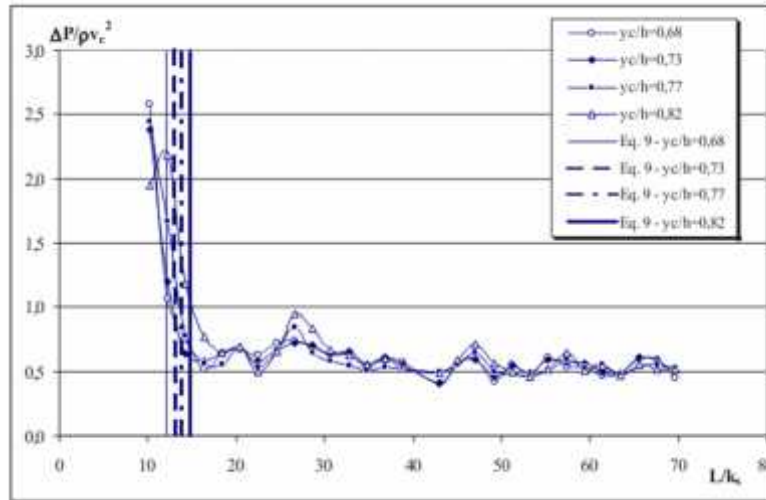
La ligne verticale droite définie par l'équation III.8 (ligne en gras), qui définit la section à partir de laquelle un écoulement uniforme aéré a lieu, identifie deux zones ayant différents comportements en termes de pression. Sur la gauche de la ligne en gras, les valeurs de pression montrent un comportement non homogène, avec des valeurs plus élevées se trouvant dans la région 1-2 de l'écoulement; d'autre part, sur la droite de la ligne en gras, où le processus d'aération est pertinent, ils sont nettement abaissés et caractérisés par une tendance quasi permanente.

Les valeurs de pression maximales et minimales ont été mesurées en amont du point de création. Cet événement met en évidence que les contraintes de conception structurelle (de cavitation par exemple) sont à prévoir dans cette région. L'analyse des risques de fluctuations de la pression le long de la goulotte intensifiée permet de nouvelles observations.



**Figure III.8 :** Valeurs de pression maximales, moyenne et minimales le long du coursier en marche d'escalier ( $y_c/h=0.77$ ) (Fratino U. et al, 2004)

La figure (III.8) est rapportée à la valeur d'un paramètre de pression sans dimension, le rapport entre la racine de la moyenne carré des valeurs de pression enregistrées et de l'énergie cinétique à la vitesse critique, en fonction de la coordonnée longitudinale le long de la goulotte de déversoir.



**Figure III.9:** Fluctuations de pression sans dimension le long de déversoir (Fratino U., et al, 2004)

Dans la figure III.9 pas de variations de dimensions de pression le long de déversoir, ils ont supposé que, dans la zone d'écoulement complètement aérée, sans dimension de fluctuations de pression et par conséquent, les caractéristiques de l'écoulement turbulent, le long du déversoir d'axe longitudinal, ne dépendent que de l'impact de l'écoulement sur les bords extérieurs des marches.

### III.10.3 Conclusion

Les essais expérimentaux, réalisés dans le laboratoire d'hydraulique à l'UPC à Barcelone, ont montré que l'approche proposée par Sánchez-Juny (Sánchez-Juin, 2001) est valides dans le régime d'écoulement turbulent, il peut définir de manière satisfaisante l'emplacement du point de lancement du régime d'écoulement de transition, aussi. L'analyse des valeurs de pression enregistrées le long du déversoir souligne que la goulotte en amont de la région uniforme de débit aéré, les valeurs de pression sont beaucoup supérieure à celles enregistrées en aval. Cet événement détermine un potentiel de risque de cavitation pour la région supérieure de l'évacuateur de crue qui a besoin de nouvelles enquêtes; d'autre part, il vaut la peine de mentionner la présence d'un effet d'amortissement positif, en raison de la grande aération en aval, qui détermine une tendance de la pression, qui est caractérisé par une valeur moyenne et inférieure par un comportement stable

ondulé associé seulement à l'impact du jet sur les bords extérieurs des marches. (**Fratino U.Amador, et al, 2004**)

### **III.11 Etude de Mlle Saâdia Benmamar (2006)**

L'objectif de cette étude est de comprendre les différents phénomènes où elle a proposé et étudié les propriétés des écoulements turbulents dans des canaux à forte rugosité à faible et à forte pentes. Pour atteindre l'objectif fixé, Ils ont suivi la démarche suivante :

#### **III.11.1 Description des modèles**

Cette étude expérimentale a été effectuée sur trois modèles réduits de canal en marche d'escaliers en Plexiglass.

- ◆ Dimensions du modèle "I" : 11,5cm x 8,2cm x 8,0cm : Le modèle "I" est constitué d'un canal comprenant dix (10) marches ;
- ◆ Dimensions du modèle "II" : 8,0cm x 8,0cm x 8,0cm : Le modèle "II" est constitué d'un canal comprenant treize (13) marches de dimensions constantes ;
- ◆ Dimensions du modèle "III" : 5,75cm x 4,1cm x 4,0cm : Le modèle "III" est constitué d'un canal comprenant quinze (15) marches de dimensions constantes.

#### **III.11.2 Observations**

Les essais vous ont permis de faire les observations suivantes :

- ◆ Dans le cas de faibles débits, l'épaisseur de la nappe est très réduite, l'écoulement adhère aux marches, caractérisant ainsi les écoulements en nappe, avec formation de petits ressauts pleinement développés ;
- ◆ Au fur et à mesure que nous augmentions le débit, une formation de ressauts partiellement développés se fait remarquer ;
- ◆ Contrairement au modèle I, dans les modèles II et III, les importants débits et les fortes pentes ont généré des écoulements très turbulents, caractérisés par un grand entraînement d'air ;
- ◆ L'eau devenait blanche et on pouvait voir apparaître des rouleaux emprisonnés dans les creux des marches ;

- ◆ Vous avez observé, dans le cas des forts débits et fortes pentes, des déviations du jet d'eau, ceci à partir de la première marche.

### III.12 Etude de M. SÁNCHEZ-JUNY et Col (2007)

L'objectif de cette étude été de présenter des équations empiriques les plus utiles à pratiquer dans les applications pour estimer les pressions agissant sur les étape verticale et horizontale orienté dans la zone pleinement développée de régime d'écoulement turbulent sur un déversoir en marche d'escalier.

#### III.12.1 Méthodes et analyses

Les sous pression ont été tirées des tests de modèle sur une chute étagée de pente 1V: 0,8 H, soit 51,20°. Par conséquent, les relations empiriques sont uniquement valables pour cette forte pente. Les Discuteurs ont mesuré la pressions dynamiques systématiquement pour tous les régimes d'écoulement comprenant nappe, de transition et turbulent de trésorerie pour une hauteur de marche  $h = 0,06$  m et une pente 1V doux: 1.7H, à savoir 30°. Pour la mesurer des variations de pression faible à un local négatif de pics de pression, des micro-capteurs très sensibles ont été utilisés. Les capteurs sont situés sur la face de la marche horizontale à  $y/l = 0,16, 0,25$  et  $0,35$ , et sur la face verticale à  $z/h = 0,20$  mesurée à partir du bord de la marche, de même que les auteurs. Les mesures prises dans la région d'écoulement quasi-uniforme sont présentés dans la figure III.10 pour les quatre sites mentionnés.

#### III.12.2 Observations

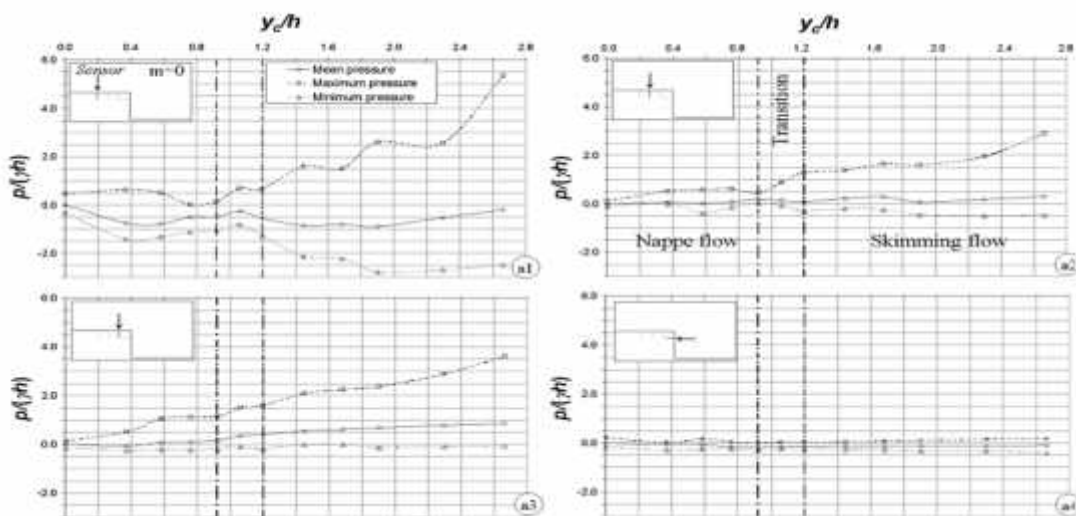
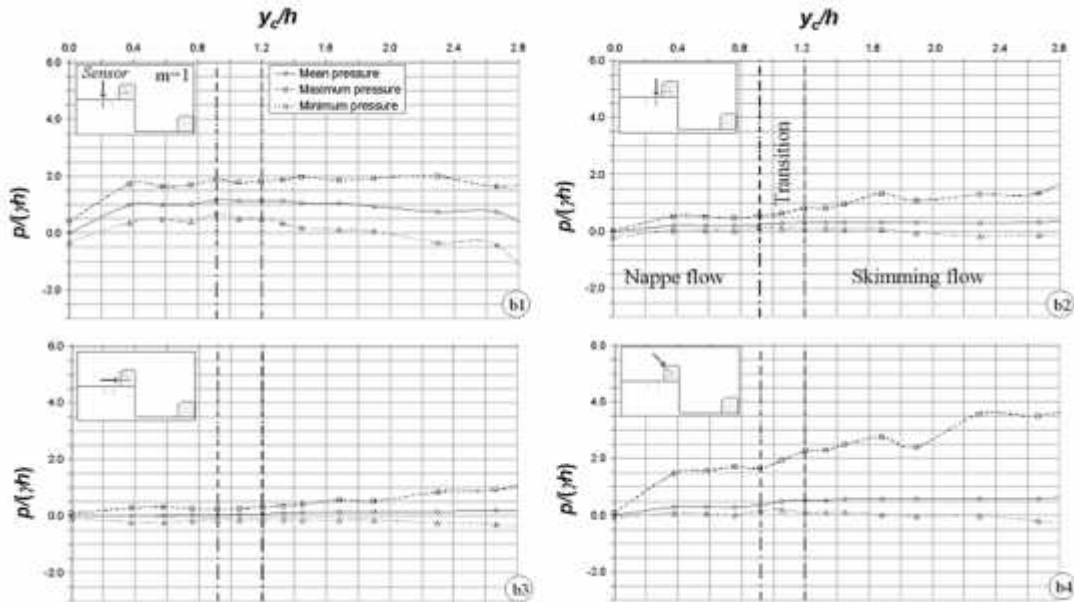


Figure III.10: Evolution de la pression normalisée moyenne, maximum et minimum à la profondeur critique normalisé pour une pente de 30°

En comparant les mesures obtenues par les auteurs pour une pente de  $51,2^\circ$  de la goulotte avec ceux des discuteurs pour  $30^\circ$ , Ce qui suit peut être observée

- ◆ Dans le domaine de la hauteur critique testé  $y_c / H = 1,41, 1,85$  et  $2,25$ , les auteurs ont obtenu sur la face du marche verticale à  $z / h = 0,20$  les valeurs de pression moyenne normalisée  $p / (\rho g h)$  de  $-0,36, -0,18$  et  $0$  (figure III.10), tandis que les Discuteurs trouvé presque des valeurs constantes de  $-0,1$  (figure III.10, A4). Pour la pente testé, la circulation du tourbillon principal ne doit pas influencer sur la région extérieure de la face verticale si  $z / h < 0,2$  ;
- ◆ Sur la face de l'étape horizontale à  $y/L=0,35$ , les pressions moyennes des auteurs sont  $1,2, 1,5$  et  $1,6$  (Figure III.10). Les discuteurs obtenus des pressions moyennes négatives entre  $-0,8$  et  $-0,6$  (Figure III.10, A1), mais les pressions maximales étaient positives de  $+1,6, +2,4$  et  $+2,5$ , mais plus petit que les 95% des auteurs avec  $2,0, +2,6$  et  $3,0$ . Cela peut indiquer que pour une pente de  $30^\circ$  la localisation de  $y / l = 0,35$  est à la région de séparation d'écoulement entre l'impact du jet et de la cellule de recirculation engendre la production de pressions moyennes négatives, tandis que pour une pente de  $51,20$ , il est sous l'effet du jet transversale interne produisant des pressions positives. A  $y / l = 0,2$ , et pour une pente de chute de  $300$  les pressions sont proches de zéro ( $0,1$  à  $0,25$ ) indiquant que la cellule de recirculation s'étend à cette emplacement. Au même endroit, les auteurs ont obtenu des pressions positives de l'ordre de  $1,4$  à  $2,1$ . Près du bord de l'étape à  $y / l = 0,16$  la pression moyenne pour une pente de  $30^\circ$  était environ 3 fois plus petit et environ 2 fois plus petite que celles obtenues par les auteurs. Il peut donc en conclure que la distribution de pression le long de l'étape horizontale orientée dans le régime d'écoulement turbulent diffère de manière significative entre  $30^\circ$  et  $51,2^\circ$ . Cette révèle aussi l'effet de la pente sur les caractéristiques des flux macro turbulent.
- ◆ Les Discuteurs étudiés en outre l'effet d'un rebord d'extrémité fixé sur toutes les étapes (André et al, 2004). Les évolutions de pression sur la face de marche horizontale à proximité du rebord d'extrémité et sur celle-ci sont présentées sur la Figure III.11. Par rapport aux mesures conventionnelles, l'extrémité des seuils augmenter la piscine en raison d'une plus grande cavité de l'étape. Par conséquent, les fluctuations de pression sur

les visages des étapes horizontales sont réduites. Cependant, les pressions positives générées sur le rebord d'extrémité et l'évolution de la valeur maximale (Figure III.11, b4) montrent que le flux frappe le rebord de la fin, quel que soit le débit.



**Figure III.11** Evolution de la pression normalisée moyenne, maximum et minimum à la profondeur critique normalisée pour une pente de chute de  $30^\circ$  et des étagée équipée avec des traverses d'about de chaque étape dans la région d'écoulement uniforme. (SÁNCHEZ-JUNY, E. lame et J. DOLZ ,2007).

### III.12.3 Conclusion

Les mesures de pression des Discuteurs du spectacle montre que la face de gradin horizontal est caractérisé par deux régions, à savoir le bord extérieur sous l'impact du jet et la partie supérieure intérieure bords sous la cellule de recirculation, en accord avec les auteurs. Les pressions absolues les plus élevées pour le régime d'écoulement turbulent produire à la séparation de l'écoulement entre les deux régions thèses. (SÁNCHEZ-JUNY, E. lame et J. DOLZ, 2007).

### III.13 Etude de Gahmani,et Hamdi (2013)

#### III.13.1 Objet du travail

Les études expérimentales ont été menées sur trois (03) modèles en marches d'escalier élaborés en "Plexiglas".

#### III.13.2 Description des modèles

▪ **Modèle « A » :**

Le modèle « A » est constitué d'un canal totalisant vingt (20) marches de dimensions constantes à savoir :

- \* La hauteur de la contre marche est égale à  $h = 4$  cm.
- \* La longueur de la marche est égale à  $l = 4$  cm.

▪ **Modèle « B » :**

Le modèle « B » est constitué d'un canal comprenant dix (10) marches de dimensions constantes à savoir :

- \* La longueur de la contre marche est égale à  $h = 8$  cm.
- \* La longueur de la marche est égale à  $l = 8$  cm.

▪ **Modèle « C » :**

Le modèle « C » est constitué d'un canal comprenant sept (7) marches de dimensions constantes à savoir :

- \* La hauteur de la contre marche est égale à  $h = 12$  cm.
- \* La longueur de la marche est égale à  $l = 12$  cm.

### III.13.3 Résultats expérimentaux

#### III.13.3.1 Régime d'écoulement

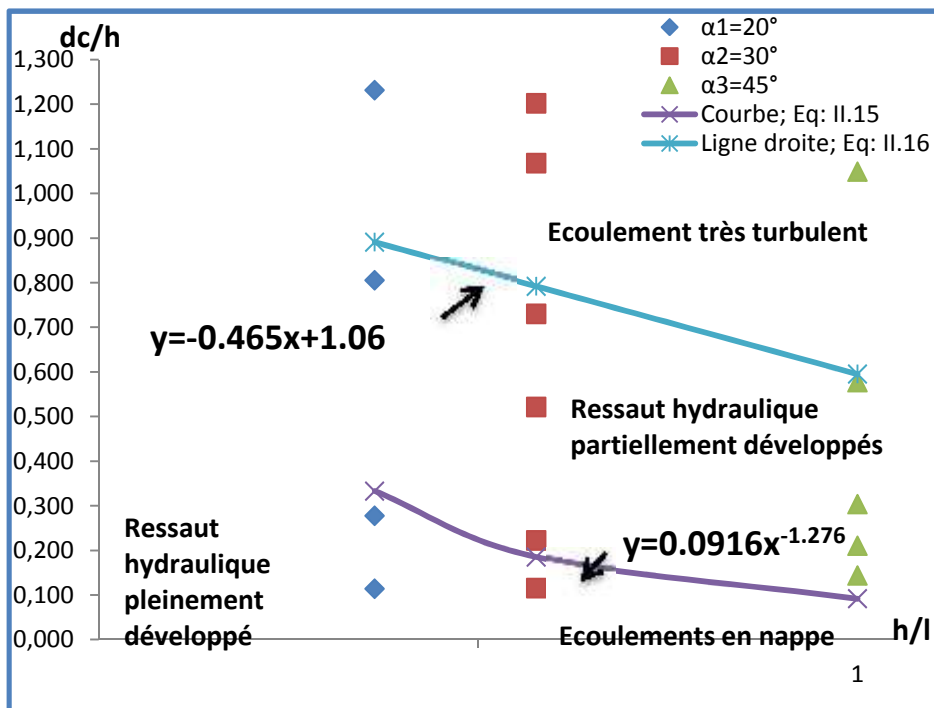


Figure IV.12 : Détermination des régimes d'écoulement dans le modèle A (4x4x7.5cm).

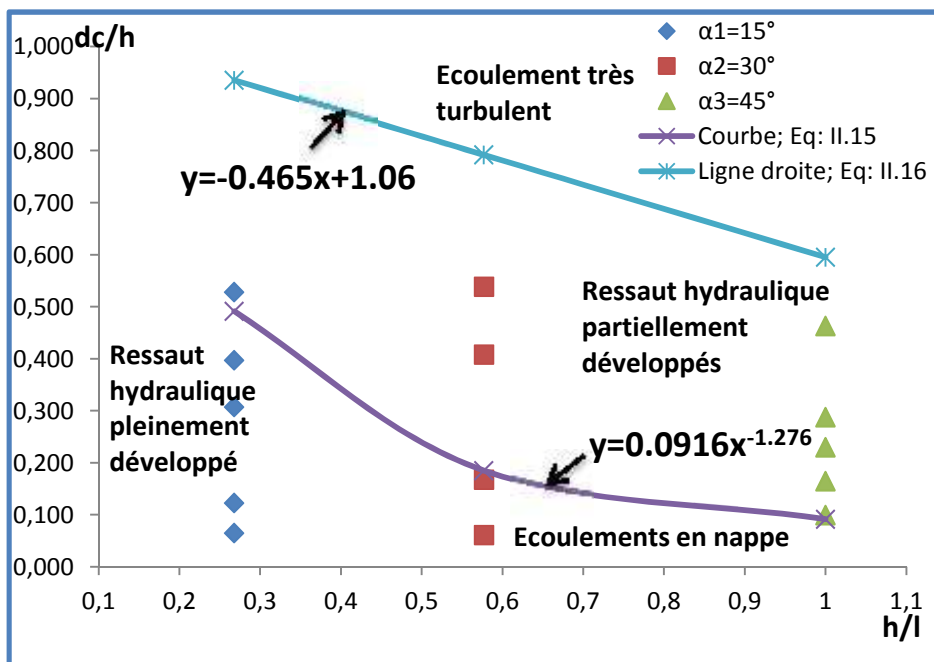


Figure IV.13 : Détermination des régimes d'écoulement dans le modèle B (8x8x7.5cm).

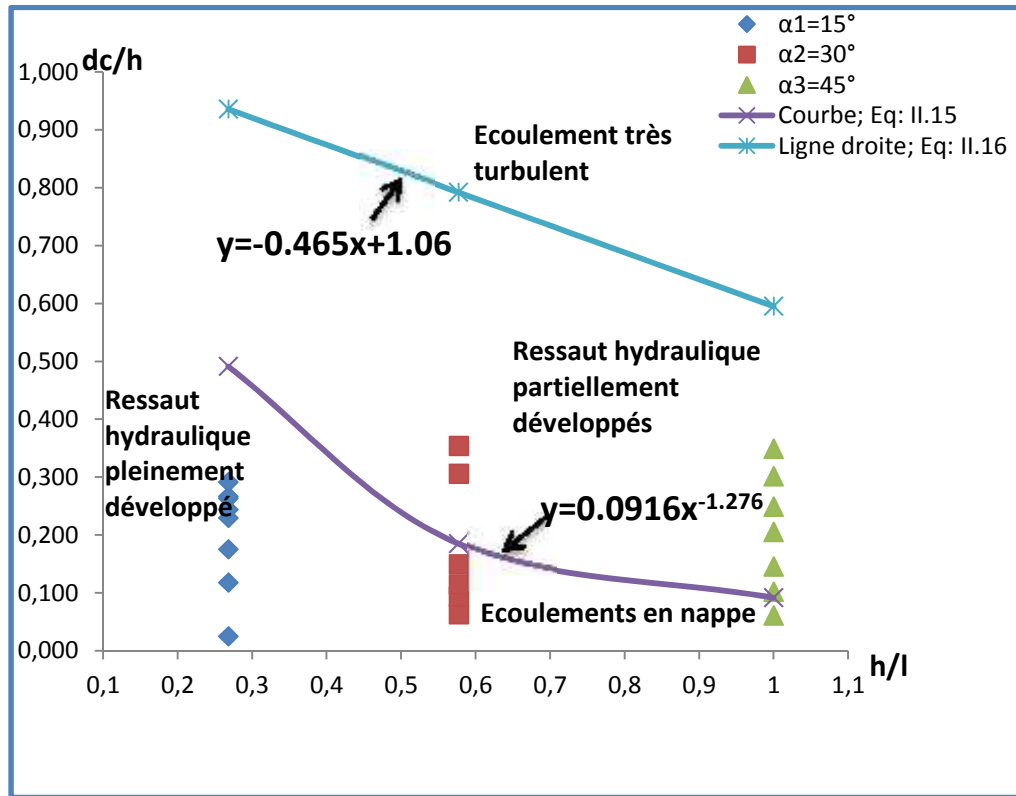


Figure IV.14 : Détermination des régimes d'écoulement dans le modèle C (12x12x 7.5cm).

III.13.3.2 Pressions

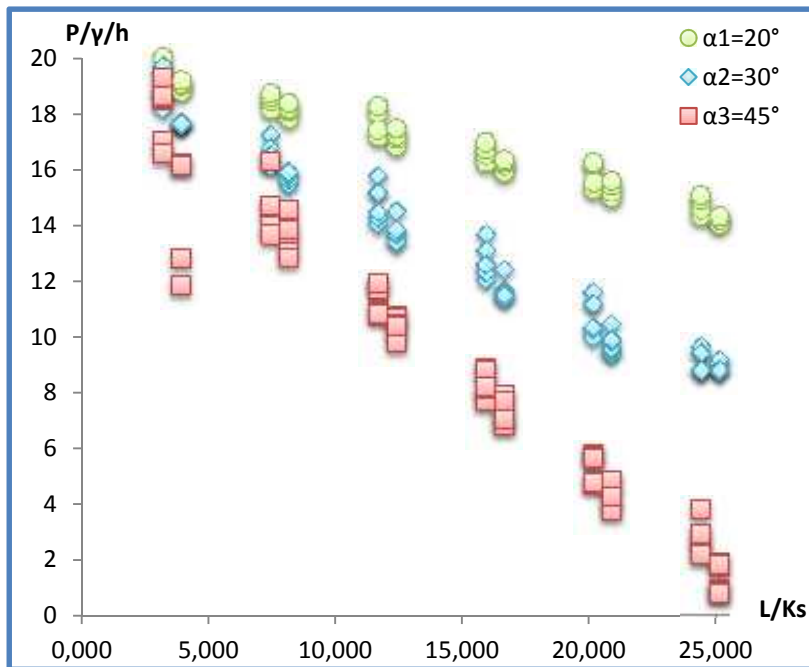


Figure IV.15 : Les relevés des pressions sur le modèle A (4cm x 4cm x 7.5cm)

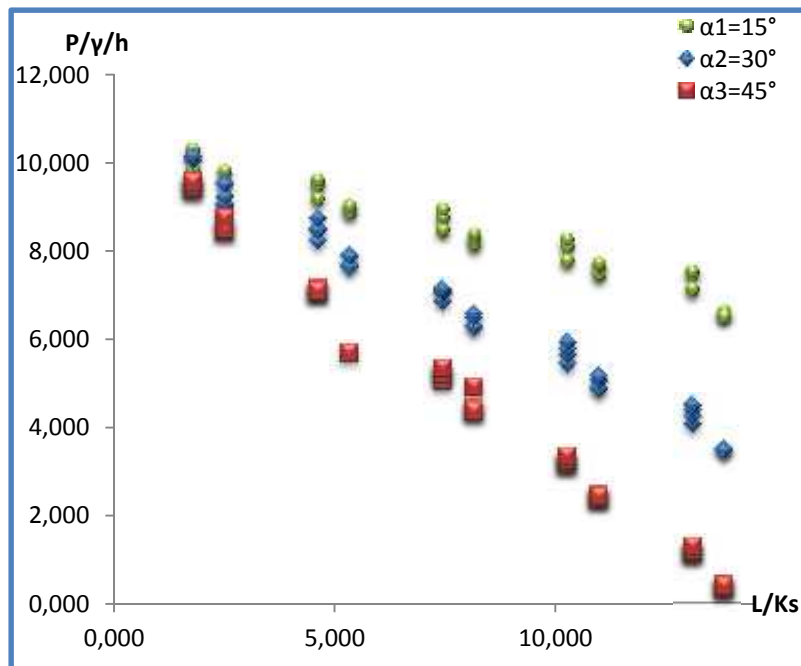


Figure IV.16: Les relevés des pressions sur le modèle B (8cm x 8cm x 7.5cm)

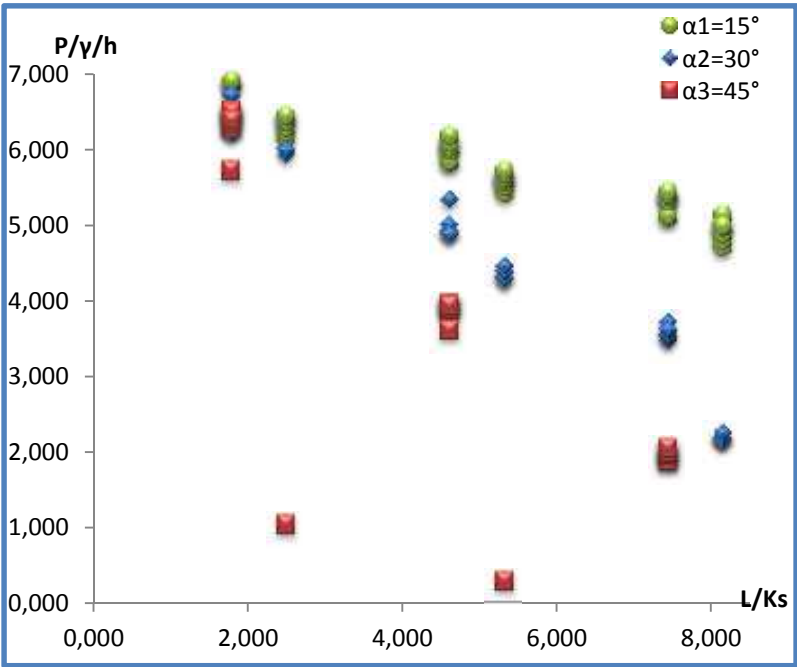


Figure IV.17 : Les relevés des pressions sur le modèle C (12cm x 12cm x 7.5cm).

III.13.3.3 Dissipation d'énergie

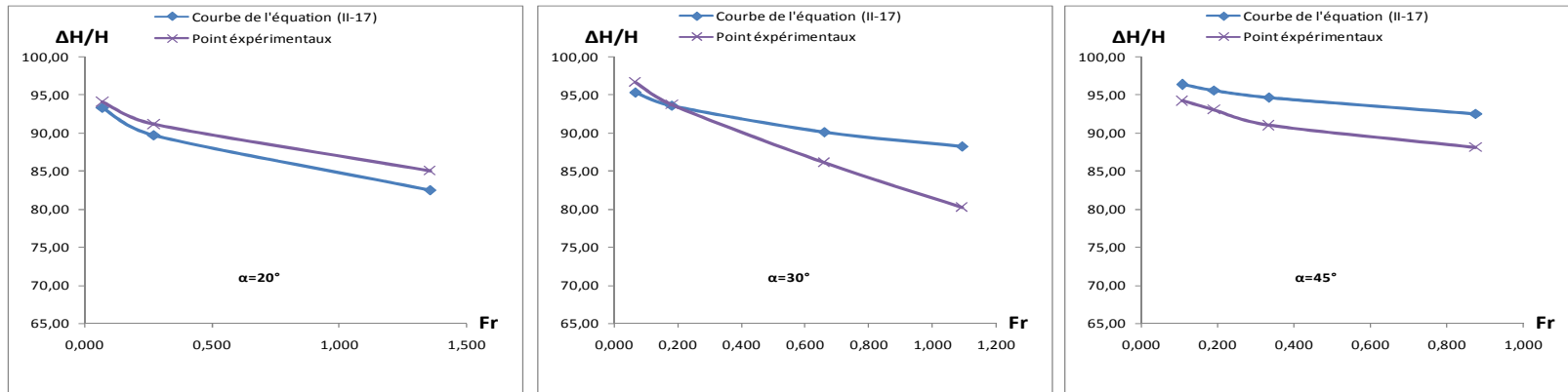


Figure III.18: Variation de la dissipation d'énergie en fonction de nombre de Froude (écoulements en nappe) sur le modèle A.

