

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR  
FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA  
ESCUELA DE INGENIERIA MECANICA



**“DISEÑO Y CONSTRUCCION DE UN CANAL  
HIDRÁULICO DE PENDIENTE VARIABLE PARA USO  
DIDACTICO E INVESTIGACIÓN”**

PRESENTADO POR:

**CARLOS ALFREDO MARÍN CORDOVA**

**MÁXIMO JERÓNIMO MENJÍVAR LEONARDO**

**JOSÉ MIGUEL ZAVALA LINARES**

PARA OPTAR AL TITULO DE:

**INGENIERO MECANICO**

CIUDAD UNIVERSITARIA, NOVIEMBRE DE 2012.

**UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR**

RECTOR :

**ING. MARIO ROBERTO NIETO LOVO**

SECRETARIA GENERAL :

**DRA. ANA LETICIA ZA VALETA DE AMAYA**

**FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA**

DECANO :

**ING. FRANCISCO ANTONIO ALARCÓN SANDOVAL**

SECRETARIO :

**ING. JULIO ALBERTO PORTILLO**

**ESCUELA DE INGENIERIA MECANICA**

DIRECTOR :

**ING. RIGOBERTO VELÁSQUEZ PAZ.**

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR  
FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA  
ESCUELA DE INGENIERIA MECANICA

Trabajo de Graduación previo a la opción al Grado de:

**INGENIERO MECANICO**

Título :

**“DISEÑO Y CONSTRUCCION DE UN CANAL  
HIDRÁULICO DE PENDIENTE VARIABLE PARA USO  
DIDACTICO E INVESTIGACIÓN”**

Presentado por :

**CARLOS ALFREDO MARÍN CORDOVA  
MÁXIMO JERÓNIMO MENJÍVAR LEONARDO  
JOSÉ MIGUEL ZAVALA LINARES**

Trabajo de Graduación Aprobado por:

Docentes Directores :

**ING. RIGOBERTO VELÁSQUEZ PAZ  
ING. FRANCISCO ALFREDO DE LEON TORRES**

San Salvador, Noviembre de 2012.

Trabajo de Graduación Aprobado por:

Docentes Directores :

**ING. RIGOBERTO VELÁSQUEZ PAZ**

**ING. FRANCISCO ALFREDO DE LEON TORRES**

## **AGRADECIMIENTOS**

Quiero agradecer al creador por haberme brindado, el vivir y disfrutar de cada día, la sabiduría y sobre todo la perseverancia para poder culminar esta etapa de mi vida.

A mi familia, por haberme brindado amor y apoyo incondicional, por animarme en los momentos más difíciles de mi carrera.

A mi padre, Juan Francisco Marín, por ser el apoyo más grande durante mi educación universitaria, ya que sin él no hubiera logrado mis metas y sueños.

A mi Madre, Graciela Del Carmen Marín, por darme su apoyo incondicional, y por haber sido paciente conmigo cuando más lo necesite.

A mis tíos, David Ernesto Marín, Dilcia Marín, Margarita Marín, René Marín, René Navarrete, ya que me brindaron un cálido ambiente familiar a lo largo de toda mi vida, aconsejaron, y me permitieron ser una persona de bien.

A mis hermanos, Rafael Córdova, María Córdova, y en especial a Carolina Marín, por ser el ejemplo de hermana mayor.

A mis asesores, Ing. Rigoberto Velásquez Paz, Ing. Francisco De León, por su gran apoyo y motivación para la culminación de nuestros estudios profesionales y para la culminación de esta tesis.

A los miembros de la Unidad Productiva Metal Mecánica, Ing. Mauricio Polanco, Arq. Juan Bautista, Julio Quintanilla, Rafael Peralta, y al Lic. Edgardo Méndez (Q.D.E.P.), por enseñarnos esa experiencia de pasar del papel a la realización del Diseño.

Al ingeniero y amigo William Martínez, por compartimos conocimiento, que fue tan valioso e importante para la culminación de este trabajo.

A nuestro querido amigo Ing. Frank Rudy Alberto, por su incondicional apoyo en la realización de este trabajo de graduación y esta etapa tan importante de mi vida, por compartir momentos a lo largo de la carrera, gracias por apoyarnos.

A mis compañeros de tesis, Máximo Menjivar, José Miguel Zavaleta, por tenernos paciencia muta, y colaborarnos unos a los otros para la culminación de este trabajo de graduación.

En especial a todos mis amigos y amigos de la ASEIM, Ernesto Revelo, Arnulfo Andrade, Ricardo Sánchez, Alfredo Portillo, Esmeralda García, Marcela Soto, Mirna Batres, A mis amigos de toda la vida, Karen Flores, Francis Gaspar, Lino Martínez, con quienes compartí momentos que nunca olvidare y que ayudaron a llegar a esta meta.

A todos aquellos familiares y amigos que no recordé al momento que de escribir esto. Ustedes saben quiénes son.

A todos ellos muchas gracias.

Carlos Alfredo Marín Córdova.

## **AGRADECIMIENTOS**

Este trabajo tiene una especial dedicatoria a mi familia, que siempre me ha alentado a continuar adelante; a mis amigos de la universidad, en especial al Ing y amigo Frank Rudy Alberto Rivera, por su singular aporte en esta investigación; a los asesores de este trabajo de graduación Francisco Alfredo De León y Rigoberto Velásquez Paz, porque toda idea necesita un guía para concretarla de la mejor manera; a la universidad, cuyas puertas me abrió y la convertí en mi hogar, dándome la oportunidad de formarme profesionalmente con calidad y sensibilidad.

Máximo Jerónimo Menjívar Leonardo

## **AGRADECIMIENTOS**

A Dios todo poderoso por proveerme de paciencia, sabiduría, conocimiento, fortaleza y de mucha perseverancia, que a lo largo de toda mi vida he necesitado, gracias por estar siempre con nosotros guiándonos en todas las formas posibles, pues sin tu ayuda hubiese sido difícil la culminación de este logro tan importante en mi vida. GRACIAS.

A la persona que más admiro y respeto, mi abuelo José Leonel Zavaleta, pues gracias a su apoyo incondicional he sido capaz de culminar tan grande logro, gracias por darme la mano a lo largo de toda mi carrera universitaria, gracias por enseñarme los valores de responsabilidad, respeto y humildad que tanto me han sido útiles, gracias por darme ánimos de seguir adelante y nunca rendirme, gracias por creer en mí y apoyarme siempre.

A mi abuela, María Esther gracias por estar siempre a mi lado apoyándome de todas las formas posibles, gracias por tan grande y valiosa ayuda a lo largo de mi vida, ella ha sido un pilar fundamental para completar uno de mis grandes sueños, gracias por creer en mí.

A mi querida bisabuela, que gracias a Dios tengo el privilegio de tenerla conmigo muchas gracias por darme su incondicional apoyo.

A mi papá por haber sido uno de los principales motores para conseguir tan grande e importante logro, gracias por estar a mi lado independientemente las circunstancias, gracias por haberme regalado un poco de su conocimiento y sabiduría, gracias por haberme presionado tanto a lo largo de mi vida, pues gracias a él, comenzó toda mi pasión por la mecánica.

A mi madre Berena Linares, gracias por toda su ayuda a lo largo de mi carrera universitaria, gracias por darme apoyo absoluto en toda mi vida.

A todos mis hermanos y hermanas: Erika Patricia, Christian, Javier, Sophia, Diego y Gerardo, a mis primos Eliza, Luis, Kevin, Cesar, Fernan, Kenneth, a mis queridos sobrinitos, José Manuel y Francisco Eduardo, a todos ellos gracias por estar conmigo en las buenas y en las malas, he tratado de ser un ejemplo para todos



ellos, y espero que sigan su propio camino, y que se conviertan en personas de bien en el futuro, pues insisto nuevamente con mi frase “si yo pude terminar mi carrera, porque ustedes no van a poder”.

A mis queridos Tíos, Delmy (Memi), Leo, Jaime, Daniel, Carlos, Mauricio, gracia por estar siempre pendiente de mi, a lo largo de mi carrera, gracias por darme alientos de seguir adelante y cumplir uno de mis sueños, de todos especialmente a mi tía Memi, gracias por estar siempre pendiente de mi y brindarme de su ayuda en los momentos más difíciles de mi carrera. Muchas gracias.

A mi amiga y ahora Ing. Ana Marcella Rodríguez Soto, gracias por brindarme su invaluable amistad y apoyo a lo largo de los últimos y más importantes años de mi carrera universitaria, gracias por ser un ejemplo a seguir, gracias por todo el apoyo, ayuda y confianza que me ha dado todos estos años.

A mi amigo y ahora Ing. Frank Rudy Alberto Rivera Castro, gracias por toda su ayuda incondicional en el transcurso de mi carrera universitaria y desarrollo del trabajo de graduación, gracias por tanto esfuerzo y dedicación, mis compañeros y especialmente yo te damos las gracias.

A mis amigos y ahora Ing. Napoleón Sandoval, Ing. Ricardo Urrutia, Ing. Mario Monrroy gracias por compartir su conocimiento, y compartir grandes momentos durante el desarrollo de mi carrera, Gracias.

A mis amigos y compañeros Arnulfo Andrade, Revelo Reyes, Ricardo Sánchez, y demás compañeros por contribuir a la construcción del equipo, gracias por aportar ese granito de arena, pues nos ha sido de gran ayuda, muchas gracias.

A los compañeros de la ASEIM con los cuales hemos compartido gratos momentos, gracias por poner a la disposición herramientas muy útiles para el desarrollo estudiantil especialmente para el progreso de la carrera de Ing. Mecánica.

A todos los trabajadores de la Unidad Productiva de la Universidad de El Salvador, al Ing. Mauricio Polanco, Lic. Méndez (Q.E.P.D), Arq. Juan Bautista, Don Julio y Don Peralta, gracias al aporte de su conocimiento, habilidades y experiencias,

hemos podido concluir satisfactoriamente la construcción del equipo. Muchas gracias.

A mis Asesores directores, Ing. Rigoberto Velásquez Paz, Ing. Francisco De León por ayudarnos y facilitarnos todos sus conocimientos y experiencia a lo largo del proyecto de graduación.

A mis compañeros del Trabajo de graduación Carlos Alfredo Marín y Máximo Jerónimo, gracias por tener paciencia durante todo el desarrollo y construcción del equipo.

Este triunfo no es solo mío, es de toda mi familia, gracias por inculcarme el valor de la perseverancia y ayudarme a completar uno de mis tan anhelados sueños, ser Ing. Mecánico.

A todos ellos nuevamente, muchas gracias.

“Si una persona es perseverante, aunque sea dura de entendimiento, se hará inteligente; y aunque sea débil se transformará en fuerte”

Leonardo Da Vinci.

José Miguel Zavaleta Linares.

# CONTENIDO

<b>INTRODUCCION.....</b>	<b>1</b>
<b>1 FUNDAMENTOS DE FLUJO DE FLUIDOS EN CANALES.....</b>	<b>2</b>
<b>1.1 PROPIEDADES DE LOS FLUIDOS.....</b>	<b>2</b>
1.1.1 DENSIDAD ESPECÍFICA O ABSOLUTA.....	2
1.1.2 PESO ESPECÍFICO.....	2
1.1.3 VOLUMEN ESPECÍFICO.....	3
1.1.4 VISCOSIDAD.....	3
1.1.5 TENSION SUPERFICIAL.....	3
<b>1.2 ECUACIONES FUNDAMENTALES DE LOS FLUIDOS.....</b>	<b>5</b>
1.2.1 ECUACION DE CONTINUIDAD.....	6
1.2.2 FUERZAS QUE ACTUAN SOBRE UN FLUIDO.....	6
1.2.3 ENERGIAS PRESENTES EN UN FLUIDO INCOMPRESIBLE.....	7
A. ENERGIA POTENCIAL GEODESICA.....	7
B. ENERGIA DE PRESION.....	8
C. ENERGIA CINETICA.....	9
1.2.4 ECUACION DE BERNOULLI GENERALIZADA.....	9
<b>2 TIPOS DE FLUJO EN CANALES HIDRAULICOS.....</b>	<b>11</b>
<b>2.1 PRINCIPIOS FUNDAMENTALES DE LOS CANALES.....</b>	<b>11</b>
2.1.1 DESCRIPCION GENERAL DE LOS CANALES HIDRAULICOS.....	11
2.1.2 TIPOS DE FLUJO EN CANALES ABIERTOS.....	12
2.1.3 FLUJO PERMANENTE Y FLUJO NO PERMANENTE.....	12
2.1.3.1 FLUJO UNIFORME Y FLUJO VARIADO.....	13
2.1.4 ESTADOS DE FLUJO.....	15
2.1.5 CLASES DE CANALES ABIERTOS:.....	16
<b>2.2 FLUJO EN CANALES ABIERTOS Y SUS PROPIEDADES.....</b>	<b>17</b>
2.2.1 GEOMETRIA DE UN CANAL.....	17
2.2.2 ELEMENTOS GEOMETRICOS DE UNA SECCION DE CANAL.....	17
2.2.3 DISTRIBUCION DE VELOCIDADES EN UNA SECCION DE CANAL.....	21
2.2.4 DISTRIBUCION DE PRESION EN UNA SECCION DE CANAL.....	23
2.2.5 EFECTO DE LA PENDIENTE EN LA DISTRIBUCION DE PRESIONES.....	25
<b>2.3 PRINCIPIOS DE ENERGIA Y MOMENTUM.....</b>	<b>26</b>
2.3.1 ENERGIA ESPECÍFICA.....	27
2.3.2 CRITERIO PARA EL ESTADO CRÍTICO DE FLUJO.....	29
2.3.3 FENOMENOS LOCALES.....	30
2.3.4 ENERGIA ESPECÍFICA A GASTO CONSTANTE.....	32
2.3.4.1 ENERGIA ESPECÍFICA, CONDICIONES CRÍTICAS SECCION RECTANGULAR.....	35

<b>2.4</b>	<b>FUERZA ESPECÍFICA.....</b>	<b>36</b>
<b>2.5</b>	<b>SALTO HIDRÁULICO.....</b>	<b>40</b>
2.5.1	SALTO HIDRAULICO EN UN CANAL RECTANGULAR.....	40
2.5.2	TIPOS DE SALTO.....	42
2.5.3	CARACTERISTICAS BASICAS DEL SALTO HIDRÁULICO.....	43
2.5.4	EJEMPLOS DE RESALTO HIDRÁULICO.....	46
<b>2.6</b>	<b>DESCARGA POR UNA COMPUERTA DE FONDO.....</b>	<b>48</b>
<b>2.7</b>	<b>HERRAMIENTAS PARA EL ANALISIS DEL FLUJO UNIFORME.....</b>	<b>49</b>
2.7.1	CARACTERISTICAS DEL FLUJO UNIFORME.....	49
2.7.2	EXPRESION DE LA VELOCIDAD EN FLUJO UNIFORME.....	52
2.7.3	ECUACION DE CHEZY.....	53
2.7.4	ECUACION DE MANNING.....	56
2.7.5	FACTORES QUE AFECTAN EL COEFICIENTE DE RUGOSIDAD DE MANNING.....	57
<b>2.8</b>	<b>DISEÑO DE CANALES CON FLUJO UNIFORME.....</b>	<b>60</b>
<b>2.9</b>	<b>MATERIALES Y REVESTIMIENTOS NO EROSIONABLES.....</b>	<b>60</b>
<b>2.10</b>	<b>VELOCIDAD MINIMA PERMISIBLE.....</b>	<b>60</b>
<b>2.11</b>	<b>PENDIENTES DE CANAL.....</b>	<b>61</b>
<b>2.12</b>	<b>BORDE LIBRE.....</b>	<b>62</b>
<b>2.13</b>	<b>SECCION HIDRAULICA ÓPTIMA.....</b>	<b>64</b>
<b>3</b>	<b>FLUJO GRADUALMENTE VARIADO.....</b>	<b>65</b>
<b>3.1</b>	<b>SUPOSICIONES BÁSICAS.....</b>	<b>65</b>
3.1.1	ECUACION DINAMICA DE FLUJO GRADUALMENTE VARIADO.....	67
3.1.2	CARACTERISTICA Y CLASIFICACION DE LOS PERFILES DE FLUJO.....	70
3.1.3	CLASIFICACION DE LOS PERFILES DE FLUJO.....	75
<b>4</b>	<b>MEDICION DE FLUJOS EN CANALES.....</b>	<b>80</b>
<b>4.1</b>	<b>FLUJO SOBRE VERTEDEROS.....</b>	<b>80</b>
4.1.1	OBJETIVO DE LOS VERTEDEROS.....	80
4.1.2	VERTEDEROS SEGÚN SU GEOMETRIA.....	85
4.1.2.1	VERTEDEROS RECTANGULARES.....	87
4.1.2.2	VERTEDERO TRIANGULAR.....	93
4.1.2.3	VERTEDERO DE PARED GRUESA.....	97
4.1.3	VACIAMIENTO DE UN DEPÓSITO POR UN VERTEDERO.....	99
4.1.4	ALGUNAS CONDICIONES PARA INSTALACION Y OPERACIÓN DE VERTEDEROS.....	101
<b>4.2</b>	<b>TUBO DE PITOT.....</b>	<b>102</b>
<b>4.3</b>	<b>TUBO DE VENTURI.....</b>	<b>103</b>

<b>5</b>	<b>DISEÑO HIDRAULICO.....</b>	<b>105</b>
5.1	GEOMETRIA DEL CANAL.....	105
5.2	DISEÑO DE BORDE LIBRE.....	105
5.3	DETERMINACION DE CARACTERISTICAS DE FLUJO Y FISICAS DEL CANAL.....	106
5.3.1	DIMENSIÓN DEL CANAL.....	107
5.4	DETERMINACION DE LA PENDIENTE CRÍTICA.....	110
5.4.1	ITERACIONES PARA PUNTOS DE PENDIENTE CRÍTICA.....	110
5.4.2	COMPROBACIÓN DE LA PROFUNDIDAD CRÍTICA.....	111
5.5	PROFUNDIDAD NORMAL.....	112
5.6	INCLINACION DEL CANAL.....	115
5.7	CALCULO DE PERDIDAS HIDRAULICAS EN EL CANAL.....	116
5.8	CÁLCULO DE POTENCIA DE LA BOMBA.....	120
5.9	SELECCIÓN DE LA BOMBA.....	120
5.10	CALCULO DEL MOTOR.....	121
5.11	DISEÑO DE TANQUES.....	122
5.11.1	TANQUE DE PRINCIPAL (TP).....	122
5.11.2	TANQUE VOLUMÉTRICO (TV).....	123
5.11.3	TANQUE DE ALMACENAMIENTO (TA).....	124
5.12	MEDICION DE CAUDALES.....	124
5.12.1	VERTEDEROS.....	125
5.12.2	VERTEDERO RECTANGULAR SIN CONTRACCION.....	125
5.12.3	VERTEDERO RECTANGULAR CON CONTRACCION.....	127
5.12.4	VERTEDEROS TRIANGULARES.....	128
5.12.5	VERTEDEROS DE PARED GRUESA.....	129
<b>6</b>	<b>DISEÑO MECÁNICO.....</b>	<b>131</b>
6.1	PROPÓSITOS DE DISEÑO.....	131
6.2	DETERMINACION DE LAS CARGAS SOBRE LA ESTRUCTURA.....	132
6.3	CALCULO DEL TORNILLO DE INCLINACION.....	138
6.3.1	TORQUE PARA LEVANTAR LA CARGA.....	140
6.3.2	TORQUE PARA BAJAR LA CARGA.....	141
6.3.3	CÁLCULO DEL DIÁMETRO DE LA MANIVELA.....	141
6.3.4	CÁLCULO DEL MOTOR PARA EL TORNILLO REGULADOR DE INCLINACIÓN.....	142
6.4	CÁLCULO DEL DIAMETRO DE TORNILLOS DEL SOPORTE DEL TANQUE PRINCIPAL.....	143

6.4.1	CÁLCULO DEL TORQUE DE APRIETE DE LOS TORNILLOS DEL TANQUE PRINCIPAL.....	147
6.4.2	CÁLCULO DE SOLDADURA A TOPE EN EL SOPORTE DEL TANQUE PRINCIPAL.....	147
6.5	CÁLCULO DE SOPORTES DE INCLINACION DEL EQUIPO. ....	149
6.6	DISEÑO DE LA ESTRUCTURA SOPORTE DEL TANQUE PRINCIPAL Y CANAL.....	154
6.7	CÁLCULO DE PANDEO DE LAS COLUMNAS DEL RIEL SOPORTE DE ACCESORIOS.....	156
6.8	CÁLCULO DE LOS TORNILLOS DE LOS SOPORTES DE RIEL. ....	160
7	<b>COSTO DEL EQUIPO.....</b>	<b>161</b>
8	<b>GUIAS DE USO, MANTENIMIENTO Y GUIAS DE LABORATORIOS DEL EQUIPO.</b> <b>164</b>	
8.1	GUIA DE USO Y MANTENIMIENTO DEL EQUIPO.....	164
8.2	GUIAS DE LABORATORIOS.....	173
8.2.1.1	PROCEDIMIENTO EXPERIMENTAL .....	206
9	<b>CONCLUSIONES.....</b>	<b>216</b>
10	<b>RECOMENDACIONES.....</b>	<b>217</b>
11	<b>BIBLIOGRAFIA.....</b>	<b>218</b>
12	<b>ANEXOS.....</b>	<b>219</b>

## INDICE DE FIGURAS.

FIGURA. 1. FUERZAS DE COHESIÓN MOLECULAR EN UN LÍQUIDO.....	4
FIGURA. 2. FENÓMENOS DEBIDOS A LA TENSIÓN SUPERFICIAL: (A) CONTACTO ENTRE AGUA Y VIDRIO; (B) CONTACTO ENTRE MERCURIO VIDRIO; (C) ELEVACIÓN CAPILAR. ....	4
FIGURA. 3. UN VOLUMEN $V$ DE UN FLUIDO A UNA PRESIÓN $P$ TIENE UNA ENERGÍA DE PRESIÓN IGUAL A $PV$ , O SEA IGUAL A LA FUERZA $PA$ QUE EJERCE SOBRE EL FLUIDO MULTIPLICADO POR EL CAMINO RECORRIDO POR $X$ . ....	8
FIGURA. 4. TEOREMA DE BERNOULLI. ....	10
FIGURA. 5. COMPARACIÓN ENTRE FLUJO EN TUBERÍAS Y FLUJO EN CANALES ABIERTOS. ....	11
FIGURA. 6. DIFERENTES TIPOS DE FLUJO EN CANALES ABIERTOS $F.G.V=$ FLUJO GRADUALMENTE VARIADO. $F.R.V=$ FLUJO RÁPIDAMENTE VARIADO.....	14
FIGURA. 7. PARÁMETROS DE LA SECCIÓN TRANSVERSAL. ....	20
FIGURA. 8. ELEMENTOS GEOMÉTRICOS DE UNA SECCIÓN CIRCULAR.....	21
FIGURA. 9 DISTRIBUCIÓN DE VELOCIDADES EN UN CANAL RECTANGULAR. ....	22
FIGURA. 10. CURVAS COMUNES DE IGUAL VELOCIDAD EN DIFERENTES SECCIONES DE CANAL. ....	22
FIGURA. 11. EFECTO DE LA RUGOSIDAD EN LA DISTRIBUCIÓN DE VELOCIDADES EN UN CANAL ABIERTO.....	23
FIGURA. 12. DISTRIBUCIÓN DE PRESIONES EN CANALES RECTOS Y CURVOS CON PENDIENTES BAJAS U HORIZONTALES EN LA SECCIÓN BAJO CONSIDERACIÓN, $H =$ ALTURA PIEZOMÉTRICA, $H_1 =$ ALTURA HIDROSTÁTICA; $YC =$ CORRECCIÓN DE ALTURA DE PRESIÓN POR CURVATURA. <i>A) FLUJO PARALELO, B) FLUJO CONVEXO, C) FLUJO CÓNCAVO.</i> ....	24
FIGURA. 13. DISTRIBUCIÓN DE PRESIONES EN UN FLUJO PARALELO EN CANALES DE PENDIENTE ALTA.....	26
FIGURA. 14. ENERGÍA TOTAL EN UNA SECCIÓN DE CANAL. ....	27
FIGURA. 15. INTERPRETACIÓN GRÁFICA DE LA ENERGÍA ESPECÍFICA. ....	28
FIGURA. 16. CURVA DE ENERGÍA ESPECÍFICA. ....	28
FIGURA. 17. CÁIDA LIBRE INTERPRETADA MEDIANTE UNA CURVA DE ENERGÍA ESPECÍFICA. ...	30
FIGURA. 18. RESALTO HIDRÁULICO INTERPRETADO MEDIANTE LAS CURVAS DE ENERGÍA ESPECÍFICA Y FUERZA ESPECÍFICA. ....	31
FIGURA. 19. GRÁFICO DE LA ENERGÍA ESPECÍFICA A GASTO CONSTANTE. (CURVA $E - Y$ ).....	32
FIGURA. 20. FIGURA GENERAL DE UNA SECCIÓN DE CANAL CUALQUIERA. ....	33

FIGURA. 21. DISTRIBUCIÓN DE LA ENERGÍA ESPECÍFICA EN UN CANAL RECTANGULAR. ....	36
FIGURA. 22. GRÁFICA PARA LA DEDUCCIÓN DE LA ECUACIÓN DE LA FUERZA ESPECIFICA. ....	37
FIGURA. 23. FUERZA ESPECÍFICA. ....	39
FIGURA. 24. SALTO HIDRÁULICO. ....	40
FIGURA. 25. RELACIÓN ENTRE $F_1$ Y $Y_2/Y_1$ PARA UN RESALTO HIDRÁULICO EN UN CANAL RECTANGULAR HORIZONTAL.....	41
FIGURA. 26. SALTO ONDULANTE.....	42
FIGURA. 27. SALTO DÉBIL.....	42
FIGURA. 28. SALTO OSCILANTE.....	42
FIGURA. 29. SALTO ESTABLE. ....	43
FIGURA. 30. SALTO FUERTE.....	43
FIGURA. 31. LONGITUD EN TÉRMINOS DE LA PROFUNDIDAD $Y_2$ DE RESALTOS EN CANALES HORIZONTALES (CON BASE EN LOS DATOS Y RECOMENDACIONES DEL U.S BUREAU OF RECLAMATION).....	45
FIGURA. 32. EJEMPLO DE RESALTO HIDRÁULICO CAÍDA RÁPIDA.....	47
FIGURA. 33. SALTO HIDRÁULICO LIBRE.....	47
FIGURA. 34. SALTO HIDRÁULICO AHOGADO. ....	47
FIGURA. 35. DESCARGA POR UNA COMPUERTA DE FONDO.....	48
FIGURA. 36. ESTABLECIMIENTO DE FLUJO UNIFORME EN UN CANAL LARGO. ....	51
FIGURA. 37. DEDUCCIÓN DE LA ECUACIÓN DE CHEZY.....	54
FIGURA. 38. BORDE LIBRE Y ALTURA DE LAS BANCAS RECOMENDADOS PARA CANALES REVESTIDOS (U.S. BUREAU OF RECLAMATION.).....	63
FIGURA. 39. DEDUCCIÓN DE LA ECUACIÓN DE FLUJO GRADUALMENTE VARIADO.....	68
FIGURA. 40. CLASIFICACIÓN DE LOS PERFILES DE FLUJO EN FLUJO GRADUALMENTE VARIADO. .....	73
FIGURA. 41. PUNTOS TEÓRICOS DE INFLEXIÓN EN PERFILES DE FLUJO.....	75
FIGURA. 42 EJEMPLOS DE PERFILES DE FLUJO.....	77
FIGURA. 43. VERTEDEROS DE PARED DELGADA(A) Y VERTEDERO DE PARED GRUESA (B). ....	80
FIGURA. 44. VERTEDERO LIBRE(A) Y VERTEDERO SUMERGIDO (B). ....	81
FIGURA. 45. DIFERENTES TIPOS DE VERTEDEROS SEGÚN SU FORMA GEOMÉTRICA. ....	81
FIGURA. 46 VERTEDEROS CON INCLINACIÓN CON RESPECTO A LA CORRIENTE. (A) VERTEDERO NORMAL. (B) INCLINADO, (C) QUEBRADO, (D) CURVILÍNEO.....	82
FIGURA. 47. PRINCIPIOS BÁSICOS DE ANÁLISIS DE VERTEDEROS.....	83
FIGURA. 48. DIFERENTES CASOS DE NAPA DEPRIMIDA.....	84



FIGURA. 49. VERTEDERO DE PARED DELGADA. ....	85
FIGURA. 50. PERFILES DE REBOSE DE VERTEDEROS. ....	85
FIGURA. 51. ESQUEMA PARA LA REDUCCIÓN DE LA FORMULA DE DESCARGA EN UN VERTEDERO RECTANGULAR. ....	87
FIGURA. 52. GRAFICA PARA DETERMINAR EL VALOR DE <b>KL</b> . ....	92
FIGURA. 53. GRAFICA PARA DETERMINAR EL COEFICIENTE DE DESCARGA. ....	93
FIGURA. 54. ANÁLISIS DEL VERTEDERO TRIANGULAR. ....	94
FIGURA. 55. GRAFICA PARA DETERMINAR EL VALOR DEL COEFICIENTE DE DESCARGA PARA UN VERTEDERO TRIANGULAR. ....	96
FIGURA. 56. DISTINTOS TIPOS DE VERTEDEROS DE PARED GRUESA REGULARMENTE UTILIZADOS COMO ESTRUCTURAS DE CONTROL. ....	97
FIGURA. 57. PERFIL CARACTERÍSTICO DE UN VERTEDERO DE PARED GRUESA. ....	98
FIGURA. 58. VACIADO DE UN DEPÓSITO POR MEDIO DE UN VERTEDERO. ....	99
FIGURA. 59. DISTANCIAS MÍNIMAS DE REFERENCIA PARA INSTALAR UN VERTEDERO RECTANGULAR CON CONTRACCIÓN. ....	101
FIGURA. 60. TUBO DE PITOT Y LÍNEAS DE CORRIENTE DEL MISMO, ESTE INSTRUMENTO MIDE LA PRESIÓN TOTAL O PRESIÓN DE ESTANCAMIENTO. ....	103
FIGURA. 61. VENTURI CONECTADO A MANÓMETRO DIFERENCIAL. EL VENTURI SIRVE PARA MEDIR CAUDALES CON GRAN PRECISIÓN Y POCAS PERDIDAS. ....	104
FIGURA. 62. REPRESENTACIÓN DEL BORDE LIBRE. ....	106
.FIGURA. 63. CURVAS DE PENDIENTE CRÍTICA Y CURVA DE DESCARGA LÍMITE. ....	114
FIGURA. 64. PENDIENTE DEL CANAL. ....	115
FIGURA. 65 DIAGRAMA DE DISTRIBUCIÓN DE TUBERÍAS EN EL CANAL. ....	116
FIGURA. 66. VERTEDERO RECTANGULAR SIN CONTRACCIÓN. ....	125
FIGURA. 67. VERTEDERO TRIANGULAR. ....	128
FIGURA. 68. PERFIL CARACTERÍSTICO DE UN VERTEDERO DE CRESTA ANCHA. ....	129
FIGURA. 69. DIAGRAMA GENERAL DEL CANAL HIDRÁULICO. ....	135
FIGURA. 70. DIAGRAMA DE CUERPO LIBRE DEL CANAL HIDRÁULICO. ....	135
FIGURA. 71. TORQUE GENERADO EN LA VIGA, DEBIDO AL TANQUE PRINCIPAL. ....	136
FIGURA. 72. DISTRIBUCIÓN DE FUERZAS SOPORTE DE TANQUE DE CAPTACIÓN. ....	144
FIGURA. 73. DIAGRAMA DE CUERPO LIBRE DE LOS TORNILLOS SUJETOS A CARGAS EXCÉNTRICAS. ....	145
FIGURA. 74. MUESTRA DE LA SOLDADURA A TOPE DEL SOPORTE DEL TANQUE DE CAPTACIÓN. .....	148

FIGURA. 75. DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS SOBRE LA SOLDADURA A TOPE. ....	148
FIGURA. 76. DISTRIBUCIÓN DE FUERZAS EN EL SOPORTE DE INCLINACIÓN DEL CANAL. ....	150
FIGURA. 77. DIAGRAMA DE FUERZAS SOBRE LAS PLACAS LATERALES DEL SOPORTE BALANCÍN. .....	152
FIGURA. 78. DIAGRAMA EN UNA PLACA CON AGUJERO.....	152
FIGURA. 79. DIAGRAMA DE CUERPO LIBRE DE LA ESTRUCTURA SOPORTE DEL CANAL. ....	154
FIGURA. 80. CORTE TRANSVERSAL DEL TUBO ESTRUCTURAL.....	155
FIGURA. 81. REPRESENTACIÓN DE LA UNIÓN DEL SOPORTE DEL RIEL CON CANAL. ....	157
FIGURA. 82. ESQUEMA LONGITUDINAL Y TRANSVERSAL DEL SOPORTE DEL RIEL. ....	158

## INDICE DE TABLAS

TABLA 1. ELEMENTOS GEOMÉTRICOS DE SECCIONES DE CANAL. ....	18
TABLA 2 VALORES PARA EL CÁLCULO DEL COEFICIENTE DE RUGOSIDAD.....	59
TABLA 3. PENDIENTES LATERALES APROPIADAS PARA CANALES CONSTRUIDOS EN DIFERENTES CLASES DE MATERIALES.....	61
TABLA 4. SECCIONES HIDRÁULICAS OPTIMAS. ....	65
TABLA 5. TIPOS DE PERFILES DE FLUJO EN CANALES PRISMÁTICOS. ....	72
TABLA 6. COORDENADAS CARACTERÍSTICAS DE CHORRO LIBRE (NAPA $P>H$ ). ....	84
TABLA 7. COEFICIENTES DE DESCARGA, TÍPICOS PARA DISTINTOS VALORES DE A. ....	95
TABLA 8. FORMULA SIMPLIFICADA DE VERTEDEROS PARA DISTINTOS VALORES DE ÁNGULOS. .	95
TABLA 9. COEFICIENTES EN VERTEDEROS DE CRESTA ANCHA. ....	98
TABLA 10. TABLA PARA FORMAR PENDIENTE CRITICA. ....	110
TABLA 11. TABLA DE COEFICIENTES DE PÉRDIDAS DE LOS ACCESORIOS- ....	118
TABLA 12. FORMULAS PARA CAUDAL REAL DE UN VERTEDERO TRIANGULAR CON DISTINTOS ÁNGULOS. ....	129
TABLA 13. COEFICIENTE DE VERTEDERO DE CRESTA ANCHA.....	130

## INTRODUCCION

Desde hace varios siglos, el hombre ha tratado de solucionar diferentes tipos de problemas que las sociedades han demandado, uno de ellos, fue trasladar una de las sustancias más importantes que el hombre necesita "EL AGUA", este vital líquido es indispensable para la subsistencia de todas las personas y además es uno de los componentes fundamentales del desarrollo de las mismas, los primeros ingenieros tuvieron que encontrar una forma de llevar el vital líquido lo más cerca de sus sembradíos, para poder aliviar en gran medida el inmenso problema del riego de sus cultivos, y las demás utilidades que esta brinda, de todo esto emergen los canales de transporte de agua, esta gran idea con el paso del tiempo se ha adoptado para diversas funciones como por ejemplo evacuar el exceso de agua generado por las lluvias(canaletas),ya que se utilizan para direccionar flujos.

En la actualidad, el desarrollo de este tipo de herramienta se ha orientado no solo a lo antes mencionado sino que también se utiliza en los laboratorios para fines didácticos e investigación en los cuales se pueden realizar distintos tipos de experimentos, las ramas de la ciencia que están más involucradas son la Ingeniería Mecánica, Civil y Naval.

El flujo en canales abiertos, ayuda en cierta forma a contrarrestar el problema de la crisis energética mundial, la cual nos está obligando a buscar nuevas fuentes de energía como por ejemplo el desarrollo de la energía de olas y las corrientes marinas. Estos dispositivos colaboran en el desarrollo de nuevos prototipos los cuales a pequeña escala se caracterizan y se ajustan antes de montar un proyecto grande, así como la conducción de agua en mini y micro centrales hidráulicas.

El desarrollo del proyecto tiene como meta contribuir y mejorar los aspectos académicos y técnicos de los estudiantes que cursaran el área de mecánica de fluidos, también para la experimentación,así como por ejemplo puedan realizarse, en un futuro, prototipos para la generación de energía eléctrica a partir de la energía que potencialmente se puede obtener del mar.

# 1 FUNDAMENTOS DE FLUJO DE FLUIDOS EN CANALES.

## 1.1 PROPIEDADES DE LOS FLUIDOS.

**FLUIDO:** es aquella sustancia que, debido a su poca cohesión intermolecular, carece de forma propia y adopta la forma del recipiente que lo contiene.

Los fluidos se clasifican en *líquidos* y *gases*.

### 1.1.1 DENSIDAD ESPECÍFICA O ABSOLUTA.

La densidad es la masa por unidad de volumen.

$$\rho = \frac{m}{V} \quad \text{Donde } m: \text{ masa en kg, SI.}$$

V: volumen, en m<sup>3</sup>, SI.

La densidad absoluta es función de la temperatura y de la presión<sup>1</sup>.

### 1.1.2 PESO ESPECÍFICO.

El peso específico es el peso por unidad de volumen.

$$\gamma = \frac{W}{V} = \frac{m \cdot g}{V} = \rho g \quad \text{Donde } W: \text{ peso en N, SI.}$$

V: volumen en m<sup>3</sup>, SI.

El peso específico es función de la temperatura y de la presión aunque en los líquidos no varía prácticamente con esta última.

---

<sup>1</sup>Las ecuaciones anteriores fueron tomadas del libro de "Mecánica de fluidos y Maquinas Hidráulicas", Claudio Mataix, pág. 14 a 19.

### 1.1.3 VOLUMEN ESPECÍFICO.

En el Sistema Internacional el volumen específico es el recíproco de la densidad absoluta.

$$v = \frac{1}{\rho}$$

### 1.1.4 VISCOSIDAD.

Entre las moléculas de un fluido existen fuerzas moleculares que se denominan fuerzas de *cohesión*. Al desplazarse unas moléculas con relación a otras se produce a causa de ellas una fricción. Por otra parte, entre las moléculas de un fluido en contacto con un sólido y las moléculas del sólido existen fuerzas moleculares que se denominan fuerzas de adherencia. El coeficiente de fricción interna del fluido se denomina **viscosidad** y se designa con la letra griega (nu) “ $\eta$ ”. La viscosidad, como cualquiera otra propiedad del fluido, depende del estado del fluido caracterizado por la presión y la temperatura.

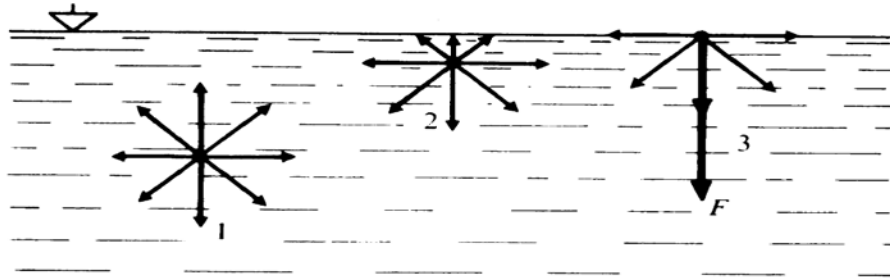
### 1.1.5 TENSION SUPERFICIAL.

La tensión superficial es una fuerza que, como su nombre indica, produce efectos de tensión en la superficie de los líquidos, allí donde el fluido entra en contacto con otro fluido no miscible, particularmente un líquido con un gas o con un contorno sólido (vasija, tubo, etc.). El origen de esta fuerza es la cohesión intermolecular y la fuerza de adhesión del fluido al sólido.

En la superficie libre de un líquido, que es por tanto la superficie de contacto entre dos fluidos, líquidos y aire la tensión superficial se manifiesta como si el líquido creara allí una fina membrana<sup>2</sup>. Ver figura 1.

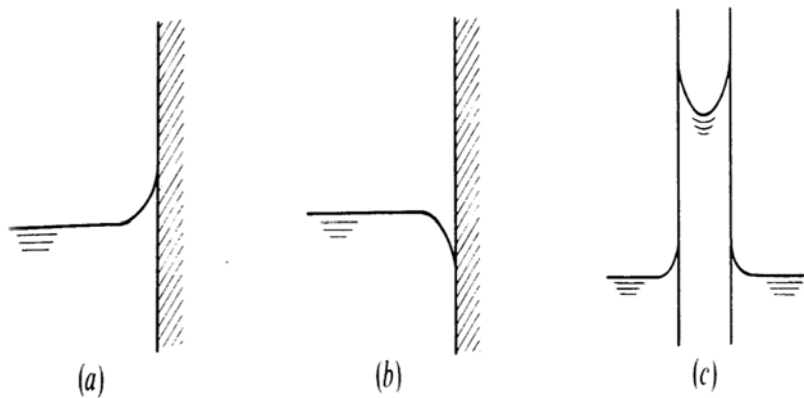
---

<sup>2</sup>Mecánica de Fluidos y Maquinas Hidráulicas, Claudio Mataix, Segunda Edición, pág.28.



**Figura. 1. Fuerzas de cohesión molecular en un líquido**

La tensión superficial explica la formación de las gotas en un líquido. En un líquido que se pulveriza las fuerzas de cohesión predominantes dirigidas siempre hacia el interior tienden a la formación de superficies de área mínima, originando así fenómenos tales como el que ocurre cuando hay contacto entre agua y vidrio cuando se forman efectos de capilaridad<sup>3</sup>, así como lo muestra la figura 2.



**Figura. 2. Fenómenos debidos a la tensión superficial: (a) contacto entre agua y vidrio; (b) contacto entre mercurio vidrio; (c) elevación capilar.**

<sup>3</sup>Mecánica de Fluidos y Maquinas Hidráulicas, Claudio Mataix, Segunda Edición, pág.29

## 1.2 ECUACIONES FUNDAMENTALES DE LOS FLUIDOS.

Antes de establecer las ecuaciones fundamentales de los fluidos es conveniente distinguir los siguientes regímenes de corriente:

### a) Corriente permanente y corriente variable.

**Permanente:** si en cualquier punto del espacio por donde circula el fluido no disminuyen con el tiempo las características de éste (aunque varíen de un punto a otro), en particular su velocidad y su presión.

**Variable:** sucede lo contrario al permanente.

### b) Corriente uniforme y no uniforme.

**Uniforme:** si en cualquier sección transversal a la corriente la velocidad en puntos homólogos es igual en magnitud y dirección, aunque dentro de una misma sección transversal varié de un punto a otro.

**No uniforme:** es caso contrario a la corriente no uniforme.

### c) Corriente laminar y turbulenta.

**Laminar:** si es perfectamente ordenada de manera que el fluido se mueve en láminas paralelas (si la corriente tiene lugar entre dos planos paralelos) o en capas cilíndricas coaxiales.

**Turbulenta:** es caso contrario.

**El camino que recorre una partícula de fluido en su movimiento se llama trayectoria de la partícula. En régimen permanente la trayectoria coincide con la llamada línea de corriente, que es la curva tangente a los vectores de velocidad en cada punto.**



### 1.2.1 ECUACION DE CONTINUIDAD.

Las siguientes ecuaciones son para un fluido incompresible y un hilo de corriente.

$$dQ = cdA = C$$

Solo en fluido incompresible el caudal volumétrico que atraviesa una sección transversal cualquiera de un filamento de corriente es constante; pero en todo fluido tanto compresible como incompresible el caudal másico es constante.

La ecuación de continuidad para un tubo de corriente y un fluido incompresible se obtiene integrando la ecuación anterior.

$$Q = \int dQ = \int cdA = C$$

Donde

C: componente normal de la velocidad en cada elemento  $dA$ , que coincide con la ecuación antes mencionada.

### 1.2.2 FUERZAS QUE ACTUAN SOBRE UN FLUIDO.

Las fuerzas que pueden intervenir en los problemas de mecánica de fluidos son:

- 1) La fuerza de gravedad.
- 2) La fuerza causada por la diferencia de presiones. (en fluido en reposo hay un gradiente de presione y la fuerza que este gradiente origina esta en equilibrio con la fuerza de la gravedad).
- 3) La fuerza de viscosidad. (nula en un fluido ideal).
- 4) La fuerza de la elasticidad.
- 5) La tensión superficial.

### 1.2.3 ENERGÍAS PRESENTES EN UN FLUIDO INCOMPRESIBLE.

La energía es la capacidad de un cuerpo a realizar trabajo mecánico. Según la ley universal de conservación de la energía o primer principio de la termodinámica, la energía no se crea ni se destruye, sino que se transforma.

El estudio de la energía se simplifica en la Mecánica de Fluidos incompresibles por lo siguiente:

- 1) No se ocupa del calor ni de su transformación en otras formas de energía, lo cual pertenece al dominio de la Termodinámica.
- 2) No se ocupa de la energía atómica liberada en la fisión o fusión del átomo, de la energía química liberada o absorbida en las reacciones químicas, ni de otras muchas formas de energía como la eléctrica, magnética, etc.
- 3) No se ocupa solo de las tres formas siguientes de energía del fluido: energía potencial geodesia, energía de presión y energía cinética.
- 4) Estudia las transformaciones de estas tres formas entre si y de su intercambio con el trabajo mecánico.

#### A. ENERGÍA POTENCIAL GEODESICA.

*Energía potencial geodésica o simplemente energía geodésica o de posiciones* igual al trabajo que la fuerza de la gravedad puede ejercer cuando su altura desciende de  $z_1$  a  $z_2$ . Cuando un líquido se remonta, con una bomba por ejemplo, del nivel inferior  $z_2$  al superior  $z_1$  es preciso ejercer sobre él un trabajo contra la fuerza de la gravedad igual y de sentido contrario que se transforma en energía potencial.

- ENERGIA GEODESICA TOTAL.

$$E_z = \rho g V Z.$$

- ENERGIA GEODESICA ESPECÍFICA.

$$e_z = \frac{\rho g V Z}{\rho V} = g Z .$$

Donde:  $\rho$  es la densidad

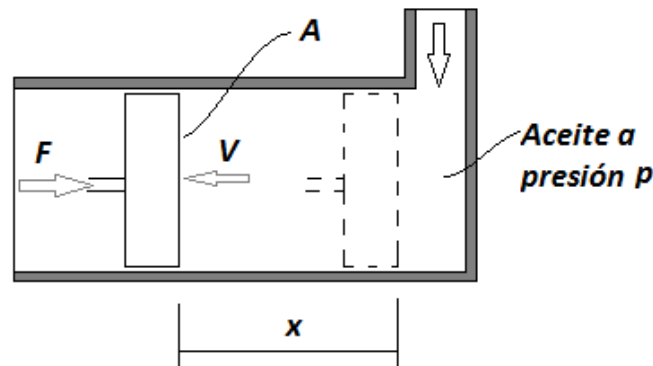
$g$  es la aceleración de la gravedad

$V$  es el volumen de líquido

$Z$  altura geodésica ( con respecto a un nivel de referencia)

### B. ENERGIA DE PRESION.

En el cilindro de la siguiente figura el aceite a una presión  $p$ , que supondremos constante, desplaza el embolo de superficie  $A$  venciendo la resistencia  $F$ , y recorriendo un espacio  $x$ <sup>4</sup>. el trabajo que realiza el fluido se presenta en la figura 3.



**Figura. 3. Un volumen  $V$  de un fluido a una presión  $p$  tiene una energía de presión igual a  $pV$ , o sea igual a la fuerza  $pA$  que ejerce sobre el fluido multiplicado por el camino recorrido por  $x$ .**

$$T = pAx = pV$$

Donde  $V = Ax$  es el volumen barrido por el pistón.

<sup>4</sup>Mecánica de Fluidos y Maquinas Hidráulicas, Claudio Mataix, Segunda Edición, pág.105.

- LA ENERGIA DE PRESION TOTAL ES:  $E_p = \frac{p}{\rho} m$

- LA ENERGIA DE PRESION ESPECIFICA ES:  $e_p = \frac{p}{\rho}$

### C. ENERGIA CINETICA

La energía cinética total de m kg de fluido es:  $E_v = m \frac{v^2}{2}$

#### 1.2.4 ECUACION DE BERNOULLI GENERALIZADA.

Si la corriente atraviesa una o varias maquinas que le suministran energía (bombas) experimenta un incremento de energía expresada en forma de altura,  $\sum H_b$ . asimismo si la corriente atraviesa una o varias maquinas a las que cede energía (turbinas) experimenta un decremento de energía, expresada en forma de altura, es:  $-\sum H_t$ . Por tanto:

*“la energía del fluido en el punto 1 – la energía perdida entre el punto 1 y el punto 2 + la energía suministrada al fluido por las bombas que haya entre el punto 1 y el punto 2 – la energía cedida por el fluido a las turbinas o motores que haya entre el punto 1 y el punto 2 ha de ser igual a la energía en el punto 2”.*

En hidráulica se prefiere expresar toda la energía en forma de alturas equivalentes (dividiendo todos los términos por g)<sup>5</sup>. La figura 4 representa las ecuaciones antes mencionadas.

Expresando el párrafo anterior se tiene la ecuación se siguiente:

$$\frac{p_1}{\rho g} + z_1 + \frac{v_1^2}{2g} - \sum H_{h1-2} + \sum H_{r1-2} - \sum H_t = \frac{p_2}{\rho g} + z_2 + \frac{v_2^2}{2g}$$

<sup>5</sup>Figura tomada del libro Hidráulica de Canales y Tuberías, Arturo Rocha, pag.8

Donde:

$P_1/\rho g, P_2/\rho g$  alturas de presión.

$z_1, z_2$  altura geodésica.

$\frac{v_1^2}{2g}, \frac{v_2^2}{2g}$  altura de velocidad.

$\sum H_{h1-2}$  Suma de todas la perdidas hidráulicas entre 1 y 2.

$\sum H_{r1-2}$  Suma de los incrementos de altura proporcionados por las bombas Entre 1 y 2.

$\sum H_t$  Suma de los incrementos de altura absorbida por los motores. (Turbinas) instalados entre 1 y 2.

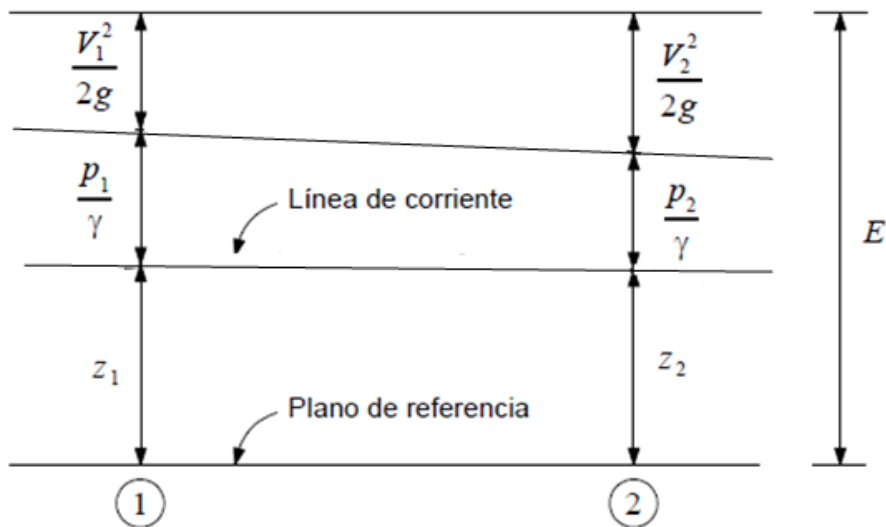


Figura. 4. Teorema de Bernoulli.

## 2 TIPOS DE FLUJO EN CANALES HIDRAULICOS.

### 2.1 PRINCIPIOS FUNDAMENTALES DE LOS CANALES.

#### 2.1.1 DESCRIPCION GENERAL DE LOS CANALES HIDRAULICOS.

El flujo de agua en un conducto puede ser *flujo en canal abierto* o *flujo en tubería*. Estas dos clases de flujo son similares en muchos aspectos pero se diferencian en un aspecto importante.

