



UNIVERSIDAD AUTÓNOMA CHAPINGO

DEPARTAMENTO DE IRRIGACIÓN E INGENIERÍA MECÁNICA AGRÍCOLA

**POSGRADO EN INGENIERÍA AGRÍCOLA
Y USO INTEGRAL DEL AGUA**

**ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO DEL COEFICIENTE DE
FRICCIÓN DE MANNING BAJO DIFERENTES
CONDICIONES DE FLUJO EN CANALES DE RIEGO**

TESIS

**QUE COMO REQUISITO PARCIAL PARA OBTENER EL
GRADO DE:**

**MAESTRO EN INGENIERÍA AGRÍCOLA Y USO
INTEGRAL DEL AGUA**

P R E S E N T A:

GONZÁLEZ ORTEGA FRANCISCO JAVIER

BAJO LA SUPERVISIÓN DE:

PRADO HERNÁNDEZ J. VÍCTOR, DR.

Chapingo, Estado de México, diciembre de 2017.



DIRECCION GENERAL ACADEMICA
DEPTO. DE SERVICIOS ESCOLARES
OFICINA DE EXAMENES PROFESIONALES



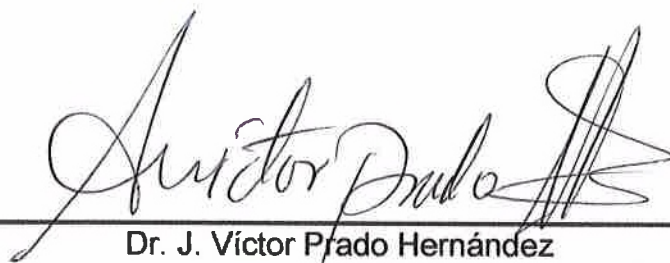


ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO DEL COEFICIENTE DE FRICCIÓN DE MANNING BAJO DIFERENTES CONDICIONES DE FLUJO EN CANALES DE RIEGO

Tesis realizada por **Francisco Javier González Ortega** bajo la supervisión del Comité Asesor indicado, aprobada por el mismo y aceptada como requisito parcial para obtener el grado de:

MAESTRO EN INGENIERÍA AGRÍCOLA Y USO INTEGRAL DEL AGUA.

DIRECTOR:



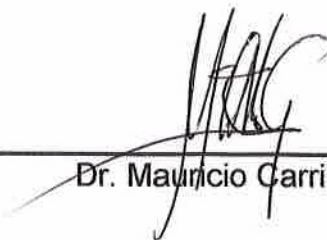
Dr. J. Víctor Prado Hernández

ASESOR:



Dr. Benjamín De León Mojarro

ASESOR:



Dr. Mauricio Carrillo García



AGRADECIMIENTOS

Al **Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología (CONACYT)**, por todo el apoyo recibido, sin este no habría sido posible realizar mis estudios de posgrado.

A la **Universidad Autónoma Chapingo**, mi Alma Mater por formarme como una persona íntegra, brindándome las habilidades y conocimientos necesarios para afrontar la vida diaria y profesional, con profundo sentimiento.

Al **Posgrado de Ingeniería Agrícola y Uso Integral del Agua**, por brindarme la oportunidad de seguir creciendo en mi formación académica y por las experiencias que forjaron mi ser.

A mi comité de tesis; agradezco profundamente al **Dr. Víctor Prado Hernández** por todo el apoyo y confianza que he recibido de su parte, por los conocimientos que me ha transmitido a través de estos años. De igual forma, agradezco al **Dr. Benjamín De León Mojarro** y al **Dr. Mauricio Carrillo García** por el apoyo brindado y por disponer parte de su tiempo para culminar este proyecto.

A **mi familia**, por ser mi motivo de superación, la fuerza para siempre mirar al frente y levantarme. Con gran afecto y cariño agradezco su confianza depositada en mi persona para culminar esta etapa profesional.

A **mis amigos** por las experiencias vividas en todos estos años, algunos a través de la distancia, otros siempre junto a mí, deseándome éxito. Un agradecimiento especial a los integrantes de nuestra banda de rock “Kamikazes” por la amistad.

Gracias a las personas que depositaron confianza y cariño en mí.



DEDICATORIAS

A **Dios** por brindarme salud, guiarme en todos estos años por este camino y sobre todo por permitirme cumplir otra etapa.

A mi padre **Modesto Matías** D.E.P. (†), porque, aunque han transcurrido 16 años desde que no estas con nosotros, siempre estarás presente en nuestras mentes y corazones, extrañándote por siempre papá. A mi abuelita **Luz María** D.E.P. (†), por el cariño y bondad con que siempre nos recibías, esperando que desde el cielo nos ilumines.

A mi madre **Ana María**, por todos los esfuerzos que ha hecho para sacar adelante a la familia, por las muestras de cariño que siempre he recibido y sobre todo por la educación que he recibido. A **Miguel Ángel**, porque representa el mejor ejemplo de hermano y por ser como un padre ayudándonos. A mi hermano **German**, por la confianza y apoyo que siempre he recibido de su parte. A mi hermana querida **Vianey**, por siempre estar a mi lado animándome. A mi hermano menor **José Matías**, por ser también un gran amigo y espero que siga el ejemplo de los hermanos mayores. A mí cuñada **Male** y al sobrino, el pequeño **Luis Ángel**, por ser una hermana más y por sentirme orgulloso de que sean parte de la familia.

A mis **tíos y primos**, por las vivencias que hemos tenido y porque se dé la confianza y aprecio que me tienen. Este sentimiento es mutuo y espero que salgamos adelante como familia unida.

Al **Prof. Arnulfo González Mayorga**, por ser la persona que me animó a seguir adelante, a tener una buena preparación tanto académica como personal. Por ser la persona modelo a seguir, siempre le estaré agradecido.

Para todos ellos, con mucho afecto les dedico la presente tesis.



POSGRADO EN INGENIERÍA AGRÍCOLA Y USO INTEGRAL DEL AGUA
Análisis del comportamiento del coeficiente de fricción de Manning
bajo diferentes condiciones de flujo en canales de riego



DATOS BIOGRÁFICOS

El autor de la presente tesis es originario del Estado de Puebla, nació el 22 de diciembre de 1991 en la comunidad de San Pedro Hueytentan, municipio de Cuautempan, sus estudios de educación básica los realizó en esa misma comunidad, en la escuela primaria Arturo J. Fuentes (1997-2003). El nivel secundario lo cursó en la Telesecundaria Moisés Sáenz (2003-2006) en la misma comunidad de Hueytentan. Los estudios de nivel media superior los realizó en el Colegio de Bachilleres del Estado de Puebla Plantel 29 (2006-2009) en el municipio vecino de Tetela de Ocampo. Posteriormente, ingresó a la Universidad Autónoma Chapingo en el ciclo 2009-2014, donde curso un año de propedéutico y cuatro de licenciatura, donde egresó con el título de Ingeniero en Irrigación.

En el ámbito profesional trabajó en proyectos institucionales de la Universidad Autónoma Chapingo en el Instituto de Ingeniería Agrícola y Uso Integral del Agua, como evaluador técnico para el programa de Tecnificación de Riego que normaliza SAGARPA.

En agosto de 2015 ingresó al Programa de Posgrado de Ingeniería Agrícola y Uso Integral del Agua en la Universidad Autónoma Chapingo, para realizar estudios de maestría, especializándose en la línea de Hidráulica de los sistemas de conducción.

TABLA DE CONTENIDO

I.	INTRODUCCIÓN.....	1
II.	OBJETIVOS	3
2.1.	Objetivo general.....	3
2.2.	Objetivos específicos	3
III.	HIPÓTESIS.....	3
IV.	ANTECEDENTES	4
4.1.	Ecuaciones fundamentales del flujo	4
4.2.	Ecuación de Bernoulli y de la energía.....	4
4.2.1.	Ecuación de continuidad	7
4.3.	Tipos de flujos en canales	9
4.3.1.	Flujo permanente uniforme.....	10
4.3.2.	Flujo permanente gradualmente variado	11
4.3.2.1.	Clasificación de perfiles de flujo	14
3.4.	Resistencia al flujo.....	16
3.5.	Ecuaciones de resistencia al flujo	18
3.5.1.	Ecuación de Chézy	21
3.5.2.	Ecuación de Manning.....	25
3.5.2.1.	Límites de aplicabilidad de la fórmula de Manning.....	27
3.5.2.2.	Factores que afectan el coeficiente de rugosidad de Manning	28
3.5.3.	Estudios acerca de los factores que influyen en el coeficiente de Manning.....	31
3.5.3.1.	Estudios acerca del factor rugosidad artificial	31
3.5.3.2.	Estudios acerca del factor vegetación.....	33
3.5.3.3.	Estudios acerca del factor sedimentación	36
3.5.3.4.	Estudios acerca de los factores nivel y caudal del agua	40
3.5.4.	Relevancia del proyecto de investigación	41
V.	MATERIALES Y MÉTODOS.....	43
5.1.	Armado y conexión del equipo de medición de tirantes	44
5.2.	Programación del código para medición de tirantes.....	46



POSGRADO EN INGENIERÍA AGRÍCOLA Y USO INTEGRAL DEL AGUA
Análisis del comportamiento del coeficiente de fricción de Manning
bajo diferentes condiciones de flujo en canales de riego



5.3.	Calibración de sensores ultrasónicos.....	48
5.4.	Manejo previo del canal	49
5.5.	Flujo permanente uniforme	50
5.6.	Medición de tirantes en el flujo permanente gradualmente variado.....	51
5.7.	Determinación del coeficiente de fricción de Manning para flujo permanente uniforme	53
5.8.	Clasificación de los perfiles de flujo del FGV	54
VI.	RESULTADOS.....	56
6.1.	Flujo permanente uniforme	56
6.2.	Flujo gradualmente variado	58
6.3.	Curvas de remanso del FGV.....	59
6.4.	Variación del “n” de Manning respecto al Re	61
6.5.	Variación del factor de fricción “f” de Darcy respecto al Re	62
6.6.	Variación del gasto (Q_0) respecto a las curvas de remanso	63
6.7.	Comportamiento con respecto al Régimen de flujo	65
VII.	ANÁLISIS DE RESULTADOS	69
VIII.	CONCLUSIONES	74
IX.	RECOMENDACIONES	75
X.	LITERATURA CITADA	77
XI.	ANEXOS	82



LISTA DE FIGURAS

Figura 1. Fuerzas actuantes en un elemento diferencial de masa.	5
Figura 2. Principio de Bernoulli.	7
Figura 3. Características de un FGV en un canal de riego.	8
Figura 4. Criterio de zonificación de curvas de remanso. (Chow, 1959).....	14
Figura 5. Clasificación de curvas de remanso en FGV. (Chow, 1959).	16
Figura 6. Diagrama para la formulación del esfuerzo cortante. (Hickin, 1995). .	19
Figura 7. Canal metálico	43
Figura 8. Esquema de conexión del circuito electrónico.	45
Figura 9. Conexión del circuito electrónico	45
Figura 10. Diagrama del código para medición de tirantes	46
Figura 11. Elección de la medida de tendencia central más representativa.	47
Figura 12. Calibración de sensores en el canal	48
Figura 13. Vertedor triangular de pared delgada.....	51
Figura 14. Esquema de mediciones de tirantes para flujo gradualmente variado.	52
Figura 15. Medición del flujo gradualmente variado	53
Figura 16. Conexión del circuito electrónico.....	84

LISTA DE CUADROS

Cuadro 1. Perfiles de flujo en canales prismáticos (Chow, 1959).....	15
Cuadro 2. Valores de n y Re para el flujo permanente uniforme para un Q=0.01419 m ³ /s.....	58
Cuadro 3. Perfiles de flujo presentados en el FGV.	59
Cuadro 4. Regímenes de flujo y su relación con el “f”.....	66
Cuadro 5. Características técnicas Arduino Uno.....	82
Cuadro 6. Características técnicas Sensor ultrasónico HC-SR04.	83
Cuadro 7. Características técnicas Reloj tiempo real DS3231.	83
Cuadro 8. Características técnicas Modulo tarjeta micro SD.	83
Cuadro 9. Características técnicas Pantalla LCD 16X2.	84
Cuadro 10. Pines y sus funciones en Pantalla LCD 16X2.....	84
Cuadro 11. Coeficientes n y f para Q= 0.0346 m ³ /s. Exp.1.....	85
Cuadro 12. Coeficientes n y f para Q= 0.0346 m ³ /s. Exp.2.....	85
Cuadro 13. Coeficientes n y f para Q= 0.0346 m ³ /s. Exp.3.....	85
Cuadro 14. Coeficientes n y f para Q= 0.0346 m ³ /s. Exp.4.....	85
Cuadro 15. Coeficientes n y f para Q= 0.0332 m ³ /s. Exp.1.....	86
Cuadro 16. Coeficientes n y f para Q= 0.0332 m ³ /s. Exp.2.....	86
Cuadro 17. Coeficientes n y f para Q= 0.0332 m ³ /s. Exp.3.....	86
Cuadro 18. Coeficientes n y f para Q= 0.0332 m ³ /s. Exp.4.....	86
Cuadro 19. Coeficientes n y f para Q= 0.0315 m ³ /s. Exp.1.....	87
Cuadro 20. Coeficientes n y f para Q= 0.0315 m ³ /s. Exp.2.....	87
Cuadro 21. Coeficientes n y f para Q= 0.0315 m ³ /s. Exp.3.....	87
Cuadro 22. Coeficientes n y f para Q= 0.0315 m ³ /s. Exp.4.....	87
Cuadro 23. Coeficientes n y f para Q= 0.0297 m ³ /s. Exp.1.....	88
Cuadro 24. Coeficientes n y f para Q= 0.0297 m ³ /s. Exp.2.....	88
Cuadro 25. Coeficientes n y f para Q= 0.0297 m ³ /s. Exp.3.....	88
Cuadro 26. Coeficientes n y f para Q= 0.0297 m ³ /s. Exp.4.....	88
Cuadro 27. Coeficientes n y f para Q= 0.0270 m ³ /s. Exp.1.....	89
Cuadro 28. Coeficientes n y f para Q= 0.0270 m ³ /s. Exp.2.....	89



POSGRADO EN INGENIERÍA AGRÍCOLA Y USO INTEGRAL DEL AGUA
Análisis del comportamiento del coeficiente de fricción de Manning
bajo diferentes condiciones de flujo en canales de riego



Cuadro 29. Coeficientes n y f para Q= 0.0270 m ³ /s. Exp.3.....	89
Cuadro 30. Coeficientes n y f para Q= 0.0270 m ³ /s. Exp.4.....	89
Cuadro 31. Coeficientes n y f para Q= 0.0238 m ³ /s. Exp.1.....	90
Cuadro 32. Coeficientes n y f para Q= 0.0238 m ³ /s. Exp.2.....	90
Cuadro 33. Coeficientes n y f para Q= 0.0238 m ³ /s. Exp.3.....	90
Cuadro 34. Coeficientes n y f para Q= 0.0238 m ³ /s. Exp.4.....	90
Cuadro 35. Coeficientes n y f para Q= 0.0207 m ³ /s. Exp.1.....	91
Cuadro 36. Coeficientes n y f para Q= 0.0207 m ³ /s. Exp.2.....	91
Cuadro 37. Coeficientes n y f para Q= 0.0207 m ³ /s. Exp.3.....	91
Cuadro 38. Coeficientes n y f para Q= 0.0207 m ³ /s. Exp.4.....	91
Cuadro 39. Coeficientes n y f para Q= 0.0186 m ³ /s. Exp.1.....	92
Cuadro 40. Coeficientes n y f para Q= 0.0186 m ³ /s. Exp.2.....	92
Cuadro 41. Coeficientes n y f para Q= 0.0186 m ³ /s. Exp.3.....	92
Cuadro 42. Coeficientes n y f para Q= 0.0186 m ³ /s. Exp.4.....	92
Cuadro 43. Coeficientes n y f para Q= 0.0164 m ³ /s. Exp.1.....	92
Cuadro 44. Coeficientes n y f para Q= 0.0164 m ³ /s. Exp.2.....	93
Cuadro 45. Coeficientes n y f para Q= 0.0164 m ³ /s. Exp.3.....	93
Cuadro 46. Coeficientes n y f para Q= 0.0164 m ³ /s. Exp.4.....	93
Cuadro 47. Coeficientes n y f para Q= 0.0141 m ³ /s. Exp.1.....	94
Cuadro 48. Coeficientes n y f para Q= 0.0141 m ³ /s. Exp.2.....	94
Cuadro 49. Coeficientes n y f para Q= 0.0141 m ³ /s. Exp.3.....	94
Cuadro 50. Coeficientes n y f para Q= 0.0141 m ³ /s. Exp.4.....	94
Cuadro 51. Coeficientes n y f para Q= 0.0120 m ³ /s. Exp.1.....	95
Cuadro 52. Coeficientes n y f para Q= 0.0120 m ³ /s. Exp.3.....	95
Cuadro 53. Coeficientes n y f para Q= 0.0120 m ³ /s. Exp.4.....	95
Cuadro 54. Coeficientes n y f para Q= 0.0120 m ³ /s. Exp.2.....	96
Cuadro 55. Coeficientes n y f para Q= 0.0109 m ³ /s. Exp.1.....	97
Cuadro 56. Coeficientes n y f para Q= 0.0109 m ³ /s. Exp.2.....	97
Cuadro 57. Coeficientes n y f para Q= 0.0109 m ³ /s. Exp.3.....	97
Cuadro 58. Coeficientes n y f para Q= 0.0109 m ³ /s. Exp.4.....	97



POSGRADO EN INGENIERÍA AGRÍCOLA Y USO INTEGRAL DEL AGUA
Análisis del comportamiento del coeficiente de fricción de Manning
bajo diferentes condiciones de flujo en canales de riego



Cuadro 59. Coeficientes n y f para Q= 0.0109 m ³ /s. Exp.1.....	98
Cuadro 60. Coeficientes n y f para Q= 0.0109 m ³ /s. Exp.3.....	98
Cuadro 61. Coeficientes n y f para Q= 0.0109 m ³ /s. Exp.4.....	99
Cuadro 62. Coeficientes n y f para Q= 0.0109 m ³ /s. Exp.2.....	99

LISTA DE GRÁFICAS

Gráfica 1. Variación de la capacidad del cauce del rio Detroit (Liggett, 1975)...	42
Gráfica 2. Flujo permanente uniforme	57
Gráfica 3. Comportamiento del coeficiente de fricción de Manning respecto al gasto.....	59
Gráfica 4. Comportamiento del “n” de Manning respecto a los perfiles de flujo.	61
Gráfica 5. Comportamiento del coeficiente “n” de Manning respecto al Re.	62
Gráfica 6. Comportamiento del factor de fricción “f” de Darcy respecto al Re. ..	62
Gráfica 7. Variación del Q/Q_0 para FGV con curvas S2.	63
Gráfica 8. Variación del Q/Q_0 para FGV con curvas S1.	63
Gráfica 9. Variación del flujo considerando un Q y Q_0	64
Gráfica 10. Variación del n respecto al Fr.	68
Gráfica 11. So del canal metálico.	82
Gráfica 12. Curvas de remanso y “n” para $Q= 0.0346 \text{ m}^3/\text{s}$	85
Gráfica 13. Curvas de remanso y “n” para $Q= 0.0332 \text{ m}^3/\text{s}$	86
Gráfica 14. Curvas de remanso y “n” para $Q= 0.0315 \text{ m}^3/\text{s}$	87
Gráfica 15. Curvas de remanso y “n” para $Q= 0.0297 \text{ m}^3/\text{s}$	88
Gráfica 16. Curvas de remanso y “n” para $Q= 0.0270 \text{ m}^3/\text{s}$	89
Gráfica 17. Curvas de remanso y “n” para $Q= 0.0238 \text{ m}^3/\text{s}$	90
Gráfica 18. Curvas de remanso y “n” para $Q= 0.0207 \text{ m}^3/\text{s}$	91
Gráfica 19. Curvas de remanso y “n” para $Q= 0.0186 \text{ m}^3/\text{s}$	92
Gráfica 20. Curvas de remanso y “n” para $Q= 0.0164 \text{ m}^3/\text{s}$	93
Gráfica 21. Curvas de remanso y “n” para $Q= 0.0141 \text{ m}^3/\text{s}$	94
Gráfica 22. Curvas de remanso y “n” para $Q= 0.0120 \text{ m}^3/\text{s}$	95
Gráfica 23. Curvas de remanso y “n” para $Q= 0.0109 \text{ m}^3/\text{s}$	98
Gráfica 24. Curvas de remanso y “n” para $Q= 0.0994 \text{ m}^3/\text{s}$	99



RESUMEN GENERAL

El coeficiente “n” de Manning es un número que asume todas las pérdidas de energía generadas por la fricción de un fluido y el medio en que se desarrolla. Esta asunción, permite que comúnmente al diseñar canales de riego, se seleccione únicamente al coeficiente de fricción de Manning en base a la rugosidad del material sin considerar el efecto que se genera al trabajar con diferentes tipos de flujo. En el presente trabajo se analiza la resistencia al flujo y específicamente se determina el comportamiento del coeficiente de fricción (n) de Manning para los flujos permanente uniforme y permanente gradualmente variado (FGV) en el canal metálico de la Universidad Autónoma Chapingo. Estos tipos de flujos se establecieron bajo una misma pendiente y material de revestimiento del canal, en el cual se variaron 13 gastos, para cada uno de estos, se generaron distintas curvas de remanso y de esta forma se analizó el comportamiento del coeficiente “n” de Manning en cada tipo de flujo. Las mediciones de los tirantes se realizaron por medio de sensores ultrasónicos HC-SR04. Los resultados muestran que existe una notable diferencia en el “n” cuando se trabaja en flujo permanente uniforme y FGV. Aunado a esto, en el análisis del FGV, se observaron mayores valores de “n” para curvas tipo S1 (0.0119-0.0214) en comparación a curvas S2 (0.0084-0.012). Analizando el Re y “n”, se observó que la ecuación de Manning representa correctamente la resistencia al flujo cuando este es turbulento supercrítico. Se coincide con lo mencionado con otros investigadores que expresan que el seleccionar un coeficiente de Manning en base a la rugosidad es no recomendado.

Palabras clave: *curvas de remanso, sensores ultrasónicos HC-SR04, FGV, Manning, flujo turbulento supercrítico.*

Tesis de Maestría en Ingeniería Agrícola y Uso Integral del Agua, Posgrado en IAUIA, Universidad Autónoma Chapingo.

Autor: Francisco Javier González Ortega

Director de Tesis: Dr. J. Víctor Prado Hernández



GENERAL ABSTRACT

Manning's coefficient is a number that assumes all the energy losses generated by the friction between a fluid and the medium in which it develops. In the design of irrigation channels this premise allows only selecting Manning's coefficient based on the roughness of the material without considering the different types of flow. In this paper the resistance flow is analyzed and specifically the behavior of Manning's friction coefficient (n) was determined for the steady-state uniform and gradually-varied flows (GVF) in the metallic channel of the Autonomous University of Chapingo. These types of flows were established under the same slope and surface roughness of the channel, in which 13 flows were varied; for each of these, different flow profiles were generated and in this way the behavior of Manning's " n " coefficient in each type of flow was analyzed. Flow depth measurements were carried out by means of HC-SR04 ultrasonic sensors. The results show a notable difference in the " n " value when working in a steady-state uniform flow or a GVF. Furthermore, in the analysis of the GVF values, higher " n " values were seen in flow profiles S1 (0.0119-0.0214) than S2 (0.0084-0.012). By analyzing Manning's coefficient and Re , it was observed that the resistance flow is correctly represented by Manning's equation when it is a turbulent supercritical flow. This paper's findings coincide with those of other researchers who mention that choosing Manning's coefficient based only on the roughness of the material is not advisable.

Keywords: *flow profiles, HC-SR04 ultrasonic sensors, gradually-varied flow, Manning, turbulent supercritical flow.*

Tesis de Maestría en Ingeniería Agrícola y Uso Integral del Agua, Posgrado en IAUIA
Universidad Autónoma Chapingo.

Autor: Francisco Javier González Ortega

Director de Tesis: Dr. J. Víctor Prado Hernández

I. INTRODUCCIÓN

En la operación de los Distritos de Riego, gran parte de los sistemas de conducción operan cercanos a su máxima capacidad de diseño, aunado a este problema, existen algunos casos en que la estructura del canal esta sobreestimada en relación al gasto que conducen. Estos hechos generan a corto y largo plazo pérdidas agrícolas y económicas debido a su incapacidad de suministrar agua en tiempo y volumen.

Esta problemática se magnifica o complica cuando se identifican deficiencias que tienen su origen en el propio diseño, en la construcción o cuando surgen y derivan del deterioro normal del canal, de la falta de una adecuada conservación y rehabilitación; o de una combinación de varios de estos factores (Chan, 2015). De las deficiencias mencionadas, el diseño es la más sobresaliente, debido a que es muy complicado poder revertir sus efectos y consecuencias si estos se diseñan en forma errónea.

De León (2011), menciona que los canales de los distritos de riego fueron diseñados para conducir un caudal máximo de diseño con un libre bordo como un factor de seguridad, que evita derrames ante una variación excesiva del tirante. Uno de sus rasgos operativos es que se busca mantener en lo posible un tirante constante aguas arriba de las estructuras de control, para alimentar adecuadamente las extracciones laterales y salvaguardar el sistema de conducción.

Determinar la resistencia al flujo en canales es muy importante debido a que este fenómeno es parte fundamental para poder diseñar canales de riego en una forma más completa y acorde a las condiciones reales que tendrá el flujo en el canal. Actualmente la ecuación de Manning es la más usada a nivel mundial para diseñar canales de riego, sin embargo, entre sus desventajas, figuran que es totalmente empírica y carece de homogeneidad dimensional. Esta expresión en su estado original relaciona varios factores que colocan

resistencia al flujo, sin embargo, el problema se centraliza en que, al utilizar esta ecuación, en general, simplemente se considera al factor de rugosidad para el diseño, dejando a un lado otros factores que se implican en la resistencia al flujo, tales como: sedimentación, vegetación, nivel y caudal, por mencionar algunos.

Desde que surgió la ecuación de Manning, un numero extenso de investigaciones se han desarrollado con el propósito de estudiar el coeficiente de fricción, algunas estudiando la rugosidad como principal factor de resistencia al flujo, tales como: Bazin (1865), Powell (1944), Reinus (1961), Rani y Sarma (2015), otras investigaciones se centralizaron en el efecto de la vegetación: Gessner (1950), Barnes (1967) y De Doncker (2009). En tanto, investigaciones de Strickler (1923), Simons y Richardson (1966), Limerinos (1970) y Yen (2002) se enfocaron en el factor de la sedimentación. Esto muestra que existe mucha información acerca de estos factores, sin embargo, es difícil hallar investigaciones acerca de la influencia del tipo de flujo en el coeficiente de fricción de Manning. Esto, aunado a que actualmente los canales de riego se diseñan en flujo permanente uniforme considerando una presión hidrostática, lo cual es difícil de presentarse, resalta la importancia de realizar investigaciones que muestren en el grado de influencia del tipo de flujo en el coeficiente de fricción de Manning.

En el presente trabajo se analizó la resistencia al flujo y específicamente se determinó el comportamiento del coeficiente de fricción (n) de Manning para los flujos permanente y gradualmente variado en el canal metálico del Departamento de Irrigación en la Universidad Autónoma Chapingo. Estos tipos de flujos se establecieron bajo una misma pendiente y material de revestimiento del canal (acero), se consideraron 13 gastos y para cada uno de estos se generaron perfiles de flujo (S1 y S2); de esta forma se analizó el comportamiento del coeficiente “ n ” de Manning en cada tipo de flujo.



II. OBJETIVOS

2.1. Objetivo general

- Determinar el comportamiento del coeficiente de fricción (n) de Manning para diferentes condiciones de flujo permanente establecidas en el canal metálico.

2.2. Objetivos específicos

- Determinar el coeficiente de fricción de Manning para diferentes caudales en flujo permanente uniforme.
- Determinar los valores del coeficiente de fricción de Manning en diferentes condiciones de flujo permanente gradualmente variado en el canal basculante.
- Analizar las diferencias y tendencias del valor del coeficiente de fricción de Manning entre los flujos permanente uniforme y gradualmente variado generados en el canal.
- Analizar las diferencias y tendencias del valor del coeficiente de fricción de Manning en comparación al factor de fricción f de Darcy.

III. HIPÓTESIS

El coeficiente de fricción " n " de Manning se ve afectado por las condiciones de flujo establecidas en el canal y en consecuencia afecta directamente al diseño de canales. Los valores de este coeficiente correspondiente a un flujo permanente uniforme difieren a los presentados en un flujo gradualmente variado (FGV) influyendo en la capacidad de conducción de los canales de riego.

IV. ANTECEDENTES

4.1. Ecuaciones fundamentales del flujo

El movimiento del agua en la hidráulica de canales se puede estudiar bajo el principio de 2 ecuaciones elementales, de las cuales se desprenden otras más complejas que estudian el comportamiento de ciertos tipos de flujo el uniforme y gradualmente variado. Estas ecuaciones básicas son:

- Ecuación de energía o de Bernoulli.
- Ecuación de continuidad.

4.2. Ecuación de Bernoulli y de la energía

Para comprender dicha ecuación, se debe tener claro el concepto de línea de corriente en mecánica de fluidos. Franzini y Finnemore (1999), definen a una línea de corriente como aquellas líneas que indican la dirección media de una serie de partículas en el mismo instante de tiempo. Si una cámara tomase una exposición muy corta de un flujo donde hubiera un número grande de partículas, cada una de estas marcaría un recorrido corto que indicaría su velocidad durante ese breve intervalo. De este concepto se desprende la definición de tubo de corriente, el cual simplemente es el conjunto de líneas de corriente que poseen características idénticas.

La ecuación de la energía surge considerando el flujo de un elemento diferencial de masa de un fluido a través de una línea de corriente (figura 1):

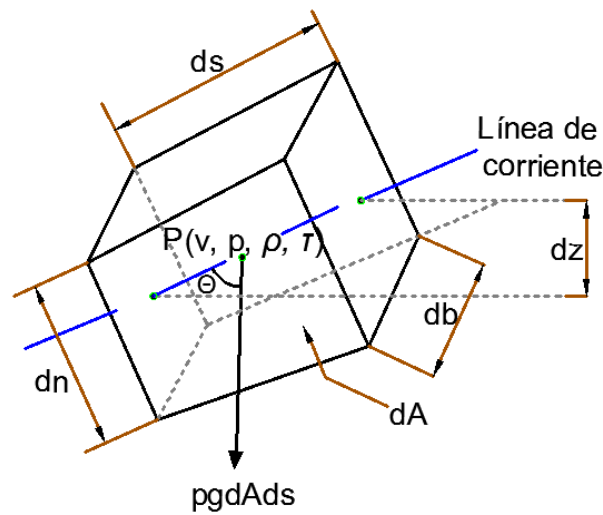


Figura 1. Fuerzas actuantes en un elemento diferencial de masa.

Considerando el principio de la segunda ley de Newton al elemento diferencial de masa mostrado anteriormente, se tiene la ecuación (1):

$$p dA - (p + dp) dA - \rho g dA ds \cos \theta = \rho dA ds \frac{dv}{dt} \dots \dots \dots (1)$$

Dónde:

z: nivel de referencia.

p: presión.