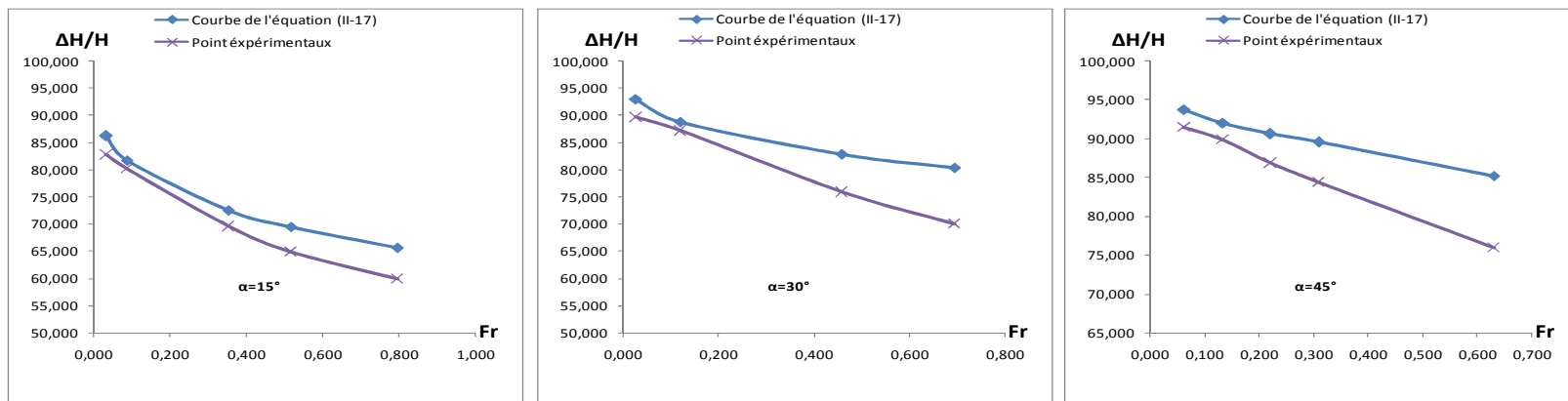


Figure III.19: Variation de la dissipation d'énergie en fonction de nombre de Froude (écoulements en nappe) sur le modèle B.

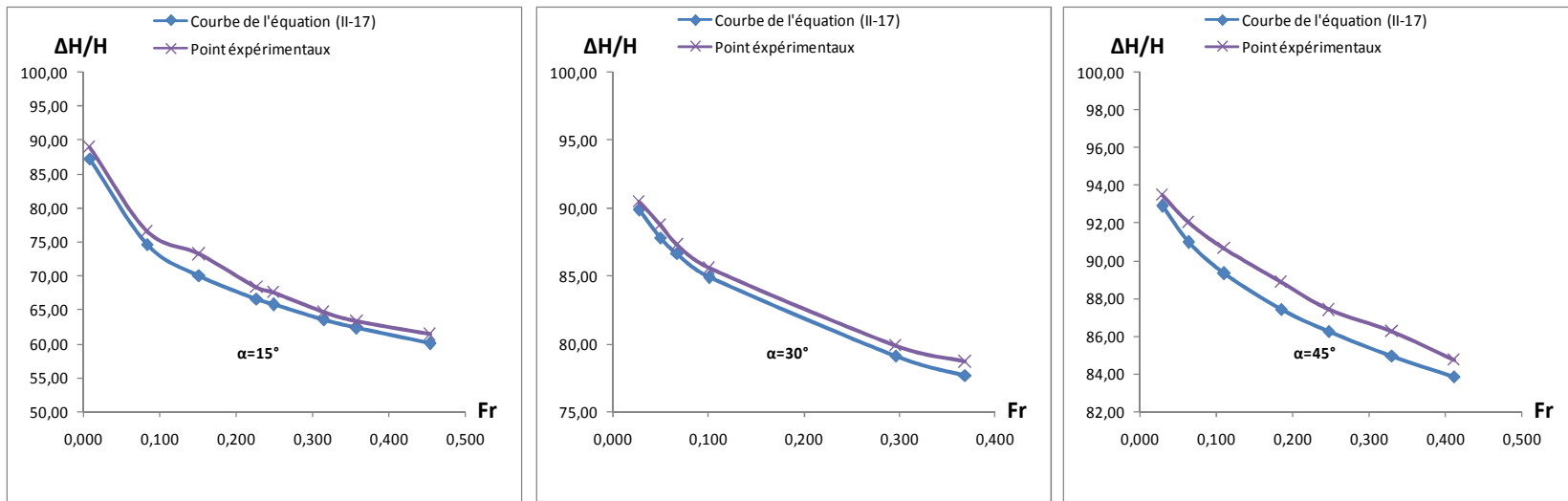


Figure III.20: Variation de la dissipation d'énergie en fonction de nombre de Froude (écoulements en nappe) sur le modèle.





### III.13.3.4 Observations

- Les écoulements dans les canaux en marches d'escalier sont les en nappe sont caractérisés par des ressauts hydrauliques. Un ressaut hydraulique pleinement développé se produit pour des débits plus faibles et que l'écoulement très turbulent apparaît pour un débit supérieur à la valeur critique
- Les dimensions des marches influencent la nature de l'écoulement.
- Dans le cas de l'écoulement en nappe, l'augmentation de la pente n'influe nullement sur le taux de dissipation.
- L'augmentation de la pente et du débit change la nature du phénomène hydraulique qu'est le ressaut.
- L'augmentation du débit diminue le taux de dissipation
- L'apparition de l'écoulement très turbulent est fonction des dimensions des marches, des débits et des pentes.
- L'écoulement en nappe dissipe plus d'énergie, chose tout à fait normale, du fait qu'il est caractérisé par des ressauts hydrauliques.
- Dans l'écoulement très turbulent, un phénomène d'entraînement d'air peut se produire. Il commence en un point où apparaît l'eau blanche. Ce point est caractérisé par la distance le séparant de la crête du déversoir et de la profondeur de l'écoulement d'eau.

### III.14 Etude de Djaid et Boutassouna (2013)

#### III.14.1 Objet du travail

Les études expérimentales ont été menées sur trois (03) modèles en marches d'escalier élaborés en "Plexiglas".

#### III.14.2 Description des modèles

##### ▪ Modèle « A » :

Le modèle « A » est constitué d'un canal totalisant vingt (20) marches de dimensions constantes à savoir :

\* La hauteur de la contre marche est égale à  $h = 4$  cm.

\* La longueur de la marche est égale à  $l = 4$  cm.

▪ **Modèle « B » :**

Le modèle « B » est constitué d'un canal comprenant dix (10) marches de dimensions constantes à savoir :

\* La longueur de la contre marche est égale à  $h = 8$  cm.

\* La longueur de la marche est égale à  $l = 8$  cm.

▪ **Modèle « C » :**

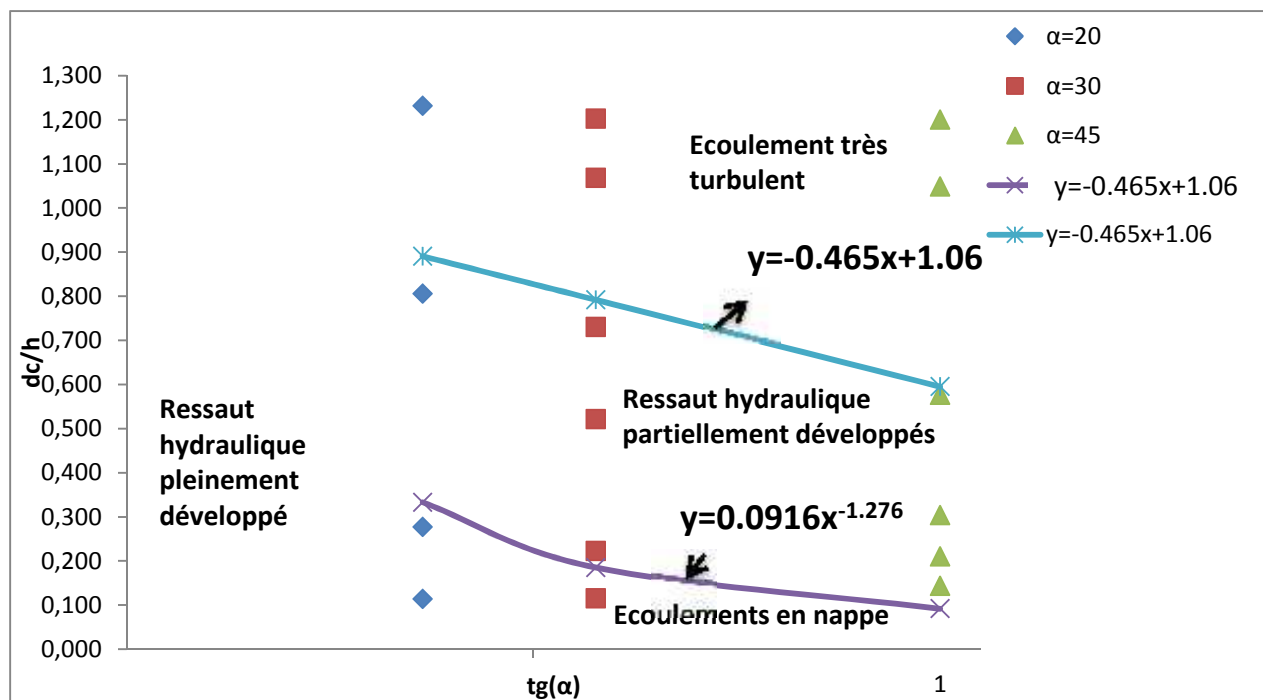
Le modèle « C » est constitué d'un canal comprenant sept (7) marches de dimensions constantes à savoir :

\* La hauteur de la contre marche est égale à  $h = 12$  cm.

\* La longueur de la marche est égale à  $l = 12$  cm.

### III.14.3 Résultats expérimentaux

#### III.14.3.1 Regime d'écoulement



**Figure III.21 :** Courbe de détermination des régimes d'écoulement dans les canaux en marche d'escalier (modèle A).

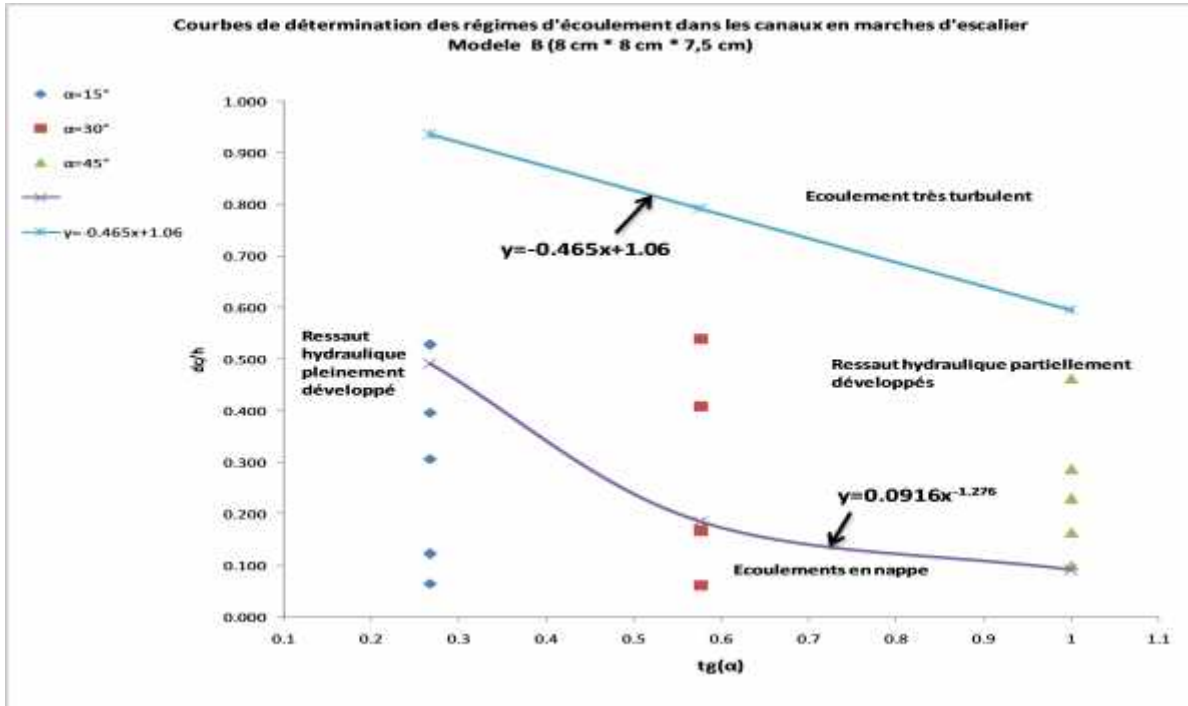


Figure III.23 : Courbe de détermination des régimes d'écoulement dans les canaux en marche d'escalier (modèle B)

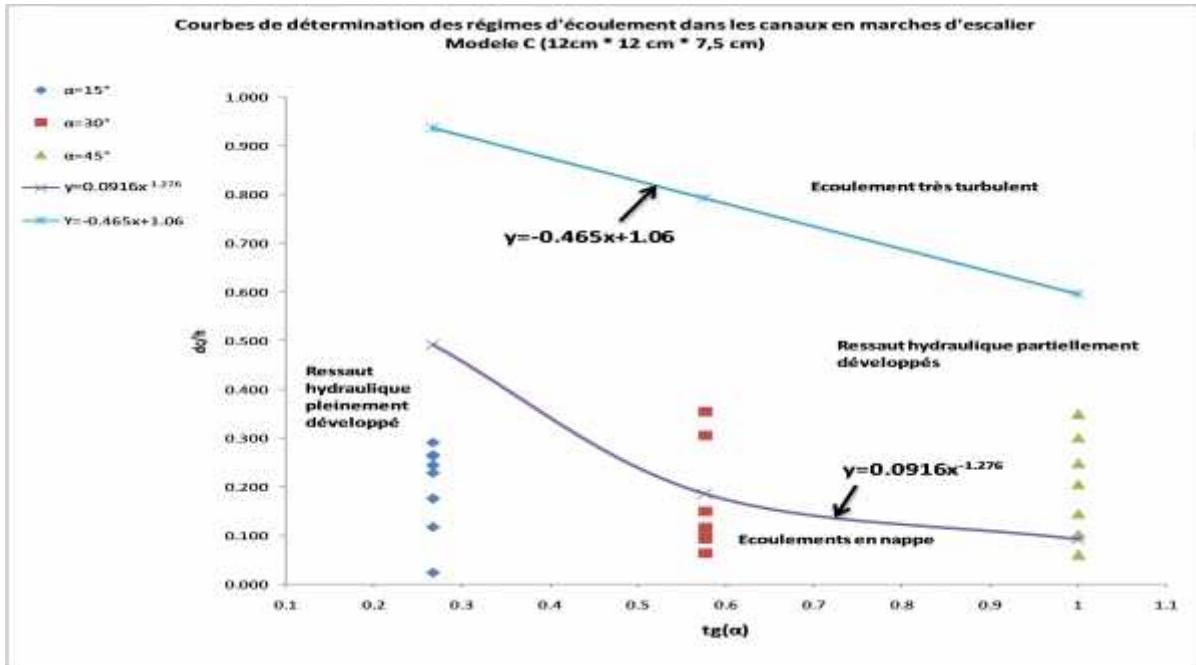


Figure III.24 : Courbe de détermination des régimes d'écoulement dans les canaux en marche d'escalier (modèle C)

III.14.3.2 Pressions

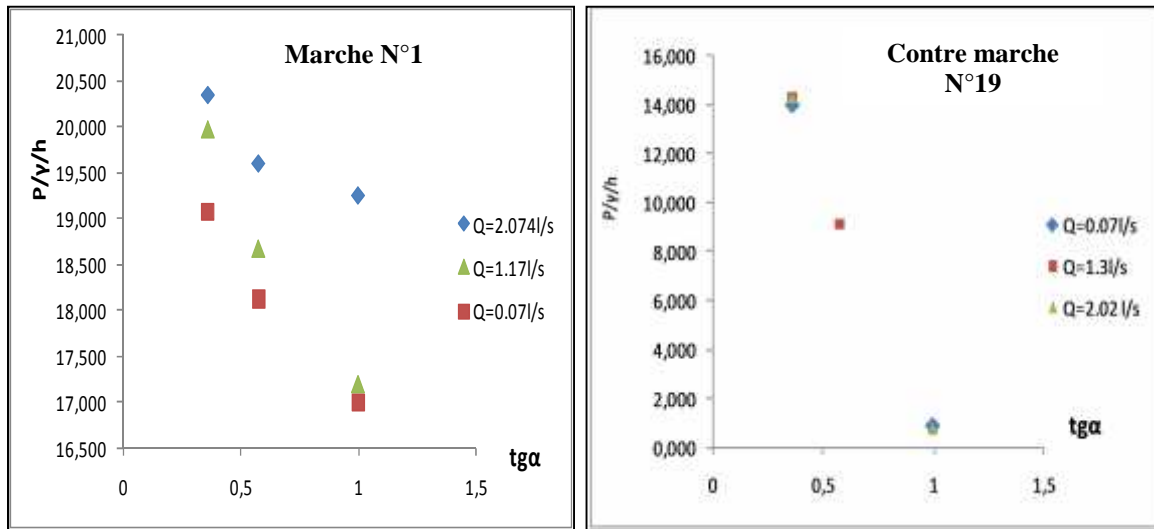


Figure III.25 : Répartitions des pressions en fonction de la tg ( ) pour le modèle A.

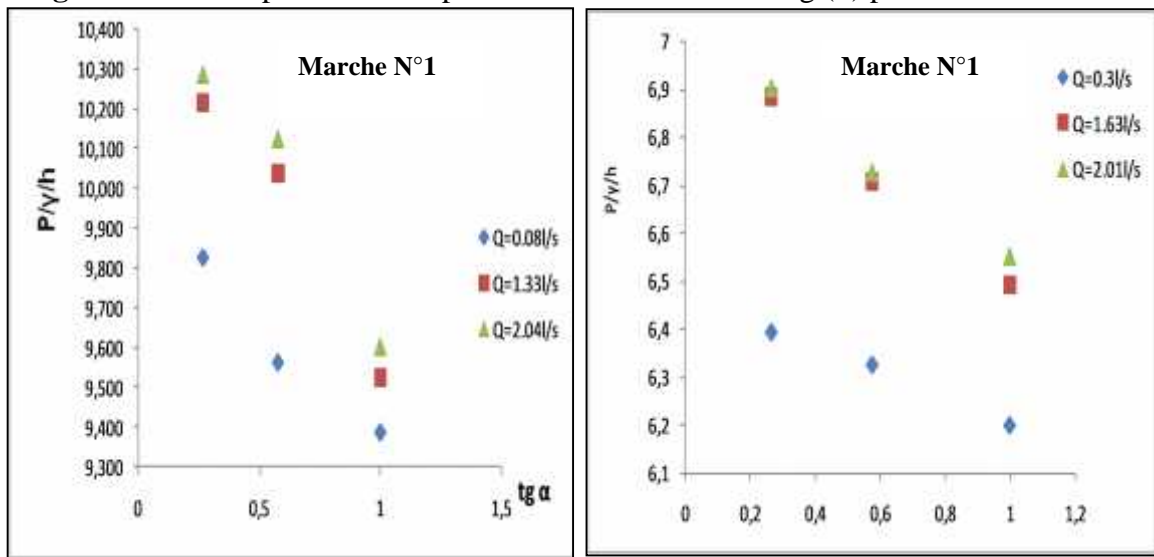


Figure III.26: Répartitions des pressions en fonction de la tg ( ) pour le modèle B.

Figure III.27: Répartitions des pressions en fonction de la tg ( ) pour le modèle C

III.14.3.3 Dissipation d'énergie

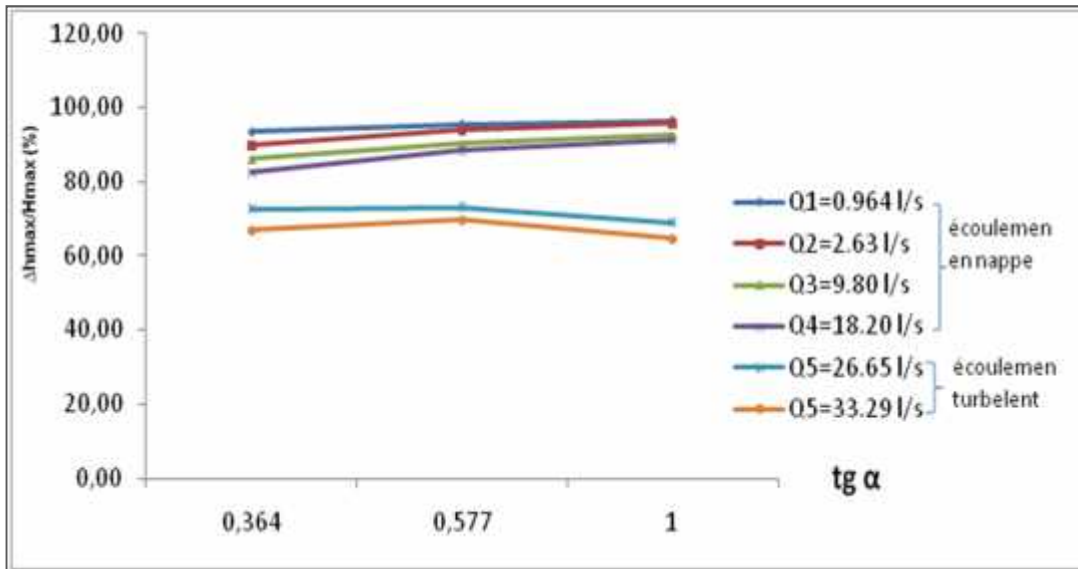


Figure III .28 : Variation de la dissipation d'énergie en fonction de la pente du canal dans le modèle A pour les différents débits.

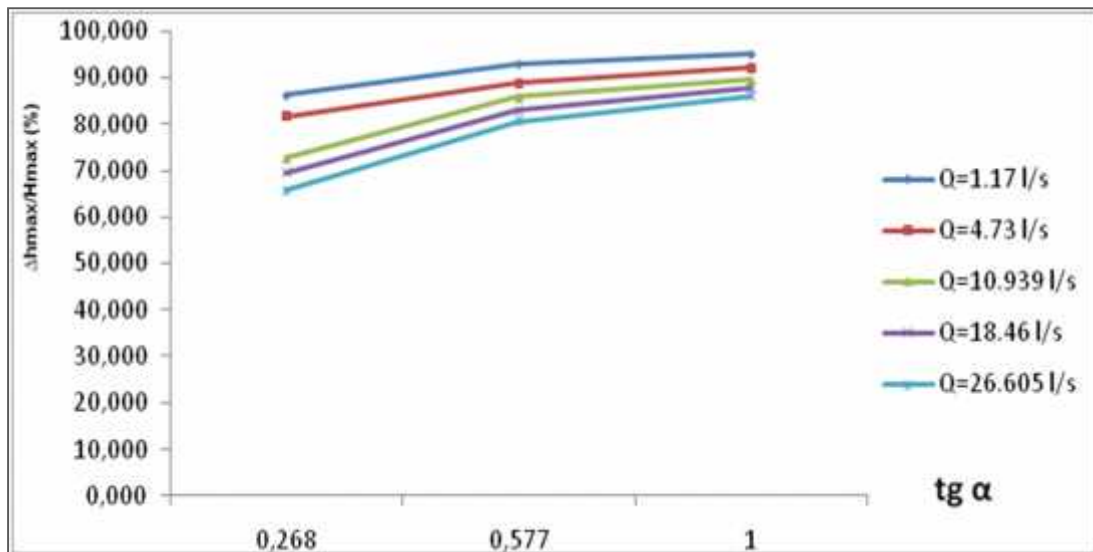
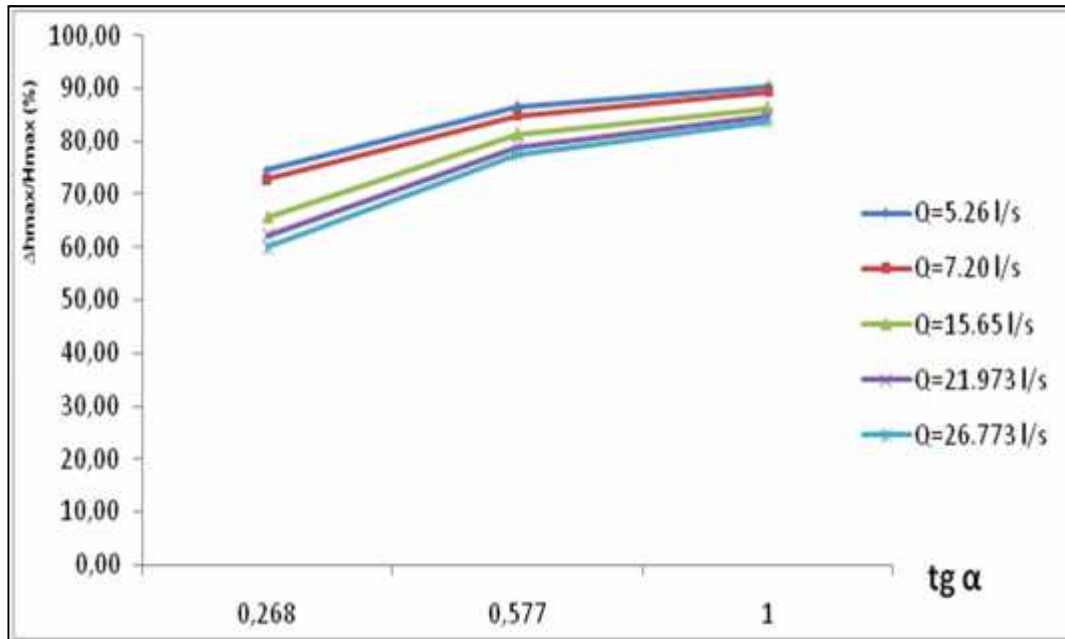


Figure III .29: Variation de la dissipation d'énergie en fonction de la pente du canal dans le modèle B pour les différents débits.



**Figure III.30 :** Variation de la dissipation d'énergie en fonction de la pente du canal dans le modèle C pour les différents débits.

#### III.14.3.4 Observations

- Les écoulements dans les canaux en marches d'escalier sont les écoulements en nappe et les écoulements très turbulents ;
- L'écoulement en nappe dissipe plus d'énergie, chose tout à fait normale, du fait qu'il est caractérisé par des ressauts;
- Les trois facteurs principaux qui influent sur l'apparition des différents types d'écoulement cité auparavant sont la pente du canal, le débit et les dimensions des marches;
- Les grandes énergies de dissipation sont observées pour les faibles débits et les fortes pentes ;
- Les plus grandes énergies de dissipation sont plutôt observées dans le cas où ( $\alpha$ ) est constant et le débit varie;
- Les plus grandes énergies de dissipation sont plus observées sur des modèles de grandes dimensions de marches que sur des modèles à faibles dimensions de marches.

**Conclusion**

Les études que nous avons présenteront, sont des travaux effectués à partir de l'année 1985. L'analyse de ces résultats publiés montre que malgré les nombreux résultats disponibles pour des cas spécifiques, seulement quelques résultats pertinents concernant le cas général sont obtenus, parce que les cas particuliers et isolés ne sont modélisés. La modélisation de ce type de flux en utilisant l'équation classique de la mécanique des fluides est approximative si toutes les caractéristiques de changement de comportement d'écoulement sont prises en considération.

**Chapitre IV**  
**Dispositif**  
**expérimental,**  
**mesures et analyse**

## **Chapitre IV: Dispositif expérimentale, mesures et analyse**

### **Introduction**

Les études expérimentales ont été menées au laboratoire de génie civil de l'Université AMMAR THELIDJI Laghouat, réalisés sur trois (03) modèles de canaux en marches d'escalier de différentes dimensions.

Les principaux relevés effectués seront joints en annexes; et les caractéristiques des modèles et les moyens de mesures seront détaillés dans ce qui suit:

### **IV.1 Dispositif expérimentale et mesures**

#### **IV.1.1 Installation expérimentale**

L'installation expérimentale comporte plusieurs accessoires rassemblés en un seul lot, disposés de façon adéquate. La partie aval du modèle expérimental est conçue en un canal en marches d'escalier.

Le dispositif expérimental est composé:

- D'un canal vitré réalisé en plexiglas de longueur 5m, de largeur 0,075m, et hauteur de ces parois est 0,175 m (voir photo IV.2).
- D'un bassin métallique d'alimentation, relié au canal vitré par une conduite véhiculant l'eau refoulée par une pompe. Cette conduite est équipée d'une vanne permettant le réglage du débit (voir photo IV.3).
- D'un modèle de canal en marches d'escalier réalisé en "Plexiglas". Ce modèle est relié au canal vitré des joints en mastic assurant ainsi l'étanchéité de l'installation.
- D'un bassin de réception en plastique, pour assurer le recyclage de l'eau vers le bassin d'alimentation par conduit en PVC (écoulement gravitaire), faisant ainsi de notre système un circuit fermé.