El flujo en canal abierto debe tener una superficie libre, en tanto que el flujo en tubería no la tiene, debido a que en este caso el agua debe llenar completamente el conducto. Una superficie libre está sometida a la presión atmosférica.

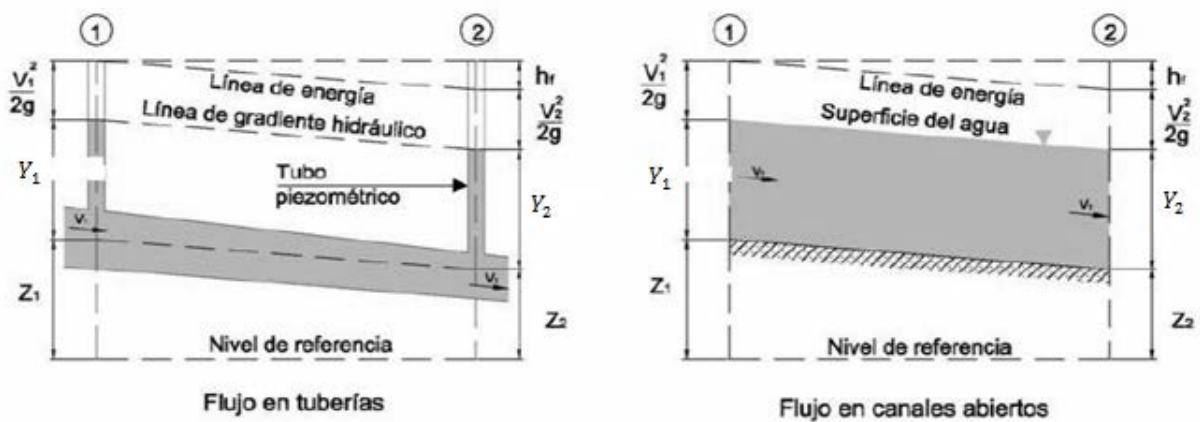


Figura. 5. Comparación entre flujo en tuberías y flujo en canales abiertos.

A pesar de la similitud que existe entre estos dos tipos de flujo, es mucho más difícil resolver problemas de flujo en canales abiertos que en tuberías a presión. Las condiciones de flujo en canales abiertos se complican por el hecho de que la posición de la superficie libre puede cambiar con el tiempo y con el espacio, y también por el de que la profundidad de flujo, caudal y las pendientes del fondo del

canal de la superficie libre son interdependientes<sup>6</sup>. Así como se muestra en la figura 5.

La superficie en canales abiertos varía desde metales pulidos utilizados en canales de prueba hasta lechos rugosos e irregulares en ríos.

El flujo en un conducto cerrado no es necesariamente flujo en tubería. Si tiene una superficie libre, puede clasificarse como flujo en canal abierto, por ejemplo un alcantarillado se diseña para operar como canal abierto.

### 2.1.2 TIPOS DE FLUJO EN CANALES ABIERTOS.

La clasificación del flujo que sigue a continuación se hace de acuerdo con el cambio en la profundidad de flujo con respecto al tiempo y al espacio.

### 2.1.3 FLUJO PERMANENTE Y FLUJO NO PERMANENTE

Se dice que el flujo en un canal abierto es **permanente** si la profundidad de flujo no cambia o puede suponerse constante durante el intervalo de tiempo en consideración.

El flujo es **no permanente** si la profundidad de flujo cambia con respecto al tiempo en consideración.

Cuando se estudian los fenómenos de creciente y oleadas por ejemplo, son casos comunes de flujo no permanente, el nivel de flujo cambia de manera instantánea a medida que las ondas pasan y el elemento tiempo se vuelve de vital importancia para el diseño de estructuras de control.

---

<sup>6</sup>Hidráulica de Canales, Pedro Rodríguez Ruiz, pág. 7.

### 2.1.3.1 FLUJO UNIFORME Y FLUJO VARIADO.

Se dice que el flujo en canales abiertos **es uniforme** si la profundidad de flujo es la misma en cada sección del canal. Un flujo uniforme puede ser permanente o no permanente, según cambie o no la profundidad con respecto al tiempo.

**El flujo uniforme permanente:** es el tipo de flujo fundamental que se considera en la hidráulica de canales abiertos. La profundidad de flujo no cambia durante el intervalo de tiempo bajo consideración.

**El flujo uniforme no permanente:** requeriría que la superficie del agua fluctuara de un tiempo a otro pero permaneciendo paralela al fondo del canal.

**El flujo es variado** si la profundidad de flujo cambia a lo largo del canal.

Este último tipo de flujo puede ser clasificado también como:

**Flujo rápidamente variado o gradualmente variado:** si la profundidad del agua cambia de manera abrupta en distancias comparativamente cortas, sino de otro modo se comporta gradualmente variado.

Los diferentes tipos de flujo se esquematizan en la figura 6.



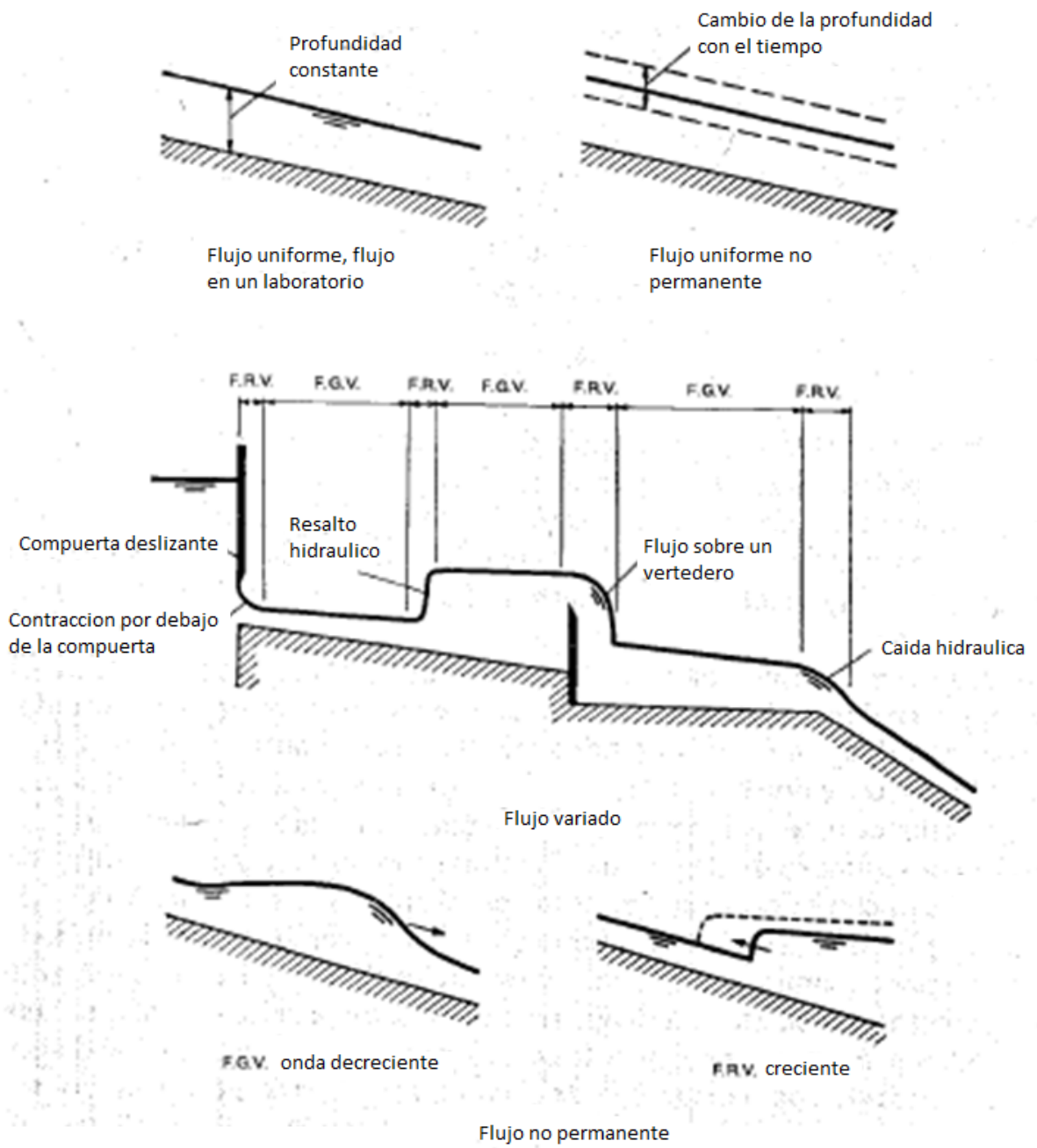


Figura. 6. Diferentes tipos de flujo en canales abiertos F.G.V= flujo gradualmente variado. F.R.V= flujo rápidamente variado.

#### 2.1.4 ESTADOS DE FLUJO.

El estado o comportamiento del flujo en canales abiertos está gobernado básicamente por los efectos de la viscosidad y gravedad en relación con las fuerzas inerciales del flujo.

- ❖ **Efecto de la viscosidad:** el flujo puede ser laminar, turbulento o transicional según el efecto de la viscosidad en relación con la inercia.
- ❖ **El flujo es laminar:** si las fuerzas viscosas son muy fuertes en relación con las fuerzas inerciales, de tal manera que la viscosidad juega un papel importante para determinar el comportamiento de flujo.
- ❖ **El flujo es turbulento:** si las fuerzas son débiles en relación con las fuerzas inerciales.

El efecto de la viscosidad en relación con la inercia puede representarse mediante el **número de Reynolds**<sup>7</sup> definido por:

$$R = \frac{vL}{\nu}$$

Donde  $v$ : velocidad de flujo, en pies/s.

$L$ : longitud, en pies.

$\nu$ : Viscosidad cinemática, en pies<sup>2</sup>/s.

NOTA: como el flujo en la mayor parte de los canales es turbulento, un modelo empleado para simular un canal prototipo debe ser diseñado de tal manera que el número Reynolds del flujo en el canal modelo este en el rango turbulento.

---

<sup>7</sup>El número de Reynolds es un parámetro adimensional cuyo valor es idéntico independientemente del sistema de unidades, siempre y cuando las unidades utilizadas sean consistentes

- ❖ **Efecto de la gravedad:** el efecto de la gravedad sobre el estado de flujo se representa por la relación entre las fuerzas inerciales y las fuerzas gravitacionales.

La relación antes mencionada está dada por el **número de Froude**<sup>8</sup>, el cual se representa como:

$$F = \frac{v}{\sqrt{gL}}$$

Donde  $v$ : es la velocidad de flujo, en pies/s.

$g$ : es la aceleración de la gravedad, en pies<sup>2</sup>/s.

$L$ : es una longitud característica en pies.

**NOTA:** debido a que el flujo en la mayor parte de los canales está controlado por efectos gravitacionales, un modelo utilizado para simular un canal prototipo con propósitos de prueba debe ser diseñado teniendo en cuenta este efecto; es decir, el número Froude del flujo en el canal modelo debe ser igual al número de Froude del flujo en el canal prototipo, en el caso que se cuente uno disponible.

### 2.1.5 CLASES DE CANALES ABIERTOS:

Un canal abierto es un conducto en el cual el agua fluye con una superficie libre.

De acuerdo con su origen un canal puede ser *natural* o *artificial*.

- **Los canales naturales:** incluyen todos los cursos de agua que existen de manera natural en la tierra, los cuales varían en tamaño desde pequeños arroyuelos en zonas montañosas, hasta quebradas, arroyos, ríos pequeños y grandes y estuarios de mareas.
- **Los canales artificiales:** son aquellos construidos o desarrollados mediante el esfuerzo humano: canales de vegetación, canales de centrales hidroeléctricas,

---

<sup>8</sup>Otras relaciones adimensionales utilizadas con el mismo propósito incluyen 1) el factor de flujo, 2) el número de Boussinesq, 3) el grado cinético o relación de altura de velocidad.

canales y canaletas de irrigación, cunetas de drenaje, vertederos, canales de desborde, canales de madera, etc. Así como canales de modelos construidos en el laboratorio con propósitos experimentales.

## **2.2 FLUJO EN CANALES ABIERTOS Y SUS PROPIEDADES.**

### **2.2.1 GEOMETRIA DE UN CANAL.**

Un canal construido con una sección transversal invariable y una pendiente de fondo constante se conoce como **canal prismático**.

En la tabla 1 se muestran las 7 formas geométricas utilizadas comúnmente<sup>9</sup>.

### **2.2.2 ELEMENTOS GEOMETRICOS DE UNA SECCION DE CANAL.**

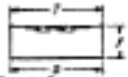
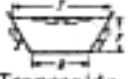


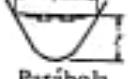
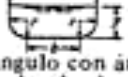
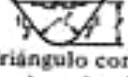
*Los elementos geométricos* son propiedades de una sección de canal que pueden ser definidos por completo por la geometría de la sección y la profundidad de flujo.

Para secciones regulares y simples, los elementos geométricos pueden expresarse matemáticamente en términos de la profundidad de flujo y de otras dimensiones de la sección, pero para secciones complicadas y secciones de corrientes naturales, no se pueden escribir una ecuación simple para expresar estos elementos, pero pueden prepararse curvas que representen la relación entre estos elementos y la profundidad de flujo para uso en cálculos hidráulicos.

A continuación se dan las definiciones de varios elementos geométricos de importancia básica:

---

<sup>9</sup>Hidráulica de Canales Abiertos, Ven Te Chow, pág. 21.

Sección	Área $A$	Perímetro mojado $P$	Radio hidráulico $R$	Ancho superior $T$	Profundidad hidráulica $D$	Factor de la sección $Z$
 Rectángulo	$by$	$b + 2y$	$\frac{by}{b + 2y}$	$b$	$y$	$by^3$
 Trapezoide	$(b + ny)y$	$b + 2y\sqrt{1+n^2}$	$\frac{(b + ny)y}{b + 2y\sqrt{1+n^2}}$	$b + 2ny$	$\frac{(b + ny)y}{b + 2ny}$	$\frac{(b + ny)y^3}{\sqrt{b + 2ny}}$
 Triángulo	$ny^2$	$2y\sqrt{1+n^2}$	$\frac{ny}{2\sqrt{1+n^2}}$	$2ny$	$\frac{1}{2}y$	$\frac{\sqrt{2}}{2}ny^3$
 Círculo	$\frac{1}{8}(\theta - \text{sen } \theta)d^3$	$\frac{1}{2}d\theta$	$\frac{1}{4}\left(1 - \frac{\text{sen } \theta}{\theta}\right)d$	$\frac{(\text{sen } \frac{1}{2}\theta)d}{2\sqrt{2(d-y)}}$ or $\frac{1}{2}\left(\frac{\theta - \text{sen } \theta}{\text{sen } \frac{1}{2}\theta}\right)d$	$\frac{1}{8}\left(\frac{\theta - \text{sen } \theta}{\text{sen } \frac{1}{2}\theta}\right)d$	$\frac{\sqrt{2}}{32}\frac{(\theta - \text{sen } \theta)^3}{(\text{sen } \frac{1}{2}\theta)^4}d^3$
 Parábola	$\frac{1}{2}Ty$	$T + \frac{8}{3}\frac{y^2}{T}$	$\frac{3Ty}{3T^2 + 8y^2}$	$\frac{3}{2}\frac{T}{y}$	$\frac{3}{8}y$	$\frac{3}{16}\sqrt{6}Ty^3$
 Rectángulo con ángulos redondeados	$\left(\frac{\pi}{2} - 2\right)r^2 + (b + 2r)y$	$(\pi - 2)r + b + 2y$	$\frac{(\pi/2 - 2)r^2 + (b + 2r)y}{(\pi - 2)r + b + 2y}$	$b + 2r$	$\frac{(\pi/2 - 2)r^2}{b + 2r} + y$	$\frac{[(\pi/2 - 2)r^2 + (b + 2r)y]^3}{\sqrt{b + 2r}}$
 Triángulo con fondo redondeado	$\frac{T^2}{8r} - \frac{r^2}{r}(1 - \pi \cot^{-1} \frac{r}{y})$	$\frac{T}{r}\sqrt{1+r^2} - \frac{2r}{r}(1 - \pi \cot^{-1} \frac{r}{y})$	$\frac{A}{P}$	$2(y - r) + r\sqrt{1+r^2}$	$\frac{A}{y}$	$A\sqrt{\frac{A}{P}}$

\*Aproximación satisfactoria para el intervalo  $0 < x \leq 1$ , donde  $x = 4y/T$ . Cuando  $x > 1$ , use la expresión exacta.  
 $P = (T/2) [\sqrt{1+x^2} + 1/x \ln(x + \sqrt{1+x^2})]$ .

Tabla 1. Elementos geométricos de secciones de canal.

❖ **LA PROFUNDIDAD DE FLUJO ó TIRANTE (  $y$  ):**

Es la distancia vertical desde el punto más bajo de una sección del canal hasta la superficie libre, la profundidad de flujo de la sección es la profundidad de flujo perpendicular a la dirección de éste, o la altura de la sección del canal que contiene el agua.

❖ **EL NIVEL:** es la elevación o distancia vertical desde un nivel de referencia o “datum” hasta la superficie libre, no obstante, si el punto más bajo de la sección de canal se escoge como el nivel de referencia, el nivel es idéntico a la profundidad de flujo.

❖ **EL ANCHO SUPERFICIAL (T):** Es el ancho de la sección del canal en la superficie libre.

❖ **EL AREA MOJADA (A):** Es el área de la sección transversal del flujo perpendicular a la dirección de flujo.

❖ **EL PERIMETRO MOJADO (P):** es la longitud de la línea de intersección de la superficie de canal mojada y de un plano transversal perpendicular a la dirección de flujo. Ver figura 7.

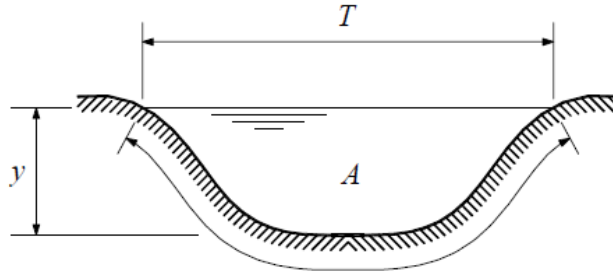


Figura. 7. Parámetros de la sección transversal<sup>10</sup>.

- ❖ **EL RADIO HIDRAULICO (R):** Es la relación del área mojada con respecto a su perímetro mojado.

$$R = \frac{A}{P}$$

- ❖ **LA PROFUNDIDAD HIDRAULICA ó TIRANTE HIDRAULICO (D):** Es la relación entre el área mojada y el ancho en la superficie.

$$D = \frac{A}{T}$$

- ❖ **EL FACTOR DE SECCION PARA EL CÁLCULO DE FLUJO CRÍTICO(Z):** es el producto del área mojada y la raíz cuadrada de la profundidad hidráulica.

$$Z = A\sqrt{D} = A\sqrt{\frac{A}{T}}$$

- ❖ **EL FACTOR DE SECCION PARA EL CALCULO DE FLUJO UNIFORME ( $AR^{2/3}$ ):** Es el producto del área mojada y el radio hidráulico elevado a la potencia 2/3.

<sup>10</sup>Hidráulica de Tuberías y Canales, Arturo Rocha, pag.10

En la figura 8 se representan los elementos geométricos de la sección circular<sup>11</sup>.

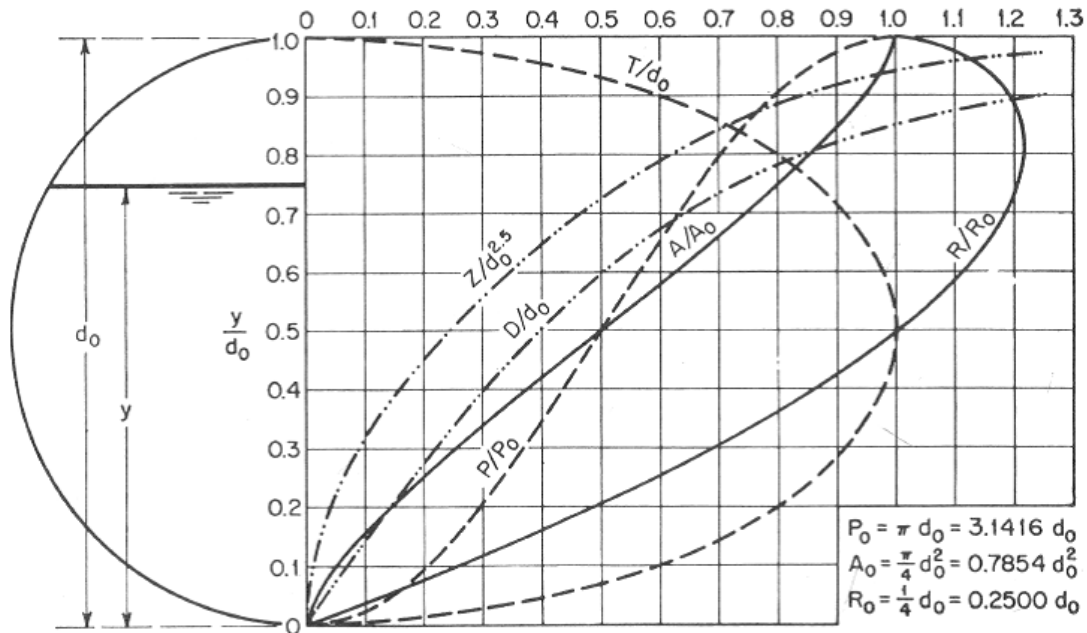


Figura. 8. Elementos geométricos de una sección circular.

### 2.2.3 DISTRIBUCION DE VELOCIDADES EN UNA SECCION DE CANAL.

Debido a la presencia de la superficie libre y a la fricción a lo largo de las paredes del canal, las velocidades en un canal no están uniformemente distribuidas en su sección. La máxima velocidad medida en canales normales a menudo ocurre por debajo de la superficie libre a una distancia de 0.05m a 0.025m de la profundidad.

A continuación se muestra la figura 9 y 10 el cual es un modelo general de la distribución de velocidades para varias secciones horizontales y verticales en un canal con sección rectangular y las curvas de igual velocidad de sección transversal, como también otras secciones.

<sup>11</sup>Hidráulica de Canales Abiertos, Ven Te Chow, pág. 23.



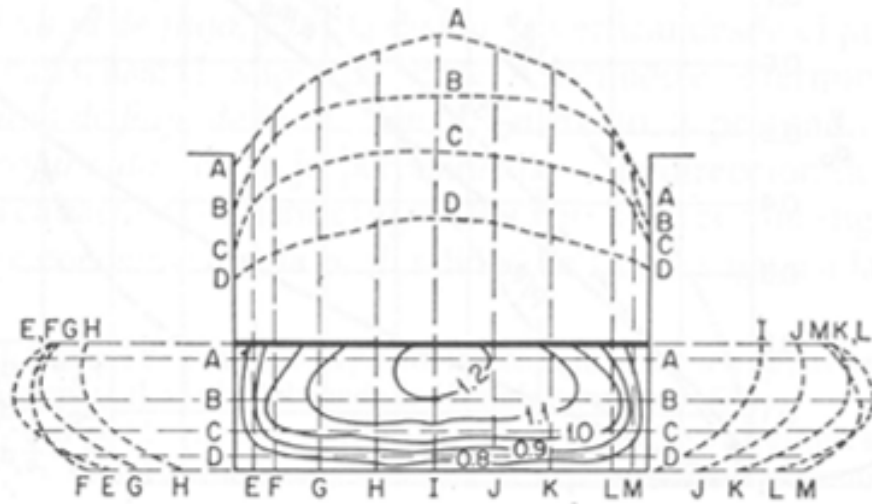


Figura. 9 Distribución de velocidades en un canal rectangular.

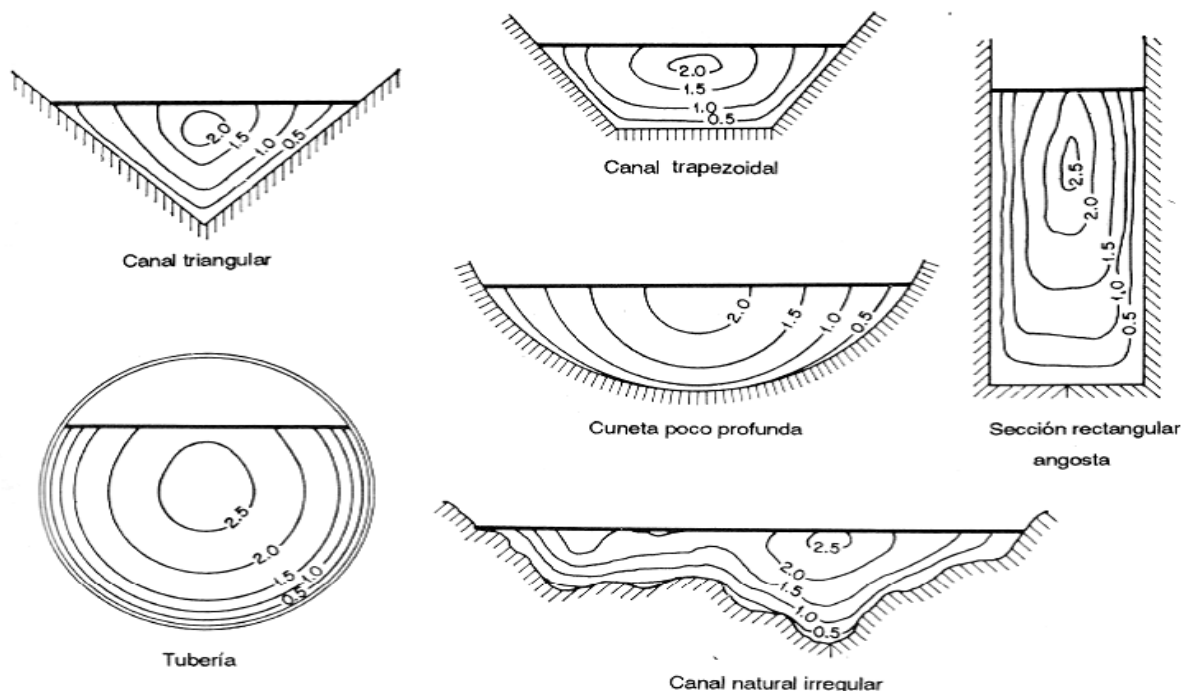
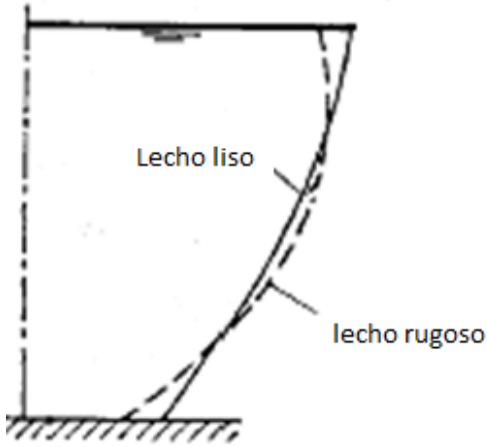


Figura. 10. Curvas comunes de igual velocidad en diferentes secciones de canal.<sup>12</sup>

<sup>12</sup>Figura tomada del libro Hidráulica de Canales Abiertos, Ven Te Chow, pág. 24

La distribución de velocidades en una sección de canal depende también de otros factores, como una forma inusual de la sección, **la rugosidad del canal y la presencia de curvas**. Ver figura 11.



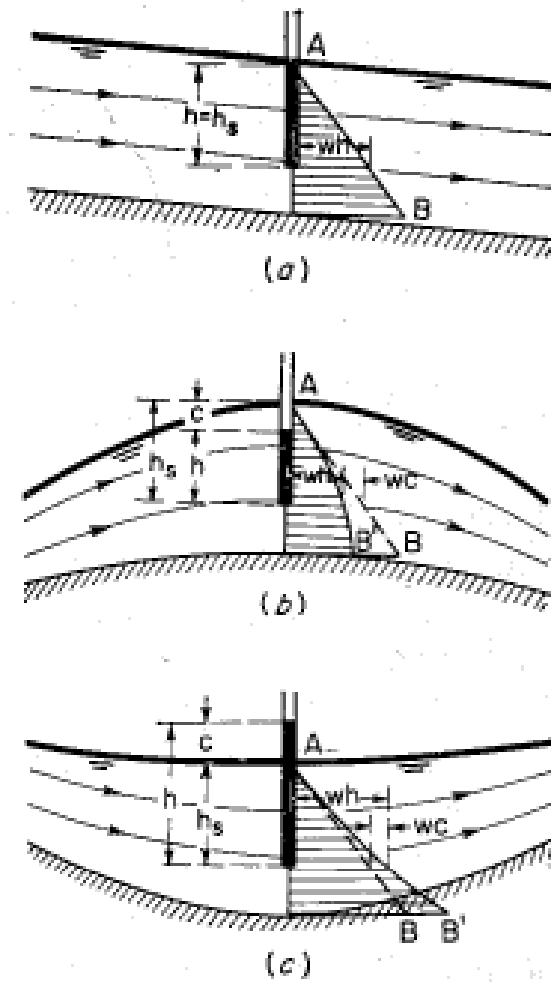
**Figura. 11. Efecto de la rugosidad en la distribución de velocidades en un canal abierto.**

#### **2.2.4 DISTRIBUCION DE PRESION EN UNA SECCION DE CANAL.**

La presión en cualquier punto de la sección transversal del flujo de un canal con pendiente baja puede medirse por medio de la altura de la columna de agua en un tubo piezométrico instalado en un punto cualquiera. Al no considerar las pequeñas perturbaciones debidas a la turbulencia, es claro que el agua en esta columna debe subir desde el punto de medición hasta la línea de gradiente hidráulico o superficie libre.

Entonces la presión en cualquier punto de la sección es directamente proporcional a la profundidad de flujo por debajo de la superficie libre e igual a la presión hidrostática correspondiente a esta profundidad, dicho de otra manera, la distribución de presiones a lo largo de la sección transversal de canal es igual a la distribución hidrostática de presiones, es decir la distribución es lineal y puede representarse mediante una recta, a continuación se muestran algunas figuras con distribución de presiones en canales.

En la figura 12 se muestra una distribución típica<sup>13</sup>.



**Figura. 12. Distribución de presiones en canales rectos y curvos con pendientes bajas u horizontales en la sección bajo consideración,  $h$  = altura piezométrica,  $h_1$  = altura hidrostática; y  $c$  = corrección de altura de presión por curvatura. A) flujo paralelo, B) flujo convexo, C) flujo cóncavo.**

<sup>13</sup>Hidráulica de Canales Abiertos, Ven Te Chow, pag.30

### 2.2.5 EFECTO DE LA PENDIENTE EN LA DISTRIBUCION DE PRESIONES.

Con referencia a un canal inclinado recto de ancho unitario y ángulo de pendiente  $\theta$  (ver figura siguiente), el peso del elemento de agua sombreado de longitud  $dL$  es igual a  $wy\cos\theta dL$ . La presión debida a este peso es  $wy\cos^2\theta dL$ .

La presión unitaria es, por consiguiente igual a  $wy\cos^2\theta$ , y la altura es:

$$h = y\cos^2\theta$$

$$h = d \cos \theta$$

Donde  $d = y \cos\theta$ : la profundidad medida perpendicularmente desde la superficie.

De las formulas anteriores si  $\theta$  es menor que  $6^\circ$  la altura de presión tiende a disminuir en una cantidad inferior del 1%, la pendiente de los canales normales es mucho menor que 1 en 10, la corrección por efecto de la pendiente a menudo puede ignorarse con seguridad, sin embargo, cuando la pendiente del canal es grande y sus efectos se vuelven a apreciables, debe hacerse la corrección si se desean cálculos precisos. De lo anterior se concluye lo siguiente:

- **Canal de pendiente baja:**  $1^\circ < \theta < 10^\circ$ .
- **Canal de pendiente alta:**  $\theta > 10^\circ$ .

La figura 13 muestra una distribución de presiones en un canal inclinado.

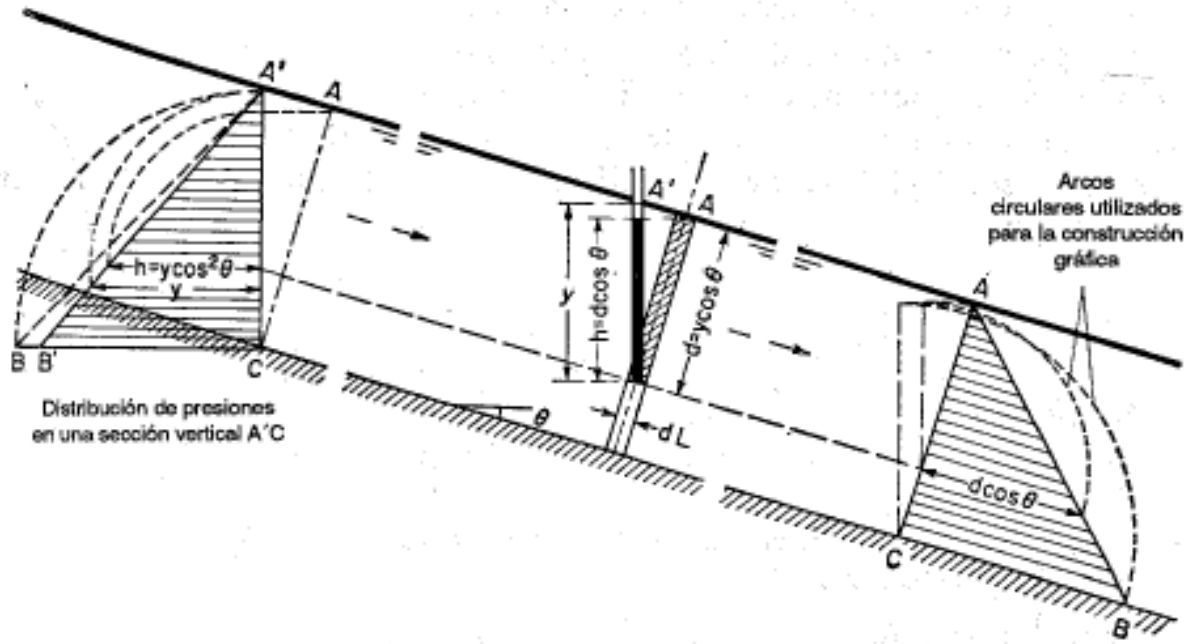


Figura. 13. Distribución de presiones en un flujo paralelo en canales de pendiente alta.

### 2.3 PRINCIPIOS DE ENERGIA Y MOMENTUM.

La energía total de cualquier línea de corriente que pasa a través de una sección se define como la suma de las energías de posición, más la de presión y mas la de velocidad<sup>14</sup>, es decir:

***ENERGIA TOTAL = Energía de posición + Energía de presión + Energía de velocidad.***

En la figura 14 se muestra gráficamente la expresión antes mencionada.

<sup>14</sup>Hidráulica, Ruiz, pág. 120.

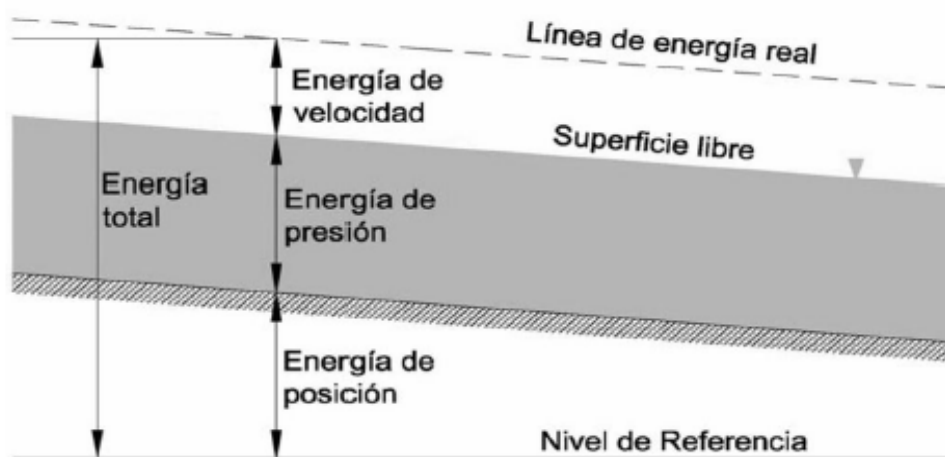


Figura. 14. Energía total en una sección de canal.

### 2.3.1 ENERGIA ESPECÍFICA.

La energía específica en una sección de canal se define como la *energía por unidad de masa de agua en cualquier sección de un canal medida con respecto al fondo de éste.*

La energía específica se representa con la ecuación siguiente:

$$E = d \cos \theta + \alpha \frac{v^2}{2g} \quad \text{----- ecuación válida para pendiente grande.}$$

$$E = y + \frac{v^2}{2g} = y + \frac{Q^2}{2gA^2} \quad \text{----- ecuación válida para una pendiente pequeña}$$

( $\alpha=1$ )

La ecuación anterior como primer equivalencia representa a la energía específica que es igual a la suma de la profundidad del agua mas la altura de velocidad y la segunda equivalencia puede notarse que para una sección de canal y un caudal Q determinados, la energía específica en una sección de canal solo es función de la profundidad de flujo, esta última se puede graficar contra la energía específica y se obtiene la *curva de energía específica.*

Para comprender de una mejor forma la ecuación de energía a continuación se presenta su interpretación, se aclara que es para un canal de pendiente baja<sup>15</sup>.

La figura 15 muestra la interpretación de la energía específica.

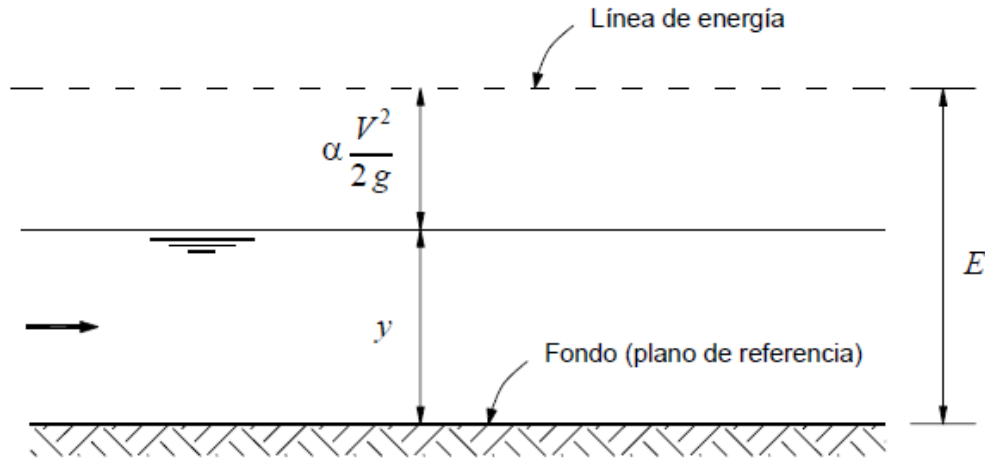


Figura. 15. Interpretación gráfica de la Energía Específica.

A continuación se muestra la figura 16 que muestra un ejemplo de la curva de energía específica<sup>16</sup>.

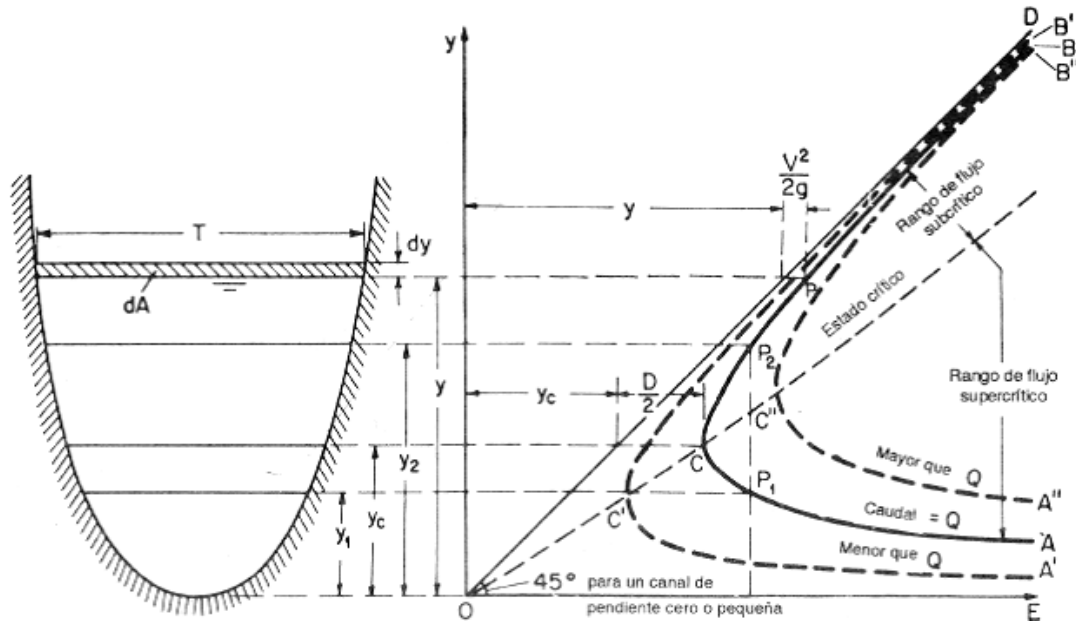


Figura. 16. Curva de energía específica.

<sup>15</sup>Figura tomada del libro Hidráulica de Tuberías y Canales, Arturo Rocha, pág. 324.

<sup>16</sup>Figura tomada del libro Hidráulica de Canales Abiertos, Ven Te Chow, pág. 42.

### 2.3.2 CRITERIO PARA EL ESTADO CRÍTICO DE FLUJO.

El estado crítico de flujo ha sido definido anteriormente como la condición para el cual el número de Froude es igual a la unidad o definición más común es *el estado de flujo para el cual la energía específica es mínima para un caudal determinado*<sup>17</sup>.

En el estado crítico de flujo la energía específica es mínima, o  $dE/dy = 0$ . La anterior ecuación, por consiguiente da:

$$\frac{V^2}{2g} = \frac{D}{2}$$

Este es el criterio para el flujo crítico, el cual *establece que en el estado crítico del flujo la altura de velocidad es igual a la mitad de la profundidad hidráulica*. La ecuación anterior se puede representar de la siguiente forma:

$$\frac{V}{\sqrt{gD}} = 1$$

Para un canal con un ángulo de pendiente grande y un coeficiente de energía " $\alpha$ ", el criterio de flujo crítico queda:

$$\propto \frac{V^2}{2g} = \frac{D \cos \theta}{2}$$

El número de Froude puede definirse como:

$$F = \frac{V}{\sqrt{\frac{gD \cos \theta}{\alpha}}}$$

---

<sup>17</sup>El concepto de profundidad crítica basada en el teorema de mínima energía fue introducido por primera vez por Böss.



### 2.3.3 FENOMENOS LOCALES.

Un fenómeno local es si el cambio ocurre con rapidez a lo largo de una distancia relativamente corta y el flujo es rápidamente variado. A continuación se describen dos fenómenos locales.

- **Caída Hidráulica.** Un cambio rápido en la profundidad de flujo de un nivel alto a un nivel bajo resultara en una depresión abrupta de la superficie del agua, entonces *caída hidráulica es un fenómeno causado por un cambio abrupto en la pendiente del canal o en la sección transversal.*
- **Caída libre:** es un caso especial de la caída hidráulica<sup>18</sup>, esta ocurre cuando existen una discontinuidad en el fondo de un canal plano. Ver figura 17.

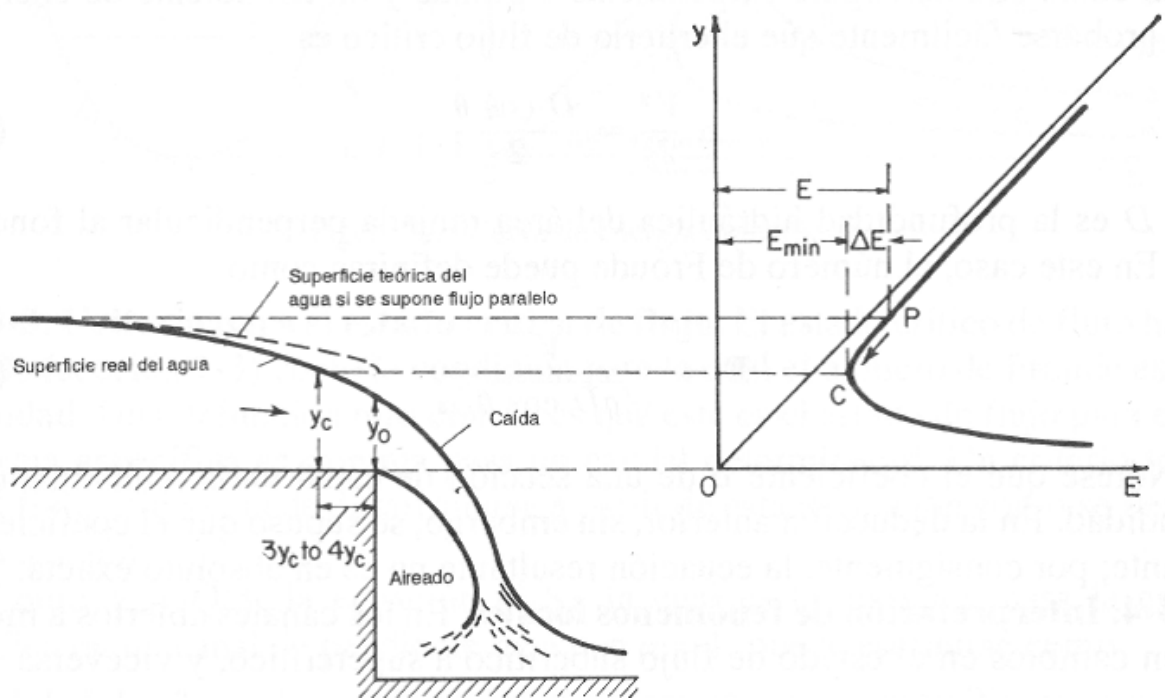
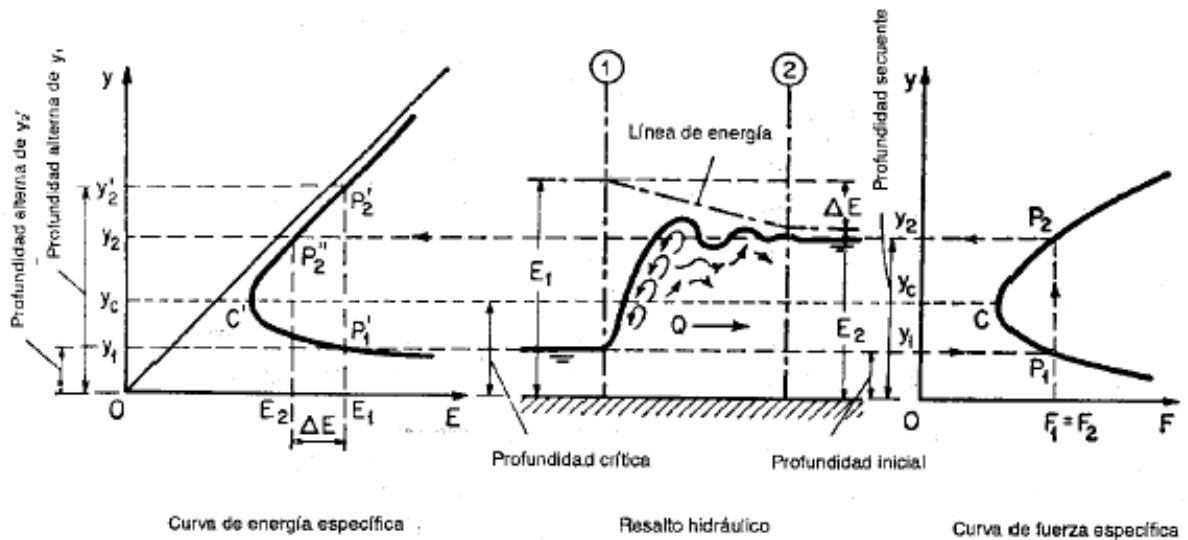


Figura. 17. Caída libre interpretada mediante una curva de energía específica.

<sup>18</sup>Figura tomada del libro Hidráulica de Canales Abiertos, Ven Te Chow, pág. 44.

- **Resalto Hidráulico:** cuando el cambio rápido en la profundidad de flujo es desde un nivel bajo a un nivel alto, a menudo el resultado es una subida abrupta de la superficie del agua<sup>19</sup>. Ver figura 18.



**Figura. 18. Resalto Hidráulico interpretado mediante las curvas de energía específica y fuerza específica.**

Si el resalto es bajo, es decir, si el cambio en la profundidad es pequeño, el agua no subirá de manera abrupta, sino que pasará del nivel bajo al nivel alto a través de una serie de ondulaciones que van disminuyendo gradualmente de tamaño, a tal resalto se conoce como **resalto ondulatorio**.

Cuando el resalto es alto, es decir, cuando el cambio en la profundidad es grande se le conoce como **resalto directo**.

<sup>19</sup>Figura tomada del libro hidráulica de canales abiertos, Ven Te Chow, pág. 45.

### 2.3.4 ENERGÍA ESPECÍFICA A GASTO CONSTANTE.

La ecuación de energía específica a gasto constante puede ser graficada colocando en el eje de las abscisas o "X" los valores de la energía específica y en el eje de las ordenadas o "Y" la profundidad del flujo o tirante.

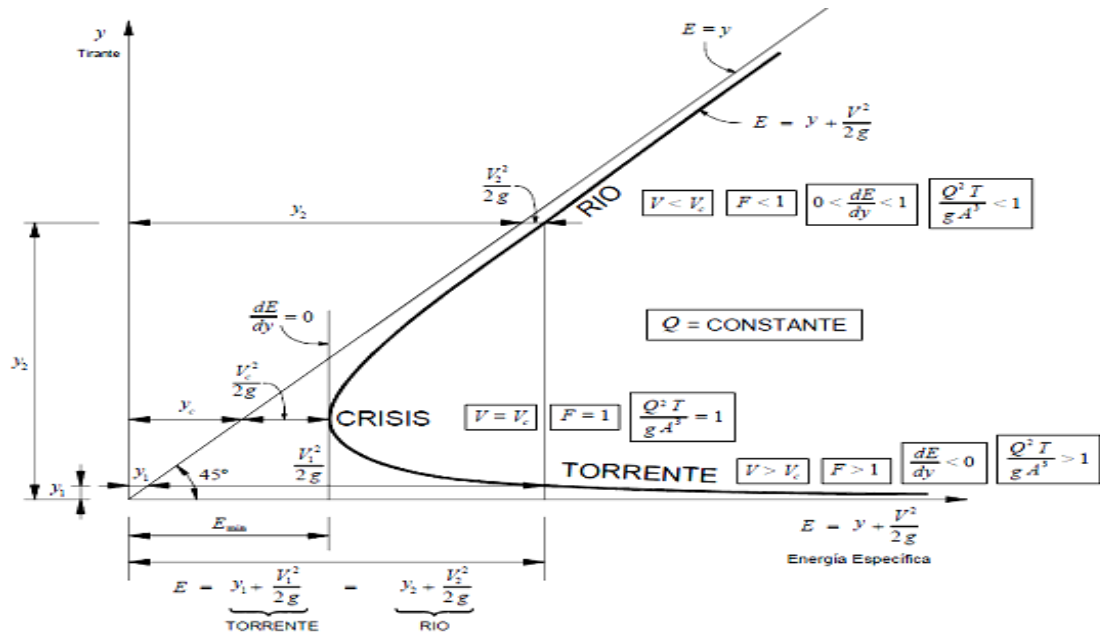


Figura. 19. Grafico de la Energía Específica a gasto constante. (Curva E – y).