A: área de la sección transversal del volumen de control.

s: distancia medida a lo largo de un eje con trayectoria central a las líneas de corriente.

ρ : densidad de masa = w/g .

Considerando que el flujo es permanente, por lo tanto $ds \cos \theta = dz$ y $dv/dt = v(dv/ds)$, la ecuación (1) se puede escribir como sigue:

$$\frac{dp}{\rho} + g dz + v dv = 0 \dots \dots \dots (2)$$

Esta es la muy conocida ecuación del movimiento de Euler y según Streeter (1970) señala que para que se cumpla esta expresión se deben cumplir las siguientes tres hipótesis:

1. El movimiento es a lo largo de una línea de corriente.
2. Es un fluido sin rozamiento.
3. El flujo es permanente.

Integrando la ecuación de Euler, se tiene:

$$\int \frac{dp}{\rho} + gz + \frac{v^2}{2} = \text{const} \dots \dots \dots (3)$$

Para el caso especial del agua, la densidad ρ es constante e independiente de la presión p . Considerando esto, se obtiene la ecuación de Bernoulli (ecuación 4):

$$gz + \frac{v^2}{2} + \frac{p}{\rho} = \text{const} \dots \dots \dots (4)$$

La constante de integración (llamada constante de Bernoulli), en general, varía de una línea de corriente a otra, pero permanece constante a lo largo de una misma línea de corriente considerando las tres hipótesis mencionadas anteriormente (Streeter, 1970). Dividiendo la ecuación (4) entre g , se tiene:

$$z + \frac{v^2}{2g} + \frac{p}{\rho g} = \text{const} \dots \dots \dots (5)$$

Considerando que $\gamma = \rho g$

$$z_1 + \frac{v_1^2}{2g} + \frac{p_1}{\gamma} = z_2 + \frac{v_2^2}{2g} + \frac{p_2}{\gamma} \dots \dots \dots (6)$$

Esta es la ecuación de Bernoulli en su forma habitual, cada uno de los términos se expresan en metros. La presión contenida en la ecuación se refiere a la barométrica. La suma de cada parte de la igualdad representa la carga total o de energía considerando un punto de referencia (z). Con esta expresión se puede dibujar la línea de energía que une los niveles dinámicos de dos puntos (figura 2).

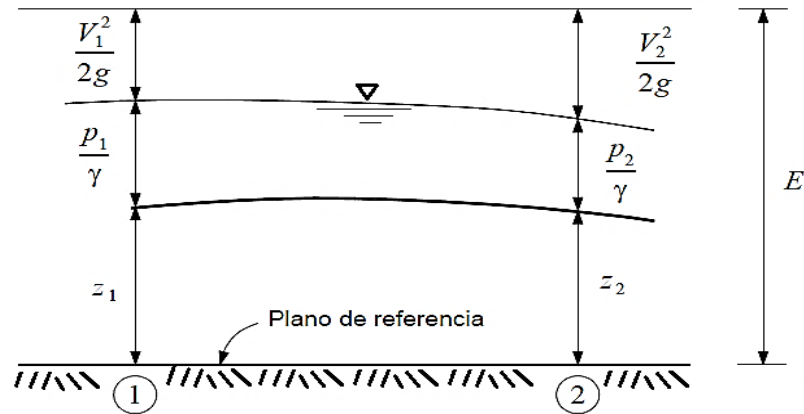


Figura 2. Principio de Bernoulli.

Considerando las pérdidas totales (Δh) en la ecuación de Bernoulli, se tiene la ecuación unidimensional de la energía (ecuación 7):

$$z_1 + \frac{\alpha v_1^2}{2g} + \frac{p_1}{\gamma} = z_2 + \frac{\alpha v_2^2}{2g} + \frac{p_2}{\gamma} + \Delta h \dots \dots \dots (7)$$

Donde α es el conocido coeficiente de Coriolis, el cual es adimensional y se usa para considerar el efecto de la distribución irregular de la velocidad.

4.2.1. Ecuación de continuidad

Este principio de continuidad proviene del principio de la conservación de la materia aplicando los conceptos ya establecidos de tubo de corriente y volumen de control (es aquel que está formado de tubos de corriente adyacentes y tiene las mismas características que un tubo de corriente excepto que existe una variación de la velocidad sobre las áreas terminales).

Sotelo (2002), señala que el flujo de masa a través de la sección de un canal es ρvA , donde ρ es la densidad del líquido, v la velocidad media en la sección y A su área hidráulica.

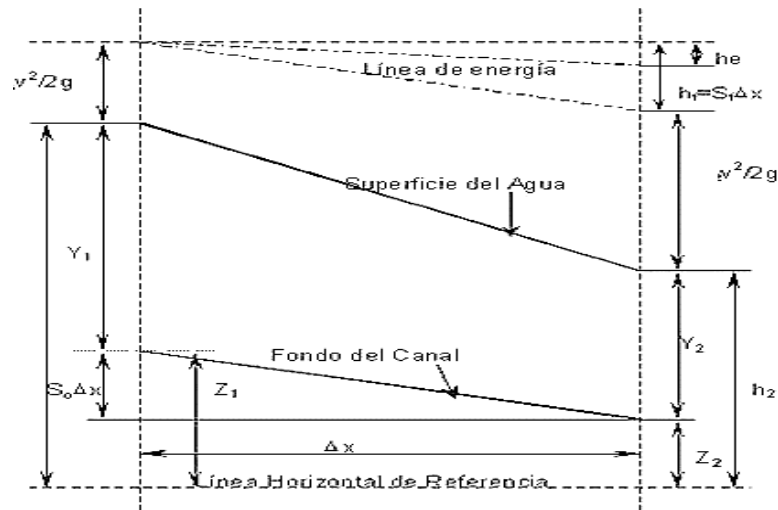


Figura 3. Características de un FGV en un canal de riego.

Considerando la figura 3, se tiene que cuando el flujo sigue la dirección del eje del canal según la coordenada curvilínea x sobre el fondo y no hay aportaciones o salidas de líquido en el trayecto, la forma matemática de la ecuación de continuidad para el flujo unidimensional permanente en toda su longitud es:

$$\frac{\partial(\rho v A)}{\partial x} = 0 \dots \dots \dots (8)$$

Es decir, el flujo de masa no cambia al variar x , en un flujo a superficie libre la densidad (ρ) es constante (incomprensible) y se puede eliminar en la ecuación anterior, es decir:

$$\frac{\partial(v A)}{\partial x} = 0 \dots \dots \dots (9)$$

Por lo tanto, al integrar entre las dos secciones 1 y 2 que limitan a un gasto de control, resulta:

$$v_1 A_1 = v_2 A_2 = \text{const} \dots \dots \dots (10)$$

Es decir, el gasto o caudal $Q = v A$ se mantiene constante en todo el canal. Cuando haya condiciones de flujo diferentes se debe establecer la ecuación de continuidad particular del caso que se trate (Sotelo, 2002).

4.3. Tipos de flujos en canales

La clasificación del flujo en canales abiertos se realiza en base a la fluctuación de la superficie libre del agua a través del tiempo y espacio, considerando que la profundidad del flujo, pendiente de la rasante del canal y la superficie libre son variables interdependientes.

Asumiendo al tiempo como criterio de clasificación, se tiene:

Flujo permanente: cuando parámetros hidráulicos como: profundidad del flujo, velocidad y área hidráulica no cambian durante un tiempo en consideración. En este tipo de flujo se asume que existe un equilibrio entre las fuerzas gravitacionales con las de fricción, por esta razón, las pendientes de la superficie libre del agua y la rasante del canal son paralelas, considerando un gasto constante.

$$\frac{dA}{dt} = 0 \qquad \frac{dv}{dt} = 0 \qquad \frac{dy}{dt} = 0$$

Flujo no permanente: este tipo de escurrimiento se produce cuando estos parámetros hidráulicos cambian con respecto a un intervalo de tiempo.

$$\frac{dA}{dt} \neq 0 \qquad \frac{dv}{dt} \neq 0 \qquad \frac{dy}{dt} \neq 0$$

Considerando al espacio como criterio de clasificación:

Flujo uniforme: este se presenta cuando parámetros como: profundidad del flujo, velocidad y área hidráulica permanecen constantes en cada sección del canal.

$$\frac{dA}{dx} = 0 \qquad \frac{dv}{dx} = 0 \qquad \frac{dy}{dx} = 0$$

Flujo no uniforme o variado: se produce cuando los parámetros hidráulicos anteriormente mencionados varían a lo largo del canal.

$$\frac{dA}{dx} \neq 0 \qquad \frac{dv}{dx} \neq 0 \qquad \frac{dy}{dx} \neq 0$$

4.3.1. Flujo permanente uniforme

Profundizándose al concepto de flujo uniforme antes mencionado y desde el punto de la dinámica de fluidos, se define a un flujo uniforme como aquel que en cualquier punto del fluido el vector velocidad es idéntico, es decir, con igual modulo, dirección y sentido en un instante dado, esto se expresa por $\partial v / \partial s = 0$, cuando el tiempo se mantiene constante, siendo δs un desplazamiento en una dirección cualquiera. La ecuación establece que no hay variación en el vector velocidad a través del fluido en un instante dado, pero nada se dice del cambio de velocidad en un punto con el tiempo que puede ser nulo o no. En el flujo uniforme en un canal abierto la línea de la altura total desciende manteniéndose paralela al fondo del canal, lo que se demuestra que existe una disminución constante de energía total. La energía específica, sin embargo, permanece constante a lo largo del canal, puesto que $y + v^2/2g$ no cambia (Streeter, 1970).

Este mismo autor menciona que el flujo de un fluido real en un conducto abierto o cerrado, la definición anterior puede aplicarse con pequeño error en muchos casos aun cuando el vector velocidad en el contorno siempre es siempre cero. Cuando todas las secciones rectas paralelas del conducto son idénticas (por ejemplo, cuando el conducto es prismático) y la velocidad media en cada sección recta es la misma en un instante dado, el flujo se dice que es uniforme.

Considerando las propiedades antes descritas que caracterizan al flujo uniforme y aunándoles que estas no varían a través de un lapso de tiempo de análisis se genera así el flujo permanente uniforme. *En este tipo de flujo se basan la gran mayoría de ecuaciones que describen el movimiento y comportamiento para diferentes tipos de flujo.*

4.3.2. Flujo permanente gradualmente variado

El desarrollo de la teoría del flujo permanente gradualmente variado se remonta al siglo XVIII. Muchos de los primeros ingenieros hidráulicos contribuyeron a este desarrollo. Todas las teorías así desarrolladas en general giran alrededor de la siguiente suposición básica (Chow, 1959):

- A. La pérdida de altura en una sección es la misma que para un flujo uniforme que tiene la velocidad y el radio hidráulico de la sección.

De acuerdo con esta suposición, *la ecuación de flujo uniforme puede utilizarse para evaluar la pendiente de energía de un flujo gradualmente variado en una sección de canal determinada, y el correspondiente coeficiente de rugosidad desarrollado en principio para flujo uniforme se aplica al flujo variado*. La suposición es sin duda más correcta para flujos variados donde la velocidad se incrementa que aquellos en los cuales la velocidad disminuye, debido a que en un flujo con velocidad que se incrementa la pérdida de altura es causada casi en su totalidad por efectos friccionales, en tanto que en un flujo con velocidad decreciente pueden existir pérdidas por remolinos de gran escala.

- B. La pendiente del canal es baja (algunos autores como Chaudhry (2008) manejan $<5\%$); esto significa que:

1. La profundidad de flujo es la misma sin importar si se utiliza la dirección vertical o normal (al fondo del canal).
2. El factor de corrección de presiones $\cos \theta$ es igual a la unidad.
3. No ocurre atrapamiento de aire.

- C. El canal es prismático, es decir, el canal tiene alineamiento y forma constantes.

- D. La distribución de velocidad en la sección de canal es fija. Luego los coeficientes de distribución de velocidades son constantes.

- E. *El coeficiente de rugosidad es independiente de la profundidad de flujo y constante a través del tramo del canal bajo consideración.*

Para representar la pendiente de la superficie del agua con respecto al fondo del canal se utiliza la ecuación dinámica de flujo gradualmente variado, la cual proviene del cálculo de la carga total en un punto:

$$E = z + y + \frac{v^2}{2g} \dots \dots \dots (11)$$

Derivando la ecuación de la carga total con respecto al eje x, se tiene:

$$\frac{dE}{dx} = \frac{dz}{dx} + \frac{dy}{dx} + \frac{d}{dx} \left[\frac{v^2}{2g} \right]$$

Como:

$$\frac{dz}{dx} = -S_o \quad \frac{dE}{dx} = -S_f$$

Sustituyendo en la ecuación (11):

$$-S_f = -S_o + \frac{dy}{dx} + \frac{Q^2}{2g} \frac{d}{dx} [A^{-2}] \dots \dots \dots (12)$$

Donde:

$$\frac{d}{dx} [A^{-2}] = -2[A^{-3}] \frac{dA}{dy} \frac{dy}{dx}$$

Considerando lo siguiente:

$$\frac{dA}{dy} = T = B$$

Por lo tanto:

$$\frac{d}{dx} [A^{-2}] = \frac{-2T}{A^3} \frac{dy}{dx}$$

Sustituyendo esta expresión en la ecuación (12) y factorizando, se tiene:

$$\frac{dy}{dx} \left[1 - \frac{BQ^2}{gA^3} \right] = S_o - S_f$$

Despejando:

$$\frac{dy}{dx} = \frac{S_o - S_f}{1 - \frac{BQ^2}{gA^3}} \dots \dots \dots (13)$$

El valor de la pendiente de fricción (S_f) se puede obtener a través de cualquier ecuación de resistencia para flujo uniforme. La expresión (13) es la muy conocida ecuación diferencial para el flujo gradualmente variado y se utiliza esencialmente para calcular el perfil del flujo en un canal. Es casi imposible que la ecuación pueda integrarse directamente y en forma exacta. Por esta razón, se han generados algunos métodos para poder estimarla.

Existe una amplia gama de métodos para resolver la ecuación diferencial del FGV algunos de ellos se enlistan a continuación:

- Método de integración grafica
- Método por pasos
- Método de Bakhmeteff
- Método de integración directa (según Breese, 1860)
- Método de integración directa (según Chow, 1955)
- Método de Runge-Kutta-Simpson

En este escrito no se especifica cada uno de estos métodos, debido a que en el proyecto se obtuvieron los perfiles de flujo a través de mediciones en diversos puntos del canal. Sin embargo, los procedimientos detallados a seguir en cada uno de estos métodos se describen en cualquier libro especializado de Hidráulica y Dinámica de fluidos.

4.3.2.1. Clasificación de perfiles de flujo

Estos perfiles de flujo son prácticamente curvas que longitudinalmente adquiere la superficie libre del agua y solamente se presentan en el FGV. La clasificación de las curvas de remanso se basa en la comparación de la pendiente del canal S_o , pendiente crítica S_c , tirante normal y_n y tirante crítico y_c . La pendiente del canal se puede clasificar en 5 tipos: pronunciada (steep S), media (mild, M), crítica (critical, C), horizontal (H) y adversa (A).

En forma descriptiva, se tienen los siguientes casos:

1. $S_o > 0$
 - a) $S_o < S_c$: Curvas M: $y_n > y_c$
 - b) $S_o > S_c$: Curvas S: $y_n < y_c$
 - c) $S_o = S_c$: Curvas C: $y_n = y_c$
2. $S_o = 0$
 - a) $S_o = 0$: Curvas H: $y_n = \alpha$
3. $S_o < 0$
 - b) $S_o < 0$: Curvas A: y_n no existe

Para un caudal y unas condiciones de canal determinados las líneas de profundidad normal y las líneas de profundidad crítica dividen el espacio de un canal en tres zonas (Chow, 1959):

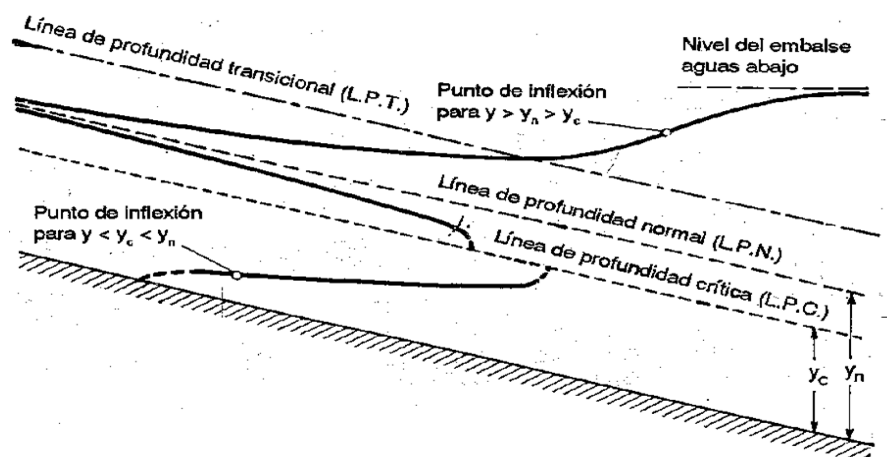


Figura 4. Criterio de zonificación de curvas de remanso. (Chow, 1959).

Zona 1. El espacio por encima de la línea superior

Zona 2. El espacio entre las dos líneas.

Zona 3. El espacio por debajo de la línea inferior.

Luego, los perfiles de flujo pueden clasificarse en trece tipos diferentes de acuerdo con la naturaleza de la pendiente del canal y la zona en la cual se encuentra la superficie del flujo. Estos tipos se designan como: H2, H3; M1, M2, M3; C1, C2, C3, S1, S2, S3; y A2, A3; donde la letra describe la pendiente (como se mencionó anteriormente) y el numero representa el número de zona. De los trece perfiles de flujo, doce son para flujo gradualmente variado, y uno, C2, es para flujo uniforme (figura 5).

En el cuadro (1) se muestran algunas características más sobresalientes de estas curvas de remanso:

Cuadro 1. Perfiles de flujo en canales prismáticos (Chow, 1959).

Pendiente del canal	Designación			Relación de y con y_n y y_c			Tipo general de curva	Tipo de flujo
	Zona 1	Zona 2	Zona 3	Zona 1	Zona 2	Zona 3		
Horizontal $S_o = 0$	Ninguno			$y > y_n > y_c$			Ninguno	Ninguno
		H2		$y_n > y > y_c$			Caída	Subcrítico
			H3	$y_n > y_c > y$			Remanso	Supercrítico
Suave $0 < S_o < S_c$	M1			$y > y_n > y_c$			Remanso	Subcrítico
		M2		$y_n > y > y_c$			Caída	Subcrítico
			M3	$y_n > y_c > y$			Remanso	Supercrítico
Crítica $S_o = S_c > 0$	C1			$y > y_c = y_n$			Remanso	Subcrítico
		C2		$y_c = y = y_n$			Paralelo al fondo del canal	Uniforme - crítico
			C3	$y_c = y_n > y$			Remanso	Supercrítico
Empinada $S_o > S_c > 0$	S1			$y > y_c > y_n$			Remanso	Subcrítico
		S2		$y_c > y > y_n$			Caída	Supercrítico
			S3	$y_c > y_n > y$			Remanso	Supercrítico
Adversa $S_o < 0$	Ninguno			$y > (y_n)^* > y_c$			Ninguno	Ninguno
		A2		$(y_n)^* > y > y_c$			Caída	Subcrítico
			A3	$(y_n)^* > y_c > y$			Remanso	Supercrítico

* y_n en paréntesis se supone como un valor positivo.

	Zona 1 $Y > Y_n$; $Y > Y_c$	Zona 2 $Y_n \geq Y \geq Y_c$; $Y \geq Y \geq Y_n$	Zona 3 $Y < Y_n$; $Y < Y_c$
Pendiente Horizontal $S_b = 0$; $Y_n > Y_c$	 Ninguno	 Caída-subcrítico	 Remanso-supercrítico
Pendiente Moderada $0 < S_b < S_c$; $Y_n > Y_c$	 Remanso-subcrítico	 Caída-subcrítico	 Remanso-supercrítico
Pendiente crítica $S_b = S_c > 0$; $Y_n = Y_c$	 Remanso-subcrítico	 Crítico	 Remanso-supercrítico
Pendiente pronunciada $S_b > S_c > 0$; $Y_n < Y_c$	 Remanso-subcrítico	 Caída-supercrítico	 Remanso-supercrítico
Pendiente Adversa $S_b < 0$	 Ninguno	 Caída-subcrítico	 Remanso-supercrítico

Figura 5. Clasificación de curvas de remanso en FGV. (Chow, 1959).

3.4. Resistencia al flujo

El libre flujo del agua a superficie libre se ve afectada por diversos factores que colocan resistencia al paso del fluido. La aceleración que produce el peso del agua en dirección longitudinal del canal genera una aceleración del flujo, en contraparte, existe una desaceleración producida por diversas fuerzas.

Las fuerzas que colocan resistencia al flujo del agua son: fuerzas de fricción, viscosidad del fluido, tensión superficial y las ocasionadas por el sedimento contenido.

A grandes rasgos, Henderson (1966) explica que, en cualquier flujo de un fluido real, la energía se disipa continuamente, debido a que el fluido debe luchar contra la resistencia originada en la viscosidad. Independientemente que el flujo sea laminar o turbulento, el mecanismo de resistencia tiene el mismo principio debido al esfuerzo de cizallamiento o corte por el cual una capa de fluido lento ejerce una fuerza retardante en un área adyacente de una capa de fluido más rápida. Debido a que estas dos capas de fluido se mueven a distintas velocidades se produce un intercambio continuo de material, por lo tanto, se produce una fuerza retardante sobre la capa de fluido más rápida. Este retraso tiene la forma de cizalla ya que actúa paralelamente a la interface entre las dos capas.

En el flujo laminar este intercambio de material y momento se produce a escala microscópica a través del movimiento aleatorio de moléculas. En contraparte, en el flujo turbulento el intercambio de momentum sólo es la base de la resistencia al cizallamiento: se produce en una escala macroscópica, causada por fluctuaciones bruscas de velocidad que envían continuamente partículas de fluido hacia adelante y hacia atrás entre capas adyacentes.

Chaudhry (2008), precisa que existe variación de la resistencia del flujo a lo largo del perímetro mojado y de la sección transversal del canal, esto debido a la presencia de flujo secundario. Además, establece que la resistencia de corte al flujo (esfuerzo cortante) en los límites del canal no es uniforme. Sin embargo, en la mayoría de los casos para simplificar los análisis, se asume únicamente la presencia del flujo en sentido longitudinal del canal, omitiendo el flujo secundario, y de igual manera, se supone que la resistencia de corte al flujo en los límites del canal es uniforme.

Considerando lo anterior, si el agua entra con lentitud al canal, tanto la velocidad como la resistencia son pequeñas, son sobrepasadas por las fuerzas inerciales de la gravedad, lo cual genera que aguas arriba exista una aceleración del flujo, provocando que este sea variado. Posteriormente, la

velocidad y resistencia se incrementan en forma gradual hasta que alcanzan un equilibrio con las fuerzas de gravedad, en ese lapso el flujo se convierte en uniforme. El tramo aguas arriba que se requiere para que el flujo uniforme se desarrolle completamente se denomina zona transitoria.

3.5. Ecuaciones de resistencia al flujo

Una manera más práctica para simplificar el análisis de resistencia al flujo del agua es asumiendo que este es unidireccional y sobre todo que es uniforme en los límites del canal.

Hickin (1995), menciona que, si el flujo presentado en el canal es uniforme, la velocidad no cambia aguas abajo y considerando válida la primera Ley de Newton (un cuerpo continuara moviéndose con una velocidad constante en línea recta a menos que sea alterado por alguna fuerza neta) se tiene que las fuerzas impulsoras de la gravedad y las de resistencia o fricción deben estar en equilibrio.

El estado de comportamiento del flujo de canal abierto se rige básicamente por los efectos de la viscosidad, gravedad y fuerzas inerciales del flujo. La tensión superficial del agua puede afectar el comportamiento del flujo bajo ciertas circunstancias, pero no desempeña un papel significativo en la mayoría de los problemas de canal abierto encontrados en ingeniería (Rani y Sarma 2015).

La viscosidad es una fuerza que pone fricción al flujo debido a que surge de las colisiones de partículas cuando estas se mueven a diferentes velocidades, provocando que exista una resistencia en su movimiento. Por esta razón, existen tensiones cortantes para sobrepasar la resistencia de fricción entre las capas de flujo y de esta forma que el agua se siga moviendo por el canal. Ante esto, diversos investigadores señalan que el esfuerzo cortante en el flujo del

agua es el resultado de la suma de un esfuerzo viscoso y de un esfuerzo turbulento.

Considerando lo anterior, se permite una formulación del esfuerzo cortante conocido como fuerza tractiva (τ_0). Chow (1959), define a esta como la fuerza que se produce cuando el agua fluye en un canal y actúa sobre el lecho de este en la dirección del flujo, la cual simplemente es el empuje del agua sobre el área mojada.

Asumiendo el planteamiento de Chow que establece que “la distribución de velocidades en un flujo uniforme se vuelve estable cuando la capa límite turbulenta se encuentra totalmente desarrollada”. Se tiene que el esfuerzo cortante en cualquier punto de un flujo turbulento que se mueve sobre una superficie sólida dado por Prandtl (1926), se denota como:

$$\tau = \rho l^2 \left(\frac{dv}{dy} \right)^2 \dots \dots \dots (14)$$

Dónde:

τ : esfuerzo cortante en cualquier punto

ρ : densidad de masa = w/g

l : longitud característica, conocida como longitud de mezcla.

dv/dy : gradiente de la velocidad a una distancia normal y desde la superficie sólida.

La definición del esfuerzo cortante se puede visualizar de mejor manera mediante la figura 6.



Figura 6. Diagrama para la formulación del esfuerzo cortante. (Hickin, 1995).

En base al diagrama anterior, las fuerzas importantes que imperan en el movimiento del agua son: fuerzas viscosas (F_v), fuerzas inerciales (F_i), fuerzas de compresibilidad (F_c) y las fuerzas de tensión superficial (F_{TS}). Considerando esto, se tiene que la fuerza que impulsa el peso del agua es W_s , por lo tanto, su componente en el sentido de la pendiente del canal será:

$$W_s = W \sin \theta \dots\dots\dots (15)$$

Dónde:

W_s : peso del agua en el sentido de la pendiente

W : peso del agua

θ : ángulo de inclinación de la rasante del canal

Para esta sección de estudio, se considera:

$$W = \rho g A L \dots\dots\dots (16)$$

De esta forma sustituyendo la expresión (16) en (15) se tiene:

$$W_s = \rho g A L \sin \theta \dots\dots\dots (17)$$

En contraparte, consideramos a la fuerza que opone resistencia como el esfuerzo cortante (fuerza tractiva) por la sección transversal del tramo de estudio:

$$F_0 = \tau_0 P L \dots\dots\dots (18)$$

En base a la asunción inicial que el flujo es unidireccional y sobre todo uniforme, se tiene que las fuerzas de resistencia deben estar en equilibrio con las inerciales:

$$W_s = F_0 \dots\dots\dots (19)$$

De la misma forma:

$$\tau_0 = \rho g \left(\frac{A}{P} \right) \sin \theta \dots \dots \dots (20)$$

Considerando que A/P es equivalente al radio hidráulico (R) y asumiendo en base a la figura 6 que $\sin \theta = \tan \theta$. De igual modo, conociendo que la pendiente del canal (S_o) se puede describir como una relación entre longitud vertical sobre horizontal y que se describe como $\tan \theta$, para valores pequeños de θ ($<5^\circ$), se tiene:

$$\tau_0 = \gamma R S_o \dots \dots \dots (21)$$

Con la ecuación (21) se puede calcular el esfuerzo cortante medio que genera el flujo en las paredes del canal en función del radio hidráulico (R) y la pendiente del canal (S_o).

Orellana et. al (2012) mencionan que “para calcular la velocidad media del flujo en un canal abierto, es necesario aceptar una serie de supuestos como la uniformidad del flujo y el esfuerzo cortante constante sobre el largo de la sección estudiada.

Por estas razones, a partir de la expresión del esfuerzo cortante medio se puede obtener una de las ecuaciones de resistencia en flujo uniforme más conocidas como lo es la ecuación de Chézy. En los siguientes apartados se detallan las ecuaciones de Chézy y sobre todo la expresión de Manning.

3.5.1. Ecuación de Chézy

Esta ecuación fue desarrollada en 1769 por el ingeniero francés Antoine Chézy y es considerada como la primera ecuación de flujo uniforme.

De acuerdo a *Engleson (2000) citado por Jiménez (2015)*, desde que Chézy propuso su fórmula hasta que Manning hizo su propuesta, durante y después de este lapso, fueron propuestas muchas otras como, por ejemplo las de

Ganguillet-Kutter (1959), Pavlovski (1960), Agroskin (1960), ColebrookWhite (1960), Blalock-Sturm (2000), HEC-RAS, etc., sin embargo todas ellas son casos particulares, ya que ignoran la influencia del número de Reynolds, lo cual es un error de concepto, pues tienen su origen en el coeficiente de la resistencia al flujo y éste depende del número de Reynolds y la rugosidad relativa.

La ecuación de Chézy puede deducirse matemáticamente de dos suposiciones. La primera suposición fue hecha por Chézy. Ésta establece que la fuerza que resiste el flujo por unidad de área del lecho de la corriente es proporcional al cuadrado de la velocidad. La segunda suposición es el principio básico del flujo uniforme, el cual se cree que fue establecido por primera vez por Brahms en 1754. Esta establece que en el flujo uniforme la componente efectiva de la fuerza gravitacional que causa el flujo debe ser igual a la fuerza total de resistencia (Chow, 1959).

Rodríguez (2008), explica que, considerando estas dos asunciones, la ecuación de Chézy se puede obtener mediante un análisis dimensional del esfuerzo cortante en función de: profundidad del agua (y), rugosidad relativa (ε/D), densidad (ρ), viscosidad del agua (μ) y velocidad del flujo (v), como se muestra en seguida:

$$\tau = f\left(d, v, \rho, \mu, \frac{\varepsilon}{D}\right)$$

Donde, para canales abiertos:

$$\text{Rugosidad relativa} = \frac{\varepsilon}{D}$$

K = constante adimensional

$$\tau = K d^a v^b \rho^c \mu^d \left(\frac{\varepsilon}{D}\right)^e \dots \dots \dots (22)$$

Estableciendo su ecuación dimensional:

$$FL^{-2}T^0 = (L^a)(L^bT^{-b})(F^cT^{2c}L^{-4c})(F^dT^dL^{-2d})\left(\frac{L^e}{L^e}\right)$$

Agrupando magnitudes iguales, se tiene:

$$FL^{-2}T^0 = (L^aL^bL^{-4c}L^{-2d})(F^cF^d)(T^{-b}T^{2c}T^d)$$

Por lo tanto, las ecuaciones dimensionales correspondientes a cada magnitud son:

$$L: \quad a + b - 4c - 2d = -2$$

$$F: \quad c + d = 1$$

$$T: \quad -b + 2c + d = 0$$

Enseguida se trata de resolver el sistema de ecuaciones, debido a que son 4 incógnitas y solo tres ecuaciones, es necesario que una de las variables sea considerada como variable independiente y las otras tres restantes, sean dependientes de esta.