#### **IV.1.2 Matériels et accessoires utilisés**

Plusieurs matériels et accessoires utilisés dans ce travail (voir les photos IV.1, IV.3).

							
plexiglas	Chloroforme	Masque	Seringue	Silicone	Marqueurs, Colle et Scotche		
							
Balance	bécher	chronomètre	Tube de Pitot	Limnimètre à pointe	joint	Mètre	masses stabilisatrices
							
Angles en plexiglas (15°, 30°, 45°)						Déversoir à paroi épaisse à crête arrondie	

PhotoVI.1 accessoires utilisés

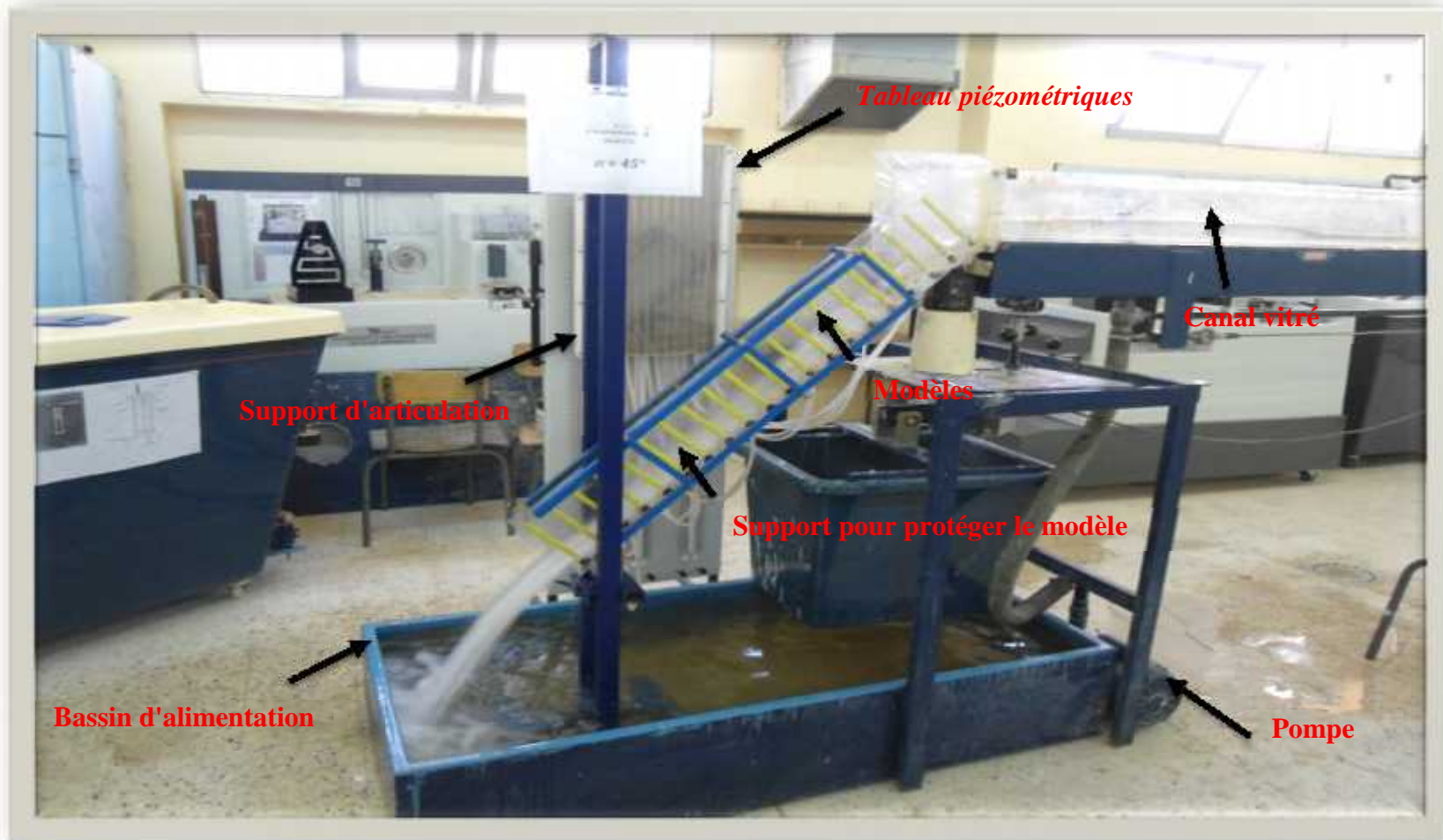


Photo IV.2 : Dispositif expérimentale.

### IV.1.3 Les modèles en marches d'escalier

Les études expérimentales ont été menées sur trois (03) modèles en marches d'escalier élaborés en "Plexiglas», les caractéristiques de ces modèles sont présentées dans le tableau suivant :

**Tableau IV.1** : Caractéristiques géométriques des trois modèles

Modèles	Longueur de la marche (cm)	Hauteur de la marche (cm)	Nombre des marches	Pentes du canal expérimentale: (°)
A	12	6	09	15; 30; 45
B	6	12	09	15; 30; 45
C	12	12	07	15; 30; 45

**\* Modèle "A"**



**Photo IV.3** : Modèle A (12x6x7.5cm).

\* Modèle "B"



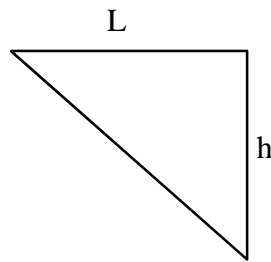
Photo IV.4 : Modèle B (6x12x7.5cm).

\* Modèle "C"



Photo IV.5 : Modèle C (12x12x7.5cm).

On notera que les marches dans les différents modèles ont un angle relativement égal à  $90^\circ$ .



#### IV.1.4 Mesures

Les mesures principales effectuées sont:

- La mesure de la hauteur d'eau.
- La mesure des pressions.
- La mesure des débits.
- La mesure des vitesses.

##### a. Mesure des hauteurs d'eau

Les hauteurs d'eau ont été mesurées grâce à l'intégration visuelle du niveau moyen sur règle gradué collées sur une des faces des modèles, et à l'aide d'un limnimétrie à pointe (dans le cas où la ligne d'eau est perturbée). Ces moyens sont apparus comme étant les mieux adaptés au repérage de la ligne d'eau.

##### b. Mesure des pressions

La mesure des pressions a été effectuée à l'aide de prises de pressions, fixées sur les deux facettes des marches.

Sur le modèle A, huit (08) tubes piézométriques ont été placé sur les marches 2; 4; 6; 8.

Sur le modèle B, huit (08) tubes piézométriques ont été placé sur les marches 2; 4; 6; 8.

Sur le modèle C, six (06) tubes piézométriques ont été placé sur les marches 2; 4 et 6.

Ces tubes piézométriques sont fixés aux endroits suivants:

- ◆ Pour le modèle A, quatre (04) piézomètres sont placés sur les faces horizontales des marches et les quatre (04) autres sur les faces verticales.
- ◆ Pour le modèle B, quatre (04) piézomètres sont placés sur les faces horizontales des marches et les quatre (04) autres sur les faces verticales.

- ◆ Pour le modèle C, trois (03) piézomètres sont placés sur les faces horizontales des marches et les trois (03) autres sur les faces verticales.

Ces piézomètres sont placés aux milieux des faces des marches et sont reliés à un manomètre de pression.

### c. Mesure des débits

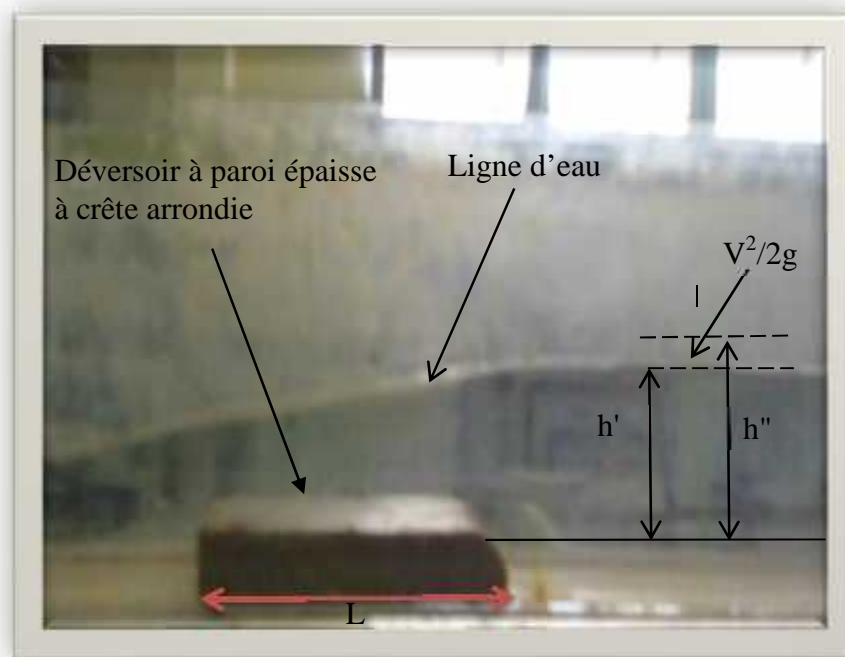
Le débit alimentant le canal vitré est mesuré à l'aide des tubes gradués, et pour vérifier ce résultat; on a utilisé le déversoir à paroi épaisse à crête arrondie (Photo IV.7) pour mesurer  $h''$ , et ceci on a calculé le coefficient de débit ( $C_d$ ) par l'équation suivante :

$$C_d = 0.42 \left[ 1 - \frac{2}{9 \left[ 1 + \left( \frac{h''}{L} \right)^4 \right]^{1/4}} \right] \quad (\text{IV.1})$$

$$\text{Le débit total est donné par : } q_e = C_d \sqrt{2g} h''^{3/2} \quad (\text{IV.2})$$

Avec,  $h''$  charge égale à  $h' + V^2/2g$ .

Avec,  $L$  : longueur de déversoir à paroi épaisse à crête arrondie ( $L=15\text{cm}$ ).



**Photo IV.6 :** Mesure de débit à partir d'un déversoir à paroi épaisse à crête arrondie.

#### d. Mesure des pentes

La variation de la pente du modèle a été obtenue grâce à la manipulation du système.

#### e. Mesure des vitesses

La mesure de vitesse dans les modèles à l'aide d'un tube de Pitot.



**Photo IV.7 :** Mesure de la vitesse avec tube de Pitot.

#### IV.1.5 Mode opératoire

Etant donné que les moyens de mesures sur les différents paramètres cités précédemment sont mis en place, le canevas de mesures a été réalisé comme suit:

- On fixe solidement le modèle sur le canal vitré.
- On fixe le déversoir à paroi mince à l'intérieur du canal à environ 1.00m de l'entrée amont du canal (2ème ancrage).
- On actionne le groupe motopompe.
- On effectue une première mise en eau et ceci afin de détecter les lieux où les fuites sont les plus importantes, surtout au niveau de la jonction canal-modèle (l'utilisation du mastic et de la silicone a été requise pour faire face aux fuites).

A l'aide du limnimètre à pointe:

- On relève les mesures de la hauteur  $h_0$  à l'amont du déversoir à paroi mince à une distance au moins égale à  $a = 2.5 h_0$  vers l'amont de celui-ci.
- On relève les mesures de la charge Ham à l'amont du canal en marches d'escalier.

On relève à l'aide d'une balance et d'un bicher et d'un chronomètre, les valeurs de masse et de temps respectivement, correspondant à chaque ouverture de la vanne.

A chaque ouverture de la vanne, on relève les tirants d'eau sur les marches.

Pour une ouverture donnée de la vanne, on lit sur le manomètre, les valeurs des pressions sur les marches et les contre marches

#### **IV.1.6 Canevas des mesures**

Après avoir fixé le premier modèle expérimental (modèle A) au grand canal, nous avons effectué une première mise en eau, afin de détecter les lieux où les fuites. L'utilisation de la silicone a été requise, afin de faire face aux fuites.

Les essais concernent l'étude en varie le débit et fixant la pente. Les débits simulés s'étendent de 0,062 l/s à 2.569 l/s à raison

La première étape de mesure a été effectuée comme suit:

- On fixe la pente du canal.
- On ouvre la vanne d'alimentation du canal.
- On fait varier le débit.

Pour un débit donné, on mesure les profondeurs d'eau, les pressions et les vitesses.

Une fois ces mesures effectuées, on change la pente du canal et on refait le même canevas de mesures.

#### **IV.1.7 Observations des écoulements**

##### **IV.1.7.1 Ligne d'eau**

La visualisation de l'écoulement nous a permis de faire les observations suivantes:

- \* Pour les faibles débits, l'épaisseur de la nappe est réduite, et l'écoulement adhère aux marches, et ceci pour les trois (03) modèles (photo IV.8)



**Photo IV.8 :** Ecoulement en nappe sans ressaut à faible débit dans le modèle C

- \* On augmentant faiblement le débit, la nappe d'épaissit et commence à se détacher des marches avec formation des ressauts hydraulique pleinement développés (photo N°IV9-a). Au fur et à mesure qu'on augmente le débit, une formation de ressauts hydrauliques partiellement développés se fait remarquer; mais à quelques marches plus loin, un phénomène apparaît rapidement, définie par l'entraînement et le gonflement par l'écoulement tel que les bulles d'air sont piégées par l'écoulement. (Photo IV.9-b ; IV.10).



**PhotoIV.9:** (a) ressaut hydraulique pleinement développé pour les moyens débits (modèle B)  
 (b) ressaut hydraulique partiellement développé pour les moyens débits (modèle B)



**PhotoIV.10** : Ecoulement en nappe partiellement développé dans le modèle C

Pour la pente  $\theta = 30^\circ$  du modèle A et C, on constate que :

- \* Pour un faible débit, une déflexion du jet est engendrée à la marche N° 2.
- \* Tandis que pour un débit important, la déflexion du jet commence de la marche N° 3 jusqu'à la marche N°4.

Pour la pente  $\theta = 45^\circ$  dans les trois modèles, on constate que :

- \* Pour un faible débit, une déflexion du jet commence de la marche N° 2 jusqu'à la marche N°3.
- \* Tandis que pour un débit important, la déflexion du jet commence de la marche N° 3 jusqu'à la marche N°4.

La hauteur maximale du jet est observée sur la marche N° 3; les hauteurs d'eau sur les marches 2; 3 et 4 n'ont pas été relevées à cause de cette déflexion ce qui donne un aspect rugueux à la surface libre qui devient mal définie et change de position autour de ces localisations moyennes.



**Photo IV.11 :** Déflexion du jet dans le modèle B.

#### IV.1.7.2 Pressions

Les mesures des hauteurs de pression indiquent les observations suivantes:

- Les plus grandes pressions sont constatées dans les plus faibles pentes.
- Les pressions augmentent avec augmentations des débits.

Pour un débit important, la déflexion du jet débute à la marche N° 2 jusqu'à la marche N° 4, c'est une conséquence du fait qu'à partir d'un certain seuil les valeurs de la pression deviennent nulles (tubes piézométriques sont vides).



**Photo IV.12:** Effet de jet sur la pression (dépression) dans le modèle C.

#### IV.2 Analyse des résultats

## IV.2.1 Analyse des résultats sur les canaux horizontaux

### IV.2.1.1 Tracé de ligne d'eau

Les figures (IV.1 ÷ IV.3) donnent l'allure de la ligne d'eau pour les modèles A, B et C respectivement. Ces figures montrent que le tracé de la surface libre se confond souvent avec le tracé des marches. Nous avons un écoulement quasi-lisse. Cela est dû au grand effet de la macro-rugosité des marches pour la pente nulle.

Les figures (IV.1÷IV.3) montrent que, l'ondulation de la ligne d'eau est plus visible pour les forts et les moyens débits.

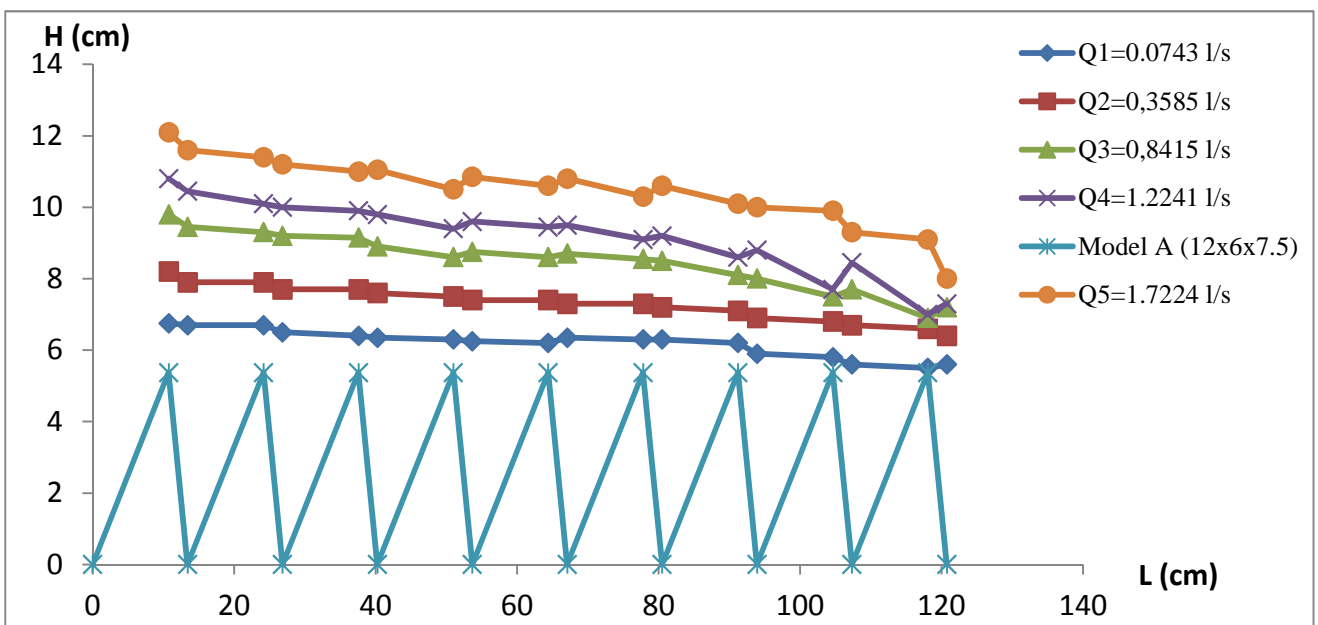


Figure IV.1 : Profils de la surface libre pour différents débits et pour  $\theta=0^\circ$  dans le modèle A.

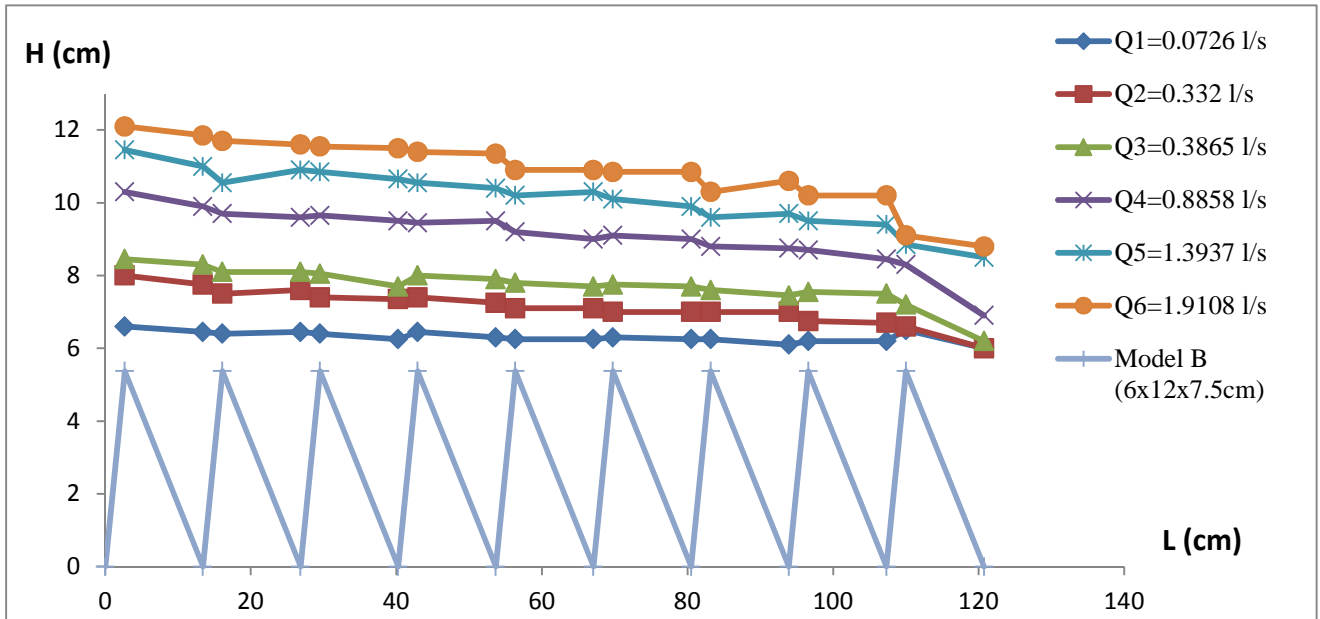


Figure IV.2 : Profils de la surface libre pour différents débits et pour  $\theta = 0^\circ$  dans le modèle B.

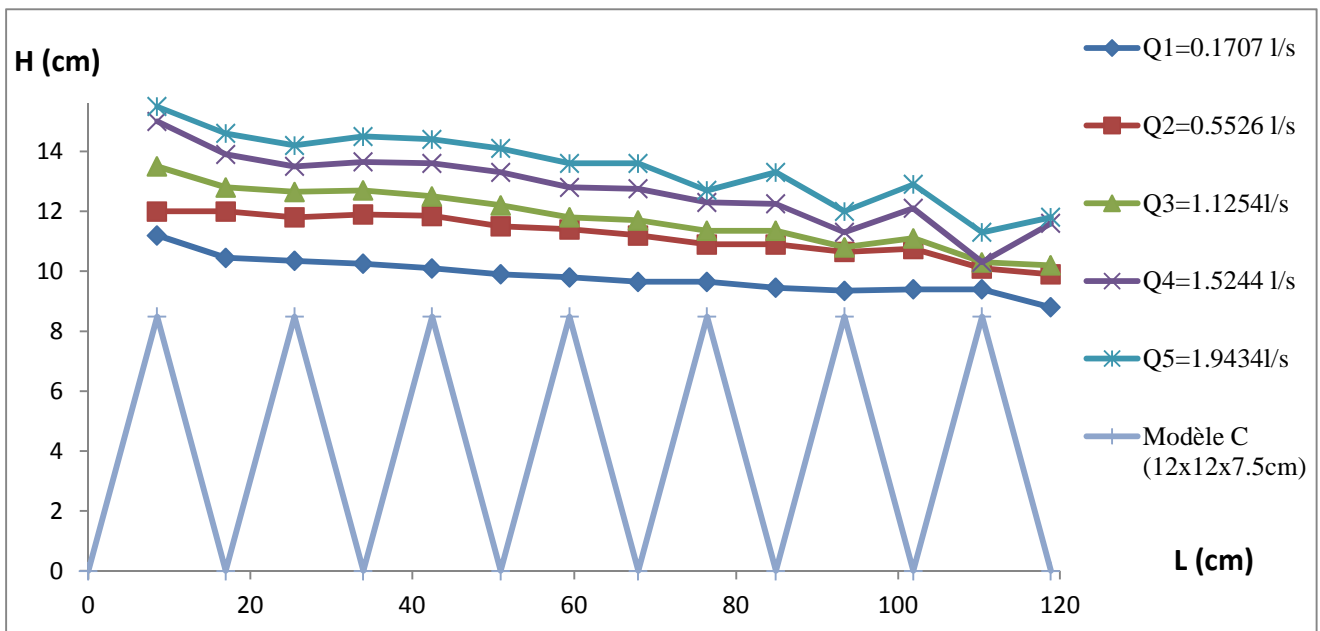
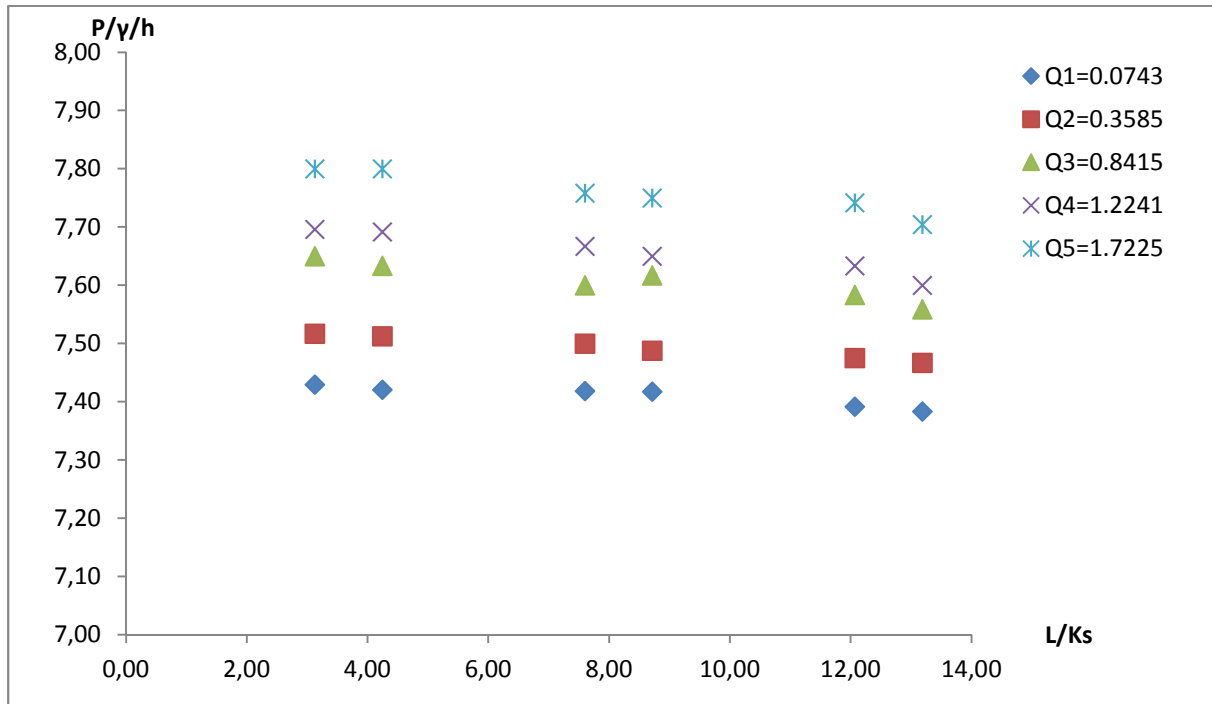


Figure IV.3 : Profils de la surface libre pour différents débits et pour  $\theta = 0^\circ$  dans le modèle C.

### IV.2.1.2 Evolutions des pressions

Les Figures (IV.4, IV.5 et IV.6), représentent les relevés des pressions, sur les marches et contre marches des modèles A, B et C respectivement. Ces courbes sont monotones croissantes, ceci s'explique par le fait que la résistance à l'écoulement crée par la macro-rugosité s'amointrit au fur et à mesure que le débit augmente. En d'autres termes, la chute de la résistance à l'écoulement se traduit par une augmentation de la vitesse.



**Figure IV.4 :** Les relevés des pressions sur les marches et contre marches pour différents débits et pour  $\alpha=0^\circ$  dans le modèle A (12X6X7.5).

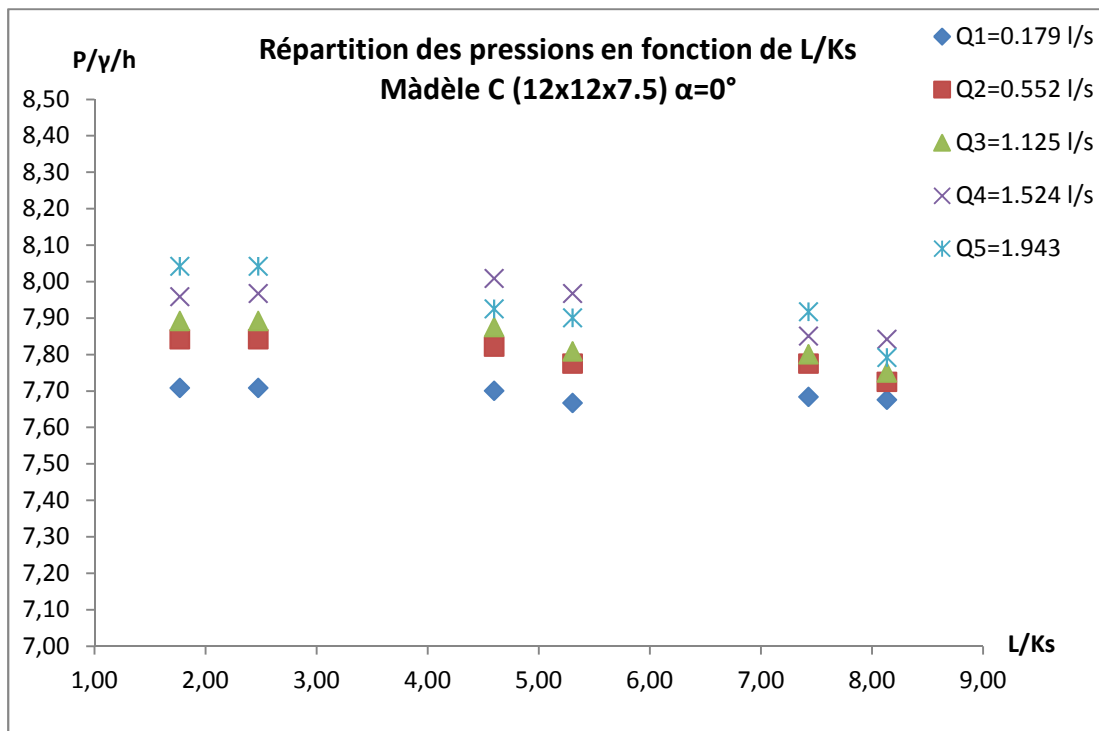


Figure IV.5 : Les relevés des pressions sur les marches et contre marches pour différents débits et pour  $\alpha=0^\circ$  dans le modèle B (6X12X7.5).