Donde:

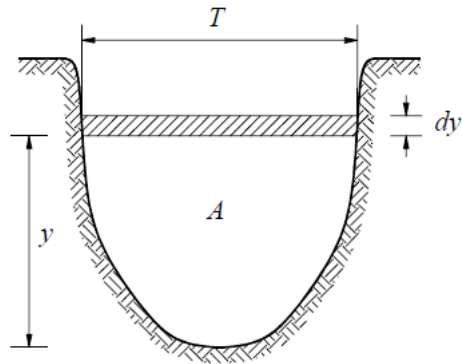
$y_1$  e  $y_2$  son las profundidades alternas ( $E_1 = E_2$ )

$$\frac{V_1^2}{2g} > \frac{V_2^2}{2g} \text{ ----- (flujo supercrítico) ----- } F > 1 \text{ ( } y_1 > y_c \text{ )}$$

$$\frac{V_1^2}{2g} < \frac{V_2^2}{2g} \text{ ----- (flujo subcrítico) ----- } F < 1 \text{ ( } y_2 > y_c \text{ )}$$

Si  $E < E_{min}$  no hay flujo posible del gasto  $Q$

A continuación se presenta una expresión para una sección transversal cualquiera como se ve en la figura 20



**Figura. 20. Figura general de una sección de canal cualquiera<sup>20</sup>..**

Para cada valor de la profundidad “y” que es variable, hay un valor del área “A” y un valor del ancho superficial “T”, entonces el área es:

$$A(y) = \int_0^y T(y)dy$$

Luego se tiene

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

Haciendo los arreglos matemáticos pertinentes se llega a la **ECUACIÓN GENERAL DE FLUJO CRITICO** en cualquier sección transversal.

$$\frac{Q^2}{g} = \frac{A^3}{T} \text{ ó } \frac{Q^2 T}{g A^3} = 1$$

<sup>20</sup>Figura tomada del libro Hidráulica de Tuberías y Canales, Arturo Rocha, pág. 327.

Como se puede ver en la figura 19 tiene dos asíntotas y un mínimo, a continuación se muestran cada uno de ellos.

- ♣ La rama superior corresponde al régimen denominado **RIO** y cumple siempre que:

$$\frac{Q^2 T}{g A^3} < 1$$

- ♣ La rama inferior corresponde al régimen denominado **TORRENTE**, siempre cumple que:

$$\frac{Q^2 T}{g A^3} > 1$$

- ♣ El régimen **CRITICO**, se separa de los ríos y de los torrentes y corresponde a:

$$\frac{Q^2 T}{g A^3} = 1$$

## ECUACIONES DE CAUDAL Y VELOCIDAD CRÍTICA

- **CAUDAL CRITICO.**

$$Q = A \sqrt{g \frac{A}{T}}$$

- **VELOCIDAD CRITICA**

$$V_c = \sqrt{g \frac{A}{T}} = \sqrt{g d_c}$$

- **VELOCIDAD CRÍTICA REAL.**

$$V_c = \sqrt{\frac{g}{\alpha} d_c}$$

### 2.3.4.1 ENERGIA ESPECÍFICA, CONDICIONES CRÍTICAS SECCION RECTANGULAR.

La energía que corresponde a las condiciones críticas es:  $E = y_c + \frac{V_c^2}{2g}$

Recordando que, en un régimen crítico en sección rectangular la energía de velocidad es igual a la mitad de la profundidad hidráulica o tirante crítico se tiene lo siguiente:

$$\frac{V_c^2}{2g} = \frac{y_c}{2}$$

De las dos anteriores ecuaciones, al combinarlas se obtiene lo siguiente:

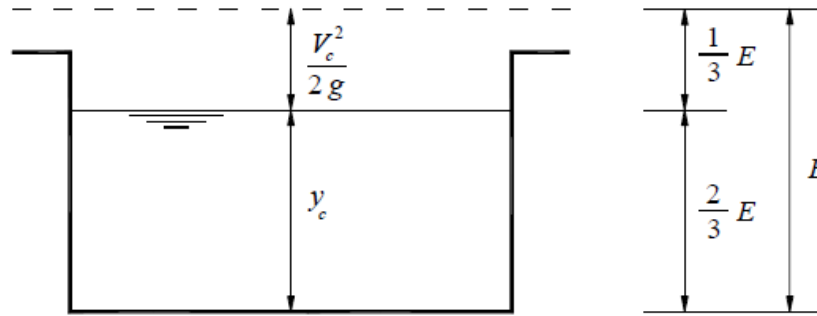
$$y_c = \frac{2}{3}E$$

$$\frac{V_c^2}{2g} = \frac{1}{3}E$$

Esta es, pues, la proporción en la que se distribuye la energía, en condiciones críticas, en un canal rectangular<sup>21</sup>. ( Ver la figura 21)

---

<sup>21</sup> Hidráulica y Tuberías de Arturo Rocha, pág. 336



**Figura. 21. Distribución de la Energía Específica en un canal rectangular.**

A continuación se presentan las expresiones para la profundidad hidráulica o tirante crítico en función del gasto específico:

$$V_c = \frac{Q}{A} = \frac{q}{y_c} = \sqrt{gy_c} \quad \text{entonces} \quad y_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} = 0.467q^{\frac{2}{3}}$$

## 2.4 FUERZA ESPECÍFICA.

La segunda ley del movimiento de Newton dice que: “*el cambio de la cantidad de movimiento por unidad de tiempo es igual a la fuerza resultante de las fuerzas exteriores*”.

Se considera un canal con un flujo permanente cualquiera y un volumen de control limitado por dos secciones transversales 1 y 2, la superficie libre y el fondo del canal<sup>22</sup>, tal como se muestra en la figura 22.

<sup>22</sup>Hidráulica de Tuberías y Canales, Arturo Rocha, pág. 378.

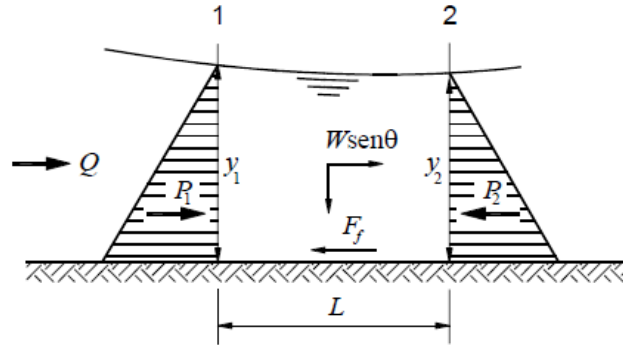


Figura. 22. Gráfica para la deducción de la ecuación de la Fuerza específica.

Ahora aplicando el teorema de la cantidad de movimiento (segunda ley del movimiento de Newton) entre las secciones 1 y 2 se obtiene lo siguiente.

$$\rho Q(\beta_2 V_2 - \beta_1 V_1) = P_1 - P_2 + W \text{sen} \theta - F_f$$

$\rho$ : Densidad del fluido

Q: gasto

$\beta$ : coeficiente de Boussinesq

V: velocidad media.

P: fuerza hidrostática.

W: peso.

$F_f$ : fuerza debida a la fricción.

$\Theta$ : ángulo que corresponde a la pendiente del canal.

L: longitud

$W \text{sen} \theta$ : componente del peso en la dirección del escurrimiento.

y: tirante.

En la anterior ecuación se ha considerado una distribución hidrostática de presiones lo que es válido para el movimiento uniforme y aproximadamente válido en el movimiento gradualmente variado.



En la ecuación de la cantidad de movimiento están involucradas las fuerzas exteriores, en tanto que en la ecuación de energía se expresan la disipación de energía interna.

Para un canal en el cual el volumen de control tenga peso y fricción despreciables y en el que  $\beta_1 = \beta_2 = 1$  la ecuación se reduce a:

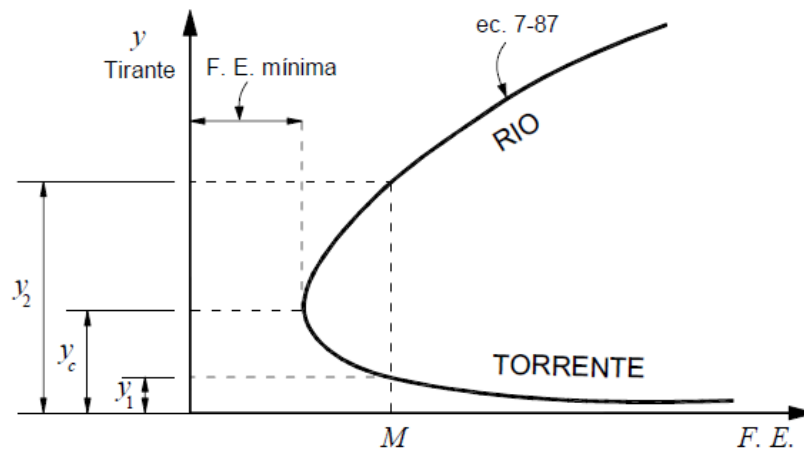
$$\rho Q(V_2 - V_1) = P_1 - P_2$$

En donde  $P = \gamma \bar{y}A$ , siendo  $\bar{y}$  la profundidad del centro de gravedad, sustituyendo y haciendo arreglos a la ecuación anterior se tiene lo siguiente.

$$\frac{Q^2}{gA} + \bar{y}A = \text{constante} = \text{FuerzaEspecifica} = \text{Momento}$$

$\frac{Q^2}{gA}$ : es la cantidad de movimiento del fluido que pasa por la sección, por unidad de tiempo y  $f$  por unidad de peso.

$\bar{y}A$ : es la fuerza hidrostática por unidad de peso<sup>23</sup> ver figura 23.



**Figura. 23. Fuerza Específica.**

Cada uno de los dos términos de la ecuación de la fuerza específica es dimensionalmente una fuerza por unidad de peso de agua.

Se observa que para una fuerza específica hay dos tirantes posibles  $y_1$  e  $y_2$ . Los tirantes que corresponden a la misma fuerza específica se denominan *conjugados*.

Para un canal rectangular el tirante crítico es:

$$y_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}}$$

Y como se dijo en el párrafo anterior que se denominan conjugados se concluye que tienen la misma Fuerza Específica.

## 2.5 SALTO HIDRÁULICO.

El salto hidráulico<sup>24</sup> es el paso violento de un régimen supercrítico a uno sub-critico con gran disipación de energía. También se llama *resalto*. A continuación se muestra en la figura 24.

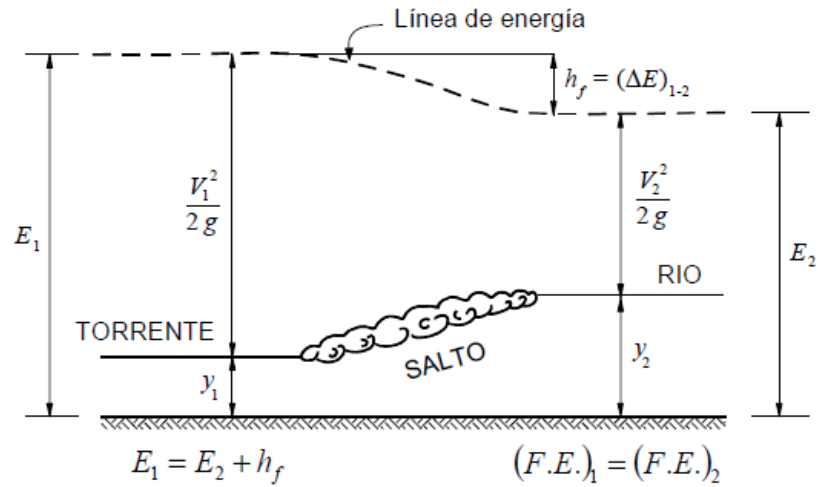


Figura. 24. Salto Hidráulico.

### 2.5.1 SALTO HIDRAULICO EN UN CANAL RECTANGULAR.

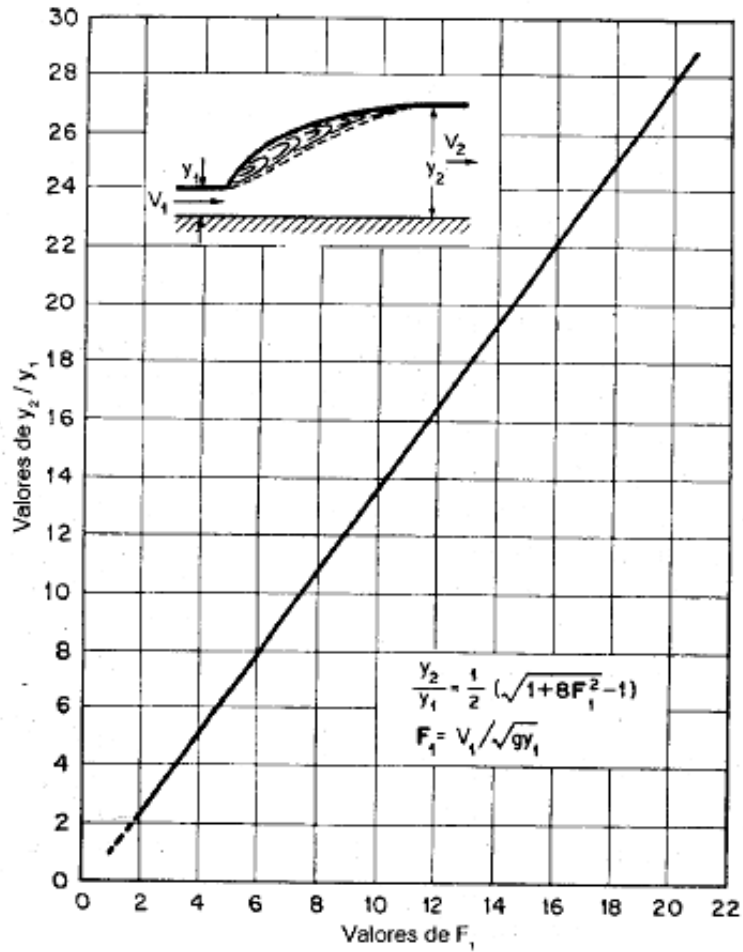
Para flujo supercrítico en un canal rectangular horizontal, la energía del flujo se disipa a través de la resistencia de fricción a lo largo del canal, dando como resultado un descenso en la velocidad y un incremento en la profundidad en la dirección del flujo  $y_2$  aguas abajo satisfacen la siguiente ecuación.

$$\frac{y_2}{y_1} = \frac{1}{2} \left( \sqrt{1 + 8F_1^2} - 1 \right)$$

Esta ecuación puede representarse mediante la curva<sup>25</sup> mostrada en la figura 25.

<sup>24</sup>Hidráulica de Tuberías y Canales, Arturo Rocha, pág. 382.

<sup>25</sup>Hidráulica de Canales Abiertos, Ven Te Chow, pág. 87.



**Figura. 25. Relación entre  $F_1$  y  $y_2 / y_1$  para un resalto hidráulico en un canal rectangular horizontal.**

El salto hidráulico es un movimiento rápidamente variado, con fuerte curvatura de las líneas de corriente. Se caracteriza por la gran disipación de energía. Se puede describir como el paso violento de un régimen supercrítico a uno sub-critico.

El salto hidráulico es un fenómeno tridimensional que se presenta grandes fluctuaciones de la velocidad y de la presión en cada punto; es decir, que tiene un alto radio de turbulencia, lo que se traduce en una alta capacidad de mezcla. En un salto hidráulico se produce también la incorporación de aire a la masa líquida, como también produce oleaje el cual se propaga aguas abajo.

## 2.5.2 TIPOS DE SALTO.

De las figura 26 – 30 se muestran los diferentes tipos de saltos hidráulicos<sup>26</sup>.

$F=1$  Flujo critico, no hay salto.

$1 < F < 1.7$  “Salto ondular” (la superficie libre presenta ondulaciones y presenta el resalto ondulante).



Figura. 26. Salto ondulante.

$1.7 < F < 2.5$  “Salto débil” (la disipación de energía es pequeña, se desarrolla una serie de remolinos sobre la superficie del resalto, pero la superficie del agua hacia aguas abajo permanece uniforme).

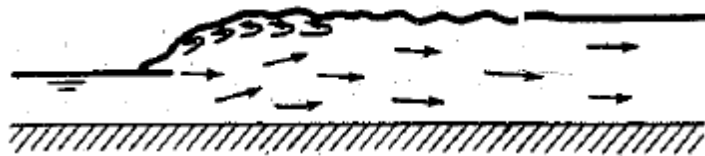


Figura. 27. Salto débil.

$2.5 < F < 4.5$  “Salto oscilante”, (se produce el efecto de chorro, hay ondas superficiales).



Figura. 28. Salto Oscilante.

<sup>26</sup>Hidráulica de Canales Abiertos, Ven Te Chow, pág. 388.

$4.5 < F < 9$  “Salto permanente o fijo”, (buena disipación de energía (45 – 70 %), la extremidad de aguas abajo del remolino superficial y el punto sobre el cual el chorro de alta velocidad tiende a dejar el flujo ocurren prácticamente en la misma sección vertical se llama también “resalto estable”).



Figura. 29. Salto Estable.

$F \geq 9$  “Salto fuerte”, (gran disipación de energía 85%, el chorro de alta velocidad choca con paquetes de agua intermitentes que corren hacia abajo a lo largo de la cara frontal del resalto).



Figura. 30. Salto Fuerte.

### 2.5.3 CARACTERÍSTICAS BÁSICAS DEL SALTO HIDRÁULICO.

#### ❖ PERDIDAS DE ENERGÍA.

En el resalto la pérdida de energía es igual a la diferencia de las energías específicas antes y después del resalto, como sigue:

$$\Delta E = E_1 - E_2 = \frac{(y_2 - y_1)^2}{4y_1y_2}$$

La relación  $\Delta E/E_1$  se conoce como *pérdida relativa*.

#### ❖ **EFICIENCIA.**

La relación entre la energía específica antes y después del resalto se define como *la eficiencia del resalto*. Puede mostrarse que la eficiencia es:

$$\frac{E_2}{E_1} = \frac{(8F_1^2 + 1)^{3/2} - 4F_1^2 + 1}{8F_1^2(2 + F_1^2)}$$

La ecuación anterior indica que la eficiencia de un resalto es una función adimensional, que depende solo del número Froude del flujo de aproximación. La pérdida relativa es:

$$1 - \frac{E_2}{E_1} = \frac{\Delta E}{E_1}$$

Ésta también es una función adimensional de  $F_1$ .

#### ❖ **ALTURA DE RESALTO.**

La diferencia entre las profundidades antes y después del resalto es la *altura de resalto*, o  $h_j = y_2 - y_1$ . Al expresar cada término como la relación con respecto a la energía específica inicial

$$\frac{h_j}{E_1} = \frac{\sqrt{1 + 8F_1^2} - 3}{F_1^2 + 2}$$

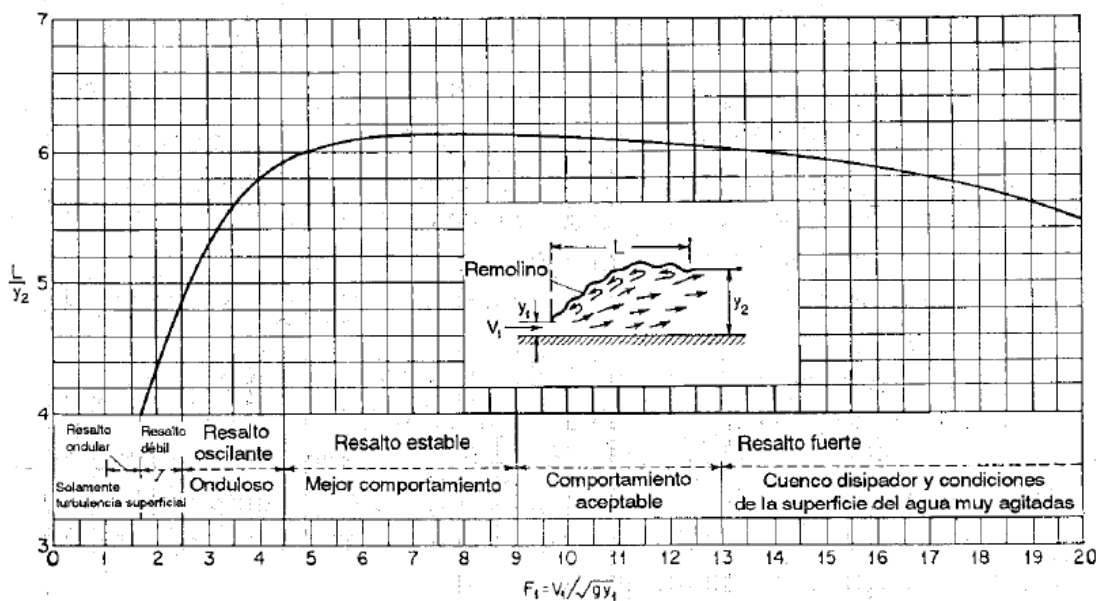
❖ **LONGITUD DEL RESALTO.**

Esta puede definirse como la distancia medida desde la cara frontal del resalto hasta un punto en la superficie inmediatamente aguas abajo del remolino<sup>27</sup>.. En teoría, esta longitud no puede determinarse con facilidad mediante el número de Froude  $F_1$  contra una relación adimensional  $L / (y_2 - y_1)$ , o  $L/y_1$  o  $L/y_2$ . Sin embargo a continuación se presenta la curva que muestra la regularidad de una parte plana para el rango de los resaltos bien establecidos. Esto se puede observar en la figura 31.

Como se dijo anteriormente la longitud del salto es difícil de determinarse, pues esta depende de algunos factores como los siguientes: pendiente del canal, número de Froude, etc., pero aproximadamente se tiene:

$$L = 6.9(y_2 - y_1)$$

En algunos casos para fijar el salto y disminuir su longitud se colocan dados o bloques.



**Figura. 31. Longitud en términos de la profundidad  $y_2$  de resaltos en canales horizontales (con base en los datos y recomendaciones del U.S Bureau of Reclamation).**

❖ **ALTURA DEL SALTO ( $h_i$ ):**

<sup>27</sup>Hidráulica de Canales Abiertos, Ven Te Chow, pág. 390.



La altura del salto se define como *la diferencia entre los tirantes después y antes del salto*.  $h_i = y_2 - y_1$

Se demuestra entonces que:

$$\frac{h_i}{E_1} = \frac{\sqrt{1 + 8F_1^2} - 3}{F_1^2 + 2}$$

#### ❖ **OLEAJE.**

En un salto hidráulico se producen ondas que se propagan hacia aguas abajo. Sus alturas y periodos dependen del número de Froude incidente. Se designa como  $H_s$  a la altura significativa (promedio del tercio superior). Algunos autores han establecido relaciones validas para el número de Froude, la siguiente relación se aplica para números de Froude mayores o iguales que siete:

$$\frac{H_s}{y_1} = \frac{1}{6}(F_1 - 1)$$

#### **2.5.4 EJEMPLOS DE RESALTO HIDRÁULICO.**

Las figuras 32 a la 34 se muestran los distintos usos del salto hidráulico<sup>28</sup>.

- Para vencer un desnivel se construye una rampla. Al final de ella debe disiparse la energía. El salto hidráulico actúa como disipador de energía.

---

<sup>28</sup>Hidráulica de Tuberías y Canales, Arturo Rocha, pág. 386.

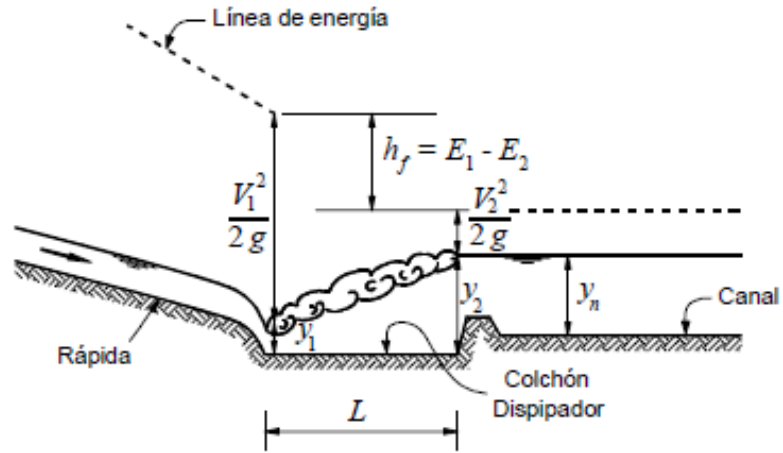


Figura. 32. Ejemplo de resalto hidráulico caída rápida

- Si en un canal se coloca una compuerta que deja una abertura en la parte inferior se produce aguas abajo un salto hidráulico.

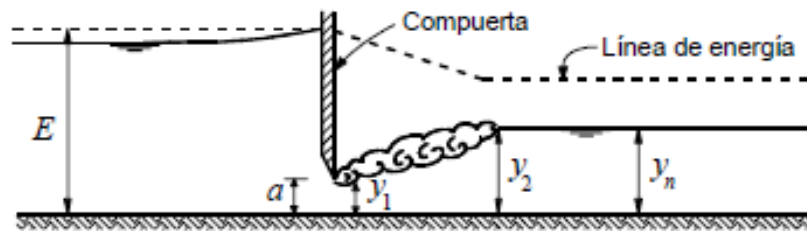


Figura. 33. Salto Hidráulico Libre.

- Si el tirante normal aguas abajo es mayor que  $y_2$  se tiene la siguiente figura:

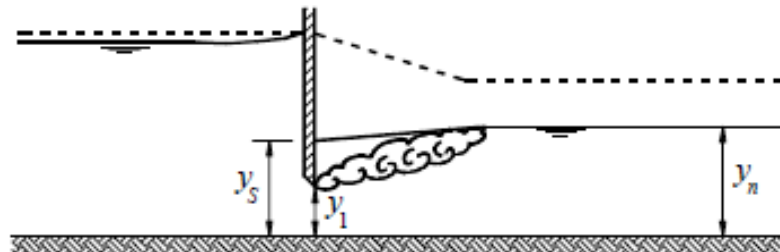


Figura. 34. Salto hidráulico ahogado.

## 2.6 DESCARGA POR UNA COMPUERTA DE FONDO.

Como una aplicación del concepto de energía específica, se examinara a continuación el flujo a través de una compuerta plana de fondo<sup>29</sup>. Ver figura 35.

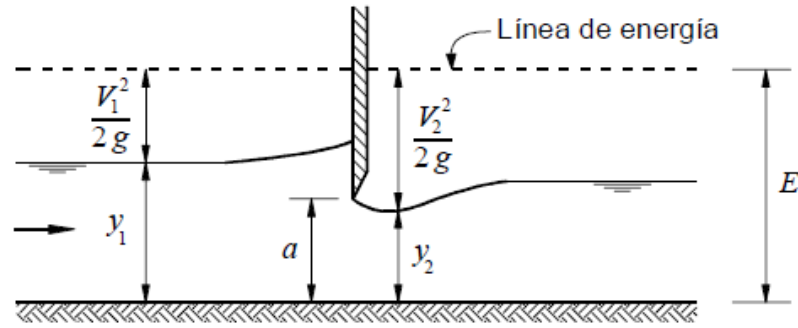


Figura. 35. Descarga por una compuerta de fondo.

Se considera un fondo plano y se ignora la pérdida de carga. La energía específica en una sección ubicada inmediatamente aguas arriba de la compuerta debe ser igual a la energía específica en otra sección ubicada inmediatamente aguas abajo.

Sea “ $a$ ” la abertura de la compuerta, y “ $c_c$ ” el coeficiente de contracción. Entonces se tiene lo siguiente:

$$y_2 = c_c a$$

La ecuación de energía específica es:

$$y_1 + \frac{V_1^2}{2g} = y_2 + \frac{V_2^2}{2g}$$

También además se debe cumplir la ecuación de continuidad:

$$V_1 A_1 = V_2 A_2 = Q$$

<sup>29</sup>Hidráulica de Tuberías y Canales, Arturo Rocha, pág. 387

Como es de notar la pérdida de carga es importante y habrá que tomarla en cuenta:

$$y_1 + \frac{V_1^2}{2g} = y_2 + \frac{V_2^2}{2g} + h_f$$

En ambos casos se ha supuesto que el coeficiente de Coriolis es igual a 1.

Entonces la descarga bajo una compuerta sumergida puede tener diversas características, según las condiciones aguas abajo:

1. No se forma salto.
2. Se forma un salto libre.
3. Se forma un salto sumergido (ahogado).

## **2.7 HERRAMIENTAS PARA EL ANALISIS DEL FLUJO UNIFORME.**

### **2.7.1 CARACTERISTICAS DEL FLUJO UNIFORME.**

Las características que son principales en el flujo uniforme son las siguientes:

1. En cada sección del canal son constantes la profundidad, el área mojada, la velocidad y el caudal.
2. Son paralelos la línea de energía, la superficie del agua y el fondo del canal, es decir que, para que sus pendientes sean todas constantes, la distribución de velocidad a través de la sección del canal permanece inalterada.

Casi siempre se supone una condición de flujo uniforme para el cálculo de flujo en corrientes naturales.

Se considera que el flujo uniforme es solo permanente, ya que el flujo uniforme no permanente prácticamente no existe y no es aplicable a casos reales ya que a menudo se supone una condición de flujo uniforme para el cálculo de flujo en corrientes naturales.

Ahora bien, es de hacer notar que el flujo uniforme no es posible que suceda a velocidades conocidas como velocidades ultra rápidas, ya que cuando el flujo

uniforme alcanza cierta velocidad alta se vuelve muy inestable. Además es posible que a velocidades altas el flujo atrape aire y es de esa manera como se vuelve inestable.

Cuando se ingresa flujo al canal (aguas arriba) El flujo sufre una resistencia al movimiento, pero esta resistencia es balanceada por las fuerzas de la gravedad a medida fluye aguas abajo, cuando esto ocurre se desarrolla el flujo uniforme.

La magnitud de esta resistencia depende de la velocidad del flujo, esto cuando factores físicos del canal se mantiene constantes. Al tramo cuando el flujo entra aguas arriba y se acelera hasta llegar a la condición de flujo uniforme se le conoce como zona transitoria, y esta zona debe constituir una pequeña parte comparado con la longitud del canal. Cabe aclarar que en la zona transitoria el flujo es acelerado y variado. La longitud del canal depende del caudal y las condiciones físicas del canal, la pendiente, y la rugosidad.

La profundidad del flujo uniforme se le conoce como profundidad normal, esta se representa en gráficos como LPN<sup>30</sup> y por una línea continua y LPC<sup>31</sup> como una línea punteada representa la línea de profundidad crítica. A continuación veremos un canal (figura 36) largo con tres tipos de pendientes diferentes: sub-crítica, crítica y supercrítica<sup>32</sup>. En zona sub-crítica el flujo en zona de transición es ondulado, este es uniforme solo en sus extremos, pero en lo demás es uniforme. En la zona crítica se observa un comportamiento de flujo inestable, es posible que en el tramo intermedio existan ondulaciones pero en promedio la profundidad es constante y se puede considerar como uniforme. En la zona supercrítica hay una caída de agua hidráulica gradual pasando la superficie de agua transitoria de supercrítico a sub-crítico.

---

<sup>30</sup> LPN línea de profundidad normal, hidráulica de canales abiertos, Ven Te Chow pág. 89

<sup>31</sup> LPC línea de profundidad crítica, hidráulica de canales abiertos, Ven Te Chow pág. 89

<sup>32</sup> Hidráulica de canales abiertos, Ven Te Chow, pág. 89.

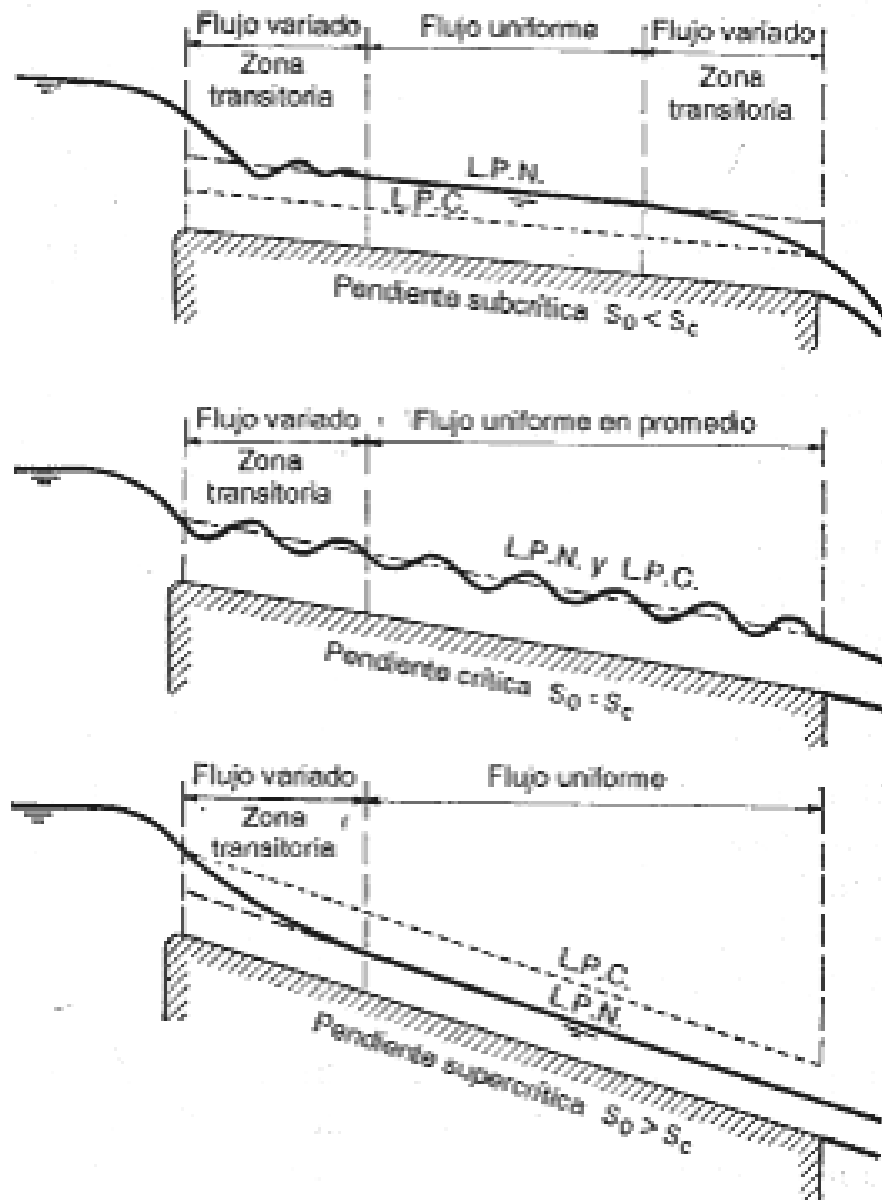


Figura. 36. Establecimiento de flujo uniforme en un canal largo.

## 2.7.2 EXPRESION DE LA VELOCIDAD EN FLUJO UNIFORME

Para cálculos hidráulicos la mayor parte de ecuaciones prácticas de flujo uniforme pueden expresarse con la ecuación de flujo uniforme:

$$V = RC^x S^y$$

Donde “V” es la velocidad media en ft/s, “C” es un factor de resistencia al flujo, “R” es el radio hidráulico en ft, “S” es la pendiente de la energía y “x” y “y” son exponentes.

El factor “C” varía con la velocidad media, Radio hidráulico, y con la rugosidad de la superficie del canal, viscosidad y muchos otros factores. Para hacerlo más práctico se supone que el flujo en un canal natural es uniforme bajo condiciones normales.

Algunas variables que se deben de tomar en cuenta para una buena ecuación de flujo uniforme, para canales con transporte de sedimentos y flujo turbulento son:

$A$	es área mojada
$V$	la velocidad media
$V_{ms}$	la velocidad máxima en la superficie
$P$	el perímetro mojado
$R$	radio hidráulico
$y$	la máxima profundidad del área mojada
$S_w$	la pendiente de la superficie del agua
$\eta$	coeficiente de rugosidad del canal
$Q_s$	la carga de sedimentos en suspensión
$Q_b$	la carga de lecho
$\mu$	viscosidad dinámica del agua
$T$	temperatura del agua

Hay muchas ecuaciones de flujo, pero no todas cumplen con las variables antes mencionadas, pero las ecuaciones que son más utilizadas son las de Chezy y Manning. También se han deducido ecuaciones teóricas de flujo uniforme en base a distribución de velocidad teórica a través de la sección del canal.

### 2.7.3 ECUACION DE CHEZY

Se dice que probablemente la primera ecuación de flujo uniforme fue desarrollada por AntoniChezy, y tal famosa ecuación es:

$$V = C\sqrt{RS}$$

Donde:

V: Velocidad media en pies/s

R: radio hidráulico en pies

S: pendiente de la línea de energía

C: Factor de resistencia al flujo, conocido como C de Chezy.

Esta ecuación se deduce matemáticamente de dos suposiciones:

1. La primera establece que la fuerza que resiste el flujo por unidad de área del lecho de la corriente es proporcional al cuadrado de la velocidad, es decir, esta fuerza es igual a:

$$KV^2$$

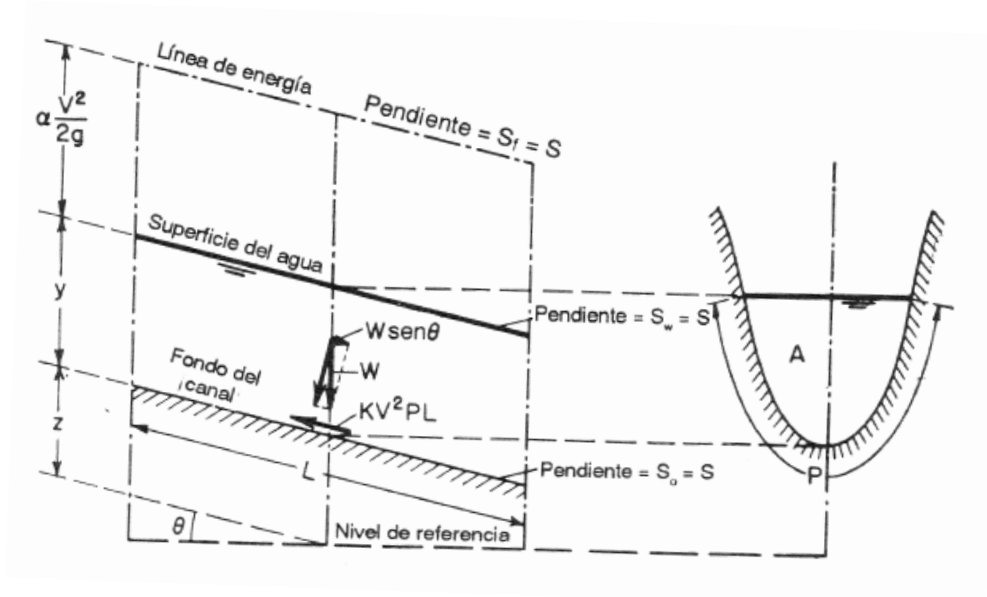


Donde K es una constante de proporcionalidad. La superficie de contacto del flujo con el lecho de la corriente es igual al perímetro del producto mojado y la longitud del tramo del canal o  $PL$ <sup>33</sup> (figura 37) y la fuerza total que resiste al flujo es:

$$KV^2PL$$

Como se muestra en la ecuación, solo se agrega la longitud del canal, para saber la resistencia que opone a ese movimiento.

2. La segunda suposición es el principio básico del flujo uniforme<sup>34</sup>, y que establece que en el flujo uniforme la componente efectiva de la fuerza gravitacional que causa el flujo debe de ser igual a la fuerza total de resistencia.



**Figura. 37. Deducción de la ecuación de Chezy.**

Esto quiere decir que la componente efectiva de la fuerza gravitacional es paralela al fondo del canal e igual a  $WALS \text{sen} \theta = WAL S$  donde W es el peso unitario del agua y A es el área mojada,  $\theta$  es el ángulo de la pendiente del canal y S es la

<sup>33</sup>Hidráulica de canales abiertos, Ven Te Chow, pág. 91.

<sup>34</sup>Se cree que este principio fue establecido por Brahmans en 1754, hidráulica de canales abiertos, ven te Chow, pág. 92.

pendiente del canal. Lo anterior indica que  $WALS = KV^2PL$ , esto si  $\frac{A}{P} = R$  y  $\sqrt{W/K}$  se reemplaza para un factor "C", y esto se reduce a la ecuación de Chezy.

$$V = \sqrt{\left(\frac{w}{k}\right)\left(\frac{A}{P}\right)S} = C\sqrt{RS}$$

Se han establecido tres ecuaciones básicas para calcular el factor de resistencia de Chezy(C).

- Ecuación de GanguilletKutter

$$c = \frac{41.65 + \frac{0.00281}{s} + \frac{1.811}{n}}{1 + \left(41.65 + \frac{0.00281}{s}\right) \frac{n}{\sqrt{R}}}$$

- Ecuación de Powell

$$c = -42 \log\left(\frac{c}{4R} + \frac{e}{R}\right)$$

- Ecuación de Bazin

$$c = \frac{157.6}{1 + \frac{m}{\sqrt{R}}}$$

De todas las ecuaciones anteriores la que más ha tenido datos satisfactorios es la de GanguilletKutter<sup>35</sup> ya que se dedujo en detalle a partir de datos de mediciones de flujo en canales de diferentes tipos, le sigue la ecuación de Bazin y luego la de Powell, en cuestión de presentar datos satisfactorios.

#### 2.7.4 ECUACION DE MANNING

Esta ecuación que en un principio fue dada en forma complicada por Manning<sup>36</sup> y luego simplificada por otros, quedando dicha ecuación de la siguiente manera:

$$V = \frac{1.49}{n} R^{2/3} S^{1/2}$$

Donde:

V: velocidad media en pies/s

R: radio hidráulico en pies

S: pendiente de la línea de energía

n: es el coeficiente de rugosidad de Manning.

Esta ecuación fue deducida a partir de siete ecuaciones diferentes, basada en datos experimentales de Bazin y además verificada mediante 17 observaciones. Ya que esta ecuación da resultados satisfactorios en aplicaciones prácticas y debido a su simplicidad, es la más utilizada en la práctica de cálculos de flujos de canales abiertos.

Como clave para la determinación correcta del factor de rugosidad de Manning se tiene que estudiar cuatro enfoques generales, estos son:

1. Entender los factores que afectan el valor de “n”, para conocer el problema y disminuir el rasgo de incertidumbre.

---

<sup>35</sup> Calculo de Resistencia del factor de Chezy, Hidráulica de canales, Ven Te Chow, pág. 92-96.

<sup>36</sup> En 1889 el ingeniero Irlandés Robert Manning presento una ecuación que luego modifico hasta llegar a su forma actual. Hidráulica de canales, Ven Te Chow, pág. 96.

2. Consultar una tabla de valores comunes “ $n$ ” para canales de diferentes tipos.
3. Examinar y familiarizarse con canales comunes y sus coeficientes de rugosidad.
4. Determinar “ $n$ ” mediante un proceso analítico que se basa en la distribución de la velocidad teórica de la sección transversal y en los datos de medición de velocidad o rugosidad.

### 2.7.5 FACTORES QUE AFECTAN EL COEFICIENTE DE RUGOSIDAD DE MANNING.

- *“R” rugosidad artificial:* Esta se representa por el tamaño, y la forma de los granos del material que forman el perímetro mojado y provocan un efecto retardador del flujo., granos fijos darán un valor pequeño de  $n$ .
- *Vegetación:* la vegetación puede considerarse como una clase de rugosidad superficial, además la vegetación, además esta puede reducir la capacidad del canal.
- *Iregularidad del canal:* esto incluye irregularidades en el perímetro mojado y variaciones en la sección transversal. En canales naturales estas irregularidades son producidas por ejemplo es presencia de barras de arena, ondas de arena; también si hay cambios abruptos de secciones pequeñas y grandes es necesario un  $n$  grande. Si el cambio de sección transversal fuera gradual no hay efectos apreciables en  $n$ .
- *Alineamiento del canal:* curvas suaves con radios grandes produzcan valores de “ $n$ ” relativamente bajos, pero en tanto sean curvas bruscas, su  $n$  aumentará.
- *Sedimentación y socavación:* la sedimentación puede cambiar un canal irregular en un canal relativamente uniforme y disminuir el  $n$ , en tanto la socavación hace lo contrario e incrementa el “ $n$ ”. Sin embargo el efecto dominante de la socavación dependerá de la naturaleza del material depositado. En tanto la socavación dependerá del material que conforme el perímetro mojado. Es de notar que el efecto de la socavación no es importante siempre y cuando la erosión en el lecho del canal causada por velocidades altas progrese igual e uniformemente.

- *Obstruccion:* la presencia de obstrucciones de troncos, pilas de puente y estructuras similares tienden a incrementar en “ $n$ ”, la magnitud de este aumento dependera de la naturaleza de las obstrucciones, de su tamaño, forma, numero y distribucion.
- *Tamaño y forma del canal:* un incremento en el radio hidraulico puede aumentar y disminuir el “ $n$ ”.
- *Nivel y caudal:* en la mayor parte de las corrientes el valor de  $n$  disminuye con el aumento en el nivel y el caudal. Si el lecho y las bancas de un canal son igualmente suaves y regulares y la pendiente del fondo es uniforme, entonces el valor de  $n$  permanece constante para el calculo de flujo. Esto ocurre principalmente en los canales artificiales. Cuando hay planicies de inundacion “ $n$ ” depende de la cubierta vegetal<sup>37</sup>
- *Cambio estacional:* esto se toma en cuenta cuando en el canal hay un crecimiento estacional de plantas acuáticas, hierbas, maleza, etc. El valor de “ $n$ ” puede aumentar en estación de crecimiento, y disminuir en la estación inactiva. Además este cambio puede afectar otros factores ya antes mencionado.
- *Material en suspensión y carga del lecho:* el material en suspensión y la carga del lecho, ya sea en movimiento o no, consumirá energía y causara una pérdida de altura e incrementara la rugosidad aparente del canal.

Todos los factores antes mencionados deben ser estudiados y evaluados, pero para una guía general para la buena escoriación, debe aceptarse que las condiciones que tiendan a inducir turbulencia y a causar retardo incrementaran el valor de “ $n$ ”, y aquellas que tiendan a reducir la turbulencia y el retardo disminuirán el valor de “ $n$ ”.

---

<sup>37</sup> Valores de  $n$  para varios niveles, tomados en el rio nishnabotna, ver Hidráulica de canales abiertos, Ven Te Chow, pág. 101.

Un científico llamado Cosan desarrollo un procedimiento para calcular n:

$$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)m_5$$

Donde  $n_0$  es un valor básico de n para un canal recto,  $n_1$  es un valor que debe de agregarse al  $n_0$  para corregir el efecto de las rugosidades superficiales,  $n_2$  es un valor para considerar las variaciones en forma y tamaño de la sección transversal de canal,  $n_3$  es un valor para considerar las obstrucciones,  $n_4$  es un valor para considerar la vegetación y las condiciones de flujo, y  $m_5$  es un factor de corrección de los efectos por meandros en el canal. Los valores de  $n_0$  hasta  $n_4$  y  $m_5$  se pueden encontrar en la tabla 2<sup>38</sup>.

Condiciones del canal		Valores	
Material involucrado	Tierra	$n_0$	0.020
	Corte en roca		0.025
	Grava fina		0.024
	Grava gruesa		0.028
Grado de irregularidad	Suave	$n_1$	0.000
	Menor		0.005
	Moderado		0.010
	Severo		0.020
Variaciones de la sección transversal	Gradual	$n_2$	0.000
	Ocasionalmente alternante		0.005
	Frecuentemente alternante		0.010-0.015
Efecto relativo de las obstrucciones	Insignificante	$n_3$	0.000
	Menor		0.010-0.015
	Apreciable		0.020-0.030
	Severo		0.040-0.060
Vegetación	Baja	$n_4$	0.005-0.010
	Media		0.010-0.025
	Alta		0.025-0.050
	Muy alta		0.050-0.100
Grado de los efectos por meandros	Menor	$m_5$	1.000
	Apreciable		1.150
	Severo		1.300

**Tabla 2. Valores para el cálculo del coeficiente de rugosidad.**

<sup>38</sup>Hidráulica de canales abiertos, Ven Te Chow, pág. 105.

## **2.8 DISEÑO DE CANALES CON FLUJO UNIFORME.**

La mayor parte de los canales artificiales revestidos y construidos pueden resistir la erosión de manera satisfactoria y por consiguiente se consideran canales no erosionables.

En el diseño de canales no erosionables, factores como la velocidad permisible máxima y la fuerza atractiva permisible no son parte del criterio que debe ser considerado. Es por ello que no será tomado en cuenta en el presente trabajo de graduación Diseño y Construcción de un Canal Hidráulico de Pendiente Variable Para uso Didáctico e Investigación.

## **2.9 MATERIALES Y REVESTIMIENTOS NO EROSIONABLES.**

Los materiales no erosionables para formar el revestimiento de un canal, ya sea este fijo o desarmable, incluyen concreto, mampostería, acero, hierro fundido, madera, vidrio, y plástico entre otros. Más que todo, la selección del material dependerá la disponibilidad de este material, su costo, el método de construcción del canal y el propósito de este.

En canales hidráulicos artificiales revestidos, la velocidad máxima que no causara erosión, es decir, la velocidad máxima permitida, puede no considerarse siempre y cuando el agua lleve arena, grava o piedras.

## **2.10 VELOCIDAD MINIMA PERMISIBLE.**

Esta es la menor velocidad que no permite el inicio de sedimentos y que impide el crecimiento de musgo o de plantas acuáticas. Este valor es no es encontrado con facilidad, además de ser un valor incierto.

Para aguas que no tengan limos o para flujos previamente decantados, este factor es prácticamente despreciable, excepto por su efecto en el crecimiento de plantas. En general se recomiendan adoptar una velocidad media de 2 a 3 pies/s.

## 2.11 PENDIENTES DE CANAL.

La pendiente longitudinal del fondo de un canal está dada por la topografía o por la altura de energía requerida para el flujo de agua. La pendiente también depende en muchos casos del propósito del canal. Si por ejemplo los Canales para presas hidroeléctricas requiere un alto nivel en el punto de entrega, entonces para este caso es recomendable una pendiente pequeña, para mantener en el mínimo posible las pérdidas en elevación. Las pendientes laterales dependen principalmente de la clase de material<sup>39</sup>. En la tabla 3 se muestran las pendientes adecuadas con los materiales adecuados.

Claro está que esta tabla solo aplica a los canales no erosionables. Otros factores a considerarse para la determinación de las pendientes laterales son el método de construcción, la condición de pérdidas por infiltración, cambios climáticos, el tamaño de canal, etc. En general estas pendientes deben ser tan empinadas como sea factible y deben diseñarse de acuerdo con una alta eficiencia y estabilidad hidráulica.

MATERIAL	PENDIENTE LATERAL
Roca	Aproximadamente vertical
Estiércol y suelos de turba	¼: 1
Arcilla rígida o tierra con recubrimiento de concreto	½: 1 a 1:1
Tierra con recubrimiento de piedras o tierra en canales grandes	1:1
Arcilla firme o tierra en canales pequeños	1 ½ : 1
Tierra arenosa suelta	2:1
Marga arenosa o arcilla porosa	3:1

**Tabla 3. Pendientes laterales apropiadas para canales construidos en diferentes clases de materiales.**

<sup>39</sup>Hidráulica de canales abiertos, Ven Te Chow, pág.156.



## 2.12 BORDE LIBRE.

El borde libre de un canal es la distancia vertical desde la parte superior del canal hasta la superficie de agua en la condición de diseño. Esta distancia debe de ser lo suficientemente grande para prevenir que ondas o fluctuaciones en la superficie del agua causen rebose por encima de los bordes.