De tal forma, se considera al tirante (d) como variable independiente y resolviendo las ecuaciones, se tiene:

$$c = 1 - d$$

$$b = 2 - d$$

$$a = -d$$

Sustituyendo los valores de a, b y c en la ecuación (22):

$$\tau = Kd^{-d}v^{(2-d)}\rho^{(1-d)}\mu^d\left(\frac{\varepsilon}{D}\right)^e$$

Agrupando respecto a su exponente:

$$\tau = K d^{-d} v^{-d} \rho^{-d} \mu^d v^2 \rho \left(\frac{\varepsilon}{D} \right)^e$$

Simplificando, se tiene:

$$\tau = K \left(\frac{dv\rho}{\mu} \right)^{-d} \left(\frac{\varepsilon}{D} \right)^e v^2 \rho \dots \dots \dots (23)$$

Posteriormente, igualando la ecuación (21) con (23):

$$\gamma R S_o = K \left(\frac{dv\rho}{\mu} \right)^{-d} \left(\frac{\varepsilon}{D} \right)^e v^2 \rho$$

Despejando la velocidad (v):

$$v = \sqrt{\left(K^{-1} \left(\frac{dv\rho}{\mu} \right)^d \left(\frac{\varepsilon}{D} \right)^{-e} \frac{\gamma}{\rho} R S_o \right)}$$

Por lo tanto:

$$v = \sqrt{\left(K^{-1} \left(\frac{dv\rho}{\mu} \right)^d \left(\frac{\varepsilon}{D} \right)^{-e} \frac{\gamma}{\rho} \right) \sqrt{R S_o} \dots \dots \dots (24)}$$

Considerando lo siguiente:

$$\left(\frac{dv\rho}{\mu} \right)^d = Re^d$$

$$\frac{\gamma}{\rho} = g$$

Si consideramos a una constante (C) que este en función del número de Reynolds, de la aceleración de la gravedad y de la rugosidad relativa del canal, se tendrá:

$$C = \sqrt{K^{-1} Re^d \left(\frac{\varepsilon}{D} \right)^{-e} g}$$

Por último, sustituyendo la constante C en la ecuación (24), se tiene lo siguiente:

$$v = C \sqrt{RS_o} \dots \dots \dots (25) \quad \text{Ecuación de Chézy}$$

Esta ecuación fue obtenida originalmente para su aplicación de canales, la dificultad de utilizar esta fórmula se centra en obtener un valor confiable del coeficiente C y como se mencionó al inicio del apartado, su validez se restringe al flujo uniforme.

3.5.2. Ecuación de Manning

En 4 de diciembre de 1889, el Ingeniero irlandés Robert Manning, presentó por primera vez la ecuación durante la lectura de un artículo en una reunión del Institute of Civil Engineers de Irlanda. Esta fórmula fue desarrollada y modificada durante muchos años hasta llegar a su concepción final (1891) (Chow, 1959):

$$v = \frac{k_n}{n} R^{2/3} S_f^{1/2} \dots \dots \dots (26) \quad \text{Ecuación de Manning}$$

Donde:

v: velocidad media (m/s).

k_n : factor de conversión de unidades (adimensional).

n: coeficiente de resistencia al flujo (adimensional).

R: radio hidráulico (m).

S_f : pendiente de fricción (m).

El coeficiente de fricción “n” normalmente se considera como adimensional, sin embargo, para que la ecuación sea dimensionalmente homogénea el coeficiente “n” debe tener dimensiones $[TL^{-1/3}]$. De aquí se desprende la gran duda, porque el coeficiente tendría dimensiones de tiempo, para esto, algunos autores señalan que en el numerador de la fórmula se tendría $\sqrt{g}$, por lo tanto, las dimensiones de “n” serían $L^{-1/6}$. Otros autores dejan a un lado esta discusión

y mencionan que el número “1” es el que absorbe las dimensiones $TL^{-1/3}$ y por esta razón el “n” es adimensional. Teniendo esto claro, en el presente trabajo se optó por escribir como adimensional el coeficiente “n” para términos prácticos, pero sin dejar a un lado lo citado anteriormente.

Algunos autores como Henderson (1966), sitúan que la ecuación de Manning inició a desarrollarse desde mediados del siglo XIX. En 1869 Ganguillet y Kutter publicaron una fórmula un poco complicada para C, la cual logró una considerable popularidad. Sin embargo, Gauckler en 1868 y Hagen en 1881 llegaron a la conclusión de que con los datos usados por Ganguillet y Kutter se podía obtener el valor de C variando R.

Finalmente, en 1891 el francés Flamant equivocadamente atribuyó esta conclusión al irlandés Manning, expresado en la siguiente forma:

$$C = \frac{R^{1/6}}{n} \dots \dots \dots (27)$$

Chow (1959) menciona que “para la deducción del exponente de R, se utilizaron los datos experimentales de Bazin en canales artificiales”.

Por lo tanto, sustituyendo la ecuación (27) en la fórmula de Chézy (25) para calcular la velocidad, se tiene:

$$v = \frac{R^{1/6}}{n} R^{1/2} S^{1/2} = \frac{R^{2/3}}{n} S^{1/2}$$

De esta forma se obtuvo, la ecuación de Manning para calcular la velocidad para canales abiertos con flujo uniforme y permanente. Debido a su simplicidad, esta ecuación ha sido la más utilizada para el diseño de canales.

3.5.2.1. Límites de aplicabilidad de la fórmula de Manning

Realizando un análisis teórico exhaustivo acerca de la ecuación de Manning y contemplando la ecuación de Strickler y los experimentos de Nikuradse y Williamson (1951), Sotelo (2012), observó limitaciones en la aplicación de la ecuación de Manning, las cuales son:

- a) El coeficiente “n” no es adimensional. Cada valor es válido solo para las dimensiones del canal en que se obtuvo.
- b) No considera la influencia de la viscosidad y por ello es válida solo para números de Reynolds grandes ($Re > 10000$).
- c) No sigue las leyes generales de fricción y por ello es válida solo para rugosidades relativas medias.
- d) La forma de la sección no se considera y por ello un valor conocido de “n” es válido solo para la forma de sección del canal en que se obtuvo.
- e) No considera la influencia de distintas rugosidades en la misma sección y la de su distribución de acuerdo con el nivel del agua.
- f) No considera influencia de la formación de ondas y la inestabilidad que introducen cuando es régimen es supercrítico.
- g) No considera la influencia del arrastre de aire al interior del flujo cuando la velocidad es muy grande.
- h) No considera la influencia del transporte de sedimentos y de la forma variable de un lecho móvil.

Con estas incógnitas acerca de la viabilidad en la aplicación de la ecuación de Manning, Aldama y Ocón (2002), procedieron a realizar una comparación entre la las expresiones de Manning, Darcy-Weisbach y Strickler y posteriormente haciendo ajustes, observaron que la ecuación de Manning es válida únicamente para un cierto rango de altura de rugosidad (k). Debido a que valores relativamente altos de la rugosidad de Manning (n), equivalen a valores físicamente inviables de la rugosidad equivalente de Nikuradse (K_s). El rango

de aplicación que estos autores proponen para canales anchos es de $Ks/h \in [0.0002, 0.2]$, donde h es el tirante.

3.5.2.2. Factores que afectan el coeficiente de rugosidad de Manning

El valor de n es muy variable y depende de un cierto número de factores. Para seleccionar el valor de n apropiado para diferentes condiciones de diseño, resulta muy útil tener un conocimiento básico de estos factores; los que ejercen mayor influencia sobre el coeficiente de rugosidad son los siguientes (Chow, 1959):

A). - Rugosidad artificial: se representa por el tamaño y la forma de los granos del material que forman el perímetro mojado y que producen un efecto retardador del flujo. Por lo general este se considera como el único factor para la selección de un coeficiente de rugosidad, pero en realidad es solo uno de varios factores principales.

Vegetación: la vegetación puede considerarse como una clase de rugosidad superficial, pero también reduce de manera notable la capacidad del canal y retarda el flujo. Este efecto depende por completo de la altura, la densidad, la distribución y del tipo de vegetación, y es muy importante en el diseño de pequeños canales de drenaje.

B). - Irregularidad del canal: las irregularidades del canal incluyen irregularidades en el perímetro mojado y variaciones en la sección transversal, tamaño y forma de esta a lo largo del canal. En canales naturales, tales irregularidades por lo general son producidas por la presencia de barras de arena, ondas de arena, crestas y depresiones, fosos y montículos en el lecho del canal. Estas irregularidades introducen rugosidad adicional a la causada por la rugosidad artificial y otros factores. El incremento en n puede ser 0.005 o

mayor. Los cambios que hacen que el flujo cambie de manera sinuosa de un lado al otro del canal producirán el mismo efecto.

C). - *Alineamiento del canal*: curvas suaves con radios grandes producirán valores de n relativamente bajos, en tanto que curvas bruscas con meandros severos incrementarán el n . Con base en pruebas de laboratorio llevadas a cabo en canaletas, Scobey sugirió que el valor de n se incrementara en 0.001 por cada 20 grados de curvatura en 100 pies de canal. En general, el incremento de la rugosidad en canales no revestidos que conducen agua con baja velocidad es insignificante. Un aumento de 0.002 en el valor de n constituye una provisión adecuada para la pérdida en curvas en la mayor parte de las canaletas que contengan curvaturas pronunciadas sin importar que estén contruidos de concreto o en otros materiales.

D). - *Sedimentación y socavación*: en general la sedimentación puede cambiar un canal muy irregular en un canal relativamente uniforme y disminuir el n , en tanto que la socavación puede hacer lo contrario e incrementar el n . Sin embargo, el efecto dominante de la sedimentación dependerá de la naturaleza del material depositado. Depósitos no uniformes, como barras de arena y ondulaciones de arena, constituyen irregularidades del canal e incrementaran la rugosidad. La energía utilizada para erosionar y mover el material en suspensión o por saltación a lo largo del lecho también incrementara el valor de n . El efecto de la socavación no es impórtate siempre y cuando la erosión en el lecho del canal causado por velocidades altas progrese igual y uniformemente.

E). - *Obstrucción*: la presencia de obstrucciones de troncos, pilas de puentes y estructuras similares tiende a incrementar el n . la magnitud de este aumento depende de la naturaleza de las obstrucciones, de su tamaño, forma, número y distribución.

F). - *Tamaño y forma del canal*: no existe evidencia definitiva acerca del tamaño y forma del canal como factores importantes que afecten el valor de n . Un

incremento en el radio hidráulico puede aumentar o disminuir el n , según la condición del canal.

G). - Nivel y caudal: en la mayor parte de las corrientes el valor de n disminuye con el aumento en el nivel y en el caudal. Cuando el agua es poco profunda, las irregularidades en el fondo del canal quedan expuestas y sus efectos se vuelven pronunciados, sin embargo, el valor de n puede ser grande en niveles altos si las bancas están cubiertas por pastos o son rugosas.

H). - Cambio estacional: debido al crecimiento estacional de plantas acuáticas, hierbas, malezas, sauces y árboles en el canal o en las bancas, el valor de n puede aumentar en la estación de crecimiento y disminuir en la estación inactiva. Este cambio estacional puede producir cambios en otros factores.

I). - Material en suspensión y carga de lecho: el material en suspensión y la carga de lecho, ya sea en movimiento o no, consumirá energía y causará una pérdida de altura e incrementará la rugosidad aparente del canal.

Todos los factores anteriores deben estudiarse y evaluarse con respecto a las condiciones relacionadas con el tipo de canal, el estado de flujo, el grado de mantenimiento y otras condiciones. Ellos dan una base para determinar el valor de n apropiado para un problema determinado. Como una guía general para la escogencia, debe aceptarse que las condiciones que tienden a inducir turbulencia y a causar retardo incrementarán el valor de n , y aquellas que tiendan a reducir la turbulencia y el retardo disminuirán el valor de n (Chow, 1959).

3.5.3. Estudios acerca de los factores que influyen en el coeficiente de Manning

Conociendo los factores que implica el coeficiente de fricción de Manning, a través del tiempo se han generado diversos trabajos experimentales y teóricos para comprender el efecto y su grado de influencia en el coeficiente “n”. Por estas razones, en los siguientes apartados se muestran algunos estudios acerca de cada factor, enfocándose en aquellos más sobresalientes.

3.5.3.1. Estudios acerca del factor rugosidad artificial

La rugosidad artificial es quizá el factor más sobresaliente en la resistencia al flujo en canales. Debido a esto, existen muchos autores que han publicado sus trabajos acerca de este factor considerando distintos tipos de superficies de rugosidad. Muchos de estos trabajos fueron realizados en canales prototipo de laboratorios, variando el tamaño y separación de los elementos de rugosidad, y en algunos casos, combinando distintos materiales de rugosidad. A continuación, se citan alguno de estos estudios acerca de la rugosidad artificial en canales abiertos.

Bazin (1865) citado por Rani y Sarma (2015) llevó a cabo experimentos extensos para comprender el comportamiento del coeficiente de fricción. Para estos estudios, Bazin trabajó en un canal de 2 m de ancho y una longitud aproximada de 600 m, variando diferentes rugosidades. En tanto, Powell (1944) trabajó en algunos experimentos en el Institute of Hydraulic Research en la Ciudad de Iowa, E.U.A. Powell realizó aproximadamente 200 experimentos en un canal rectangular variando 11 rugosidades en 44 pendientes distintas. Posteriormente, Morris (1955) introdujo un nuevo concepto de rugosidad, debido a que notó que las pérdidas de energía en el flujo turbulento sobre la superficie rugosa son en gran medida debido a la formación de remolinos en cada elemento de rugosidad. Sayre y Albertson (1963) desarrollaron

experimentos en un canal artificial de 8 ft de ancho y aproximadamente 72 ft de largo, la superficie y paredes fueron fabricados con hojas de metal, usando deflectores de 6 in de ancho y 1.5 in de alto como elementos de rugosidad. En tanto, Tracy y Lester (1961) realizó pruebas en un canal rectangular relativamente suave variando el número de Froude (Fr) en un intervalo de 0.14 a 3.96.

Uno de los trabajos más importantes y de mayor impacto fue el que realizó Reinus (1961), debido a que él llevo a cabo sus experimentos en un canal artificial rectangular de 1.98 ft de ancho y 51.8 ft de largo. Las paredes de los canales fueron relativamente suaves, hechas con hojas de acero y vidrio, los elementos de rugosidad en el acero tenían un diámetro de 4.76, mientras que los de vidrio 9.52 mm respectivamente.

Alrededor del mundo diversos investigadores han realizado estudios modificando distintos tipos de materiales en fondo y paredes de canales. Uno de los trabajos más sobresaliente fue en Reino Unido, donde Guo et. al. (2008) experimentaron en un canal rectangular artificial con rugosidades ásperas y para una amplia gama de flujos, variando pendiente y paulatinamente, el número de Froude. El objetivo principal de estos investigadores fue el de estudiar la separación relativa de los elementos de la rugosidad y su efecto significativo en el flujo.

En Colombia, Gutiérrez (2009) realizó estudios para calcular el coeficiente de rugosidad de Manning y observar su comportamiento variando el material del fondo del canal. Para esto, utilizo: gravilla, arena, piedra pegada y tierra. Sus experimentos básicamente constaron en variar 3 distintos gastos y pendientes para cada tipo de material. Las pruebas se realizaron en un canal rectangular modelo de 4 m de largo por 0.5 m de ancho por 0.6 m de alto, paredes en acrílico y base en lámina de acero.

En la India, Rani y Sarma (2015) realizaron experimentos en el Hydraulics laboratory of Civil Engineering Department of Assam Engineering College, Guwahati. Ahí trabajaron en canales rectangulares de vidrio, modificando diferentes pendientes y para cada una de estas se variaron 4 gastos distintos. La sección de control que el estudio fue de 0.102 m de largo por 0.200 m de profundidad y 4.00 m de largo. Aunque, en esencia ellos tuvieron como finalidad comparar distintas fórmulas de resistencia al flujo (Chézy, Manning y Darcy Weisbach), ellos también analizaron el comportamiento de la rugosidad en este canal.

3.5.3.2. Estudios acerca del factor vegetación

La vegetación es uno de los factores de resistencia al flujo que normalmente no se contemplan en el diseño de canales, debido a que este factor varía a través del tiempo y depende en gran medida de la conservación y manejo que tenga el canal. La vegetación propicia que se generen vórtices y turbulencias de diferentes magnitudes afectado seriamente a la resistencia. Esta afectación es muy difícil de cuantificar, debido a que aún no se establecen parámetros o expresiones que nos indique la relación entre la propiedad de resistencia al flujo y la vegetación (forma, tamaño, flexibilidad y densidad de vegetación) (Okamoto y Nezu, 2010).

Los primeros estudios sobre este factor, fueron realizados por el biólogo Gessner (1950) quien observó el efecto que generan las Macrófitas en la conducción del agua. Gessner observó que con el crecimiento de las comunidades Macrófitas se reducía el área de la sección transversal y aumentaban las asperezas, es decir, se producía una resistencia al flujo mayor.

Uno de las investigaciones más completas fue el que realizó Barnes (1967), quien llevó a cabo un estudio extenso sobre el coeficiente de rugosidad de Manning en 50 ríos en los E.U.A., con una amplia gama de variabilidad

partiendo desde cauces sin vegetación (rocosas) hasta considerar tramos con mucha vegetación en el fondo. El propósito de su investigación fue el de tener una base más amplia de datos que ayuden a seleccionar un coeficiente de rugosidad más acorde a las condiciones de otros canales y cauces.

Para esto, Barnes recopiló fotografías y datos como geometría del cauce y vegetación, esencialmente, que el U.S. Geological Survey había tomado en los últimos 15 años (1952-1967). Este investigador consideró el flujo en estos cauces como estable y aplicó criterios similares que se consideran en la resistencia al flujo en canales abiertos para obtener el coeficiente de rugosidad de Manning.

Con los estudios previos de Gessner sobre las comunidades Macrófitas, Stephan y Gutknecht (2002) llevaron a cabo un análisis para analizar la influencia de la rugosidad causada por la vegetación acuática (av), en particular Macrófitas sumergidas. Estas plantas son altamente flexibles y se comportan de manera diferente dependiendo del flujo situación, por lo tanto, la rugosidad se vuelve variable y dinámica. Para medir el efecto de la vegetación flexible sobre la velocidad del flujo utilizaron el método de la velocimetría acústica Doppler (ADV).

Otros investigadores han utilizado otras técnicas ópticas para medir la velocidad en los vórtices generados por la vegetación. Por ejemplo, Okamoto y Nezu (2009), utilizaron técnicas como la de velocimetría por rastreo de partículas (PTV) y velocimetría por imágenes de partículas (PIV).

En tanto, para medir la influencia de las vegetaciones rígidas en la resistencia al flujo, algunos investigadores como *Petryk y Bosmajian (1975) citados por Jarvela (2002)*, realizaron estudios en canales y presentaron un modelo para estimar el n de Manning en función del radio hidráulico y densidad de vegetación para Vegetación rígida no sumergida. Estos investigadores observaron que, para el caso de Vegetación densa uniforme, el n de Manning

aumenta proporcional a la potencia $2/3$ del radio hidráulico, suponiendo que el cizallamiento del límite del canal es insignificante. Otro estudio que detalla el comportamiento del flujo en canales con vegetaciones rígidas es el realizado por *Liu et. al. (2008)*, quienes llevaron a cabo sus experimentos en el Baker Environmental Hydraulics Laboratory en el Virginia Tech, tuvieron como propósito analizar las velocidades verticales generadas por los vórtices y examinar las intensidades de las turbulencias.

Considerando ambos tipos de vegetación *Ben Meftah et. al. (2006)*, estudiaron estas en un canal de vidrio de laboratorio en el Mediterranean Agronomic Institute (IAM) en Bari, Italia. Ellos consideraron diferentes tipos de vegetación, manteniendo siempre a esta como sumergida. En tanto, características de la velocidad e intensidad de turbulencia fueron medidas con la técnica (ADV). En base a sus resultados experimentales, observaron que la vegetación rígida provoca una mayor y más definida desaceleración del flujo en comparación a la vegetación flexible. De igual manera, notaron que la intensidad de turbulencia es mayor en la vegetación rígida (analizando la capa de vegetación que oscila desde fondo del canal a su parte superior de las plantas).

Desde otra perspectiva, algunos investigadores llevaron a cabo sus trabajos en cauces naturales donde es más evidente y tiene mayor variación el efecto de la vegetación.

De Doncker et. al. (2009), realizaron un estudio acerca de la influencia de la vegetación en dos cauces naturales: río Aa en Belgica y Biebrza en Polonia. Ellos estudiaron la resistencia al flujo utilizando la ecuación de Manning y realizaron la modelación hidráulica en HEC-RAS. En esencia, para observar el efecto de la vegetación en los cauces, estos investigadores calcularon el coeficiente de Manning en función del tiempo, distancia y nivel del agua.

3.5.3.3. Estudios acerca del factor sedimentación

El efecto que producen los sedimentos en la resistencia del agua es más visible en cauces naturales debido al arrastre de partículas producidas por la erosión. En canales artificiales, el transporte de sedimentos se asocia al manejo y conservación de estas estructuras y a la calidad del agua conducida. El efecto que provoca la sedimentación se amplifica en aquellos canales no revestidos. Por estos motivos, los estudios realizados en este ámbito, mayormente se llevan a cabo en cauces naturales.

Los sedimentos pueden ser partículas muy finas como arcillas o relativamente más grandes (arenas). En canales es posible observar estas partículas o conjunto de ellas aglomeradas fuertemente formando sólidos consistentes. De acuerdo al transporte de estas partículas, en ocasiones se tiene un fondo móvil y paredes del canal, provocando que el coeficiente de fricción de Manning sea distinto en tiempo y espacio del canal.

Por estas razones, algunos autores, establecen que el coeficiente de fricción de Manning puede ser representado de mejor manera por el diámetro medio de las partículas de fondo: Strickler (1923), Simons y Richardson (1966), Limerinos (1970), Karim (1990), entre otros.

Yen (2002), establece que en el cálculo del factor de resistencia traducido a esfuerzos cortantes en canales aluviales puede tener dos enfoques diferentes:

1. Considerando una separación lineal de la resistencia.
2. Considerando un enfoque no lineal de la resistencia.

I. Enfoque lineal de la resistencia

En el primer caso, es necesario asumir que el coeficiente de resistencia es linealmente separado en dos partes.

Para la ecuación de Manning:

$$n = n' + n'' \dots \dots \dots (28)$$

Esta asunción se realiza con la intención de que cada una de las partes de la ecuación (28) sea función de únicamente dos de los tres parámetros independientes del lado derecho de la ecuación (29):

$$S_o, \frac{n}{d_s^{1/6}}, f = F\left(R, F, \frac{d_s}{h}\right) \dots \dots \dots (29)$$

En la ecuación (29), muestra las variables de las cuales depende el cálculo del coeficiente de Manning, considerando que el canal es lo suficientemente ancho y el transporte de sedimentos está en equilibrio.

Yen (2002), menciona que el enfoque lineal fue iniciado en Zúrich, Suiza por Meyer y Müller (1948) y Einstein (1950). Ellos consideraron que para el concepto de momentum el esfuerzo cortante total en el fondo del canal puede separarse en dos partes:

$$\tau_0 = \tau_0' + \tau_0'' \dots \dots \dots (30)$$

Donde:

τ_0 : esfuerzo cortante total

τ_0' : esfuerzo cortante referente únicamente al fondo (rígido o fijo).

τ_0'' : esfuerzo cortante adicional (fondo móvil).

Por lo tanto, para obtener el coeficiente de Manning, se utilizan las expresiones (31) y (32):

$$\frac{n'}{R^{1/6} K_n} = \frac{\sqrt{\tau_0'/\rho}}{V} \dots \dots \dots (31)$$

$$\frac{n'}{R^{1/6} K_n} = \frac{\sqrt{\tau_0''/\rho}}{V} \dots \dots \dots (32)$$

Donde los valores de τ_0' y τ_0'' pueden obtenerse considerando al primero como un esfuerzo cortante del fondo fijo, al cual le corresponde un R' fijo. Al segundo esfuerzo cortante τ_0'' se considera como adicional debido a que este cambia con la sedimentación y por lo tanto le corresponde un R' . Por tales motivos, τ_0' y τ_0'' se calculan de la forma siguiente:

$$\tau_0' = \gamma R' S_o \dots \dots \dots (33)$$

$$\tau_0'' = \gamma R'' S_o \dots \dots \dots (34)$$

Yen (1991), menciona algunos investigadores que han realizado estudios teóricos y experimentales bajo el enfoque de separación lineal de la resistencia, tales como: Einstein y Barbarossa (1952), Vanoni y Brooks (1957), Shen (1962), Alam y Kennedy (1969) y Acaroglu (1972).

II. Enfoque no lineal de la resistencia

En el enfoque no lineal, el coeficiente de resistencia no se divide en dos partes: en la rugosidad de las partículas sólidas (fondo móvil) y la del fondo del canal (rígido), como se asumió en el enfoque lineal. La mayoría de los estudios bajo este enfoque no lineal son derivados del análisis dimensional. Estos estudios se pueden clasificar en 4 grupos dependiendo la forma de obtener la resistencia. Enseguida se denotan los tipos de métodos y los investigadores que han llevado a cabo estudios sobre ellos (Yen, 2002).

1. Métodos que consideran al coeficiente de resistencia como una variable dependiente en su análisis; Strickler (1923), Mostafa y McDermid (1971).
2. Métodos basados en el esfuerzo cortante, el cual es relacionado con la resistencia usando la ecuación (35); Raudkivi (1967), Van Rijn(1984).

$$\frac{n}{R^{1/6} K_n} = \frac{\sqrt{g}}{C} = \frac{\sqrt{g R S_o}}{v} \dots \dots \dots (35)$$

3. Métodos que dan una ecuación de la velocidad media y los coeficientes están relacionados con la resistencia; Garde y Ranga Raju (1966).

4. Métodos que utilizan el enfoque energético el cual fue derivado por Bagnold's (1966) de su concepto de energía de corriente para calcular las expresiones de velocidad y a su vez calcular la resistencia; *White et al. (1980)*

La mayoría de estos métodos asumen que el flujo es permanente y uniforme, con un transporte de sedimentos estable.

Camacho y Yen (1991), establecen una fórmula para calcular la resistencia en función del diámetro de partículas, la cual en términos del factor n de Manning se expresa como sigue:

Para $Fr < 0.4$

$$\frac{n}{R^{1/6}} = \frac{1.16 T^{0.175}}{C_n R^{0.19}} \dots \dots \dots (36)$$

Para $0.4 \leq Fr < 0.7$

$$\frac{n}{d_{50}^{1/6}} = \frac{0.054}{C_n} \left(\frac{d_{50}}{R} \right)^{-0.04} \frac{R^{0.05}}{Fr^{0.88}} \dots \dots \dots (37)$$

Para $0.7 \leq Fr < 1$

$$\frac{n}{d_{50}^{1/6}} = \frac{0.17}{C_n Fr^{0.15}} \dots \dots \dots (38)$$

Para $1 < Fr < 2$

$$\frac{n}{d_{50}^{1/6}} = \frac{0.17}{C_n Fr^{0.45}} \dots \dots \dots (39)$$

Los coeficientes de C_n y k_n para el SI ambos tienen un valor de 1, mientras que para el Sistema Ingles las unidades son 3.819 y 1.486 respectivamente. En tanto, el factor T se calcula con la expresión (40):

$$T = \frac{S_w}{\Delta \rho_s / \rho} \left(\frac{R}{d_{50}} \right) \dots \dots \dots (40)$$

3.5.3.4. Estudios acerca de los factores nivel y caudal del agua

Estos factores son quizás los que más cambian durante el funcionamiento de un canal, debido a la operación y manejo que se les asigne. Han existido estudios acerca de estos factores, sin embargo, los investigadores los consideran (tirante y gasto) como factores secundarios a analizar debido a que en estos estudios siempre van aunados a cambios de pendiente o del material del canal. Algunos de estos trabajos de investigación más recientes acerca de estos factores se describen a continuación.

Investigaciones recientes sobre el efecto que producen diferentes gastos en el coeficiente “n” de Manning la llevaron a cabo Lau y Afshar (2013). Estos investigadores egipcios tuvieron como propósito observar la tendencia que presenta la rugosidad del material en el coeficiente de Manning, en forma paulatina, analizaron el efecto de la variación de un rango de gastos (0-15 L/s) en este coeficiente, independientemente de la rugosidad. Los tres materiales que utilizaron para su análisis fueron: acero, grava de 2 y 5 m. En sus resultados, se observaron valores de “n” equivalentes a 0.0133 - 0.0148 para el acero y en forma general, estos autores concluyeron que, para una pendiente y rugosidad de material dado, el incremento en el gasto disminuye el valor del coeficiente de fricción de Manning.

Como se mencionó en apartados anteriores, Rani y Sarma (2015) estudiaron el efecto de la variación del gasto aunado a diferentes pendientes. El propósito de sus experimentos fue el de observar el grado de dependencia del coeficiente de fricción de Manning con respecto a los estados de flujo. Sus experimentos fueron hechos en laboratorio sobre un canal de vidrio de dimensiones pequeñas (0.102 x 0.20 x 4.0 m) realizando alrededor de 4 experimentos por cada variación de pendiente, con lo cual analizó más de 150 datos, a los cuales les estimaron el coeficiente de fricción de Manning y concluyeron que efectivamente este coeficiente se ve seriamente afectado por los estados de

flujo y afirmó que seleccionar un valor de “n” en base únicamente a la rugosidad del material es definitivamente no recomendado.

En la India, los Ingenieros Mitra y Das Saikia (2016) llevaron a cabo estudios en un canal prismático de sección rectangular de 0.30 x 0.46 x 6.00 m, teniendo como objetivo analizar la variación que presenta el coeficiente de fricción “n” de Manning y “f” de Darcy cambiando tres materiales (material original del canal, pasto, PVC). En cada uno de estos materiales variaron tres veces el gasto, teniendo de este modo, 9 experimentos distintos. Con estos análisis y en base a sus resultados coincidieron con investigaciones previas de otros autores, que afirmaban que independientemente del tipo de material del canal el coeficiente “n” de Manning varía en forma gradual, aumentando el valor de este coeficiente cuando se tienen gastos pequeños y disminuyendo para caudales grandes.

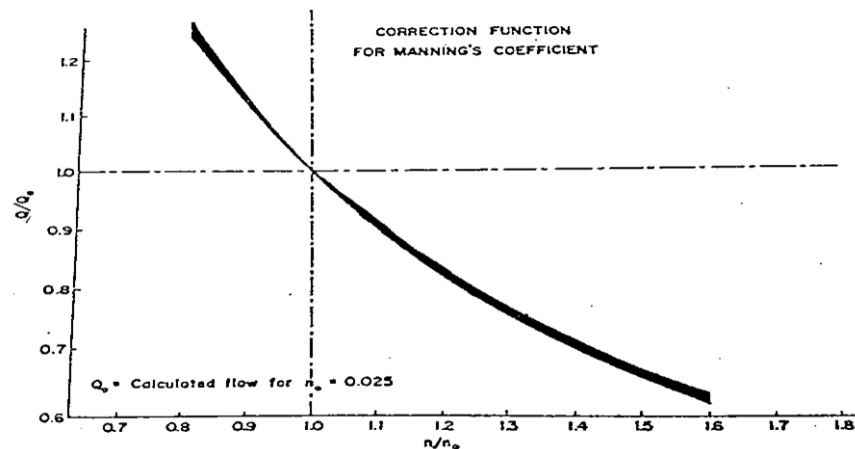
3.5.4. Relevancia del proyecto de investigación

Como se ha mencionado en las secciones anteriores, existen muchos estudios acerca de la influencia de factores como: rugosidad del material, vegetación, sedimentos y otros estudios que contemplan el efecto en conjunto de varios de estos factores aunados a cambios de pendiente o geometría del canal. Sin embargo, muchos de estos factores no cambian durante un largo tiempo o se podría decir que su variación es muy lenta y podrían evitarse con una buena conservación y manejo del canal.