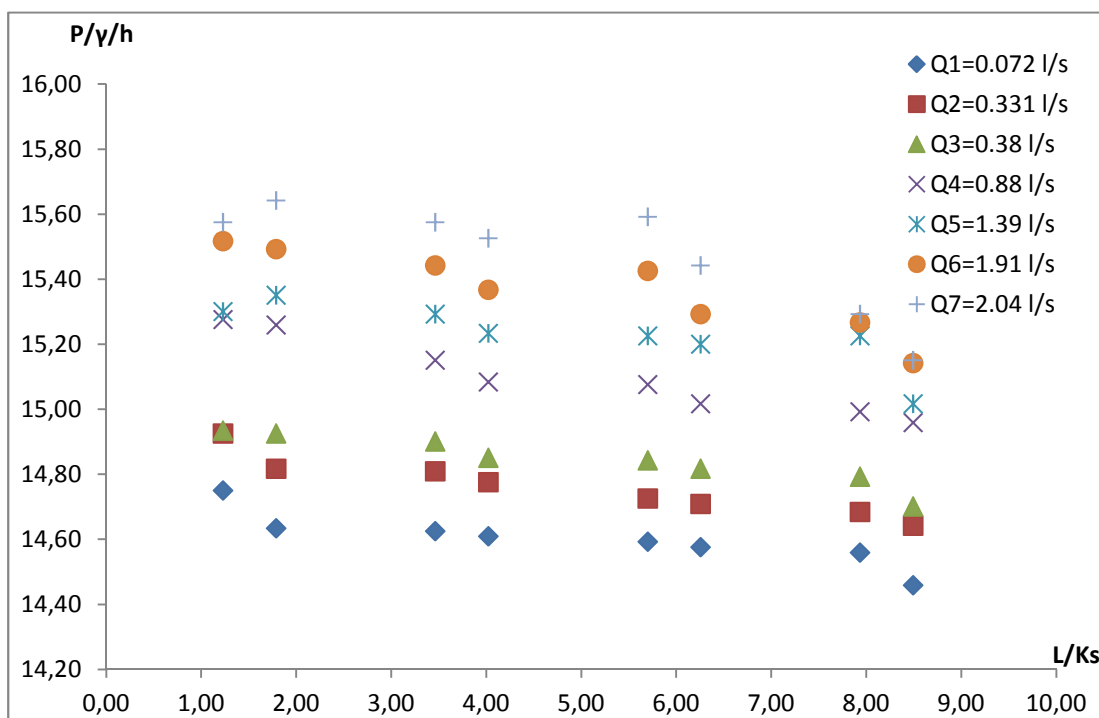


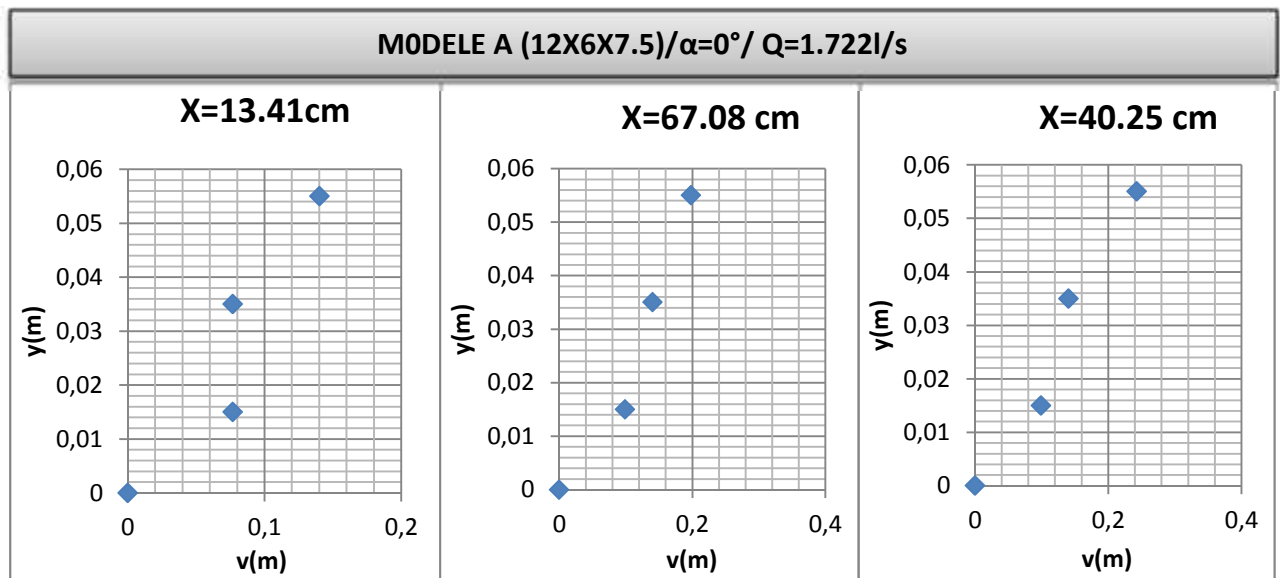
Figure IV.6 : Les relevés des pressions sur les marches et contre marches pour différents débits et pour  $\alpha=0^\circ$  dans le modèle C (12X12X7.5).

La répartition des pressions en fonction de (L/Ks) montre que :

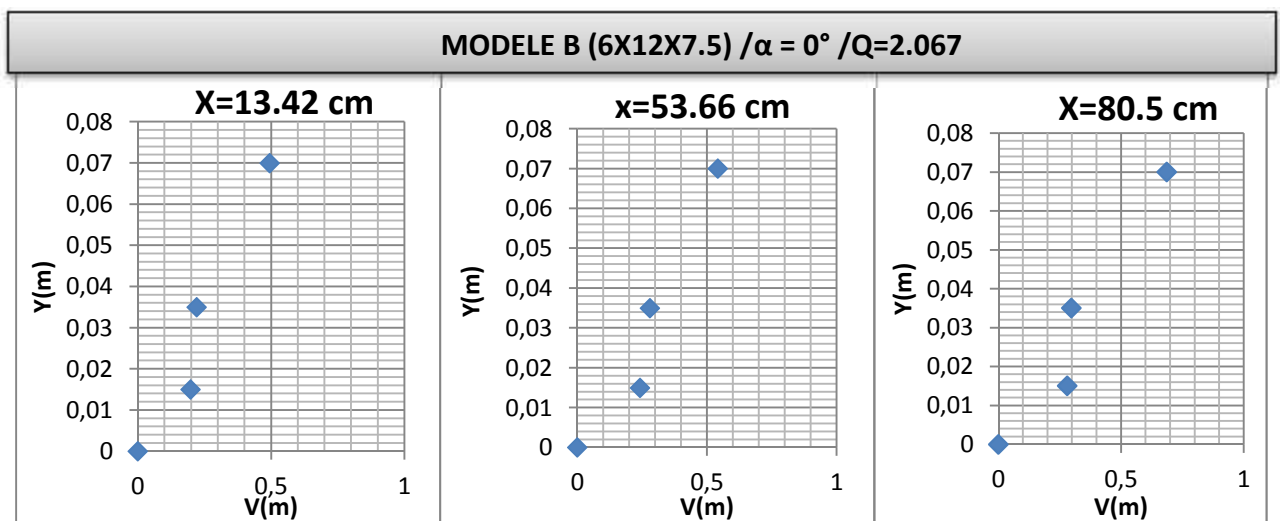
- \* Pour les trois modèles, la diminution de la pression le long de l'écoulement est dû aux de charge où de pressions engendrées par le régime d'écoulement, et l'effet de la macro-rugosité.
- \* A partir des graphes des Figures (IV.4, IV.5 et IV.6), pour les trois modèles qu'il augmente de la pression en fonction de débit pour une section donnée (plus débit augmente, la section mouillée augmente ce que résulte la pression élevée).

### IV.2.1.3 Evolutions de vitesse

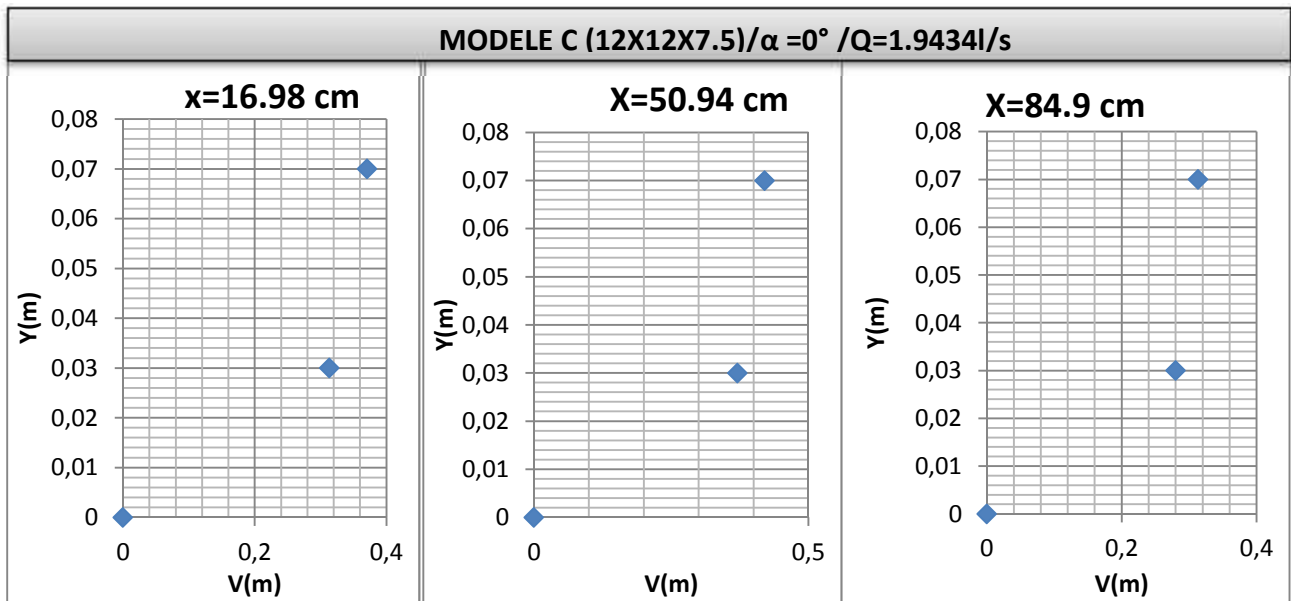
Nous avons représenté pour les trois distances du coursier pour un seul, les profils de vitesse sur les Figures (IV.7, IV.8 et IV.9),



**Figure IV.7:** Profil de vitesse pour  $\alpha = 0^\circ$  dans le modèle A (12cm x 6cm x 7.5cm).



**Figure IV.8:** Profil de vitesse pour  $\alpha = 0^\circ$  dans le modèle B (6cm x 12cm x 7.5cm).



**Figure IV.9:** Profil de vitesse pour  $\alpha = 0^\circ$  dans le modèle C (12cm x 12cm x 7.5cm).

- Longitudinalement ; les profils des vitesses présentées dans les Figures (IV.7, IV.8 et IV.9), sont les mêmes valeurs numériques, et à cause de la constance de la vitesse (la section mouillée est constante).
- Transversalement ; ces profils présentent une augmentation du fond jusqu'à la surface libre.
- La vitesse nulle ( $v = 0$ ) représente les rouleaux de recirculation à l'intérieur de la zone liquide comprise entre les irrégularités du fond (rugosité).
- Les vitesses s'accroissent sensiblement avec l'augmentation du débit de l'écoulement et s'accélèrent de plus en plus que l'on se dirige vers l'aval.

## IV.2.2 Analyse des résultats dans les canaux pour $0^\circ$

### IV.2.2.1. Détermination du régime d'écoulement

Avant d'analyser les résultats expérimentaux obtenus, il est important pour nous de connaître le régime d'écoulement dans les différents modèles.

Les écoulements en nappe avec ressaut hydraulique pleinement développé se produisent pour des débits plus faibles que celui correspondant à la valeur critique définie par : **Rousse** (1943), **Rajaratnam** et **Muralidhar** (1968), **Hager** (1992) et **Marchi** (1993)

La charge critique est définie par l'expression suivante :

$$\left(\frac{d_c}{h}\right)_{cr} = 0,0916 \left(\frac{h}{l}\right)^{-1,276} \quad (\text{IV.3})$$

Avec:  $h/l = \text{tg}(\ )$  pente du canal en marche d'escalier.

L'écoulement en nappe avec un ressaut pleinement développé a lieu pour une charge inférieure à la charge critique :

$$\frac{d_c}{h} < \left(\frac{d_c}{h}\right)_{cr}$$

L'équation (IV.3) est vérifiée pour :  $0,2 \leq \frac{h}{l} \leq 6$

Les écoulements très turbulents apparaissent pour des débits élevés. Ainsi, le début de l'écoulement très turbulent est fonction du débit, de la hauteur et de la longueur de la marche.

Au cours de son étude, **Chanson** a réanalysé les données d'**Essery** et **Horner** (1978), de **Peyras** et ses collaborateurs (1991), de **Degoutte** et ses collaborateurs (1992), et de **Beitz** et **Lawless** (1992). Pour ces derniers, le régime d'écoulement extrêmement turbulent se produit pour un débit supérieur à la valeur critique définie comme suit :

$$\frac{(d_c)_{\text{début}}}{h} = 1,06 - 0,47 \frac{h}{l} \quad \text{Avec, } l > 0,44h \quad (\text{IV.4})$$

où,  $h$  et  $l$  représentent respectivement la hauteur et la largeur des marches (m);  $(d_c)_{\text{début}}$  : la hauteur critique correspondant au début de l'écoulement très turbulent.

Les tableaux (IV.2÷IV4) représentent le détail du régime d'écoulement dans les trois modèles, et pour les trois pentes :

**Tableau IV.2:** Régime d'écoulement dans le modèle A.

=15°								
q (l/s/ml)	1,413	6,051	12,367	23,003	30,212			
h/l (cm)	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5			
dc/h	0,098	0,259	0,416	0,630	0,755			
Observatios	Eclten	Eclt en	Eclt en	Eclt en	Eclt en	Eclt en		
	nappe	nappe	nappe	nappe	nappe	nappe		
	R.PID	R.Pl.D	R.Pl.D	R.Pa.D	R.Pa.D	R.Pa.D		

=30°								
q (l/s/ml)	0,951	6,590	8,164	11,752	21,28	22,44	28,34	30,67
h/l (cm)	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5
dc/h	0,075	0,274	0,316	0,402	0,598	0,619	0,724	0,763
Observatios	Eclt	Eclt	Eclt	Eclt	Eclt	Eclt	Eclt	Eclt
	en	en	en	en	en	en	en	en
	nappe	nappe	nappe	nappe	nappe	nappe	nappe	nappe
	R.PID	R.PaD	R.PaD	R.Pa.D	R.PaD	R.PaD	R.PaD	R.PaD

=45°								
q (l/s/ml)	0,832	5,159	9,592	12,451	13,723	25,085	29,342	
h/l (cm)	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	
dc/h	0,069	0,232	0,351	0,418	0,446	0,667	0,741	
Observations	Eclt en	Eclt en	Eclt en	Eclt en	Eclt en	Eclt en	Eclt turb	Eclt turb
	nappe	nappe	nappe	nappe	nappe	nappe		
	R.Pl.D	R.Pa.D	R.Pa.D	R.Pa.D	R.Pa.D	R.Pa.D	Eclt turb	Eclt turb

**Tableau IV.3** : Régime d'écoulement dans le modèle B.

=15°							
q (l/s/ml)	3,202	6,289	7,648	16,314	25,868	31,834	
h/l (cm)	2	2	2	2	2	2	
dc/h	0,085	0,133	0,151	0,250	0,340	0,391	
Observations	Eclt en nappe R.Pl.D	Eclt en nappe R.Pl.D	Eclt en nappe R.Pl.D	Eclt en nappe R.Pl.D	Eclt en nappe R.Pl.D	Eclt en nappe R.Pl.D	Eclt en nappe R.Pl.D

=30°							
q (l/s/ml)	2,153	8,787	14,374	23,237	26,576	33,358	
h/l (cm)	2	2	2	2	2	2	
dc/h	0,065	0,166	0,230	0,317	0,347	0,403	
Observations	Eclt en nappe R.Pl.D	Eclt en nappe R.Pl.D	Eclt en nappe R.Pa.D	Eclt en nappe R.Pa.D	Eclt en nappe R.Pa.D	Eclt en nappe R.Pa.D	Eclt en nappe R.Pa.D

=45°							
q (l/s/ml)	0,467	1,463	2,458	5,387	19,587	23,855	26,618
h/l (cm)	2	2	2	2	2	2	2
dc/h	0,023	0,050	0,071	0,120	0,283	0,323	0,347
Observations	Eclt en nappe R.Pl.D	Eclt en nappe R.Pl.D	Eclt en nappe R.Pl.D	Eclt en nappe R.Pa.D	Eclt en nappe R.Pa.D	Eclt en nappe R.Pa.D	Eclt en nappe R.Pa.D

**Tableau IV.4 : Régime d'écoulement dans le modèle C.**

=15°					
q (l/s/ml)	0,914	3,312	8,587	20,736	28,407
h /l (cm)	1	1	1	1	1
dc/h	0,037	0,086	0,163	0,294	0,362
Observations	Eclt en nappe	Eclten nappe	Eclt en nappe	Eclt en nappe	Eclt en nappe
	R.Pl.D	R.Pl.D	R.Pl.D	R.Pl.D	R.Pl.D
=30°					
q (l/s/ml)	0,679	7,502	13,981	19,486	22,904
h /l (cm)	1	1	1	1	1
dc (cm)	0,361	1,790	2,711	3,383	3,768
dc/h	0,030	0,149	0,226	0,282	0,314
Observations	Eclt en nappe	Eclten nappe	Eclt en nappe	Eclt en nappe	Eclt en nappe
	R.Pl.D	R.Pl.D	R.Pa.D	R.Pa.D	R.Pa.D
=45°					
q (l/s/ml)	1,079	4,928	9,937	16,089	22,264
h /l (cm)	1	1	1	1	1
dc (cm)	0,491	1,353	2,159	2,977	3,697
dc/h	0,041	0,113	0,180	0,248	0,308
Observations	Eclt en nappe	Eclten nappe	Eclt en nappe	Eclt en nappe	Eclt en nappe
	R.Pl.D	R.Pa.D	R.Pa.D	R.Pa.D	R.Pa.D

Où :

Eclt en nappe : écoulement en nappe

Eclt turb : écoulement très turbulent

R.Pl.D : Ressaut Pleinement Développé

R.Pa.D : Ressaut partiellement Développé

### Remarque

- Les écoulements en nappe sont observés dans les trois modèles ; alors que les écoulements turbulents sont apparus que dans le modèle A, et pour deux débits seulement ( =45°).
- La quasi -dominance de l'apparition des écoulements dans les trois modèles est plutôt favorisée par la grande dimension des marches relativement au débit évacuée résultat est justifié par plusieurs recherche, parmi lesquelles, les travaux de Chanson(1994).

- L'apparition du ressaut hydraulique a dominé les trois modèles pour les différents débits et différents pentes.
- Les ressauts hydrauliques pleinement développés ont été observés surtout dans le modèle B.
- Les ressauts hydrauliques partiellement développés ont été observés dans le modèle B tableau (IV2÷ IV4). A partir de nos observations et de nos mesures, nous avons tracé les limites des différents régimes d'écoulements observés.
- Dans le but de déterminer les régimes d'écoulement, dans les trois modèles, les figures (IV.10÷IV.12) représentent la variation de  $dc/h$  en fonction de  $h/l$  pour chaque modèle. Elle donne les courbes expérimentales d'ESSERY et HORNER, de DEGOUTTE et ses collaborateurs, de BEITZ et LAWLESS ainsi que les points des régimes d'écoulements observés.

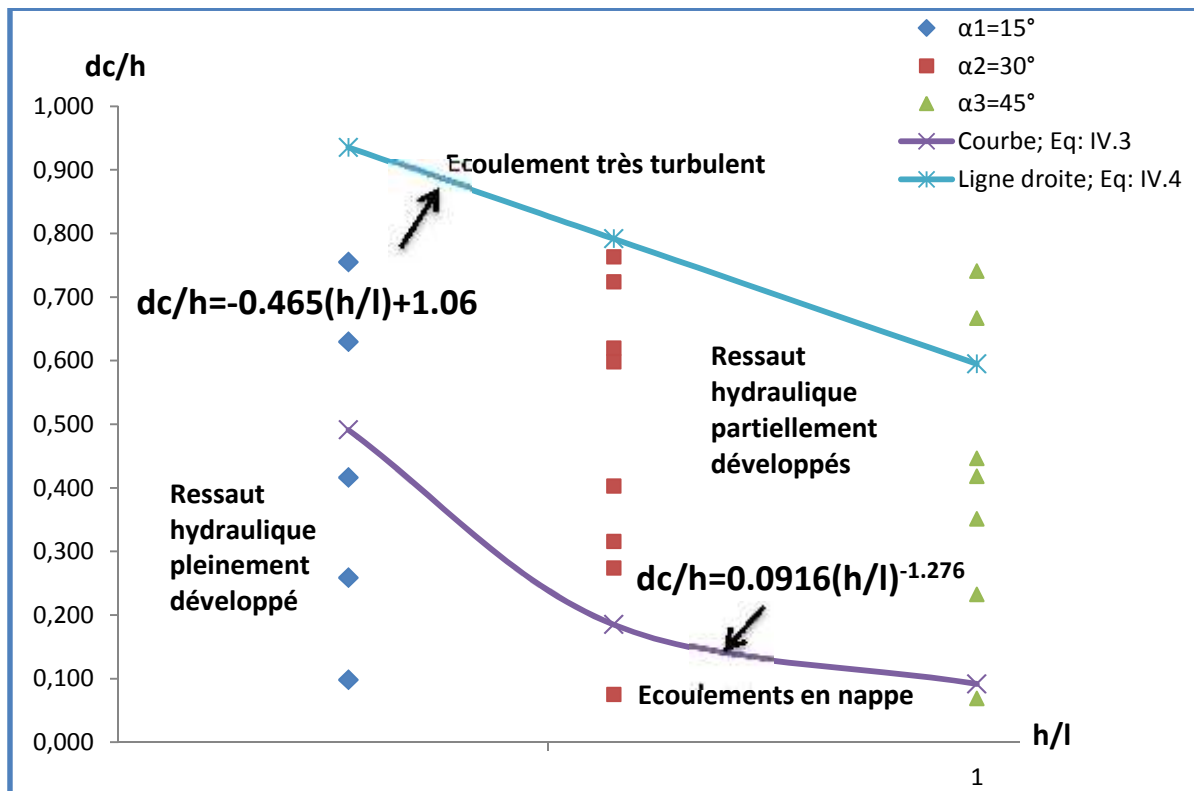


Figure IV.10 : Détermination des régimes d'écoulement dans le modèle A (12x6x7.5cm).

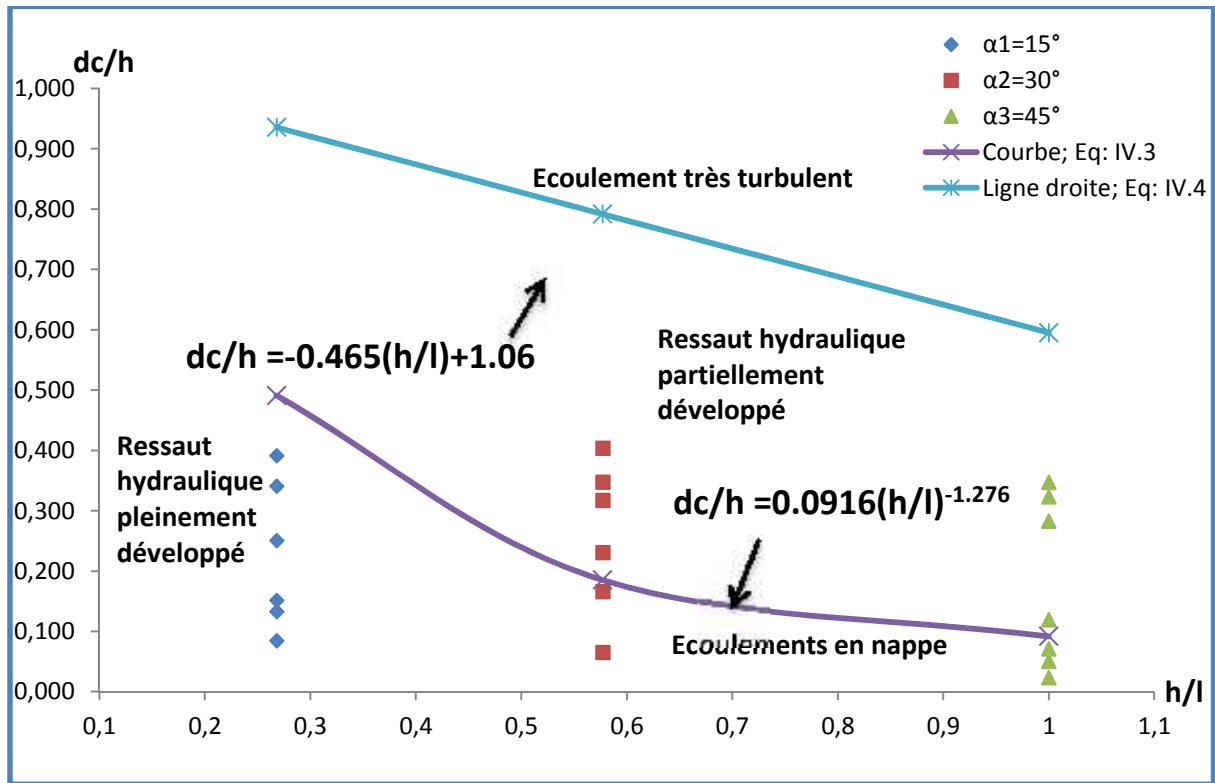


Figure IV.11 : Détermination des régimes d'écoulement dans le modèle B (6x12x7.5cm).

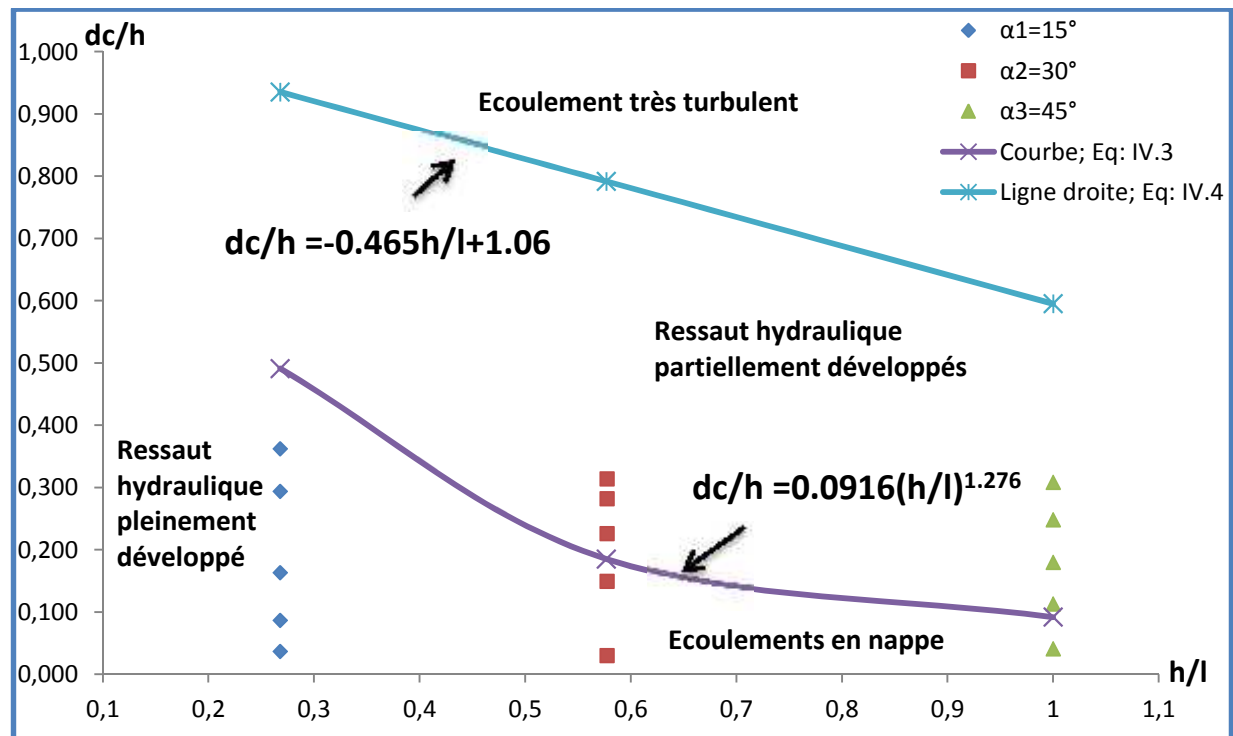
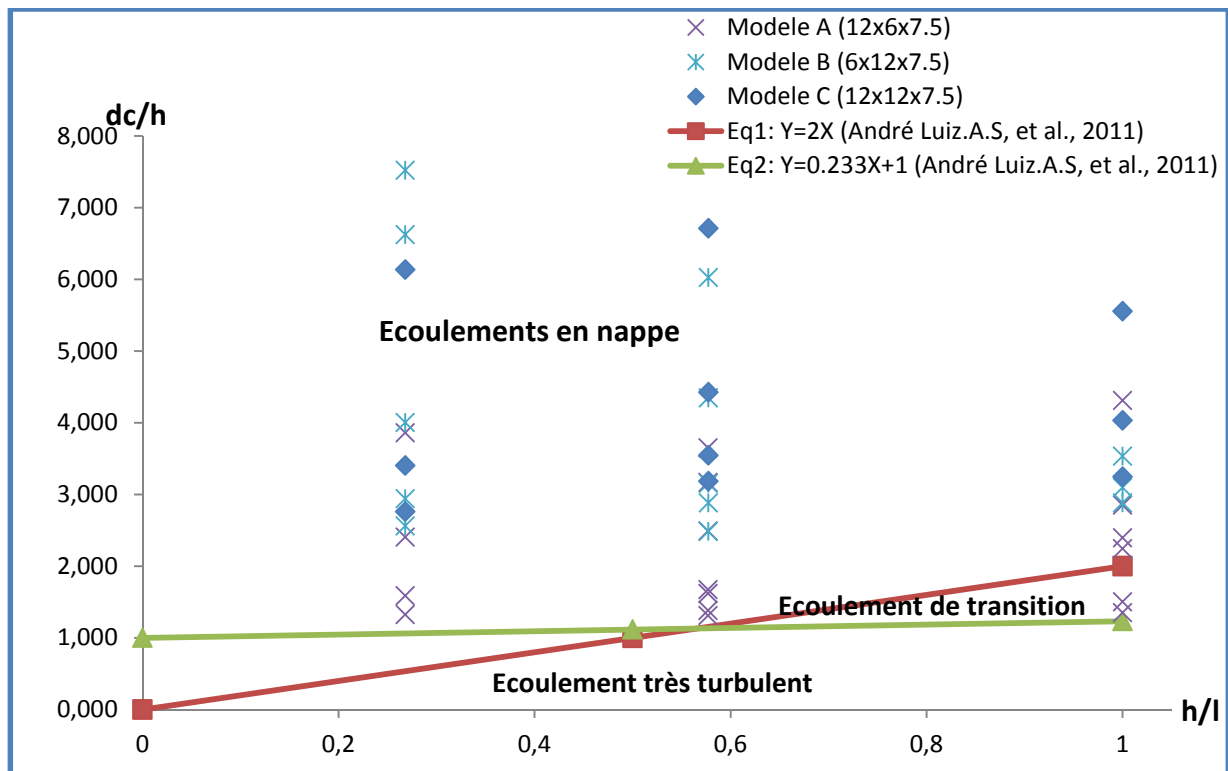


Figure IV.12 : Détermination des régimes d'écoulement dans le modèle C (12x12x 7.5cm).