No hay regla universal para el cálculo de borde libre ya que las fluctuaciones pueden ser producidas por diversas causas incontroladas, este tipo de ondas o fluctuaciones se da en canales con pendientes pronunciadas y con flujos de altas velocidades, este comportamiento también es esperado en curvas donde la alta velocidad y el ángulo de deflexión convexo de la curvatura pueden causar súper elevaciones en el lado convexo de la curva, o también en canales donde el flujo se aproxima al estado crítico para el cual el agua puede fluir con sus dos profundidades alternas y saltar desde el nivel bajo al nivel alto con cualquier obstrucción. También es de considerarse factores naturales como el viento y la acción de mareas como causa de estas ondulaciones o fluctuaciones.

Los valores comunes para el diseño de bordes van desde el 15% hasta el 30% de la profundidad de flujo.

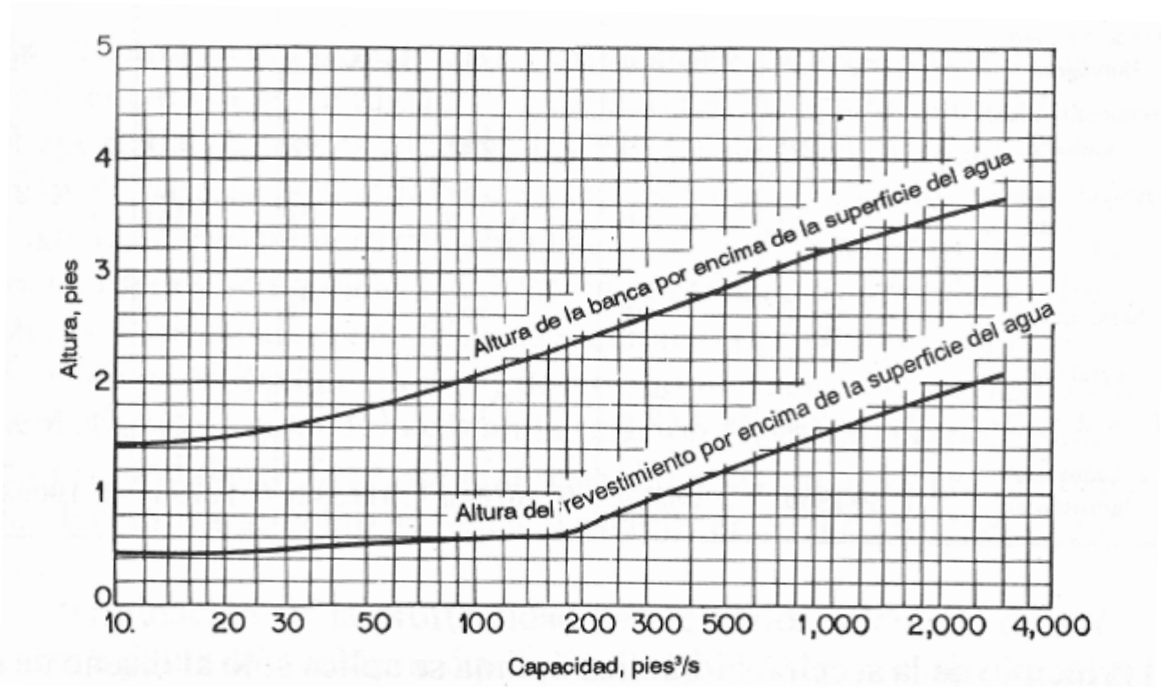
Para canaletas metálicas con interiores suaves y semi-circulares, colocadas en tangentes que conducen el agua a velocidades no mayores que el 80% de la velocidad crítica con máximo de  $8 \text{ pies}/\text{seg}$ , pero la experiencia indica que un borde libre del 6% del diámetro de la canaleta debería ser utilizado para canaletas en curvas de alta velocidad o deflexiones, se producirá acción de ondas; luego, el borde libre debe incrementarse para prevenir que el agua se desborde.

En los canales no revestidos, por lo general, son gobernados por otras consideraciones, así como lo son el tamaño y localización del canal, caudal entrante de aguas lluvias, fluctuaciones de nivel Freático causadas por estructuras de control de flujo, acción del viento, características de suelo y otras muchas más.

De acuerdo con el U.S Bureau of Reclamation<sup>40</sup>, se recomienda que los estimativos preliminares del borde libre requerido bajo condiciones ordinarias se hagan de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$F = \sqrt{Cy}$$

Donde F es el borde libre en pies, y es la profundidad en pies del agua en el canal, y C es un coeficiente que varía desde 1.5 para canales con capacidad de 20 pies<sup>3</sup>/s hasta 2.5 para canales con capacidades de 3,000 pies<sup>3</sup>/s o más, claro está que no sirve para todas las condiciones. Como una guía para el diseño de canales revestidos, el U.S Bureau of Reclamation ha preparado curvas promedio para borde libre y para altura de las banquetas<sup>41</sup> con relación a la capacidad en la figura 38.



**Figura. 38. Borde libre y altura de las banquetas recomendados para canales revestidos (U.S. Bureau of Reclamation.)**

<sup>40</sup> El bureau of reclamation es un organismo dependiente del departamento del interior de EE.UU. y es la encargada de supervisar recursos hídricos, especialmente a la distribución y desviación de aguas en todo los EE.UU.

<sup>41</sup> Hidráulica de canales abiertos, Ven Te Chow, pág. 157.

## 2.13 SECCION HIDRAULICA ÓPTIMA.

La conductividad de una sección de canal se incrementa con el aumento en el radio hidráulico con la disminución en el perímetro mojado. Desde el punto de vista hidráulico, la sección de canal que tenga el menor perímetro mojado para un área determinada tiene la máxima conductividad, esta sección se le conoce como sección hidráulica optima.

Dentro de todas las secciones hidráulicas, la que tiene el menor perímetro mojado para un área determinada es el semicírculo, por lo cual es la sección hidráulica más eficiente. Los elementos geométricos para seis secciones hidráulicas óptimas<sup>42</sup> se muestran en la tabla 4, estas secciones no siempre son prácticas, debido a dificultades de construcción y en el uso de material. Una sección de canal debe diseñarse para cumplir con una eficiencia hidráulica optima, pero debe modificarse para tener en cuenta aspectos constructivos. Desde un punto de vista práctico, nótese que la sección hidráulica óptima es la sección que da el área mínima para un caudal determinado pero no necesariamente la mínima excavación. La sección con mínima excavación ocurre solo si el nivel del agua llega hasta el tope de las bancas. En los casos en los que la superficie del agua se encuentre por debajo del tope de las bancas, como ocurre a menudo, los canales más angostos que aquellos con la sección hidráulica óptima darán una excavación mínima. En resumen los canales más anchos darán una excavación mínima.

---

<sup>42</sup>Hidráulica de canales, Ven Te Chow, pág. 158.

Sección transversal	Área $A$	Perímetro mojado $P$	Radio hidráulico $R$	Ancho superficial $T$	Profundidad hidráulica $D$	Factor de sección $Z$
Trapezio, medio hexágono	$\sqrt{3} y^2$	$2 \sqrt{3} y$	$\frac{1}{2}y$	$\frac{4}{3} \sqrt{3} y$	$\frac{3}{4}y$	$\frac{3}{2}y^{2.5}$
Rectángulo, medio cuadrado	$2y^2$	$4y$	$\frac{1}{2}y$	$2y$	$y$	$2y^{2.5}$
Triángulo, medio cuadrado	$y^2$	$2 \sqrt{2} y$	$\frac{1}{4} \sqrt{2} y$	$2y$	$\frac{1}{2}y$	$\frac{\sqrt{2}}{2} y^{2.5}$
Semicírculo	$\frac{\pi}{2} y^2$	$\pi y$	$\frac{1}{2}y$	$2y$	$\frac{\pi}{4} y$	$\frac{\pi}{4} y^{2.5}$
Parábola $T = 2 \sqrt{2} y$	$\frac{4}{3} \sqrt{2} y^2$	$\frac{8}{3} \sqrt{2} y$	$\frac{1}{2}y$	$2 \sqrt{2} y$	$\frac{2}{3}y$	$\frac{8}{9} \sqrt{3} y^{2.5}$
Catenaria hidrostática	$1.39586y^2$	$2.9836y$	$0.46784y$	$1.917532y$	$0.72795y$	$1.19093y^{2.5}$

Tabla 4. Secciones hidráulicas óptimas.

### 3 FLUJO GRADUALMENTE VARIADO

#### 3.1 SUPOSICIONES BÁSICAS.

El flujo gradualmente variado es un flujo permanente cuya profundidad varía de manera gradual a lo largo de la longitud del canal, para esta definición se establecen dos condiciones:

1. Que el flujo sea permanente; es decir, las características hidráulicas de flujo permanecen constantes para el intervalo del tiempo bajo consideración.
2. Las líneas de corrientes son paralelas; es decir, prevalece la distribución hidrostática de presiones sobre la sección del canal.

El desarrollo de la teoría del flujo gradualmente variado se remonta al siglo XVIII. Fueron los primeros ingenieros hidráulicos los que contribuyeron a este desarrollo y todas las teorías que se aportaron giran alrededor de las siguientes suposiciones:

A. la pérdida de altura en una sección es la misma que para un flujo uniforme que tiene la velocidad  $v$  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.

Esta suposición nunca ha sido confirmada de manera precisa por experimentos<sup>43</sup> o por teoría, pero los errores que surgen de ella se creen que son pequeños comparados con aquellos en los cuales se incurre comúnmente durante el uso de una ecuación de flujo uniforme y en la selección del coeficiente de la rugosidad. Con el paso de los años esta suposición ha demostrado ser una base confiable para el diseño.

Esta suposición es mas aplicada para flujos variados donde la velocidad aumenta que para los flujos variados en los que 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 los flujos con velocidades decrecientes pueden existir pérdidas por remolinos de gran escala.

B. Si la pendiente del canal es baja; 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  $\cos\theta$  (que es aplicado a la profundidad de la sección de flujo, ecuación  $h = d \cos \theta$ ) es igual a la unidad.
3. No ocurre atrapamiento de aire. En caso de que exista un notable atrapamiento de aire, los cálculos deben llevarse a cabo, suponiendo que no existe atrapamiento y luego corregirse utilizando la ecuación de Douma<sup>44</sup>.

$$u = 10 \sqrt{\frac{0.2V^2}{gR} - 1}$$

<sup>43</sup> A partir de datos experimentales obtenidos por la Suderlandtechnicalcollege y King'scollege en Inglaterra y la universidad de Illinois se dedujo una relación f-r para flujo gradualmente variado en canales abiertos lisos. Ven Te Chow, pág. 213.

<sup>44</sup> Ecuación basada en datos obtenidos en rápidas reales de concreto y madera incluyendo errores del  $\pm 10\%$

- 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. La conductividad  $k$  y el factor de sección  $z$  son funciones exponenciales de la profundidad del flujo.
- F. El coeficiente de rugosidad es independiente de la profundidad de flujo y constante a través del tramo del canal bajo consideración.

### 3.1.1 ECUACION DINAMICA DE FLUJO GRADUALMENTE VARIADO.

Para el análisis de la ecuación del flujo gradualmente variado, hemos de considerar el perfil de la figura 39, en donde la altura total de energía por encima del nivel de referencia en la sección I aguas arriba es:

$$H = z + d \cos \theta + \alpha \frac{V^2}{2g}$$

Donde

H: es la altura total de energía en pies

z: es la distancia vertical del fondo del canal por encima del nivel de referencia en pies

d: es la profundidad de la sección de flujo en pies

$\theta$ : es el ángulo de la pendiente del fondo

$\alpha$ : es el coeficiente de energía

V: es la velocidad media del flujo a través de la sección en pies/s.

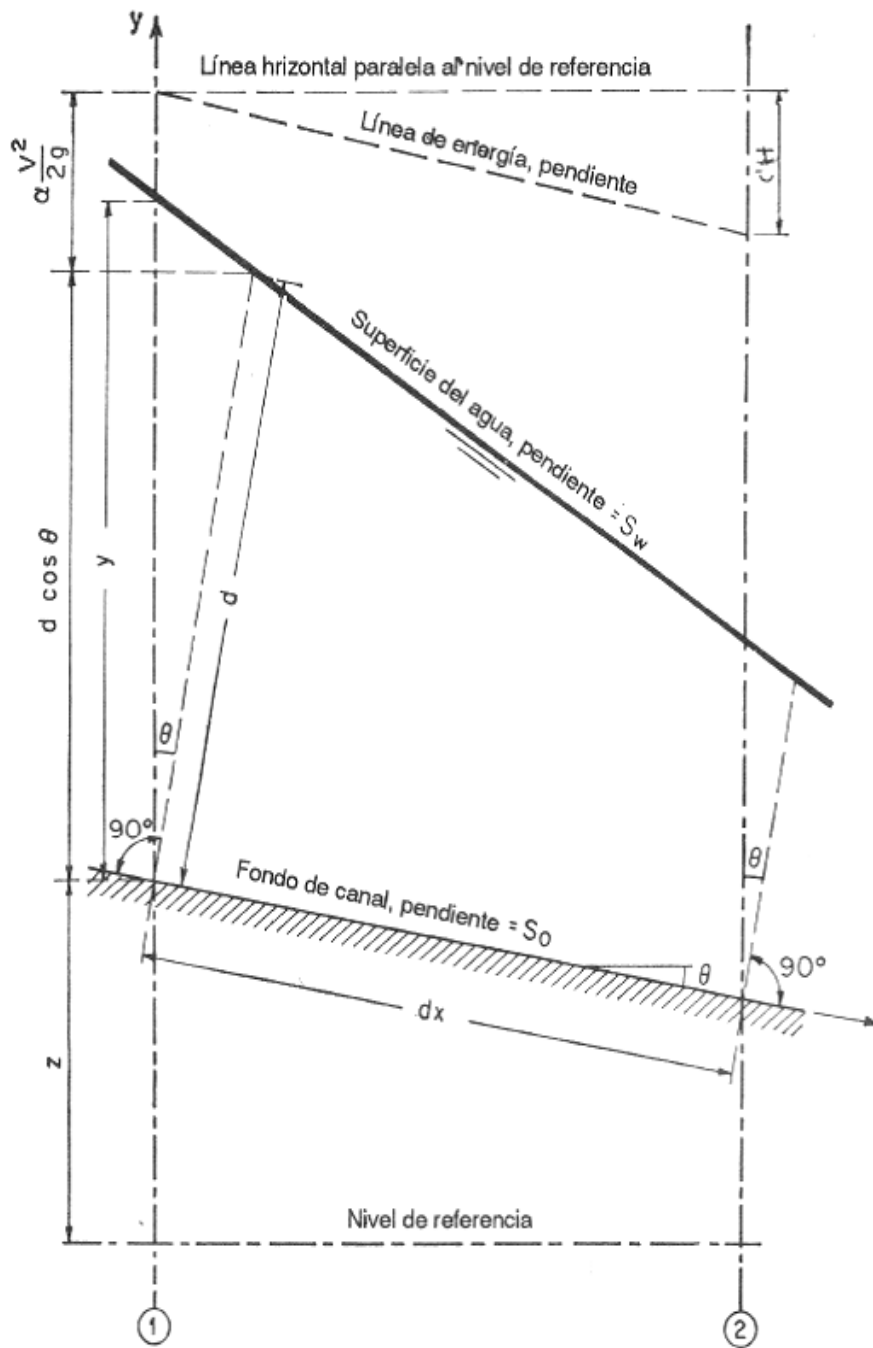


Figura. 39. Deducción de la ecuación de flujo gradualmente variado.

Se supone que  $\theta$  y  $\alpha$  son constantes a través del tramo del canal bajo consideración.

Al tomar el fondo del canal como el eje x y al derivar la ecuación con respecto a la longitud x del perfil de la superficie del agua, el cual se mide a lo largo del eje x, y se obtiene la siguiente ecuación:

$$\frac{dH}{dx} = \frac{dz}{dx} + \cos\theta \frac{dd}{dx} + \alpha \frac{d}{dx} \left( \frac{V^2}{2g} \right)$$

Nótese que la pendiente se define como el seno del ángulo de la pendiente y se supone que es positivo si desciende en la dirección del flujo y negativa si asciende. Por consiguiente en la figura 39<sup>45</sup>, la pendiente de energía es  $S_f = dH/dx$  y la pendiente del fondo del canal es

$S_0 = \text{sen}\theta = -dz/dx$ . Al sustituir estas pendientes en la ecuación anterior y resolviendo para  $dd/dx$ ,

$$\frac{dd}{dx} = \frac{S_0 - S_f}{\cos\theta + \alpha d \left( \frac{V^2}{2g} \right) / dd}$$

Esta es la ecuación diferencial general para el flujo gradualmente variado, conocida de aquí en adelante como la ecuación dinámica de flujo gradualmente variado, o simplemente como la ecuación de flujo gradualmente variado. Esta ecuación representa la pendiente de la superficie con respecto al fondo del canal.

La profundidad d se mide desde el fondo del canal, y el fondo del canal se toma como eje x. luego la pendiente de la superficie del agua es igual a la pendiente  $S_0$  del fondo del canal si  $dd/dx = 0$ , menor que  $S_0$  si  $dd/dx$  es positiva, y mayor que  $S_0$  si  $dd/dx$  es negativa. En otras palabras, la superficie del agua es paralela al fondo del canal cuando  $dd/dx=0$ , aumenta cuando  $dd/dx$  es positivo y disminuye cuando  $dd/dx$  es negativo.

La ecuacion diferencial tambien puede ser representada en muchas otras formas, hciendo diferentes sustituciones de sus términos, pero por el momento nos es mas útil de comprender de esta forma.

---

<sup>45</sup>Hidráulica de canales, Ven Te Chow, pág. 215.



### 3.1.2 CARACTERISTICA Y CLASIFICACION DE LOS PERFILES DE FLUJO.

La ecuación dinámica de flujo gradualmente variado, expresa la pendiente de la superficie longitudinal del flujo con respecto al fondo del canal. Por consiguiente puede utilizarse para escribir características de varios perfiles de flujo o perfiles de la superficie de agua de flujo. Para propósitos de simplicidad se considera el canal como prismático y se utiliza la siguiente ecuación para su respectivo análisis.

$$\frac{dy}{dx} = S_0 \frac{1 - (K_n/K)^2}{1 - (Z_c/Z)^2}$$

Los valores de K y Z en esta ecuación se incrementan o se disminuyen continuamente con la profundidad “y”. Esto es cierto para todas las secciones de canales abiertos con excepción de conductos con claves que cierran gradualmente. El perfil del flujo representa la curva de la superficie del flujo. Representara una curva de remanso si la profundidad de flujo se incrementa en la dirección del flujo.

Se puede ver que el perfil de flujo es una curva de remanso<sup>46</sup> si  $dy/dx$  es positiva y una curva de caída si  $dy/dx$  es negativa.

Para una curva de remanso,  $dy/dx$  es positivo. Luego La ecuación dinámica de flujo gradualmente variadoda dos casos posibles:

1.  $1 - (K_n/K)^2 > 0$  y  $1 - (Z_c/Z)^2 > 0$

2.  $1 - (K_n/K)^2 < 0$  y  $1 - (Z_c/Z)^2 < 0$

---

<sup>46</sup> Termino que se utiliza para indicar la curva longitudinal de la superficie del agua represada aguas arriba de una presa o a un río tributario debido a una corriente en la corriente principal.

Como los valores de “K” y “Z” se incrementan o disminuyen continuamente con la profundidad “y”, el primer caso indica que  $y > y_n$  y  $y > y_c$ . Como  $y > y_c$  entonces el flujo deberá ser subcrítico. Si  $y > y_n > y_c$ , el flujo subcrítico debe ocurrir en un *canal suave*, es decir en un canal con pendiente subcrítica.

El segundo caso indica que  $y < y_n$  y  $y < y_c$ . El flujo debe de ser supercrítico, esto ocurre en canal suave si  $y_n > y_c > y$  y ocurrirá en un canal empinado si  $y_c > y_n > y$ .

Para una curva de caída,  $dy/dx$  es negativo y la ecuación dinámica de flujo gradualmente variada nos da dos casos posibles:

1.  $1 - \left(\frac{K_n}{K}\right)^2 > 0$  y  $1 - \left(\frac{Z_c}{Z}\right)^2 < 0$
2.  $1 - \left(\frac{K_n}{K}\right)^2 < 0$  y  $1 - \left(\frac{Z_c}{Z}\right)^2 > 0$

- El primer caso indica que  $y_c > y > y_n$ , por consiguiente el flujo es supercrítico en un canal empinado.
- El segundo caso indica que  $y_n > y > y_c$ , dando como resultado un flujo supercrítico en un canal suave.

Cuando la superficie del agua es paralela al fondo del canal  $dy/dx = 0$ , lo cual indica un flujo uniforme. El flujo es uniforme crítico cuando  $y = y_n = y_c$ ; uniforme crítico si  $y = y_n > y_c$  y uniforme supercrítico si  $y_c > y_n = y$ .

Para aspectos de análisis, la pendiente del canal puede clasificarse como: *pendiente favorable* y *pendiente no favorable*.

- *Una pendiente favorable* es una pendiente del canal que cae en dirección del flujo, una pendiente favorable es siempre positiva, y esta puede ser crítica, suave (subcrítica) o inclinada (supercrítica).
- Una pendiente no favorable puede ser horizontal o adversa.
  - *Una pendiente horizontal* es una pendiente cero o  $S_0 = 0$ .
  - *Una pendiente adversa* es una pendiente negativa que aumenta en dirección del flujo.

Lo anterior se resume en la tabla 5, figura 40 y 41.

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 $S_0 = 0$	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 $0 < S_0 < S_c$	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 $S_0 = S_c > 0$	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 $S_0 > S_c > 0$	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 $S_0 < 0$	Ninguno			$y > (y_n)^* > y_c$			Ninguno	Ninguno
		A2		$(y_n)^* > y > y_c$			Caída	Subcrítico
			A3	$(y_n)^* > y_c > y$			Remanso	Supercrítico

Tabla 5. Tipos de perfiles de flujo en canales prismáticos.

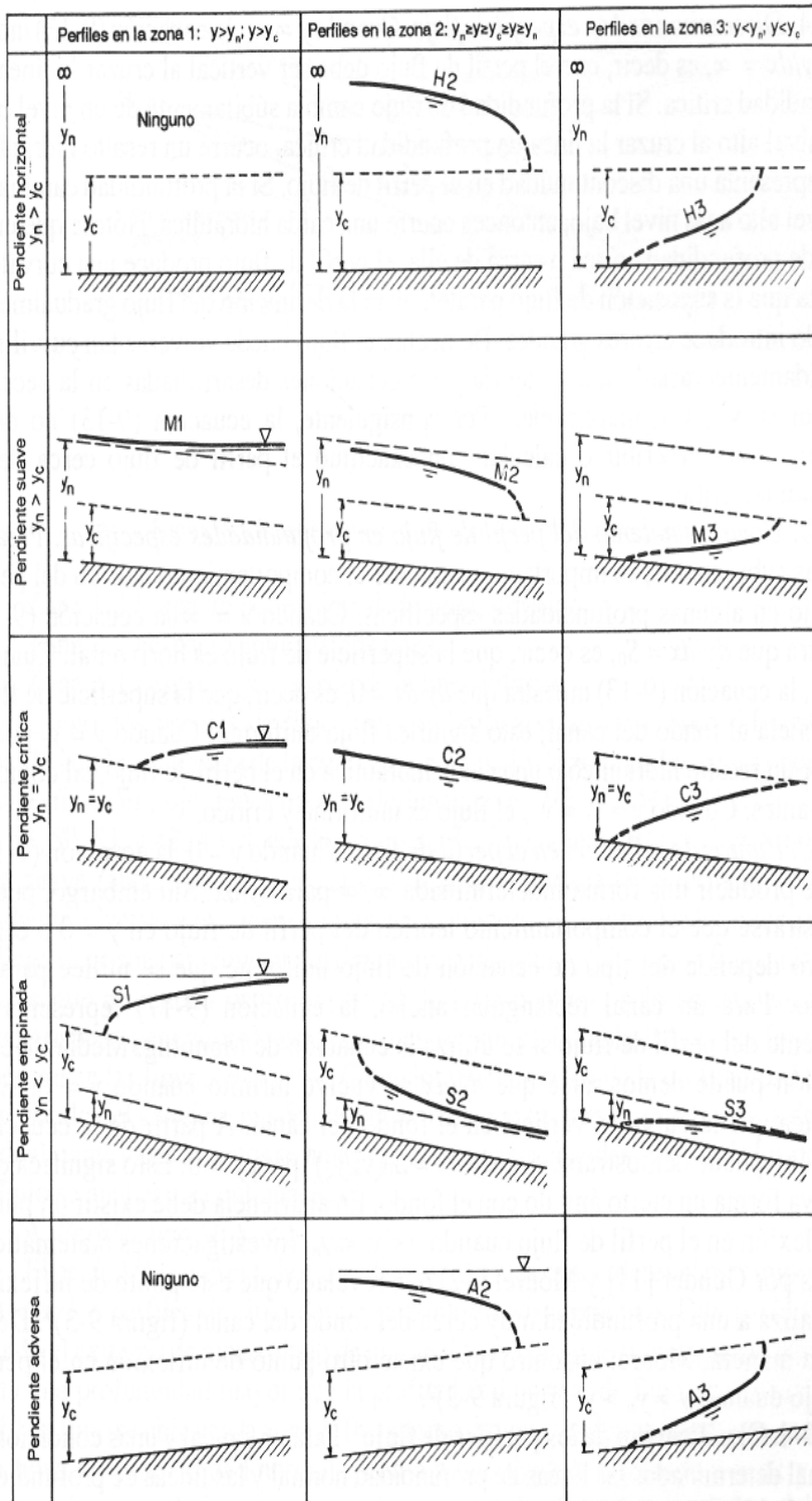


Figura. 40. Clasificación de los perfiles de flujo en flujo gradualmente variado<sup>47</sup>.

<sup>47</sup>Hidráulica de canales, Ven Te Chow, pág. 220.

Algunos aspectos más importantes de los perfiles de flujo teórico son los siguientes:

- A. *Discontinuidad en el perfil de flujo.* Si la profundidad de flujo cambia súbitamente de un nivel bajo a un nivel alto al cruzar la línea de profundidad crítica, ocurrirá un resalto hidráulico que presenta una discontinuidad en el perfil del flujo. Si la profundidad cambia de un nivel alto a un nivel bajo, ocurrirá una caída hidráulica, entonces cerca a la línea de profundidad crítica o en ella, el perfil de flujo produce una curvatura tan alta que no aplica la suposición de flujo paralelo para la definición de flujo gradualmente variado ya que arroja resultados con grandes errores que no son para nada aceptables. Tampoco sería bueno en estas condiciones aplicar la ecuación dinámica de flujo gradualmente variado.
- B. *Comportamiento del perfil de flujo en profundidades específicas.* Es importante conocer el comportamiento teórico del perfil en algunas profundidades específicas. Cuando la superficie de flujo es horizontal, es decir que la superficie de flujo es paralela al fondo del canal, es porque hay flujo uniforme. Pero cuando  $y = y_c$  puede ocurrir un resalto hidráulico o caída hidráulica en el perfil de flujo.
- C. *Puntos de inflexión en el perfil del flujo.* Cuando se forman líneas de curvaturas en los canales, estas curvaturas forman cierto ángulo con el fondo del canal, entonces se supone que debe de existir un punto de inflexión en el perfil de flujo cuando  $y < y_c < y_n$ . Según investigaciones matemáticas se reveló que este punto de inflexión se localiza a una profundidad muy cerca del fondo del canal. (ver figura 41<sup>48</sup>).

---

<sup>48</sup>Hidráulica de canales, Ven Te Chow, pág. 223.

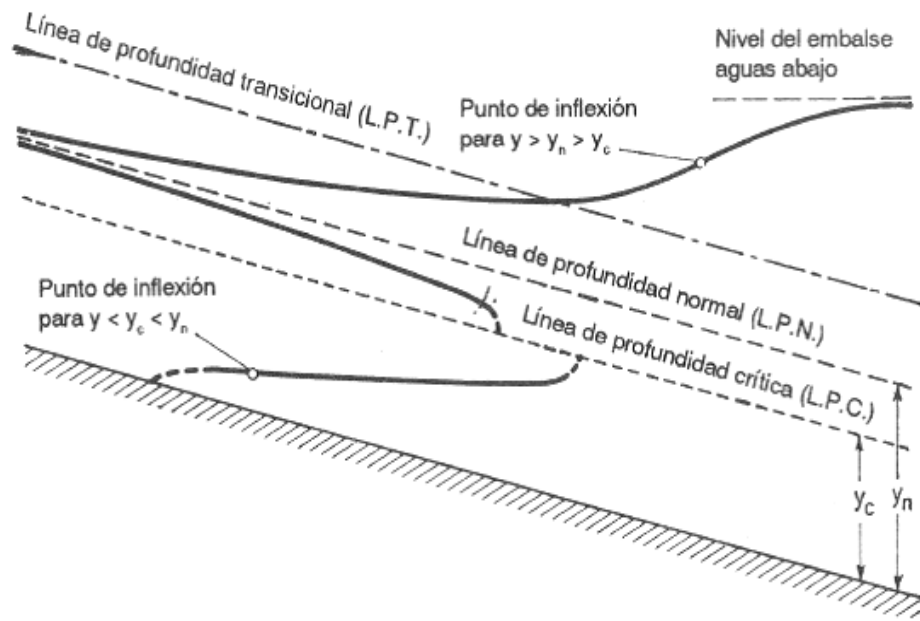


Figura. 41. Puntos teóricos de inflexión en perfiles de flujo.

### 3.1.3 CLASIFICACION DE LOS PERFILES DE FLUJO.

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:

- 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.

Los perfiles de flujo se pueden clasificar 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 a la pendiente: H para horizontal, M para suave(sub-critica), C para critica, S para empinada(Supercritica), y A para pendiente adversa;

el numero indica la zona. De los trece perfiles doce son para flujo gradualmente variado, y uno, C2, es para flujo uniforme.

A continuación se mencionan varios perfiles de flujo:

**Perfiles tipo M.**

$$S_0 < S_c \text{ y } y_n > y_c$$

- El perfil M1 representa la curva de remanso más conocida y es el más importante de todos los perfiles de flujo, en lo que se refiere a practicidad. Este perfil ocurre cuando el extremo de aguas abajo de un canal suave largo se sumerge en un embalse de mayor profundidad que la normal de flujo en el canal. Esto se puede ver en casos comunes como el perfil por detrás de una presa en un río natural (figura 42- a) y el perfil de un canal que une a dos embalses (figura 42 b).
- Un perfil M2 ocurre cuando el fondo del canal en el extremo de aguas abajo se sumerge en un embalse con una profundidad menor que la normal. Es decir que si la cantidad de sumergencia en el extremo de aguas abajo es menor que la profundidad crítica, el perfil terminara abruptamente, esto implica la formación de una caída hidráulica, y si la profundidad de sumergencia en el extremo de aguas abajo es mayor que la profundidad crítica, entonces se formara tanto perfil como agua haya por encima de la superficie del embalse. Son ejemplos el perfil en el lado aguas arriba de un ensanchamiento abrupto en la sección transversal de un canal (42-c y 42-d).
- El perfil M3 empieza desde el fondo del canal aguas arriba, con ángulo de pendiente vertical o con ángulo agudo, dependiendo del tipo de ecuación de flujo uniforme que se utilice, y termina con un resalto hidráulico en el extremo de aguas abajo. Generalmente ocurre cuando un flujo supercrítico entra en un canal suave. Esto también depende de la velocidad inicial del agua entrante, ya que a mayor velocidad, más distante aguas abajo empezara el perfil. Son ejemplos el perfil de una corriente por debajo de una compuerta deslizante (figura 42-e) y el perfil después de un cambio en la pendiente del fondo del canal más suave (figura 42-f).

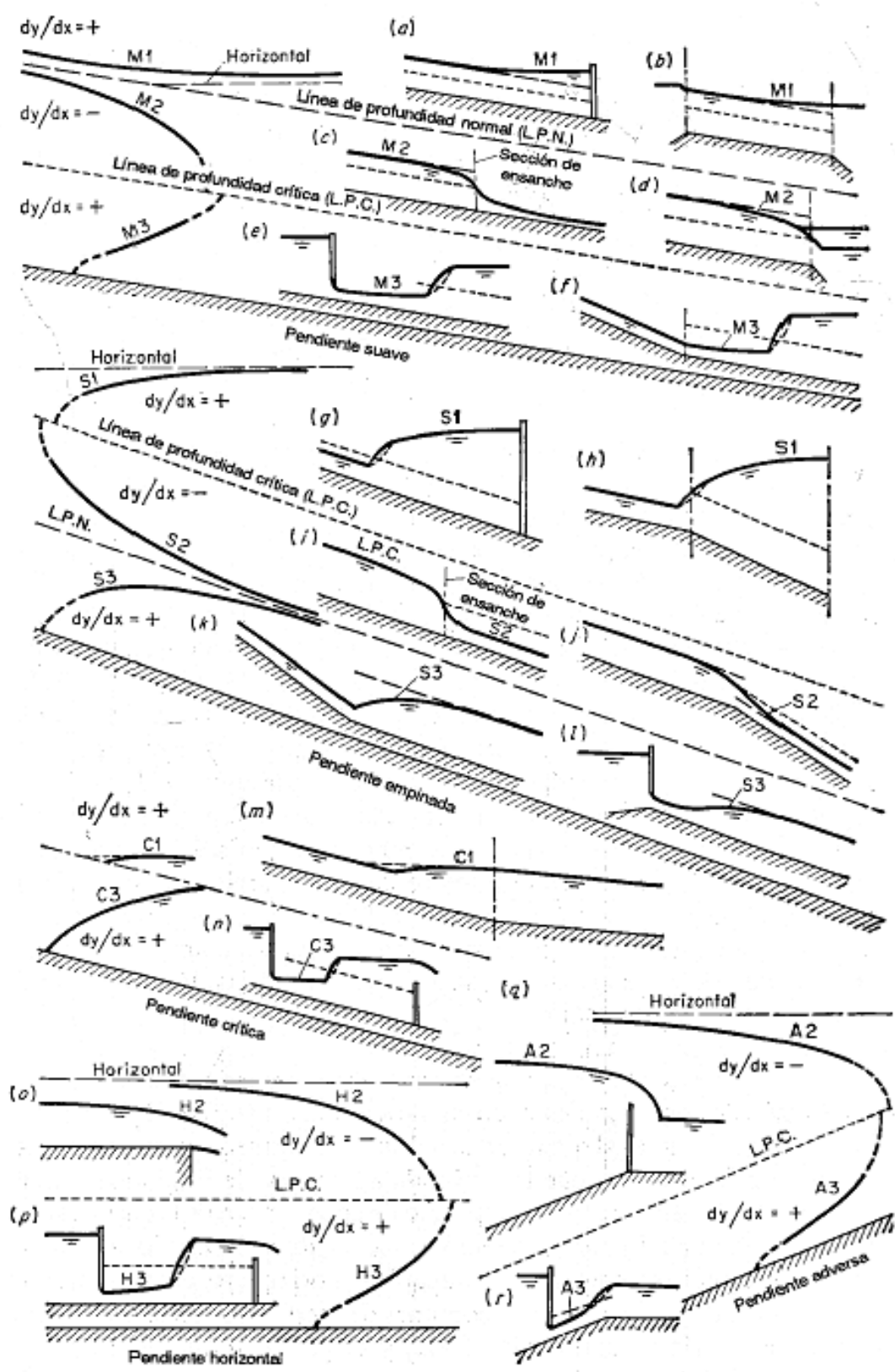


Figura. 42 Ejemplos de perfiles de flujo.



A. **Perfil tipo S.**  $S_0 > S_c$  y  $y_n < y_c$

- El perfil S1 empieza con un resalto en el extremo aguas arriba y se vuelve tangente a la horizontal en el extremo de aguas abajo. Son ejemplos los perfiles de flujo por detrás de una presa en un canal inclinado (figura 42-g) y un canal inclinado llegando a un embalse con alta elevación (figura 42-h).
- El perfil S2 es una curva de caída. A menudo es muy corto y semeja una transición entre una caída hidráulica y un flujo uniforme, esto debido a que empieza aguas arriba con una pendiente vertical en la profundidad crítica y es tangente a la línea de profundidad normal en el extremo de aguas abajo; ejemplos son los perfiles formados en el lado aguas debajo de un ensanchamiento de un canal (figura 42-i) y en el lado empinado de un canal que cambia su pendiente de empinada a mas empinada (figura 42-j).
- El perfil S3 es también de tipo transicional, y está conformado entre un flujo supercrítico entrante y la línea de profundidad normal a la cual el perfil es tangente. Son ejemplos de perfiles que cambian de pendientes empinadas a menos empinadas (figura 42-k) y debajo de una compuerta con profundidad de flujo entrante menor que la profundidad normal en un canal de pendiente empinada (figura 42-l).

B. **Perfiles tipo C.**  $S_o = S_c$  y  $y_n = y_c$

Estos perfiles representan las condiciones de transición entre los perfiles M y S. suponiendo un canal rectangular ancho, los perfiles C1 y C3 son curvos y el perfil C1 es asintótico a una línea horizontal. Cuando se utiliza la ecuación de Chezy, se muestra que los dos perfiles son también líneas horizontales.

C. **Perfiles tipo H.**  $S_o = 0$  y  $y_n = \infty$

Estos son los casos limitantes de perfiles M cuando el fondo del canal se vuelve horizontal. Los perfiles H2 y H3 corresponden a los perfiles M2 y M3, pero un perfil H1 no se puede establecerse en realidad, ya que  $y_n$  es infinito, para el caso. Ejemplos son los perfiles mostrados en la figura 42-o y 42-p.

D. **Perfiles tipo A.**  $S_o < 0$

- El perfil A1 es imposible debido a que el valor de  $y_n$  no es real. Los perfiles A2 y A 3 son similares a los perfiles H2 y H3, respectivamente y se muestran en la figura 42-q y 42-r.

## 4 MEDICION DE FLUJOS EN CANALES.

### 4.1 FLUJO SOBRE VERTEDEROS.

#### 4.1.1 OBJETIVO DE LOS VERTEDEROS.

Empecemos primero por definir el término vertedero de manera sencilla; es una abertura que se realiza en la pared que puede ser de un depósito o una retención (barrera) colocada en un canal o río, sus objetivos son dos; el primero medir caudal y el segundo permitir el reboce de un líquido contenido en un depósito o la circulación de un líquido que se desplaza en un canal o río.

Estos se utilizan para medir caudales relativamente pequeños o se instalan para permitir el reboce de un líquido cuando este alcanza cierto nivel, en este caso se denomina aliviador.

Los vertederos se pueden clasificar de varias maneras.

- Por el tipo de cresta: Esta puede ser de pared delgada o pared gruesa.

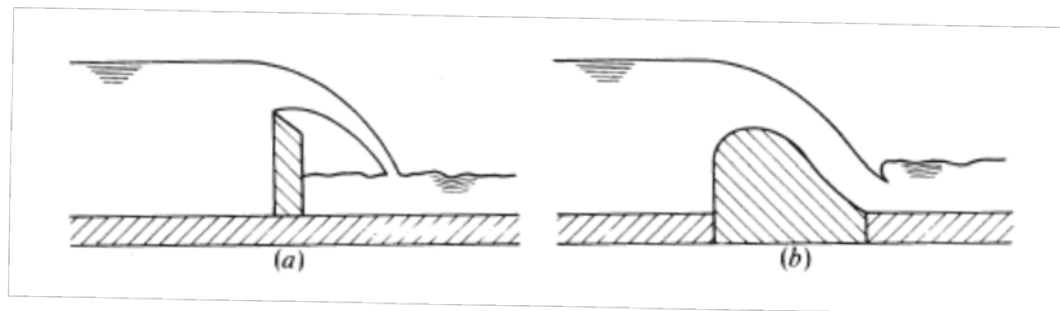


Figura. 43. Vertederos de pared delgada(a) y vertedero de pared gruesa (b).

- Niveles de aguas abajo: Vertedero libre o vertedero sumergido.

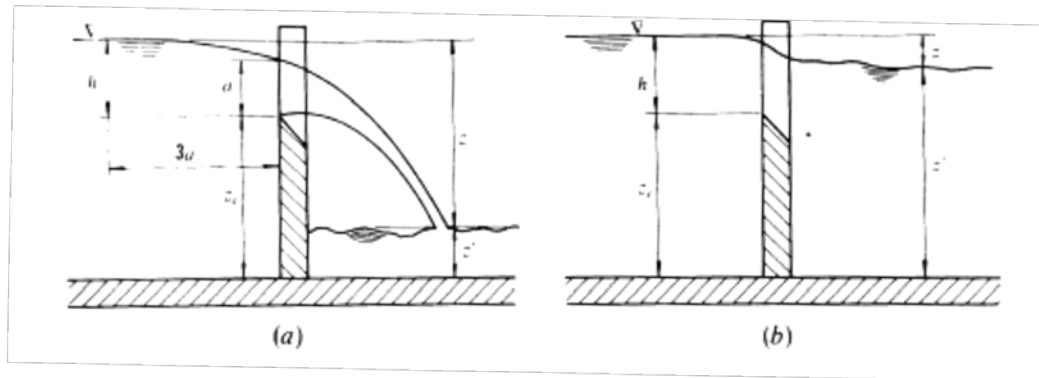


Figura. 44. Vertedero libre(a) y vertedero sumergido (b).

- Por su forma: Rectangulares, triangulares, trapeziales, circulares, parabólicos

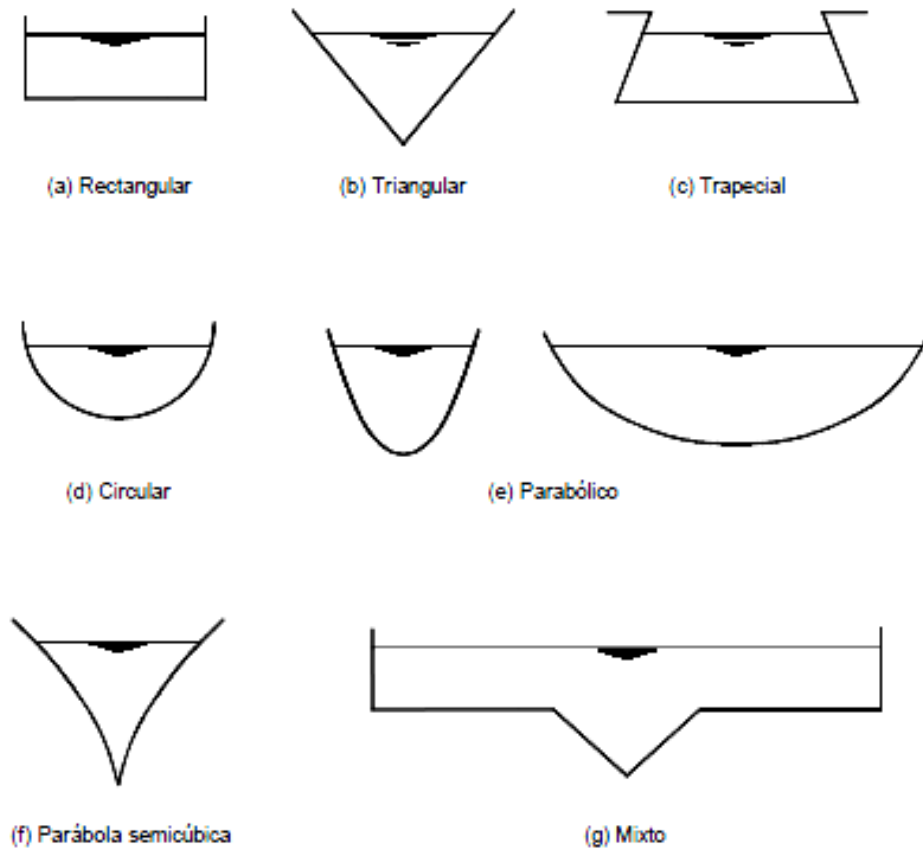
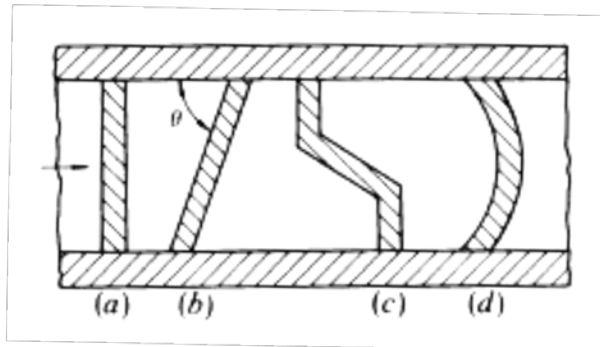


Figura. 45. Diferentes tipos de vertederos según su forma geométrica.

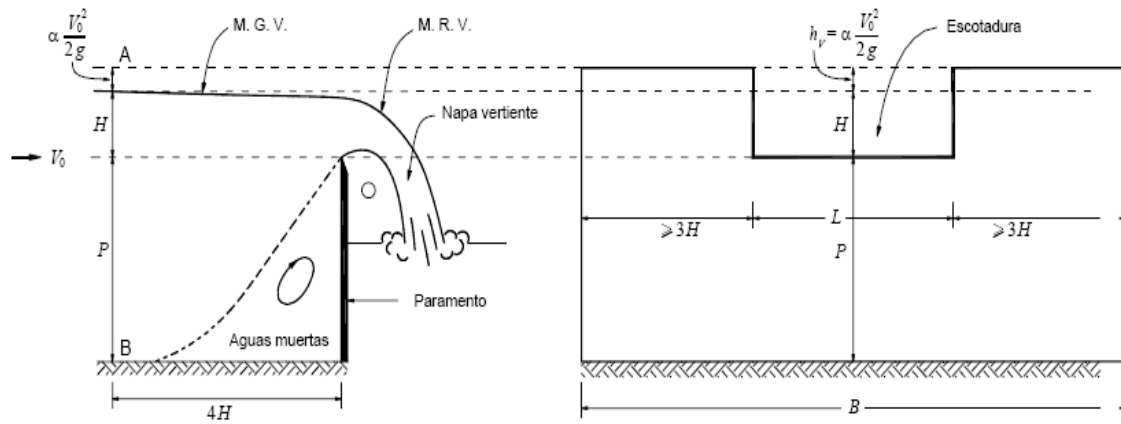
- **Inclinación con respecto a la corriente:** En algunas ocasiones estos se instalan formando un ángulo con respecto a la corriente y también se puede dar el caso de no haber sido instalado verticalmente y se pudo instalar de manera inclinada ya sea aguas abajo o aguas arriba.



**Figura. 46 Vertederos con inclinación con respecto a la corriente. (a) vertedero normal. (b) inclinado, (c) quebrado, (d) curvilíneo.**

En todo vertedero se desarrolla un choro de características regulares, dicho fenómeno también se conoce como napa vertiente, esto origina un movimiento rápidamente variable a sus alrededores o dicho de otra manera se forma un remanso de presión, esto sucede por el cambio de energía potencial a energía cinética.

También es preciso mencionar que existe el parámetro del vertedero (umbral) que no es más que la distancia que existe entre el fondo y la cresta del vertedero y otros elementos básicos y fundamentales de los vertederos que los caracterizan completamente y se detallan en la figura 47<sup>49</sup>.



incipios básicos de análisis de vertederos.

De la figura anterior se tiene lo siguiente:

**P:** Es el umbral

**$\alpha$ :** Es coeficiente de Coriolis

**H:** Carga

**L:** Longitud del vertedero

**B:** ancho del canal de aproximación

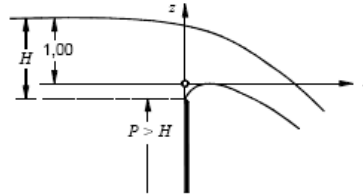
**$V_0$ :** Velocidad de aproximación

**g:** constante de la gravedad

Normalmente se cumple en los vertederos que las coordenadas típicas de un chorro libre son  $P > H$ , para el caso de que el vertedero se vaya a utilizar para mediciones es necesario asegurarse, que exista un tubo de ventilación que conecte directamente, con la atmosfera y la parte inferior del choro.

Se presenta en la tabla 6 las de coordenadas típicas de chorro libre que se utiliza para realizar mediciones<sup>50</sup>.

<sup>50</sup>Hidráulica de tuberías y canales de Arturo Rocha, pág. 458



x	z		x	z	
	PARTE INFERIOR	PARTE SUPERIOR		PARTE INFERIOR	PARTE SUPERIOR
-3,00	-	1,0	0,75	-0,125	0,540
-2,00	-	0,985	0,80	-0,155	0,510
-1,00	-	0,950	0,90	-0,210	0,450
0	-0,125	0,830	1,00	-0,270	0,380
0,10	-0,035	0,805	1,20	-0,41	0,22
0,20	-0,005	0,775	1,40	-0,59	0,03
0,30	0	0,745	1,54	-0,74	-0,125
0,40	-0,010	0,705	1,60	-0,80	-0,19
0,50	-0,030	0,665	1,80	-1,05	-0,43
0,60	-0,060	0,620	2,00	-1,31	-0,70
0,70	-0,105	0,570	2,50	-2,10	-1,50
0,75	-0,125	0,540	3,00	-3,11	-2,50

**Tabla 6. Coordenadas características de chorro libre (napa  $P > H$ ).**

Cuando el chorro es libre las condiciones de descarga (la napa) se mantienen constantes y el vertedero es así confiable para medir caudales, por lo tanto es la condición deseable en un vertedero.

La figura a continuación muestra algunos casos de la importancia del aire dentro de la napa:



**F** La presión en el espacio comprendido entre el paramento del vertedero y la napa vertiente es menor que la atmosférica y dicho espacio se encuentra lleno de aire.

**a** La napa vertiente (el chorro) no es estable: es oscilante.



El espacio comprendido debajo de la napa está lleno de agua y aire. El aire se ha ido arrastrando. El chorro es inestable.



Desaparece el aire en el espacio ubicado debajo de la napa y éste queda lleno de agua. La lámina queda adherida al paramento del vertedero.

#### 48. Diferentes casos de napa deprimida.

#### 4.1.2 VERTEDEROS SEGÚN SU GEOMETRIA.

Los vertederos de pared delgada son los más utilizados para la medición de caudales, ya que se pueden construir diversas formas.

Para considerar un vertedero como de pared delgada<sup>51</sup> se debe cumplir que el espesor de la pared no debe ser mayor de  $2H/3$  esto se puede observar en Figura 49 y 50.

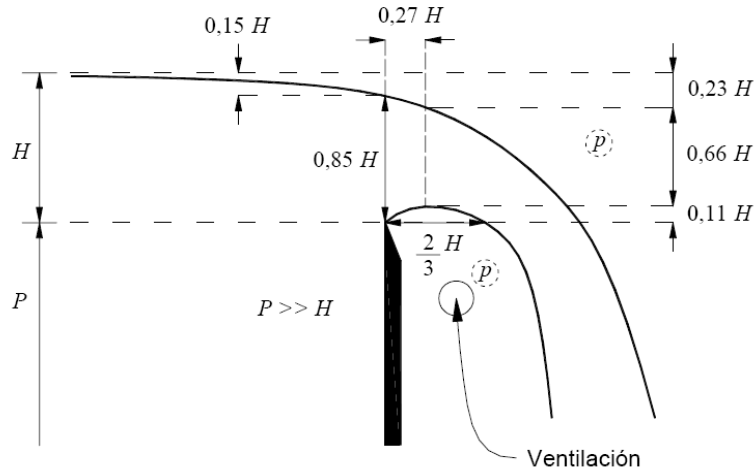


Figura. 49. Vertedero de pared delgada.<sup>52</sup>

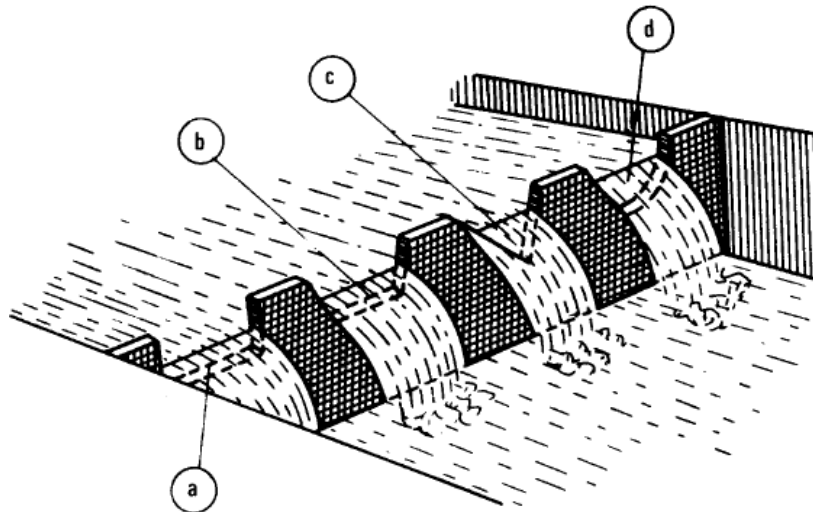


Figura. 50. Perfiles de rebose de vertederos<sup>53</sup>.