Por lo tanto, los estudios deberían enfocarse en aquellos que presenten cambios significativos a corto plazo; uno de estos, es el tipo de flujo. La condición que presenta un flujo puede ser muy cambiante en canales de riego, debido a que estas condiciones de flujo pueden ser reguladas mediante la operación de compuertas u otras estructuras hidráulicas.

Los estudios de resistencia al flujo deben centralizarse en el efecto que genera la variación del estado y tipo de flujo en canales de riego. Enfocándose en la ecuación de Manning y considerando que el factor de fricción “n” de Manning es un valor al cual se le adjuntan los efectos propios de la resistencia, en el presente trabajo se analiza la variación del coeficiente en función de distintos tipos de flujos en un canal de riego prototipo. Estas condiciones de flujo fueron establecidas para 13 caudales en el canal, en cada gasto se variaron los tirantes (mediante agujas de maderas) para generar diferentes regímenes de flujo y sobretodo, observar el comportamiento del “n” de Manning.

Con la presente investigación, se trata de analizar la variación de la capacidad de conducción de un canal cuando se diseña con un coeficiente n de Manning para flujo permanente uniforme y con el correspondiente al flujo gradualmente variado. En esencia, se trata de verificar la gráfica mostrada por Liggett (1975), en la cual mostró la variación de la capacidad de un cauce natural (rio Detroit) teniendo un n_0 (coeficiente de Manning para flujo permanente uniforme) y un n (coeficiente de Manning real obtenido) (ver gráfica 1).



Gráfica 1. Variación de la capacidad del cauce del rio Detroit (Liggett, 1975).

V. MATERIALES Y MÉTODOS

Equipo básico

- Canal metálico del Laboratorio de Hidráulica del Departamento de Irrigación de la UACH. Este canal es de sección rectangular con una longitud de 17.80 m, ancho de plantilla de 60 cm y altura de 45 cm (figura 7). La alimentación del canal es por medio de dos bombas que circulan el agua proveniente del depósito subterráneo y vierten el agua sobre un tanque de entrada ubicado aguas arriba del canal, este tanque también da función de amortiguamiento con lo cual se asegura que el flujo no entre en estado turbulento hacia el canal. La medición del gasto se realiza con un vertedor triangular de pared delgada ya calibrado ubicado aguas abajo del canal.



Figura 7. Canal metálico

- Arduino Uno y Arduino Mega 2560: se utilizaron estos dos tipos de micro controladores debido a que la plataforma tanto del hardware como del software son muy comunes, fáciles de desarrollar y sobre todo de licencia libre. Ambos tipos de micro controladores son muy versátiles en torno a que pueden trabajar con una amplia gama de sensores analógicos y digitales.
- Sensores ultrasónicos: el modelo de estos fueron HC-SR04 los cuales bajo condiciones óptimas cuentan con una precisión de 2 mm. Se

utilizaron estos en base a que son especiales para medir distancias en tramos cortos (menores a 5 m) y al costo relativamente poco. Los detalles técnicos de estos sensores se adjuntan en la sección de Anexos.

- Modulo reloj en tiempo real DS3231: estos fueron empleados para establecer la fecha y hora de las lecturas de los tirantes y así poder sincronizar todos los sensores. De esta forma, las lecturas de estos en todas las estaciones se tomaron en el mismo instante.
- Módulo de tarjeta microSD: el propósito de estos fueron almacenar los datos registrados por los sensores en una tarjeta microSD en formato .CSV.
- Pantallas LCD 16X2 1602A: estas se utilizaron con el objetivo de proyectar y visualizar en forma directa las lecturas de los sensores.
- Protoboard
- Trípodes de altura regulable para colocación de sensores
- Limnímetro de punta de 350 mm.
- Nivel topográfico.
- Estatal de aluminio
- Softwares: Arduino, AutoCAD 2012, Excel 2010.

5.1. Armado y conexión del equipo de medición de tirantes

Los dispositivos electrónicos adquiridos se armaron en la Protoboard para probar su efectividad y funcionamiento, este fue el primer paso previo para el diseño y operación de circuito. Paulatinamente, se desarrolló el código de programación del microcontrolador en Arduino Uno y ATmega2560 (ver figura 8), una vez validado el funcionamiento del sistema electrónico, se instaló finalmente en un recipiente para un manejo del circuito electrónico (figura 9).

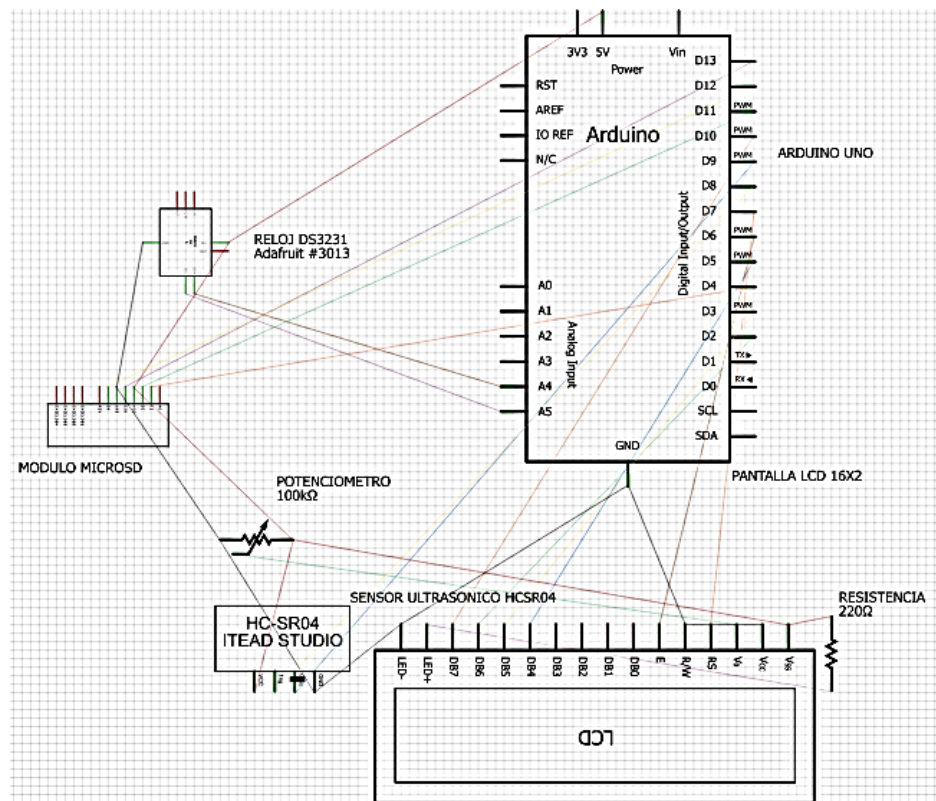


Figura 8. Esquema de conexión del circuito electrónico.

Como equipo de auxilio, se utilizaron 10 trípodes metálicos en los cuales se incrustaron los sensores ultrasónicos para que estos no generaran variaciones en las mediciones debido al efecto de la estabilidad.

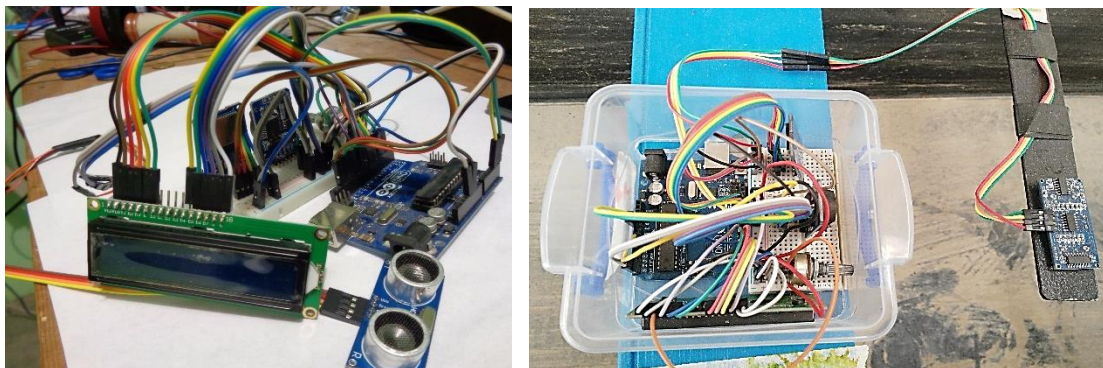


Figura 9. Conexión del circuito electrónico

5.2. Programación del código para medición de tirantes

El código principal, en esencia, se fundamentó en tomar las lecturas de las distancias del sensor al espejo del agua, posteriormente este valor se restó a la altura total que comprendía desde la cota del fondo del canal hasta la del sensor. De esta forma se obtuvieron los tirantes, los datos de estos fueron medidos y recabados en forma simultánea en las 10 estaciones de medición. También se desarrolló el código para que los datos de tirantes, número de estación, fecha, hora y voltaje fueran almacenados en la tarjeta microSD. En la figura 10 se muestra el diagrama de flujo representativo del código desarrollado.

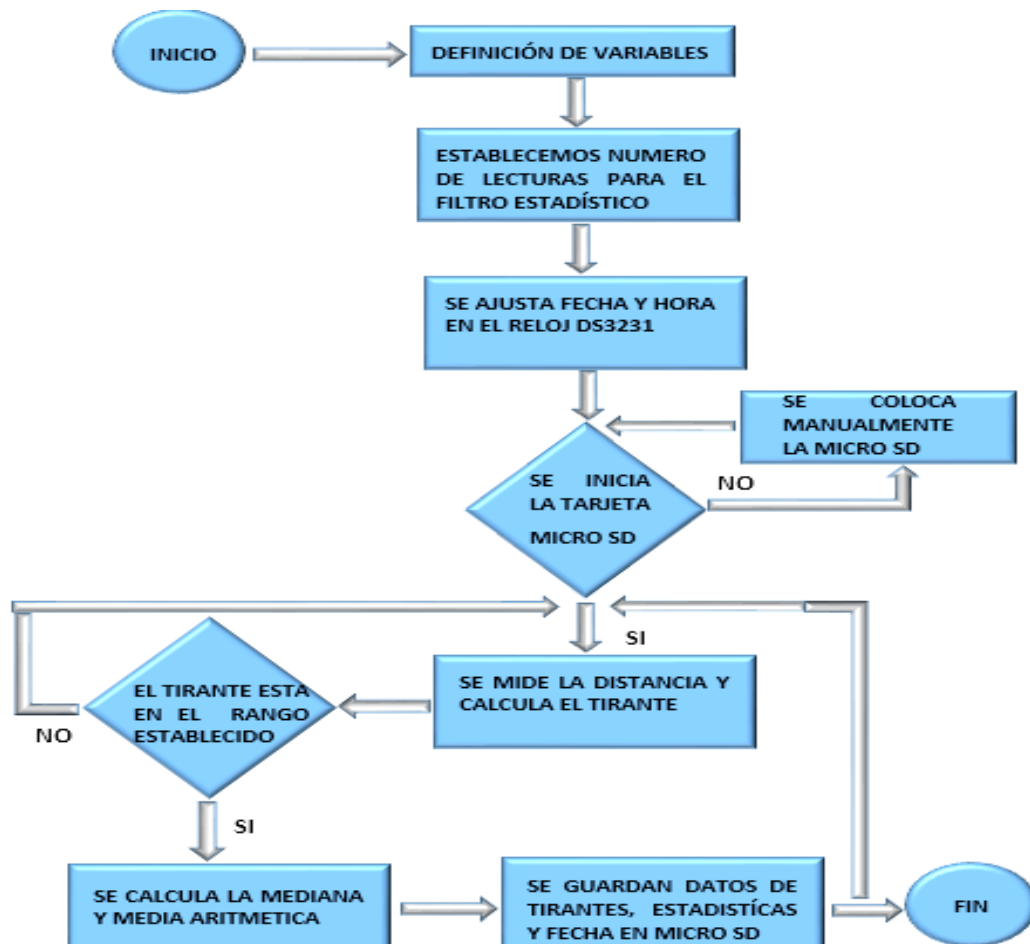


Figura 10. Diagrama del código para medición de tirantes

Aunado al código base para medición en tiempo real y almacenamiento de las lecturas de tirantes, se desarrollaron dos filtros para estabilizar y mejorar las lecturas de los sensores. El primer filtro fue del tipo digital el cual ya fue realizado especialmente para sensores SR04, SRF05, SRF06, DYP-ME007 y Parallax PING. Este filtro se encuentra ya disponible en una nueva librería y se diferencia del resto de las demás porque no se retrasa ni por un segundo completo si no se recibe eco de ping como todas las demás bibliotecas de ultrasonidos.

El segundo filtro fue del tipo estadístico y se implementó con el propósito de ajustar las lecturas más acordes a la realidad, considerando que los sensores en ocasiones pueden tomar valores erróneos los cuales se agudizan los problemas en la medición. En el código se desarrollaron las tres medidas de tendencia central: media, moda y mediana, sin embargo, debido a la baja capacidad de la memoria dinámica del micro controlador Arduino Uno, se procedió a ocultar el código de la moda, debido a que en el cálculo de esta se consume demasiada de esta memoria dinámica. Por lo tanto, la media y mediana se estimaron para cada 5 mediciones, para elegir cuál de las dos medidas de tendencia central es más apropiada se tuvieron que observar las 5 mediciones previas y analizar si la distribución es muy sesgada se optó por utilizar la mediana. Cuando las 5 mediciones no presentaban una distribución muy sesgadas y aunadas a esto, todas las lecturas eran de interés se optó por elegir a la media como valor representativo (figura 11).

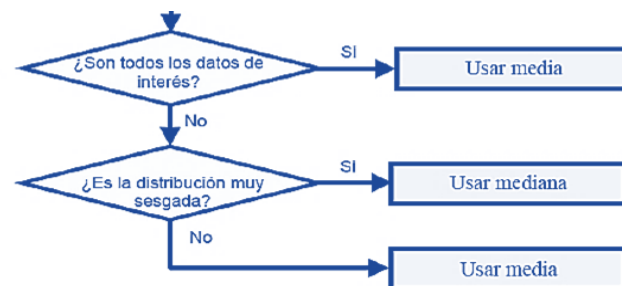


Figura 11. Elección de la medida de tendencia central más representativa.

5.3. Calibración de sensores ultrasónicos

La acción de calibrar, básicamente, se refiere al comparar y posteriormente ajustar los valores mostrados o leídos de un sensor con los valores estándar o correspondientes a un patrón de referencia. La calibración de los sensores ultrasónicos se llevó a cabo en el canal basculante, para ello se consideraron 9 gastos distintos, para cada uno de estos se registró la lectura del tirante correspondiente mediante los sensores ultrasónicos. Los valores de estos tirantes fueron comparados con los medidos por el limnómetro de punta (patrón de referencia). Con ambos tirantes medidos (del sensor y limnómetro) se obtuvo la diferencia entre ambas lecturas (ver figura 12).

El error estimado nos deduce el grado de incertidumbre que diferencia ambos tirantes. En la comparación de estos dos datos, si el error era relativamente significativo, se tenía que realizar un análisis de varianza de los datos con el propósito de obtener la desviación estándar. Posteriormente, el valor de este parámetro estadístico se adicionó a la fórmula planteada en el código para calcular el tirante. Con la adición de este valor se observó que el error en las lecturas medidas con el sensor ultrasónico y limnómetro disminuyó notablemente.

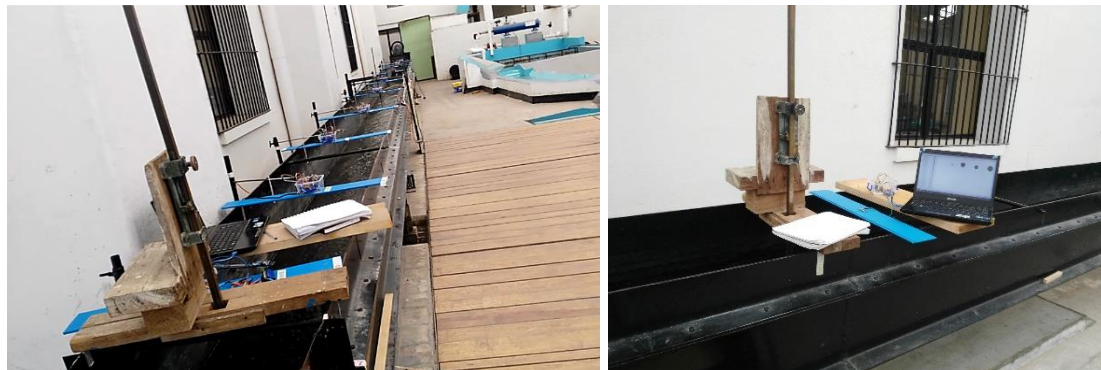


Figura 12. Calibración de sensores en el canal

5.4. Manejo previo del canal

Se verificó que el canal metálico y el resto de las estructuras funcionaran correctamente, para esto, inicialmente se encendieron las bombas y se dejó verter el agua sobre el canal variando los gastos desde el mínimo hasta el máximo posible. Se observó que en el tanque de entrada existían fugas, por lo tanto se procedió a cubrir el interior con dos capas de sellador y catalizador. Se revisó que los gatos hidráulicos funcionaran, sin embargo, no fue así, por lo que se optó por trabajar con una sola pendiente del canal.

En tanto, para verificar que la pendiente del fondo del canal es uniforme se realizó un pequeño levantamiento topográfico. Este fue realizado con la ayuda de un nivel topográfico y estatal de aluminio. Se obtuvo la altimetría, la cual tiene como esencia, determinar la diferencia de alturas entre puntos situados en el canal. Debido a que la longitud del canal no excede los 100 m y a simple vista, el desnivel del canal no superó la longitud del estatal de aluminio se consideró solo establecer una sola estación con el instrumento. El método utilizado en el levantamiento topográfico fue el de Radiación.

Para conocer el desnivel entre los dos puntos fue necesario aplicar la fórmula siguiente:

$$h = L_A - L_B \dots \dots \dots (41)$$

Dónde:

h_A : lectura de estatal en el punto A (m).

h_B : lectura del estatal en el punto B (m).

h : desnivel entre A y B (m).

Obtenidos los datos topográficos, el siguiente paso fue obtener la pendiente en cada uno de los 10 tramos visualizados. Por lo tanto, el valor de la pendiente en cada uno de ellos se calculó mediante la ecuación (42):

$$S_{A-B} = \frac{h_A - h_B}{L_{A-B}} \dots \dots \dots (42)$$

Dónde:

L_{A-B} : longitud del tramo A-B del canal (m).

S_{A-B} : pendiente del canal en el tramo A-B (adimensional).

Con la ecuación (43) se obtuvo la pendiente del fondo del canal, considerando como una media aritmética de las pendientes de cada tramo.

$$S = \sum_{i=1}^n \frac{S_i}{n} \times 100 \dots \dots \dots (43)$$

Dónde:

S: pendiente media del canal (%).

S_i : pendiente del canal en cada tramo (adimensional).

n: número de tramos (adimensional).

5.5. Flujo permanente uniforme

Se estableció este tipo de flujo considerando el principio básico que asume: $S_o = S_w = S_f$. Debido a que la pendiente del canal S_o es ligeramente pronunciada, se optó por trabajar con gastos pequeños ($Q = 0.009-0.013 \text{ m}^3/\text{s}$) para establecer el flujo permanente uniforme. El procedimiento para cada uno de estos gastos consistió en fijar cierta abertura en la compuerta, esperar a que el gasto entrante fuera constante para posteriormente, durante un lapso de 5 minutos registrar lecturas de los tirantes en cada uno de los 10 puntos de medición donde se situaron los sensores ultrasónicos. Paulatinamente, se fueron tomando las lecturas del limnómetro de gancho que está situado a un costado del vertedor triangular de pared delgada (figura 13), debido a que mediante esta estructura se calculó el gasto conducido en el canal.

Se utilizó este método debido a que es muy preciso cuando se manejan gastos pequeños y aunado a que el efecto de la velocidad de llegada y de las

contracciones laterales no es considerable en este tipo de vertedores (Martínez, 1987). La fórmula que se utilizó para estimar el gasto fue:

$$Q = 0.0136H^{2.5125} \dots \dots (44)$$

Dónde:

Q: gasto (L/s.).

H: carga del vertedor (cm).

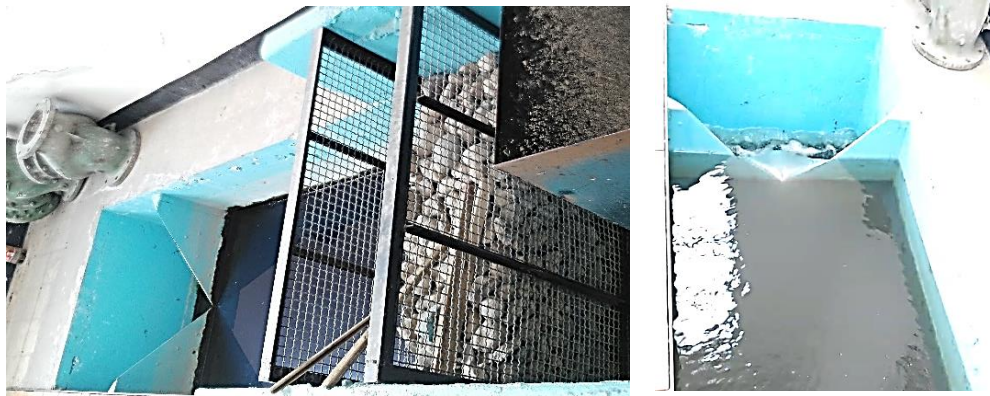


Figura 13. Vertedor triangular de pared delgada

5.6. Medición de tirantes en el flujo permanente gradualmente variado

En base a la definición que establece a un flujo gradualmente variado como aquel que presenta variaciones lentas en sus características a lo largo del canal, siendo estas: velocidad, gasto y tirante, se procedió a realizar las lecturas de los tirantes del canal. Debido a que los gatos hidráulicos del canal basculante no funcionaron, se consideró utilizar únicamente la pendiente a la cual se encuentra el canal basculante, en el cual se condujeron 13 gastos distintos.

El esquema de las pruebas realizadas en este canal de riego se presenta en la figura 14.



Figura 14. Esquema de mediciones de tirantes para flujo gradualmente variado.

El procedimiento para establecer el flujo permanente gradualmente variado consistió en encender las bombas que alimentan al canal y aguas arriba se reguló a una cierta abertura la compuerta deslizante. Con esto se garantizó un gasto entrante constante.

El agua proveniente de las bombas descargó sobre un tanque de regulación, a partir de este el flujo se estabilizó. Se procedió a medir el gasto entrante con el vertedor triangular de pared delgada ya calibrado.

Para este tipo de flujo, se procedió a medir los tirantes de agua en forma automática con ayuda de los sensores ultrasónicos ubicados en las 10 estaciones de medición durante un lapso de 5 minutos. Los sensores midieron tirantes a cada segundo, sin embargo, con el propósito de estabilizar los datos, para cada 5 segundos el código calculó la mediana y media aritmética de esos datos. La toma de lecturas se sincronizó con el reloj en tiempo real para que todos los tirantes fueran medidos al mismo tiempo. Automáticamente estos datos se fueron almacenando en la tarjeta microSD. Finalizando los 5 minutos, se colocaron tres agujas de madera (3A) al final del canal, las cuales funcionaron como una estructura hidráulica provocando el crecimiento de los tirantes y de igual forma se midieron estos niveles en un lapso de 5 minutos mediante los sensores ultrasónicos. Posteriormente, se realizó el mismo procedimiento utilizando seis agujas (6A) y nueve agujas de madera (9A). Cada

uno de estos se consideró como pruebas, teniendo así, para cada gasto cuatro pruebas distintas (0A, 3A, 6A y 9A).

Una vez finalizado las 4 pruebas, se procedió a manipular la compuerta para generar otro gasto de conducción y se aplicó el mismo procedimiento para los 12 gastos restantes (ver figura 15).



Figura 15. Medición del flujo gradualmente variado

5.7. Determinación del coeficiente de fricción de Manning para flujo permanente uniforme

Se determinaron los coeficientes para ambos tipos de flujo, sin embargo, se cuantificó primero para el flujo permanente uniforme. Esto, siguiendo lo mencionado en el capítulo IV, la cual en términos breves menciona que el flujo permanente uniforme es la base para estudiar al FGV.

Con la ayuda de Excel se agruparon con respecto a la hora y fecha los tirantes de cada prueba, correspondientes a los gastos $Q = 0.009\text{--}0.013 \text{ m}^3/\text{s}$ (los cuales fueron establecidos para analizar el flujo permanente uniforme). De esta manera, se formaron 60 posibles superficies libres del agua. En torno a estas, se calculó el coeficiente de Manning, el cual se obtuvo de forma indirecta, a través de la ecuación de la energía (expresión 7).

Asumiendo que la pendiente de fricción S_f se puede considerar como pérdidas de energía por unidades de longitud, se tiene:

$$Sf = \frac{\Delta h}{L} \dots \dots \dots (45)$$

Despejando la Sf de la expresión de Manning, se tiene:

$$Sf = \left(\frac{v * n}{c_m * R^{2/3}} \right)^2 \dots \dots \dots (46)$$

Con la expresión (46) se calcularon las pendientes de fricción (Sf) en los puntos 1 y 2 de cada tramo de análisis. En tanto, el valor del coeficiente de fricción de Manning se obtuvo mediante la siguiente expresión:

$$n = \left(\frac{2 Sf}{v_1 * R_{h_1}^{-\frac{4}{3}} + v_2 * R_{h_2}^{-\frac{4}{3}}} \right)^{1/2} \dots \dots \dots (47)$$

Dónde el coeficiente Cm es equivalente a 1 para unidades del SI y 1.486 para unidades del Sistema Ingles.

El cálculo de este coeficiente se realizó para cada uno de los 9 tramos en que se dividió el canal y posteriormente se aplicó un promedio para obtener el coeficiente de fricción correspondiente a todo el canal. De esta forma, se obtuvo el coeficiente de fricción de Manning para flujo permanente uniforme.

5.8. Clasificación de los perfiles de flujo del FGV

Las curvas de remanso se presentan exclusivamente en el FGV y se clasifican comparando los valores correspondientes a la pendiente del canal (So) y pendiente crítica (Sc). Debido a que no fue posible variar el valor de So, el tipo de perfil generado en los experimentos correspondieron a un solo tipo.

Con el propósito de observar en que zona se ubican las curvas de remanso, se graficaron las líneas de So, Sw, Sf y sobre todo se obtuvieron los valores del tirante normal (yn) y crítico (yc), para cada uno de los experimentos. El tirante

normal se obtuvo mediante la ecuación de Manning, planteándola de la siguiente manera:

$$\frac{Qn}{\sqrt{S_0}} = AR^{2/3} \dots \dots (48)$$

Considerando que la sección del canal es rectangular:

$$A = by \dots \dots (49)$$

$$P = b + 2y \dots (50)$$

$$R = \frac{A}{P} \dots \dots (51)$$

El valor de n , es el correspondiente al flujo permanente uniforme que se obtuvo como se mencionó en el apartado anterior. El valor del tirante normal se fue proponiendo en la ecuación (48) hasta que ambos miembros de la igualdad fueran los mismos.

En tanto, el tirante crítico se obtuvo en base a la ecuación (52), la cual es válida para canales con sección rectangular:

$$y_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{b^2 g}} \dots \dots (52)$$

En tanto, la pendiente crítica se calculó mediante la expresión (53)

$$S_c = \frac{gn^2 y_c}{\left(\frac{by_c}{b + 2y_c}\right)^{4/3}} \dots \dots (53)$$

Donde el valor de n es igualmente el correspondiente al flujo permanente uniforme.

Este procedimiento se realizó para cada una de las SLA que se obtuvieron durante el establecimiento del FGV. Cabe mencionar que, no todas las SLA fueron validas debido a que algunas de estas presentaron valores de pendiente de fricción S_f negativos. Por lo tanto, estas SLA fueron descartadas para el análisis de los perfiles de flujo.

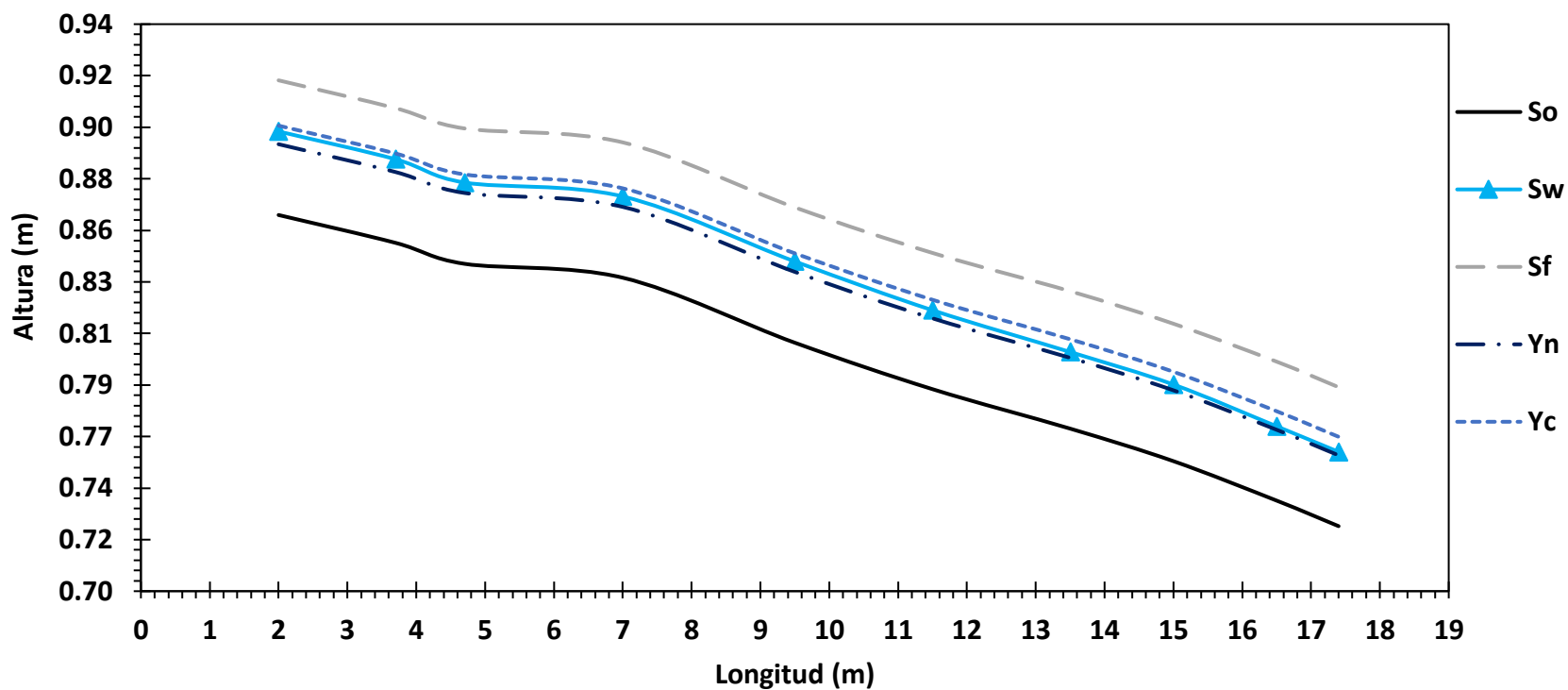
VI. RESULTADOS

6.1. Flujo permanente uniforme

Para identificar este tipo de flujo, se establecieron una serie de gastos que oscilaron desde los $0.013 \text{ m}^3/\text{s}$ a $0.009 \text{ m}^3/\text{s}$, dentro de los cuales para un $Q = 0.01419 \text{ m}^3/\text{s}$ se observó una notable tendencia de paralelismo entre las pendientes S_o , S_w y S_f . Por lo tanto, el valor de n correspondiente a este gasto fue de 0.01095 , el cual fue considerado en el resto de esta investigación como valor de n para flujo permanente uniforme. En la gráfica 2 se muestran las pendientes S_f , S_w y S_o para este gasto. Cabe mencionar que, esta gráfica representa a solo una de las Superficies Libre del Agua (SLA) que se formaron para este flujo permanente uniforme en un lapso de 5 minutos de medición. En total se formaron 60 SLA, sin embargo, solo 20 de ellas fueron válidas.