- Nos résultats expérimentaux sont projetés dans l'abaque de **Simoes** (2011), et ce dans la (FigureIV.13).



**Figure IV.13:** Détermination des limites des différents régimes d'écoulement dans les trois modèles par la méthode de (Simões, 2011).

L'analyse sur les figures cités précédemment, permet de montrer que :

- **Pour  $\alpha=15^\circ$**

L'analyse des figures (IV.10÷ IV.12) , relatives aux modèles A ,B et C permet de constater que pour de faibles à forts débits (modèles B et C) , les points expérimentaux se situent au-dessous de la courbe d'équation (IV.3) ;et traduisent ainsi le fait que l'écoulement est en nappe avec ressaut hydraulique pleinement développé. En outre la figure IV.10 permet de conclure que dans le cas du modèle A, les faibles débits favorisent l'écoulement en nappe avec ressaut hydraulique pleinement développé, alors que les moyens débits favorisent l'écoulement en nappe avec ressaut hydraulique partiellement.

- **Pour  $\alpha=30^\circ$**

En se référant aux figures (IV.10÷IV.12), donnant la variation de  $dc/h$  en fonction de la pente du canal des modèles A, B et C respectivement; on remarque que les faibles débits occasionnent un écoulement en nappe avec un ressaut hydraulique pleinement développé.

Alors que les forts débits donnent lieu à des écoulements en nappe avec un ressaut hydraulique partiellement développé.

- **Pour  $\theta=45^\circ$**

L'analyse des figures (IV.10÷IV.12) , relatives aux modèles A ,B et C permet de constater que les faibles débits occasionnent un écoulement en nappe avec un ressaut hydraulique pleinement développé, alors que les forts débits donnent lieu à des écoulements en nappe avec un ressaut hydraulique partiellement développé.

**a) Régimes d'écoulement dans le modèle A**

Pour la pente  $15^\circ$  et pour les débits variantes de 1.413 l/s/ml à 30.212 l/s/ml l'écoulement est en nappe. L'écoulement en nappe est caractérisé par des ressauts pleinement développés pour les débits allant de 1.413 l/s/ml à 12.367 l/s/ml. Les ressauts deviennent partiellement développés pour le débit 23.003 l/s/ml.

Concernant la pente  $30^\circ$ , l'écoulement est en nappe pour les débits allant de 0.951 l/s/ml à 30.679 l/s/ml. Pour le plus faible débit (0.951 l/s/ml) ; l'écoulement en nappe est caractérisé par des ressauts pleinement développés pour les plus forts débits de 6.590 l/s/ml. Les ressauts deviennent partiellement développés.

Pour la pente  $45^\circ$  et pour les débits variantes de  $q = 0.832$  l/s/ml à  $q = 13.723$  l/s/ml l'écoulement reste en nappe. Pour le débit plus faible ( $q=0.832$ l/s/ml) l'écoulement en nappe est caractérisé par des ressauts pleinement développés et pour les débits allant de 5.159 l/s/ml à 13.723 l/s/ml, les ressauts partiellement développés caractérisent l'écoulement en nappe . Pour les débits  $q = 25.085$  l/s/ml et  $q=29.342$ l/s/ml, l'écoulement devient très turbulent.

**b) Régimes d'écoulement dans le modèle B**

Pour la pente  $15^\circ$  les débits variantes de 3.202 l/s/ml à 31.834 l/s/ml, Pour cette pente, l'écoulement est en nappe est caractérisé par des ressauts partiellement développés.

En augmentant la pente à  $30^\circ$ , et pour les débits variant de 2.153 l/s/ml 'à 33.358 l/s, le régime d'écoulement est en nappe.

Pour cette pente et pour les débits  $q= 2.153$  l/s/ml et 8.787/s/ml, l'écoulement en nappe est caractérisé par l'apparition de ressauts pleinement développés. Pour les débits variantes de 14.374 l/s/ml à 33.358 l/s/ml, les ressauts deviennent partiellement développés.

Pour la pente 45° l'écoulement reste en nappe et pour une variation du débit allant de 0.467 l/s/ml à 2.458 l/s/ml, l'écoulement en nappe est caractérisé par des ressauts pleinement développés. À partir de  $q=5.3871$  l/s/ml à  $q=26.618$  l/s/ml les ressauts deviennent partiellement développés.

**c) Régimes d'écoulement dans le modèle C**

Pour la pente 15° et pour une variation du débit allant de 0.914 l/s/ml à 28.407 l/s/ml, l'écoulement en nappe est caractérisé par des ressauts pleinement développés.

Concernant la pente 30°, et pour les débits allant  $q=0.679$  l/s/ml et  $q=7.502$  l/s/ml, l'écoulement en nappe est caractérisé par l'apparition de ressauts pleinement développés. Pour les débits variantes de 13.981 l/s/ml à 22.904 l/s/ml, les ressauts deviennent partiellement développés.

Concernant la plus forte pente (45°) et pour les débits varient de  $q=1.079$  l/s/ml à  $q=22.264$  l/s/ml l'écoulement reste en nappe. Pour le débit  $q=1.079$  l/s/ml, les ressauts pleinement développés caractérisent l'écoulement en nappe. Les ressauts deviennent partiellement développés à partir du débit 4.928 l/s/ml jusqu'au débit 22.264 l/s/ml.

**d) Proposition de formules empiriques pour les régimes d'écoulements**

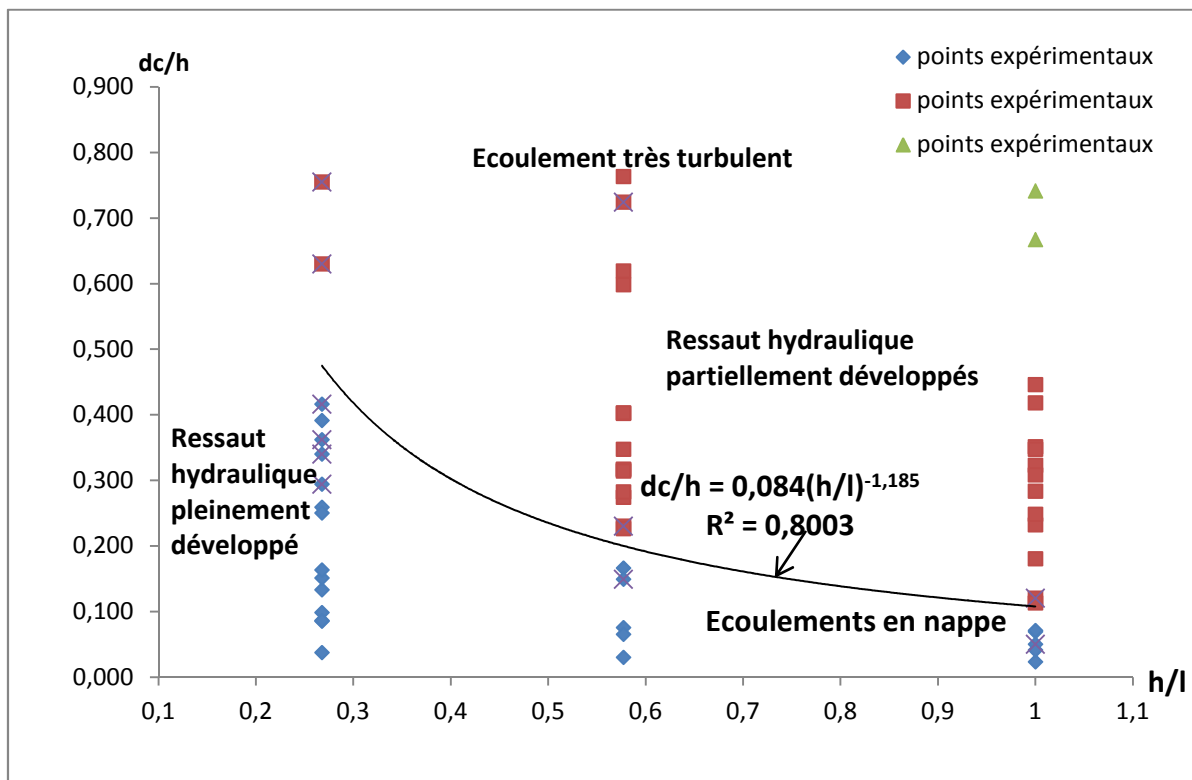


Figure IV.14 : Détermination de la formule empirique.

Pour la plus faible pente ( $\alpha = 15^\circ$ ), et pour les valeurs faibles de  $dc/h$  sur les trois modèles, on a visualisé des écoulements en chutes libres sur les marches avec formation de petits ressauts hydrauliques pleinement développés. Mais en se rapprochant de la valeur de  $dc/h = 0.416$  pour le débit  $Q=0.274$  l/s, ces phénomènes cessent d'être développés totalement sur une marche. Le ressaut se développe partiellement, ce qui fait que le développement total de ce phénomène a atteint sa limite pour la valeur de  $dc/h = (Q = 0.274$  l/s).

En augmentant la pente ( $\alpha = 30^\circ$ ), de petits ressauts hydrauliques pleinement développés ont apparu pour des valeurs moyennes de  $dc/h$  sur les modèles A et C et les faibles valeurs de  $dc/h$  sur le modèle B. Au-delà de la valeur de  $dc/h = 0.166$  pour le débit  $Q = 0.365$  l/s, les ressauts hydrauliques observés sur les trois modèles sont cette fois-ci partiellement développés, ce qui permet d'avoir le deuxième point limitant le développement total et partiel du ressaut hydraulique.

Dans la pente ( $\alpha = 45^\circ$ ), une formation de ressaut hydraulique pleinement développé n'a pu être observée sur les trois modèles, et ceci pour les très faibles valeurs de  $dc/h$ . En dépassant cette valeur, la formation du ressaut hydraulique partiellement développé est quasi-présente sur les trois modèles, ce qui donne enfin la valeur de  $dc/h = 0.120$  comme valeur limite du développement total du ressaut.

Une fois, ces trois points expérimentaux localisés, sur la figure (IV.14), donnent la formule empirique proposée est :

$$\frac{dc}{h} = 0,084 \left( \frac{h}{l} \right)^{-1,185} \quad (IV.5)$$

Récrivons la formule empirique (IV.3) :

$$\left( \frac{d_c}{h} \right)_{cr} = 0,0916 \left( \frac{h}{l} \right)^{-1,276}$$

Qu'est valide pour :  $0,2 \leq \frac{h}{l} \leq 6$ .

En comparant notre équation empirique (IV.5) à celle de (IV.3), on peut dire sont plus proche, et ce pour le domaine de validité de  $h/l$  ( $h/l=0.5 ; 2 ; 1$ ) qui englobe les cas étudiés dans notre expérimentation.

## Conclusion

L'apparition des écoulements en nappe est plus prépondérante sur les modèles B et C que sur le modèle A. Ceci s'explique par le fait que les modèles B et C bénéficient de marches de grandes dimensions relativement au modèle A. On peut déduire que les marches de dimensions importantes favorisent plutôt les écoulements en nappe que les écoulements très turbulents. Ce résultat est confirmé par Chanson(1995) et Simoes (2011).

Pour de faibles à moyens débits, les écoulements en nappe avec un ressaut hydraulique pleinement développé sont plus observés en pentes faibles (modèle B et C), cela se traduit qu'en faibles pentes, les marches des modèles B et C amortissent les chutes libres de la nappe par l'effet de la macro-rugosité, alors qu'en fortes pentes, l'effet de la macro-rugosité diminue, la déviation du jet augmente, et la formation du ressaut hydraulique à l'aval est donc partiel. On peut dire que jusqu'à un débit moyen, les écoulements en nappe avec un ressaut hydraulique partiellement développé sont observés dans les canaux en marches d'escalier en fortes pentes.

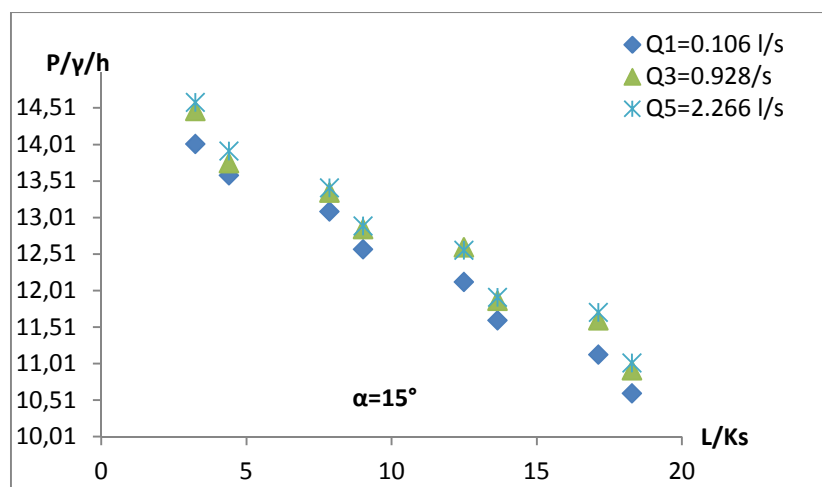
Sur le modèle A en fortes pentes, l'écoulement très turbulent apparaît pour des débits importants, cela s'explique par le fait que l'effet de la pente l'emporte devant celui du débit.

La figure IV.14 donne la variation du rapport  $dc/h$  en fonction de la pente du canal.

Il en ressort de cette figure les limites des différents régimes d'écoulement dans les canaux en marches d'escalier.

### IV.2.2.2 Evaluation des pressions

Les figures (IV.15÷17) représentent la répartition des pressions en fonction du  $L/Ks$  pour chaque modèle, et pour la pente  $\alpha = 15^\circ$  dans les différents débits.



**Figure IV.15** : Répartition des pressions en fonction du  $L/Ks$  dans le Modèle A (12x6x7.5).

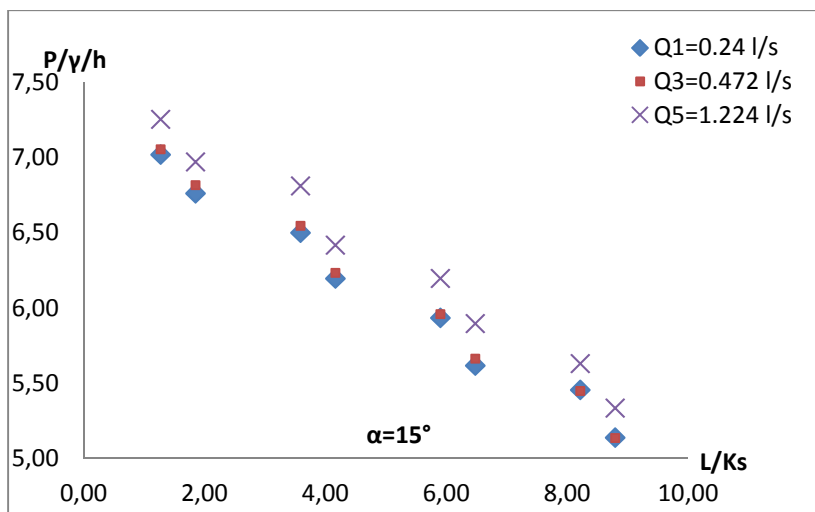


Figure IV.16 : Répartition des pressions en fonction du L/Ks dans le Modèle B (6x12x7.5)

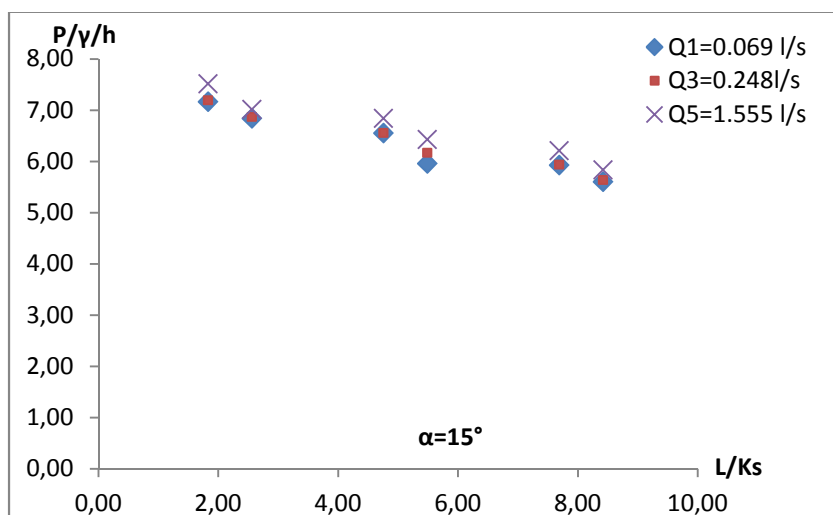


Figure IV.17 : Répartition des pressions en fonction du L/Ks dans le Modèle C (12x12x7.5).

L'analyse des figures (IV.15 ÷ IV.17) cités précédemment, permet de montrer que :

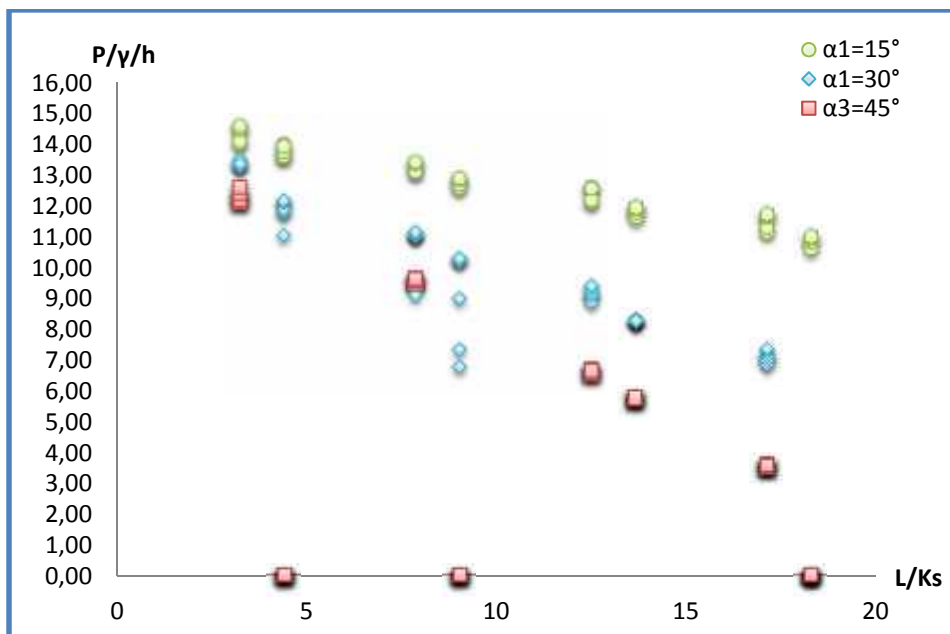
- L'évolution des courbes de pression est décroissante le long du canal, à cause de l'effet de perte de charge. Les valeurs des pressions maximales et minimales dans les trois modèles (pour  $\alpha = 15^\circ$ , et pour un débit maximum  $Q_{max}$ ) se résument dans le tableau suivant :

**Tableau IV.5 :** Valeurs des pressions maximales et minimales dans les trois modèles

$\alpha=15^\circ$			
	$Q_{max}(l/s)$	$(P/\gamma h)_{max}$	$(P/\gamma h)_{min}$
Modèle A	2.266	14.58	11.02
Modèle B	1.224	7.25	5.33
Modèle C	1.555	7.52	5.83

- Si le débit augmente ; la section mouillée est grande, et donc la vitesse augmente, la pression démunie.

Les figures (IV.18÷20) représentent la répartition des pressions en fonction du L/Ks pour les trois modèles, et dans les trois pentes ( $\alpha=15^\circ$ ,  $\alpha=30^\circ$ ,  $\alpha=45^\circ$ ).



**Figure IV.18 :** Les relevés des pressions dans le modèle A (12cm x 6cm x 7.5cm)

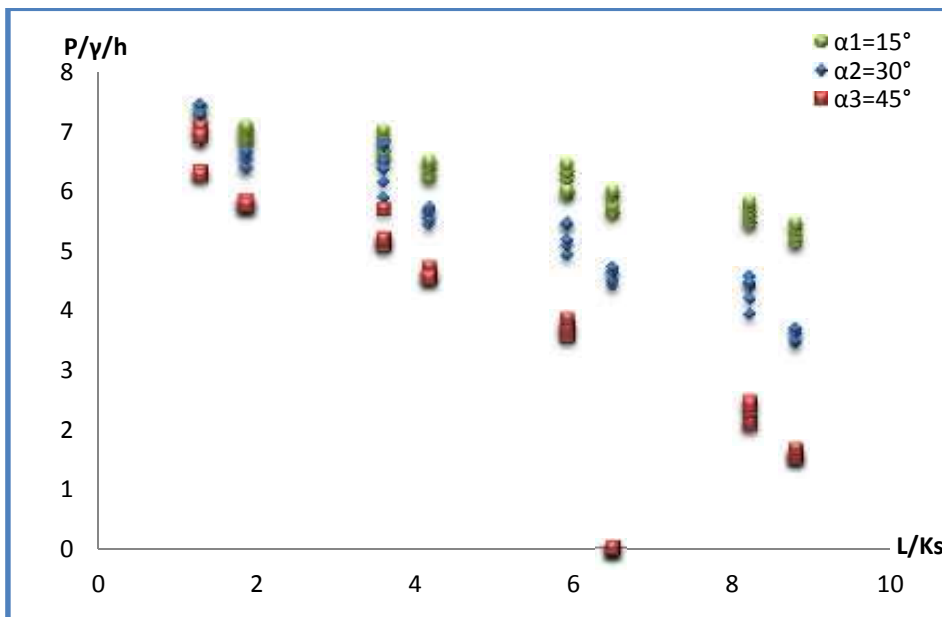


Figure IV.19 : Les relevés des pressions dans le modèle B (6cm x 12cm x 7.5cm)

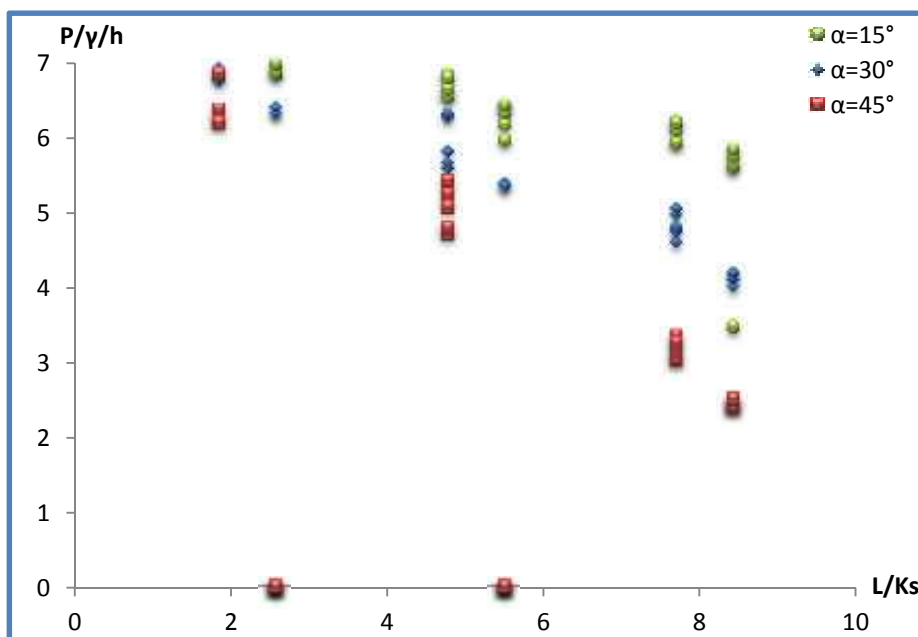
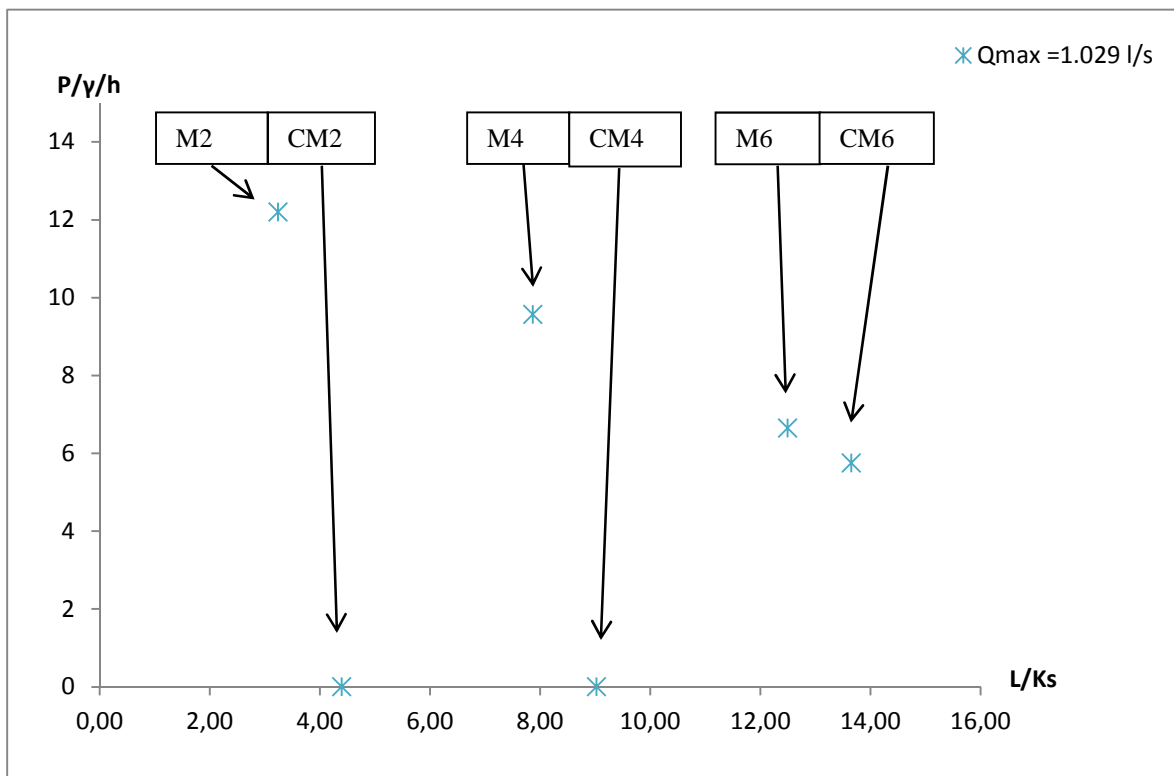


Figure IV.20: Les relevés des pressions dans le modèle C (12cm x 12cm x 7.5cm).

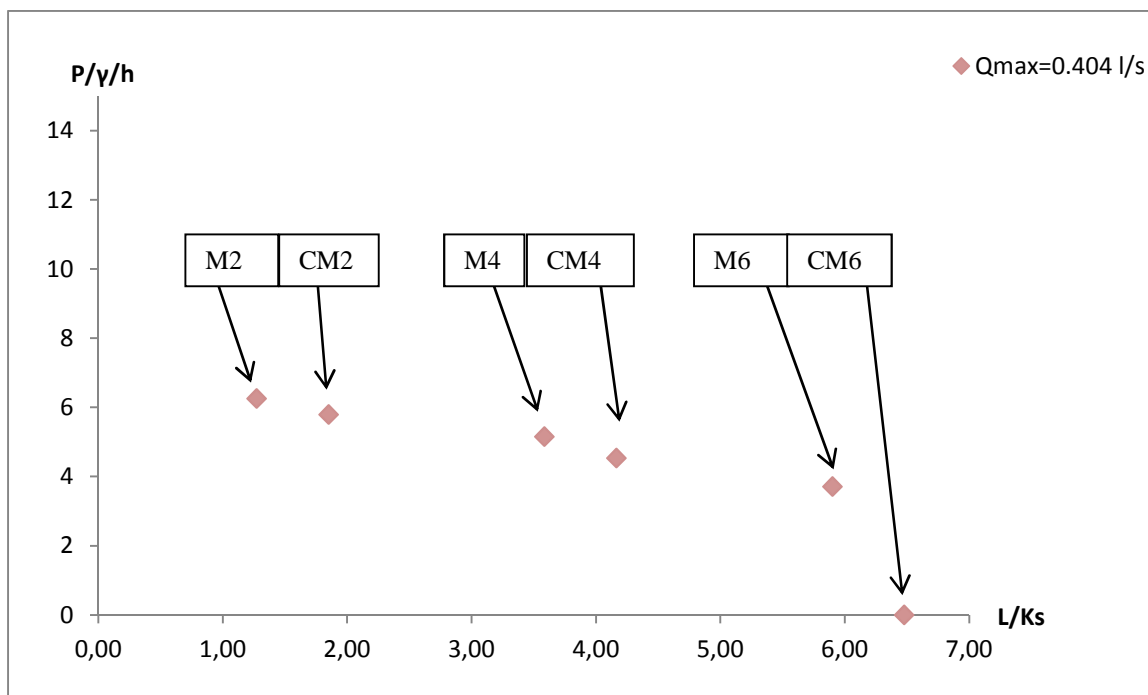
L'analyse des figures (IV.18 ; IV.20), permet de montrer que :

- Pour la diminution de la pente la pression augmente.