<sup>51</sup> Hidráulica de tuberías y canales de Arturo Rocha, pág. 458

<sup>52</sup> Hidráulica de tuberías y canales de Arturo Rocha, pág. 460



De la figura anterior se pueden notar las siguientes formas de vertederos

- a:** Vertedero rectangular
- b:** Vertedero trapecial
- c:** Vertedero triangular
- d:** Vertedero circular

El perfil del vertedero de rebose se determina según la superficie de forma inferior de la napa<sup>54</sup>. La forma de de la superficie superior de la napa se puede interpretar con el principio de tiro parabólico, en concordancia con esto se puede decir que la componente horizontal de velocidad permanece constante y la única fuerza que actúa sobre la napa es la gravedad.

Un parámetro de vertederos que no se puede pasar desapercibido es la velocidad de aproximación, esta no es más que la velocidad media del fluido cuando esta pasa por la arista del vertedero; esta se denota  $V_o$ .

La expresión que caracteriza este parámetro es.

$$V_o = \frac{Q}{A} = \frac{Q}{B(P + H)}$$

Donde B: ancho del canal, pero si  $P > H$  entonces  $V_o = 0$  o se puede considerar despreciable.

Es claro si se ha dado una expresión para velocidad existe entonces, energía cinética la cual se expresa como

$$h_v = \alpha \frac{V_o^2}{2g}$$

---

<sup>53</sup> Mecánica de fluidos y Maquinas Hidráulicas segunda edición de Claudio Mataix, pág.294

<sup>54</sup> Hidráulica de Canales Abiertos de Ven Te Chow, pág. 355



Donde  $V$ : Es la velocidad y se expresa de la siguiente manera.

$$V = \sqrt{2g\left(Y + \alpha \frac{V_o^2}{2g}\right)}$$

Al resolver para el caudal se obtiene la expresión siguiente.

$$Q = \frac{2}{3} \sqrt{2g} \left( \left( H + \alpha \frac{V_o^2}{2g} \right)^{\frac{3}{2}} - \left( \alpha \frac{V_o^2}{2g} \right)^{\frac{3}{2}} \right) L$$

Recuérdese que esta es una solución matemática donde no se consideraron condiciones físicas como la fricción y la contracción de la napa por tanto es preciso incorporar un término donde se refleje de alguna medida este efecto, es por eso que se considera un término adicional para establecer un caudal real.

$$Q = \frac{2}{3} \sqrt{2g} \left( \left( H + \alpha \frac{V_o^2}{2g} \right)^{\frac{3}{2}} - \left( \alpha \frac{V_o^2}{2g} \right)^{\frac{3}{2}} \right) LC$$

Donde este valor de  $C$  se le conoce como coeficiente de descarga y se determina experimentalmente.

Este coeficiente depende de diversos factores tales como carga  $H$ , naturaleza de los bordes, propiedades del fluido.

También se debe tomar en cuenta referencias que ayuden a resolver esta ecuación de forma sencilla pues como ya se pudo apreciar la solución de esta ecuación requiere de un proceso de iteraciones ya que el valor de  $C$  se puede

determinar de muchas maneras, pero se considera que la sección transversal del canal es decir B mayor que 8HL entonces se puede decir que  $V_o = 0$

En estas condiciones la ecuación para el caudal real se vuelve una expresión sencilla.

$$Q = \frac{2}{3} \sqrt{2g} (LC(H)^{\frac{3}{2}})$$

**a) Formula de Francis**

James B Francis hizo investigaciones entre los años 1848 y 1852 en vertederos rectangulares sus investigaciones se desarrollaron con los siguientes parámetros longitud del vertedero 10 Ft (3.5 m).

Carga H estuvo en un rango de (0.18m - 0.50 m), altura de lumbral de (0.60m – 1.50m) y una relación de:

$L/H = 3$  esta fórmula considera la posibilidad de contracción y la velocidad de aproximación ( $V_o$ ).

$$Q = \frac{2}{3} \sqrt{2g} 0.622 \left( L - \frac{nH}{10} \right) \left( \left( H + \alpha \frac{V_o^2}{2g} \right)^{\frac{3}{2}} - \left( \alpha \frac{V_o^2}{2g} \right)^{\frac{3}{2}} \right)$$

Expresando para el sistema internacional y considerando los efectos de la contracción la ecuación para el caudal real es:

$$Q = 1.84 \left( L - \frac{nH}{10} \right) \left( \left( H + \alpha \frac{V_o^2}{2g} \right)^{\frac{3}{2}} - \left( \alpha \frac{V_o^2}{2g} \right)^{\frac{3}{2}} \right)$$

Donde Q: m<sup>3</sup>/s

L, H: m

V<sub>o</sub>: m/s

n: numero de contracción (0, 1, 2)

Es de tener cuidado con la relación siguiente,  $L \leq 0.2H$  diera como resultado un caudal cero o negativo.

Al considerar que la velocidad de aproximación es muy pequeña y no hay contracción lateral la expresión se reduce.

$$\frac{2}{3}\sqrt{2g} 0.622 = 1.84$$

$$Q = 1.84LH^{\frac{3}{2}}$$

**b) Formula de Bazin ampliada por Hegly**

Esta formulas son aplicables si se cumplen con las condiciones siguientes.

Carga comprendida entre 0.1m y 0.6m y longitud encuentra entre 0.5m y 2.0m además altura de lumbral este comprendida entre 0.2m y 2.0m

$$Q = \frac{2}{3}\sqrt{2g}LC \left(H^{\frac{3}{2}}\right)$$

Para un vertedero con contracción lateral el valor de C se expresa

$$C = \left( 0.60075 - 0.045 \frac{B-L}{B} + \frac{0.00405}{H} \right) \left( 1 + 0.55(L/B)^2 \left( \frac{H}{H+P} \right)^2 \right)$$

Si el vertedero fuera sin contracción entonces  $B = L$

$$C = \left( 0.60075 + \frac{0.00405}{H} \right) \left( 1 + 0.55 \left( \frac{H}{H+P} \right)^2 \right)$$

**c) Formulas de la Sociedad Suiza de Ingenieros y Arquitectos**

La formula fundamental es la misma los cambios son el valor de C para cada investigador. En este caso el valor de C se expresa, para un vertedero con contracción.

$$C = \left( 0.578 + 0.037 \left( \frac{L}{B} \right)^2 + \frac{3.615 - 3 \left( \frac{L}{B} \right)^2}{1000H + 1.6} \right) \left( 1 + 0.5 \left( \frac{L}{B} \right) \left( \frac{H}{H+P} \right)^2 \right)$$

Los límites de descarga para un vertedero con contracción son los que se plantean.

$$\frac{0.025}{L/B} < H \leq 0.80 \text{ m}$$

$$P = L \geq 0.30Bm$$

$$\frac{H}{P} \leq 1$$

Sin contracción

$$C = 0.615 \left( 1 + \frac{1}{1000H + 1.6} \right) \left( 1 + 0.5 \left( \frac{H}{H+P} \right)^2 \right)$$

Los límites de descarga para un vertedero sin contracción son los que se plantean.

$$0.025m < H \leq 0.80 \text{ m}$$

$$P \geq 0.30 \text{ m}$$

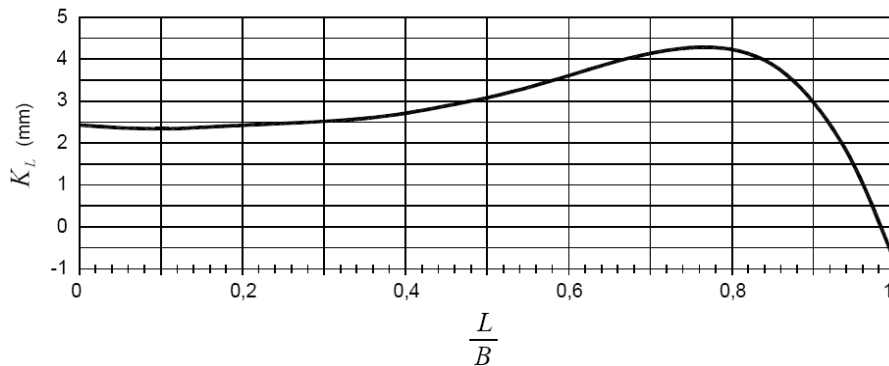
$$\frac{H}{P} \leq 1$$

**d) Formula de Kindsvater – Carter**

Esta fórmula se aplica a los vertederos ya que es muy confiable, no importa que se considere contracción o no.

$$Q = C_e \frac{2}{3} \sqrt{2g} (L + K_L)(H + K_H)^{\frac{3}{2}}$$

Esta fórmula utilizalka longitud efectiva que es el valor de  $L + K_L$  este valor se encuentra a partir de la grafica<sup>56</sup> en la figura 52, en tanto el valor de  $K_H = 0.001m$  y  $C_e$  es el coeficiente de descarga.



**Figura. 52. Grafica para determinar el valor de  $K_L$ .**

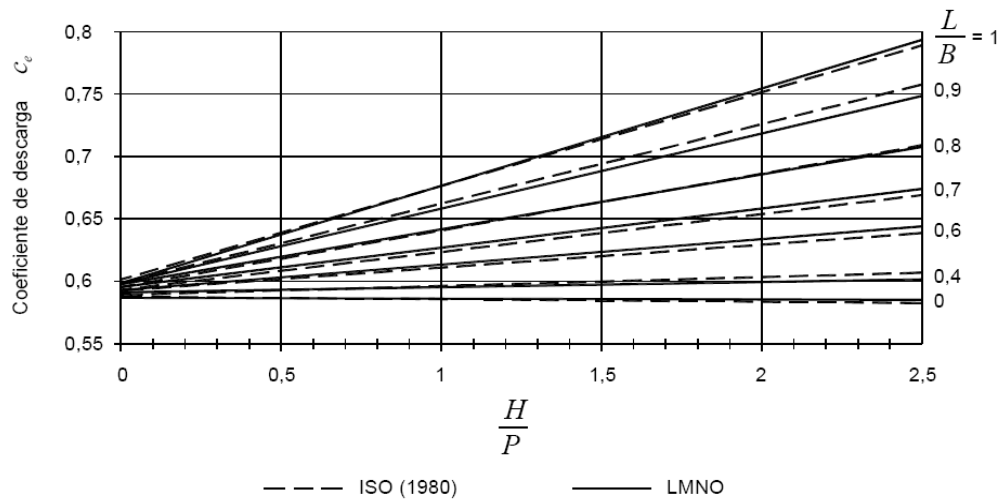
Condiciones:

- La carga H debe medirse a una distancia 4 o 5 la carga máxima
- Vertedero únicamente de pared delgada, cuyo espesor debe ser de 1mm a 2mm
- El nivel de la superficie libre aguas abajo debe estar por lo menos 6 cm por debajo de la cresta del vertedero
- La carga debe ser superior a 3cm. El lumbral debe ser por lo menos de 10cm
- La longitud del vertedero y el ancho del canal deben ser superiores a 15cm

<sup>56</sup> Hidráulica de tuberías y canales de Arturo Rocha, pág. 473

- $\frac{H}{P} = 2.5$
- Si  $B = L$  no existe contracción; pero si se debe cumplir  $B - L \geq 0.2m$

El coeficiente de descarga se determina a partir de la grafica de la figura 53<sup>57</sup>.



**Figura. 53. Grafica para determinar el coeficiente de descarga.**

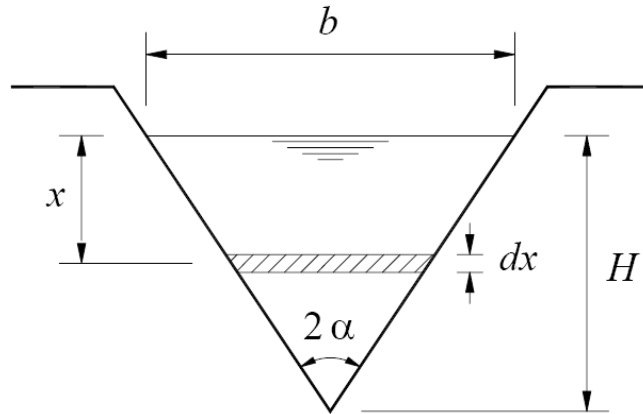
#### 4.1.2.2 VERTEDERO TRIANGULAR.

Ya que se trata de un vertedero triangular es preciso establecer un elemento diferencial imaginario que cambia de dimensiones a medida se desplaza por la altura del vertedero, esto se muestra en la figura.

Las condiciones para establecer esta expresión matemática son las siguientes, el triángulo es simétrico y no se considera el efecto de contracción ni las pérdidas por fricción.

<sup>57</sup> Hidráulica de tuberías y canales de Arturo Rocha, pág. 474





**Figura. 54. Análisis del vertedero triangular.**

Longitud de la franja  $b \frac{(H-x)}{H}$

Área de franja es entonces  $b \frac{(H-x)}{H} dx$

Para establecer la expresión matemática de caudal para un vertedero triangular es necesario integrar la relación de área del triángulo diferencial, cuyos parámetros son  $V = 0$  y la variación de la altura es desde 0 hasta H, también es necesario establecer una relación para el ancho.  $b=2H \tan\alpha$

La expresión teórica para el caudal se plantea de la manera siguiente.

$$Q = \frac{8}{15} \tan\alpha \sqrt{2g} H^{\frac{5}{2}}$$

La expresión para el caudal real se plantea de la manera siguiente.

$$Q = c \frac{8}{15} \tan\alpha \sqrt{2g} H^{\frac{5}{2}}$$

En el caso que los ángulos con respecto a la vertical no proporcionen simetría se puede considerar el promedio de ambos ángulos para facilitar el cálculo se muestra en la tabla 7 y tabla 8.

Angulo 2 $\alpha$	15°	30°	45°	60°	90°	120°
H>	0.25	0.21	0.19	0.17	0.14	0.12
m	0.34	0.33	0.33	0.32	0.32	0.32
c	0.64	0.62	0.61	0.6	0.59	0.6
K	0.2	0.39	0.6	0.82	1.39	2.47

**Tabla 7. Coeficientes de descarga, típicos para distintos valores de  $\alpha$ <sup>58</sup>.**

15°	$Q = 0.2H^{\frac{5}{2}}$	$H \geq 0.25 \text{ m}$
30°	$Q = 0.392H^{\frac{5}{2}}$	$H \geq 0.205 \text{ m}$
45°	$Q = 0.596H^{\frac{5}{2}}$	$H \geq 0.185 \text{ m}$
60°	$Q = 0.818H^{\frac{5}{2}}$	$H \geq 0.17 \text{ m}$
90°	$Q = 1.386H^{\frac{5}{2}}$	$H \geq 0.14 \text{ m}$
120°	$Q = 2.471H^{\frac{5}{2}}$	$H \geq 0.12 \text{ m}$

**Tabla 8. Formula simplificada de vertederos para distintos valores de ángulos<sup>59</sup>.**

Para el caso particular de  $2\alpha = 90^\circ$  y para  $H \leq 30 \text{ cm}$

$$Q = 1.4H^{\frac{5}{2}}$$

<sup>58</sup> Hidráulica de tuberías y canales de Arturo Rocha, pág. 481

<sup>59</sup> Hidráulica de tuberías y canales de Arturo Rocha, pág. 482

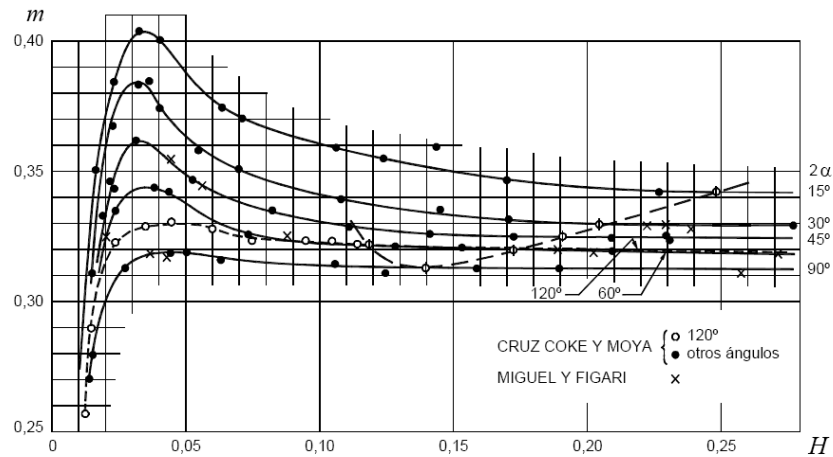
Esta es conocida como fórmula de Thompson donde  $H$  está en  $m$  y  $Q$  está en  $m^3/s$ .

Ya que la descarga depende de la potencia  $\frac{5}{2}$  de la carga da una mayor precisión para caudales pequeños, además es muy pequeña la influencia de la altura del lumbral y la velocidad de llegada

Esta fórmula también la estudio M.A Barnes y planteo esta otra expresión.

$$Q = 1.37H^{2.48}$$

La manera menos complicada de establecer el valor del coeficiente de descarga es a través de una grafica de la figura 55<sup>60</sup>.

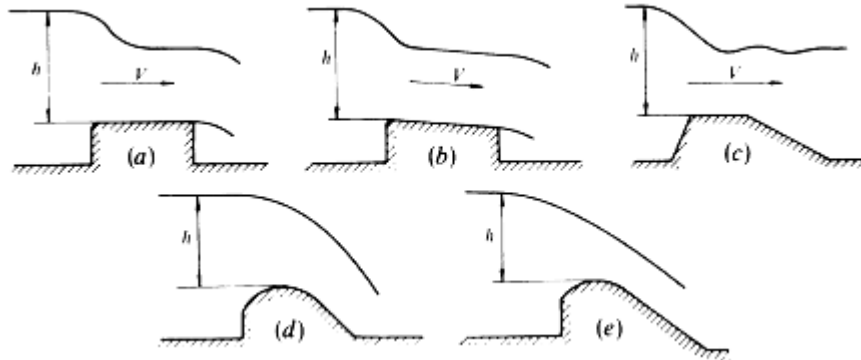


**Figura. 55. Grafica para determinar el valor del coeficiente de descarga para un vertedero triangular.**

<sup>60</sup> Tomada del libro Hidráulica de tuberías y canales de Arturo Rocha, pág. 481

#### 4.1.2.3 VERTEDERO DE PARED GRUESA.

Para que un vertedero se considere de cresta ancha es necesario que cumpla con la relación,  $b \geq \frac{2}{3}H$  esto nos indica que el flujo se adhiere a un plano de descarga, que es lo que caracteriza a los vertederos de pared gruesa. A continuación se muestran algunas formas regulares(Figura 56)



**Figura. 56. Distintos tipos de vertederos de pared gruesa regularmente utilizados como estructuras de control.**

En cuanto que la longitud máxima es de  $15H$ , si se considera que la energía específica aguas arriba es igual a la energía sobre la cresta y tampoco exista fricción ni pérdidas de carga y el coeficiente de Coriolis es igual a 1.

Se puede considerar que el flujo aguas arriba del vertedero es sub crítico ( $F < 1$ ), al final de la corriente se considera un flujo súper crítico ( $F > 1$ ).

Por tanto después de desarrollar la correspondiente matemática, se obtiene la siguiente expresión para el flujo teórico.

$$Q = By_c V = L \left( \frac{2}{3} \right) \left( H + \frac{V_o^2}{2g} \right) \left( \sqrt{2G \left( H + \frac{V_o^2}{2g} - y_c \right)} \right)$$

Para unidades métricas el caudal real se expresa de forma sencilla

$$Q = 1.7CLH^{\frac{3}{2}}$$

A continuación se plantea una lista para diferentes valores de coeficiente de descarga que se muestran en la tabla 9 y esquema de un vertedero de pared gruesa figura 57.

### COEFICIENTES EN VERTEDEROS DE CRESTA ANCHA

EXPERIMENTADOR	$L$	$P$	CARGA	$1,7c$
<b>BORDE DE AGUAS ARRIBA REDONDEADO</b>				
Bazin	2	0,75	0,09 a 0,50	1,42 a 1,61
U.S. Deep Waterways Board	2	1,40	0,25 a 1,50	1,55
Woodburn	3	0,53	0,15 a 0,45	1,53 a 1,57
<b>BORDE DE AGUAS ARRIBA AGUDO</b>				
Bazin	2	0,75	0,06 a 0,45	1,33 a 1,45
U.S. Deep Waterways Board	2	1,40	0,27 a 1,50	1,31 a 1,38
Woodburn	3	0,53	0,15 a 0,45	1,44 a 1,45

(Todas las dimensiones en metros)

Tabla 9. Coeficientes en vertederos de cresta ancha<sup>61</sup>.

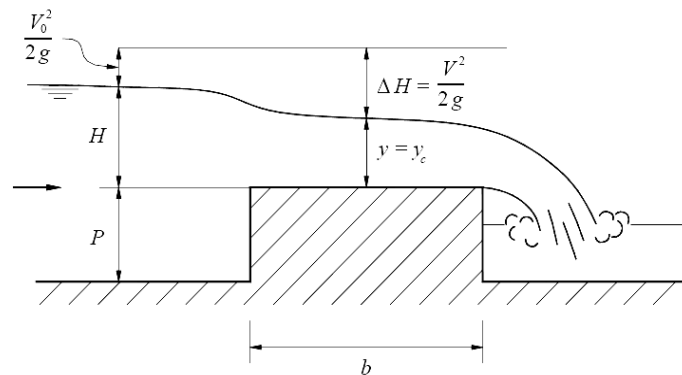


Figura. 57. Perfil característico de un vertedero de pared gruesa<sup>62</sup>.

<sup>61</sup> Tomada del libro Hidráulica de tuberías y canales de Arturo Rocha, pág. 490

<sup>62</sup> Tomada del libro Hidráulica de tuberías y canales de Arturo Rocha, pág. 488

### 4.1.3 VACIAMIENTO DE UN DEPÓSITO POR UN VERTEDERO.

El vaciamiento de un depósito se puede producir por medio de un vertedero de cualquier forma y característica. La condición de vaciamiento implica que el nivel de la superficie libre sea descendente. Se trata entonces de la descarga de un vertedero con carga variable el cual va disminuyendo paulatinamente. Este tipo de vertedero puede presentarse como aliviadero de presas.

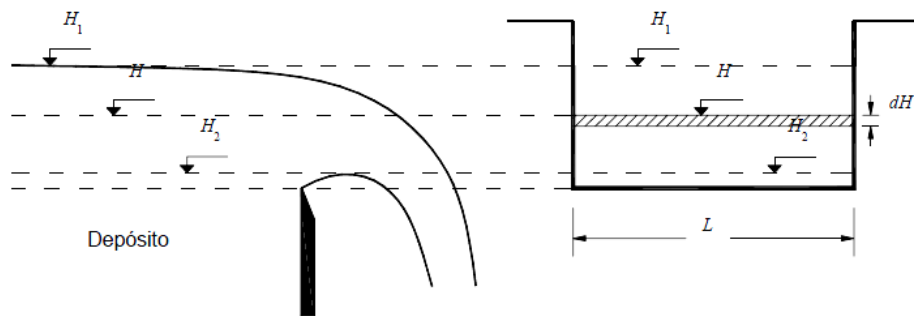


Figura. 58. Vaciado de un depósito por medio de un vertedero<sup>63</sup>.

En la figura 58 se aprecia un vertedero rectangular de longitud “L” que realiza el vaciamiento de un tanque, entre los niveles  $H_1$  (nivel inicial) y  $H_2$  (nivel final).  $H$  es una carga variable comprendida entre  $H_1$  y  $H_2$ .

Considerando que durante un intervalo de tiempo infinitamente pequeño  $dt$ , la carga  $H$  se puede asumir, para efectos de aplicación de una de las formulas de vertederos, como si fuese constante. El volumen descargado por el vertedero durante el tiempo  $dt$  debe ser:

$$dV = \frac{2}{3} c \sqrt{2g} L H^{\frac{3}{2}} dt$$

<sup>63</sup> Figura tomada del libro hidráulica de tuberías y canales, Arturo Rocha, pág. 493.

El volumen de descarga debe ser igual al producto del área de la sección transversal “A” del depósito por dH, que es la variación de niveles, luego:

$$\frac{2}{3}c\sqrt{2gL}H^{\frac{3}{2}}dt = AdH$$

Se está suponiendo que el área transversal A del estanque es constante. Sin embargo, en muchos casos no lo es. El área “A” puede ser una función de la carga. Una posibilidad es que esta función pueda expresarse matemáticamente de un modo simple.

Por lo tanto, el tiempo requerido para que el nivel de la superficie libre baje de  $H_2$  a  $H_1$  es:

$$t = \frac{2A}{\frac{2}{3}c\sqrt{2gL}} \left[ \frac{1}{\sqrt{H_2}} - \frac{1}{\sqrt{H_1}} \right]$$

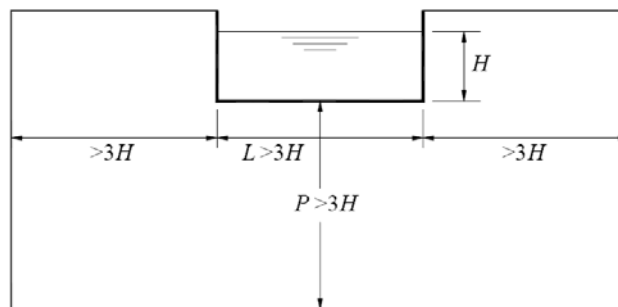
Obsérvese que si  $H_2$  tiende a cero, el tiempo requerido tendera a infinito, lo que no concuerda con la realidad. Esto se debe a que tanto la carga H como el área de descarga estarían aproximándose a cero simultáneamente. En todo caso hay que recordar que las formulas para el cálculo de la descarga de un vertedero solo son aplicables a partir de una cierta carga mínima.

Cuando por una razón u otra no es posible integrar se debe recurrir a una sumatoria aplicando las formulas conocidas en intervalos muy pequeños. Este método se emplea también cuando el depósito tiene además el aporte de un caudal “Q” que a su vez puede ser función del tiempo. La magnitud de los intervalos dependerá de la precisión buscada y de las características de la información disponible.

#### 4.1.4 ALGUNAS CONDICIONES PARA INSTALACION Y OPERACIÓN DE VERTEDEROS.

Todo vertedero que se requiera para la medición de caudal es necesario que cumpla con las consideraciones siguientes. (Figura 59)

1. Los vertederos triangulares son muy apropiados, para la medición de caudales pequeños ya que el caudal depende de la carga elevada a una potencia fraccionaria (5/2); en cuanto que los vertederos rectangulares sin contracción en los laterales son más apropiados para la medición de caudales más abundantes.
2. La correcta selección de la fórmula del vertedero es muy importante, ya que cada formula tiene un rango de aplicación y mientras se respeten estos, los resultados son confiables.
3. Para lograr que la velocidad de aproximación ( $V_0$ ) sea lo más cercano a cero y por lo tanto se puede despreciar. Se muestra una figura donde se puede apreciar con claridad estas condiciones geométricas.



**Figura. 59. Distancias mínimas de referencia para instalar un vertedero rectangular con contracción.**<sup>64</sup>

4. Un vertedero de pared delgada debe tener una cresta aguda, recta u horizontal, también se debe instalar en la dirección de la línea de corriente. Se debe instalar verticalmente, la contra la dirección del agua debe ser lisa, también la instalación debe ser en una zona recta no menor a 10 veces la longitud  $L$  de la cresta.
5. La altura del umbral no debe ser menor a 0.3m ni 3 veces la máxima carga sobre el vertedero.

<sup>64</sup> Hidráulica de tuberías y canales de Arturo Rocha, pág. 486



6. La sección transversal del canal debe cumplir  $(B \times (H+P)) \geq 6$  otra forma útil 8 veces la sección de la napa LH.
7. Se debe asegurar que la napa vertiente este bien airada para garantizar que la presión sea la atmosférica.
8. En caso de que las condiciones de flujo no sean estables deben colocarse, pantallas disipadoras de energía para estabilizar el flujo.
9. La carga debe medirse a una distancia de 4H de modo que no exista influencia del movimiento rápidamente variable.

## 4.2 TUBO DE PITOT.

La figura 61 es un esquema del tubo ideado por Pitot para medir la presión total, también llamada **presión de estancamiento** (suma de la presión estática y de la presión dinámica). En la figura se han esquematizado también las líneas de corriente. Justo en la embocadura del tubo, punto 1, se forma un **punto de estancamiento o de remanso**: la velocidad allí se reduce a cero y la presión aumenta hasta el valor:

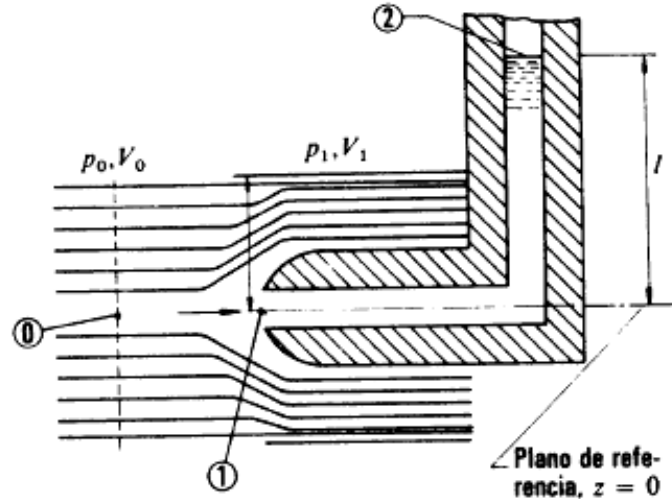
$$\frac{P_1}{\rho g} = \frac{P_t}{\rho g} = \frac{P_0}{\rho g} + \frac{v_0^2}{2g}$$

Donde:

$P_t$  : presión total o presión de estancamiento o de remanso.

$P_0, V_0$  : presión y velocidad de la corriente imperturbada ( teóricamente en el infinito).

Habiendo supuesto que en punto 0 y 1 se encuentran en un mismo plano horizontal y habiendo despreciado las pérdidas.



**Figura. 60. Tubo de Pitot y líneas de corriente del mismo, este instrumento mide la presión total o presión de estancamiento.**

Aplicando Bernoulli entre 1 y dos en la figura anterior se tiene lo siguiente:

$$\frac{P_1}{\rho g} + \frac{v_1^2}{2g} + Z_1 = \frac{P_2}{\rho g} + \frac{v_2^2}{2g} + Z_2$$

Considerando que en el punto 1 y 2 reinan condiciones estáticas  $v_1 = v_2 = 0$  y  $Z_2 - Z_1 = l$ , donde "l" es la lectura, se tiene lo siguiente:

$$P_t = \rho g \cdot l$$

La ecuación anterior sirve para calcular la presión total o de remanso.

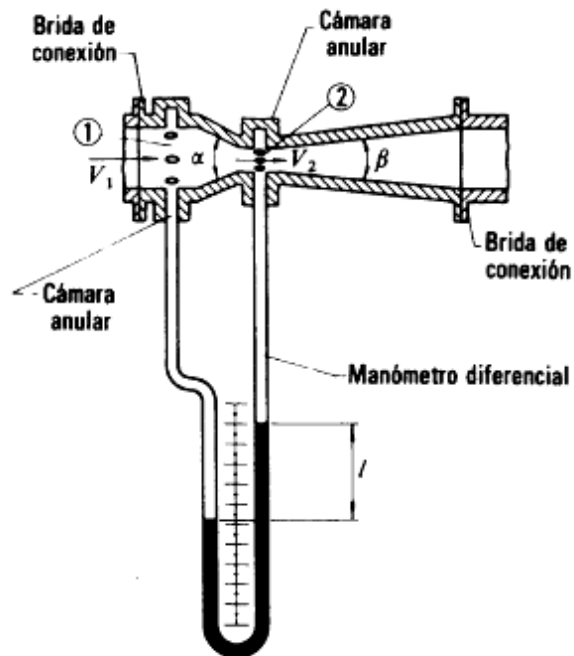
### 4.3 TUBO DE VENTURI.

El tubo de Venturi, es un elemento deprimógeno, cuya función es provocar una diferencia de presiones. Siendo el caudal "Q" una función de dicha diferencia, midiendo ésta se puede calcular el valor de "Q". El tubo de Venturi consta de tres partes:

- Una sección convergente.
- Una sección mínima o de garganta.

- Una sección divergente.

Usualmente la sección transversal del tubo de Venturi tiene forma circular, no obstante puede tener cualquier otra forma. Se mide la diferencia de presiones entre la sección 1, aguas arriba de la parte convergente, y la sección 2, garganta del Venturi, utilizando un solo manómetro diferencial, como se muestra en la siguiente figura<sup>65</sup>.



**Figura. 61. Venturi conectado a manómetro diferencial. El Venturi sirve para medir caudales con gran precisión y pocas pérdidas.**

<sup>65</sup> Figura tomada del libro mecánica de fluidos y maquinas hidráulicas, Claudio Mataix, segunda edición, pág. 143.

## **5 DISEÑO HIDRAULICO.**

### **5.1 GEOMETRIA DEL CANAL.**

Un canal hidráulico puede tener varias formas, tales como circulares, trapezoidales, rectangulares, etc. En este caso el canal se cataloga como un canal artificial y nos interesa la geometría rectangular, pues de ella se derivan una serie de formulas que nos brindan información teórica muy importante para el desarrollo de diseño. (ver anexos).

### **5.2 DISEÑO DE BORDE LIBRE.**

El borde libre es la distancia vertical desde la parte superior del canal hasta la superficie del agua en la condición de diseño. Esta distancia debe de ser lo suficiente para prevenir que ondas o fluctuaciones en la superficie del agua causen rebose por encima de los lados.

No existe una regla que universalmente sea aceptada para el cálculo del borde libre, debido a que la acción de las ondas o fluctuaciones en la superficie del agua se puedan recrear por muchas causas incontrolables.

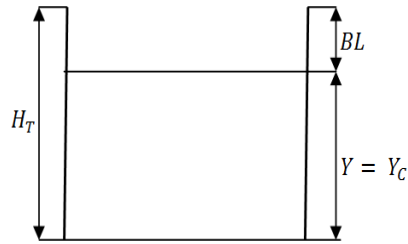
En el diseño es común el uso de bordes libres que varían desde menos del 5% o más del 30% de la profundidad de flujo.

El borde libre en un canal no revestido o lateral por lo general está gobernado por consideraciones de tamaño, caudal, fluctuaciones del nivel (si hay olas), la corriente del viento, el tipo de suelo, resaltos, etc.

De acuerdo con el criterio recomendado por Ven Te Chow<sup>66</sup>, el cual dice que el borde libre varia de un 30 % arriba de la altura total del canal, ver siguiente figura.

---

<sup>66</sup> Libro Hidráulica de Canales Abiertos, Ven Te Chow, pág., 156.



**Figura. 62. Representación del borde libre.**

Donde:

$H_T$  : Altura total del canal.

$BL$  : borde libre.

$Y$  : profundidad hidráulica.

De la figura anterior se puede deducir lo siguiente:

$$100 \% \rightarrow \rightarrow \rightarrow \rightarrow \rightarrow 0.30 \text{ m}$$

$$30 \% \rightarrow \rightarrow \rightarrow \rightarrow "BL"$$

$$BL = 0.09 \text{ m}$$

Entonces la profundidad de flujo, en el canal será de:

$$H_T = BL + Y \quad Y = H_T - BL = 0.30 \text{ m} - 0.09 \text{ m} = 0.21 \text{ m}$$

$$Y = 0.21 \text{ m}$$

### 5.3 DETERMINACION DE CARACTERISTICAS DE FLUJO Y FISICAS DEL CANAL.

En lo siguiente se determinan todas las variables hidráulicas como lo son la geometría del canal en donde se establecerán sus dimensiones de área, profundidad, radio hidráulico, caudal de operación, velocidad de flujo, etc., además

como parte muy importante en el diseño de canales hidráulicos es la determinación de los diferentes tipos de flujo del canal.

El fin principal de los cálculos son los resultados obtenidos de la curva de la pendiente crítica, el cual nos da el límite entre flujo subcrítico y flujo supercrítico, y el caudal de operación del canal.

### 5.3.1 DIMENSIÓN DEL CANAL.

Las dimensiones del canal experimental fueron adoptadas de acuerdo a los materiales de construcción, facilidad de ensamble, presupuesto, y funcionabilidad.

las dimensiones del canal son:

$$\textit{Longitud del canal ( L )} = 5.04 \textit{ m}$$

$$\textit{Altura del canal ( h )} = 0.30 \textit{ m}$$

$$\textit{Ancho del canal ( b )} = 0.13 \textit{ m}$$

Como se dijo anteriormente, el canal experimental tiene una forma regular, en tabla<sup>67</sup> 2-1 “Elementos Geométricos de secciones de canal”, se relacionan 7 formas geométricas utilizadas comúnmente, como sigue:

De la tabla antes mencionada se obtienen las siguientes ecuaciones:

- **Area(A):**

$$A = b \times y$$

$$A = (0.13)(0.21)$$

$$A = \mathbf{0.027 \textit{ m}^2}$$

---

<sup>67</sup>Tabla tomada del libro de Hidráulica de Canales Abiertos, Ven TeChow, pág., 21.

- **Perimetromojado(P):**

$$P = b + 2Y \qquad P = 0.13 + 2(0.21) \qquad P = 0.55m$$

- **Radio Hidráulico (R):**

$$R = \frac{b(Y)}{b + 2Y} = \frac{A}{P}R = \frac{0.027 \text{ m}^2}{0.55 \text{ m}}R = 0.055 \text{ m}$$

$$R = 0.55 \text{ m}$$

- **Factor de sección (z):**

$$Z = bY^{1.5} = 0.13(0.21)^{1.5} = 0.012 \text{ m}$$

$$Z = 0.012 \text{ m}$$

Estos cálculos serán retomados posteriormente, ya que para la determinación de la curva de pendiente crítica es necesaria hacer iteraciones. Las ecuaciones que se toman en cuenta para graficar la curva son:

La ecuación de Manning<sup>68</sup>:

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

En función del caudal la formula anterior queda:

$$Q = VA$$

$$Q = \frac{AR^{2/3}S^{1/2}}{n} \rightarrow \rightarrow \rightarrow \rightarrow \rightarrow \rightarrow \rightarrow \rightarrow \text{Ecuacion A1.}$$

Donde

---

<sup>68</sup> Ecuación 5.6 llamada "Ecuación de Manning", tomada del libro de Hidráulica de Canales Abiertos, Ven Te Chow, pág., 97.





## 5.4 DETERMINACION DE LA PENDIENTE CRÍTICA.

Para la determinar la curva de la pendiente crítica del canal de experimentación se tiene el siguiente procedimiento:

### 5.4.1 ITERACIONES PARA PUNTOS DE PENDIENTE CRÍTICA

1. En la ecuación A3 se evaluarán las profundidades de flujo<sup>71</sup>. comprendidas entre 0-0.30m.
2. Luego los datos obtenidos de profundidad de flujo y caudal se introducen en la ecuación siguiente:

$$Q = \left(\frac{1}{n}\right) (b * Y) \left[\frac{b * Y}{b + 2Y}\right]^{2/3} * S^{1/2}$$

3. Graficar  $Y_c$  vs.  $Q_c$ .

Rango de altura crítica "Yc"	Caudal crítico "Qc"		Pendiente crítica "Sc"	
	$Q_c = 0.4Y^{1.5}$		$Q = \left(\frac{1}{n}\right) bYc \left[\frac{b.Yc}{b + 2Yc}\right]^{2/3} Sc$ $b = 0.13 \quad n = 0.01$	
(m)	(m)	#x10 <sup>-3</sup>	Sc	Scx10 <sup>-3</sup>
0	0	0	0	0
0.01	0.0004	0.4	0.0053	5.3
0.02	0.0011	1.1	0.0047	4.7
0.03	0.0022	2.1	0.0052	5.2
0.04	0.0032	3.2	0.0053	5.2
0.05	0.0045	4.5	0.0056	5.6
0.06	0.0059	5.9	0.0058	5.8
0.07	0.0074	7.4	0.0061	6.1
0.08	0.0091	9.1	0.0065	6.5
0.09	0.011	11	0.007	7
0.1	0.013	13	0.0075	7.5
0.14	0.021	21	0.0085	8.5
0.16	0.026	26	0.0094	9.4
0.18	0.031	31	0.0101	10.1
0.21	0.038	38	0.0106	10.6
0.24	0.047	47	0.012	12
0.27	0.056	56	0.013	13
0.3	0.066	66	0.0142	14.2

Tabla 10. Tabla para formar pendiente critica.

<sup>71</sup> Siga el ejemplo 6.5, libro de Ven te Chow pág. 141.

En la tabla anterior se muestran las iteraciones de las ecuaciones A3 y A4 , con lo cual se puede concluir:

*“Al graficar la pendiente crítica (Sc) y los caudales (Qc). La nariz de la siguiente grafica tocara el siguiente punto, que será el punto de caudal de operación máxima.”*

$$Y_c = 0.02m$$

$$S_c = 0.0047$$

$$Q_c = 0.0011 \text{ m}^3/\text{s}$$

El caudal de operación para  $Y_{max} = 0.21 \text{ cm}$  es:

$$\left. \begin{array}{l} Q_c \rightarrow \rightarrow \rightarrow \rightarrow Y_c \\ Q_{op} \rightarrow \rightarrow \rightarrow \rightarrow Y_{max} \end{array} \right\} \begin{array}{l} Q_{op} = \frac{Q_c * Y_{max}}{Y_c} = \frac{0.0011 \text{ m}^3/\text{s} * 0.21 \text{ m}}{0.02 \text{ m}} = 0.01155 \text{ m}^3/\text{s} \\ Q_{op} = 0.01155 \text{ m}^3/\text{s} = 11.55 \text{ Lt}/\text{s} \end{array}$$

Usando la ecuación de continuidad se tiene:

$$Q_{op} = A_o V_{op}$$

$$V_{op} = \frac{0.01155 \text{ m}^3/\text{s}}{0.21 \times 0.13}$$

$$V_{op} = 0.42 \text{ m}/\text{s}$$

#### 5.4.2 COMPROBACIÓN DE LA PROFUNDIDAD CRÍTICA.

Establecido el caudal de operación por medio de las iteraciones anteriores, el siguiente paso es la corrección de la profundidad , caudal y velocidad críticas, usando las siguientes ecuaciones<sup>72</sup>.

<sup>72</sup>Ecuaciones tomadas del libro de Hidráulica de Canales Abiertos, Ven Te Chow, pág., 80.

$$Y_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g * b^2}} = \sqrt[3]{\frac{(0.01155 \text{ m}^3/\text{s})^2}{9.81 \text{ m}/\text{s}^2 * (0.13 \text{ m})^2}} = 0.093 \text{ m}$$

$$Y_c = 0.093 \text{ m}$$

$$V_c = \sqrt{\frac{Qg}{b}} = \sqrt{\frac{0.01155 \text{ m}^3/\text{s} * 9.81 \text{ m}/\text{m}^2}{0.13 \text{ m}}} = 0.93 \text{ m}/\text{s}$$

$$V_c = 0.93 \text{ m}/\text{s}$$

$$Q_c = A_c V_c = (0.13 \text{ m} * 0.09 \text{ m}) * 0.93 \text{ m}/\text{s} = 0.01128 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_c = 0.01128 \text{ m}^3/\text{s} = 11.28 \text{ Lt}/\text{s}$$

## 5.5 PROFUNDIDAD NORMAL.

Es necesario el cálculo de la profundidad normal, puesto que comparando la profundidad crítica con la profundidad normal se pueden obtener conclusiones más certeras. Para ello se utilizaran las siguiente ecuaciones<sup>73</sup>:

$$A = CP^{2/5} = bY_n$$

$$P = [b + 2Y]$$

$$C = \left[ \frac{Q * n}{S^{1/2}} \right]^{3/5}$$

Donde:

**A:** área del canal.

**P :**perímetro mojado.

**Y:** profundidad hidráulica.

**Y<sub>n</sub> :**profundidad normal.

<sup>73</sup> Ecuaciones tomadas del libro "FLUID MECHANIC", streeter, Victor L., 5º edición, 1971.

**C**: coeficiente.

**S**: pendiente del canal.

**n** : coeficiente rugosidad.

$$C = \left[ \frac{Q * n}{S^{\frac{1}{2}}} \right]^{\frac{3}{5}} = \left[ \frac{0.01155 \text{ m}^3/\text{s} * 0.010}{0.017^{1/2}} \right]^{\frac{3}{5}} = 0.014$$

Igualando las ecuaciones de Áreas se tiene que:

$$bY_n = \left[ \frac{Q * n}{S^{\frac{1}{2}}} \right]^{\frac{3}{5}} * (b + 2Y_n)$$

$$0.13 \text{ m} * Y_n = 0.014(0.13 \text{ m} + 2Y_n)$$

Resolviendo se tiene que:

$$Y_n = 0.062 \text{ m}$$

Conclusiones:

Resumiendo los cálculos anteriores se tiene lo siguiente:

$$Y_c = 0.093 \text{ m}$$

$$Y_n = 0.062 \text{ m}$$

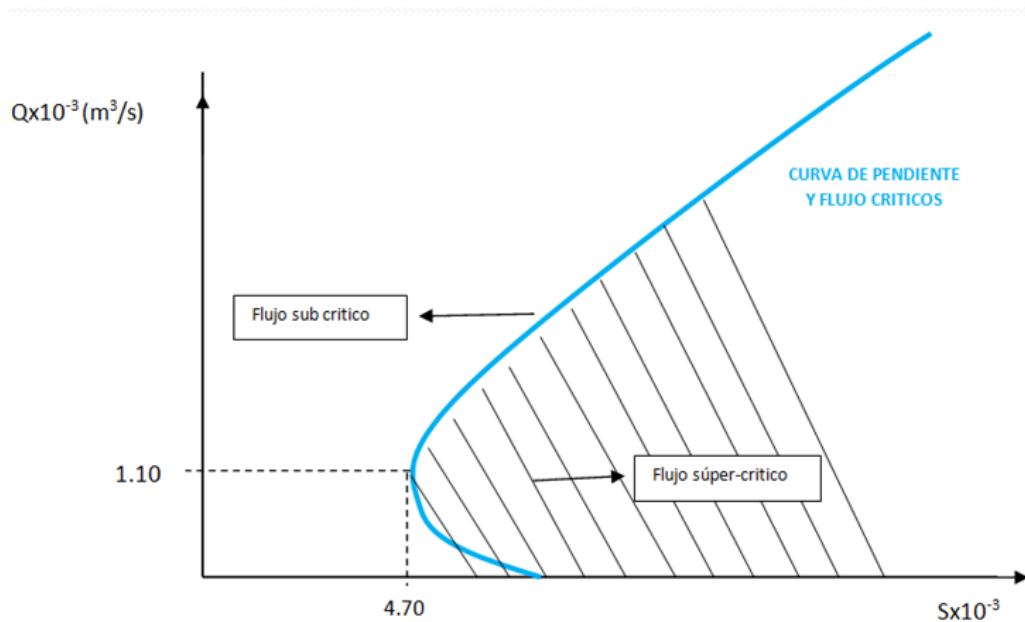
$$Y_{max} = 0.21 \text{ m}$$

Donde se puede notar que:

$$Y_n < Y_c$$

Dado que la profundidad crítica es mayor que la profundidad normal, y según la tabla 5: “Tipos de perfiles de flujo en canales” y la figura “clasificaciones de los perfiles de flujo gradualmente variado”, para estas condiciones el perfil de flujo del canal será **PERFIL DE PENDIENTE EMPINADA ZONA 2.**

No obstante, como se puede notar en las ecuaciones anteriores en perfil de flujo depende del caudal, por lo que se pueden obtener distintos tipos de flujo en un mismo canal, al mismo tiempo se pueden reproducir flujos ya sea subcríticos, críticos y supercríticos, todo depende de las condiciones de operación del canal.



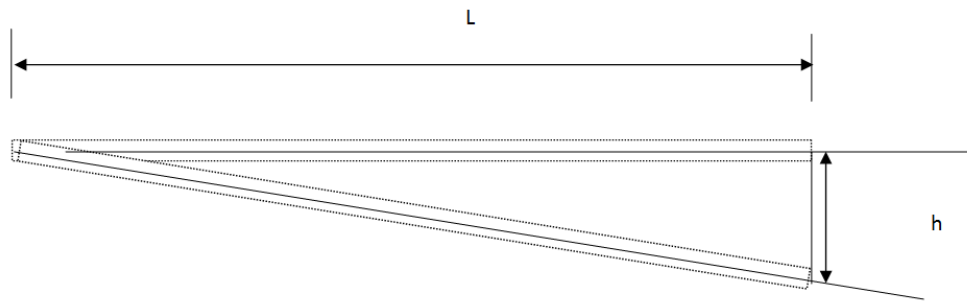
.Figura. 63. Curvas de pendiente crítica y curva de descarga límite.

## 5.6 INCLINACION DEL CANAL.

Dado el mecanismo de inclinación del canal, como también los accesorios con los que cuenta, el ángulo de inclinación del canal se determinara de la siguiente forma.

$$\tan\theta = \frac{h}{l}$$

$$h = \tan(1^{\circ}) \times 4.60 \text{ m} = 0.08 \text{ m}$$



**Figura. 64. Pendiente del canal.**

Las dimensiones de construcción del canal hidráulico de pendiente variable son las quedan de la siguiente manera:

- **Longitud:**  $L = 5.04\text{m}.$
- **Ancho :**  $b = 0.13 \text{ m}.$
- **Alto :**  $H = 0.30 \text{ m}.$
- **Angulo máximo de inclinación :**  $S_{max} = 0.017 = 1^{\circ}.$
- **Rango de operación de caudal :**  $Q = 0 - 0.01155 \text{ m}^3/\text{s}$
- **Variación de velocidad el canal :**  $V = 0 - 0.42 \text{ m/s}$
- **Variación del nivel de agua :**  $h = 0 - 0.21 \text{ m}$
- **Variación de pendiente del canal :**  $S = 0 - 0.017 = 0 - 1^{\circ}$

## 5.7 CALCULO DE PERDIDAS HIDRAULICAS EN EL CANAL.

En la siguiente figura se muestran los diferentes accesorios, como también sus diferentes trayectorias que el agua tomara cuando circule por el canal.

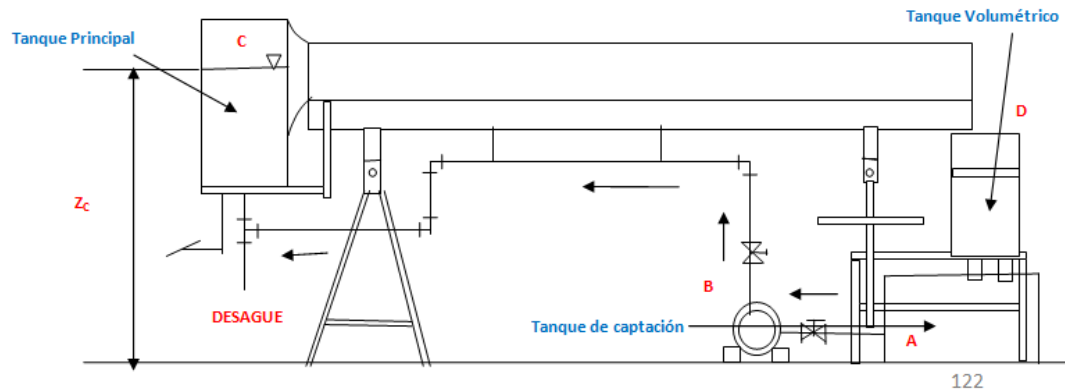


Figura. 65. Diagrama de distribución de tuberías en el canal.