En el cuadro 2 se muestra para un $Q = 0.01419 \text{ m}^3/\text{s}$ los valores de “ n ” promedio del canal calculados para cada SLA válida, aunado a su correspondiente Re promedio. El coeficiente de fricción “ n ” de Manning equivalente a **0.01095** correspondiente a un flujo permanente uniforme establecido en este canal para $Q = 0.01419 \text{ m}^3/\text{s}$ se tomó como referencia para el análisis posterior del FGV.

Flujo permanente uniforme para un $Q=0.01419 \text{ m}^3/\text{s}$ (SLA 9)



Gráfica 2. Flujo permanente uniforme

Cuadro 2. Valores de n y Re para el flujo permanente uniforme para un $Q=0.01419$ m^3/s .

SLA Válidas	n promedio (adimensional)	Re promedio (adimensional)	SLA Válidas	n promedio (adimensional)	Re promedio (adimensional)
1	0.01090	84295.8213	12	0.01086	84274.1958
2	0.01076	84322.829	13	0.01127	84043.5809
3	0.01085	84296.2739	14	0.01097	84222.7797
4	0.01096	84221.8919	15	0.01086	84296.1308
5	0.01121	84050.3975	16	0.01083	84298.7878
6	0.01073	84324.151	17	0.01083	84271.9743
7	0.01108	84146.9961	18	0.01122	84069.938
8	0.01101	84219.3355	19	0.01102	84219.6273
9	0.01087	84368.7026	20	0.01115	84096.7506
10	0.01102	84220.084	Promedio	0.01095	84236.6971
11	0.01055	84473.6945			

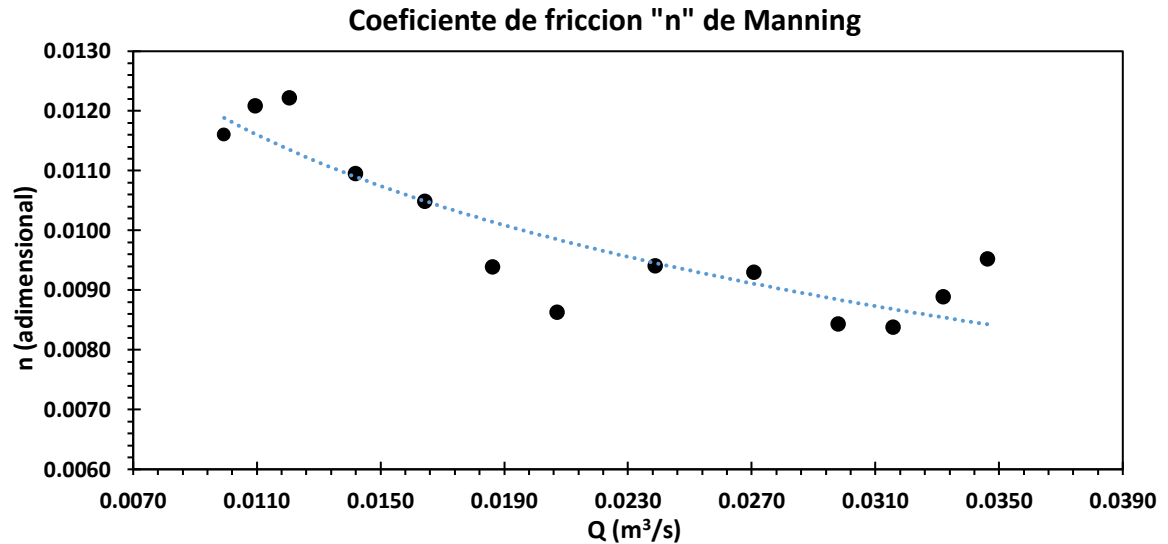
6.2. Flujo gradualmente variado

En este tipo de flujo se desarrollaron 52 pruebas agrupadas en 13 gastos distintos. El lapso de medición de cada prueba fue de 5 minutos, por lo tanto, se formaron 60 SLA para cada prueba. De esta forma, se generaron un total de 3120 SLA en todo el proyecto, las cuales fueron analizadas detalladamente. De este total, se descartaron diversas SLA (debido a que los tirantes no mostraron tendencia al FGV o tuvieron valores de S_f negativos), de tal manera, el número total de SLA válidas en todo el proyecto ascendió a 515.

Los gastos que se establecieron en este canal oscilaron desde los $0.034 m^3/s$ hasta los $0.00994 m^3/s$, todos estos correspondieron a una sola pendiente del canal metálico (0.0087 promedio). De esta manera, se registraron valores de tirantes mínimo de 33 mm y máximo de 359 mm.

En cada prueba, se calculó el coeficiente de fricción de Manning de las SLA válidas para cada tramo y promedio del canal. En forma descriptiva, en la

gráfica 2 se presenta el comportamiento del gasto con respecto al “n de Manning para experimentos sin agujas de madera.



Gráfica 3. Comportamiento del coeficiente de fricción de Manning respecto al gasto.

6.3. Curvas de remanso del FGV

Debido a que la pendiente del canal S_0 es pronunciada y fue única, la formación de perfiles de flujo corresponde a curvas tipo S. Estas se presentaron en las zonas 1 y 2, por esta razón, en el proyecto se trabajó con perfiles de flujo tipo S1 y S2. En el cuadro 3 se especifica el tipo de curva de remanso correspondiente a cada prueba.

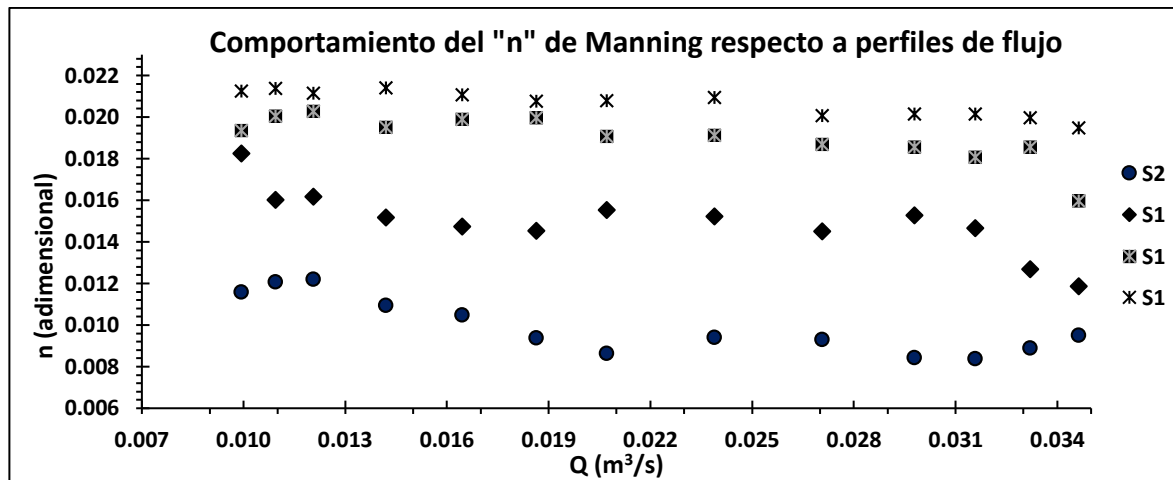
Cuadro 3. Perfiles de flujo presentados en el FGV.

No. de Gasto	Prueba	Q (m³/s)	n (adimensional)	Perfil de flujo	Re (adimensional)	f Darcy (adimensional)
1	1 (0A)	0.0346	0.0095	S2	196207.668	0.0228
	2 (3A)	0.0346	0.0119	S1	166613.931	0.0953
	3 (6A)	0.0346	0.0160	S1	133334.899	0.1741
	4 (9A)	0.0346	0.0195	S1	116899.653	0.4301
2	5 (0A)	0.0332	0.0089	S2	189425.204	0.0167
	6 (3A)	0.0332	0.0127	S1	160947.985	0.0743
	7 (6A)	0.0332	0.0186	S1	127993.807	0.3354
	8 (9A)	0.0332	0.0200	S1	112533.851	0.3277

Continuación del cuadro 3.

No. de Gasto	Prueba	Q (m³/s)	n (adimensional)	Perfil de flujo	Re (adimensional)	f Darcy (adimensional)
3	9 (0A)	0.0316	0.0084	S2	181671.573	0.0156
	10 (3A)	0.0316	0.0147	S1	153867.498	0.1086
	11 (6A)	0.0316	0.0181	S1	124581.679	0.2426
	12 (9A)	0.0316	0.0202	S1	107796.062	0.3949
4	13 (0A)	0.0298	0.0084	S2	172080.336	0.0164
	14 (3A)	0.0298	0.0153	S1	146381.991	0.1699
	15 (6A)	0.0298	0.0186	S1	116992.946	0.3389
	16 (9A)	0.0298	0.0202	S1	103185.614	0.5859
5	17 (0A)	0.0271	0.0093	S2	158471.683	0.0215
	18 (3A)	0.0271	0.0145	S1	134551.119	0.1649
	19 (6A)	0.0271	0.0187	S1	108145.743	0.3769
	20 (9A)	0.0271	0.0201	S1	93891.362	0.4539
6	21 (0A)	0.0239	0.0094	S2	138647.065	0.0238
	22 (3A)	0.0239	0.0152	S1	120058.309	0.2559
	23 (6A)	0.0239	0.0191	S1	95025.261	0.3403
	24 (9A)	0.0239	0.0209	S1	83312.147	0.9737
7	25 (0A)	0.0207	0.0086	S2	122567.508	0.0204
	26 (3A)	0.0207	0.0155	S1	105498.980	0.3026
	27 (6A)	0.0207	0.0191	S1	83507.335	0.5112
	28 (9A)	0.0207	0.0208	S1	72411.787	1.1151
8	29 (0A)	0.0186	0.0094	S2	110148.947	0.0272
	30 (3A)	0.0186	0.0145	S1	94563.892	0.3171
	31 (6A)	0.0186	0.0200	S1	74998.646	0.6821
	32 (9A)	0.0186	0.0208	S1	65513.138	1.1044
9	33 (0A)	0.0164	0.0105	S2	97171.855	0.0383
	34 (3A)	0.0164	0.0147	S1	83526.027	0.4470
	35 (6A)	0.0164	0.0199	S1	66685.360	1.1314
	36 (9A)	0.0164	0.0211	S1	58286.719	1.4759
10	37 (0A)	0.0142	0.0110	S2	84236.697	0.0467
	38 (3A)	0.0142	0.0152	S1	72722.693	0.5229
	39 (6A)	0.0142	0.0195	S1	58043.361	1.0583
	40 (9A)	0.0142	0.0214	S1	50541.133	1.3020
11	41 (0A)	0.0121	0.0122	S2	71449.325	0.0686
	42 (3A)	0.0121	0.0162	S1	64012.795	0.2813
	43 (6A)	0.0121	0.0203	S1	50583.452	0.7872
	44 (9A)	0.0121	0.0212	S1	43269.478	1.5170
12	45 (0A)	0.0109	0.0121	S2	65254.925	0.0713
	46 (3A)	0.0109	0.0160	S1	57574.195	0.3745
	47 (6A)	0.0109	0.0200	S1	45437.560	1.3908
	48 (9A)	0.0109	0.0214	S1	39514.314	1.7841
13	49 (0A)	0.0099	0.0116	S2	59721.210	0.0687
	50 (3A)	0.0099	0.0182	S1	52735.149	0.7135
	51 (6A)	0.0099	0.0193	S1	41510.569	1.6008
	52 (9A)	0.0099	0.0213	S1	36620.342	1.6239

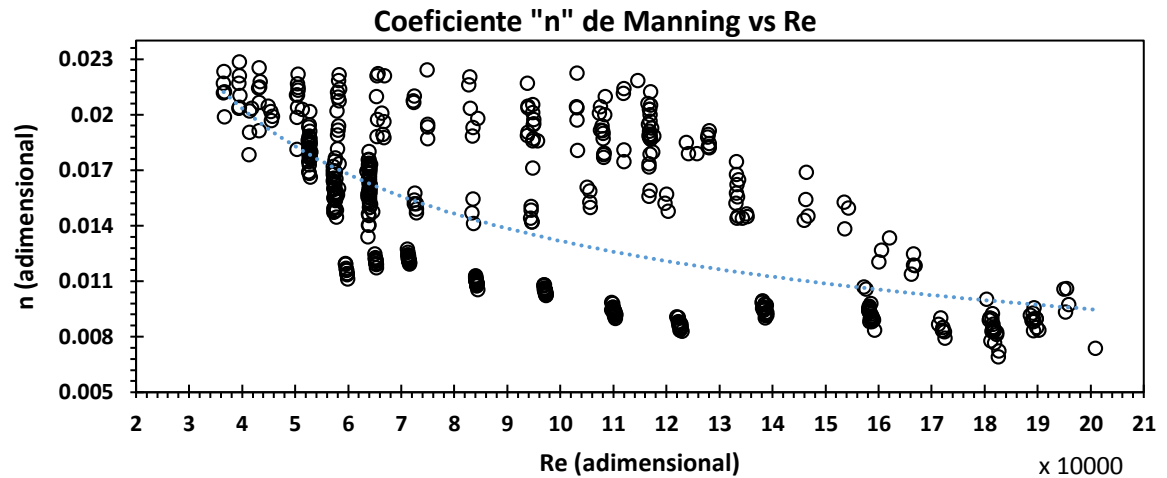
En la gráfica 4 se muestra el comportamiento del coeficiente de fricción de Manning con respecto a los perfiles de flujo. El color de los puntos representa el número de agujas de madera colocadas en cada prueba, por esta razón, para cada gasto se tienen 4 valores diferentes de “n”.



Gráfica 4. Comportamiento del “n” de Manning respecto a los perfiles de flujo.

6.4. Variación del “n” de Manning respecto al Re

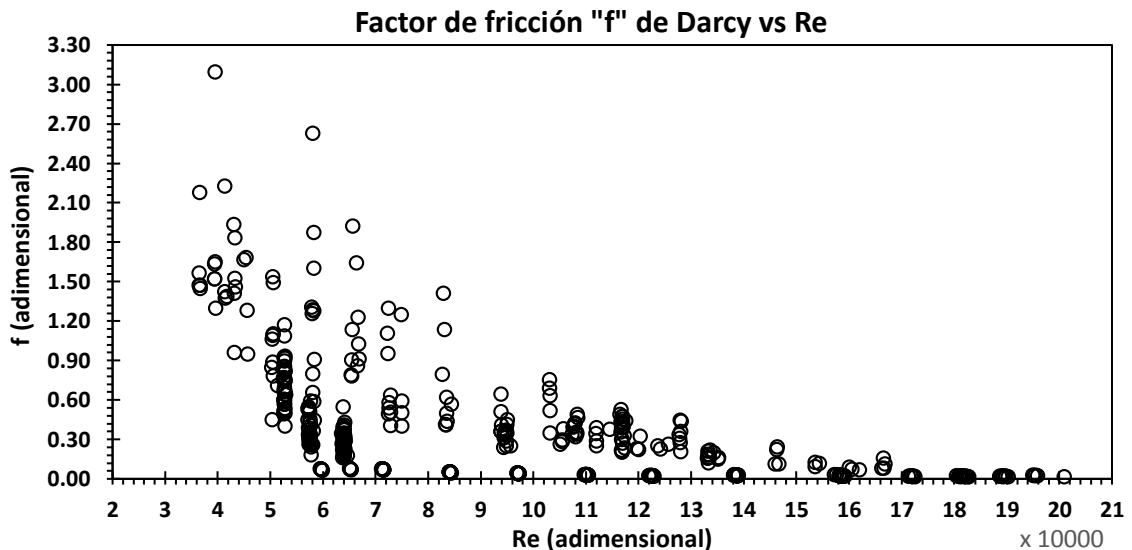
El número de Reynolds es un parámetro hidráulico que relaciona las fuerzas inerciales con las viscosas. Este número, como se mostró en la ecuación (25) tiene mucha influencia en el factor C de Chézy. Considerando que la ecuación de Manning es una particularidad de la ecuación de Chézy (ecuación 26) se trazó en la gráfica 4 el comportamiento del coeficiente de fricción de Manning respecto al Re.



Gráfica 5. Comportamiento del coeficiente "n" de Manning respecto al Re.

6.5. Variación del factor de fricción "f" de Darcy respecto al Re

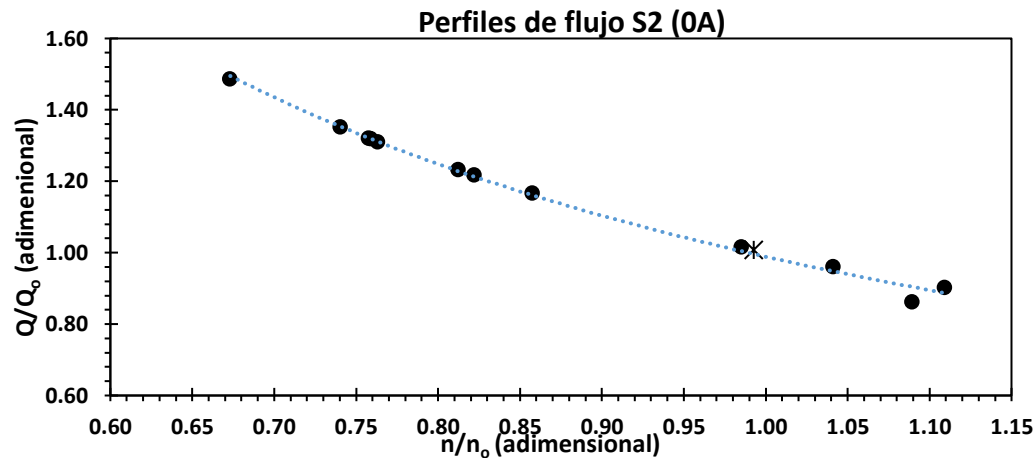
Como punto de comparación del "n" de Manning con otros coeficientes de pérdidas por fricción, se consideró obtener el factor "f" de Darcy. En la gráfica 6 se presentan los valores correspondientes al f de Darcy en relación al Re.



Gráfica 6. Comportamiento del factor de fricción "f" de Darcy respecto al Re.

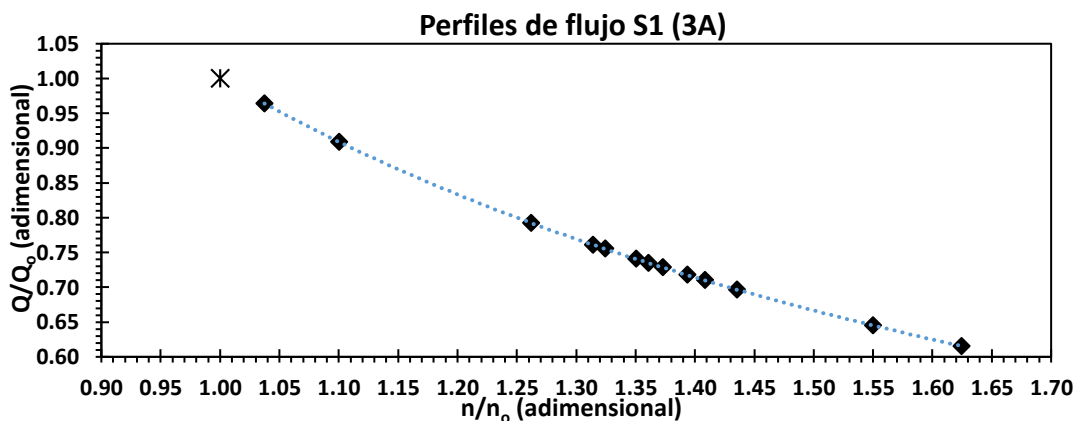
6.6. Variación del gasto (Q_0) respecto a las curvas de remanso

En la gráfica 7 se muestra el efecto que se tiene cuando se diseña un FGV considerando un valor de " n_0 " (correspondiente al flujo permanente uniforme) en comparación a cuando se diseña con el " n " real (correspondiente al FGV). En esta grafica se exhibe el comportamiento de Q/Q_0 y n/n_0 para FGV con perfiles de flujo tipo S2. Donde Q_0 es el gasto que corresponde cuando se diseña con " n_0 " y Q cuando es con " n " (real). Los valores de Q y Q_0 se obtuvieron mediante la ecuación (48). Cabe mencionar que esta grafica corresponde a las pruebas tipo 0A para los 13 gastos.

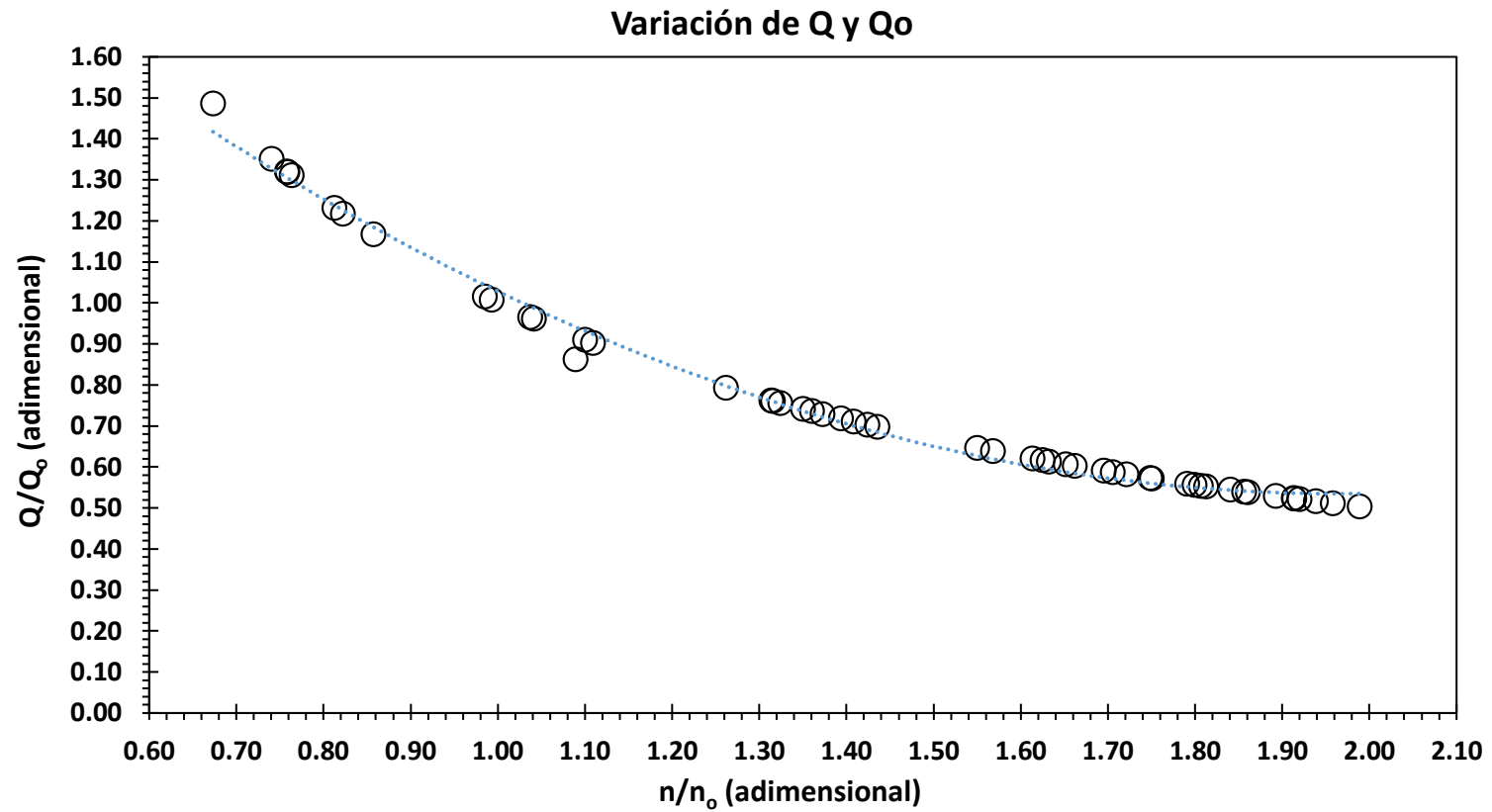


Gráfica 7. Variación del Q/Q_0 para FGV con curvas S2.

El comportamiento de Q/Q_0 y n/n_0 para FGV con curvas de remanso tipo S1 se muestra en la gráfica 8.



Gráfica 8. Variación del Q/Q_0 para FGV con curvas S1.



Gráfica 9. Variación del flujo considerando un Q y Q_o.

6.7. Comportamiento con respecto al Régimen de flujo

Debido a que la ecuación de Manning tiene un sustento totalmente empírico, en esta tabla, también se presenta otro coeficiente de resistencia al flujo como lo es el factor de fricción f de Darcy, el cual cuenta con un sustento teórico y se emplea ampliamente en el diseño de tuberías para escurrimiento permanente y unidireccional. Esta expresión, también es aplicable para flujos en canales abiertos y su expresión original para flujo en tuberías se escribe como sigue:

$$hf = f \frac{L}{D} \frac{v^2}{2g} \dots \dots \dots (54)$$

Donde g es la aceleración de la gravedad (m/s^2), v velocidad media (m/s), D el diámetro (m), L longitud característica (m), hf las pérdidas por fricción (m), y f un factor de fricción (adimensional). Considerando que:

$$hf = \frac{Sf}{L}$$

Para canales $D = 4R$, se tiene:

$$f = \frac{8gSfR}{v^2} \dots \dots \dots (55)$$

Combinando la expresión (55) con la ecuación de Manning, se obtiene:

$$n = \left(\frac{f}{8g} \right)^{1/2} R^{1/6} \dots \dots \dots (56)$$

Con la ecuación (54) se calculó el factor de fricción f de Darcy en función del coeficiente n de Manning. Con el propósito de observar la viabilidad de emplear la ecuación de Manning como ecuación de resistencia al flujo, algunos autores como Aldama y Ocón (2002) han realizado investigaciones para observar el rango de validez de la ecuación de Manning. Este rango está en función de la altura de rugosidad equivalente de Nikuradse (k_s) y el radio hidráulico (R).

El parámetro k_s es una manera de interpretar en un contexto más completo la altura de rugosidad media de los materiales (k) y proviene de los experimentos que Nikuradse realizó en tubos, pegando en su interior arenas tamizadas de diámetro conocido. A partir de estos experimentos, numerosos investigadores

han basado sus estudios en desarrollar expresiones para estimar el f de Darcy en función de k_s .

Por la anterior razón, el valor de k_s en esta investigación, se obtuvo mediante la ecuación de Prandtl -Von Kármán (ecuación 57), la cual es válida para flujo turbulento e hidráulicamente rugoso, el cual los investigadores asumen para este tipo de análisis:

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = 2.0 \log \left(\frac{R}{k_s} \right) + 2.3441 \dots \dots \dots (57)$$

En el cuadro 4 se muestran los tipos de regímenes de flujo observados durante la experimentación, con sus respectivos valores de f y k_s .

Cuadro 4. Regímenes de flujo y su relación con el " f ".

Prueba	Re (adimensional)	Fr (adimensional)	Régimen de flujo	n (adimensional)	f (adimensional)	k_s (m)
1	194902.716	1.61091	Turbulento supercrítico	0.0095	0.0218	0.00014
2	166991.89	1.02064	Turbulento supercrítico	0.0119	0.0334	0.00213
3	134639.254	0.21380	Turbulento subcrítico	0.0160	0.0502	0.01074
4	118214.19	0.13270	Turbulento subcrítico	0.0195	0.0744	0.03170
5	187866.042	1.58139	Turbulento supercrítico	0.0089	0.0191	0.00015
6	158511.973	0.41649	Turbulento subcrítico	0.0127	0.0334	0.00209
7	129043.015	0.17282	Turbulento subcrítico	0.0186	0.0664	0.02098
8	112912.638	0.11240	Turbulento subcrítico	0.0200	0.0686	0.02660
9	181273.515	1.76201	Turbulento supercrítico	0.0084	0.0173	0.00009
10	152234.554	0.41203	Turbulento subcrítico	0.0147	0.0435	0.00451
11	125190.89	0.17636	Turbulento subcrítico	0.0181	0.0572	0.01435
12	108513.211	0.10950	Turbulento subcrítico	0.0202	0.0799	0.03640
13	172531.521	1.84401	Turbulento supercrítico	0.0084	0.0178	0.00010
14	147209.73	0.42492	Turbulento subcrítico	0.0153	0.0524	0.00721
15	118356.623	0.16599	Turbulento subcrítico	0.0186	0.0686	0.02194

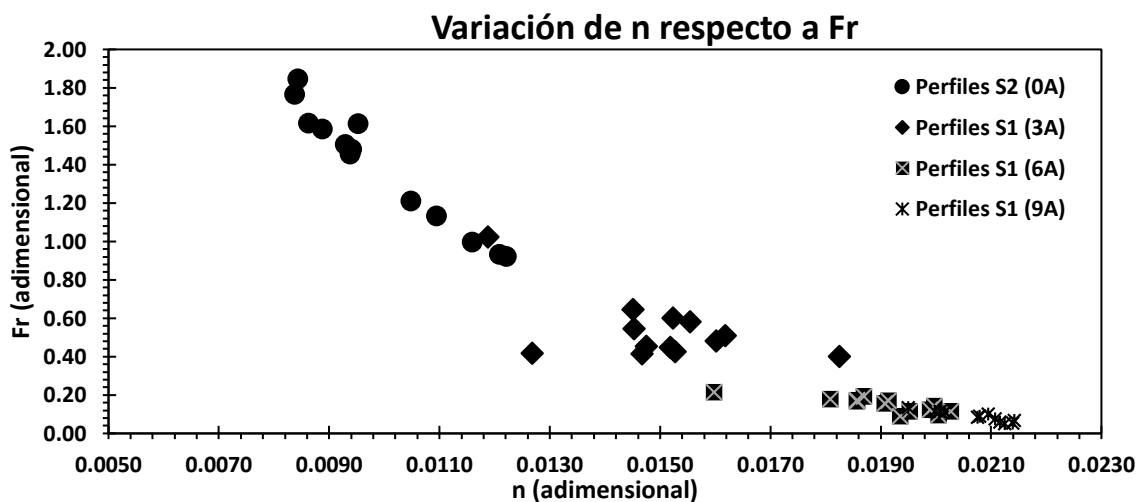
Continuación del cuadro 4.