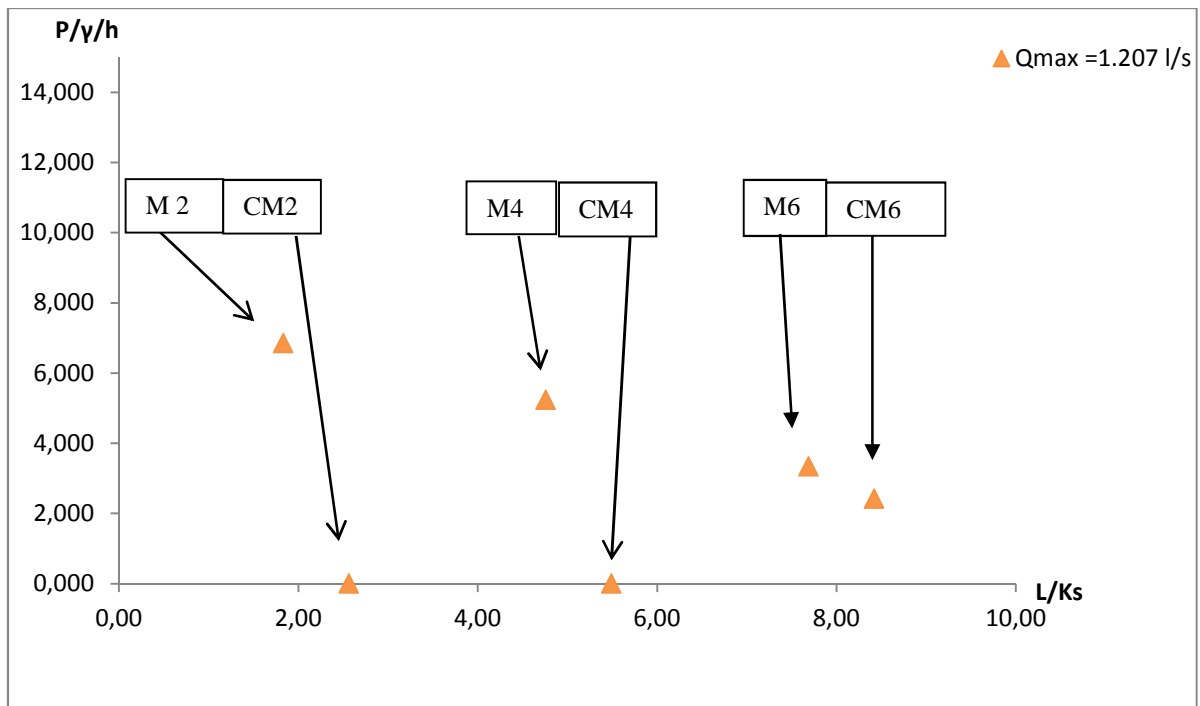
Les figures (IV.21÷23) représentent les relevés des pressions sur les trois modèle dans les marches et les contres marches 2 ; 4;6, pour un débit maximal dans la pente =45°.



**Figure IV.21 :** Les relevés des pressions dans le modèle A dans les marche et les contres marches 2 ; 4 ; 6 pour un débit maximal  $Q_{max}=1.029$  l/s et pour  $\alpha=45^\circ$



**Figure IV.22 :** Les relevés des pressions dans le modèle B dans les marche et les contres marches 2 ; 4;6 pour un débit maximal  $Q_{max}=0.404$  l/s et pour  $\alpha=45^\circ$



**Figure IV.23 :** Les relevés des pressions dans le modèle C dans les marche et les contres 2 ; 4 ; 6 pour un débit maximal  $Q_{max}=1.207$  l/s et pour  $\alpha=45^\circ$ .

- Dans les trois modèles, (Figure IV.21÷IV.23), on a trouvé que les pressions sur les marches 2,4,6 sont plus grandes que celle observées sur les contres marches. Ce résultat est dû à l'effet de l'impact du jet sur la marche; alors sur la contre marche, il y a un décollement du jet qui par conséquent, se crée un vide au-dessous de la nappe, engendrant une pression absolue au-dessous de la pression atmosphérique (dépression). Les valeurs des pressions sur les marches et les contres marches dans les trois modèles (pour  $\alpha=45^\circ$ , et pour un débit maximum  $Q_{max}$ ) se résument dans le tableau suivant:

**Tableau IV.6 :** Valeurs des pressions sur les marches et les contres marches dans les trois modèles

	$(P/ \gamma h)_M$	$(P/ \gamma h)_{CM}$
Modèle A (M4)	9.56	0
Modèle B (M6)	3.71	0
Modèle C (M4)	5.24	0

Où :

M : marche ; CM : contre marche.

Les figures (IV.24÷26) représentent la répartition des pressions sur les trois modèle pour différent débit (minimum, moyen, maximum), pour la pente  $\alpha=45^\circ$ .

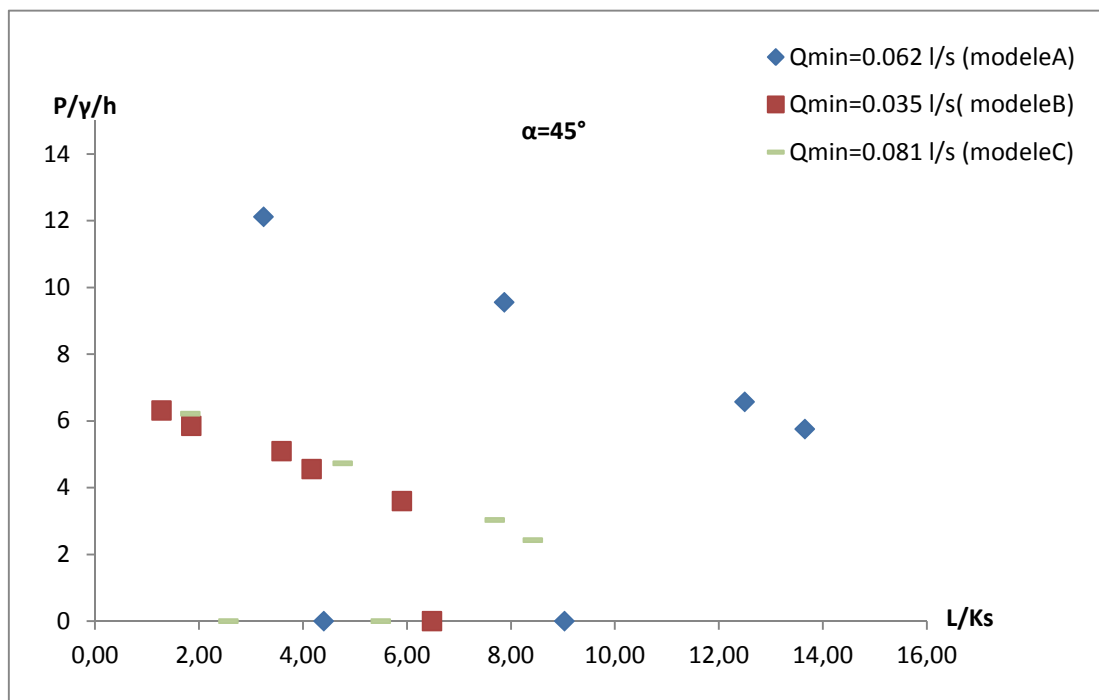


Figure (IV.24) : Répartition des pressions en fonction du L/Ks dans les modèles A, B et C pour un débit minimum.

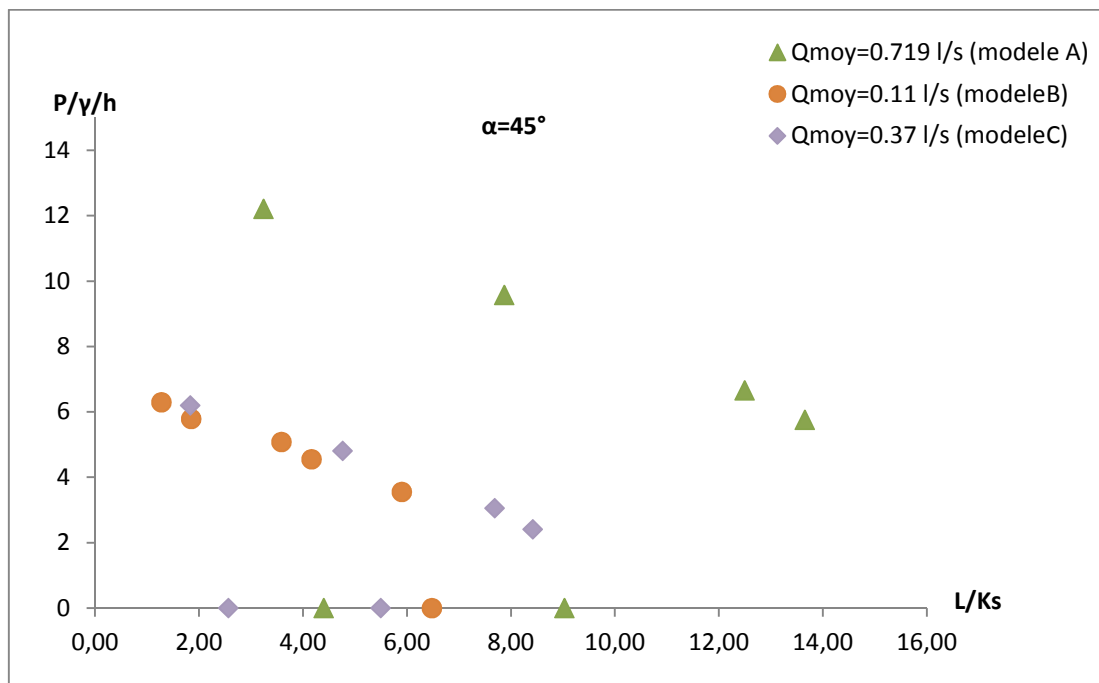
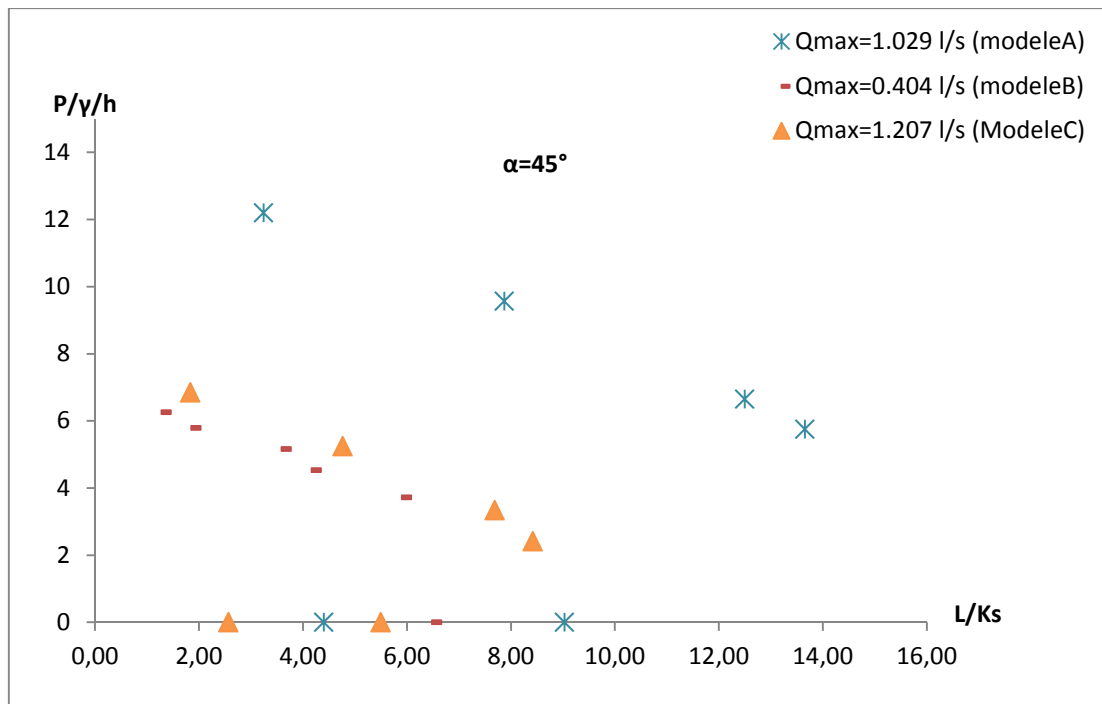


Figure (IV.25) : Répartition des pressions en fonction du L/Ks dans les modèles A, B et C pour un débit moyen.



**Figure (IV.26) :** Répartition des pressions en fonction du L/Ks dans les modèles A, B et C pour un débit maximum.

Les résultats dans les (Figure24÷26), montrent que :

- Les grandes pressions sont apparues dans le modèle A, que celle dans les modèles B et C.
- Pour les fortes pentes avec des forts débits on a des pressions nulles (dépression) qui s’explique par la présence des vides causés par les sauts des jets. Cet événement détermine, un potentiel de risque de cavitation pour la région supérieure de l’évacuateur.
- Les valeurs des dépressions sur les contres marches dans les trois modèles (pour  $\alpha=45^\circ$ , et pour un débit maximum  $Q_{max}$ ) se résument dans le tableau suivant:

**Tableau IV.7 :** Valeurs des dépressions sur les contres marches dans les trois modèles

$\alpha=45^\circ$				
	CM2	CM4	CM6	Observations
Modèle A	0	0	5.75	risque de cavitation dans CM2 et CM4
Modèle B	5.79	4.53	0	risque de cavitation dans CM6
Modèle C	0	0	2.42	risque de cavitation dans CM 2 et CM4

## Conclusion

La variante  $h/l=2$  (modèle B) est la moins risquée, quant au phénomène de la cavitation; par contre, la variante  $h/l=0.5$  (modèle A) et la variante  $h/l=1$  (modèle C), sont les plus affectées par le risque d'érosion (cavitation).

### IV.2.2.3. Dissipation d'énergie

#### a) Dissipation d'énergie des écoulements en nappe

La dissipation d'énergie dans les écoulements en nappe se fait en trois phases :

- Déflexion ou déviation du jet
- L'impact du jet sur la face de la marche
- Dans le ressaut hydraulique.

#### ✓ Méthodologie de l'expérimentation

La dissipation d'énergie a été mesurée comme suite:

- ◆ On mesure la hauteur du déversoir  $H_{dev}$  ;
- ◆ On mesure le tirant d'eau à l'amont du déversoir  $d_{am}$  ;
- ◆ On mesure le tirant d'eau à l'amont du ressaut au pied du déversoir  $d_{av}$ .

La charge initiale totale de l'écoulement au-dessus du seuil  $H_{am}$  est donnée par:

$$H_{am} = H_{dev} + d_{am}$$

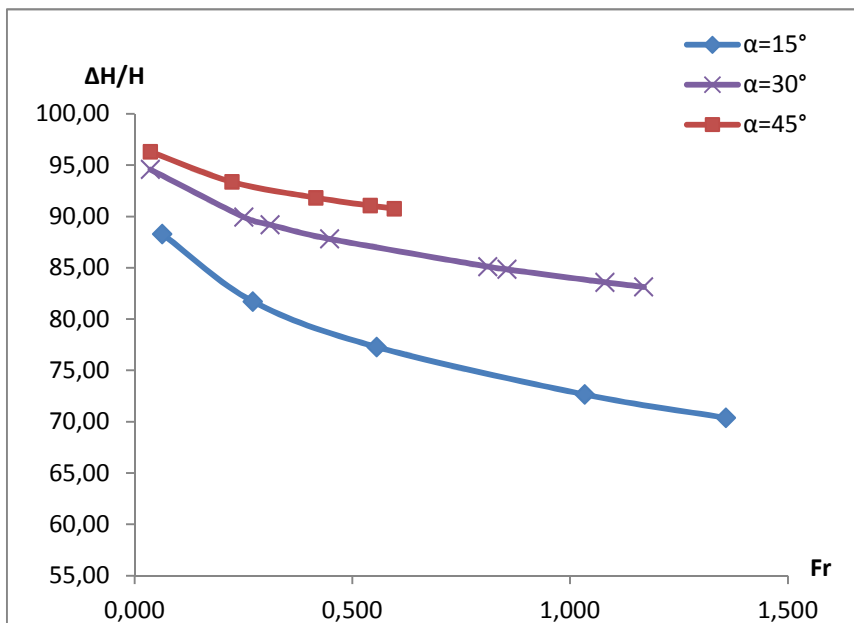
La charge résiduelle  $H_{av}$  au pied du déversoir est exprimée par:

$$H_{av} = d_{av} + \frac{V^2}{2g}$$

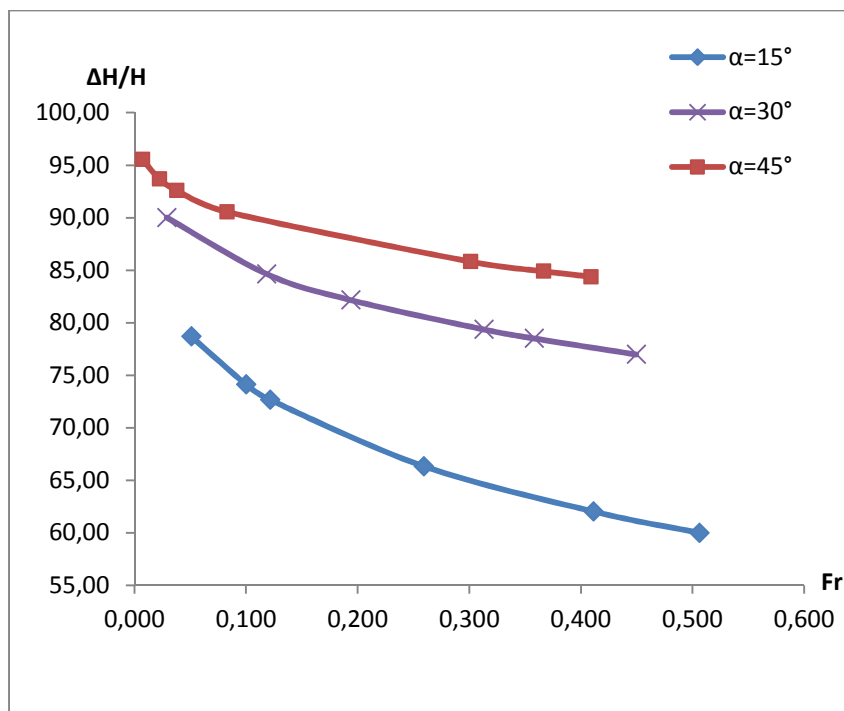
Où  $V$ : vitesse d'écoulement dans la section considérée.

Enfin, l'énergie de dissipation se déduit à partir de la différence entre la charge totale à l'amont et la charge résiduelle:  $H_{am} - H_{av}$ .

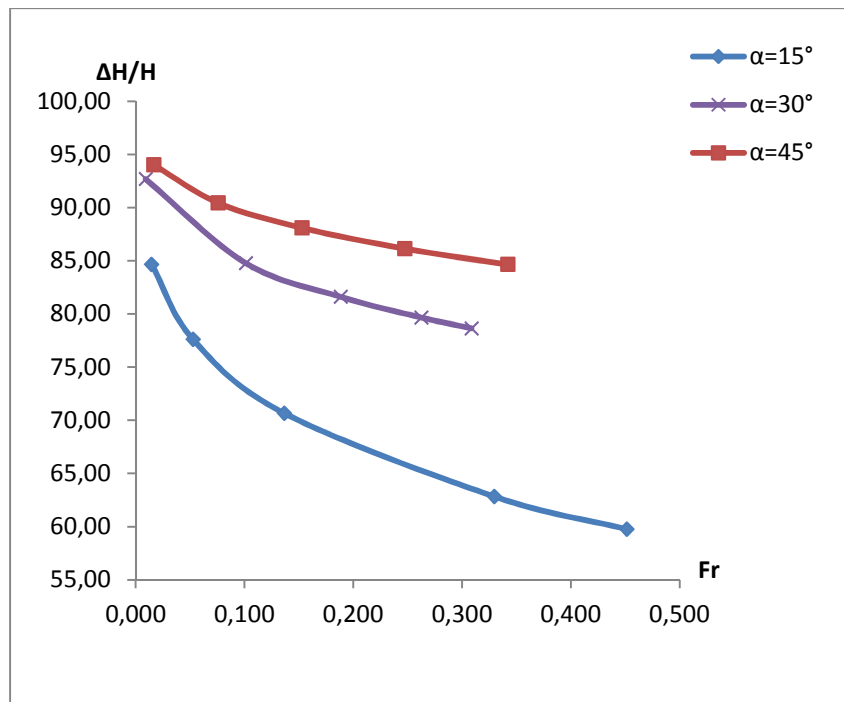
Les figures (IV.27-IV.29) montrent l'évolution de la dissipation d'énergie relative en fonction de nombre de Froude dans les trois modèles A, B et C et pour les trois pentes.



**Figure IV.27 :** Variation de la dissipation d'énergie en fonction de nombre de Froude (écoulements en nappe) dans le modèle A.



**Figure IV.28 :** Variation de la dissipation d'énergie en fonction de nombre de Froude dans le modèle B pour les différentes pentes.



**Figure IV.29** : Variation de la dissipation d'énergie en fonction de nombre de Froude dans le modèle C pour les différentes pentes.

Les figures (IV.27÷IV.29) représentent nos résultats expérimentaux concernant la dissipation d'énergie dans le régime d'écoulement en nappe. Ces figures montrent la variation de la dissipation d'énergie relative en fonction de nombre de Froude dans les modèles A, B et C respectivement. On s'aperçoit que la variation de la dissipation d'énergie relative pour une pente donnée est décroissante pour une augmentation du débit. Aussi, on peut constater que :

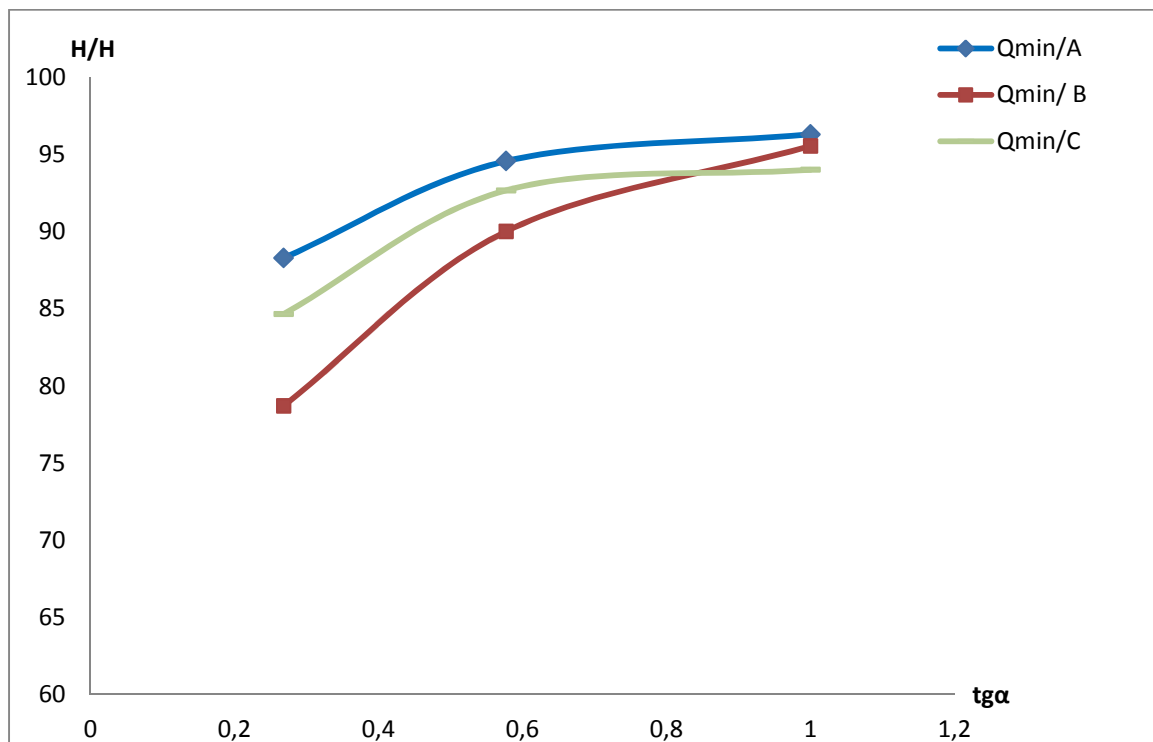
- Les grandes pentes ( $30^\circ$  et  $45^\circ$ ) engendrent les grandes énergies de dissipation. Le résultat est dû, à ce que les grandes pentes favorisent des ressauts hydrauliques pleinement et partiellement développés. Par contre la faible pente ( $15^\circ$ ), crée seulement écoulements en nappe sans ressaut.
- Dans les trois modèles, et pour les trois pentes, on a observé pour les faibles débits des ressauts hydrauliques pleinement développé. Tan disque les moyens et grands ont montré des ressauts hydraulique partiellement développé .Cela prouve que les plus grande énergies sont apparus pour les faibles débits, et ce dans les trois modèles et les trois pentes .Ce résultat a été validé par plusieurs chercheurs, parmi lequel (**Chanson 1995**).

- Comme résultat, les valeurs minimales et maximales de la dissipation d'énergie dans les trois modèles sont présentées dans le tableau suivant :

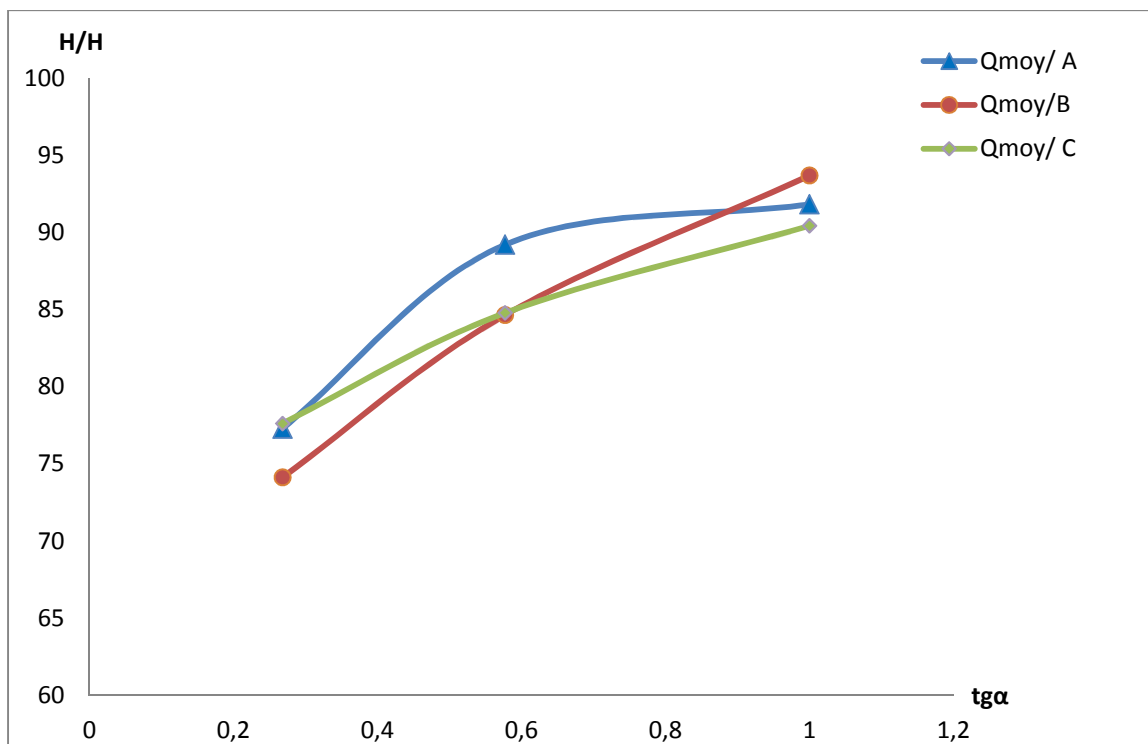
**Tableau IV.8 :** Les valeurs minimales et maximales de la dissipation d'énergie dans les trois modèles et pour les trois pentes

	$\alpha=15^\circ$		$\alpha=30^\circ$		$\alpha=45^\circ$	
	$(H/H)_{\min}$	$(H/H)_{\max}$	$(H/H)_{\min}$	$(H/H)_{\max}$	$(H/H)_{\min}$	$(H/H)_{\max}$
Modèle A	70.37	88.29	85.11	94.57	90.75	96.31
Modèle B	66.34	78.70	79.36	90.01	90.56	95.55
Modèle C	62.83	84.66	79.66	92.67	86.14	94.01

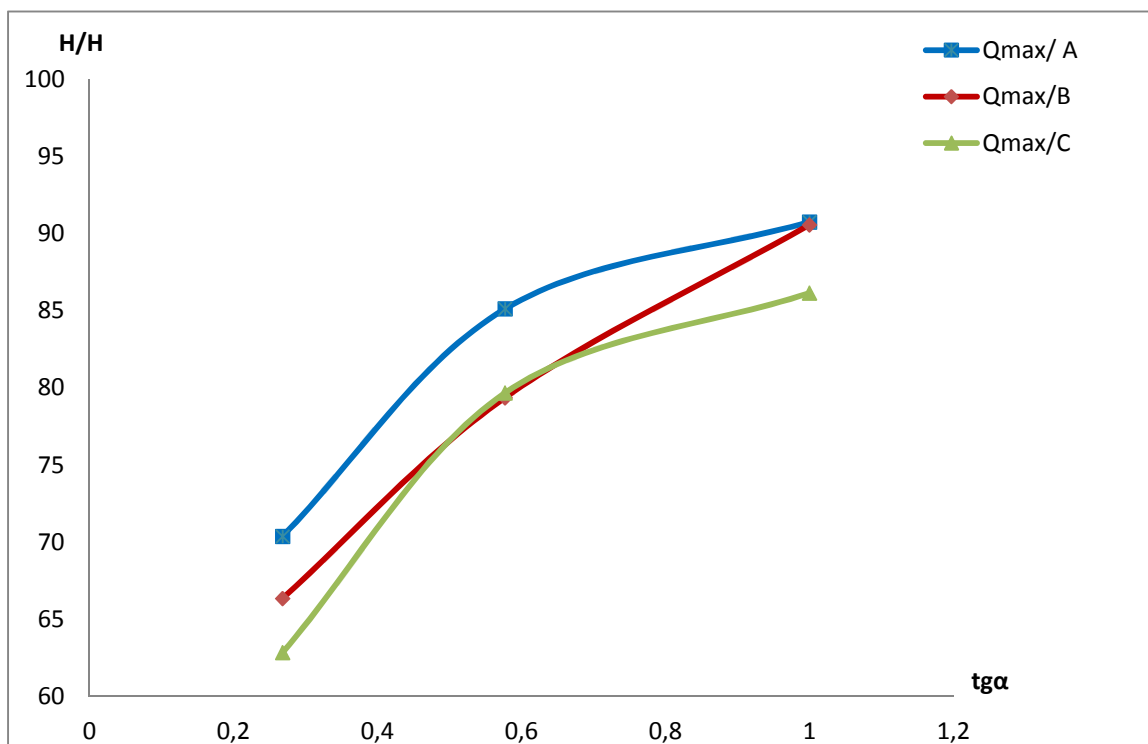
Les figures (IV.30÷IV.32), montrent l'évolution de la dissipation d'énergie relative en fonction de la pente du canal dans les trois modèles.