El caudal de operación será de  $0.01155 \text{ m}^3/\text{s}$  considerando un plano horizontal del canal.

- La tubería de acero comercial calibre 40 con un diámetro nominal de 2".
- Accesorios:
  - Entrada (Angulo horizontal reentrada).
  - Válvulas de regulación de bola (2 válvulas).
  - Codos estándar (3 codos).
  - Salida (Angulo vertical recto).
  - T estándar 2" (1T).
  - Tubería de acero comercial (8000 mm).

Para las condiciones de operación tenemos los siguientes supuestos:

	$\gamma = 9778 \text{ kgf/m}^3$	Datos tomados
	$\rho = 997.1 \text{ kg/m}^3$	de Propiedades
$T_{op}=25^\circ\text{C}$	$\mu = 0.894 \text{ N.S/m}^2$	físicas del agua
	$\nu = 0.897 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$	(en unidades SI)

Calculamos en primera instancia el tramo desde A hasta C (ver figura anterior).  
Haciendo Bernoulli A-C se tiene:

$$\frac{P_A}{\gamma_A} + \frac{V_A^2}{2g} + Z_A + H_B = \frac{P_C}{\gamma_C} + \frac{V_C^2}{2g} + Z_C + \sum F_{A-C} \rightarrow \rightarrow \rightarrow \rightarrow \rightarrow \text{ECUACION P1}$$

Los tanques estarán expuestos a la atmosfera y la velocidad de entrada de los tanques será constante.

Asumiendo lo anterior la ecuación queda:

$$H_B = Z_C + \sum F_{A-C} \rightarrow \rightarrow \rightarrow \rightarrow \rightarrow \rightarrow \rightarrow \text{ECUACION P2}$$

Donde:

**HB:** la altura de la bomba.

**Z<sub>c</sub>:** altura geodésica del punto C (m).

$\sum F_{A-C}$ : Sumatoria de pérdidas primarias y secundarias.

En un sistema hidráulico siempre están presentes dos tipos de pérdidas que son:

- Pérdidas primarias: que son ocasionadas por el rozamiento de la tubería.

$$\sum H_{f_1} = f \left[ \frac{L}{D} \right] \frac{V^2}{2g} = f \left[ \frac{8LQ^2}{\pi D^5 g} \right]$$



- Perdidas secundarias: que son originadas por los accesorios (codos, válvulas, cambios de sección, etc.).

$$\sum H_{f_2} = \sum K \left[ \frac{V^2}{2g} \right]$$

En donde:

**f** : Coeficiente de fricción de la tubería.

**V**: Velocidad promedio en la tubería.

**L**: Longitud equivalente.

**D**: Diámetro de la tubería.

**K**: Coeficiente de fricción de accesorios.

Retomando la ecuación P2 y sustituirla por las respectivas pérdidas se tiene:

$$H_B = Z_2 + \left[ \frac{V^2}{2g} \left[ f \left( \frac{L}{D} \right) + \sum K \right] \right] \quad \rightarrow \rightarrow \rightarrow \rightarrow \rightarrow \rightarrow \rightarrow \rightarrow \quad \text{ECUACION P3}$$

La tubería de 2" con un diámetro interno de 52.5mm.

Valores de "K" perdidas secundarias y "f" perdidas primarias.

H	Accesorios	K	Nº de accesorios
1	Entrada del tanque de succión reentrada.	0.5	0.5
3	Codos estándar 90° roscados.	0.9	2.7
2	Válvula de compuerta roscada	0.17	0.34
1	T <sub>c</sub> roscada	0.8	0.8
1	Reentrada al tanque.	0.9	0.9
			5.24

**Tabla 11. Tabla de coeficientes de pérdidas de los accesorios-**

De la ecuación P3 se calcula las demás incógnitas y usando el diagrama Moody.

Velocidad en la tubería.

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{0.01155}{\pi/4 (0.0525m)^2} = 5.33 \text{ m/s}$$

$$Re = \frac{VD_1}{\nu} = \frac{5.33 \times 0.0525}{0.897 \times 10^{-6}} = 3.1 \times 10^5$$

$$\epsilon = \frac{e}{D} = \frac{0.045}{52.5} = 0.000857$$

Con

$$\epsilon = 0.000857$$

$$Re = 3.1 \times 10^5$$

$$f=0.019$$

Retornando a la ecuación P3 y sustituyendo los datos anteriores se tiene:

$$H_B = Z_2 + \left[ \frac{V^2}{2g} \left[ f \left( \frac{L}{D} \right) + \sum k \right] \right]$$

$$H_B = 1.6 \text{ m} + \left[ \frac{(5.33)^2}{2 \times 9.81} \left[ 0.019 \left( \frac{5.04}{0.0525} \right) + 5.24 \right] \right] = 1.71 \text{ m}$$

$$\mathbf{H_B = 11.82 \text{ m}}$$

## 5.8 CÁLCULO DE POTENCIA DE LA BOMBA.

Las pérdidas calculadas en el apartado anterior son de utilidad para calcular la potencia de la bomba, pues esta tiene que ser capaz de superarlos sin ningún problema, la ecuación es la siguiente.

$$P_B = \frac{\gamma Q H_B}{76}$$

$$P_B = \frac{997.1 \times 0.01155 \times 11.82}{76}$$

$$P_B = 1.75hp$$

## 5.9 SELECCIÓN DE LA BOMBA.

Los valores de  $N_s$  para una regularmente son:

- Flujo radial  
(centrifugo).....35-15
- Flujo mixto.....150-400
- Flujo axial.....500-1300

$$N_s = \frac{n\sqrt{P_B}}{H^{3/4}}$$

Donde:

**n:** rpm de la bomba.

**$P_B$ :** Potencia (c.v).

**H:** altura (m).

La bomba gira a 1250 rpm

$$N_s = \frac{1250\sqrt{1.92cv}}{11.82^{3/4}}$$

$$N_s = 189.67$$

Según la referencia anterior el rodete tiene que ser para flujo mixto, además según la grafica” variación de eficiencia para distintas velocidades específicas”, se tiene:

$$N_s = \frac{rpm\sqrt{gpm}}{H^{3/4}}$$

$$N_s = \frac{1250\sqrt{183.33}}{38.77^{5/4}}$$

$$N_s = 1089.2$$

Con

$$N_s = 1089.2$$



la eficiencia de la bomba es 68%

$$Q = 183gpm$$

$N_B = 0.68$  Esto corresponde a una bomba centrífuga. (dato tomado de anexos, “variación de eficiencias para distintas velocidades específicas)

## 5.10 CALCULO DEL MOTOR.

La potencia del eje de impulsión de la bomba se calcula de la siguiente forma:

$$P_{eje} = \frac{P_B}{N_B}$$

$$P_{eje} = \frac{1.75}{0.68}$$

$$P_{eje} = 2.57 \text{ hp}$$

Con estos resultados se recomienda incrementar en un 40% de potencia por pérdidas de rozamiento.

$$P_M = (2.57 \text{ hp})(1.4)$$

$$P_M = 3.5 \text{ hp.}$$

## 5.11 DISEÑO DE TANQUES.

Para la construcción de los tanques se considero lo siguiente:

- Material disponible.
- Caudal de operación.
- Facilidad de construcción.
- Tiempo de experimentación.
- Área de trabajo.
- Altura del canal.

### 5.11.1 TANQUE DE PRINCIPAL(TP).

El tanque de captación tiene las siguientes dimensiones:

- **Alto: 0.75m**
- **Largo:0.50m**
- **Ancho: 0.50m**

Volumen total de tanque principal

$$V_{TP} = \text{Alto} \times \text{Largo} \times \text{Ancho}$$

$$V_{TP} = 0.75 \times 0.50 \times 0.50$$

$$V_{TP} = \mathbf{0.18m^3}$$

El tanque esta hecho de acero con un espesor de 1/8, además está revestido con pintura anticorrosiva para proteger se superficie tanto interna como externa.

El tiempo de llenado, con una tubería de entrada de diámetro interno de 52.5mm, es:

$$t = \frac{V_{TP}}{Q_{op}}$$
$$t = \frac{0.18m^3}{0.00278 m^3/s}$$
$$t = 64.74 \text{ seg}$$

### 5.11.2 TANQUE VOLUMÉTRICO (TV).

El tanque de pruebas es de forma cilíndrica, esto para efectos prácticos de realizar las pruebas, ya que es la forma geométrica óptima para controlar el nivel del agua, sus dimensiones son

- **Diámetro = 0.50m**
- **Altura = 0.35m**

Volumen del tanque de pruebas

$$V_{TV} = Area \times Altura$$

$$V_{TV} = \left(\frac{\pi}{4} D^2\right) \times h$$

$$V_{TV} = \left(\frac{\pi}{4} 0.50^2\right) \times 0.35$$

$$V_{TV} = 0.068m^3$$

Tiempo de llenado de tanque de pruebas:

$$t = \frac{V_{tp}}{Q_{op}}$$

$$t = \frac{0.068m^3}{0.00278 m^3/s}$$

$$t = 24.46 \text{ seg}$$

### 5.11.3 TANQUE DE ALMACENAMIENTO (TA).

Este tanque es el que se encargara de recolectar toda el agua del sistema, es decir que es capaz de almacenar el volumen contenido en el tanque primario, mas el volumen del tanque de pruebas y el de todo el canal , además se tomara en cuenta un volumen de emergencia que será de un 30% de la sumatoria de volumen de los componentes mencionados anteriormente; el volumen de emergencia es considerado por que el sistema necesita estar en circulación para mantenerse con un caudal constante , ya que si el nivel de agua llegase a bajar más de lo permitido la bomba podría sufrir daños y disminuir su vida útil.

La suma de volúmenes se resuelve como sigue:

$$V_{TOTAL} = V_{tp} + V_{tc} + V_c$$

$$V_{TOTAL} = (0.18 + 0.10 + 0.13)m^3$$

$$V_{TOTAL} = 0.41m^3$$

Aplicando el 30% de volumen de emergencia:

$$V_{TA} = (0.3 \times \Sigma V_{tot}) + \Sigma V_{tot}$$

$$V_{TA} = (0.3 \times 0.41) + 0.41$$

$$V_{TA} = 0.5352m^3 \equiv 535.27 \text{ lt}$$

En el mercado existen tanques de almacenamiento de 500 Lt pero se optara construir un tanque de acrílico adaptado a nuestras necesidades el cual se colocara justo debajo del tanque de pruebas, es de suma importancia mencionar que los tanques están diseñados para el caudal máximo de la bomba, no obstante este caudal se podrán regular por medio de una válvula o ya sea utilizando una bomba de menor potencia que la seleccionada.

### 5.12 MEDICION DE CAUDALES.

### 5.12.1 VERTEDEROS.

Un vertedero es una abertura practicada en la pared de un depósito, o bien una barrera colocada en el contorno de un río y por la cual escurre o rebosa el líquido contenido en el depósito o que circula por el río o canal.

En general las funciones que suele tener un vertedero son las siguientes:

- A. Medir caudales (vertederos de pared delgada)
- B. Permitir el rebose del líquido contenido en un reservorio o del que circula en un río o canal.

En el actual canal se ha decidido construir vertederos de pared delgada, específicamente un vertedero rectangular sin contracción, un vertedero rectangular con contracción y finalmente un vertedero triangular.

### 5.12.2 VERTEDERO RECTANGULAR SIN CONTRACCION.

Los vertederos rectangulares regularmente se presentan con y sin contracción, pues la fórmula para el cálculo del caudal es la misma, la diferencia es el coeficiente de descarga, la ecuación general para el cálculo del caudal en un vertedero rectangular viene dada de la siguiente figura:

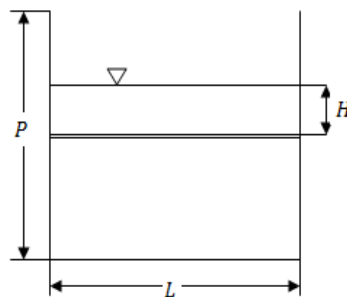


Figura. 66. Vertedero rectangular sin contracción.



La descarga real será dada por la formula de caudal<sup>74</sup> como sigue:

$$Qr = \frac{2}{3}\sqrt{2g}CLH^{3/2}$$

Esta ecuación se distingue porque es multiplicada por un coeficiente de descarga “C”, que para vertederos sin contracción, según la sociedad Suiza de Ingenieros y Arquitectos<sup>75</sup>:

$$C = 0.611 \left[ 1 + \frac{1}{1000H + 1.6} \right] \left[ 1 + \frac{1}{2} \left[ \frac{H}{H + Y} \right]^2 \right]$$

Para los límites de:

$$0.025m < H \leq 0.80m$$

$$P \geq 0.30$$

$$\frac{H}{P} \leq 1$$

Suponiendo un H=0.05 m, el coeficiente de descarga y el caudal serán:

$$c = 0.611 \left[ 1 + \frac{1}{1000(0.05) + 1.6} \right] \left[ 1 + \frac{1}{2} \left[ \frac{0.05}{0.05 + 0.10} \right]^2 \right]$$

$$c = 0.65$$

$$Qr = \frac{2}{3}\sqrt{2g}CLH^{3/2}$$

$$Qr = \frac{2}{3}\sqrt{2(9.81)}0.65 \times 0.13(0.05)^{3/2}$$

$$Qr = 0.00278 \text{ m}^3/\text{s} = 2.78 \text{ lt/s}$$

<sup>74</sup> Ecuación 9.5 Hidráulica de tubería y canales, Arturo Rocha pág. 467.

<sup>75</sup> Hidráulica de tubería y canales, Arturo Rocha pág. 472.

### 5.12.3 VERTEDERO RECTANGULAR CON CONTRACCION.

Se utiliza la misma fórmula para vertedero rectangular sin contracción.

$$Qr = \frac{2}{3}\sqrt{2g}CLH^{3/2}$$

Lo que cambia con el vertedero rectangular sin contracción es el valor del coeficiente de descarga.

$$C = \left[ 0.578 + 0.037\left(\frac{L}{B}\right)^2 + \frac{3.615 - 3\left(\frac{L}{B}\right)^2}{1000H + 1.6} \right] \left[ 1 + \frac{1}{2}\left(\frac{L}{B}\right)\left(\frac{H}{H+P}\right)^2 \right]$$

Para los límites de:

$$\frac{0.025}{L/b} \leq H \leq 0.80m$$

$$L \geq 0.30Bm$$

$$P \geq 0.30Bm$$

$$\frac{H}{P} \geq 1$$

Usando los valores:

$$H=5cm \quad \text{y} \quad L=5cm$$

Se tiene:

$$C = \left[ 0.578 + 0.037\left(\frac{0.05}{0.13}\right)^2 + \frac{3.615 - 3\left(\frac{0.05}{0.13}\right)^2}{1000(0.05) + 1.6} \right] \left[ 1 + \frac{1}{2}\left(\frac{0.05}{0.13}\right)\left(\frac{0.05}{0.05 + 0.10}\right)^2 \right]$$

$$C = 0.68$$

El caudal real queda:

$$Qr = \frac{2}{3} \sqrt{2g} C L H^{3/2}$$

$$Qr = \frac{2}{3} \sqrt{2(9.81)} 0.68 \times 0.05 (0.05)^{3/2}$$

$$Qr = 0.00112 \text{ m}^3/\text{s} = 1.12 \text{ lt}$$

#### 5.12.4 VERTEDEROS TRIANGULARES.

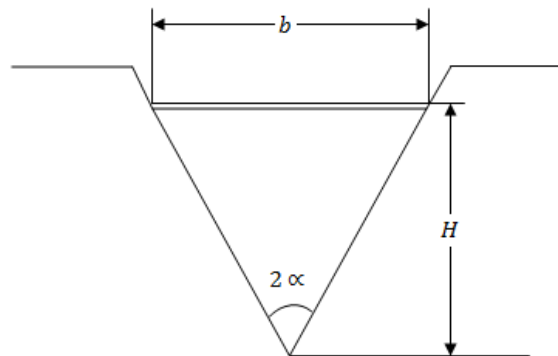


Figura. 67. Vertedero triangular.

De igual manera tenemos las formulas para caudal teórico y caudal real de vertederos triangulares<sup>76</sup>:

$$Q_T = \frac{8}{15} \tan \alpha \sqrt{2g} H^{\frac{5}{2}}$$

$$Q_R = c \frac{8}{15} \tan \alpha \sqrt{2g} H^{\frac{5}{2}}$$

La fórmula para un vertedero triangular de un ángulo dado y un coeficiente "C" constante puede expresarse de la siguiente manera:

$$Q = k H^{5/2}$$

Siendo

$$k = \frac{8}{15} C \tan \alpha \sqrt{2g}$$

<sup>76</sup> Arturo Rocha pág. 479.

La siguiente tabla nos muestra la relación de caudales y ángulos en los vertederos triangulares.

$\theta = 60^\circ$	$Q_R = 0.818H^{\frac{5}{2}}$	$H \geq 0.17m$
$\theta = 90^\circ$	$Q_R = 1.386H^{\frac{5}{2}}$	$H \geq 0.14m$
$\theta = 120^\circ$	$Q_R = 2.471H^{\frac{5}{2}}$	$H \geq 0.12m$

**Tabla 12. Formulas para caudal real de un vertedero triangular con distintos ángulos.**

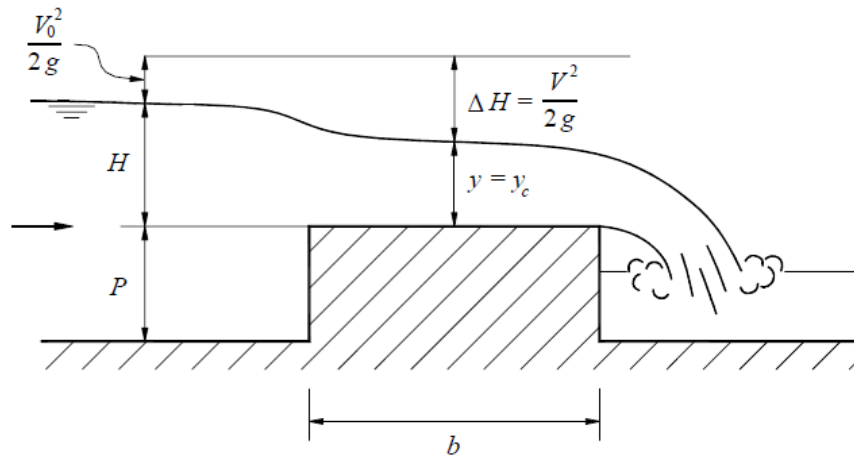
### 5.12.5 VERTEDEROS DE PARED GRUESA.

Como se puede ver en la siguiente figura, aparece un vertedero de cresta ancha en la que la longitud de la cresta plana y horizontal, es “b”. El vertedero es de descarga libre, es decir, no está influenciado por las condiciones de aguas abajo.

Para que el vertedero se comporte como de pared gruesa es necesario que el espesor “b” de la cresta sea mayor que dos terceras partes de la carga, como sigue:

$$b \geq \frac{2}{3}H$$

Puesto que si no se cumple esta condición el vertedero podría ser de pared delgada o de pared intermedia.



**Figura. 68. Perfil característico de un Vertedero de cresta ancha.**

El gasto real y teórico de un vertedero de cresta ancha es como sigue:

$$Q_{teorico} = 1.7LH^{\frac{3}{2}}$$

$$Q_{real} = c1.17LH^{\frac{3}{2}}$$

Donde:

**Q:** gasto (m<sup>3</sup>/s).

**L:** ancho del canal (m).

**H:** carga de agua (m).

El coeficiente de descarga depende de muchos factores, su valor se obtiene experimentalmente, a continuación se presenta una tabla para diversos valores de longitud “L” del vertedero, del umbral “P” y de las condiciones del borde de aguas arriba del vertedero.

EXPERIMENTADOR	L	P	CARGA	1,7c
BORDE DE AGUAS ARRIBA REDONDEADO				
Bazin	2	0,75	0,09 a 0,50	1,42 a 1,61
U.S. Deep Waterways Board	2	1,40	0,25 a 1,50	1,55
Woodburn	3	0,53	0,15 a 0,45	1,53 a 1,57
BORDE DE AGUAS ARRIBA AGUDO				
Bazin	2	0,75	0,06 a 0,45	1,33 a 1,45
U.S. Deep Waterways Board	2	1,40	0,27 a 1,50	1,31 a 1,38
Woodburn	3	0,53	0,15 a 0,45	1,44 a 1,45

(Todas las dimensiones en metros)

**Tabla 13. Coeficiente de vertedero de cresta ancha.**

Para nuestro diseño se tiene las siguientes dimensiones:

$$P = 0.08 \text{ m}$$

$$b = 0.15 \text{ m}$$

$$H = 0.06 \text{ m}$$

El gasto será de:

$$Q = 1.7LH^{\frac{3}{2}} = 1.7 * 0.13 \text{ m} * (0.06)^{\frac{3}{2}} = 0.0032 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q = 0.0032 \text{ m}^3/\text{s} = 3.24 \text{ Lt/s}$$

## 6 DISEÑO MECÁNICO.

Después de haber concluido todo lo referido a la hidráulica, para mencionar selección de bomba, tipo de flujo, caudal, es necesario y de suma importancia determinar si la estructura antes mostrada, tiene la capacidad para soportar las cargas que estarán en juego a la hora de operación, además también seleccionar todos los elementos mecánicos auxiliares, como por ejemplo: tornillos, pasadores, soportes, etc., asegurando el óptimo funcionamiento del equipo.

### 6.1 PROPÓSITOS DE DISEÑO.

El propósito del equipo es para realizar pruebas en los fluidos, es decir, experimentación, lo cual significa que el equipo estará sujeto constantemente al uso de estudiantes e investigadores, por lo que se ha optado por un diseño versátil, el cual permite la fácil manipulación de los instrumentos de pruebas, dando al mismo tiempo la oportunidad de realizar diferentes tipos de pruebas, como por ejemplo: medición de caudales, presiones, velocidades, ensayo de olas, ensayos con prototipos que aprovechen la energía del oleaje, etc., no sin olvidar una parte muy importante la seguridad.

Dicho de otra manera este apartado está orientado a:

- **CALCULO DE CARGAS:** es necesario conocer las cargas totales y en algunos casos puntuales y así evaluar los procedimientos de diseño, los tipos de cargas (axiales, flexión, torsión, etc.), para ajustar o modificar el diseño de los elementos del equipo, sin olvidar la seguridad.  
posteriormente determinar flexión en la vigas principal, y en soportes de apoyo para asegurar que la flexión es mínima, garantizando el uso seguro del equipo.
- **CALCULO DE PANDEO:** como se puede ver la siguiente figura, la estructura adoptada tiene varios elementos sujetos a compresión y flexión, por lo que se hace necesario determinar la carga crítica que estos elementos soportan, para luego compararlas con la reales.
- **CALCULO DE TORNILLOS:** dado el diseño del equipo, la mayoría de las piezas están sujetas por medio de tornillos y en algunos casos por pernos, brindando una facilidad de ensamble y posterior mantenimiento.

## 6.2 DETERMINACION DE LAS CARGAS SOBRE LA ESTRUCTURA.

Para la determinación de las cargas sobre la estructura es necesario, evaluar las condiciones críticas a las cuales estará sometido el equipo, están son las siguientes:

- El tanque principal y todo el canal estarán totalmente llenos.
- El peso del acrílico de 10 mm de espesor tiene un peso de 11.9 kg/m<sup>2</sup>.
- El peso de la lamina de acero negro de 1/16 plg. De espesor tiene un peso de 15 kg/m<sup>2</sup>.

Como primer paso se determinara el peso del agua en los tanques y canal con la siguiente ecuación<sup>77</sup>:

$$w_{agua} = m_{agua} * g = (\rho_{agua} V_{agua}) * g$$

Donde:

<sup>77</sup> Ecuación tomada del libro de física HollidayResnick, sexta edición, volumen 1, pg. 367.

$W_{\text{agua}}$ : peso del agua(N).

$\rho_{\text{agua}}$ : densidad el agua a 20 °C.

$V_{\text{agua}}$ : volumen del agua.

$g$ : aceleración de la gravedad en (m/s<sup>2</sup>).

▪ **PESO DEL AGUA EN EL TANQUE PRINCIPAL.**

$$V_{TP} = \text{largo} * \text{ancho} * \text{alto} = 0.5 \text{ m} * 0.71 \text{ m} * 0.5 = 0.175 \text{ m}^3$$

$$w_{TP} = (0.998 \text{ x}^3 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} * 0.175 \text{ m}^3 * 9.81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}) = 1713.31 \text{ N.}$$

Como 1 lbf = 4.45 N se tiene lo siguiente:

$$w_{TP} = 1713.31 \text{ N} = 385 \text{ Lb}$$

▪ **PESO DEL AGUA EN EL CANAL.**

$$V_{cn} = \text{largo} * \text{ancho} * \text{alto} = 5.08 \text{ m} * 0.13 \text{ m} * 0.30 = 0.19 \text{ m}^3$$

$$w_{cn} = (0.998 \text{ x}^3 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} * 0.19 \text{ m}^3 * 9.81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}) = 1939.67 \text{ N.}$$

$$w_{cn} = 1939.67 \text{ N} = 435.8 \text{ Lb}$$

▪ **PESO APROXIMADO DEL ACERO Y ACRILICO.**

Para la fabricación del tanque principal, que es el encargado de acumular el agua que viene de la bomba para luego, la circulación en el canal de pruebas, se uso una lamina negra de 1/16 plg. Evitando en gran medida la deformación en las paredes del tanque cuando, este esté completamente lleno.



El canal de pruebas fue fabricado con acrílico de 10 mm de espesor, brindando una alta confiabilidad a la hora de maquinarlo, y armarlo. También ambos cumplen con el requisito más importante ambos materiales son completamente seguros.

○ **TANQUE PRINCIPAL.**

Paredes del tanque  $A_{pt} = (0.5 \text{ m} * 0.71 \text{ m}) * 4 \text{ lados} = 1.42 \text{ m}^2$

Fondo del tanque  $A_{ft} = 0.5 \text{ m} * 0.5 \text{ m} = 0.25 \text{ m}^2$

El peso del fondo del tanque es:  $1.42 \text{ m}^2 * \frac{15.7 \text{ kg}}{1 \text{ m}^2} = 22.1 \text{ kg} = 59 \text{ lb}$

○ **CANAL DE ACRILICO.**

El acrílico fue cortado en tiras para después ensamblarse, entonces el proceso es como sigue:

$$(0.3 \text{ m} * 2.52 \text{ m}) * 4 \text{ piezas} = 3 \text{ m}^2$$

$$(0.15 \text{ m} * 2.52 \text{ m}) * 2 \text{ piezas} = 0.78 \text{ m}^2$$

$$3.78 \text{ m}^2 * \frac{11.9 \text{ kg}}{1 \text{ m}^2} = 45 \text{ kg} = 100 \text{ lb}$$

Al peso total antes calculado se le agregaran un peso de 300 lb, que incluye tornillos, soldaduras, tuercas, piezas de ensamble, etc. Entonces se tiene lo siguiente:

$$W_{mt} = (59 + 100 + 300) \text{ lb} = \mathbf{459 \text{ lb}}$$

El peso total que la estructura tiene que soportar es el peso del agua en el canal, el peso del agua del tanque principal, y el peso de los materiales de ambos, que son acero y acrílico, dicho esto se tiene lo siguiente:

$$w_t = w_{tp} + w_{cn} + w_{mt} = (385 + 435.8 + 459) \text{ lb} = 1279.8 \text{ lb}$$

Es muy importante tomar en cuenta el propósito del equipo, pues como se ha mencionado este canal será utilizado para experimentación por lo que hay que tomar en cuenta los accesorios que serán montados en un futuro próximo, como por el ejemplo, un generador de olas, Venturi, tubos de Pitot, vertederos, prototipos del oleaje, etc., todos estos accesorios estarán sujetos de la manera más conveniente en la estructura, es por ello que se ha decidido asumir un peso distribuido en el canal de 2000lb, sin dejar olvidado el tema de la seguridad, es decir, las piezas de las cuales se construirá el canal serán lo más seguras posibles.

Entonces el esquema del equipo es como sigue continuación:

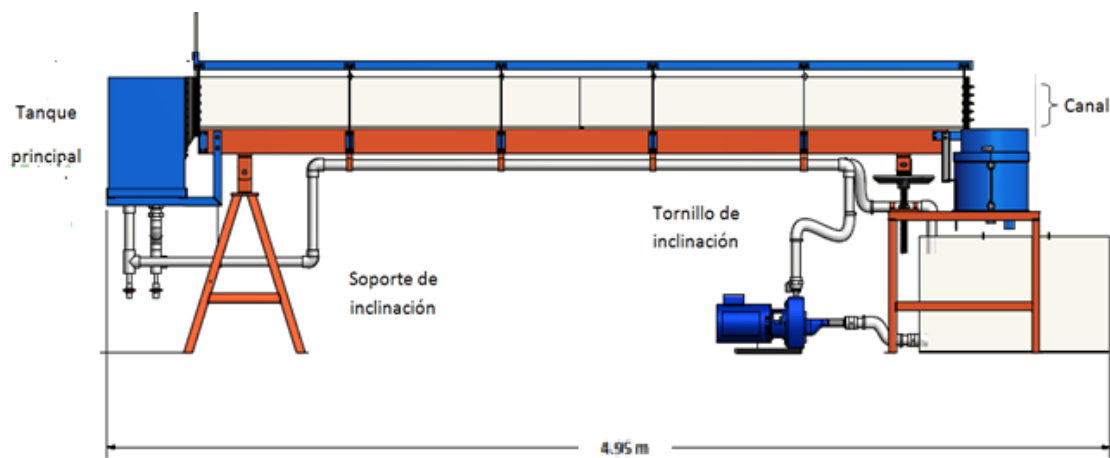


Figura. 69. Diagrama general del canal hidráulico.

El diagrama de cuerpo libre queda como sigue:

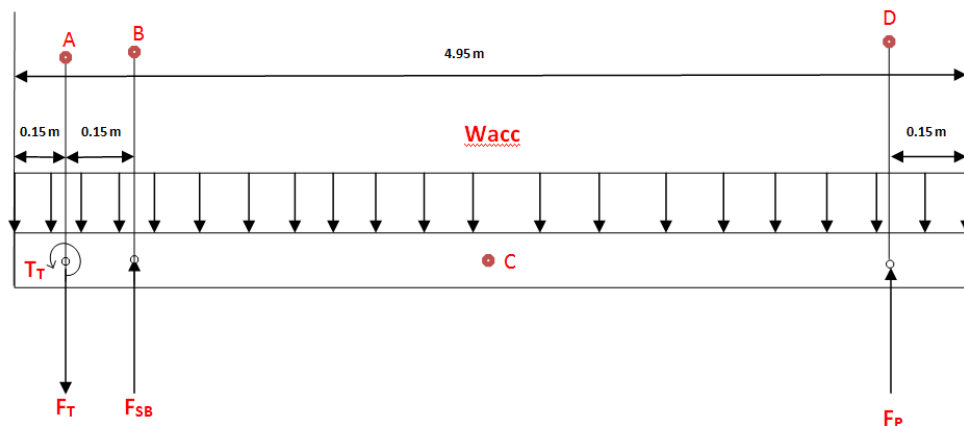


Figura. 70. Diagrama de cuerpo libre del canal hidráulico.

Las fuerzas mostradas en la figura anterior se describen a continuación.

Donde:

$T_T$  : Torque generado por el peso del agua del tanque principal.

$F_T$  : Fuerza del peso por el peso del agua en el tanque principal.

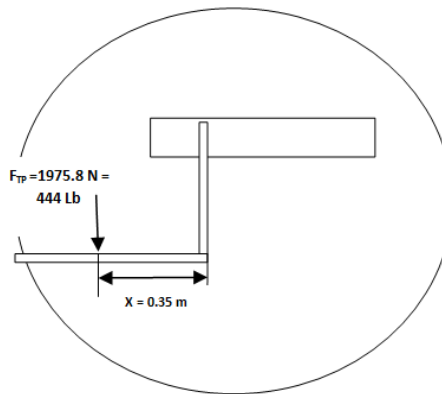
$F_{SB}$  : Fuerza del soporte balancín.

$F_{TP}$  : Fuerza del tornillo de inclinación.

$W_{acc}$  : Carga distribuida del agua y accesorios.

Anteriormente se había calculado algunas de las fuerzas, específicamente,, el peso del tanque principal (  $F = 444 \text{ lb}$  ) y la carga distribuida del canal de  $W = 2000 \text{ lb}$ .

Como se puede ver en la figura, el acoplamiento del tanque principal se ha hecho por medio de un soporte en forma de "L", lo que genera un torque, entonces ese torque es:



**Figura. 71. Torque viga, debido al**

**generado en la Tanque Principal.**

$$T_{TP} = F_{TP} * x$$

$$T_{TP} = 1975.8 \text{ N} * 0.35 \text{ m}$$

$$T_{TP} = 691.53 \text{ N.m}$$

Con lo anterior los datos conocidos son los siguientes:

$$F_{canal} = 8900 \text{ N} \qquad F_{sb} = ?$$

$$F_{TP} = 1975.8 \text{ N} \qquad F_p = ?$$

$$T_{TP} = 691.53 \text{ N.m}$$

Del diagrama de cuerpo libre se tienen las siguientes ecuaciones, asumiendo la carga distribuida concentrada en el centro, es decir en el punto "C" mostrado:

$$(\uparrow +) \sum F_Y = 0$$

$$F_{SB} + F_P - F_T - F_{acc} = 0$$

$$F_{SB} + F_P = 10875.8 \text{ N} \longrightarrow \boxed{\text{Ecu. 1}}$$

$$(+ \text{ giro anti horario}) \sum M_A = 0$$

$$T_{TP} + F_{SB}(0.15 \text{ m}) - F_{acc}(2.32 \text{ m}) + F_P(4.49 \text{ m}) = 0$$

$$(0.15 \text{ m})F_{SB} + (4.49)F_P = 8900(2.32) - 691.3 \longrightarrow \boxed{\text{Ecu. 2}}$$

Resolviendo las ecuaciones anteriores se tiene que:

$$F_{SB} = 6653.37 \text{ N} = 1495.1 \text{ Lb}$$

$$F_P = 4222.43 \text{ N} = 948 \text{ Lb}$$

Resumiendo los cálculos anteriores se tiene lo siguiente:

- Fuerza del tanque principal..... $F_{TP} = 1975.8 \text{ N} = 444 \text{ Lb}$
- Torque generado por el peso del agua..... $T_{Tp} = 691.3 \text{ N.m}$
- Carga distribuida del peso del agua en el canal ..... $W_{acc} = 1798.8 \frac{\text{N}}{\text{m}} = 404 \frac{\text{lb}}{\text{m}}$
- Fuerza puntual del canal en el centro de la viga ..... $F_{acc} = 8900 \text{ N} = 2000 \text{ Lb}$
- Fuerza aplicada en el soporte balancín..... $F_{SB} = 6653.3 \text{ N} = 1491.1 \text{ Lb}$
- Fuerza aplicada en el tornillo de inclinación..... $F_P = 4222.43 \text{ N} = 948 \text{ Lb}$

### 6.3 CALCULO DEL TORNILLO DE INCLINACION.

Uno de los objetivos de laboratorio es que éste pueda simular diferentes tipos de pendientes, para observar y medir distintas variables en los diferentes tipos de flujo que pueden ser simulados en el canal, el diseño de este elemento es de suma importancia pues este tiene que permitir o regular la inclinación del canal hidráulico sea este con flujos en movimientos como estáticos de una manera fácil y segura, es decir, que permita el cambio de ángulo sin ningún problema como por ejemplo: atascamiento, aplicación de una fuerza excesiva, tambaleo, etc.

Este propósito de este apartado es el diseño de este tornillo, lo que conlleva a determinar el diámetro, paso, tipo de rosca, fuerza necesaria para levantar, etc. Todo ello sin olvidar uno de los factores muy importantes la seguridad.

Entonces para el diseño del tornillo se asumen las siguientes características:

- Rosca ACME.
- La carga que el tornillo tiene que levantar es de  $F_p = 4222.43 N = 948 Lb$ .
- Diámetro nominal según tablas  $d = 1 plg$ .
- Paso  $P = \frac{1}{n}$  según tablas  $P = 0.2$ .
- Coeficiente de fricción  $\mu = \mu_c = 0.08$ .
- Diámetro de la arandela de apoyo  $d_c = 2 plg$

La carga aplicada en el tornillo se asume directa y el material un 1045 HR con  $\sigma_u = 520 Mpa = 76 Kpsi$ , el ara transversal necesaria según tablas A-20 Shigley “Diseño en Ing. Mecánica”, pag. 859 es de :

$$A_t = \frac{F}{\sigma_u} = \frac{949 lb}{76000} = 0.012 plg^2$$

A partir de la tabla 8-1 “Roscas para tornillos ACME que se prefieren, Robert Mott “diseño de elementos de maquinas”, pág., 729”, se compara con el área de tensión por esfuerzo de tracción, lo que da como resultado es el tornillo antes elegido con diámetro de 1 plg.

$$A_{t(1 plg)} = 0.51 plg^2 > A_{t(calculado)} = 0.012 plg^2$$

El diseño depende en gran medida del costo, debido a ello por sugerencias de los asesores se ha decidido buscar en el mercado un tornillo que cumpla con los requisitos mínimos y que al mismo tiempo se ajuste al presupuesto establecido. Por lo que se encontró un tornillo en perfectas condiciones las cuales superan en gran medida los requisitos, reafirmando así una de las más importantes variables la seguridad.

El tornillo encontrado tiene las siguientes especificaciones:

- Diámetro nominal  $d = 1\frac{3}{8} \approx 35 \text{ mm}$
- Paso  $P = 0.25 \approx 6 \text{ mm.}$
- Diámetro medio  $d_m = d - \frac{P}{2} = 1.375 - \frac{0.25}{2} = 1.25 \text{ plg} = 31.75 \text{ mm}$
- El avance es igual al paso para un tornillo de una sola cuerda  $l = P = 0.25 \text{ plg.}$
- Hilos de cuerda por pulgada es igual a 4.
- Diámetro menor  $d_r = d - P = 1.375 - 0.25 = 1\frac{1}{8} \text{ plg.}$
- El ángulo de desplazamiento es igual a:

$$\lambda = \tan^{-1} \left( \frac{l}{\pi d_p} \right) = \tan^{-1} \left( \frac{0.25}{\pi * 1.2188} \right) = 3.73^\circ$$

Donde:

$l$ : *avance*

$D_p$ : *diámetro de paso mínimo, diámetro de paso mínimo Robert Mott, pag. 733*

$$= 1.21$$

En los tornillos de potencia es necesario asegurar que el tornillo se comporte de manera **AUTOSEGURA**, es decir, que el tornillo mantenga la carga en la posición deseada evitando que esta se deslice sin necesidad de girar el tornillo o dicho de otra manera, que la carga baje por sí sola.

Para determinar esta condición existe la siguiente ecuación<sup>78</sup>, la cual si la relación, el tornillo se considera **AUTOASEGURANTE**.

$$\pi \mu d_m > l$$

$$\pi * 0.08 * 1.25 > 0.25$$

$$0.31 > 0.25$$

Como se puede notar, queda demostrado que el tornillo se comporta o trabaja en condición **AUTOSEGURA**, avalando la confiabilidad del equipo.

### 6.3.1 TORQUE PARA LEVANTAR LA CARGA.

A continuación se llevara a cabo un conjunto de procedimientos para calcular los torques necesarios para levantar y bajar la carga, es decir, la cuanta fuerza de giro necesitaremos para elevar el sistema a un nivel deseado, también más adelante será de utilidad para calcular la fuerza necesaria aplicada a la manivela, entonces se tienen las siguientes formulas:

La siguiente formula<sup>79</sup>, es para determinar el torque para elevar el sistema, el último término de la ecuación es necesario, pues el tornillo llevara arandela o soporte para sostener la carga.

$$T_{LC} = \frac{F d_m}{2} \left[ \frac{l + \pi \mu d_m}{\pi d_m - \mu l} \right] + \left[ \frac{F \mu_c d_c}{2} \right]$$

Donde:

**F:** carga del tornillo ( F= 4222.43 N)

**d<sub>m</sub>:** diámetro medio (d<sub>m</sub> = 1.25 plg. = 31.75 mm)

<sup>78</sup> Formula tomada del libro "Diseño de Ing. Mecánica", Shigley 5º edición, pg. 374.

<sup>79</sup> Ecuación tomada del libro "Diseño de Ing. Mecánica", Shigley 5º edición, pg. 376.

$l$ : avance = Paso ( $P = 0.25 \text{ plg} = 6.35 \text{ mm}$ ).

$d_c$  : diámetro de la arandela ( $d_c = 100 \text{ mm}$ )

$\mu$  : coeficiente de fricción ( $\mu = 0.08$ )

$$T_{LC} = \frac{4.222 \text{ KN} * 31.75}{2} \left[ \frac{6.35 + \pi * 0.08 * 31.75}{\pi * 31.75 - 0.08 * 6.35} \right] + \left[ \frac{4.222 \text{ KN} * 0.08 * 100 \text{ mm}}{2} \right]$$

$$T_{LC} = 26.55 \text{ N.m}$$

### 6.3.2 TORQUE PARA BAJAR LA CARGA.

Este es el torque que se necesita para descender la carga.

$$T_{BC} = \frac{F d_m}{2} \left[ \frac{\pi \mu d_m - l}{\pi d_m + \mu l} \right] + \left[ \frac{F \mu_c d_c}{2} \right]$$

$$T_{BC} = \frac{4.222 \text{ KN} * 31.75}{2} \left[ \frac{\pi * 0.08 * 31.75 - 6.35}{\pi * 31.75 + 0.08 * 6.35} \right] + \left[ \frac{4.222 \text{ KN} * 0.08 * 100 \text{ mm}}{2} \right]$$

$$T_{BC} = 17.86 \text{ N.m}$$

### 6.3.3 CÁLCULO DEL DIÁMETRO DE LA MANIVELA.

Usando los datos de los cálculos anteriores, se procede al cálculo de la manivela, la cual nos servirá para regular la inclinación del canal, es importante considerar el torque máximo, que para nuestro caso es el torque para levantar la carga, para ello se utilizará la siguiente ecuación:



$$T = F_{manivela} * r$$

Donde:

**T:** toque de la manivela.

**F:** fuerza de aplicación para girar la manivela.

**r :** radio de giro.

En el mercado se encontró una manivela con un diámetro de 0.40 m. entonces la fuerza para levantar la carga es de :

$$F_{manivela} = \frac{T_{LC}}{r} = \frac{26.55 N.m}{0.40 m} = 66.37 N = 14.91 Lb$$

$$F_{manivela} = 66.37 N = 14.91 Lb$$

De lo anterior se puede concluir lo siguiente, el equipo está diseñado para cambiar el ángulo de inclinación, lo cual según el resultado anterior resulta fácil, cómodo y muy seguro, teniendo en cuenta también que los estudiantes pueden ser masculinos o femeninos.

#### **6.3.4 CÁLCULO DEL MOTOR PARA EL TORNILLO REGULADOR DE INCLINACIÓN.**

Actualmente el mecanismo de inclinación es manual, no obstante, hay que considerar futuras modificaciones, como por ejemplo agregar un pequeño motor eléctrico, para ello la potencia de este será calculada con la siguiente fórmula:

$$P_{motor} = \frac{Tn}{63000}$$

Donde:

P : potencia del motor (hp).

n : Velocidad del motor (rpm).

T: torque para subir la carga(lb.in)

Antes de continuar, es necesario tener en cuenta lo siguientes suposiciones:

- Si la altura de trabajo del tornillo es de aproximadamente de 3 plg.
- El tiempo de trabajo será de aproximadamente de 10 segundos.

Dado lo anterior se tiene lo siguiente:

$$V_{subida} = \frac{h}{t} = \frac{3 \text{ plg}}{10 \text{ seg}} = 0.3 \text{ plg/seg}$$

En rpm la velocidad queda como:

$$n = 0.3 \frac{\text{plg}}{\text{seg}} = \frac{1 \text{ rev}}{0.25 \text{ plg}} = \frac{60 \text{ seg}}{1 \text{ min}} = 72 \text{ rpm}$$

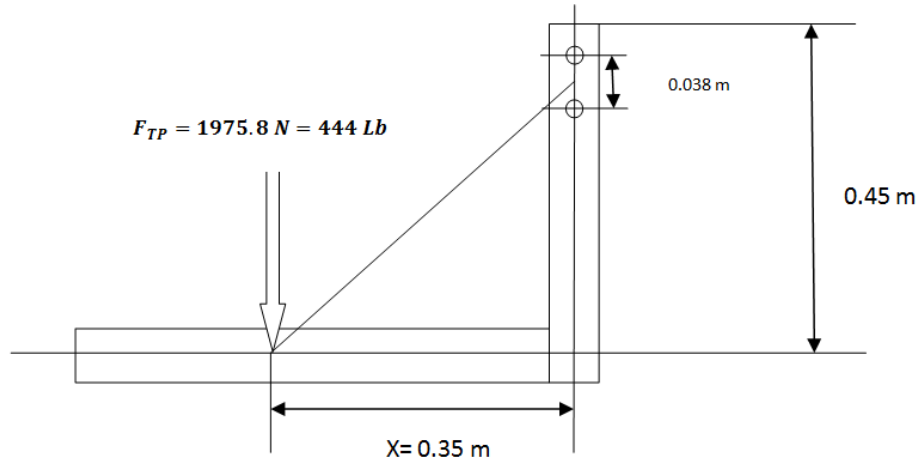
La potencia del motor será de:

$$P_{motor} = \frac{231.53 \text{ lb. plg} * 72 \text{ rpm}}{63000} = 0.26 \text{ hp} \approx 0.5 \text{ hp}$$

$$P_{motor} = 1/2 \text{ hp}$$

#### 6.4 CÁLCULO DEL DIAMETRO DE TORNILLOS DEL SOPORTE DEL TANQUE PRINCIPAL.

Como se puede ver en la siguiente figura la distribución de los pernos es excéntrica por lo que el análisis es de la siguiente manera:



**Figura. 72. Distribución de fuerzas soporte de tanque de captación.**

Para realizar el análisis se asumen los pernos del mismo diámetro, la carga total tomada para cada uno se calcula en tres pasos, como sigue:

**PASO N° 1**

La fuerza cortante ( $F_v$ ) se dividirá en parte iguales entre cada perno. Como sigue:

$$F_v = \frac{V}{n}$$

Donde:

$F_v$  : carga directa o carga cortante primaria.

$n$  : numero de pernos.

$V$ : fuerza cortante.

**PASO N° 2**

La carga de momento o carga secundaria, es la carga adicional que hay sobre cada perno debido al momento:

$$M_{total} = F''_A * r_A + F''_B * r_B + F''_C * r_C + \dots$$

La fuerza que recibe cada perno dependen de su distancia al centroide, es decir, el perno más alejado del centro de gravedad recibe la carga crítica, en tanto el más próximo absorber menor, esto puede escribirse como:

$$\frac{F''_A}{r_A} = \frac{F''_B}{r_B} = \frac{F''_C}{r_C}$$

$$F'' = \frac{M * r_n}{r_A^2 + r_B^2 + r_C^2 + \dots}$$

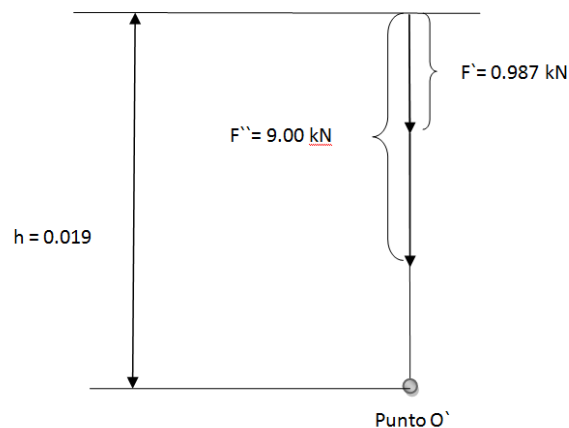
Donde :

$r_n$  : indica el perno cuya carga debe hallarse.

### **PASO N° 2**

las cargas directas y de momento se suman vectorialmente para obtener la fuerza resultante en cada perno.

Reacomodando las fuerzas, la figura queda de la siguiente manera:



**Figura. 73. Diagrama de cuerpo libre de los tornillos sujetos a cargas excéntricas.**

Como se muestra en la figura anterior solo hay 2 pernos, y ambos están a la misma distancia, no obstante se tomara en análisis el perno de arriba, tornillo "A". entonces se tiene que:

$$F^{\wedge} = \frac{V}{n} = \frac{1975.8 \text{ N}}{2} = 987.9 \text{ N} = 0.987 \text{ kN}$$

$$M = F^{\wedge} * x = 1975.8 \text{ N} * 0.35 \text{ m} = 691.53 \text{ N.m}$$

La disposición de los pernos en la estructura no tiene componentes en el eje "X", entonces se tiene lo siguiente:

$$F^{\wedge\wedge} = \frac{Mr}{4r^2} = \frac{M}{4r} = \frac{691.53 \text{ N.m}}{4 * 0.019} = 9.00 \text{ kN}$$

La fuerza secundaria debido al momento es:

$$F^{\wedge\wedge} = 9.00 \text{ kN}$$

la fuerza total en los pernos es de :

$$F_{total} = F^{\wedge} + F^{\wedge\wedge} = 0.987 \text{ kN} + 9 \text{ kN} = 9.987 \text{ kN}$$

$$F_{total} = 9.987 \text{ kN} = 2044.73 \text{ lb}$$

Debido al ensamble del tanque principal, la carga sobre los pernos es distinta a otras, la carga del tanque genera un momento que afecta considerablemente a los tornillos, aumentando el riesgo de quebradura o corte de los pernos, entonces de la tabla<sup>80</sup> 19-1 "Tensiones permisibles para pernos", asumiendo un acero de Grado ASTM A-307, con una tensión por esfuerzo de corte de  $\tau = 10 \text{ ksi} (69 \text{ MPa})$  se tiene el diámetro seguro del perno.

$$A_t = \frac{F_{total}}{\tau_v} = \frac{2,044.73 \text{ lb}}{10 \times 10^3 \text{ lb/plg}^2} = 0.20 \text{ plg}^2$$

El diámetro seguro del perno se calcula de la siguiente manera:

$$D = \sqrt{\frac{4 * A_t}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 * 0.20 \text{ plg}^2}{\pi}} = 0.50 \text{ plg.}$$

$$D = 0.5 \text{ plg}$$

El diámetro del perno a utilizar confirma la elección tomada a la hora perforar los agujeros y ensamblar las partes, ratificando la seguridad del equipo, como también

<sup>80</sup> Tabla tomada del Libro de Robert Mott, Diseño en Ingeniería Mecánica, pág. 762.

generando un aspecto visual compatible con el tamaño del equipo, es muy importante señalar, que el ensamble tiene por seguridad 4 pernos, aumentando así la confiabilidad a la hora de realizar las practicas.