Prueba	Re (adimensional)	Fr (adimensional)	Régimen de flujo	n (adimensional)	f (adimensional)	ks (m)
16	104555.321	0.10989	Turbulento subcrítico	0.0202	0.0843	0.03978
17	154058.112	1.50084	Turbulento supercrítico	0.0093	0.0210	0.00021
18	145314.273	0.64287	Turbulento subcrítico	0.0145	0.0485	0.00569
19	115131.223	0.18983	Turbulento subcrítico	0.0187	0.0697	0.02214
20	98653.7268	0.11280	Turbulento subcrítico	0.0201	0.0807	0.03640
21	138700.352	1.47653	Turbulento supercrítico	0.0094	0.0221	0.00024
22	128551.546	0.59823	Turbulento subcrítico	0.0152	0.0592	0.00902
23	101574.99	0.16748	Turbulento subcrítico	0.0191	0.0681	0.02118
24	88006.5315	0.10071	Turbulento subcrítico	0.0209	0.1045	0.05913
25	122402.094	1.61320	Turbulento supercrítico	0.0086	0.0192	0.00012
26	113925.495	0.58039	Turbulento subcrítico	0.0155	0.0613	0.00932
27	89601.5329	0.15614	Turbulento subcrítico	0.0191	0.0749	0.02544
28	76873.0909	0.08968	Turbulento subcrítico	0.0208	0.1004	0.05480
29	110145.116	1.45166	Turbulento supercrítico	0.0094	0.0554	0.00023
30	103665.992	0.54492	Turbulento subcrítico	0.0145	0.0554	0.00740
31	80453.8242	0.13977	Turbulento subcrítico	0.0200	0.0866	0.03422
32	69304.7924	0.08163	Turbulento subcrítico	0.0208	0.0969	0.05117
33	96342.8259	1.20862	Turbulento supercrítico	0.0105	0.0279	0.00049
34	89973.0523	0.45324	Turbulento subcrítico	0.0147	0.0624	0.00980
35	70693.1125	0.12299	Turbulento subcrítico	0.0199	0.0975	0.04236
36	61856.4734	0.07457	Turbulento subcrítico	0.0211	0.1072	0.06070
37	83890.0457	1.12949	Turbulento supercrítico	0.0110	0.0308	0.00066
38	79400.1559	0.44785	Turbulento subcrítico	0.0152	0.0651	0.01046
39	62223.0802	0.11254	Turbulento subcrítico	0.0195	0.0852	0.03230

Continuación del cuadro 4.

Prueba	Re (adimensional)	Fr (adimensional)	Régimen de flujo	n (adimensional)	f (adimensional)	ks (m)
40	53689.6292	0.06541	Turbulento subcrítico	0.0214	0.0928	0.04645
41	71046.0655	0.92023	Turbulento subcrítico	0.0122	0.0381	0.00130
42	69600.3607	0.50685	Turbulento subcrítico	0.0162	0.0598	0.00753
43	54914.0461	0.11407	Turbulento subcrítico	0.0203	0.0809	0.02785
44	46310.4914	0.05818	Turbulento subcrítico	0.0212	0.1053	0.05785
45	64911.9072	0.93083	Turbulento subcrítico	0.0121	0.0379	0.00122
46	63213.6305	0.47991	Turbulento subcrítico	0.0160	0.0602	0.00792
47	48866.2672	0.09432	Turbulento subcrítico	0.0200	0.0997	0.04240
48	41898.8225	0.05245	Turbulento subcrítico	0.0214	0.1052	0.05744
49	59656.4827	0.99373	Turbulento subcrítico	0.0116	0.0358	0.00095
50	56905.7515	0.39943	Turbulento subcrítico	0.0182	0.0856	0.01633
51	44877.945	0.08961	Turbulento subcrítico	0.0193	0.0921	0.03616
52	38566.9839	0.04960	Turbulento subcrítico	0.0213	0.1031	0.05480

Con propósito de analizar si el Fr es un parámetro que representa mejor las condiciones válidas para la aplicación de la ecuación de Manning, se presenta la gráfica 10.



Gráfica 10. Variación del n respecto al Fr.

VII. ANÁLISIS DE RESULTADOS

El coeficiente “n” de Manning obtenido para el flujo permanente uniforme en esta investigación correspondió a 0.01095. Realizando una comparación con los valores que propone Chow (1959), se observó que el valor encontrado en esta investigación está fuera del rango que establece este autor (n mínimo= 0.012 y n máximo= 0.017 para acero pintado). Sin embargo, comparándolo con valores propuestos por Henderson (1966), es ligeramente mayor ya que este investigador menciona un n promedio = 0.010. Comparando con investigaciones recientes, como la que realizaron Lau y Afshar (2013), quienes mostraron valores de “n” entre 0.0133 a 0.0148 para canales de acero con pendiente media $S_o = 1/300$ (0.001), se observó que el n obtenido en nuestra presente investigación es relativamente bajo, aunque cabe señalar que para pendientes suaves $S_o = 1/600$ y $S_o = 1/900$ los autores encontraron rangos de n de 0.0089-0.0117 y 0.0083-0.0110. La pendiente del canal metálico es pronunciada en nuestra investigación, por lo cual el punto de comparación con el trabajo de ambos autores se refirió a $S_o = 1/300$.

El comportamiento en forma general del gasto respecto al coeficiente “n” de Manning presentada en la gráfica 3 muestra la tendencia a incrementarse el valor del “n” cuando el gasto disminuye y en forma viceversa. Aunque en esta grafica se presentan solo valores de “n” para gastos con curvas de remanso tipo S2, el comportamiento del gasto respecto al “n” para curvas S1 es totalmente similar. El comportamiento de estos dos parámetros hidráulicos concuerda con lo mencionado por, muchos investigadores como Bazin (1865), Powell (1944), Chow (1959), Tracy y Lester (1961), *Guo et. al* (2008), Gutiérrez (2009) y Rani (2015), por mencionar solo algunos.

Los valores obtenidos y dibujados en la gráfica 3, muestran únicamente el “n” promedio de las pruebas realizadas en cada uno de los trece gastos analizados y no presenta el valor de cada SLA que se trabajó. La diferencia de los valores de “n” entre cada tramo se debe principalmente a la irregularidad en la

pendiente de la rasante del canal, en torno a que este presenta tramos con pendientes ligeramente suaves (tramo 2-3 $So=0.002$) y otros con pendientes más bruscas (tramo 8-9 $So= 0.012$).

En la gráfica 4 se puede observar de manera muy clara la variación que sufre el coeficiente de Manning comparándolo con el tipo de curva generada en el flujo. Para cada uno de los trece gastos se observan cuatro valores distintos de “n”. Analizando el cuadro 3, en el cual se muestran los promedios de “n” para cada prueba, se observó que los valores de curvas S2 en general oscilan en un rango de 0.0084 (para un $Q= 0.0316 \text{ m}^3/\text{s}$) hasta 0.0122 ($Q= 0.0121 \text{ m}^3/\text{s}$). En tanto, para las curvas de remanso tipo S1 se observó en forma general que el valor de “n” es más variable, debido a que oscila entre 0.0119 ($Q= 0.0346 \text{ m}^3/\text{s}$) hasta 0.0214 ($Q= 0.0109$). Las curvas de remanso S1 se presentaron al colocar tres, seis y nueve agujas. Los rangos de tirantes que se presentaron aguas arriba para este tipo de curvas fueron de 0.036-0.240 m y de 0.128-0.359 m para aguas abajo. En tanto, los perfiles de flujo S2 se presentaron al no colocar agujas, presentándose valores de tirantes de 0.033-0.072 m aguas arriba y 0.027-0.050 m para aguas abajo.

Una de las razones que pueden explicar el por qué las curvas S2 presentan valores del coeficiente de fricción de Manning muy bajos en comparación a las S1 independientemente del gasto, es debido a que cuando el nivel del agua tiende a subir manteniendo un mismo gasto de conducción la superficie de contacto del agua con las paredes del canal es mayor es decir el valor del perímetro mojado se maximiza (en canales con ancho de plantilla pequeña). Por tal motivo la interacción pared – flujo se incrementa al igual que los esfuerzos cortantes, lo cual provoca que exista mayor fricción en las capas de flujo próximas a la pared (considerando un flujo hidráulicamente rugoso). Lo cual deduce que entre más contacto tenga el fluido con la superficie sólida mayor será el esfuerzo que se genere y el valor del “n” será por ende mayor.

Debido a que no existen muchos trabajos de investigación acerca del estudio del coeficiente “n” de Manning en un canal metálico variando notables cantidades de gastos y tirantes, generando así distintos tipos de perfiles de flujo, no es posible comparar los resultados analizados en el presente trabajo.

Analizando la gráfica 5 donde se relaciona al coeficiente de fricción de Manning respecto al Re , se puede observar en términos generales que para valores de Re mayores el “n” decrece. Sin embargo, su comportamiento es muy ambiguo, ya que no presenta una tendencia clara. Se muestra que para valores altos de Re ($>17 \times 10^4$) el coeficiente de fricción de Manning tiende ligeramente a estabilizarse, comparándolo con valores menores a este valor de Re . Mediante esta gráfica se puede observar que es muy difícil relacionar el coeficiente de Manning con el Re debido a su origen totalmente empírico. Se puede mencionar que es muy sensible a las condiciones de flujo debido a que se puede tener un mismo Re pero con valores muy diferenciados de n .

Esto se puede entender considerando lo que mencionan Olivero y Aguirre (2003), quien señalaron en su investigación que en canales rectangulares y con números de Reynolds entre 2×10^4 y 35×10^4 no es posible observar alguna variación en la relación de esfuerzos cortantes siempre y cuando se mantenga la relación de aspecto constante (B/y). El rango de Re en esta investigación oscila dentro del mencionado por Olivero, de tal forma, que la variación del “n” de Manning mostrada en la presente investigación se puede explicar que es debida a que la relación de aspecto es cambiante. Esto, en torno a que no se modificó la geometría B , pero el tirante y fue cambiante, por lo tanto, los esfuerzos cortantes se hicieron presentes y notorios para el valor del “n” de Manning.

Debido a que es posible representar el fenómeno de la resistencia al flujo mediante la ecuación de Darcy, en la gráfica 6 se muestra el comportamiento asintótico que siguen los valores de Re en relación al f de Darcy. Los valores de f decrecen cuando el Re tiende a crecer. En esta investigación, se observó que

para valores de Re mayores a 10×10^4 el factor de fricción f tiene a variar muy poco. El comportamiento de este factor de fricción es claramente mejor al mostrado por el coeficiente n de Manning, ya que proviene de un análisis matemático sustentado con una gran cantidad de experimentos y su uso no sólo se aplica a cierto rango de Re .

En las gráficas 7 y 8 se muestra cómo afecta el diseñar un canal de riego que conduce un flujo gradualmente variado con un coeficiente " n_0 " correspondiente al permanente uniforme, tal y como lo muestra Liggett (1975) en sus investigaciones realizadas en el río Detroit. Sustentándose en la presente investigación, se puede decir que cuando en un canal de riego se proyecten gasto mayores al Q_0 (correspondiente al permanente uniforme) con un n_0 y el flujo sea FGV, se observa claramente que sobrepasan la unidad, lo cual, en términos prácticos, se refiere a que las dimensiones diseñadas del canal con n_0 no serán suficientes para conducir el agua y se tendrá el riesgo de que el gasto rebase el libre bordo. Caso contrario, ocurre cuando la relación Q/Q_0 es menor a la unidad. Al diseñar con gastos menores a Q_0 en un FGV, las dimensiones proyectadas del canal serán más que suficientes para conducir este gasto. Se puede observar que los efectos mencionados se hacen más notorios cuando el FGV conducido en el canal presenta curvas de remanso S1.

Aldama y Ocón (2002) encontraron que la ecuación de Manning solo es válida para cierto rango de Re (para canales anchos $k_s/R \in [0.0002-0.2]$), el cual resultó de relacionar las ecuaciones de Manning y Darcy-Weisbach y con la aplicación de la teoría de la capa límite a la resistencia al flujo en canales rectangulares y trapeciales. Por tal motivo, en el cuadro 4 se observan los valores de f y de k_s respectivamente. El rango de valores de k_s correspondientes al n de Manning encontrados en las pruebas fue de 0.00009-0.05913 m. Estos valores muestran que estas alturas de rugosidad son físicamente viables, debido a que en la literatura se emplea una altura de rugosidad $k=0.00045$ m para acero. Sin embargo, para flujos turbulentos

supercríticos, los valores de k_s representan de mejor manera una altura de rugosidad más acorde a lo establecido en tablas, debido a que muestran valores de 0.00009-0.00066. Esto concuerda con el rango que establecieron Aldama y Ocón, debido a que en la presente investigación, para el flujo turbulento supercrítico se encontró que $k_s/R \in [0.0023-0.021]$.

La anterior similitud entre los rangos de validez de la ecuación de Manning mencionada por Aldama y Ocón con la presente investigación, se debe, a que, cuando se manejaron tirantes relativamente pequeños como en el caso de perfiles de flujo S2, el canal se puede analizar como ancho, contemplando lo mencionado por *Lashkar y Fathi (2010) citado por Prado et al. (2017)*, quienes señalan que un canal es ancho si se cumple la relación $b/h > 3.5$, donde “b” es el ancho de plantilla y “h” es el tirante, de manera que se puede considerar que el radio hidráulico es igual al tirante ya que para esta relación de b/h el efecto del esfuerzo cortante de las paredes laterales es menor del 30% del esfuerzo cortante total producido por el perímetro de mojado.

En tanto, para los flujos turbulentos subcríticos que se observaron en esta investigación, se tuvieron valores de $k_s/R \in [0.111-0.42]$, los cuales están fuera del rango que menciona Aldama y Ocón. La relación b/h es menor a 3.5; en la mayoría de los casos, esta relación es menor a la unidad. Por lo tanto, se requiere verificar estos valores obtenidos de k_s considerando canales angostos.

VIII. CONCLUSIONES

Las condiciones de flujo generadas en los canales de riego afectan al coeficiente de fricción “n” de Manning, manifestando valores muy diferentes para el flujo permanente uniforme y permanente gradualmente variado, lo cual afecta en gran medida la capacidad de conducción de los canales.

En base a los experimentos, se constató que, para cualquier tipo de flujo desarrollado, el coeficiente “n” muestra una relación inversa con el gasto, debido a que su valor decrece cuando el gasto se incrementa y en forma viceversa. El valor del “n” correspondiente al flujo uniforme permanente es menor a los mencionados por autores citados anteriormente, en tanto, para el FGV se encontró un rango amplio de valores de “n” para curvas S2 y S1. Se observó que efectivamente el tirante afecta al coeficiente de fricción de Manning, mostrando valores mayores de este coeficiente para tirantes mayores

Para un mismo gasto, el coeficiente de fricción “n” de Manning se ve influenciado notablemente por el tipo de flujo desarrollado. Comparando un flujo permanente uniforme con un permanente gradualmente variado, se hace evidente que los valores de n son mayores en el FGV. Dentro de este flujo, el rango de valores de n es amplio, para curvas tipo S1 los valores son mayores en comparación a curvas S2. Esto se debe considerar cuando se diseñen canales de riego para tratar de minimizar fenómenos como un desbordamiento o en su caso contrario, que el canal este sobreestimado.

Existe una mayor tendencia en la relación del Re con el factor de fricción “f” de Darcy que con el “n” de Manning. Esto se debe tener en cuenta cuando se ocupe la expresión de Manning como ecuación de resistencia al flujo, debido a que solo es válida para flujo turbulento y específicamente, en este trabajo se encontró validez cuando el flujo es turbulento supercrítico (Aldama y Ocón, 2002).

IX. RECOMENDACIONES

El coeficiente de fricción “n” de Manning juega un papel importante en el diseño de canales, debido a que la expresión tiene un origen totalmente empírico, se recomienda ser precavido al utilizar esta expresión y solo incluir efectos en la resistencia del flujo generados por el esfuerzo cortante (entre sólido- flujo y flujo-flujo), dejando a un lado factores como: cambios de geometría del canal, vegetación, obstrucciones y otros. Esto, debido a que estos valores no pueden ser representados por alguna fórmula de resistencia al flujo y, por lo tanto, se recomienda elegir otra metodología (como la de Cowan) cuando se presenten estos factores en el canal.

Aunado a lo anterior, se recomienda tener en cuenta que esta fórmula es aplicable preferentemente a flujos turbulentos, suponiendo un flujo hidráulicamente rugoso y sobre todo, teniendo claro que esta ecuación fue instituida a partir únicamente de fase empírica. Cuando no se tenga la certeza de conocer las condiciones de flujo válidas para aplicar la ecuación de Manning, se recomienda utilizar la ecuación de Darcy-Weisbach para diseño de canales de riego.

En el diseño de canales, en forma general, se recomienda utilizar valores de “n” correspondientes al tipo de flujo desarrollado (permanente uniforme o FGV), si no se tienen estos datos, se debe tratar de predecir qué tipo de régimen (turbulento o laminar) y curva de remanso se establecerá en el flujo y en base a las gráficas 6 y 7 analizar si se toma un valor de n_0 ligeramente menor o mayor según sea el caso.

Para tener un sustento más fuerte y realizar las comparaciones adecuadas con el presente trabajo, se recomienda contrastar los datos de k_s obtenidos para flujo turbulento subcrítico con investigaciones posteriores. Así como, establecer un rango de validez óptimo de k_s/R para la ecuación de Manning en canales angostos.

Se deben realizar experimentos del FGV considerando otras curvas de remanso (M, H, A y C). Estos experimentos se podrían realizar en canales con otro tipo de material de revestimiento con el propósito de observar el comportamiento del coeficiente de fricción “n” de Manning con las mismas curvas de remanso pero con diferente rugosidad y de este modo, verificar lo que mencionan algunos autores que efectivamente el seleccionar un valor de “n” en base a su rugosidad no se recomienda, sino que se debe realizar en base al tipo de flujo desarrollado.

Se recomienda realizar más experimentación sobre los regímenes de flujo con el propósito de observar si efectivamente el comportamiento del coeficiente “n” de Manning es similar al mostrado en este proyecto y así realizar una generalización sobre qué tipo de regímenes de flujo es válida la ecuación de Manning.

X. LITERATURA CITADA

- Acaroglu, E. R. (1972). Friction factors in solid material systems. *Journals of the Hydraulics Division*. ASCE. Vol. 98 (HY4). 681-699.
- Agroskin, I. I. (1960). Hidráulica (pp. 285-336). Tomo I. La Habana: Ministerio de Educación Superior, ISCA.
- Alam A. M. Z., Kennedy, J. F. (1969). Friction factors for flow in sand-bed channels. *Journals of the Hydraulics Division*., ASCE. Vol. 95 (HY6). 1973–1992.
- Aldama, A. A., Ocón, R. A. (2002). Resistencia al flujo en canales y límites de aplicabilidad de la ecuación de Manning. *Ingeniería Hidráulica en México*. IMTA. Vol.17. No 1, 107-115.
- Banzin, H.E. (1865). *Recherches Hydrauliques, Memories presentesn-tes par divers savant, science mati-q-use et physiques,*” Series 2, Vol. 19, Paris, 1865.
- Barnes, H. H. (1967). Roughness characteristics in natural channel. Water Supply Paper 1849, US Geological Survey, Washington D.C.
- Ben Meftah, M., De Serio, F., Malcangio, D., Petrillo, A. F. (2006). Experimental study of flexible and rigid vegetation in an open cannal. Presented paper in Conference: International Conference on Fluvial Hydraulics, River Flow, At Lisbon (Portugal), Vol. 1
- Camacho, R., Yen, B. C. (1991). Nonlinear resistance relationships for alluvial channels. *Channel Flow Resistance: Centennial of Manning’s Formula*, B. C. Yen, Water Resource Publications, Highlands Ranch, Colo.
- Chan Gaxiola, E. (2015). Revisión de la capacidad y funcionamiento hidráulico de un canal mediante modelación numérica. Tesis de Maestría. UNAM. Morelos, México.
- Chaudry H. M. (2008). *Open-Channel Flow*. Second Edition. Springer. Nueva York, E.U.A.
- Chow, V. T. (1959). *Open-Channel Hydraulics*, McGraw–Hill, New York.
- De Doncker, L., Troch, P., Verhoeven, R. Bal, K., Meire, P. (2009). Determination of the Manning roughness coefficient influenced by vegetation in the river Aa and Biebrza river. *Environ Fluid Mech*. Vol. 9, 549–567.

- De León Mojarro, B. (2011). Operación de canales. Instituto Mexicano de Tecnología del Agua. Morelos, México.
- Einstein, H. A. (1950). The bed load function for sediment transportation in open channel flows. Boletín técnico 1026, U.S. Department of Agriculture Soil Conservation Service, Washington D.C.
- Einstein, H. A., Barbarossa, N. L. (1952). River channel roughness. Trans. ASCE. Vol. 117, 1121–1146.
- Franzini, B. J., Finnemore, J. E. (1999). Mecánica de fluidos con aplicaciones en ingeniería. Novena edición. McGraw-Hill/Interamericana de España. España. Pp 65-81.
- Garde, R. J., Ranga Raju, K. G. (1966). Resistance relationship for alluvial channel flow. *J. Journals of the Hydraulics Division*. ASCE. Vol. 92 (HY4), 77–99.
- Gessner, F., (1950). Die ökologische Bedeutung der Stromungsgeschwindigkeit fließender Gewässer und ihre Messung auf kleinstem Raum. *Archiv für Hydrobiologie* 43, 159–165.
- Guo, YK., Zhang, LX., Shen, YM., Zhang, JS. (2008). Modelling study of free overfall in a rectangle channel with strip roughness. *Journal of Hydraulic Engineering*. ASCE, Vol. 134. No. 5, 664-668.
- Gutierrez Silva, J. (2009). Cálculo del coeficiente de rugosidad de Manning utilizando gravilla, arena, piedra pegada y tierra como fondo mediante un canal a escala como modelo físico. Universidad La Salle. Bogotá, Colombia.
- Henderson, F. M. (1966). Open Channel Flow, Macmillan, New York.
- Hickin, E. J. (1995). Rivers Hydraulics and Channel form. Chapter 4. Mean flow and flow resistance in open channels. Canadá. 4.20-4.25.
- Järvelä, J. (2002). Flow resistance of flexible and stiff vegetation: a flume study with natural plants. *Journal of Hydrology*. Elsevier. Vol. 269, 44-54.
- Jiménez M. O. (2015). Fórmulas generales para los coeficientes de Chézy y de Manning. *Tecnología y Ciencias del Agua*. Vol 6. No. 3, 33-38.
- Karim, F. (1990). Menu of Coupled Velocity and Sediment Discharge Relations for Rivers in Sediment Discharge and Velocity. *Journal of Hydraulic Engineering*. ASCE. Vol. 116. No. 8.

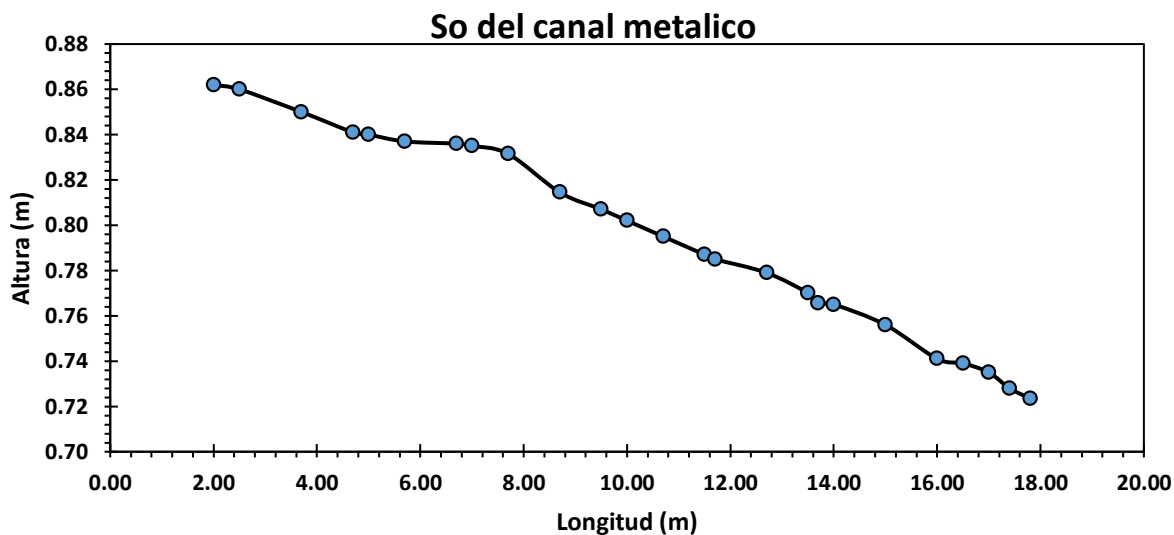
- Lashkar A. B., Fathi, M. M. 2010. Wall and bed shear forces in open channels. Research Journal of physics 4(1), 1-10.
- Lau, T. W., Afshar, N., R. (2013). Effect of Roughness on Discharge. UNIMAS e-Journal of Civil Engineering, Volume 4, Issue 3. 29-33.
- Liggett, J. A. (1975). Basic equations of unsteady flow. Vol. 1. Unsteady flow in open channel. Water Resources Publication. Fort Collins, Colorado, USA. 29-62.
- Limerinos, J. T. (1970). Determination of the Manning coefficient for measured bed roughness in natural channels. Water Supply paper 1898-B, U.S. Geological Survey, Washington D.C.
- Liu, D., Diplas, P., Fairbanks, D., Hodges, C. C. (2008). An experimental study of flow through rigid vegetation. *Journal of Geophysical Research*. Vol. 113, F04015.
- Martínez, H. R. (1987). Manual de Prácticas del Laboratorio de Hidráulica. Departamento de Irrigación. Universidad Autónoma Chapingo. Chapingo, México.
- Meyer-Peter, E., Müller, R. (1948). Formulas for bed-load transport. 3er Encuentro del IAHR, Stockholm, Sweden, pp. 39–64.
- Mitra, L., Das Saikia, M. (2016). Analysis of flow resistance for different bed materials with varying discharge experimentally in open channels. IJIRSET. Vol. 5. Issue 2. India. 1817-1823.
- Morris, H.M. (1955). Flow in rough conduits. *Journal of the Hydraulics Division*. ASCE. Vol. 120, 373-398.
- Mostafa, M. G., McDermid, R. M. (1971). Discussion of “Sediment transportation mechanics: F. hydraulic relations for alluvial streams.” by the Task Committee for Preparation of Sedimentation Manual, *Journals of the Hydraulics Division*. ASCE. Vol. 97 (HY10), 1777–1780.
- Okamoto, T., Nezu, I. (2010). Flow resistance law in open-channel flows with rigid and flexible vegetation. Bundesanstalt für Wasserbau. 261-268.
- Olivero, M. L., Aguirre, J. (2003). Influencia de la rugosidad, relación de aspecto y número de Reynolds en los esfuerzos cortantes. Revista Ciencia e Ingeniería. Vol. 24. No. 3. Mérida. Venezuela. 21-26.

- Orellana, J., Ramirez, C., Chang, P. (2012). Límites de la fórmula de Chézy en hidráulica de canales abiertos, su relación entre la geometría y las propiedades de flujo. Artículo presentado en el XXV Congreso Latinoamericano de Hidraulica en San Jose, Costa Rica. 2012.
- Petryk, S., Bosmajian, G.B. (1975). Analysis of flow through vegetation. *Journal of the Hydraulics Division*. ASCE. Vol. 101. No. 7, 871–884.
- Powell, R. W. (1944). Flow in a channel of Definite roughness. Published paper No. 2276, Ohio State University, Columbus, Ohio.
- Prado, H. V., Carrillo, M., Mojarro, B., Valentin, O. (2017). Comportamiento de los factores de fricción de Manning y Darcy-Weisbach en diferentes condiciones de flujo e implicaciones en el diseño de canales de riego. Conferencia: V Jornadas de Ingeniería del Agua. La Coruña, España, La Coruña, España 24-26 de Octubre 2017, 1-12.
- Prandtl, Ludwig. (1926). Über die ausgebildeter turbulenz (On fully developed turbulence) : Internat. Cong. Appl. Mechanics, 2d, Zurich 1962, Proc., p. 62-74.
- Rani, K. L., Sarma, B. (2015). Analysis and Verification of Resistance Co-Efficient with Different Flow Parameters Having Different Bed Conditions to Open Channel Flow. *International Advanced Research Journal in Science, Engineering and Technology*. Vol. 2. Num. 8, 106-110.
- Raudkivi, A. J. (1967). Analysis of resistance in fluvial channels. *Journals of the Hydraulics Division*. ASCE. Vol. 93 (HY5), 2084–2093.
- Reinius. (1961). Steady Uniform flow in Open Channels. Bulletin No. 60 of Division of Hydraulics at Royal Institute of Technology, Stoxolm.
- Rodríguez R. P. (2008). Hidralica II. Instituto Tecnologico de Oaxaca. Mexico. Pag. 25-29.
- Sayre, W.W., Albertson, M.L. (1963) Roughness Spacing in Rigid Open Channels. Transactions. Journal of the Hydraulics Division. ASCE, Vol.128, 343-427.
- Shen, H. W. (1962). Development of bed-roughness in alluvial channels. *Journals of the Hydraulics Division*. ASCE. Vol. 88 (HY3), 45–58.
- Simons, D. B., Richardson, E. V. (1966). Resistance to flow in alluvial channels. Professional Paper 422-J, U.S. Geological Survey, Washington D.C.

- Sotelo, G. (2012). Hidraulica General I, Fundamentos, Editorial Limusa, Mexico D.F.
- Stephan, U., Gutknecht, D. (2002). Hydraulic resistance of submerged flexible vegetation. *Journal of Hydrology*. Elsevier. Vol. 269, 27-43.
- Streeter, L. V. (1970). Mecánica de los fluidos. Cuarta edición. Traducido de McGraw-Hill Book Company, USA. Estado de México. Mexico. Pp 109-199.
- Strickler, A. (1923) "Beitrage zur frage der geschwindigkeitsformel und der rauhigkeitszahlen fur strome, kanale un geschlossene leitungen" Mitteilungen des Eidgenossincshen. Amtes fur Wasserwirtschaft. Vol.16. Berna, Suiza.
- Tracy H.J., Lester, C.M. (1961). Resistance co-efficients and Velocity Distribution Smooth Rectangular Channel. Water Supply Paper No. 1592-A, Geol. Survey, U.S. Deptt Of the Interior, Washington, D. C., 18pp.
- Van Rijn, L. C. (1984). Sediment transport, Part III: Bed forms and alluvial roughness. *Journal of Hydraulic Engineering*. ASCE. Vol.110. No.12, 1733–1754.
- Vanoni, V. A., Brooks, N. H. (1957). Laboratory studies of the roughness and suspended load of alluvial streams. Report E-68, Sedimentation Lab., California Institute of Technology, Pasadena Calif.
- White, W. R., Paris, E., Bettess, R. (1980). The fictional characteristics of alluvial sreams: A new approach. Proc., Institute of Civil Engineers (London), 69 (Part 2), 737–750.
- White, W. R., Paris, E., Bettess, R. (1980). The fictional characteristics of alluvial sreams: A new approach. Proc., Institute of Civil Engineers (London), 69 (Part 2), 737–750.
- Yen, B. C. (1991). Hydraulic resistance in open channels. in Channel Flow Resistance: Centennial of Manning's Formula, B. C. Yen, ed., Water Resource Publications, Highlands Ranch, Colo., 1–135.
- Yen, B.C. (2002). Open channel flow resistance. *Journal of Hydraulic Engineering*. ASCE. Vol.128 No.1, 20-39.