**Figure IV.30 :** Variation de la dissipation d'énergie en fonction des différentes pentes du canal ( $\alpha=15,30$  et  $45^\circ$ ) dans les modèles A; B et C pour un débit minimum.



**Figure IV.31:** Variation de la dissipation d'énergie en fonction des différentes pentes du canal ( $\alpha = 15, 30$  et  $45^\circ$ ) dans les modèles A; B et C pour un débit moyen.



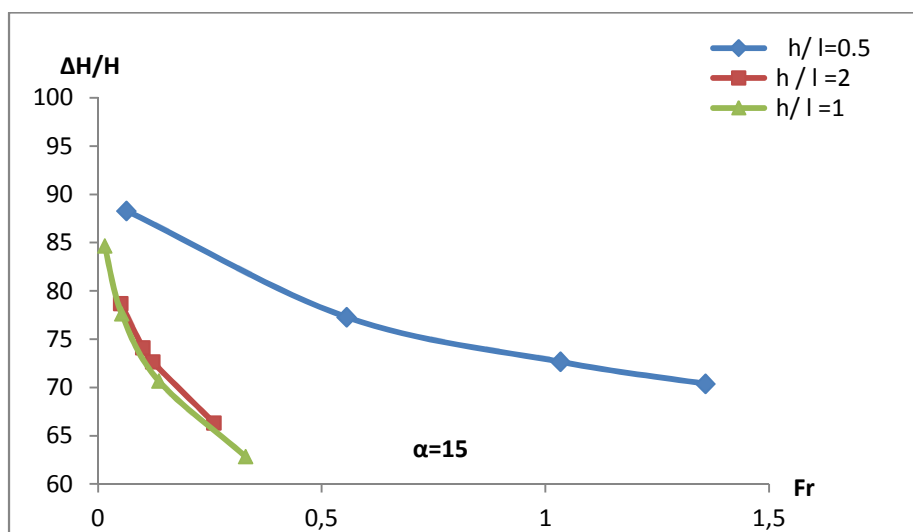
**Figure IV.32 :** Variation de la dissipation d'énergie en fonction des différentes pentes du canal ( $\alpha = 15, 30$  et  $45^\circ$ ) dans les modèles A; B et C pour un débit maximum.

- ❖ Pour la variation de la pente ; les plus grandes énergies de dissipation sont plutôt observés pour les grandes pentes.
- Pour un débit donné l'énergie de dissipation relative croît pour une augmentation de la pente dans les trois modèles. Ceci s'explique par l'augmentation de la pente du canal qui influe premièrement sur l'augmentation de la hauteur du déversoir ( $H_{dev} = L \sin\alpha$ ), et deuxièmement sur l'augmentation de la déviation du jet dans l'air. Plus l'angle de déviation est grand, et plus la dissipation est grande. Par exemple pour un débit maximum ( $Q_{max}$ ), les valeurs de la dissipation d'énergie dans les trois modèles sont résumées dans le tableau suivant :

**Tableau IV.9 :** Les valeurs croissantes de la dissipation d'énergie pour les différentes pentes et dans les trois modèles

	H/H % ( $\alpha=15^\circ$ )	H/H % ( $\alpha=30^\circ$ )	H/H % ( $\alpha=45^\circ$ )
Modèle A	70.37	85.11	90.75
Modèle B	66.34	79.36	90.56
Modèle C	62.83	79.66	86.14

Les figures (IV.33÷IV.35), montrent la comparaison de l'évolution de la dissipation d'énergie relative en fonction de nombre de Froude pour les différentes pentes du canal, et pour les trois variantes :  $h/l=0.5$ ,  $h/l=2$  et  $h/l=1$



**Figure (IV.33) :** Variation de la dissipation d'énergie en fonction du nombre de Froude dans les modèles A, B et C.

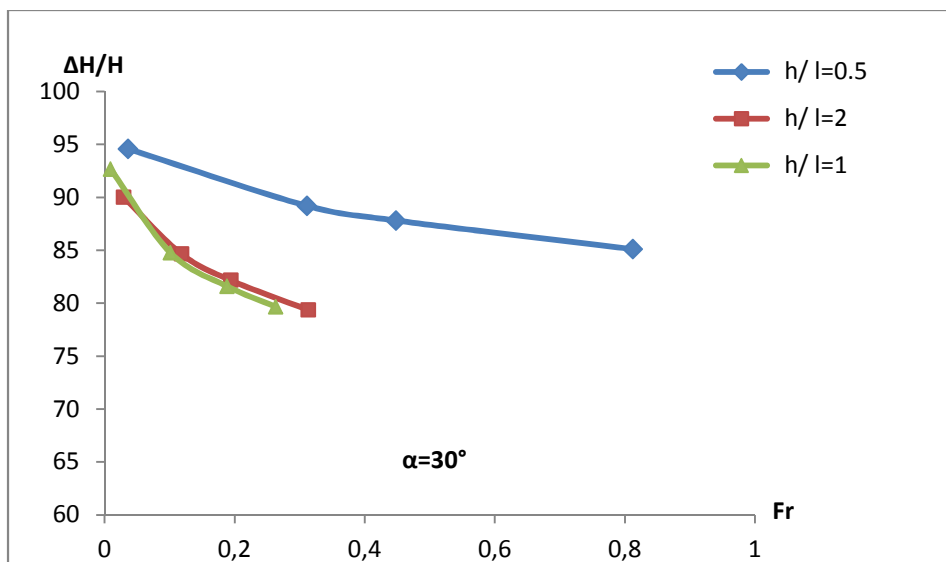


Figure (IV.34) : Variation de la dissipation d'énergie en fonction du nombre de Froude dans les modèles A, B et C.

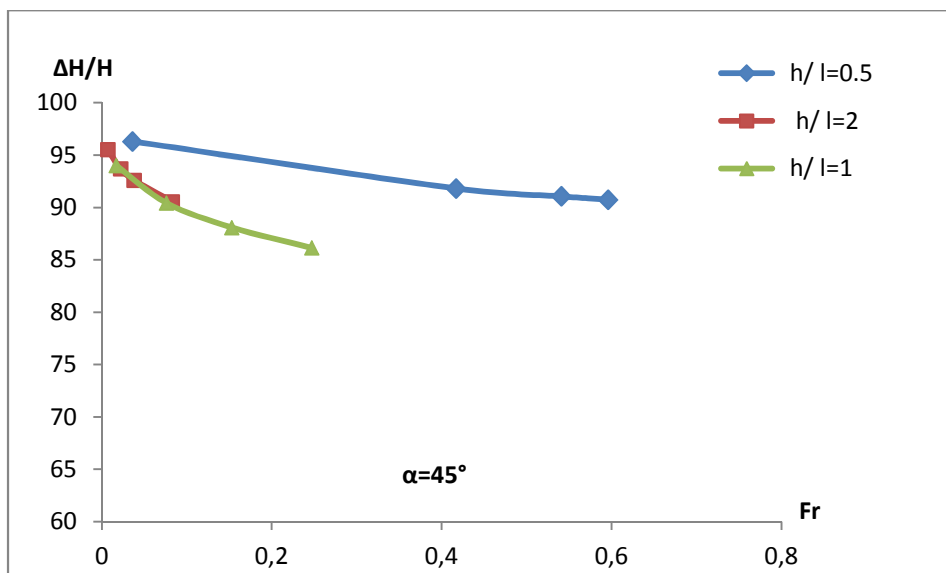


Figure (IV.35) : Variation de la dissipation d'énergie en fonction du nombre de Froude dans les modèles A, B et C.

L'analyse sur les figures citées précédemment, permet de montrer que :

- ❖ Pour les faibles débits les énergies dissipées dans les trois variantes ont des valeurs rapprochées. Alors que, pour les grands débits, la dissipation d'énergie dans le modèle A est plus grande que les modèles B et C. Comme résultat on a par exemple :

**Pour  $\alpha=45^\circ$** , et pour des débits minimum ( $Q_{\min}$ ), on a :

Modèle A :  $H/H=96.31\%$  ; Modèle B :  $H/H= 95.55 \%$  ; Modèle C :  $H/H=94.01\%$

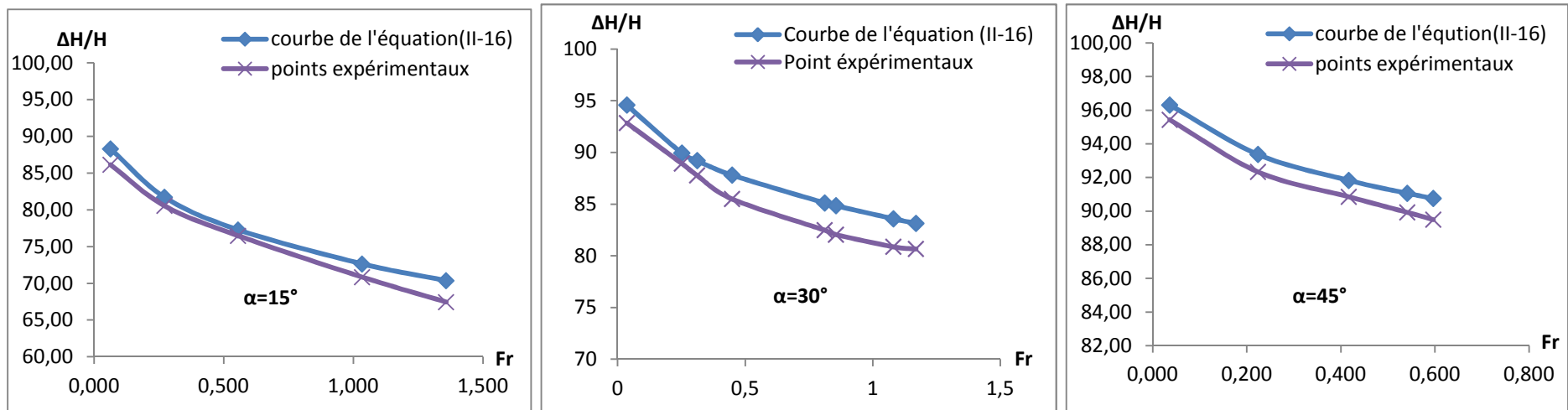
- ❖ Les valeurs croissantes de débits, donnent une grande dissipation d'énergie dans le modèle A, que celles observées dans les modèles B et C. Aussi, pour tous les débits, valeurs de dissipation d'énergie, dans les modèles B et C sont confondues .Par exemple, pour la pente  $\alpha=30^\circ$ , et pour des débits maximum ( $Q_{\max}$ ), on a :

Modèle A :  $H/H=85.11\%$  ; Modèle B :  $H/H= 79.36\%$  ; Modèle C :  $H/H= 79.66\%$

- ❖ Dans la variante  $h/l=0.5$ , où la marche est double de la contre marche, le long espace de la marche relativement à la profondeur de la contre marche, favorise plutôt de ressauts pleinement développés; qui par conséquent engendre plus de dissipation d'énergie dans le modèle A.
- ❖ Dans les variantes  $h/l=1$  et  $h/l=2$ , où la contre marche est profonde, la dissipation d'énergie est donc dominée par l'impact du jet que celle du ressaut; ce qui justifié bel et bien les faibles énergies.

**b) Comparaison de la dissipation d'énergie avec les modèles empiriques**

Dans ce qui suit (figures 36÷39), on a procédé à comparer la courbe expérimentale, avec celle du modèle empirique de Chanson (1995) courbe déduite à partir de la projection de nos expérimentations dans l'équation II-16 de Chapitre II.



**Figure IV.36 :** Comparaison de la dissipation d'énergie calculées et mesurées pour des différentes pentes dans le modèle A.

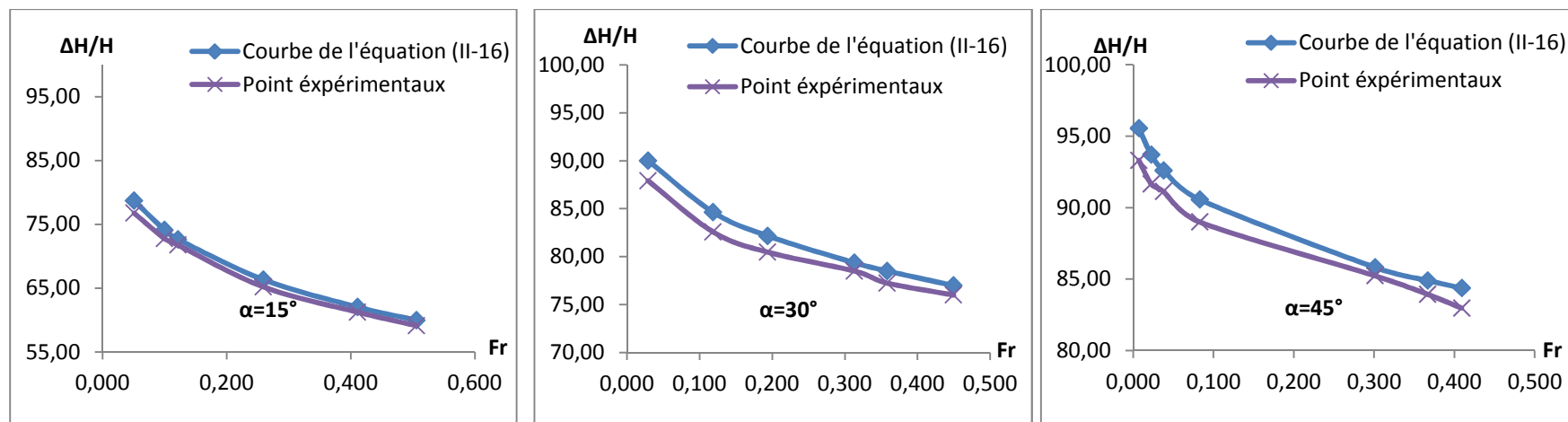


Figure IV.37 : Comparaison de la dissipation d'énergie calculées et mesurées pour des différentes pentes dans le modèle B.

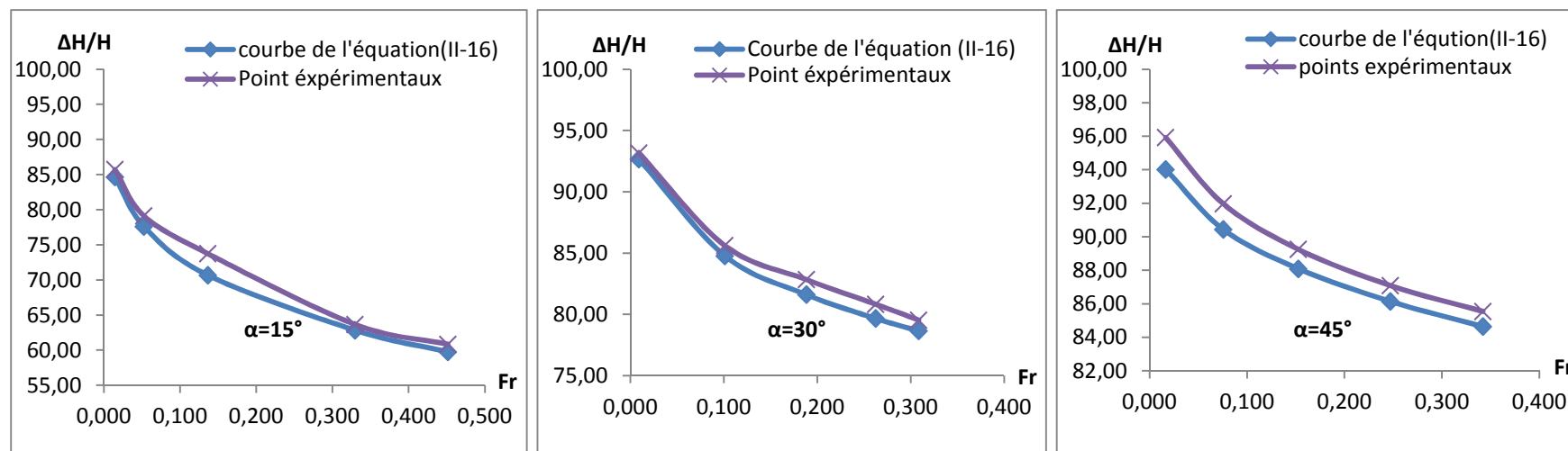
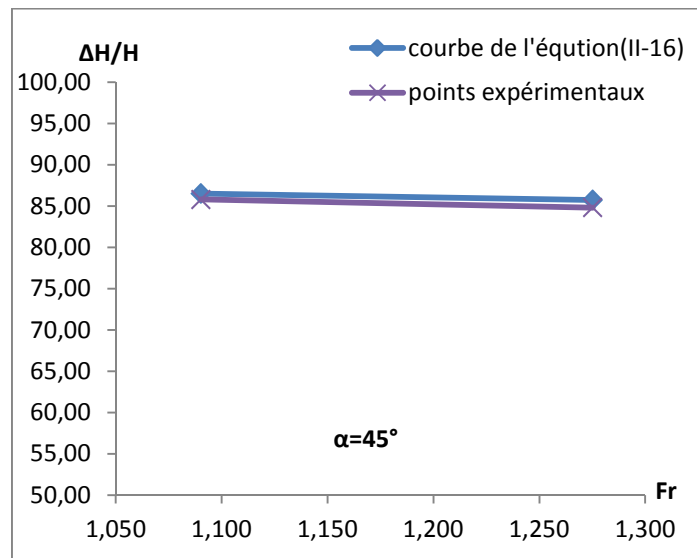


Figure IV.38 : Comparaison de la dissipation d'énergie calculées et mesurées pour des différentes pentes dans le modèle C.



**Figure IV.39** : Comparaison des dissipations d'énergie calculés et mesurés dans le modèle A (écoulement très turbulent).

**Remarque** : L'allure de courbe expérimentale des trois modèles pour les différents débits et pentes, se confond presque avec la courbe de l'équation empirique tracée par **Chanson**(1995).Ceci, montre l'exactitude de nos résultats expérimentaux, et du bon fonctionnement de l'expérimentation.

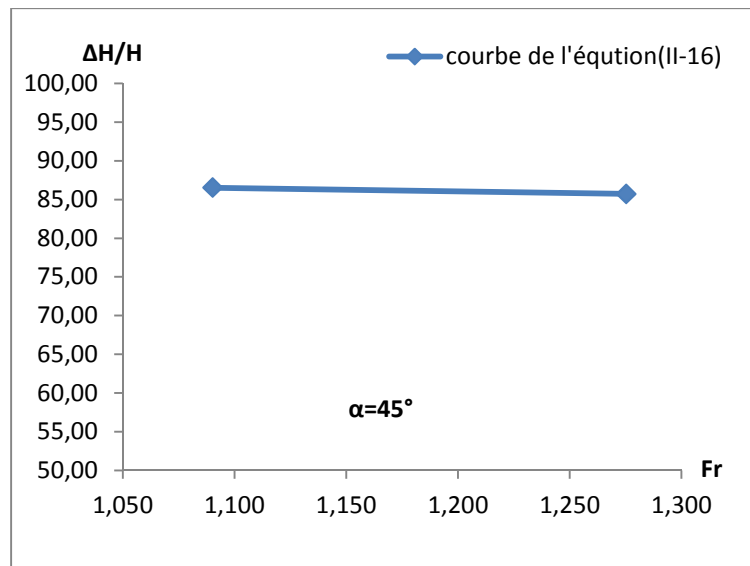
Comme résultat, l'erreur maximale entre les deux courbes, et donnée comme suite :

**Pour  $\alpha=15^\circ$** , on a :

Modèle A :  $(\Delta H/H) = 4.31\%$  ; Modèle B:  $(\Delta H/H) = 2.46\%$  ; Modèle C :  $(\Delta H/H) = 4.15\%$

### c) Dissipation d'énergie des écoulements très turbulents

La figure (IV.40) représente la variation de la dissipation d'énergie relative en fonction de nombre de Froude dans le modèle A , cette variation ne fait que décroître si on augmente le débit.



**Figure IV40:** Variation de la dissipation d'énergie en fonction de nombre de Froude dans le modèle A (écoulements très turbulents).

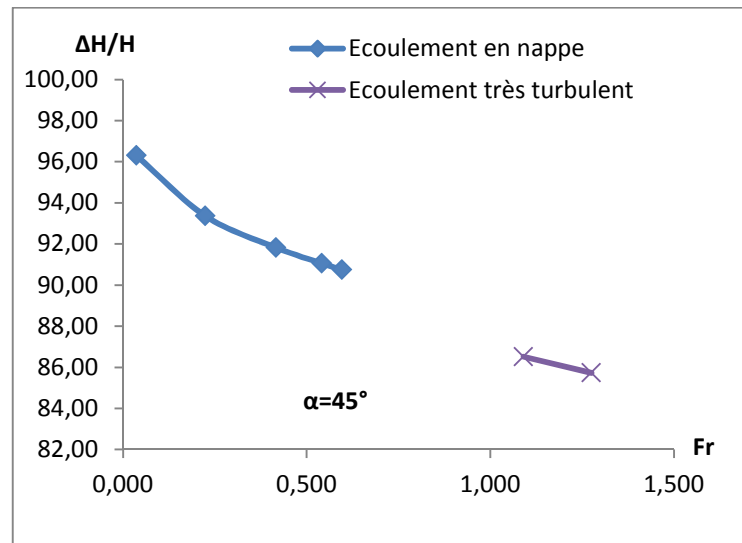
L'écoulement très turbulent n'a été observé que sur le modèle A et pour la pente du canal  $\alpha=45^\circ$ , et ce pour deux débits élevés.

- En se référant à la figure (IV.40), la chute de la dissipation d'énergie en fonction de nombre de Froude, nous permet de déduire que l'augmentation du débit engendre une croissance de la vitesse (énergie cinétique) plus vite que la croissance du tirant d'eau (énergie potentielle), ce qui provoque enfin une diminution de la dissipation d'énergie relative. Comme valeurs on a :

**Pour  $\alpha=45^\circ$  :**

Fr=1.090 :  $H/H = 86.52\%$  ; Fr = 1.272 :  $H/H = 85.73\%$

**d) Comparaison de la dissipation d'énergie entre les écoulements en nappe et très turbulents dans le modèle A**



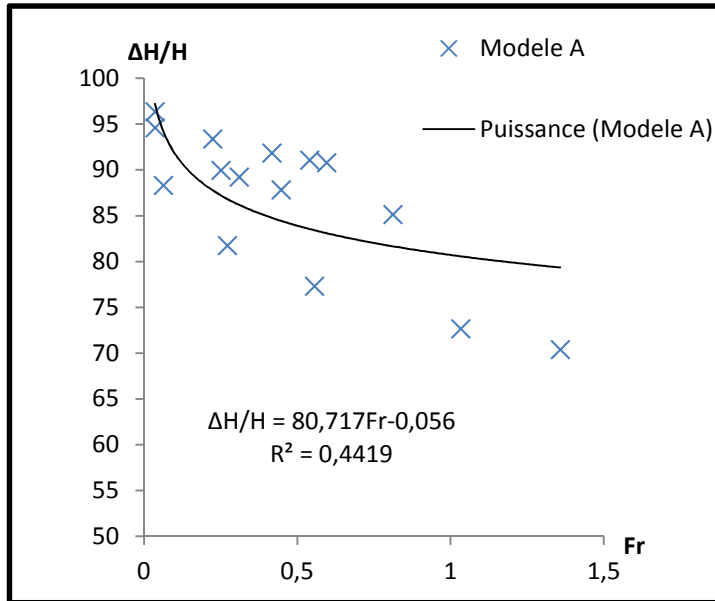
**Figure IV.41** : Détermination de la dissipation d'énergie en fonction de nombre de Froude sur l'écoulement en nappe et très turbulent dans le modèle A.

Les plus grandes valeurs d'énergies de dissipation sont obtenues sur les écoulements en nappe que sur les écoulements très turbulents, ceci est vérifiée par la figure (IV.41).

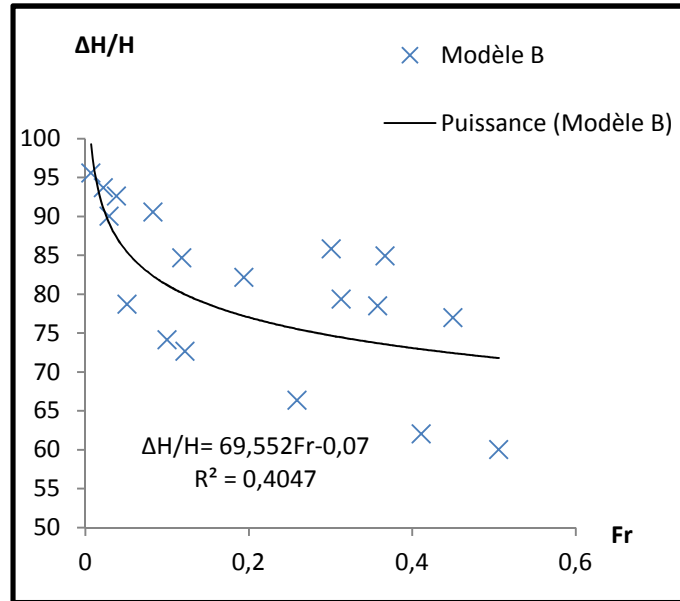
Donc, l'écoulement en nappe dissipe mieux que celui en régime turbulent, ce résultat a été approuvé par plusieurs chercheurs (Chanson, 1994). La figure IV.41, montre que les écoulements en nappe sont observés pour les faibles débits (faible nombre de Froude), alors que les grands débits (grand nombre de Froude) occasionnent des écoulements très turbulents. Comme des valeurs on a :

- Ecoulement en nappe :  $Fr = 0.036$  ;  $H/H = 96.31\%$
- Ecoulement très turbulent :  $Fr = 1.090$  ;  $H/H = 86.52\%$ .

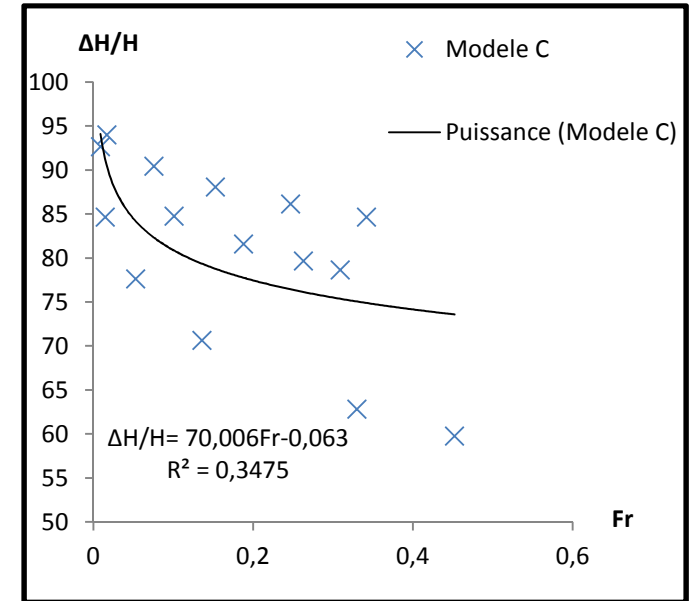
e) Détermination des formules empiriques pour la dissipation d'énergie



**Figure IV.42 :** Détermination de formules empiriques pour la dissipation d'énergie en fonction de nombre de Froude pour l'écoulement en nappe dans le modèle A.



**Figure IV.43 :** Détermination de formules empiriques pour la dissipation d'énergie en fonction de nombre de Froude pour l'écoulement en nappe dans le modèle B.



**Figure IV.44 :** Détermination de formules empiriques pour la dissipation d'énergie en fonction de nombre de Froude pour l'écoulement en nappe dans le modèle C.