#### 6.4.1 CÁLCULO DEL TORQUE DE APRIETE DE LOS TORNILLOS DEL TANQUE PRINCIPAL.

La carga de afianzamiento es generada en el perno o tornillo al ejercer un torque para apretar la tuerca, o bien al ejercerlo sobre la cabeza del tornillo. Una relación aproximada entre el torque y la fuerza de tracción axial en el perno o tornillos es la fuerza de afianzamiento, como sigue a continuación:

$$T_{apriete} = KDP$$

Donde:

**T:** torque de apriete (lb.plg)

**K:** constante dependiente de la lubricación presente.

**D:** diámetro nominal de la cuerda (plg.).

**P :** carga de afianzamiento (lb).

Para nuestro caso  $K= 0.15$  porque el tornillo será lubricado, disminuyendo así la corrosión a lo largo de la rosca, entonces el torque de apriete necesario se calcula como sigue:

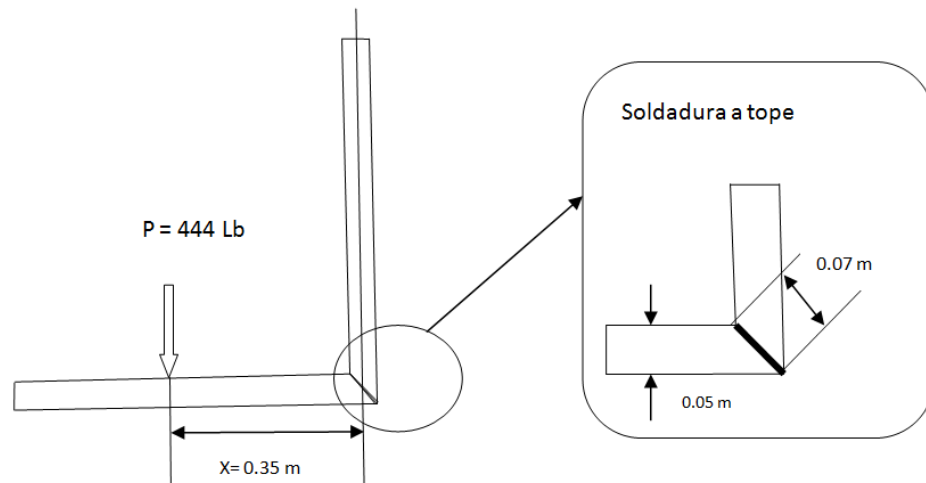
$$T_{apriete} = 0.15 * 0.5 \text{ plg} * 2044.73 \text{ lb} = 153.35 \text{ lb.plg}$$

$$T_{apriete} = 153.35 \text{ Lb.plg}$$

#### 6.4.2 CÁLCULO DE SOLDADURA A TOPE EN EL SOPORTE DEL TANQUE PRINCIPAL.

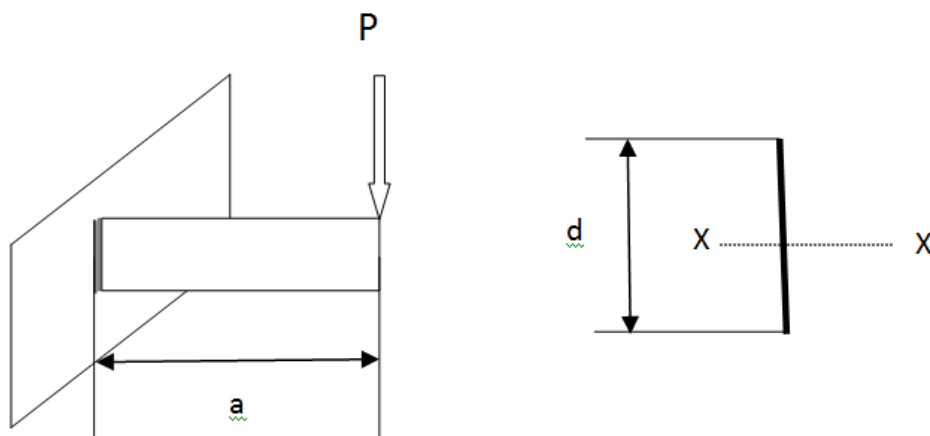
En la figura siguiente se muestra el tipo de carga a la cual está siendo sometida la soldadura del tanque principal. El procedimiento que sigue tiene como objetivo la

comparación de fuerzas de soldadura vrs. El aplicado con la fuerza total del peso del agua en tanque de 444 lb.



**Figura. 74. Muestra de la soldadura a tope del soporte del tanque de captación.**

De acuerdo con la figura 19-8 “Factores de geometría para análisis de soldadura”, se tiene lo siguiente<sup>81</sup>:



**Figura. 75. Distribución de esfuerzos sobre la soldadura a tope.**

<sup>81</sup>Tabla tomada del Libro de Robert Mott, Diseño en Ingeniería Mecánica, pág. 770. Ver anexos.

La formulas a utilizar son las siguientes:

$$A_w = d$$

$$M = P * a$$

$$Z_w = \frac{d^2}{6}$$

La carga está sometida puramente a flexión entonces la fuerza por pulgada de soldadura es igual a:

$$\text{Flexion: } f = \frac{M}{Z_w} = \frac{P * a}{\frac{d^2}{6}}$$

Debido a que la soldadura esta en un ángulo de 45° la longitud del cordón es más largo, por lo que se tiene lo siguiente:

$$f = \frac{1975.8 \text{ N} * 0.35 \text{ m}}{\left(\frac{0.05^2}{6}\right)} = 1659672 \text{ N}$$

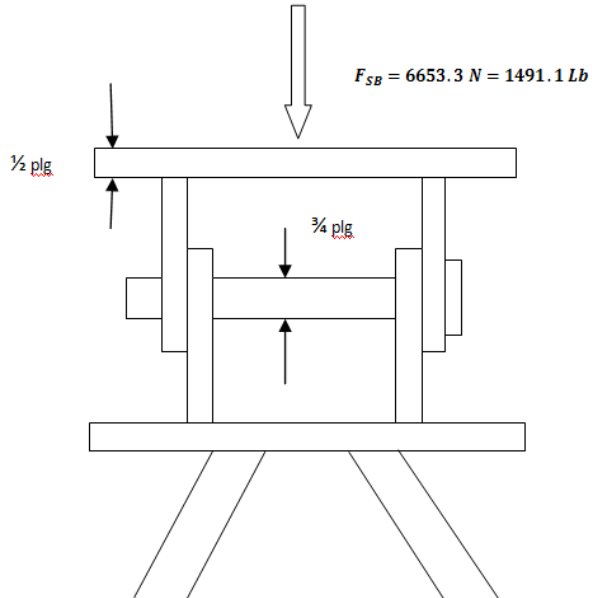
$$f = 1659.67 \text{ kN}$$

Comparando la fuerza que soporta la soldadura con la aplicada por el peso del agua, se puede notar que la soldadura cumple satisfactoriamente con las condiciones de operación, brindando nuevamente seguridad en el equipo.

## 6.5 CÁLCULO DE SOPORTES DE INCLINACION DEL EQUIPO.

Como se puede ver en la siguiente figura, el equipo consta de dos soportes, los cuales permitirán que el equipo cambien su inclinación, ambos soportes están hechos similares, es decir, solo varían en su forma, pero están hechos del mismo material, debido a la facilidad de construcción, maquinado y la carga de aplicación a la cual están sometidos.





**Figura. 76. Distribución de fuerzas en el soporte de inclinación del canal.**

Continuando con el diseño del equipo, los siguientes procedimientos tienen como propósito lo siguiente:

- Determinar el diámetro del pasador.
- Fijar el electrodo de soldadura para placas de acero del  $\frac{1}{2}$  plg.
- Verificación del espesor de las placas, tomando un agujero como concentrador de esfuerzo crítico.

#### **A. DIÁMETRO DEL PASADOR.**

La determinación del diámetro del pasador, se utilizará la teoría de cortante máximo<sup>82</sup>, sin embargo, debido a que existe dos elementos similares se analizará el más crítico que para nuestro caso es el que está sometido a mayor carga, o donde  $F_{sb} = 6653.3 N = 1491.1 lb$ .

<sup>82</sup> La teoría de cortante máximo afirma que si se inicia la fluencia siempre que en cualquier elemento el esfuerzo cortante máximo se vuelva igual al esfuerzo cortante máximo en una probeta a tensión, cuando ese espécimen empieza a ceder.

Hay que tener en cuenta la siguiente consideración, dado que las variaciones y velocidades de inclinación se estipulan lentas, el pasador se considera bajo carga estática, entonces sigue lo siguiente:

La fórmula<sup>83</sup> para calcular el esfuerzo cortante para una barra solida es:

$$\tau_v = \frac{4}{3} \left( \frac{F_v}{A} \right)$$

Aplicando la teoría d esfuerzo cortante máximo se tiene que :

$$\tau_v = \frac{0.5S_y}{n}$$

De tablas, y asumiendo un acero AISI 1020 con  $S_y = 210 \text{ Mpa} = 30 \text{ Kpsi}$  y un factor de seguridad de  $n = 3$ , igualando las ecuaciones anteriores se concluye que:

$$\frac{4}{3} \left( \frac{F_v}{A} \right) = \frac{0.5S_y}{n}$$

$$\frac{4}{3} \left( \frac{1491.1 \text{ Lb}}{\frac{\pi}{4} d^2} \right) = \frac{0.5 * 30 \times 10^3 \text{ Kpsi}}{3}$$

Resolviendo, la ecuación anterior el diámetro del pasador es de:

$$d = 0.71 \text{ plg}$$

Por razones de seguridad, disponibilidad de material y estética, el eje o pasador será de  $\frac{3}{4}$  plg., manteniendo los niveles de seguridad.

$$d = \frac{3}{4} \text{ plg}$$

**NOTA:** el pasador será asegurado con una chaveta, impidiéndole salirse de su alineación.

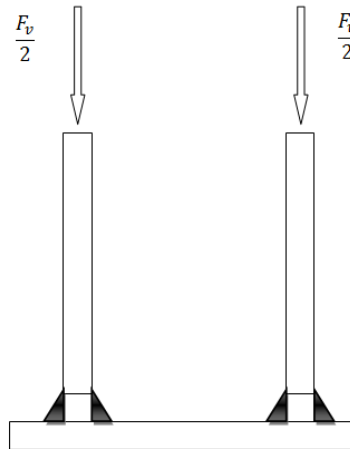
---

<sup>83</sup>Formula tomada del Libro de Robert Mott, Diseño en Ingeniería Mecánica, pág. 305.

## B. CÁLCULO DE ESPESOR DE PLACAS LATERALES.

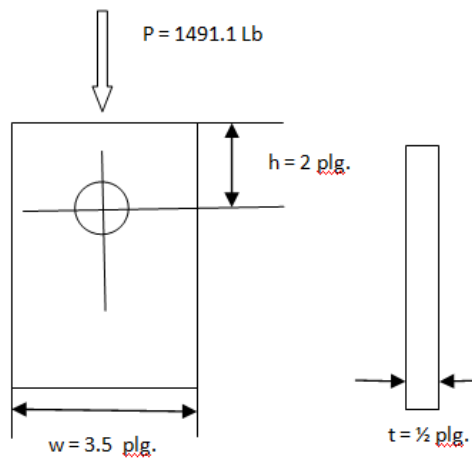
Las placas como se ve en la siguiente figura, tienen un espesor de  $\frac{1}{2}$  plg., por lo tanto, las soldaduras recomendadas para placas de este tipo según la tabla 19-4<sup>84</sup> “Tamaños mínimos de soldadura para placas de gran espesor”, es de:

*placas  $\leq \frac{1}{2}$  plg el electrodo a usar es de  $\frac{3}{16}$  plg.*



**Figura. 77. Diagrama de fuerzas sobre las placas laterales del soporte balancín.**

El siguiente cálculo tiene como objetivo asegurar el esfuerzo en el material. Si el agujero es de  $\frac{3}{4}$  plg. y la carga máximo es de 1491.1 Lb, el esfuerzo es de :

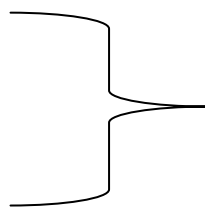


**Figura. 78. Diagrama en una placa con agujero.**

<sup>84</sup>Tabla tomada del Libro de Robert Mott, Diseño en Ingeniería Mecánica, pág. 771.

La formula anterior para el cálculo de concentradores de esfuerzos en placas fue tomada de la figura<sup>85</sup> A-15-12, de esta figura se tiene que:

$$\frac{d}{w} = \frac{0.75}{3.5} = 0.21$$

$$\frac{h}{w} = \frac{2}{3.5} = 0.57$$


$K_t = 5.2$

Con  $K_t = 5.2$  y las ecuaciones anteriores se calcula el esfuerzo en la placa.

$$\sigma = \frac{K_t P}{(w - d)t} = \frac{5.2 * 745.5 \text{ lb}}{(3.5 - 0.75) * 0.5} = 2819.34 \frac{\text{lb}}{\text{plg}^2}$$

$$\sigma = 2.82 \text{ kpsi}$$

Usando la teoría de cortante máximo se tiene que:

$$S_{max} = \frac{0.5S_y}{3} = \frac{0.5 * 30x10^3 \frac{\text{lb}}{\text{plg}^2}}{3} = 5 \text{ kpsi}$$

$$S_{max} = 5 \text{ kpsi.}$$

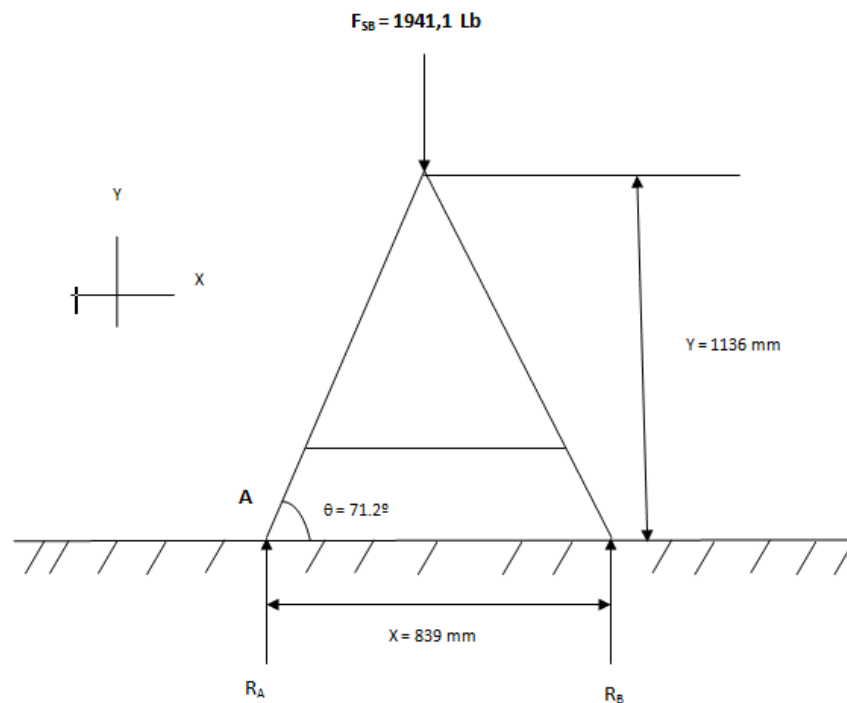
De lo anterior se puede concluir que el esfuerzo cortante sobrepasa en casi el doble al esfuerzo provocado por la carga, de esta manera se asegura el óptimo funcionamiento del equipo.

<sup>85</sup>Tabla tomada del Libro de Joseph Shigley, Diseño en Ingeniería Mecánica, pág. 849.

## 6.6 DISEÑO DE LA ESTRUCTURA SOPORTE DEL TANQUE PRINCIPAL Y CANAL.

Esta estructura es la que sirve de apoyo del canal y a la vez permite a la misma cambiar de inclinación, a continuación se muestra el Diagrama de Cuerpo Libre (DCL) de la estructura. Tomando las siguientes consideración.

El soporte de la estructura se considera que tiene apoyos lisos, pues la estructura no está sujeta con ningún tipo de sujeción, dicho esto la reacción que actúa perpendicularmente a la superficie de contacto es única.



**Figura. 79. Diagrama de cuerpo libre de la estructura soporte del canal.**

La figura anterior realmente está sostenida en cuatro barras, pero en la figura anterior solo se muestra un perfil, pero la seguridad es primero por lo que se asumirá directa.

Para calcular las reacciones, se tiene lo que sigue:

$$(+ \text{ hacia arriba}) \sum F_y = 0$$

$$R_A + R_B - F_{SB} = 0$$

$$(+ \text{ giro antihorario}) \sum M_A = 0$$

$$R_B(0.84 \text{ m}) - F_B(0.44 \text{ m}) = 0$$

$$R_B = \frac{1491.1 \text{ Lb} * 0.44 \text{ m}}{0.84 \text{ m}} = 781.05 \text{ Lb}$$

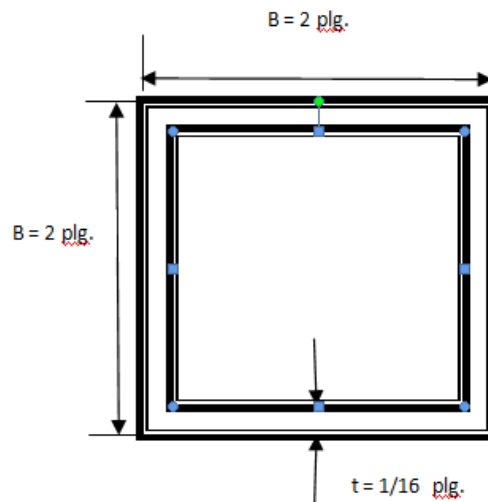
$$\mathbf{R_B = 781.05 Lb = 3475.68 N}$$

$$R_A = F_{S\Box} - R_B$$

$$R_A = 1491.1 \text{ lb} - 781.05 \text{ lb} = 710.05 \text{ lb}$$

$$\mathbf{R_A = 710.05 Lb = 3159.72 N}$$

Con las reacciones encontradas se usara la teoría de cortante máximo para determinar su respectivo esfuerzo y posteriormente compararlo, asumiendo los datos del material de  $S_y = 277 \text{ Mpa} = 32.92 \text{ ksi}$  y  $n = 3$ .



**Figura. 80. Corte transversal del tubo estructural.**

Las formulas utilizadas son las siguientes:

$$S_{RB} = \frac{R_B}{A} = \frac{781.05 \text{ Lb}}{(2 \text{ plg} * 2 \text{ plg}) - (1.875 \text{ plg} * 1.875 \text{ plg})}$$

$$S_{RB} = 1612.50 \frac{\text{lb}}{\text{plg}^2} = 1.61 \text{ kpsi}$$

$$S_{max} = \frac{0.5S_y}{n} = \frac{0.5 * 32.92x10^3 \text{ lb/plg}^2}{3} = 5487 \frac{\text{lb}}{\text{plg}^2}$$

$$S_{max} = 5.48 \text{ kpsi}$$

Al comparar los resultados anteriores, el esfuerzo al cual está sometido el material está muy por debajo del límite, por lo que se considera un comportamiento ideal, también la forma del soporte hace que el equipo tengo muy buena estabilidad, al mismo tiempo estética, y lo más importante es que cumple por encima los requerimiento de seguridad.

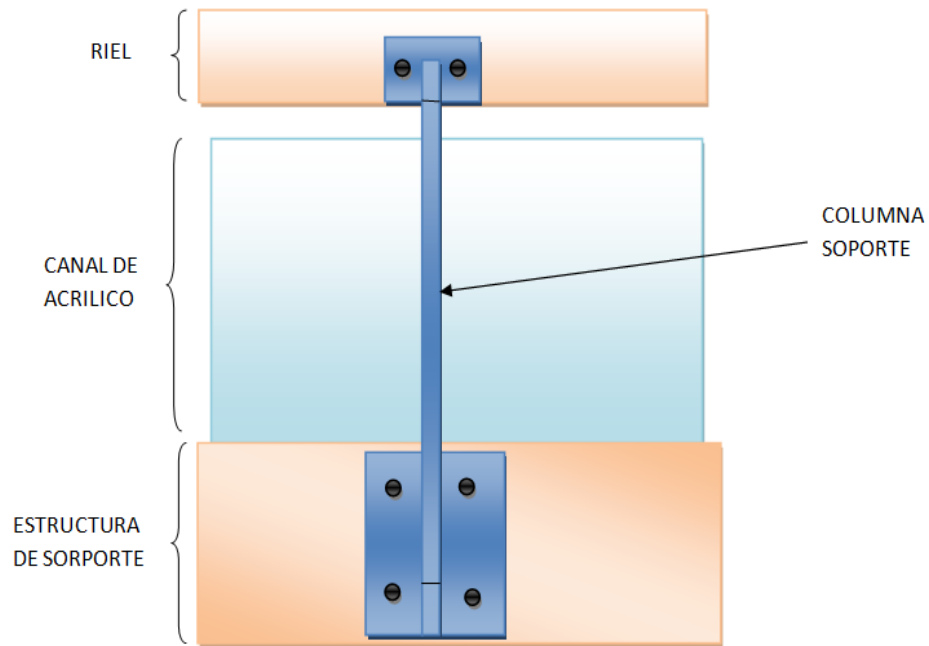
## 6.7 CÁLCULO DE PANDEO DE LAS COLUMNAS DEL RIEL SOPORTE DE ACCESORIOS.

Las columnas se han diseñado de tal forma, que el riel colocado en ellas permita a los accesorios de prueba el movimiento libre, sin atascamiento alguno, es decir, permitirá el movimientos de estos a lo largo del canal, para poder así hacer las mediciones respectivas de cada una de las practicas que serán desarrolladas, además servirá como una jaula de protección del canal de acrílico, brindando seguridad al equipo y usuarios.

Para las columnas se utilizara una pletina de acero de 1.5 plg.\*1/4 plg.de espesor, con una longitud total de 0.37 m (1.214 ft), la cual será atornillada en los extremos con cuatro tornillos, el material es un AISI 1020 HR con  $E = 207 \text{ Gpa} = 30x10^6 \text{ psi}$  y un  $S_y = 210 \text{ Mpa} = 30 \text{ kpsi}$ .

La carga aplicada en las columnas (12 columnas en total), será de aproximadamente de 600 Lb, el cual siempre estará distribuido en ambos lados del

equipo. Ver figura siguiente (color azul representa la columna a diseñar), los accesorios que el equipo utilizara pueden ser generador de olas, compuertas, prototipos del oleaje, etc.



**Figura. 81. Representación de la unión del soporte del riel con canal.**

El objetivo del análisis es calcular la fuerza crítica, la cual generara pandeo en las columnas, luego esta fuerza se comparara con la aplicada por los accesorios antes mencionados. El cálculo se harán en los 5 pasos siguiente, para ello en necesario la siguiente figura:



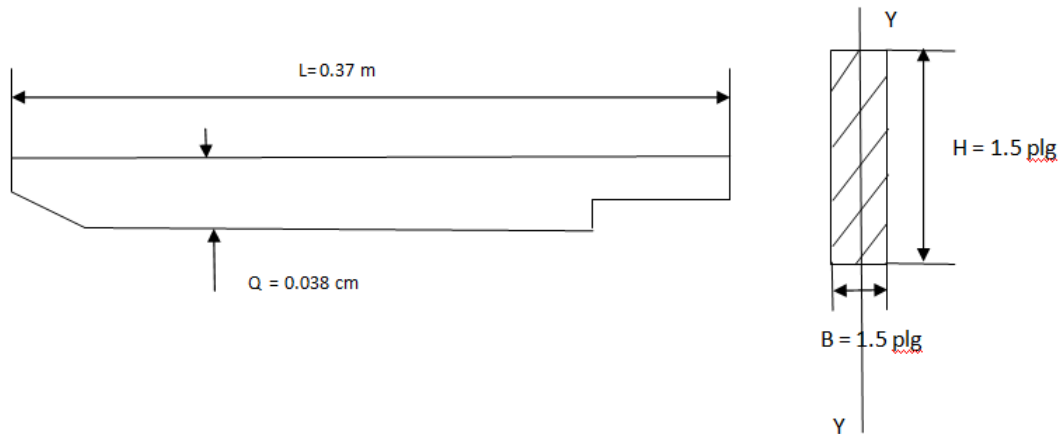


Figura. 82. Esquema longitudinal y transversal del soporte del riel.

**PASO N° 1**

Como en los extremos se va a usar sujeción por tornillos, el factor de fricción es  $k = 1.0$ , es decir, la longitud efectiva será igual a la longitud real.

$$KL = 1.0 * 0.37 \text{ m} = 0.37 \text{ m} = 1.214 \text{ ft}$$

**PASO N° 2**

A partir del índice<sup>86</sup> A-1 para una sección sólida rectangular, se tiene que:

$$A = B * H = 1.5 \text{ plg} * 0.25 \text{ plg} = 0.375 \text{ plg}^2$$

$$r = \frac{H}{\sqrt{12}} = \frac{0.25 \text{ plg}}{\sqrt{12}} = 0.072 \text{ plg}$$

Para nuestro caso el eje crítico es el eje Y-Y.

<sup>86</sup> Apéndice tomado del Libro de Robert Mott, Diseño en Ingeniería Mecánica.



La carga crítica, es decir, la carga con la cual la columna va a comenzar a pandearse es de:

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EA}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} = \frac{\pi^2 30 \times 10^6 \text{ lb/plg}^2 (1.5 \text{ plg} * 1.5 \text{ plg})}{(202.33)^2} = 2712.26 \text{ Lb}$$

$$P_{cr} = 2712.26 \text{ lb}$$

Del anterior calculo se puede concluir que la carga aplicada en el equipo es mucho menor que la crítica, confirmando nuevamente la seguridad y confiabilidad del equipo.

## 6.8 CÁLCULO DE LOS TORNILLOS DE LOS SOPORTES DE RIEL.

Como se menciona antes, la carga supuesta será de 600 lb, entonces asumiendo un perno con las siguientes características.

- GRADO 5  $1/4$  UNC – 1.25
- Con una resistencia probada de  $\sigma_{pr} = 85000 \text{ psi}$ .

El procedimiento de selección es el siguiente:

$$\sigma_{pr} = \frac{F}{A_t}$$

Donde:

$A_t$  : are del tornillo sacada de tablas.

F : fuerza cortante del tornillo.

$$A_t = \frac{600 \text{ lb}}{85000 \text{ lb/plg}^2} = 0.00705 \text{ plg}^2$$

$$A_t = 0.00705 \text{ plg}^2$$

De acuerdo a la tabla 18-5 “Dimensiones American Estándar de cuerdas, tamaños fraccionarios”, el área de esfuerzo a la tracción es mucho mayor que el mínimo requerido, por lo tanto se ha adoptado por un perno de:

**GRADO 5  $1/4$  UNC – 1.25**

## 7 COSTO DEL EQUIPO.

En la siguiente tabla se muestran los costos específicos de los materiales utilizados en la fabricación del canal hidráulico de pendiente variable

No	Descripción	Cantidad	Unidad	Precio unitario	Total
1	Pletina 2"x1/4	3	Pieza	25	75
2	Pletina 1"x 1/8	1	Pieza	15	15
3	Pletina 1 1/2 " x 1/8	2	Pieza	17.5	35
4	Placa de acero de 1/2"	1/2	Pieza	150	75
5	Angulo 2 x 2x 1/8"	1	Pieza	15.3	15.3
6	Angulo 1 x 1 x 1/8"	1	Pieza	8.6	8.6
7	Lamina negra 1/16"	2	Pliego	29.7	59.4
8	Tubo estructural 2 x2x 1/16"	3	Pieza	26.5	79.5
9	Perfil cuadrado 6x6x1/4"	1	Pieza	250	250
10	Tornillo de inclinación	1	Pieza	20	20
11	Tornillo 5/16"x 1/4 negro	75		0.11	8.25
12	Tornillo 3/8"x 1 1/2 " negro	10		0.13	1.3
13	Tornillo 1/2"x 1 1/2" negro	4		0.27	1.08
14	Tornillos 5/16"x1 1/2" negro	26		0.11	2.86
15	Tornillos 5/16 x 2 1/2" negro	27		0.15	4.05
16	Varilla roscada 1/4	1		0.68	0.68
17	Varilla roscada 5/16	1		1.13	1.13
18	Chavetas 1/8 x 1	3		0.13	0.39
19	Arandelas 1/4 "	2		0.02	0.04
20	Arandela 1"	1		0.44	0.44

No	Descripción	Cantidad	Unidad	Precio unitario	Total
21	Tubo solido 1"	1	50 cm	5	5
22	Reglas graduadas	4		1	4
23	Acrílico e=10mm	3	Pliego	255	765
24	Pegamento para Acrílico	3	Botella	5	15
25	Pintura Primer	1/2	Galón	7.9	3.95
26	Pintura Azul	1	Galón	19.5	19.5
27	Pintura naranja	1	Galón	22.5	22.5
28	Thiner	3	Galón	7.35	22.05
29	Grasa #2	1	Botella		0
30	Tubería PVC 3/4	1		0.6	0.6
31	Tubería PVC 2"	3		5.36	16.08
32	Codos PVC 2"	8		1.08	8.64
33	Codos PVC 2" a 45°	2		0.99	1.98
34	T PVC 2"	2		1.4	2.8
35	Unión T PVC 2"	2		0.68	1.36
36	Válvulas PVC bola ¾"	2		1.6	3.2
37	Tapón PVC Hembra 2"	1		0.63	0.63
38	Adaptador PVC hembra 2"	2		0.45	0.9
39	Acoples PVC ¾ a 2"	3		0.8	2.4
40	Acoples acero galvanizado ¾ a 2"	2		1.76	3.52

No	Descripción	Cantidad	Unidad	Precio unitario	Total
41	Tubo flexible 2"	5	Pies	4.95	24.75
42	Abrazaderas 2"	6		1.05	6.3
43	Sistema visor	1		10.5	10.5
44	Válvuladesagüe	1		4.99	4.99
45	Alfombra acanalada de hule	1	Pliego	13.7	13.7
46	Hule negro para bus 1x1x1/4"	1		12.75	12.75
47	Balero	1		10	10
48	Sistema manivela	1		10	10
49	Pegamento para PVC	1	1/8 Galón	6.9	6.9
50	Silicón transparente	3	Tubos	2.95	8.85
51	Block de madera	1		20	20
52	Pintura acualok	1	1/8 Galón	6.9	6.9
53	Machuelo 3P/0.5	1		5.19	5.19
54	Broca HSS 2.0mm	1		0.31	0.31
55	Poxipol transparente	1		4.39	4.39
56	Broca HSS 1/8"	2		0.3	0.6
<b>COSTO TOTAL DE PRODUCCION</b>					<b>1698.26</b>

El costo total del proyecto se muestra en la siguiente tabla y asciende a \$3448.26 dólares.

COSTOS TOTALES	
COSTOS DE PRODUCCION	1698.26
COSTOS DE MANO DE OBRA	1500
COSTO DE IMPREVISTOS	250.00
<b>TOTAL</b>	<b>3448.26</b>

## **8 GUIAS DE USO, MANTENIMIENTO Y GUIAS DE LABORATORIOS DEL EQUIPO.**

### **8.1 GUIA DE USO Y MANTENIMIENTO DEL EQUIPO.**

UNIVERSIDAD D EL SALVADOR  
FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA  
ESCUELA DE INGENIERIA MECANICA



**“GUIA DE PUESTA EN MARCHA, APAGADO Y MANTENIMIENTO DEL CANAL  
HIDRAULICO DE PENDIENE VARIABLE PARA USO DIDACTICO E  
INVESTIGACION”**

**DESCRIPCIÓN Y FUNCIONAMIENTO DEL CANAL HIDRÁULICO.**

La forma geométrica del canal es de forma rectangular, las dimensiones son: 0.13 m de ancho, 0.30 m de altura y 5.04 m de longitud, construido de material acrílico (10 mm espesor.) y montado en una estructura metálica (perfil estructural cuadrado de ¼ de pulgada de espesor), la cual permite, por medio de un pivote y un tornillo de potencia, el ajuste de inclinación de el plano horizontal del canal.

El equipo consta de tres tanques:

- El primero es el tanque acumulador, el cual es capaz de contener la cantidad de agua necesaria para realizar las pruebas de laboratorio como también el flujo de seguridad el cual permite mantener la bomba funcionando, es decir, no permite que esta se quede sin agua, evitando problemas de cavitación, y cebado de la bomba.
- El segundo tanque es el tanque principal, este tanque permite la entrada del agua al canal en una forma tranquila, posee un control de nivel el cual permite controlar el volumen de agua necesario, evitando el rebalse del agua por los bordes del tanque, el agua retorna al tanque recolector por medio de una tubería de 2 plg.,

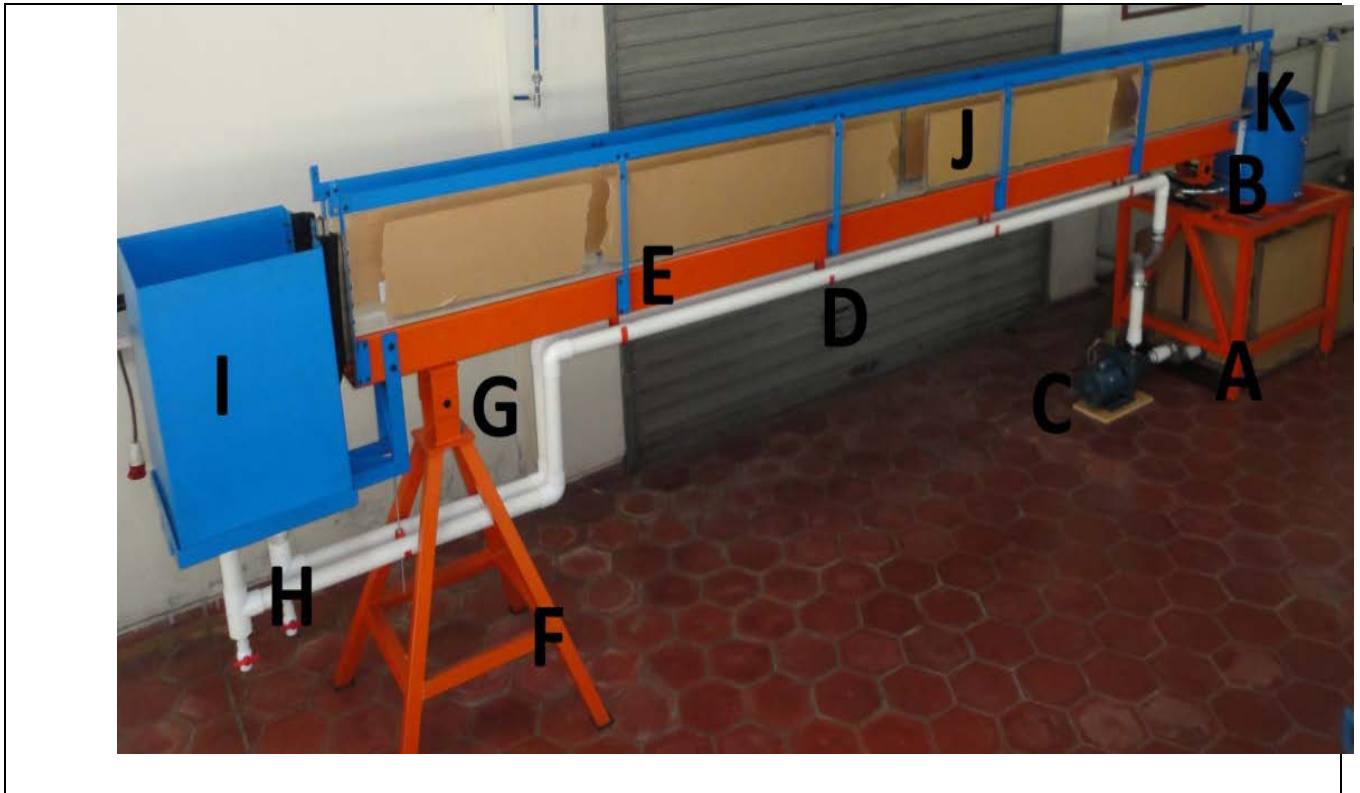


además posee un drenaje para evacuar el agua al finalización de cada una de las prácticas de laboratorio.

- El tercer tanque es el volumétrico, el cual permite medir el tiempo de llegada del mismo por medio de dos marcas colocadas en un visor en un lado del tanque, también posee un válvula de evacuación del agua permitiendo evacuar el agua en una forma repetitiva para la realización de la pruebas de laboratorio, posee también un control de volumen de agua el permite evacuar el agua de una forma segura, no interviniendo en las mediciones de laboratorio.

El canal hidráulico es un circuito cerrado, dicho circuito da inicio con una bomba que toma el fluido del tanque de alimentación, que a su vez, es enviado por una tubería al tanque primario, luego recorre el canal, es importante mencionar que a la salida del canal se pueden montar diferentes equipos de medición (vertederos, compuertas), o mantenerse libre sin ningún tipo de obstrucción, luego el agua es recolectada en el tanque de volumétrico, y luego descargada al tanque recolector, manteniendo de esta manera el ciclo de pruebas.

A continuación se muestran los elementos del canal hidráulico:



Sus partes individuales son las siguientes:

<p>A Soporte de tanque volumétrico</p>		<p>B Sistema de regulación de inclinación</p>	
<p>C Bomba impulsora</p>		<p>D Tubería de alimentación y desagüe</p>	
<p>E Estructura soporte de canal</p>		<p>F Soporte de canal en forma de pirámide truncada</p>	
<p>G Pivote de inclinación de canal</p>		<p>H Sistema de desagüe auxiliar</p>	
<p>I Tanque primario</p>		<p>J Canal</p>	
<p>K Tanque volumétrico</p>		<p>L Tanque recolector</p>	
<p>Vista detallada de canal hidráulico.</p>			

## LOS PARAMETROS DE OPERACIÓN DEL EQUIPO SON:

A continuación se presentan las condiciones máximas de operación del canal, estas condiciones son las que garantizan el funcionamiento óptimo del canal, pues exceder estos límites podría ocasionar algún tipo de riesgo o accidente a la hora de poner en funcionamiento el canal.

- **Angulo máximo de inclinación :**

$$S_{max} = 0^{\circ} - 1^{\circ} = 0.00 - 0.08 \text{ m de altura de la regraduada.}$$

- **Rango de operación de caudal :**

$$Q = 0 - 0.01155 \text{ m}^3/\text{s} = 11.55 \text{ Lt/s}$$

- **Variación de velocidad el canal :**  $V = 0 - 0.42 \text{ m/s}$
- **Variación del nivel de agua :**  $h = 0 - 0.21 \text{ m}$
- **Potencia máxima de la bomba:**  $P_{bomba} = 3.5 \text{ hp}$

## FUNCIONAMIENTO Y PUESTA EN MARCHA DEL EQUIPO.

Antes de usar o poner en funcionamiento el equipo es necesario que tenga en cuenta lo siguiente.

- Limpiar el área de trabajo.
- Revisar que todos los tanques estén completamente limpios, libres de basuras o algún otro tipo de material dentro de ellos.
- Verificar que el tanque recolector este limpio para proceder al llenado del mismo hasta el nivel de agua indicado (ver tanque recolector), con este paso se asegura el cebado de la bomba.
- Verificar que en el tanque colector y las mangueras flexibles no tengan ningún tipo de fugas y que las abrazaderas estén colocadas correctamente.
- Verificar que haya energía eléctrica en el laboratorio.
- Verificar que el cable de la bomba no esté dañado.
- Proceder a conectar la bomba al la toma de corriente del laboratorio.

- Antes de poner en marcha la bomba es necesario que la compuerta en la entrada del canal este completamente cerrada y la válvula de desagüe del tanque volumétrico este completamente abierta.
- Poner en marcha la bomba con el botón de encendido.
- Realizar las prácticas.

### **APAGADO DEL EQUIPO.**

Después de finalizar las prácticas del equipo es necesario realizar los siguientes pasos:

- Apagar la bomba.
- Desconectar el suministro eléctrico de la bomba.
- Drenar el canal hasta que no quede fluido retenido, por medio de las válvulas mostradas en la siguiente figura.



- Secar completamente los tanques y el canal de acrílico con una manta absorbente que no ralle las paredes del canal.
- Secar todos los accesorios utilizados en las practicas (tuberías, vertederos, compuertas, equipos de medición, etc.).
- Colocar el canal en la posición completamente horizontal.
- Revisar que objetos extraños no queden olvidados cerca del área para evitar daños por descuido al operar inadvertidamente en la siguiente operación del equipo.
- Guardar todos los accesorios utilizados.
- Dejar limpia el área de trabajo.

## **MANTENIMIENTO DEL CANAL HIDRUALICO.**

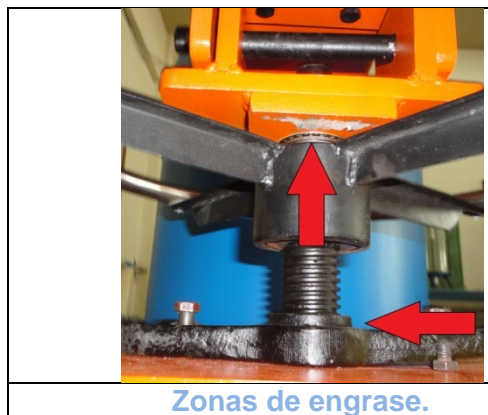
El objetivo del mantenimiento es mantener o restablecer las condiciones óptimas el equipo, para realizar las funciones designadas, para ello es necesario tener en cuenta las siguientes recomendaciones:

### **BOMBA:**

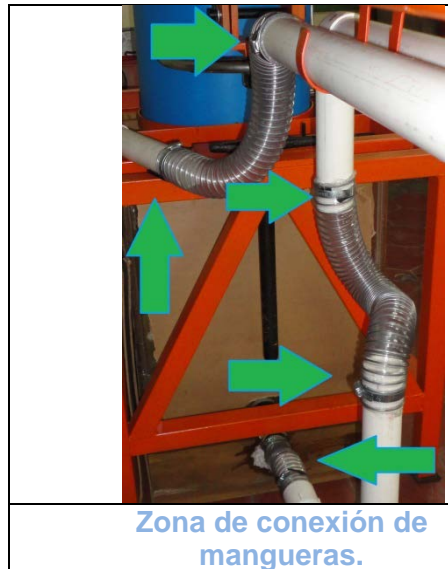
El primer elemento de este equipo que debe tenerse en cuenta es la bomba, ya que si no está en buen funcionamiento, "NO" será posible operar, los procedimientos de mantenimiento de las bombas ya están estandarizados por los fabricantes, dándole un fiel seguimiento, ayudan a mantener en buenas condiciones de operación la bomba.

### **PIEZAS ARTICULADAS:**

Como el canal permite variar su inclinación por medio de pasadores, cojinete para carga axial y un tornillo de potencia, los cuales son elementos los cuales están sujetos a desgaste por rozamiento a lo largo del tiempo, es necesario mantenerlos lubricados, que para nuestro caso se utilizara grasa #2., los elementos se describen a continuación.



- El regulador de pendiente está compuesto por dos elementos el primero de ellos es un tornillo de potencia, al que es necesario mantenerlo lubricado de manera que su funcionamiento y manejo sea lo más fácil y seguro posible, para ello es necesario colocar el canal en posición horizontal luego colocar en una paleta de madera un poco de grasa, y aplicar una pequeña cantidad sobre la rosca, después hacer descender y subir el canal, hasta que el tornillo quede totalmente lubricado, evitando excesos de grasa.
- El tornillo descansa sobre un rodamiento cuya característica es soportar carga axial, por lo cual es preciso mantener lubricado evitando el deterioro con el tiempo, para ello es necesario colocar el canal en la posición horizontal, luego con una mesa soporte y trozos de madera a 1.5 de los extremos del canal y hacer descansar el canal hasta que este descansa sobre ellos, luego girar y descender el tornillo de inclinación, usando guantes quitar el cojinete y verificar que este lubricado, colocar nuevamente en su posición original, quitar la mesa soporte, por ultimo hacer descender el canal tres veces entre sus posiciones máximas y mínimas de inclinación, cerciorándose así el funcionamiento correcto del mecanismo de inclinación.
- Para verificar los pines pasadores repetir el paso anterior, posicionar el canal completamente horizontal, después colocar una mesa y trozos de madera a 1.5 metros desde el extremo de canal, hacer descansar sobre esta luego quitar la chaveta del pin balancín, quitar y lubricar el pin, finalmente colocar nuevamente entre los soportes, revisar que la chaveta del pin este correctamente colocado.
- Revisar las mangueras flexibles, y sus respectivas uniones tres días antes de iniciar el periodo de laboratorios o de algún ensayo de pruebas, si es necesario sustituir algún elemento, los elementos se muestran en la siguiente figura.



- De una forma suave y delicada limpiar el canal de acrílico con un paño húmedo, luego secarlos con un paño absorbente hasta dejarlos totalmente seco, preferiblemente con un paño de limpieza de la marca 3M, siempre una semana antes de iniciar el parido de laboratorios o antes de algún experimento.
- Comprar en el mercado cualquier tipo de pasta para acrílico y seguir sus pasos de aplicación.

## **8.2 GUIAS DE LABORATORIOS.**



UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR  
FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA  
ESCUELA DE INGENIERIA MECANICA



PRACTICA DE LABORATORIO  
**“ENERGIA ESPECÍFICA”**

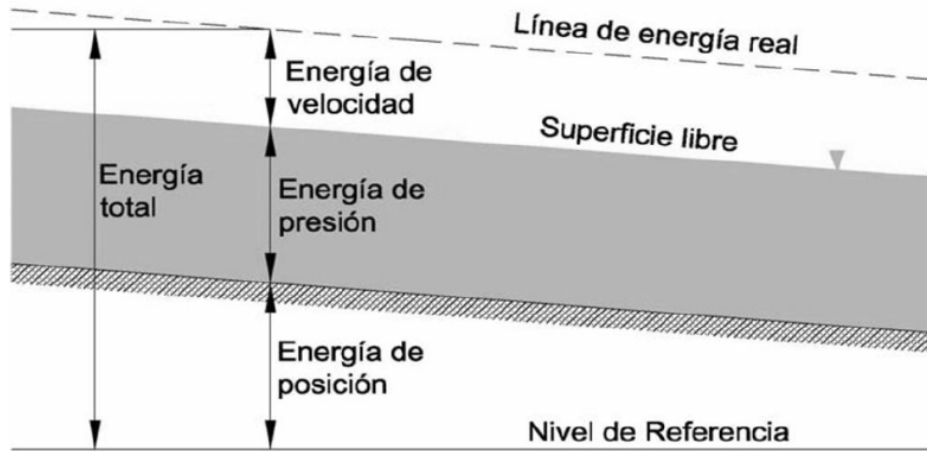
**OBJETIVO**

1. Conocer el concepto de energía específica.
2. Clasificar los diferentes tipos de régimen de flujo por medio del numero de Froude
3. Determinar las condiciones críticas del canal; como lo son caudal tirante y velocidad.

**Principio de energía**

La energía total de cualquier línea de corriente que pasa a través de una sección se define como la suma de las energías de posición, más la de presión y mas la de velocidad, es decir:

$$E_{ESPECIFICA} = \text{Energía de posición} + \text{Energía de presión} + \text{Energía de velocidad.}$$



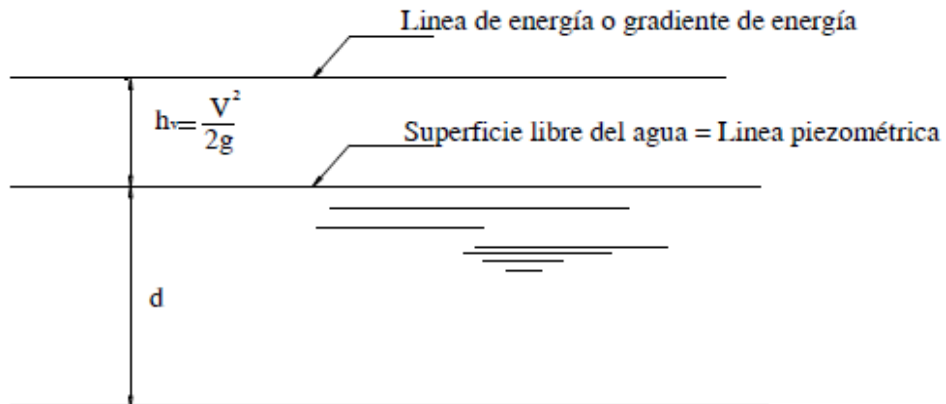
Definiendo así cada una de las componentes de la línea de energía:

$$Y = \frac{P}{\gamma} \quad \text{Altura o cambio de presión (m)}$$

$$Z_0 \quad \text{Altura o cambio de posición (m)}$$

$$h_v = \frac{V^2}{2g} \quad \text{Altura o carga de velocidad (m)}$$

Estas se pueden apreciar en la grafica como sigue:



Quedando así la energía específica como sigue:

$$E_{ESPECIFICA} = d + \frac{V^2}{2g} = \frac{P}{\gamma} + \frac{V^2}{2g}$$

Es de saber que la energía depende del tirante del agua.

$$Q = AV$$

$$E_{ESPECIFICA} = d + \frac{(Q/A)^2}{2g} = d + \frac{Q^2}{2gA^2}$$

$$E_{ESPECIFICA} = d + \frac{Q^2}{2gA^2}$$

La energía de presión se representa, como ya lo vimos, por el tirante o profundidad del agua en el canal, en metros. La energía cinética es representada por la carga de velocidad en el canal.

No importando si el agua circula con una velocidad  $V_1$ , mucho mayor, y con un tirante menor  $Y_1$ , pero en ambos casos la suma de energía de presión y de velocidad es la misma, entonces se dice que el contenido de la energía específica es la misma. En general cada línea que pase a través de la sección de un canal tendrá una altura de velocidad diferente, debido a la distribución no uniforme en flujos reales. Es decir solo en un flujo paralelo ideal con distribuciones paralelas de velocidad su altura de velocidades será idéntica para todos los puntos.

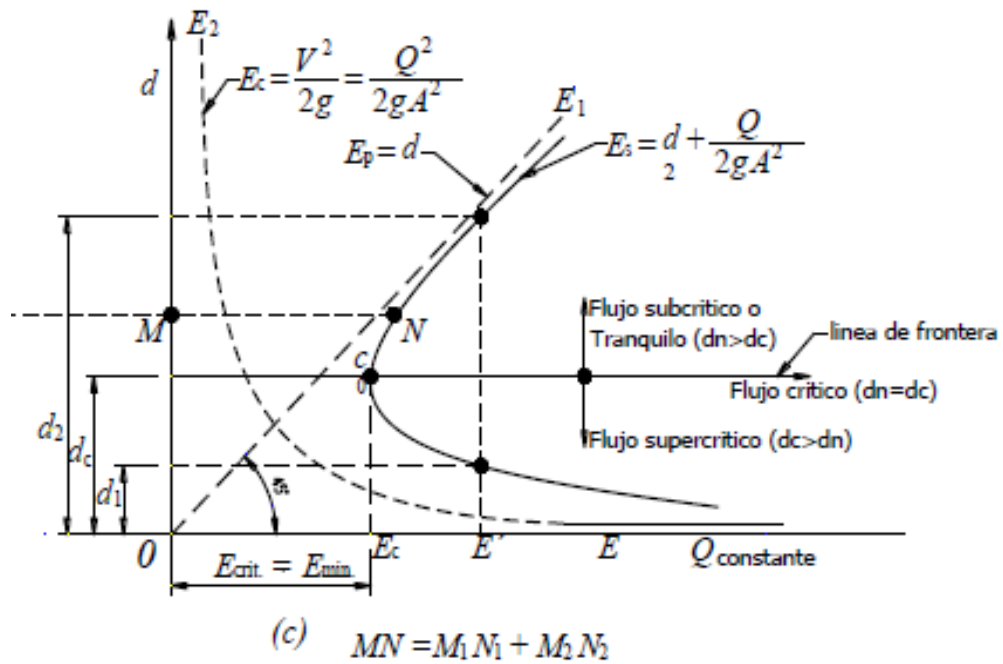
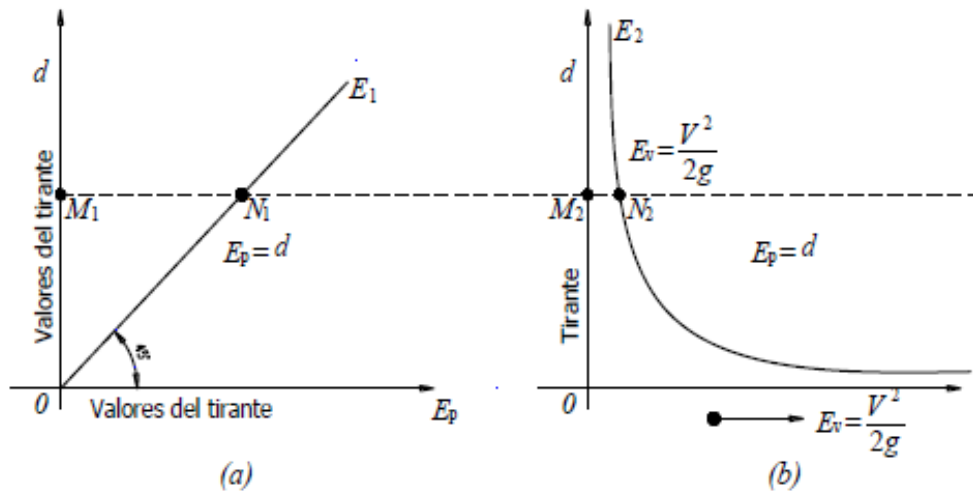
Haciendo variar el tirante "Y", y si el gasto permanece constante, se obtiene la curva de energía cinética o carga de velocidad.