XI. ANEXOS

En la gráfica 8 se detalla la pendiente del canal metálico (So).



Gráfica 11. So del canal metálico.

Cuadro 5. Características técnicas Arduino Uno.

Características técnicas Arduino Uno	
Dimensiones	68.6 x 53.4 mm
Peso	25 g
Micro controlador	ATmega328
Voltaje de funcionamiento	5 V
Voltaje de entrada (recomendado)	7 V
Voltaje de entrada (limites)	6 – 20 V
E/S digital pines	14 (6 de estos PWM)
Entradas analógicas	6
Corriente DC por E/S Pin	40 mA
Corriente DC de 3.3V Pin	50 mA
Memoria Flash	32 KB
SRAM	2 KB (ATmega328)
EEPROM	1 KB (ATmega328)
Velocidad del reloj	16 MHz



Cuadro 6. Características técnicas Sensor ultrasónico HC-SR04.

Características técnicas Sensor Ultrasónico HC-SR04	
Dimensiones	45 x 20 x 15 mm
Max. Rango de medición	2-400 cm
Rango de error	± 3 mm
Angulo de medición	15 grados
Temperatura de operación	-40 a 80 °C
Voltaje de funcionamiento	5V DC
Frecuencia de resonancia	40 kHz ± 2 kHz
Corriente de operación	15 mA
Protección	IP65



Cuadro 7. Características técnicas Reloj tiempo real DS3231.

Características técnicas Reloj en tiempo real DS3231	
Dimensiones	38 x 22mm x 14mm (altura)
Voltaje de funcionamiento	3.3 - 5 V
Protocolo de comunicación	I2C
Exactitud	± 2 ppm
Rango de temperatura	0 °C a + 40 °C
Memoria	EEPROM I2C
Interfaz de bus	11.IIC
Batería	CR2032
Sensor de temperatura del chip viene con una precisión de ± 3 °C	



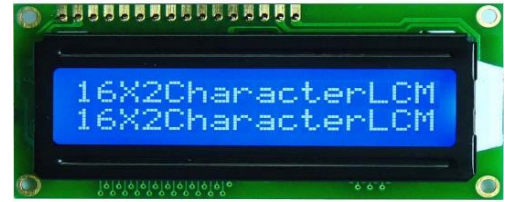
Cuadro 8. Características técnicas Modulo tarjeta micro SD.

Características técnicas Modulo tarjeta micro SD	
Dimensiones	20 x 28 mm
Tarjetas	Micro SD y Micro SDHC
Capacidad de almacenamiento	Hasta 8 GB
Voltaje de funcionamiento	3.3 -5V
Corriente de entrada	0.2 – 200 mA
Interfaz	SPI



Cuadro 9. Características técnicas Pantalla LCD 16X2.

Características técnicas Pantalla LCD 16X2	
Tamaño	80 x 36 mm
Columnas	16
Filas	2
Interface	Paralelo 4 u 8 bits
Backlight	Azul (texto blanco)
Voltaje de funcionamiento	5 V
Corriente máxima I/O	40 mA



Cuadro 10. Pines y sus funciones en Pantalla LCD 16X2.

Conexiones de los pines de Interfaz de la Pantalla LCD 16X2			
ITEM	Símbolo	Unidad	Función
1	VSS	0 V	Alimentación a tierra
2	VDD	+5V	Fuente de Alimentación
3	VO	-	Ajuste de contraste
4	RS	H/L	H: datos L: comandos
5	R/W	H/L	H: leer L: escribir
6	E	H.H-L	Señal de habilitación
7-14	DB0-DB7	H/L	Bus de datos
15	LEDA	+5 V	Fuente de poder para el LED BLACKLIGHT
16	LEDK	0V	

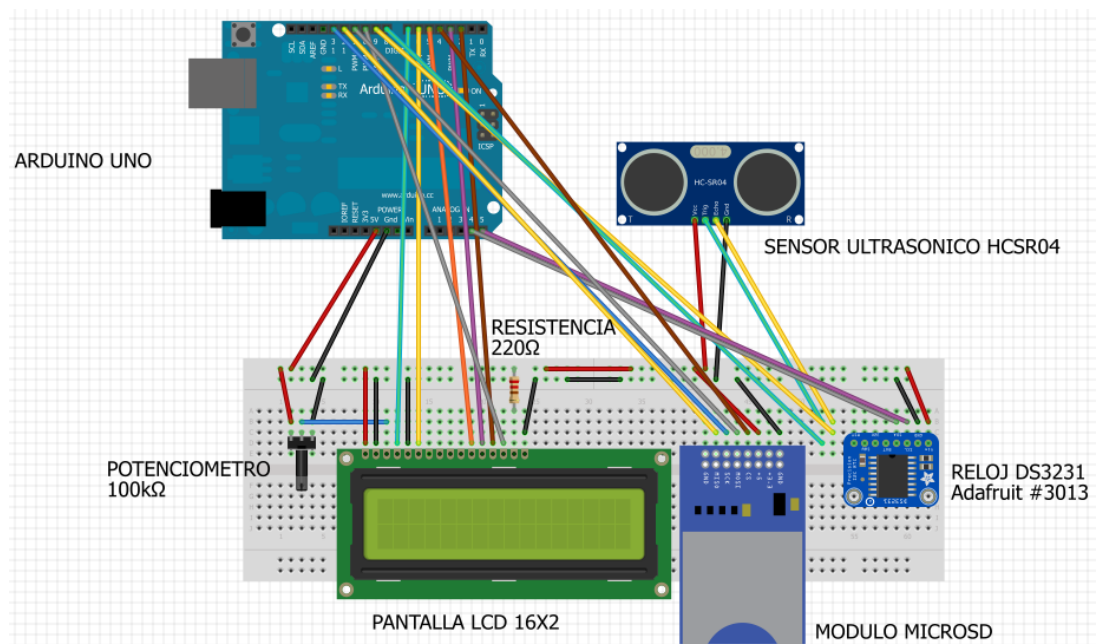


Figura 16. Conexión del circuito electrónico.

Cuadro 11. Coeficientes n y f para $Q = 0.0346 \text{ m}^3/\text{s}$ Exp.1

SLA válidas	n prom	Re prom	f prom
2	0.00934	195307	0.02055
5	0.00974	195915	0.02152
6	0.01058	194961	0.02583
7	0.01059	195499	0.02537
8	0.00737	200936	0.01084
11	0.01100	195555	0.02769
12	0.01103	195278	0.02787
Promedio	0.00952	196523	0.0208216

Cuadro 12. Coeficientes n y f para $Q = 0.0346 \text{ m}^3/\text{s}$ Exp.2

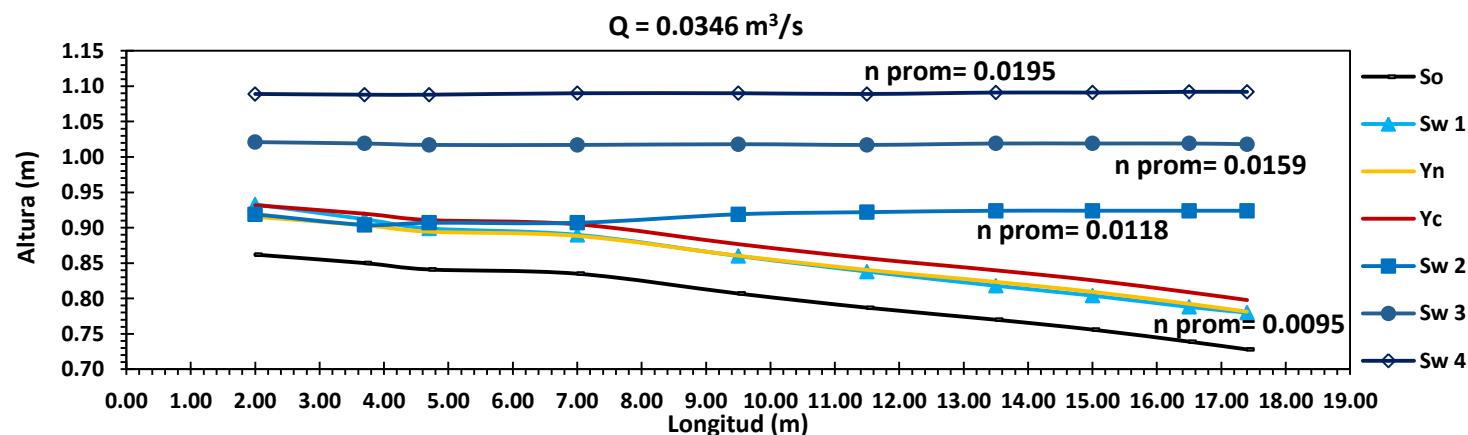
SLA válidas	n prom	Re prom	f prom
17	0.01246	166597	0.15462
26	0.01136	166271	0.07660
42	0.01187	166666	0.07840
46	0.01182	166920	0.11006
Promedio	0.01188	166613	0.10492

Cuadro 13. Coeficientes n y f para $Q = 0.0346 \text{ m}^3/\text{s}$ Exp.3

SLA válidas	n prom	Re prom	f prom
4	0.02124	117082	0.39210
15	0.01947	116699	0.43172
34	0.02029	116819	0.38548
36	0.01888	116755	0.52379
42	0.02059	116549	0.48586
53	0.01885	117640	0.43674
56	0.01718	116754	0.35510
Promedio	0.01950	116900	0.43011

Cuadro 14. Coeficientes n y f para $Q = 0.0346 \text{ m}^3/\text{s}$ Exp.4

SLA válidas	n prom	Re prom	f prom
1	0.01647	133625	0.21514
12	0.01746	133251	0.18203
16	0.01620	133351	0.18005
36	0.01576	133242	0.15643
39	0.01555	133476	0.17794
44	0.01441	133315	0.11755
50	0.01675	133232	0.20835
54	0.01520	133183	0.15530
Promedio	0.01597	133334	0.17410



Gráfica 12. Curvas de remanso y " n " para $Q = 0.0346 \text{ m}^3/\text{s}$.

Cuadro 15. Coeficientes n y f para $Q = 0.0332 \text{ m}^3/\text{s}$ Exp.1

SLA válidas	n prom	Re prom	f prom
1	0.00895	189305	0.01780
2	0.00955	189342	0.01853
3	0.00914	188671	0.01796
4	0.00881	189247	0.01606
5	0.00927	189180	0.01737
7	0.00832	189301	0.01456
9	0.00896	189742	0.01740
10	0.00900	189794	0.01778
11	0.00836	190290	0.01395
12	0.00849	189863	0.01590
15	0.00887	188936	0.01661
Promedio	0.00888	189425	0.01671

Cuadro 17. Coeficientes n y f para $Q = 0.0332 \text{ m}^3/\text{s}$ Exp.3

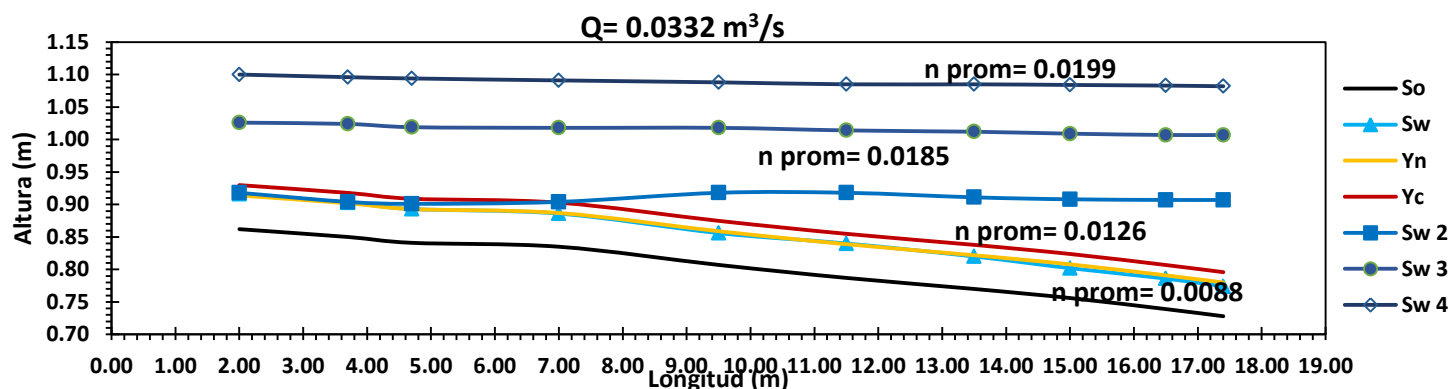
SLA válidas	n prom	Re prom	f prom
9	0.01820	128076	0.20488
23	0.01878	127797	0.33281
40	0.01912	128148	0.43461
42	0.01843	128079	0.35616
51	0.01892	127903	0.30428
59	0.01827	127983	0.44405
60	0.01824	127972	0.27168
Promedio	0.01857	127994	0.33550

Cuadro 16. Coeficientes n y f para $Q = 0.0332 \text{ m}^3/\text{s}$ Exp.2

SLA válidas	n prom	Re prom	f prom
34	0.01205	160151	0.08714
48	0.01333	162078	0.06573
52	0.01267	160615	0.07025
Promedio	0.01268	160948	0.07437

Cuadro 18. Coeficientes n y f para $Q = 0.0332 \text{ m}^3/\text{s}$ Exp.4

SLA válidas	n prom	Re prom	f prom
10	0.02139	112039	0.38615
19	0.01809	112055	0.28590
31	0.01745	112061	0.24922
33	0.02184	114604	0.37426
36	0.02114	111910	0.34322
Promedio	0.01998	112534	0.32775



Gráfica 13. Curvas de remanso y "n" para $Q = 0.0332 \text{ m}^3/\text{s}$.



POSGRADO EN INGENIERÍA AGRÍCOLA Y USO INTEGRAL DEL AGUA
Análisis del comportamiento del coeficiente de fricción de Manning
bajo diferentes condiciones de flujo en canales de riego



Cuadro 19. Coeficientes n y f para $Q= 0.03158 \text{ m}^3/\text{s}$ Exp.1

SLA válidas	n prom	Re prom	f prom
2	0.00890	180875	0.01807
4	0.00838	181603	0.01531
5	0.00824	182279	0.01475
6	0.00901	181068	0.01820
7	0.00722	182772	0.01128
9	0.00826	181739	0.01526
10	0.01003	180453	0.02226
13	0.00850	181576	0.01568
14	0.00831	181420	0.01479
15	0.00923	181511	0.01847
16	0.00835	181892	0.01581
17	0.00831	181761	0.01539
18	0.00778	181171	0.01346
19	0.00895	181419	0.01758
20	0.00765	181963	0.01267
21	0.00867	181630	0.01664
22	0.00690	182663	0.01067
24	0.00845	181633	0.01640
30	0.00811	182332	0.01477
Promedio	0.00838	181672	0.01566

Cuadro 20. Coeficientes n y f para $Q= 0.03158 \text{ m}^3/\text{s}$ Exp.2

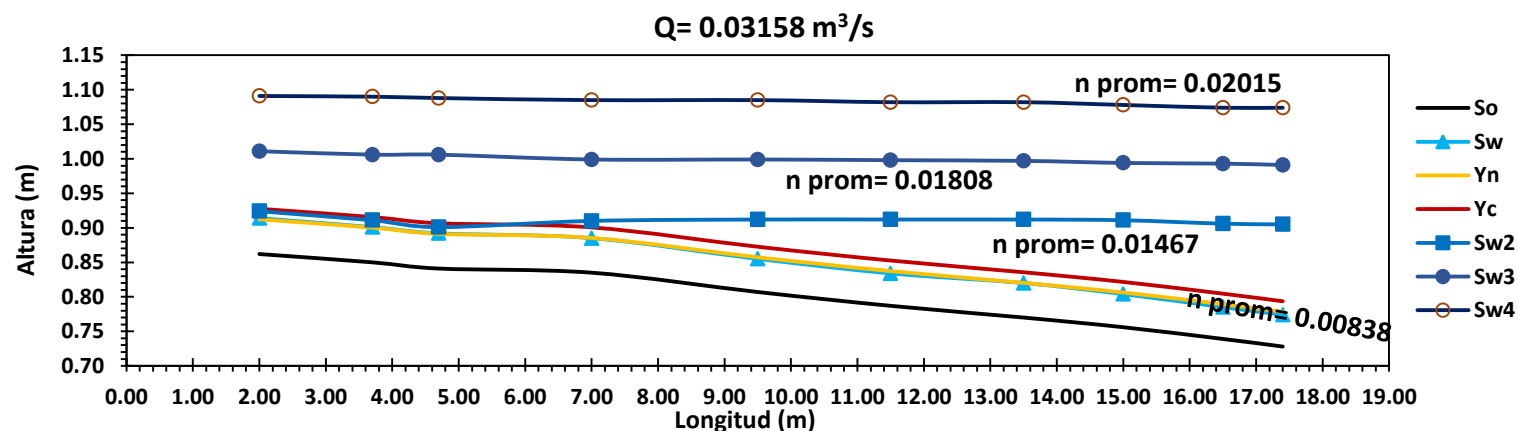
SLA válidas	n prom	Re prom	f prom
43	0.01526	153566	0.12259
54	0.01382	153647	0.08866
56	0.01494	154390	0.11476
Promedio	0.01467	153867	0.10867

Cuadro 21. Coeficientes n y f para $Q= 0.03158 \text{ m}^3/\text{s}$ Exp.3

SLA válidas	n prom	Re prom	f prom
11	0.01789	125773	0.26035
43	0.01788	124218	0.22162
56	0.01848	123754	0.24611
Promedio	0.01808	124582	0.24269

Cuadro 22. Coeficientes n y f para $Q= 0.03158 \text{ m}^3/\text{s}$ Exp.4

SLA válidas	n prom	Re prom	f prom
24	0.02041	107653	0.39856
28	0.01915	107570	0.38851
39	0.02008	107422	0.33142
47	0.02096	108539	0.46149
n prom	0.02015	107796	0.39499



Cuadro 23. Coeficientes n y f para
 $Q = 0.02979 \text{ m}^3/\text{s}$ Exp.1

SLA válidas	n prom	Re prom	f prom
1	0.00831	172195	0.01596
4	0.00835	172075	0.01669
5	0.00827	172474	0.01590
7	0.00850	172173	0.01612
8	0.00901	171720	0.01894
10	0.00791	172549	0.01433
11	0.00868	171376	0.01687
Promedio	0.00843	172080	0.01640

Cuadro 24. Coeficientes n y f para
 $Q = 0.02979 \text{ m}^3/\text{s}$ Exp.2

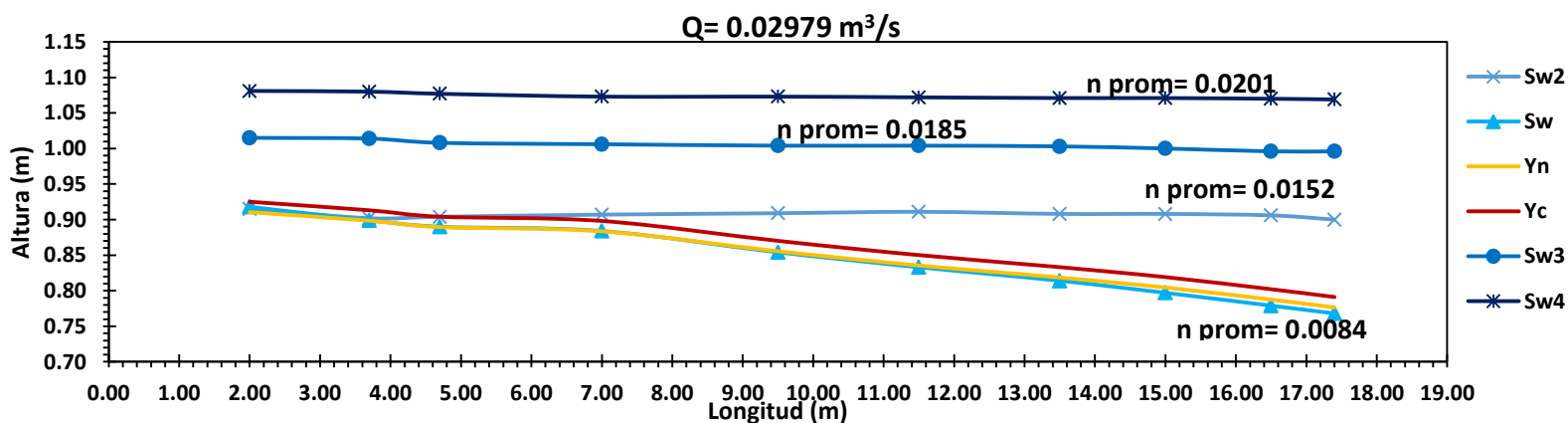
SLA válidas	n prom	Re prom	f prom
16	0.01541	146332	0.22063
26	0.01688	146443	0.23944
28	0.01450	146703	0.10966
30	0.01429	146051	0.11023
Promedio	0.01527	146382	0.16999

Cuadro 25. Coeficientes n y f para
 $Q = 0.02979 \text{ m}^3/\text{s}$ Exp.3

SLA válidas	n prom	Re prom	f prom
2	0.01799	117432	0.23236
6	0.01865	117043	0.26932
9	0.02052	117055	0.40970
15	0.01966	116993	0.44927
22	0.01926	117298	0.32423
24	0.01911	116847	0.29810
31	0.01999	116986	0.42461
33	0.01733	116796	0.21560
36	0.02026	116909	0.47293
37	0.01880	116990	0.38662
40	0.01786	116934	0.29627
43	0.01891	117006	0.46900
44	0.01559	116779	0.21133
45	0.01590	116935	0.20060
55	0.01874	116890	0.42477
Promedio	0.01857	116993	0.33898

Cuadro 26. Coeficientes n y f para $Q = 0.02979 \text{ m}^3/\text{s}$ Exp.4

SLA válidas	n prom	Re prom	f prom
8	0.01807	103260	0.34393
34	0.02042	103122	0.75060
37	0.02225	103147	0.68671
38	0.02037	103211	0.63117
48	0.01971	103187	0.51709
Promedio	0.02016	103186	0.58590



Gráfica 15. Curvas de remanso y " n " para $Q = 0.02979 \text{ m}^3/\text{s}$.



POSGRADO EN INGENIERÍA AGRÍCOLA Y USO INTEGRAL DEL AGUA
Análisis del comportamiento del coeficiente de fricción de Manning
bajo diferentes condiciones de flujo en canales de riego



Cuadro 27. Coeficientes n y f para
Q= 0.02707 m³/ s Exp.1

SLA válidas	n prom	Re prom	f prom
1	0.00930	158391	0.02217
2	0.01056	157700	0.02778
3	0.00836	159312	0.01814
4	0.00881	158428	0.01941
5	0.00897	158994	0.01985
6	0.00955	158281	0.02299
7	0.00948	158278	0.02279
8	0.00921	158549	0.02075
9	0.00963	158267	0.02273
10	0.00939	158161	0.02231
11	0.00979	158613	0.02312
12	0.00904	158606	0.02016
13	0.00898	158471	0.02036
14	0.00909	158561	0.02114
15	0.00935	158276	0.02168
16	0.00895	158684	0.01914
17	0.00956	158316	0.02294
18	0.00890	158737	0.01944
19	0.00950	158195	0.02230
20	0.00890	159129	0.01931
21	0.00911	158825	0.02068
22	0.00882	158823	0.01904
23	0.01068	157251	0.02766
Promedio	0.00930	158472	0.02156

Cuadro 28. Coeficientes n y f para
Q= 0.02707 m³/ s Exp.2

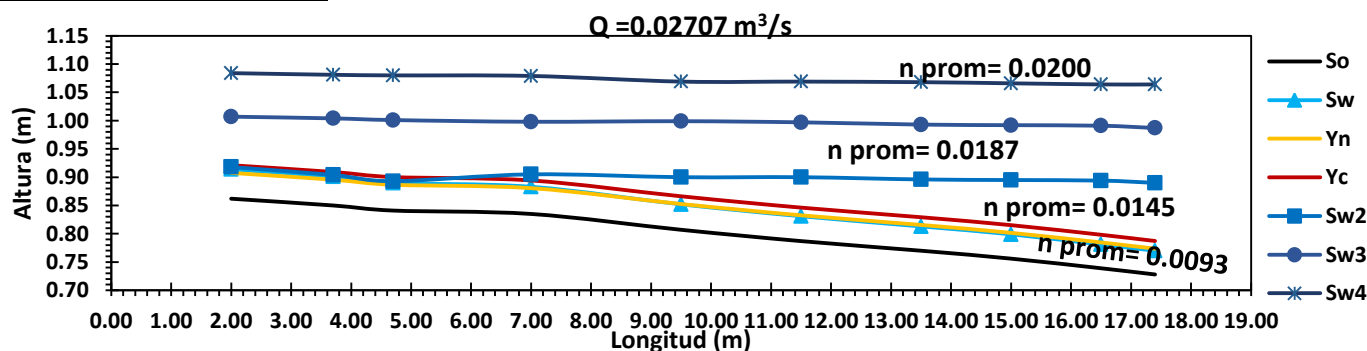
SLA válidas	n prom	Re prom	f prom
23	0.01464	135120	0.14613
53	0.01439	134349	0.19647
56	0.01449	135226	0.15672
57	0.01451	133510	0.16052
Promedio	0.01451	134551	0.16496

Cuadro 29. Coeficientes n y f para
Q= 0.02707 m³/ s Exp.3

SLA válidas	n prom	Re prom	f prom
14	0.02045	93951	0.40413
15	0.01903	93914	0.35831
19	0.02168	93852	0.50852
22	0.02038	93886	0.64042
51	0.01885	93854	0.35815
Promedio	0.02008	93891	0.45391

Cuadro 30. Coeficientes n y f para Q= 0.02707 m³/ s Exp.4

SLA válidas	n prom	Re prom	f prom
12	0.02000	108366	0.48601
13	0.01784	108183	0.34189
21	0.01938	107863	0.41446
29	0.01767	108255	0.34755
30	0.01912	108031	0.42255
35	0.01792	108271	0.33766
39	0.01897	108121	0.34827
41	0.01868	108075	0.31724
Promedio	0.01870	108146	0.37695



Gráfica 16. Curvas de remanso y "n" para Q= 0.02707 m³/s.



POSGRADO EN INGENIERÍA AGRÍCOLA Y USO INTEGRAL DEL AGUA
Análisis del comportamiento del coeficiente de fricción de Manning
bajo diferentes condiciones de flujo en canales de riego



Cuadro 31. Coeficientes n y f para
Q= 0.02388 m³/ s Exp.1

SLA válidas	n prom	Re prom	f prom
1	0.00900	138656	0.02197
2	0.00952	138699	0.02437
3	0.00984	138087	0.02622
4	0.00953	138168	0.02485
5	0.00940	138345	0.02449
6	0.00923	138743	0.02285
7	0.00930	138775	0.02269
10	0.00916	138981	0.02292
12	0.00925	138776	0.02264
13	0.00960	138322	0.02440
15	0.00952	138620	0.02450
16	0.00976	138584	0.02625
17	0.00915	138817	0.02231
18	0.00913	138785	0.02241
20	0.00921	138893	0.02210
21	0.00971	138926	0.02559
22	0.00931	138939	0.02279
23	0.00925	138708	0.02314
24	0.00956	138779	0.02470
26	0.00924	138813	0.02247
27	0.00995	138173	0.02750
Promedio	0.00941	138647	0.02386

Cuadro 32. Coeficientes n y f para
Q= 0.02388 m³/ s Exp.2

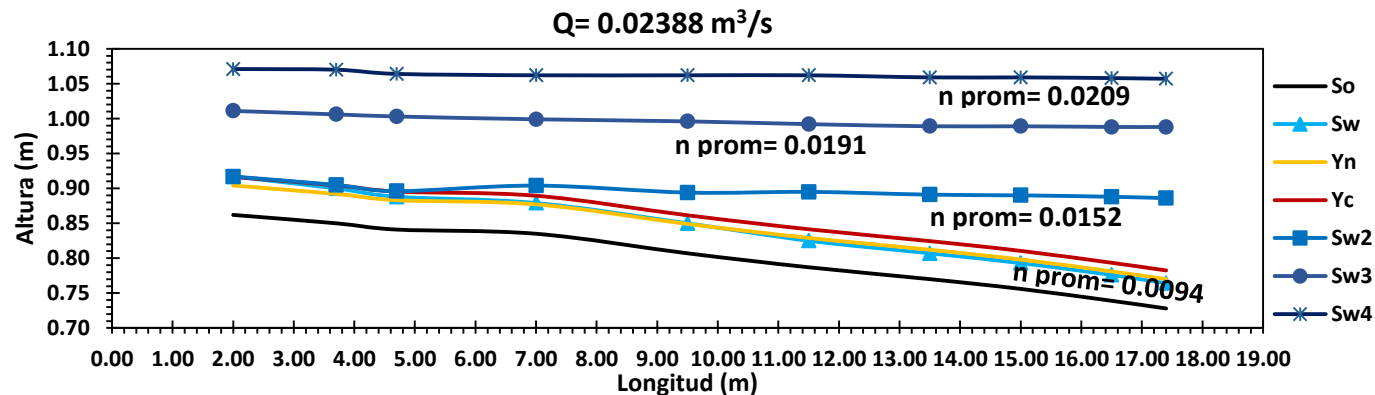
SLA válidas	n prom	Re prom	f prom
1	0.01522	119765	0.22829
8	0.01569	120035	0.21890
32	0.01479	120375	0.32081
n prom	0.01523	120058	0.25600

Cuadro 33. Coeficientes n y f para
Q= 0.02388 m³/ s Exp.3

SLA válidas	n prom	Re prom	f prom
3	0.01856	95702	0.24765
28	0.01950	95088	0.44593
30	0.01945	94936	0.34519
39	0.01870	94980	0.40962
47	0.01710	94873	0.28510
48	0.02053	94870	0.36685
49	0.02011	94845	0.36719
52	0.01856	94874	0.24880
60	0.01974	95059	0.34720
n prom	0.01914	95025	0.34039

Cuadro 34. Coeficientes n y f para Q= 0.02388 m³/ s Exp.4

SLA Validas	n prom	Re prom	f prom
3	0.01979	84434	0.56384
17	0.02034	83113	1.13206
30	0.02204	82954	1.40627
60	0.02161	82748	0.79276
n prom	0.02094	83312	0.97373



Grafica 17. Curvas de remanso y "n" para Q= 0.02388 m³/s.