Avec les points expérimentaux localisés sur les figures (IV.42 ; IV.43. IV.44) respectivement, on les ajuste par des courbes ayant Les équations suivantes:

❖ **Modèle A :**

$$\frac{\Delta H}{H} = 80.717(Fr)^{-0.056} \quad (IV.6)$$

L'équation (VI.6) valable pour :  $\left[ \begin{array}{l} 15^\circ \quad \alpha \quad 45^\circ \\ h/l = 0.5 \end{array} \right.$

❖ **Modèle B :**

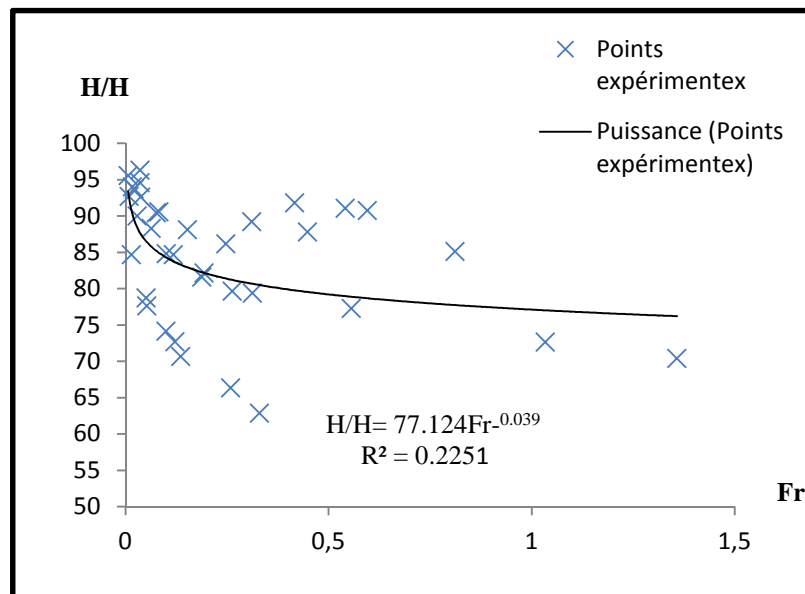
$$\frac{\Delta H}{H} = 69.552(Fr)^{-0.07} \quad (IV.7)$$

L'équation (VI.7) valable pour :  $\left[ \begin{array}{l} 15^\circ \quad \alpha \quad 45^\circ \\ h/l = 2 \end{array} \right.$

❖ **Modèle C :**

$$\frac{\Delta H}{H} = 70.006(Fr)^{-0.063} \quad (IV.8)$$

L'équation (VI.8) valable pour :  $\left[ \begin{array}{l} 15^\circ \quad \alpha \quad 45^\circ \\ h/l = 1 \end{array} \right.$



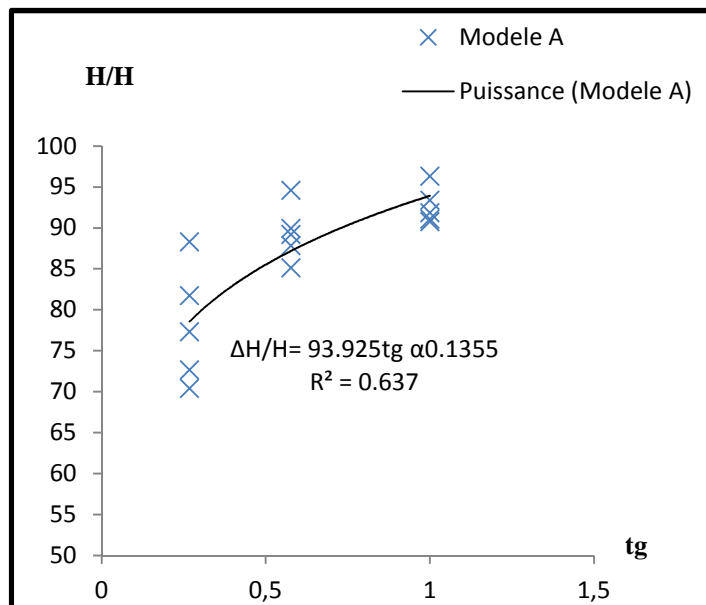
**Figure IV.45 :** Détermination de formules empiriques pour la dissipation d'énergie en fonction de nombre de Froude pour l'écoulement en nappe dans les trois modèles.

Avec les points expérimentaux localisés sur la figure (IV.45), on les ajuste par une courbe ayant l'équation suivante:

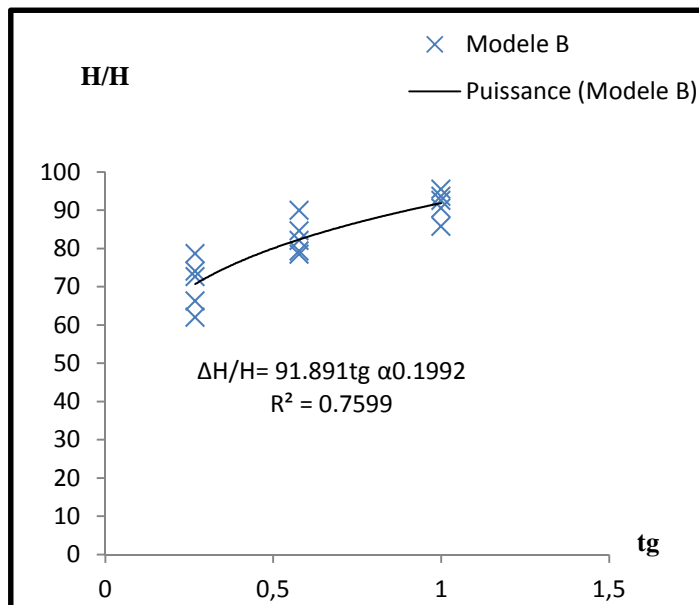
$$\frac{\Delta H}{H} = 77.124(Fr)^{-0.039} \quad (IV.9)$$

L'équation VI.6 est valable pour :

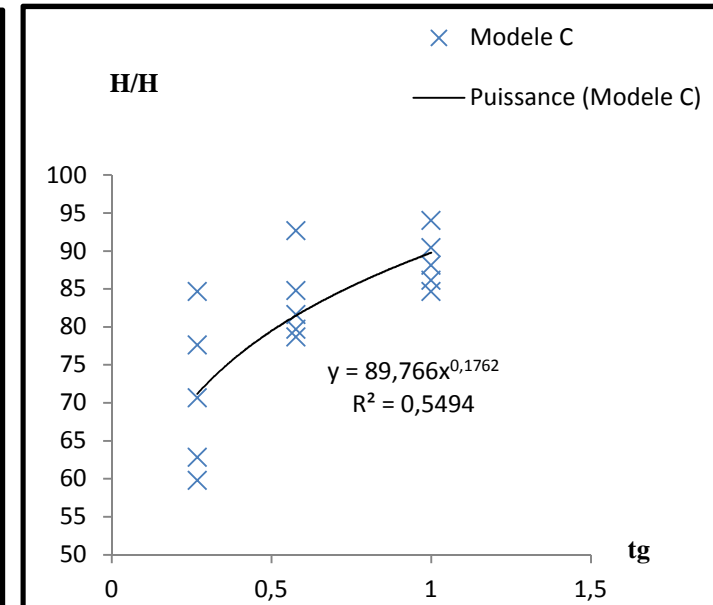
$$\left\{ \begin{array}{l} 15^\circ \quad \alpha \quad 45^\circ \\ 0.5 \quad h/l \quad 2 \end{array} \right.$$



**Figure IV.46:** Détermination de formules empiriques pour la dissipation d'énergie en fonction des différentes pentes du canal pour l'écoulement en nappe dans le modèle A.



**Figure IV.47 :** Détermination de formules empiriques pour la dissipation d'énergie en fonction des différentes pentes du canal pour l'écoulement en nappe dans le modèle B.



**Figure IV.48 :** Détermination de formules empiriques pour la dissipation d'énergie en fonction des différentes pentes du canal pour l'écoulement en nappe dans le modèle C.

Avec les points expérimentaux localisés sur les figures (IV.46 ; IV.47;IV.48), on les ajuste par une courbe ayant les équations suivantes:

❖ **Modèle A :**

$$\frac{\Delta H}{H} = 93.925(Fr)^{-0.1355} \quad \frac{\Delta H}{H} = 77.124(Fr)^{-0.039} \quad (\text{IV.10})$$

L'équation (IV.10) est valable pour  $\left\{ \begin{array}{l} 0.036 \leq Fr \leq 1.358 \\ h/l = 0.5 \end{array} \right.$

❖ **Modèle B :**

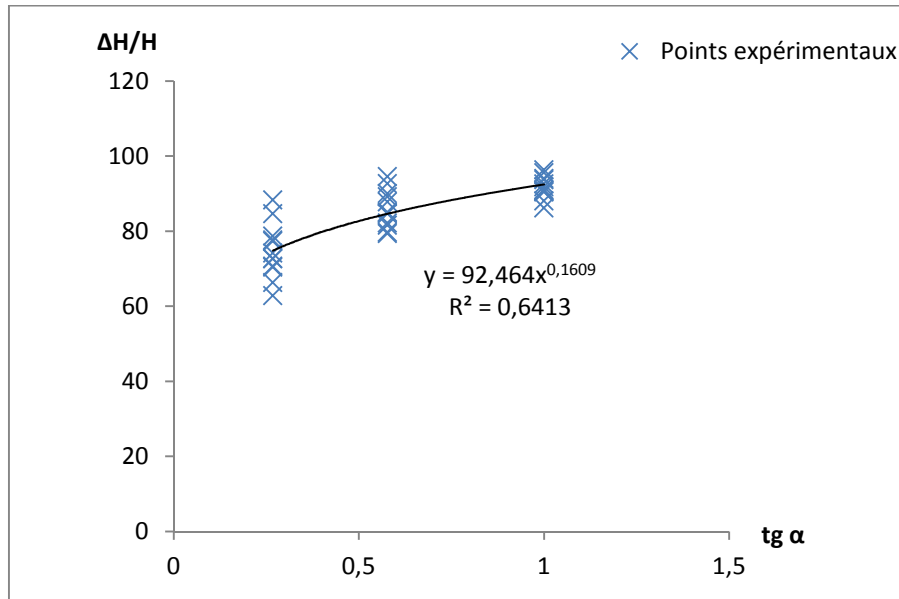
$$\frac{\Delta H}{H} = 91.891(Fr)^{-0.1992} \quad (\text{VI.11})$$

L'équation (IV.10) est valable pour :  $\left\{ \begin{array}{l} 0.007 \leq Fr \leq 0.411 \\ h/l = 2 \end{array} \right.$

❖ **Modèle C :**

$$\frac{\Delta H}{H} = 89.776(Fr)^{-0.1762} \quad (\text{VI.12})$$

L'équation (IV.10) est valable pour :  $\left\{ \begin{array}{l} 0.009 \leq Fr \leq 0.452 \\ h/l = 1 \end{array} \right.$



**Figure IV.49** : Détermination de formules empiriques pour la dissipation d'énergie en fonction des différentes pentes du canal pour l'écoulement en nappe dans les trois modèles.

Avec les points expérimentaux localisés sur la figure (IV.49), on les ajuste par une courbe ayant l'équation suivante:

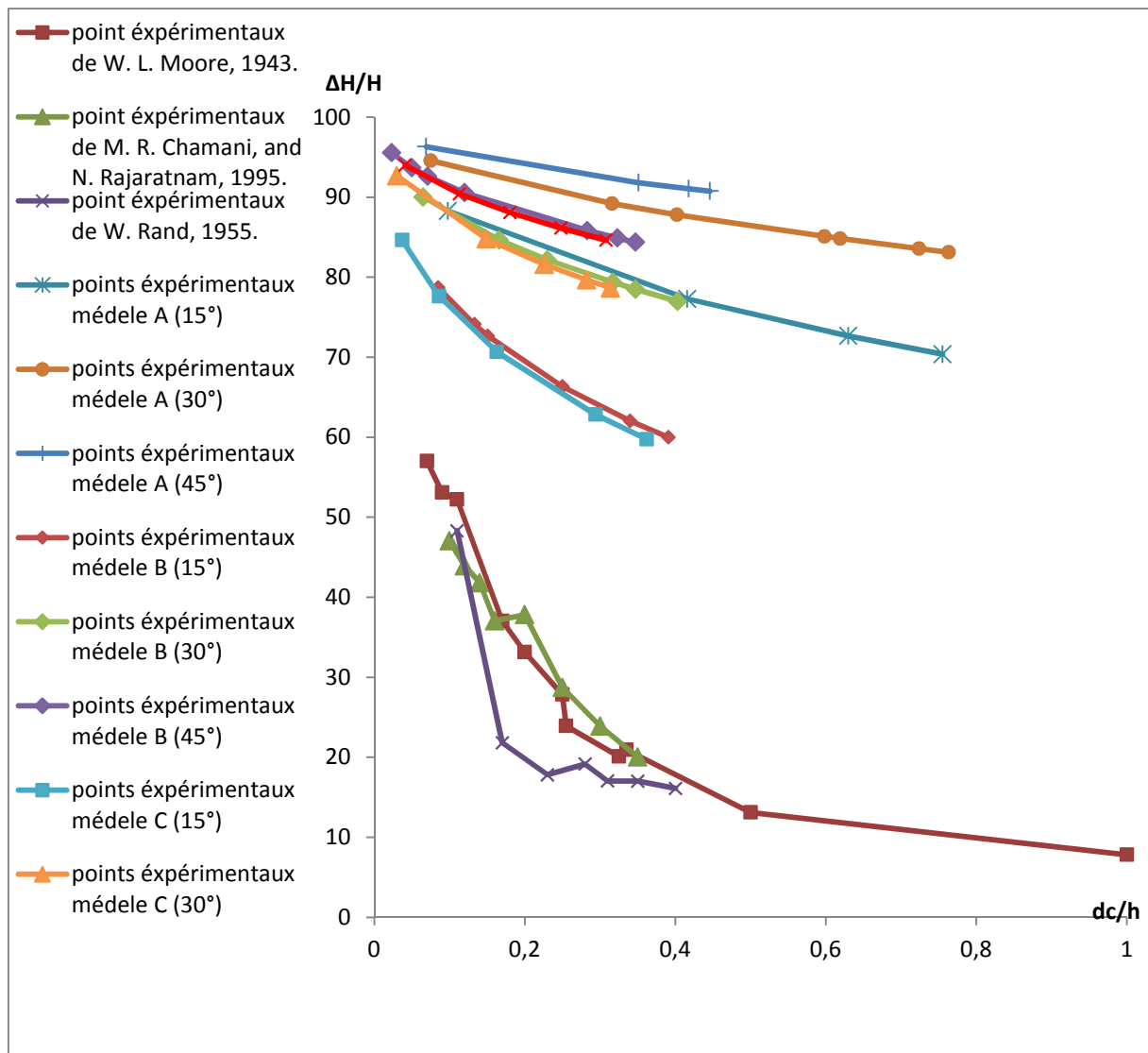
$$\frac{\Delta H}{H} = 92.464(Fr)^{-0.1609} \quad (\text{IV.13})$$

L'équation (IV.13) est valable pour

$$\left\{ \begin{array}{l} 0.007 \leq Fr \leq 1.358 \\ 0.5 \leq h/l \leq 2 \end{array} \right.$$

### f) Comparaison avec les différentes études de la dissipation d'énergie

Pour trouver l'exactitude de ce travail, nous allons comparer les résultats de la présente étude avec celles d'autres études trouvées dans la littérature. La figure (IV.50) montre cette section comparative.



**Figure IV.50 :** Comparaison du taux dissipation de l'énergie entre cette étude et autres des études W. L. Moore, 1943, M. R. Chamani, and N. Rajaratnam, 1995 et W. Rand, 1955.

- ❖ Dans l'ensemble, La Figure (IV.50) montre que la perte d'énergie à allure décroissante qui diminué avec l'augmentation en  $dc/h$  .Il y a un bonne accord entre la présente étude et celle de **Moore, Chamani, Rajaratnam** et **Rand** existent.

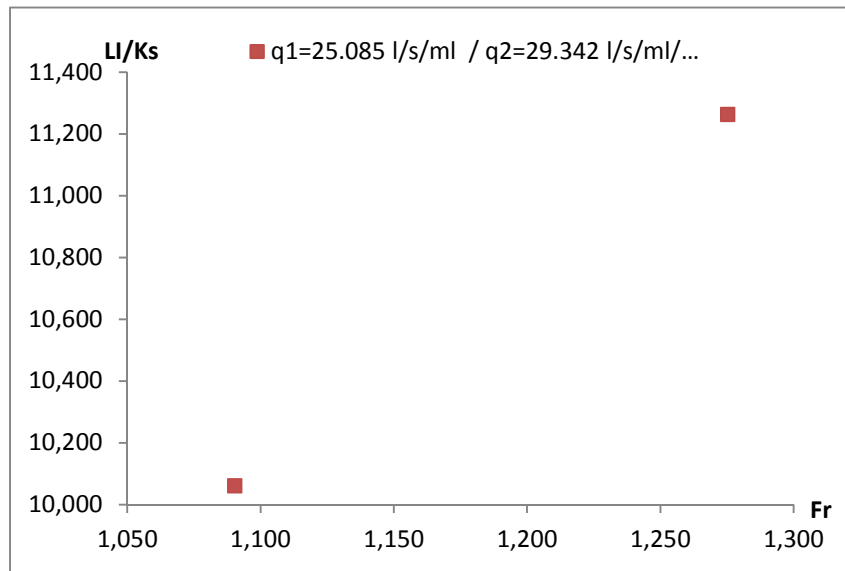
### g) Détermination du point d'inception

- Le point du début d'entraînement d'air est appelé "Point d'inception" ou "Point d'apparition de l'eau blanche". Donc la détermination de la position de ce point permet de déduire l'énergie résiduelle au pied du déversoir.
- La distance séparant le point d'incéption I et la crête du déversoir est donnée par Chanson (1994) :

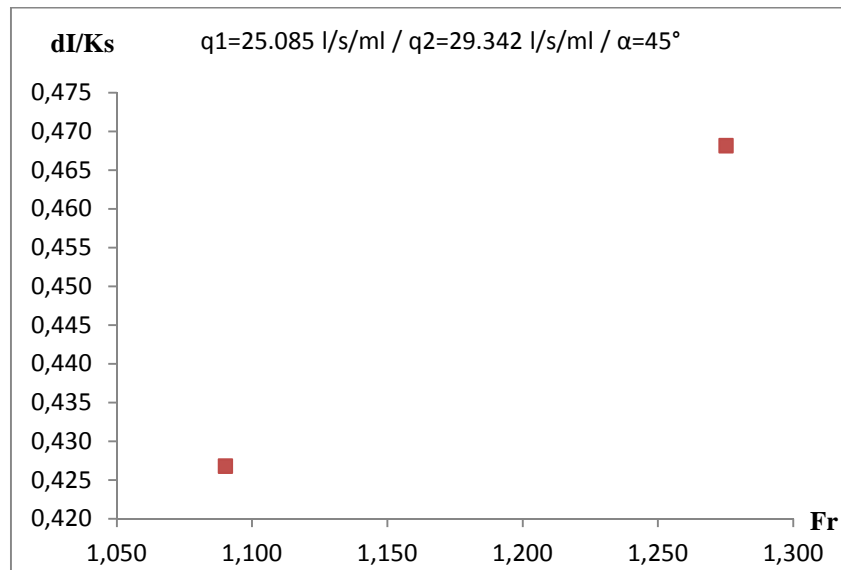
$$\frac{L_I}{k_s} = 9,72 F_r^{0,72} (\sin \alpha)^{0,08} \quad (\text{IV-14})$$

La profondeur d'eau au point d'inception est exprimée par Chanson (1994) :

$$\frac{d_I}{k_s} = \frac{0,40}{(\sin r)^{0,04}} F_r^{0,59} \quad (\text{IV-15})$$



**FigureIV.51** : Répartition de LI/Ks en fonction de nombre de Froude Fr dans le modèle A



**FigureIV.52** : Répartition de  $dI/Ks$  en fonction de nombre de Froude  $Fr$  dans le modèle A.

- La variation des rapports  $Li/Ks$  et  $dI/Ks$  en fonction du nombre de Froude (pour une pente donnée) est une fonction croissante

### IV.3 Conclusion

A travers les résultats obtenus, nous pouvons conclure que :

- Les écoulements dans les canaux en marches d'escalier sont les écoulements en nappe et turbulent. Les écoulements en nappe sont caractérisés par des ressauts hydrauliques pleinement et partiellement développés;
- Les dimensions des marches influencent la nature de l'écoulement;
- L'augmentation de la pente et du débit change la nature du phénomène hydraulique qu'est le ressaut;
- Les écoulements en nappe sont observés dans les trois modèles ; alors que les écoulements turbulents sont apparus que dans le modèle A, et pour deux débits seulement ( $\alpha=45^\circ$ ).
- L'apparition du ressaut hydraulique a dominé les trois modèles pour les différents débits et différentes pentes.
- Les ressauts hydrauliques pleinement développés ont été observés surtout dans le modèle B;

- Dans les trois modèles, les valeurs de pression en amont du canal sont beaucoup supérieures à celles enregistrées en pied de canal;
- La diminution de la pression le long de l'écoulement est due aux pertes de charges ou de pressions engendrées par le régime d'écoulement ( $Re$ ), et l'effet de la microrugosité;
- Les plus grandes pressions sont observées dans les plus faibles pentes;
- Les résultats obtenus montrent que dans le modèle A, B et C où l'écoulement en nappe, le champ de pression augmente dans les marches et diminue sur les contres marches. Cela est dû à l'effet de l'impact du jet sur la marche; et le décollement du jet sur la contre marche, qui par conséquent se crée un vide au-dessous de la nappe, engendrant une pression absolue au-dessous de la pression atmosphérique (dépression);
- Pour les trois modèles, les plus grandes pressions sont apparues dans le modèle A ( $h/l=0.5$ ), que les modèles B ( $h/l=2$ ) et C ( $h/l=1$ );
- Pour les fortes pentes avec des forts débits on a des pressions nulles ; qui s'explique par la présence des vides causées par les sauts de jets .Cet événement détermine un potentiel de risque de cavitation pour la région supérieure de l'évacuateur;
- La variante  $h/l=2$  (modèle B) est le moins risqué, quant au phénomène de la cavitation, par contre la variante  $h/l=0.5$  (modèle A) et la variante  $h/l=1$  (modèle C) sont les plus affectés par le risque d'érosion (cavitation);
- L'augmentation de la pression en fonction de débit pour une section donnée (plus débit augmente, la section mouillée augmente, ce qui résulte la pression élevée) ; et vis-versa;
- la dissipation d'énergie des écoulements en nappe est influencée par trois paramètres à savoir : la pente du canal, le débit et la géométrie des marches;
- L'augmentation du débit diminue le taux de dissipation;
- La plus grande énergie est dissipée dans les ressauts hydrauliques. Le ressaut hydraulique pleinement développé dissipe plus d'énergie que le ressaut partiellement;
- Les canaux en marches d'escalier à fortes pentes et faibles débits occasionnent des dissipations d'énergies importantes dans les écoulements en nappe;

- Les plus grandes valeurs d'énergies de dissipation sont obtenues sur les écoulements en nappe que sur les écoulements très turbulents;
- Les trois variantes présentent presque les mêmes énergies de dissipation pour les faibles débits. Pour leur débit maximum, la variante  $h/l=0.5$ , présente la plus grande de dissipation d'énergie, alors que la variante  $h/l=1$ , présente une faible dissipation d'énergie.

# **Conclusion Générale**

## CONCLUSION GENERALE

De nombreuses études ont porté et portent encore sur les écoulements dans les canaux à motif périodique. Or si celles-ci continuent à se multiplier, c'est que les phénomènes intervenant sont très complexes et qu'il reste un grand nombre de points mal décrits.

Notre travail est axé principalement dans l'étude de l'effet du rapport  $h/l$  (les marches et les contre marches), sur le régime d'écoulement en nappe, ainsi que l'énergie de dissipation correspondante à ce régime.

Pour atteindre cet objectif, nous avons suivi la démarche suivante :

- Nous avons tout d'abord souligné, à partir d'une étude bibliographique, les différents régimes d'écoulement existant et les formules les régissant.
- Notre étude expérimentale a été effectuée sur trois modèles en marches d'escalier ayant des dimensions géométriques différentes, et ceci dans le but de mieux voir l'impact de cet effet d'échelle sur les caractéristiques hydrauliques et physiques des écoulement sur ces différents modèles ,pour pouvoir enfin tirer quelques conclusions.
- La phase expérimentale de notre travail a consisté en deux séries d'expériences :

La première série consiste à fixer le débit et à faire varier la pente du canal; tandis que la deuxième consiste à fixer la pente du canal et faire varier le débit; ces deux séries d'expériences nous ont montré l'effet du rapport  $h/l$  sur le régime d'écoulement, ainsi que la dissipation d'énergie.

- L'effet du rapport  $h/l$  , nous a permis de constater que les plus grandes énergie de dissipation pour les écoulement en nappes a lieu pour des faibles débits et fortes pentes .
- L'écoulement dans les trois modèles en question est quasi-dominé par le régime d'écoulement en nappe (modèle B et C). Le régime d'écoulement très turbulent n'a été visualisé que dans le modèle A.

L'analyse de nos résultats nous a permis de tirer un certain nombre de conclusions, à savoir :

Lors de nos essais expérimentaux, il en est ressorti qu'effectivement il existe différents régimes d'écoulement dans les canaux en marche d'escalier à savoir : les écoulements en nappes et les écoulements très turbulents.

- L'apparition du ressaut hydraulique a dominé les trois modèles pour les différents débits et différents pentes.
- Les ressauts hydrauliques pleinement développés ont été observés surtout dans le modèle B

- L'écoulement en nappe dissipe plus d'énergie, chose tout à fait normale, du fait qu'il est caractérisé par des ressauts hydrauliques.
- Les écoulements turbulents sont observés que dans le modèle A, et à grand débits.
- Les dimensions des marches influencent sur la nature de l'écoulement.
- Nos observations et nos résultats expérimentaux nous ont permis de proposer des équations empiriques régissant à ces écoulements.
- Les valeurs de pression enregistrées en amont de nos modèles sont beaucoup plus importantes que celles enregistrées en aval. Cet événement détermine un risque de cavitation potentiel de la région supérieure du déversoir qui nécessite d'autres investigations. D'autre part, il est intéressant de mentionner la présence d'un effet d'amortissement positif, en raison de la grande aération en aval, qui détermine une tendance de pression caractérisé par une valeur moyenne inférieure et par un comportement ondulé régulier associé seulement à l'impact du jet sur les bords extérieurs des marches.
- Pour les trois modèles, les plus grandes pressions sont apparues dans le modèle A ( $h/l=0.5$ ), que les modèles B ( $h/l=2$ ) et C ( $h/l=1$ ).
- La variante  $h/l=2$  (modèle B) est la moins risquée, quant au phénomène de la cavitation; par contre la variante  $h/l=0.5$  (modèle A) et la variante  $h/l=1$  (modèle C) sont les plus affectés par le risque d'érosion (cavitation).
- La dissipation d'énergie des écoulements en nappe est influencée par trois paramètres à savoir : la pente du canal, le débit et la géométrie des marches.
- La plus grande énergie est dissipée dans les ressauts hydrauliques. Le ressaut hydraulique pleinement développé dissipe plus d'énergie que le ressaut partiellement développé.
- Les canaux en marches d'escalier à fortes pentes et faibles débits, occasionnent des dissipations d'énergies importantes dans les écoulements en nappe.
- Les trois variantes présentent presque les mêmes énergies de dissipation pour les faibles débits. Pour leurs débits maximum, la variante  $h/l=0.5$ , présente la plus grande de dissipation d'énergie, alors que la variante  $h/l=1$ , présente la plus faible dissipation d'énergie.
- Techniquement, la variante  $h/l=0.5$  présente la grande énergie de dissipation pour les différentes pentes et les différentes débits. Par contre, elle est la plus exposée au phénomène du risque de cavitation.
- Economiquement; la variante  $h/l=0.5$ , présente une pente plus aplatie, qui par conséquent engendre un grand volume du matériau (béton et ferrailage).

Le choix optimum de la variante  $h/l$ , de prendre en considération le côté technique et le côté économique. Ainsi, on peut suggérer :

- Pour les barrages en terre ou en enrochement (déversement latérale), où les pentes du talus aval sont faibles, des évacuateurs de crue en marche d'escaliers ayant le rapport  $h/l = 0.5$ . Des dispositifs ou des renforcements au niveau des contre marches seront mises, pour éviter le problème de cavitation.
- Pour les barrages poids en béton (déversement frontal), où les pentes du talus aval sont importantes, la variante  $h/l=2$  pourrait être la conception la plus convenable.

Enfin, cette étude expérimentales a ainsi permis de tirer quelques renseignements intéressants relatifs aux écoulements sur les canaux à marches, et d'aider à établir les formules susceptibles de traduire les phénomènes qui se produisent sur ces canaux, et pouvoir appliquer les résultats obtenus dans les divers cas pratique. Des développements ultérieurs devraient permettre de généraliser des règles d'optimisation pour ce type d'ouvrage.

Dans notre travail, nous avons rencontré les problèmes suivants :

- ◆ L'indisponibilité du canal qu'à partir du mois du mai (périodes de travaux pratique);
- ◆ Les dimensions insuffisant du canal hydraulique, qui nous a donné qu'un maximum de débit de 2, et même lorsqu'on augmenté ce débit par une alimentation extérieurs, nous avons le problème de débordements de l'eau vers l'extérieur. Cette insuffisance de dimension reflète sur les observations visuelles ainsi que l'analyse par la suite.

Pour compléter ce travail nous proposons les recommandations suivantes:

- ◆ Dans le modèle à grande dimension, il y l'apparition d'un jet d'eau au niveau des premiers marche qui fait apprécier une zone de vide limiter par la marche et la contre marche, pour éviter ce problème on doit :
  - ❖ Concevoir au niveau supérieur du canal (crête du canal) des marches de dimension faibles qui augmente progressivement (s'ajustait au profil Creager) jusqu'au canal en marche d'escalier ;
  - ❖ Augmenter le débit du canal pour observer l'écoulement très turbulent.
- ◆ Utiliser des moyens de mesure de pointe
  - ❖ De la profondeur d'eau ;

## Conclusion générale

---

- ❖ Des profils de vitesses transversales et longitudinale ;
- ◆ Utiliser des moyens de mesures plus performantes efficaces et de pointe permettant la mesure:
  - ❖ Profondeur de masse liquide ;
  - ❖ Profils de vitesses longitudinales et transversales ;
- ◆ Concevoir d'autre variantes sur le canal à savoir modifier la pente du canal ( $\text{tg } \theta = h/l$ ) ;
- ◆ Etudier exclusivement les zones du canal où la pression est la plus importante ( $P_{\text{abs}} < P_{\text{atm}}$ ) et cela pour éviter le risque de cavitation qui pourra se produire.

Enfin nous recommandons, une étude comparative détaillée sur le côté économique et technique, et ce pour un choix optimal de la variante  $h/l$ .

**Références  
bibliographiques**

# *Annexes*