POSGRADO EN INGENIERÍA AGRÍCOLA Y USO INTEGRAL DEL AGUA
Análisis del comportamiento del coeficiente de fricción de Manning
bajo diferentes condiciones de flujo en canales de riego



Cuadro 35. Coeficientes n y f para
Q= 0.02071 m³/ s Exp.1

SLA válidas	n prom	Re prom	f prom
1	0.00830	122964	0.01826
2	0.00905	122307	0.02300
3	0.00844	122675	0.01979
4	0.00855	122778	0.01993
5	0.00844	122743	0.01894
7	0.00881	122281	0.02246
8	0.00851	122712	0.01948
10	0.00845	122748	0.01921
11	0.00868	122781	0.02064
13	0.00908	121982	0.02265
14	0.00876	122637	0.02124
15	0.00861	122426	0.02060
16	0.00834	122564	0.01847
17	0.00870	122532	0.02126
18	0.00874	122383	0.02087
Promedio	0.00863	122568	0.02046

Cuadro 36. Coeficientes n y f para
Q= 0.02071 m³/ s Exp.2

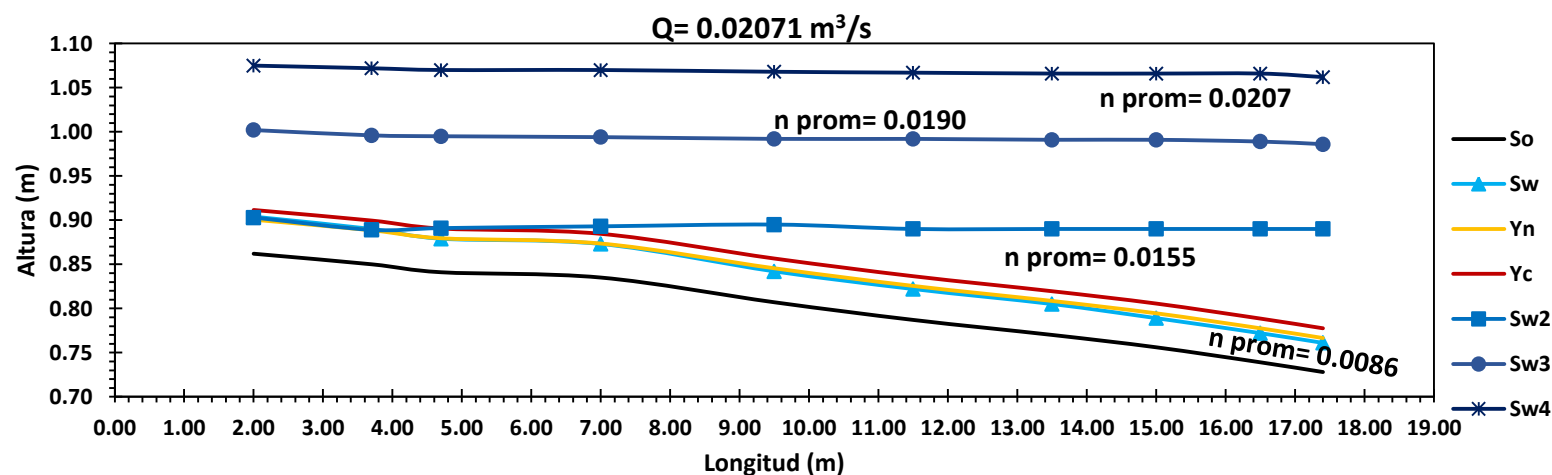
SLA válidas	n prom	Re prom	f prom
1	0.01497	105723	0.3776
3	0.01526	105556	0.2814
5	0.01587	105592	0.2932
56	0.01608	105125	0.2583
Promedio	0.01554	105499	0.3026

Cuadro 38. Coeficientes n y f para
Q= 0.02071 m³/ s Exp.4

SLA válidas	n prom	Re prom	f prom
34	0.02100	72468	1.29265
35	0.02065	72430	0.95006
41	0.02073	72337	1.10289
Promedio	0.02079	72412	1.11520

Cuadro 37. Coeficientes n y f para Q= 0.02071 m³/ s Exp.3

SLA válidas	n prom	Re prom	f prom
3	0.01930	83556	0.61692
5	0.01885	83458	0.40557
Promedio	0.01907	83507	0.51124



Gráfica 18. Curvas de remanso y "n" para Q= 0.02071 m³/s.



POSGRADO EN INGENIERÍA AGRÍCOLA Y USO INTEGRAL DEL AGUA
Análisis del comportamiento del coeficiente de fricción de Manning
bajo diferentes condiciones de flujo en canales de riego



Cuadro 39. Coeficientes n y f para
Q= 0.01863 m³/ s Exp.1

SLA válidas	n prom	Re prom	f prom
1	0.00939	110133	0.02756
2	0.00918	110527	0.02655
3	0.00942	110254	0.02692
4	0.00898	110461	0.02585
5	0.00944	109742	0.02766
6	0.00927	110329	0.02670
7	0.00957	109943	0.02896
8	0.00931	110267	0.02713
9	0.00908	110296	0.02486
10	0.00958	110000	0.02835
11	0.00960	109971	0.02856
12	0.00917	110262	0.02523
13	0.00921	110390	0.02575
14	0.00938	110095	0.02660
15	0.00930	110167	0.02646
16	0.00929	110128	0.02578
17	0.00935	110326	0.02702
18	0.00984	109771	0.03035
19	0.00946	110044	0.02856
20	0.00938	110231	0.02681
21	0.00980	109932	0.02977
22	0.00945	110008	0.02833
Promedio	0.00938	110149	0.02726

Cuadro 40. Coeficientes n y f para
Q= 0.01863 m³/ s Exp.2

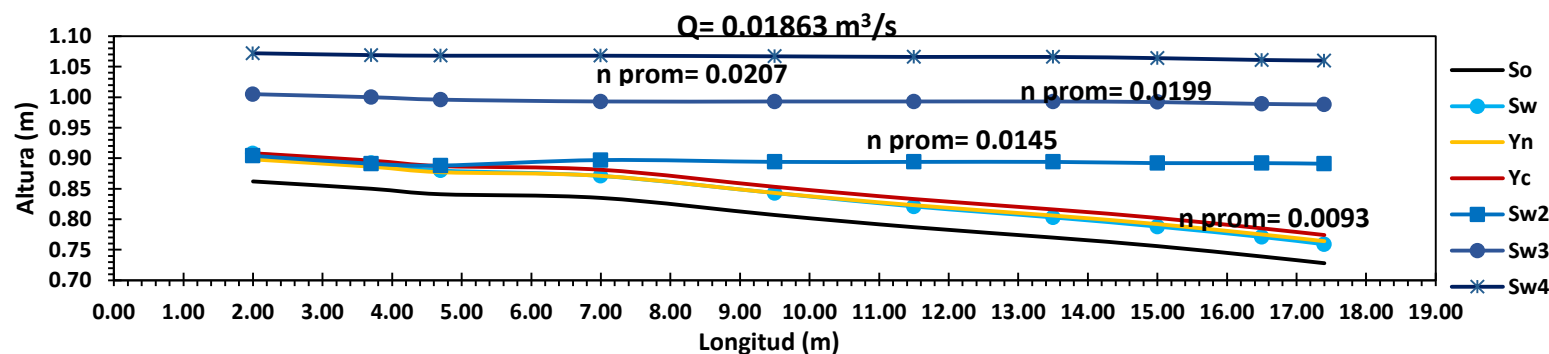
SLA válidas	n prom	Re prom	f prom
24	0.01441	94416	0.23537
31	0.01420	94704	0.36265
52	0.01419	94648	0.33077
57	0.01504	94513	0.30959
58	0.01482	94539	0.34722
Promedio	0.01453	94564	0.31712

Cuadro 42. Coeficientes n y f para
Q= 0.01863 m³/ s Exp.4

SLA válidas	n prom	Re prom	f prom
11	0.02209	65456	0.90098
13	0.01880	65497	0.78026
16	0.02221	65662	1.92072
42	0.01973	65580	1.13237
60	0.02096	65370	0.78783
n prom	0.02076	65513	1.10443

Cuadro 41. Coeficientes n y f para Q= 0.01863 m³/s Exp.3

SLA válidas	n prom	Re prom	f prom
10	0.01932	75040	0.49792
18	0.01868	74991	0.58753
38	0.01947	75057	0.39874
39	0.02242	74907	1.24434
Promedio	0.01997	74999	0.68213



Gráfica 19. Curvas de remanso y "n" para Q= 0.01863 m³/s.



POSGRADO EN INGENIERÍA AGRÍCOLA Y USO INTEGRAL DEL AGUA
Análisis del comportamiento del coeficiente de fricción de Manning
bajo diferentes condiciones de flujo en canales de riego



Cuadro 43. Coeficientes n y f para
Q= 0.01644 m³/ s Exp.1

SLA válidas	n prom	Re prom	f prom
1	0.01079	97064	0.04068
2	0.01063	97070	0.03936
3	0.01056	97101	0.03935
4	0.01047	97214	0.03816
5	0.01036	97276	0.03740
6	0.01054	97130	0.03927
7	0.01029	97276	0.03673
8	0.01075	96954	0.04033
9	0.01030	97358	0.03674
10	0.01036	97216	0.03709
11	0.01042	97217	0.03822
12	0.01051	97100	0.03811
13	0.01050	97153	0.03771
14	0.01053	97158	0.03881
15	0.01055	97127	0.03883
16	0.01038	97217	0.03736
17	0.01021	97389	0.03634
18	0.01079	96983	0.04103
19	0.01042	97160	0.03777
20	0.01052	97157	0.03882
21	0.01024	97332	0.03601
22	0.01058	97129	0.03920
Promedio	0.01049	97172	0.03833

Cuadro 44. Coeficientes n y f para
Q= 0.01644 m³/ s Exp.2

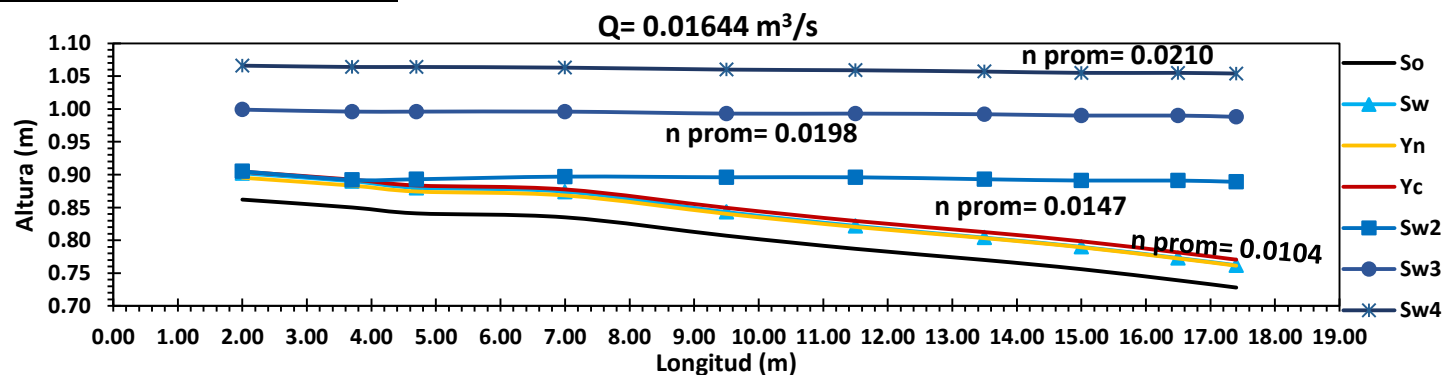
SLA válidas	n prom	Re prom	f prom
7	0.01470	83355	0.41038
57	0.01411	83643	0.43463
60	0.01542	83580	0.49618
Promedio	0.01475	83526	0.44707

Cuadro 45. Coeficientes n y f para
Q= 0.01644 m³/ s Exp.3

SLA válidas	n prom	Re prom	f prom
23	0.02008	66419	1.64129
26	0.02208	66892	0.91096
36	0.01876	66772	1.02286
39	0.01961	66740	1.22424
59	0.01892	66603	0.85791
Promedio	0.01989	66685	1.13145

Cuadro 46. Coeficientes n y f para Q= 0.01644 m³/s. Exp.4

SLA válidas	n prom	Re prom	f prom
13	0.02136	58416	0.90492
18	0.02095	58134	2.62331
30	0.02072	58290	1.86938
31	0.01940	58283	0.58508
46	0.02183	58265	1.27278
47	0.02216	58331	1.60049
Promedio	0.02107	58287	1.47599



Grafica 20. Curvas de remanso y "n" para Q= 0.01644 m³/s.

Cuadro 47. Coeficientes n y f para
 $Q = 0.01419 \text{ m}^3/\text{s}$ Exp.1

SLA válidas	n prom	Re prom	f prom
1	0.01090	84296	0.83449
2	0.01077	84323	0.84549
3	0.01085	84296	0.83783
4	0.01097	84222	0.84549
5	0.01122	84050	0.82549
6	0.01073	84324	0.80849
7	0.01109	84147	0.82983
8	0.01101	84219	0.81449
9	0.01087	84369	0.80416
10	0.01102	84220	0.87349
11	0.01055	84474	0.84549
12	0.01087	84274	0.82549
13	0.01128	84044	0.80849
14	0.01098	84223	0.79449
15	0.01087	84296	0.83899
16	0.01083	84299	0.82749
17	0.01083	84272	0.88999
18	0.01122	84070	0.88099
19	0.01103	84220	0.86249
20	0.01115	84097	0.84949
Promedio	0.01095	84237	0.83713

Cuadro 48. Coeficientes n y f para
 $Q = 0.01419 \text{ m}^3/\text{s}$ Exp.2

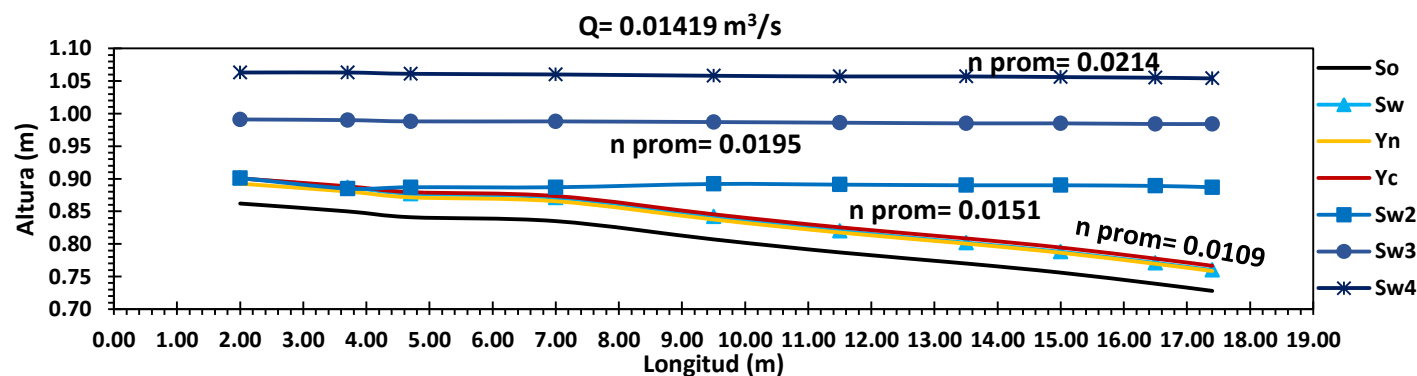
SLA válidas	n prom	Re prom	f prom
4	0.01519	72887	0.40224
11	0.01490	72878	0.50232
25	0.01517	72556	0.57450
37	0.01537	72492	0.49019
39	0.01469	72873	0.63410
45	0.01576	72650	0.53415
Promedio	0.01518	72723	0.52292

Cuadro 49. Coeficientes n y f para
 $Q = 0.01419 \text{ m}^3/\text{s}$ Exp.3

SLA válidas	n prom	Re prom	f prom
14	0.01917	58106	1.28277
18	0.01891	58069	0.79693
36	0.02020	57946	1.30454
49	0.01814	58033	1.25276
50	0.02120	58063	0.65487
Promedio	0.01952	58043	1.05837

Cuadro 50. Coeficientes n y f para $Q = 0.01419 \text{ m}^3/\text{s}$ Exp.4

SLA válidas	n prom	Re prom	f prom
23	0.02145	50549	1.10101
26	0.02167	50529	1.53188
27	0.02217	50568	1.48749
30	0.02039	50518	1.08771
Promedio	0.02142	50541	1.30202



Gráfica 21. Curvas de remanso y "n" para $Q = 0.01419 \text{ m}^3/\text{s}$.



POSGRADO EN INGENIERÍA AGRÍCOLA Y USO INTEGRAL DEL AGUA
Análisis del comportamiento del coeficiente de fricción de Manning
bajo diferentes condiciones de flujo en canales de riego



Cuadro 51. Coeficientes n y f para
 $Q = 0.0120 \text{ m}^3/\text{s}$. Exp.1

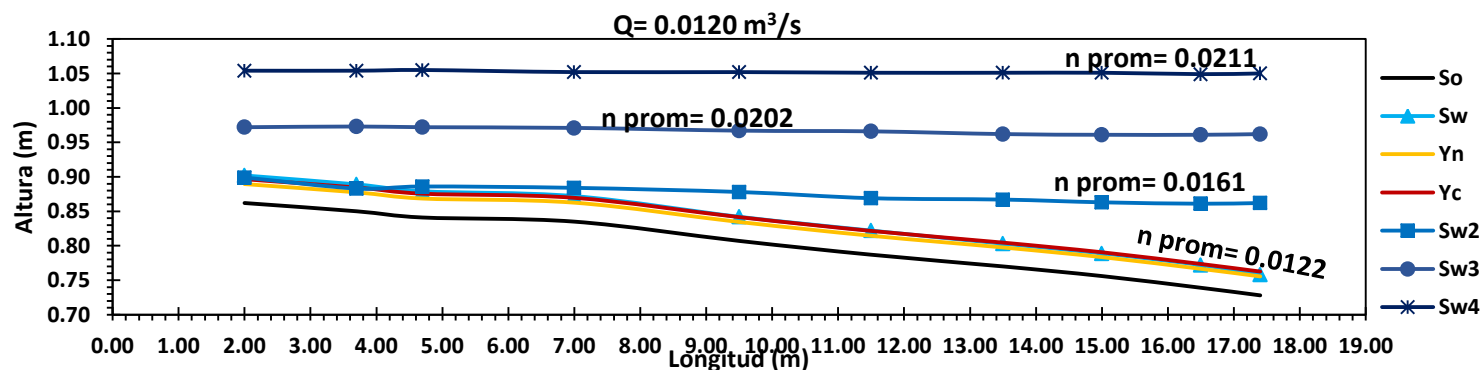
SLA válidas	n prom	Re prom	f prom
1	0.01225	71435	0.06968
2	0.01241	71351	0.07169
3	0.01255	71282	0.07379
4	0.01242	71348	0.07226
5	0.01220	71455	0.06809
6	0.01211	71516	0.06698
7	0.01201	71561	0.06575
8	0.01210	71499	0.06711
9	0.01208	71518	0.06722
10	0.01272	71198	0.07524
11	0.01219	71454	0.06757
12	0.01232	71411	0.06957
13	0.01203	71559	0.06589
14	0.01238	71367	0.07131
15	0.01215	71478	0.06769
16	0.01228	71412	0.06901
17	0.01207	71519	0.06634
18	0.01193	71583	0.06447
19	0.01214	71477	0.06754
20	0.01200	71562	0.06566
Promedio	0.01222	71449	0.06864

Cuadro 52. Coeficientes n y f para
 $Q = 0.0120 \text{ m}^3/\text{s}$. Exp.3

SLA válidas	n prom	Re prom	f prom
4	0.02027	51361	0.70432
29	0.02106	50467	0.88451
35	0.02105	50276	0.84501
45	0.02131	50552	0.77994
47	0.01811	50427	0.44833
56	0.01985	50419	1.06112
Promedio	0.02027	50583	0.78720

Cuadro 53. Coeficientes n y f para $Q = 0.0120 \text{ m}^3/\text{s}$. Exp.4

SLA válidas	n prom	Re prom	f prom
10	0.02179	43418	1.45739
15	0.02148	43336	1.82841
28	0.02066	43260	1.52018
38	0.02251	43247	1.40724
52	0.01911	43229	0.95797
57	0.02144	43127	1.93091
n prom	0.02116	43269	1.51702



Gráfica 22. Curvas de remanso y "n" para $Q = 0.0120 \text{ m}^3/\text{s}$.



POSGRADO EN INGENIERÍA AGRÍCOLA Y USO INTEGRAL DEL AGUA
Análisis del comportamiento del coeficiente de fricción de Manning
bajo diferentes condiciones de flujo en canales de riego

Cuadro 54. Coeficientes n y f para $Q = 0.0120 \text{ m}^3/\text{s}$. Exp.2

SLA válidas	n prom	Re prom	f prom	SLA válidas	n prom	Re prom	f prom
2	0.01572	64042	0.20884	29	0.01583	63924	0.22068
3	0.01602	64187	0.31064	30	0.01732	64022	0.33777
4	0.01730	64225	0.42637	31	0.01713	63936	0.30190
5	0.01625	64145	0.22721	32	0.01705	63898	0.38027
7	0.01565	64045	0.40480	33	0.01568	63762	0.21775
8	0.01525	64035	0.19627	34	0.01557	63725	0.26518
9	0.01727	63909	0.33046	36	0.01695	63616	0.34028
10	0.01712	64043	0.29454	37	0.01535	64038	0.20736
11	0.01619	64146	0.30397	39	0.01403	63989	0.18416
12	0.01757	63918	0.39198	41	0.01716	63982	0.37721
13	0.01610	64123	0.30542	42	0.01756	64006	0.37425
14	0.01498	64110	0.17003	44	0.01646	64114	0.28654
15	0.01454	63991	0.16126	46	0.01401	63860	0.15724
16	0.01581	64185	0.22056	47	0.01650	63936	0.27541
17	0.01753	63892	0.29829	48	0.01685	64117	0.24433
18	0.01729	63939	0.38256	50	0.01628	63952	0.23405
19	0.01590	64115	0.22321	51	0.01714	64075	0.34457
20	0.01664	64050	0.37154	52	0.01462	63889	0.18559
21	0.01682	64052	0.28944	53	0.01338	63806	0.15731
22	0.01650	63879	0.30351	55	0.01475	64698	0.17468
23	0.01598	63950	0.25434	57	0.01576	63906	0.26138
24	0.01549	64019	0.18125	58	0.01515	64280	0.28276
25	0.01500	64104	0.17300	59	0.01702	64182	0.32541
26	0.01736	63942	0.34240	Promedio	0.01618	64012	0.28132
27	0.01721	63952	0.33416				
28	0.01800	63919	0.54297				



POSGRADO EN INGENIERÍA AGRÍCOLA Y USO INTEGRAL DEL AGUA
Análisis del comportamiento del coeficiente de fricción de Manning
bajo diferentes condiciones de flujo en canales de riego



Cuadro 55. Coeficientes n y f para $Q = 0.0109 \text{ m}^3/\text{s}$. Exp.2

SLA válidas	n prom	Re prom	f prom
1	0.01734019	58384	0.44165
2	0.016026	58244	0.36163
3	0.01567531	58076	0.25461
5	0.01446013	57848	0.18060
6	0.01580721	57826	0.26754
7	0.0155578	57792	0.25667
8	0.01652836	57737	0.40092
9	0.01482072	57841	0.23915
10	0.01766252	57624	0.44564
11	0.01501489	57567	0.30702
12	0.01642919	57276	0.38483
13	0.01472816	57289	0.33322
15	0.01536148	57598	0.33677
17	0.01631332	57579	0.30412
19	0.01576831	57578	0.33671
24	0.01493056	57369	0.25877
29	0.01477791	57509	0.50943
33	0.01656803	57301	0.54398
34	0.01549225	57365	0.32068
36	0.01748049	57514	0.51347
37	0.01617666	57558	0.42622
41	0.01675457	57226	0.44696
42	0.01719642	57227	0.52741
43	0.01602306	57374	0.30886
44	0.01697344	57254	0.54116
46	0.01692811	57389	0.52067
51	0.01494275	57517	0.28415
52	0.01563512	57483	0.30715
53	0.01596968	57406	0.29175
59	0.01631637	57382	0.37048
60	0.01691692	57668	0.58881
Promedio	0.01601858	57574	0.37455

Cuadro 56. Coeficientes n y f para $Q = 0.0109 \text{ m}^3/\text{s}$. Exp.1

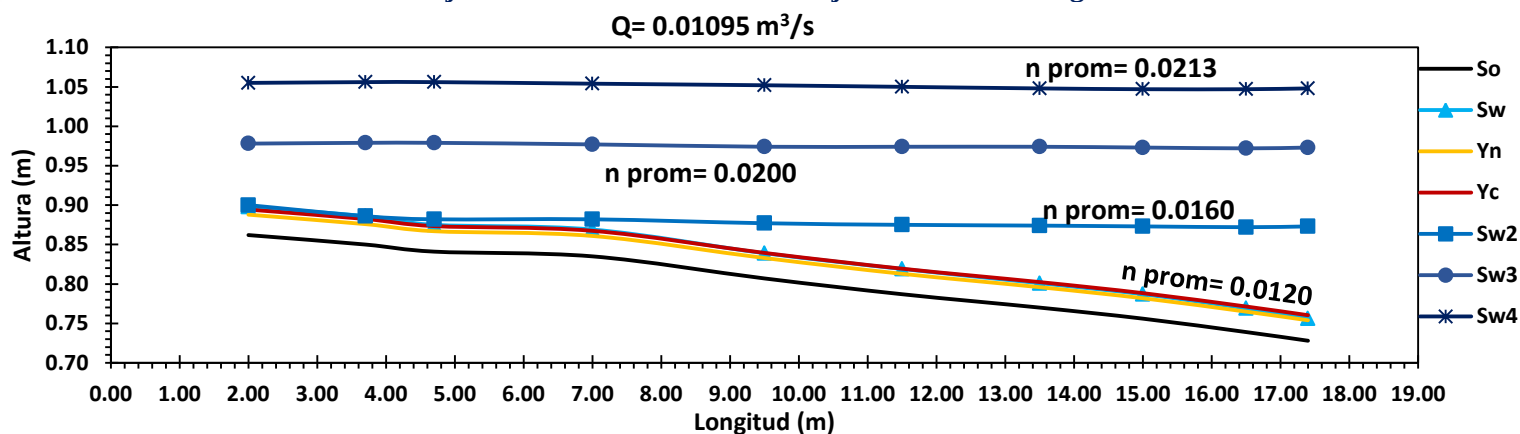
SLA válidas	n prom	Re prom	f prom
1	0.01215	65228	0.07258
2	0.01206	65265	0.07077
3	0.01219	65209	0.07327
4	0.01212	65248	0.07201
5	0.01226	65170	0.07517
6	0.01246	65076	0.07687
7	0.01194	65307	0.06871
8	0.01196	65325	0.06946
9	0.01189	65363	0.06808
10	0.01222	65189	0.07268
11	0.01173	65423	0.06558
Promedio	0.01209	65255	0.07138

Cuadro 57. Coeficientes n y f para $Q = 0.0109 \text{ m}^3/\text{s}$. Exp.3

SLA válidas	n prom	Re prom	f prom
1	0.01966	45608	1.27777
4	0.01991	45749	0.94410
8	0.02016	45420	1.67822
47	0.02045	44973	1.66340
Promedio	0.02004	45438	1.39087

Cuadro 58. Coeficientes n y f para $Q = 0.0109 \text{ m}^3/\text{s}$. Exp.4

SLA válidas	n prom	Re prom	f prom
16	0.02209	39501	1.6487
22	0.02103	39599	1.2952
26	0.02168	39471	1.5194
34	0.02285	39545	3.0927
50	0.02038	39494	1.5188
53	0.02034	39476	1.6300
Promedio	0.02139	39514	1.7841



Gráfica 23. Curvas de remanso y "n" para $Q = 0.01095 \text{ m}^3/\text{s}$.

Cuadro 59. Coeficientes n y f para
 $Q = 0.00994 \text{ m}^3/\text{s}$ Exp.1

SLA válidas	n prom	Re prom	f prom
1	0.0114	59803	0.06543
2	0.0116	59714	0.06870
3	0.0117	59678	0.07051
4	0.0119	59591	0.07477
5	0.0119	59588	0.07296
6	0.0120	59570	0.07510
7	0.0116	59731	0.06754
8	0.0114	59804	0.06617
9	0.0113	59822	0.06436
10	0.0111	59912	0.06203
Promedio	0.0116	59721	0.06876

Cuadro 60. Coeficientes n y f para
 $Q = 0.00994 \text{ m}^3/\text{s}$ Exp.2

SLA válidas	n prom	Re prom	f prom
8	0.02033	41824	1.38469
46	0.01784	41383	2.22488
51	0.01903	41440	1.37243
52	0.02019	41395	1.42147
n prom	0.01935	41511	1.60087

Cuadro 61. Coeficientes n y f para
 $Q = 0.00994 \text{ m}^3/\text{s}$ Exp.3

SLA válidas	n prom	Re prom	f prom
7	0.02123	36726	1.46914
9	0.01987	36719	1.44596
12	0.02232	36636	2.17529
41	0.02168	36519	1.56231
44	0.02116	36502	1.46703
n prom	0.02125	36620	1.62394

POSGRADO EN INGENIERÍA AGRÍCOLA Y USO INTEGRAL DEL AGUA
Análisis del comportamiento del coeficiente de fricción de Manning
bajo diferentes condiciones de flujo en canales de riego
Cuadro 62. Coeficientes n y f para Q= 0.00994 m³/s. Exp.2

SLA válidas	n prom	Re prom	f prom
1	0.01779	52731	0.5627
2	0.01762	52932	0.6390
3	0.01798	52964	0.6365
4	0.01662	52862	0.3991
5	0.01815	52731	0.7534
6	0.01837	52783	0.7370
7	0.01909	52757	0.7621
8	0.01871	52765	0.5987
9	0.01933	52650	0.8503
10	0.01800	52782	0.5332
13	0.01846	52746	0.6881
15	0.01690	52610	0.4917
16	0.01790	52664	0.6013
17	0.01862	52538	0.7516
18	0.01884	52731	1.0845
19	0.01846	52741	1.1697
20	0.01770	52668	0.9196
21	0.01870	52800	0.9140
23	0.02017	52798	0.9303
26	0.01876	52720	0.7621
27	0.01834	52733	0.6028
28	0.01820	52681	0.8332

SLA válidas	n prom	Re prom	f prom
29	0.01820	52683	0.6590
30	0.01945	52717	0.8491
31	0.01853	52810	0.7454
32	0.01852	52808	0.8100
33	0.01804	52756	0.5248
34	0.01683	52686	0.5653
36	0.01848	52855	0.8180
37	0.01839	52759	0.8052
38	0.01811	52805	0.6616
39	0.01843	52770	0.8944
40	0.01744	52623	0.5099
42	0.01819	52666	0.5949
43	0.01729	52720	0.5700
44	0.01856	52620	0.7654
47	0.01878	52742	0.8513
49	0.01850	52569	0.7622
51	0.01774	52774	0.5051
53	0.01775	52803	0.4970
54	0.01808	52750	0.5838
55	0.01850	52706	0.8228
56	0.01807	52603	0.6663
Promedio	0.01825	52735	0.7136