Donde:

$$V = \frac{Q}{A} = \sqrt{2gh}$$

$$E_V = \frac{V^2}{2g}$$

En este caso h es la altura de la columna de agua en el tubo de pito, medido desde la superficie del agua.



El estado crítico de flujo se ha definido como la condición para la cual el número de Froude es igual a la unidad. Los valores críticos se encuentran como sigue:

$$Y_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{b^2g}} \quad V_c = \sqrt{gd_c} E_{min} = \frac{2}{3} Y_c$$

El tipo de régimen de flujo se conoce por medio del número de Froude:

$$F_r = \frac{V}{\sqrt{gY}}$$

Donde:

$F_r$  Numero de froude

$V$  Velocidad en  $m/s$

$g$  Aceleracion de la gravedad,  $9.81 m/s^2$

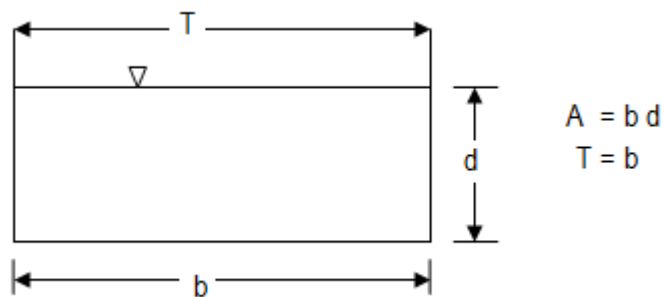
$Y$  Tirante medio o critico, en m.

Si el  $F_r > 1$ , el régimen es supercritico o rápido.

Si el  $F_r = 1$ , el régimen es crítico.

Si el  $F_r < 1$ , el régimen es subcritico o lento.

Un flujo crítico se puede conseguir mediante la reducción de la sección del canal, también se puede conseguir provocando una sobre elevación del fondo del cauce.



## PRACTICA

### EQUIPO

1. Canal Hidráulico de Laboratorio
2. Cronómetro
3. Medidor de profundidad (Limnómetro)

### INDICACIONES

1. Llenar el acumulador hasta la marca.
2. Hacer el cebado de la bomba.
3. Cerrar completamente la compuerta.
4. Encender bomba y poner el sistema en funcionamiento y esperar hasta que el agua llegue al tubo de descarga.
5. Abrir la compuerta 1 cm y esperar que el flujo se estabilice, aproximadamente 1 minuto.
6. Se tomaran las medidas de los tirantes en 6 puntos, de preferencia cerca de los puntos de apoyo o aletas del canal, y obtener un promedio.
7. Con el tirante calculado, y un ancho de canal igual a 0.13 m, calcular el caudal por medio de la siguiente fórmula:

$$Q = Y \cdot b = 0.13Y$$

8. Llene la tabla que sigue a continuación:

$d$ (m)	$A$ (m <sup>2</sup> )	$V$ (m/seg)	$\frac{V^2}{2g}$ (m)	$d + \frac{V^2}{2g}$ (m)

## **ASIGNACIONES**

- Determinar las condiciones críticas del canal, como lo son caudal, tirante y velocidad.
- Graficar  $E$  vrs  $d$  y obtener el punto crítico.
- Determinar el tipo de flujo que se produce por debajo y por arriba del punto crítico.

## **CUESTIONARIO**

1. ¿Qué es la energía específica?
2. ¿En qué flujo ocurre la energía específica mínima, porque ocurre?
3. Explique los diferentes tipos de régimen de flujo.
4. ¿Cómo se puede conseguir el flujo crítico en forma práctica?
5. ¿La energía total de una línea de corriente cualquiera es igual a?

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR  
FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA  
ESCUELA DE INGENIERIA MECANICA



PRACTICA DE LABORATORIO

**“DETERMINACION DEL COEFICIENTE(n) DE  
MANNING EN FLUJO UNIFORME”**

**OBJETIVO**

- Que el alumno conozca las propiedades geométricas de un canal rectangular.
- Determinar experimentalmente el coeficiente “n” de Manning para flujo uniforme.

**CARACTERISTICAS DEL FLUJO UNIFORME:**

El flujo uniforme es aquel en que todas las secciones del canal tienen exactamente las mismas características hidráulicas. Para que este tipo de flujo se presente es necesario que la sección geométrica sea constante, que su trazo sea recto y de gran longitud. En el flujo permanente el tirante normal, el área hidráulica y la velocidad en cada sección transversal, no deben cambiar ni en el tiempo ni en el espacio. En este tipo de flujo, el gradiente de energía, la superficie libre del agua y el fondo del canal presentan líneas paralelas.



El movimiento del agua es causado únicamente por la acción de la fuerza de gravedad, mientras que por otra parte, la fricción que existe entre las paredes del canal y las moléculas de agua se opone al flujo.

Se considera que el flujo uniforme tiene las siguientes características principales:

- La profundidad, el área mojada, la velocidad y el caudal en la sección del canal son constantes.
- La línea de energía, la superficie del agua y el fondo del canal son paralelos; es decir, sus pendientes son todas iguales, o  $S_f = S_w = S_c = S$ .

### **COEFICIENTE DE MANNING.**

El coeficiente “n” depende, pues, esencial, pero no exclusivamente de la aspereza de la superficie, por lo que también interviene lo siguiente:

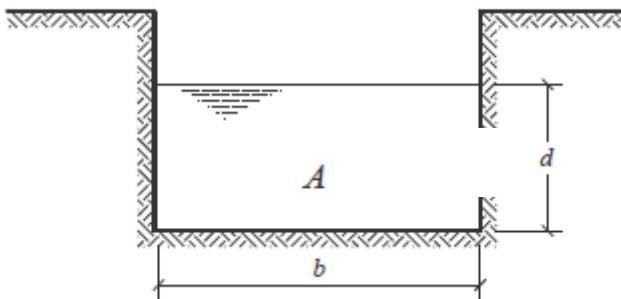
- **CURVAS:** no es correcto considerar el coeficiente de rugosidad, que estrictamente es un coeficiente de resistencia, como independiente del alineamiento del canal. La presencia de curvas aumenta la resistencia, como independiente del alineamiento del canal. La presencia de curvas aumenta la resistencia, especialmente si estas son numerosas y de pequeño radio de curvatura.
- **VEGETACION:** es particularmente importante en canales pequeños. Su crecimiento puede alterar esencialmente los valores supuestos en base únicamente a la rugosidad, es frecuente en canales de tierra. Su crecimiento desmedido puede dar lugar fácilmente a aumentos del orden del 50% en el valor de n.
- **IRREGULARIDADES:** si el canal se caracteriza por no tener una sección transversalmente invariable, las pequeñas irregularidades que pueden ocurrir como consecuencia de depósitos de sedimentos, obstrucción, etc, estos alteran el valor de la rugosidad supuesta.
- **ALTURA DE AGUA:** en general al aumentar el tirante se tendrá, de acuerdo a la teoría, que la rugosidad relativa disminuye y por lo tanto también debe disminuir el coeficiente n.

## ELEMENTOS GEOMETRICOS DE UNA SECCION DE CANAL.

Los *elementos geométricos* son propiedades de una sección de canal que pueden ser definidos por completo por la geometría de la sección y la profundidad de flujo.

Para secciones regulares y simples, los elementos geométricos pueden expresarse matemáticamente en términos de la profundidad de flujo y de otras dimensiones de la sección, pero para secciones complicadas y secciones de corrientes naturales, no se pueden escribir una ecuación simple para expresar estos elementos, pero pueden prepararse curvas que representen la relación entre estos elementos y la profundidad de de flujo para uso en cálculos hidráulicos.

A continuación se dan las definiciones de varios elementos geométricos de importancia básica:



**Vista transversal del canal.**

- ❖ **LA PROFUNDIDAD DE FLUJO ó TIRANTE ( $y$ ):** Es la distancia vertical desde el punto más bajo de una sección del canal hasta la superficie libre, la profundidad de flujo de la sección es la profundidad de flujo perpendicular a la dirección de éste, o la altura de la sección del canal que contiene el agua.
- ❖ **EL NIVEL:** es la elevación o distancia vertical desde un nivel de referencia o *datum* hasta la superficie libre, no obstante, si el punto más bajo de la sección de

canal se escoge como el nivel de referencia, el nivel es idéntico a la profundidad de flujo.

- ❖ **EL ANCHO SUPERFICIAL ( T ):** Es el ancho de la sección del canal en la superficie libre.
- ❖ **EL AREA MOJADA ( A ):** Es el área de la sección transversal del flujo perpendicular a la dirección de flujo.
- ❖ **EL PERIMETRO MOJADO ( P ):** es la longitud de la línea de intersección de la superficie de canal mojada y de un plano transversal perpendicular a la dirección de flujo.
- ❖ **EL RADIO HIDRAULICO ( R ):** es la relación del área mojada con respecto a su perímetro mojado, o :

$$R = \frac{A}{P} = \frac{b * d}{b + 2y}$$

- ❖ **LA PROFUNDIDAD HIDRAULICA ( D ):** es la relación entre el área mojada y el ancho en la superficie, o

$$D = \frac{A}{T}$$

- ❖ **EL FACTOR DE SECCION PARA EL CALCULO DE FLUJO CRITICO ( Z ):** es el producto del área mojada y la raíz cuadrada de la profundidad hidráulica, o

$$Z = A\sqrt{D} = A\sqrt{\frac{A}{T}}$$

Para el cálculo del coeficiente de Manning, se utilizara la siguiente expresión:

$$n = \frac{AS^{\frac{1}{2}}R^{\frac{2}{3}}}{Q}$$

Donde:

**Q:** Gasto, m<sup>3</sup>/s

**A:** Área hidráulica, m<sup>2</sup>

**R:** Radio hidráulico, m

**S:** Pendiente del canal

**n:** Coeficiente de rugosidad

De acuerdo con la fórmula de Manning, el gasto es función del área y del radio Hidráulico para una pendiente y rugosidad dados.

## **DESARROLLO DE LA PRACTICA:**

### **EQUIPO:**

1. Canal Hidráulico de Laboratorio.
2. Medidor de profundidad (Limnómetro).
3. Regla metálica graduada.
4. Cronómetro.

### **PROCEDIMIENTO.**

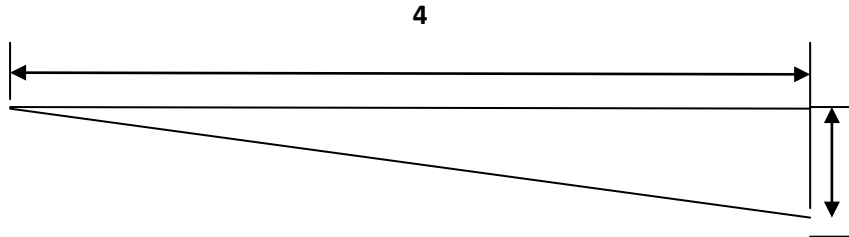
Ya que el ancho del canal tiene un valor constante de 0.13 m, siga los siguientes pasos.

1. Colocar el canal en la posición cero ( $s = 0$ ) de la regla graduada colocada a la derecha de la manivela.
2. Abrir la válvula de desagüe del tanque volumétrico.
3. Poner en marcha la bomba y esperar que el flujo en el canal se estabilice, esperar aproximadamente 1 minuto.
4. Medir el caudal utilizando el tanque volumétrico, tomando el tiempo entre las medidas inicial ( 6 cm) y final (16cm) de la regla graduada colocada junto con el

visor donde hay un volumen de 18 litros, luego introducirlos en la siguiente formula.

$$Q = \frac{\text{volumen de entre marcas}}{\text{tiempo de llenado}} = \frac{18 \text{ Lt}}{\text{tiempo tomado con el cronometro}}$$

5. Modificando la apertura de la compuerta de entrada del agua y la pendiente del canal, establecer el régimen uniforme. Para verificarlo, medir con la regla metálica la profundidad de flujo "y" en dos secciones suficientemente alejadas entre sí (estas secciones deberán distar de los extremos del canal al menos 3b). Una vez que los valores de "y" sean iguales, se habrá establecido el régimen uniforme.
6. Para el caudal calculado anteriormente determinar la pendiente del canal, para ello utilizar el medidor de inclinación ubicado al extremo derecho de la manivela, obtener diferentes medidas, usando la siguiente relación, y llenar la tabla del final



$$S_o = \tan\theta = \frac{h}{l}$$

7. Calcular el área, el perímetro mojado, el radio hidráulico y a partir de ellos, llenar el cuadro del final para luego con este determinar el coeficiente n de Manning. Para el caso el valor del b del canal es de 0.13m.

$$A = b * Y = 0.13Y$$

Nº	Y	S <sub>o</sub>	A	R	n <sub>i</sub>	(n <sub>i</sub> - $\bar{n}$ ) <sup>2</sup>

CUADAL: \_\_\_\_\_

**ASIGNACION:**

- Determinar el coeficiente de Manning.

**FORMULAS:**

El coeficiente de Manning se presentara de la siguiente forma:

$$n = \bar{n} \pm \Delta n$$

Donde  $\bar{n}$  representa la media aritmética de los valores hallados, como sigue:

$$\bar{n} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^N n_i$$

$$\Delta n = \frac{\sigma_n}{\sqrt{n}} = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N (n_i - \bar{n})^2}{n(n-1)}}$$

## **CUESTIONARIO.**

1. Describa uno de los objetivos de la práctica.
2. Escriba una de las características principales del flujo uniforme.
3. ¿Qué elementos geométricos están inmersos en la ecuación de Manning?.
4. ¿De que depende el factor de rugosidad de Manning, escriba dos?
5. ¿Qué accesorios se utilizan para realizar la práctica?

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR  
FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA  
UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR  
FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA  
ESCUELA DE INGENIERIA MECANICA



PRACTICA DE LABORATORIO:

**“SALTO HIDRAULICO”**

**OBJETIVO**

- Verificar experimentalmente las propiedades geométricas fundamentales de un resalto hidráulico, que son la relación entre profundidades inicial y final, y además su longitud.

**SALTO HIDRAULICO**

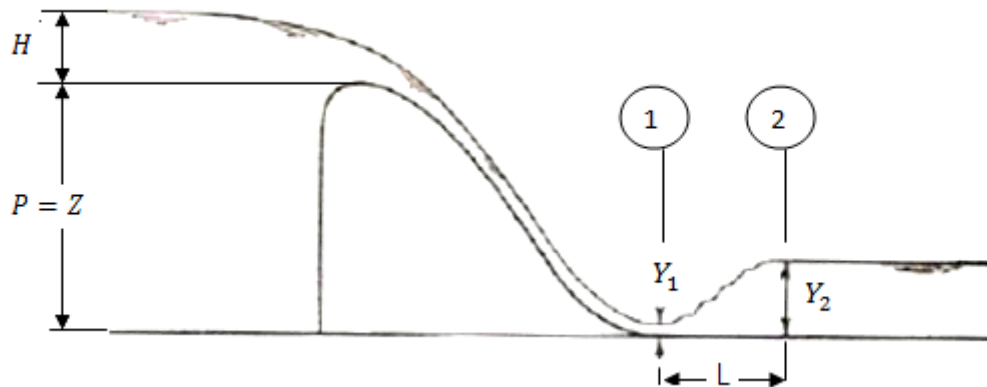
El salto hidráulico se define como una elevación brusca de la superficie líquida, esto es pasando del régimen súper-critico al régimen sub-critico. Este es un fenómeno local para disipar energía en el flujo, el cambio brusco se caracteriza por una alteración rápida de la curvatura de las trayectorias del flujo, que produce



vórtices(turbulencia), lo que implica la aparición de velocidades en dirección opuesta hacia el flujo proporcionando choques entre partículas de una forma caótica, y de esta forma ocasionando una disipación de energía, este fenómeno es generalmente producido por vertederos o compuertas colocadas en las trayectorias del flujo del agua en el canal.

El salto hidráulico suele tener muchas aplicaciones, entre las que destacan:

- La disipación de energía en flujos sobre diques, vertederos, presas y otras estructuras hidráulicas y prevenir de esta manera la socavación aguas abajo de las estructuras.
- El mantenimiento de altos niveles de agua en canales que se utilizan para propósitos de distribución de agua.
- La reducción de la elevada presión bajo las estructuras mediante la elevación del tirante del agua sobre la guarnición de defensa de la estructura
- La mezcla de sustancias químicas usadas para la purificación o tratamiento de agua
- Recuperar altura o aumentar el nivel del agua en el lado aguas debajo de una canaleta de medición y mantener un nivel alto del agua en canales de irrigación o de cualquier estructura para distribución e agua.



## PERDIDA DE ENERGÍA

La pérdida de energía en el salto hidráulico es igual a la diferencia de las energías específicas antes y después del resalto. Para determinar la pérdida de energía por la ecuación de Manning se tiene :

$$H_f = \left( \frac{Vn}{R^{2/3}} \right)^2 L$$

Donde

- $H_f$  Pérdida de energía por fricción en  $m$ .
- $V$  Velocidad media,  $m/s$ .
- $R$  Radio hidráulico,  $m$ .
- $L$  Longitud de salto hidráulico.
- $n$  Coeficiente de rugosidad de Manning.

La altura del resalto hidráulico se define por:

$$Y = Y_2 - Y_1$$

La ecuación general del salto hidráulico aplicada para canales rectangulares y vertederos:

$$Y_2 = -\frac{Y_1}{2} + \sqrt{\frac{Y_1^2}{4} + \frac{2q^2}{gY_1}}$$

Expresado en función de la velocidad:

$$Y_2 = -\frac{Y_1}{2} + \sqrt{\frac{Y_1^2}{4} + \frac{2V_1^2 Y_1}{g}}$$

Donde:

$Y_2$  Tirante conjugado mayor o salto hidráulico, en  $m$ .

$Y_1$  Tirante conjugado menor, en  $m$ .

$V$  velocidad del flujo, con  $V = \sqrt{2gh}$ , donde "h" es la altura de agua en el tubo Pitot.

$q$  Gasto por unidad de ancho o gasto unitario, en  $q = \frac{Q}{b}$ , en  $m^3/seg/m$ .

Donde: Q: caudal y b: ancho del canal.

$g$  Aceleración de la gravedad =  $9.81 m/s^2$

Otro factor importante a medir es la longitud del salto hidráulico. La longitud del salto se mide tan pronto como inicia el flujo turbulento hasta tan pronto este deje de ser turbulento.

La longitud exacta del salto es difícil de medir debido a incertidumbres que implican la determinación exacta de sus secciones, inicial y final. Existen varios autores en los que podemos recurrir, pero también podemos recurrir a una tabla en función del número de Froude, esto gracias al U.S. BUREAU OF RECLAMATION.

$$L = 6.9(Y_2 - Y_1) \text{ en metros}$$

## **DESARROLLO DE LA PRACTICA.**

### **EQUIPO.**

1. Canal Hidráulico de Laboratorio
2. Vertederos para disipar energía.
3. Cronómetro.
4. Medidor de profundidad (Limnómetro).

## PROCEDIMIENTO EXPERIMENTAL.

1. Fije la pendiente del canal en la posición 0 de la regla graduada situada a la derecha de la manivela.
2. Coloque el Vertedero de pared ancha con la arista de aguas arriba redondeadas y sitúelo a más o menos 3.4 metros de la entrada del canal.
3. Poner en marcha la bomba.
4. Ajuste el caudal con la apertura de la compuerta, para un valor medio con el cual la superficie libre del agua sobre el vertedero, será paralelo a él.
5. Mida la profundidad del flujo aguas arriba del resalto y aguas debajo de este y la longitud estimada del resalto, y llene el siguiente cuadro.

Datos experimentales

# de Salto	$d_1$	$d_2$	$d$

## ASIGNACIONES

1. De acuerdo con el número de Froude, clasifique los resaltos.

Para  $Fr = 1$ : El flujo es **CRÍTICO**

Para  $Fr > 1.0$  y  $< 1.7$ : salto llamado **SALTO ONDULATORIO**.

Para  $Fr > 1.7$  y  $< 2.5$ : Tenemos un **SALTO DÉBIL**.

Para  $Fr > 2.5$  y  $< 4.5$ : Se produce un **SALTO OSCILANTE**.

Para  $Fr > 4.5$  y  $< 9.0$ : Se produce un **SALTO PERMANENTE O ESTABLE**.

2. Calcule velocidad, caudal antes y después del salto.
3. Calcule la profundidad promedio del salto hidráulico.
4. Calcule la energía disipada del salto (perdida de energía)

## CUESTIONARIO.

1. ¿Que es el salto hidráulico?.
2. ¿Cómo es producido generalmente el fenómeno del salto hidráulico?.
3. ¿Qué tipo de flujo es producido después del salto?.
4. ¿A qué distancia debe de colocarse el vertedero de cresta ancha para la realizar la practica?.
5. ¿Cuál es la fórmula del resalto hidráulico?

## FORMULAS.

Numero de Froude:

$$Fr = \sqrt{\frac{[2(d_2/d_1) + 1]^2 - 1}{8}}$$

Velocidad antes y después del salto del salto:

$$V_1 = F_r (gd_1)^{1/2}$$

$$V_2 = F_r (gd_2)^{1/2}$$

Área de entrada:

$$A_1 = A_2 = bd_1$$

Caudal:

$$Q_1 = A_1 V_1$$

$$Q_2 = A_2 V_2$$

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR  
FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA  
ESCUELA DE INGENIERIA MECANICA



PRACTICA DE LABORATORIO:  
**“VERTEDEROS DE PARED DELGADA”**

**OBJETIVO**

- Utilizar el método volumétrico para la medición del caudal.
- Determinar el coeficiente de descarga  $C_d$  de dos vertederos libres de pared delgada
- Observar el comportamiento de cada vertedero.

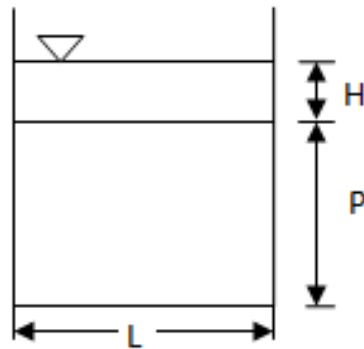
**VERTEDEROS**

Se llama vertedero a la estructura hidráulica sobre la cual se efectúa una descarga a superficie libre. El vertedero puede tener diversas formas según las finalidades a las que se destine. Si la descarga se efectúa sobre una placa con perfil de cualquier forma pero de arista aguda, el vertedero se llama de pared delgada; cuando la descarga se realiza sobre una superficie, el vertedero se denomina de pared gruesa. Ambos tipos pueden utilizarse como dispositivos de aforo en el laboratorio o en canales de pequeñas dimensiones.

El vertedero de pared gruesa se emplea además como obra de control o de excedencias en una presa y como aforador en grandes canales.

La utilización de vertederos de pared delgada está limitada generalmente a laboratorios, canales pequeños y corrientes que no lleven escombros y sedimentos. Los tipos más comunes son el vertedero rectangular y el triangular.

***Vertederos rectangulares sin contracción.***



La descarga real será dada por la formula de cauda como sigue:

$$Q_r = \frac{2}{3} \sqrt{2g} CLH^{3/2}$$

El coeficiente de descarga para vertederos con contracción

:

$$C = 0.611 \left[ 1 + \frac{1}{1000H + 1.6} \right] \left[ 1 + \frac{1}{2} \left[ \frac{H}{H + Y} \right]^2 \right]$$

Donde:

$Q_r$  Caudal real, m<sup>3</sup>/s

$L$  Longitud del vertedero, m

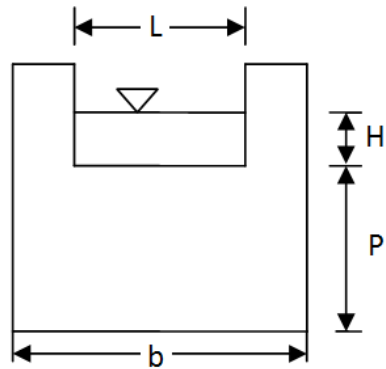
$P$  altura del vertedero, m.

$H$  Carga hidráulica sobre la cresta, m.

$V$  Velocidad de llegada al vertedor, m/s

$g$  Aceleración de la fuerza de la gravedad, m/s<sup>2</sup>

### **Vertederos rectangulares con contracción.**



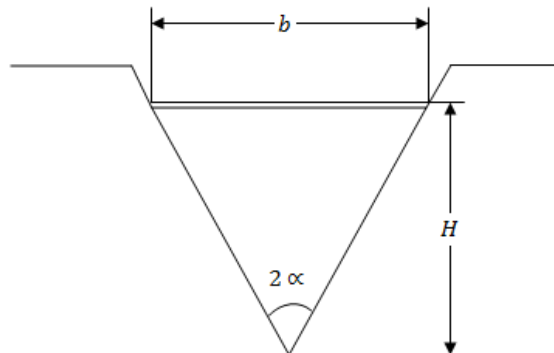
Se utiliza la misma fórmula para vertedero rectangular sin contracción.

$$Q_r = \frac{2}{3} \sqrt{2g} C L H^{3/2}$$

Lo que cambia con el vertedero rectangular sin contracción es el valor del coeficiente de descarga.

$$C = \left[ 0.578 + 0.037 \left( \frac{L}{B} \right)^2 + \frac{3615 - 3 \left( \frac{L}{B} \right)^2}{1000H + 1.6} \right] \left[ 1 + \frac{1}{2} \left( \frac{L}{B} \right) \left( \frac{H}{H + P} \right)^2 \right]$$

### **Vertederos triangulares.**





De igual manera tenemos las formulas para caudal teórico y caudal real de vertederos triangulares

$$Q_T = \frac{8}{15} \tan \alpha \sqrt{2g} H^{\frac{5}{2}}$$

$$Q_R = c \frac{8}{15} \tan \alpha \sqrt{2g} H^{\frac{5}{2}}$$

La fórmula para un vertedero triangular de un ángulo dado y un coeficiente “C” constante puede expresarse de la siguiente manera:

$$Q = kH^{5/2}$$

Siendo

$$k = \frac{8}{15} C \tan \alpha \sqrt{2g}$$

La siguiente tabla nos muestra la relación de caudales y ángulos en los vertederos triangulares.

La forma práctica para calcular el caudal real, es midiendo el tiempo de llenado de un volumen fijo en el de tanque volumétrico:

$$Q_T = \frac{\text{Volumen establecido}}{\text{tiempo de llenado}} = \frac{18 \text{ lt}}{\text{tiempo de llenado}}$$

Es de notar que el caudal real será menor que el teórico, esto por el factor Cd por el que se ve afectado.

## **DESARROLLO DE LA PRÁCTICA DE LABORATORIO**

### **EQUIPO**

1. Canal Hidráulico de Laboratorio.
2. Vertedero rectangular sin contracción.
3. Vertedero rectangular con contracción.
4. Vertedero triangular.
5. Cronómetro
6. Medidores de profundidad (Limnómetro)

## PROCEDIMIENTO

Se utilizara el método volumétrico para medir el caudal del canal.

El método consta de los siguientes pasos.

1. Llenar el tanque acumulador hasta la marca .
2. Colocar el vertedero rectangular, apretándolo por medio de las tuercas tipo mariposas.
3. Habrá la válvula de escape del tanque volumétrico.
4. Encender bomba y poner el sistema en funcionamiento hasta que se estabilice el flujo aproximadamente 1 minuto.
5. Poner a cero el cronometro.
6. Cerrar la válvula de escape del tanque volumétrico y presionar el botón start del cronometro cuando el nivel de agua llegue a la marca inicial del visor del tanque volumétrico
7. Tomar el tiempo en que toma llegar desde la marca inicial(6 cm de la regla graduada) hasta la segunda marca del visor del tanque volumétrico( 16 cm de la regla graduada)
8. Aliviar la válvula del tanque volumétrico.
9. Medir la profundidad  $Y = P + H$  aguas arriba del vertedero, en una sección ubicada aproximadamente a  $2P$  del vertedero. A partir de ese valor encontrar la carga  $H$ .
10. Repetir mediciones hasta completar la tabla.
11. Tomar en cuenta que el ancho del canal es 0.13m

Tabla para: ***Vertederos rectangulares sin contracción***

$N_o$	Y	H	Q	$C_{di}$
1				
2				
3				
4				
5				

Después de haber realizado las pruebas con el vertedero rectangular sin contracción, procederemos a hacerlo con el vertedero rectangular con contracción y luego con vertedero triangular, siguiendo los pasos mencionados anteriormente.

Para hacer cambio de vertedero, siga los pasos que se detallan a continuación:

1. Cerrar la compuerta aguas arriba.
2. Aflojar las tuercas tipo mariposa y hacer el cambio de vertedero.
3. Abrir la descarga del tanque volumétrico.
4. Abrir la compuerta aguas arriba
5. Esperar a que se estabilice el flujo en el vertedero, aproximadamente 1 minuto.
6. Cerrar la válvula de descarga del tanque volumétrico y proseguir con la práctica.

Tabla para: ***Vertederos rectangulares con contracción***

$N_o$	Y	H	Q	$C_{di}$
1				
2				
3				
4				
5				

Tabla para: ***Vertedero triangular.***

$N_o$	Y	H	Q	$C_{di}$
1				
2				
3				
4				
5				

### **ASIGNACIONES:**

Tomar las alturas de  $Y$ , luego tomar el tiempo de llenado de 18 lt en el tanque volumétrico.

Despeje el  $C_d$  de las fórmulas de caudal real, compárelos con el caudal que aparece en las formulas mencionadas en cada apartado.

En el caso del vertedero triangular, solo despeje el coeficiente de descarga.

### **CUESTIONARIO**

1. De un concepto de vertedero.
2. ¿Para qué se suelen utilizar los vertederos?
3. Mencione los diferentes tipos de vertederos.
4. ¿Cómo se calcula el caudal real?
5. ¿Cómo se afecta el caudal con el  $C_d$ ?
6. ¿Qué ocurre con la  $H$  al cambiar los vertederos y mantener el mismo caudal?

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR  
FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA  
ESCUELA DE INGENIERIA MECANICA



PRACTICA DE LABORATORIO:

**“VERTEDERO DE CRESTA ANCHA”**

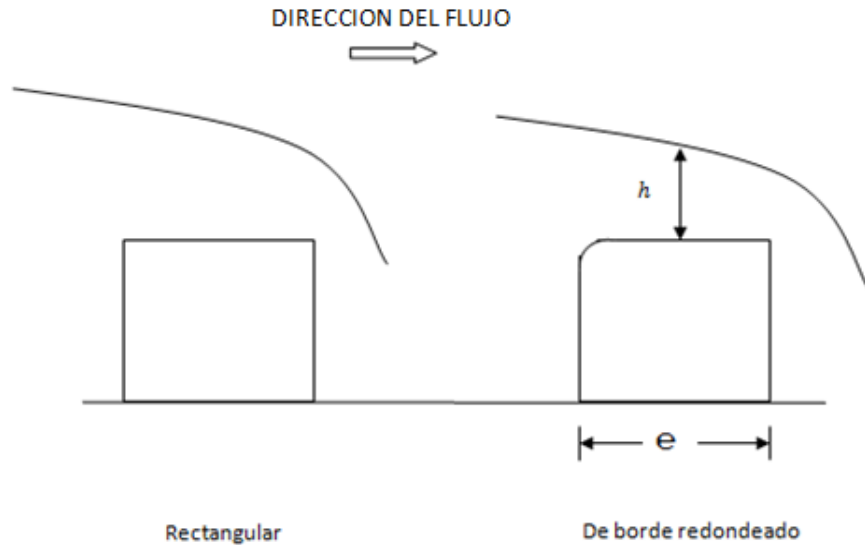
**OBJETIVO**

1. Usar el Vertedero de Cresta Ancha como medidor de flujo
2. Introducirnos a las secciones de control de flujo
3. Determinar experimentalmente el Coeficiente de Descarga del Vertedero

**VERTEDEROS DE CRESTA ANCHA**

Este tipo de vertederos es utilizado principalmente para el control de niveles en los ríos o canales, pero pueden ser también calibrados y usados como estructuras de medición de caudal.

Son estructuras fuertes que no son dañadas fácilmente y pueden manejar grandes caudales. Los tipos de vertederos que estudiaremos son:

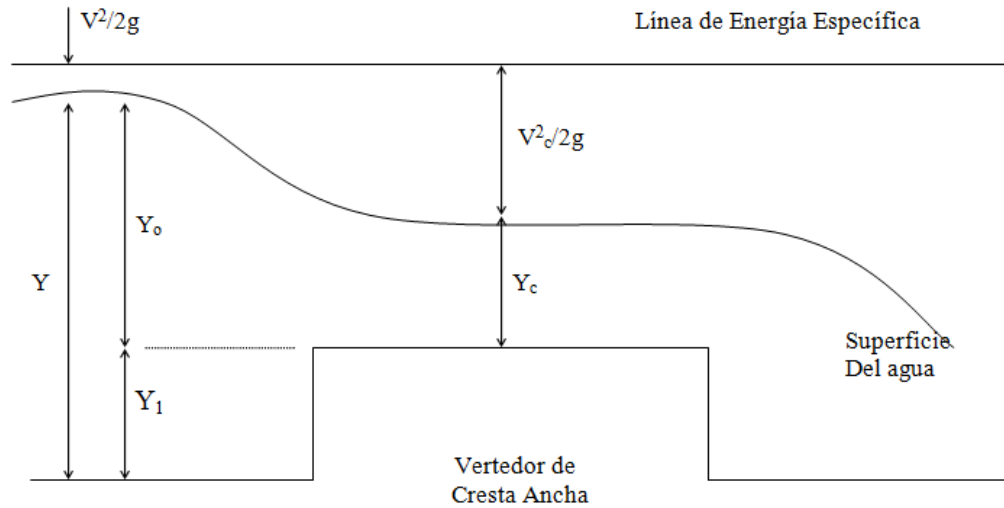


Una forma de averiguar si un vertedero es de pared gruesa consiste en chequear la siguiente relación:  $e = 0.66h$  , donde e, es el espesor del vertedero y h, la carga sobre el vertedor.

El vertedero debe ser lo suficientemente ancho en la dirección del flujo para que la superficie del agua sea paralela a la cresta.

Como no hay obstrucciones al flujo aguas abajo del vertedero, el caudal alcanzará su máxima descarga posible. Para estas condiciones que son críticas, se obtiene la profundidad crítica del flujo.

Como la velocidad aguas arriba del vertedor es pequeña, entonces la carga de velocidad  $V^2/2g$  se puede despreciar y podemos tomar la Energía Específica igual a  $Y_0$  , o sea,  $E = Y_0 = h$



Para determinar el caudal que pasa por la sección haciendo uso del vertedero partiremos de lo siguiente:

Sabemos que

$$Y_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}}$$

$$Y_c = \frac{2}{3}E$$

Pero como el vertedero es una sección crítica,  $E = Y_0 = h$

$$q = \sqrt{g} \left( \frac{2}{3} Y_0 \right)^{3/2}$$

$$q = \sqrt{g} \left( \frac{2}{3} h \right)^{3/2}$$

Introduciéndonos en la fórmula de caudal, que dice:  $Q = qb$ , se tiene:

$$Q_t = \square \sqrt{g} \left( \frac{2}{3} h \right)^{3/2} = 0.544 \sqrt{g} b h^{3/2} = 1.705 b h^{3/2}$$

$$Q_t = 1.705bh^{3/2}$$

Este es el caudal teórico que debido a que se hicieron ciertas simplificaciones, no será igual al caudal que consideramos real, es decir, el que se determina con el tanque volumétrico.

Por ello definimos lo siguiente

$$Q_r = C_d Q_t$$

Entonces el coeficiente de descarga es:

$$C_d = \frac{Q_r}{Q_t}$$

Donde:

Qr: Caudal Real (obtenido en tanque volumétrico)

Qt: Caudal teórico

Cd: Coeficiente de descarga de la sección de control Venturi

Flujo crítico, es un estado teórico en corrientes naturales y representa el punto de transición entre los regímenes subcrítico y supercrítico, esto se puede determinar con la ayuda del número de Froude, y éste debe ser igual a la unidad para que cumpla la condición de ser crítico.

$$F = \frac{V_c}{\sqrt{gY_c}} = 1$$

La velocidad se puede medir mediante el uso de tubo de pitot, midiendo la columna de agua que se eleva, tomando como base la superficie del agua, y sustituyendo en la fórmula  $V_c = \sqrt{2gh}$



## PRÁCTICA

### EQUIPO

1. Canal Hidráulico de Laboratorio
2. Vertederos de Cresta Ancha
3. Cronómetro
4. Medidor de profundidad (Limnómetro)
5. Tubo de pitot.

#### 8.2.1.1 PROCEDIMIENTO EXPERIMENTAL

1. Fije la pendiente del canal por medio de la manivela en la posición 0 de la regla situada al extremo derecho de la misma ( $s = 0$ )
2. Coloque el Vertedero de pared ancha con la arista de aguas arriba redondeada y sitúelo a más o menos 3.40m de la entrada del canal.
3. Conecte la bomba.
4. Ajuste el caudal con la apertura de la compuerta, para un valor máximo con el cual la superficie libre del agua sobre el vertedero, será paralelo a él.
5. Mida la profundidad del flujo sobre el vertedero y aguas arriba de él.
6. Con el tanque volumétrico, mida el tiempo en que se llega al volumen fijado, y use la siguiente fórmula para su cálculo.

$$Q_{real} = \frac{\text{volumen del tanque}}{\text{tiempo de llenado entre niveles}} = \frac{\text{volumen establecido}}{\text{tiempo tomado por medio del cronometro}}$$

7. Reduzca el caudal, cerrando la compuerta y repita el proceso anterior unas 10 veces y llene la tabla. Que se muestra en la siguiente página.
8. Cambie el vertedero de cresta ancha redondeado por el vertedero rectangular de cresta ancha y repita todos los pasos anteriores.

### **ASIGNACIONES**

- Calcule los coeficientes de descarga.
- Verificar si se produce flujo critico en la sección critica del vertedero, por medio de el numero de froude

### **CUESTIONARIO.**

1. ¿Qué aplicaciones prácticas tienen los vertederos de cresta ancha?
2. Describa un objetivo de la guía.
3. Compare los coeficientes de descarga de ambos vertederos.

**Tabla para toma de datos experimentales.**

Numero	tiempo de coleccion	Profundidad aguas arriba ( $Y_0$ )	Profundidad en el vertedero ( $Y_c$ )	Altura de la columna de agua del tubo de pitot.
1				
2				
3				
4				
5				
6				
7				
8				
9				
10				

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR  
FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA  
ESCUELA DE INGENIERIA MECANICA



PRACTICA DE LABORATORIO:

**“MEDICION DE FLUJO EN UN CANAL CON UN  
MEDIDOR VENTURI”**

**OBJETIVO**

1. Estudiar la sección de Venturi como un medidor de flujo
2. Determinar experimentalmente el coeficiente de descarga del medidor.
3. Comparar el comportamiento teórico del perfil de la superficie libre del agua con el perfil determinado experimentalmente.

## GENERALIDADES

En el tubo de venturi se conseguía un decremento de presión, a expensas de un incremento de altura dinámica, gracias a un incremento de altura dinámica, gracias a un estrechamiento. En el canal de venturi, gracias también a una disminución de la sección transversal del canal, se consigue un decremento de altura piezométrica de la corriente a expensas también de un incremento de la energía cinética. Este decremento proporcional al caudal se emplea para la medición del mismo en el flujo abierto.

Esta demostrado que en la garganta del tubo, el punto 2 se da lugar a corriente rápida y que las alturas  $h_2$  y  $h_1$  guardan entre si la siguiente relación:

$$h_2 = \frac{2}{3} h_1$$

Esta sección la dividiremos en dos partes, en la primera estudiaremos la sección Venturi como un medidor y en la segunda parte analizaremos el perfil de la superficie libre del agua.

La ventaja de un venturi sobre el vertedero es que es preciso prever un salto más grande, se da una pérdida de carga permanente de un 25% de  $h_1$ .

### ➤ **La Sección Venturi como un Medidor de Flujo**

Para ello asumiremos que no hay pérdidas de energía a través del medidor y de esa forma tendremos que la Energía Específica (E) para un punto cualquiera de un canal rectangular está dado por la siguiente expresión:

$$E = Y + \frac{V^2}{2g}$$

$$E = Y + \frac{Q^2}{b^2 Y^2} \frac{1}{2g} = cte$$

Donde:

E = Energía Específica

Y = Profundidad del Flujo

V = Velocidad Media del Flujo

Q = Caudal

Más aún si las condiciones de flujo son críticas en la garganta, entonces:

$$Y_T = \frac{2}{3}E$$

$Y_T$  = Profundidad de flujo en la garganta

Si hay un gran cambio de área de la sección transversal, entre las áreas de la sección situada aguas arriba de la garganta y la garganta, entonces la carga de velocidad de la sección situada aguas arriba puede despreciarse y la expresión anterior se transforma a:

$$Y_T = \frac{2}{3}Y_0$$

$Y_0$  = Profundidad de flujo aguas arriba

Si consideramos que la distribución de velocidades es uniforme en todas las secciones, la ecuación de la energía se transforma en:

$$Q = b_T \sqrt{g} \left( \frac{2}{3} Y_0 \right)^{3/2}$$

$$Q = b_T \sqrt{g} (Y_0)^{3/2}$$

Como :

$$E \approx Y_0$$

$b_T$  = Ancho en la garganta

Es de esperar que este caudal teórico difiera del caudal real ya que para su deducción se asumieron ciertas simplificaciones.

$$Q_r = C_d Q_t$$

Entonces el coeficiente de descarga es:

$$C_d = \frac{Q_r}{Q_t}$$

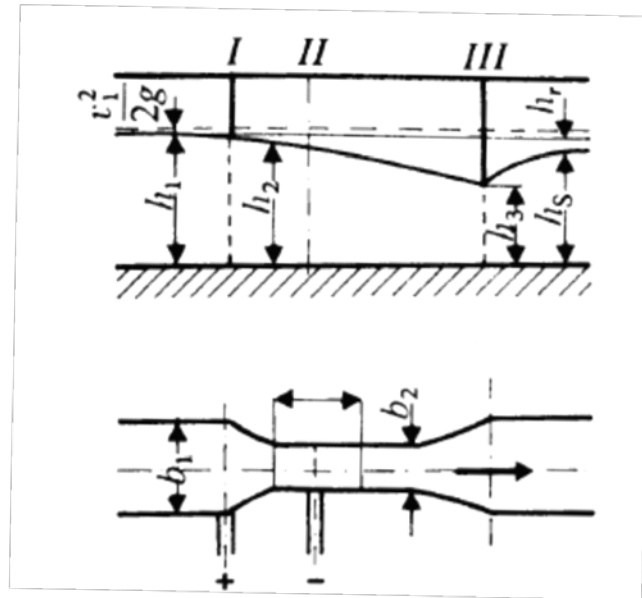
Donde:       $Q_r$ : Caudal Real (obtenido en tanque volumétrico)

$Q_t$ : Caudal teórico

$C_d$ : Coeficiente de descarga de la sección de control Venturi

➤ **Análisis del Perfil de la Superficie libre del agua**

A continuación se medirá la geometría del perfil de flujo en el volumen, así como el que se muestra en la figura .



Nos basaremos en la ecuación de la energía, como asumimos que no habían pérdidas en el medidor esta energía es constante para cualquier sección, entonces tenemos:

$$= Y + \frac{V^2}{2g}$$

Donde:

E = Energía Específica Constante

Y = Profundidad de flujo en una sección dada

V = Velocidad media en una sección dada

La energía específica es constante y la calcularemos de la forma siguiente: En un punto aguas arriba del medidor de profundidad de flujo conocida ( $Y_0$ ) y área conocida ( $b_0 * Y_0$ ), se puede calcular la velocidad aplicando la ecuación de continuidad:

$$V = \frac{Q}{b_0 Y_0}$$

Elevando al cuadrado será,

$$V^2 = \frac{Q^2}{b_0^2 Y_0^2}$$

y sustituyendo en la ecuación de la energía tendremos:

$$E = Y_0 + \frac{Q^2}{2g b_0^2 Y_0^2}$$

Donde  $Y_0$ ,  $b$  y  $Q$  son datos conocidos

$$Y_0 + \frac{Q^2}{2g b_0^2 Y_0^2} = Y + \frac{Q^2}{2g b^2 Y^2}$$

Esta es una ecuación en función de “b” y “Y”, y por tanteo se pueden obtener los valores que determinen el perfil.

Para obtener los valores de “b” en cualquier sección del medidor hay que tener en cuenta las dimensiones de los platos biselados que forman el medidor.



## **DESARROLLO DE LA PRÁCTICA**

### **EQUIPO**

4. Canal Hidráulico de Laboratorio
5. Cronómetro
6. Medidores de profundidad (Limnómetro)
7. Tubo de Pitot.
8. Canal venturi

### **PROCEDIMIENTO EXPERIMENTAL**

1. Por medio de la rueda manual modifique la pendiente del canal cada 2 cm, de acuerdo a la regla graduada situada al lado derecho de la manivela.
2. Coloque los dos platos biselados que formarán la sección venturi a 1.22m (4 pie) de la entrada del canal.
3. Ponga a funcionar la bomba.
4. Regule el caudal hasta obtener el flujo máximo que dé una condición crítica, es decir, cuando la profundidad en la garganta es igual a los  $\frac{2}{3}$  de la profundidad de flujo aguas arriba del medidor.
5. Determine el caudal por medio del tanque volumétrico.
6. Tome las profundidades de flujo a lo largo del medidor haciendo las lecturas cada 25.4mm (1plg).
7. Reducir el caudal y chequear que se cumpla siempre la condición crítica.
8. Repetir el procedimiento unas cinco veces.

### **CUESTIONARIO**

1. Explique que es lo que ocurre en el canal Venturi.
2. ¿Cuál es la relación de alturas que se da en el canal Venturi.
3. Cuáles pérdidas son mayores, las que se producen en el vertedero de cresta ancha o las que se producen en el medidor Venturi?
4. ¿Escriba un objetivo de la practica?

**TABLA PARA LA FORMA DE DATOS EXPERIMENTALES**

$Q_0$	$Q_r$		Distancia a la entrada del medidor						
	Volumen	tiempo	Entrada del medidor	2 cm	4cm	6cm	8cm	10cm	12cm
1									
2									
3									
4									
5									

## 9 CONCLUSIONES.

- Se pueden generar distintos tipos de flujo, sean estos sub-crítico, críticos y supercríticos.
- La longitud del canal 5.04 metros permite y facilita la experimentación de fluidos, permitiendo en gran medida la estabilización de flujo más rápidamente, por lo que optimiza la medición de los diferentes tipos de variables que se pueden medir en el.
- El equipo puede soportar diferentes tipos de vertederos, ya sean estos de pared delgada o gruesa.
- La bomba utilizada para las pruebas es de  $\frac{1}{2}$  hp de potencia, por lo que el caudal manejado por esta es únicamente para realizar pruebas con los accesorios mencionados en las guías de laboratorio, no obstante el canal puede manejar hasta una potencia de 3.5, al mismo tiempo respetando el límite crítico de 0.21 m de altura con respecto al fondo del canal.
- El tanque de pruebas (ver planos), se dimensionó en base a materiales disponibles por lo que para un caudal mayor al especificado en la guías de laboratorio deberá de tenerse en cuenta su respectiva modificación.

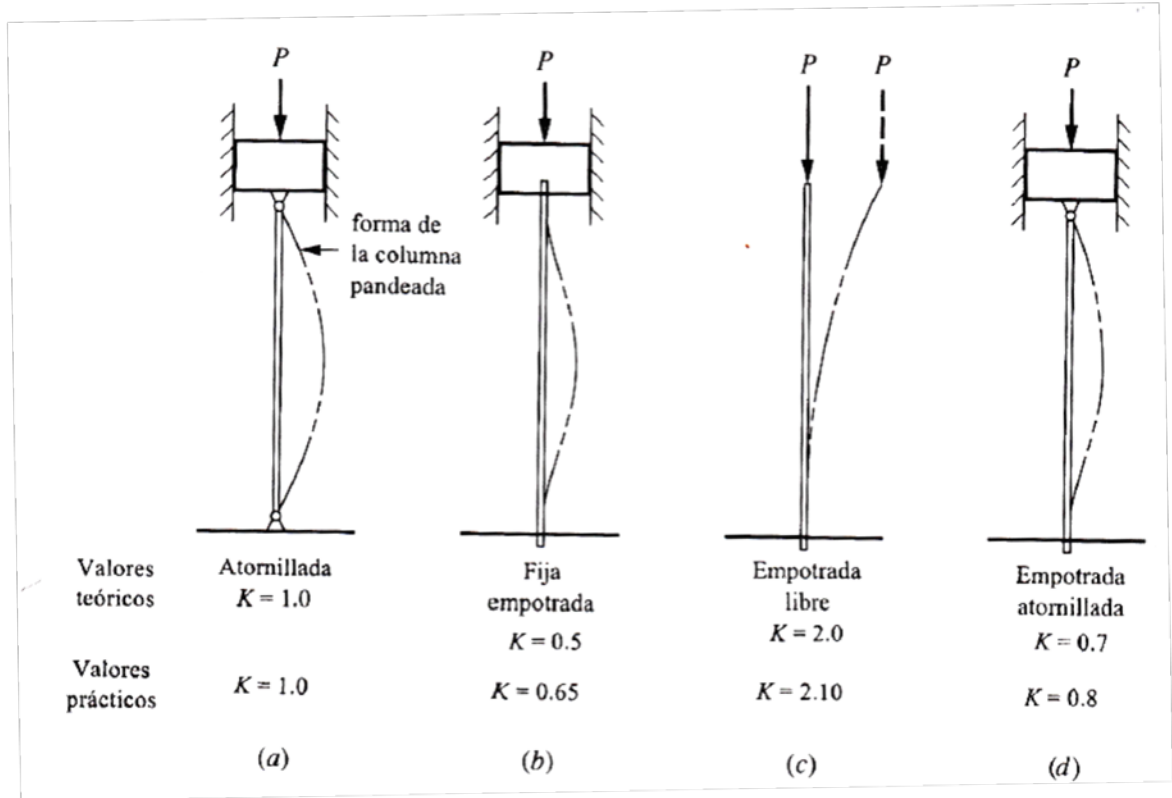
## 10 RECOMENDACIONES.

- Reemplazar el tanque de medición por uno de mayor diámetro y menor altura logrando así que el canal modifique su inclinación de  $1^{\circ}$  a  $1.7^{\circ}$ , al mismo tiempo construirlo con un material de inoxidable, evitando la corrosión con el paso del tiempo.
- Se deberá de colocar una válvula de drenaje en ambos tanques, facilitando la evacuación de residuos de agua, al mismo tiempo prolongando la vida útil del equipo.
- Reemplazar el sistema de inclinación por uno eléctrico o hidráulico, facilitando el manejo del mismo.
- El visor del tanque de medición deberá ser reemplazado por un tubo de pruebas calibrado.
- Facilitar un cronómetro para realizar las pruebas de laboratorio, pues ayudará en gran medida a disminuir la incertidumbre.
- Colocar un sistema de arranque y paro de emergencia a la bomba.

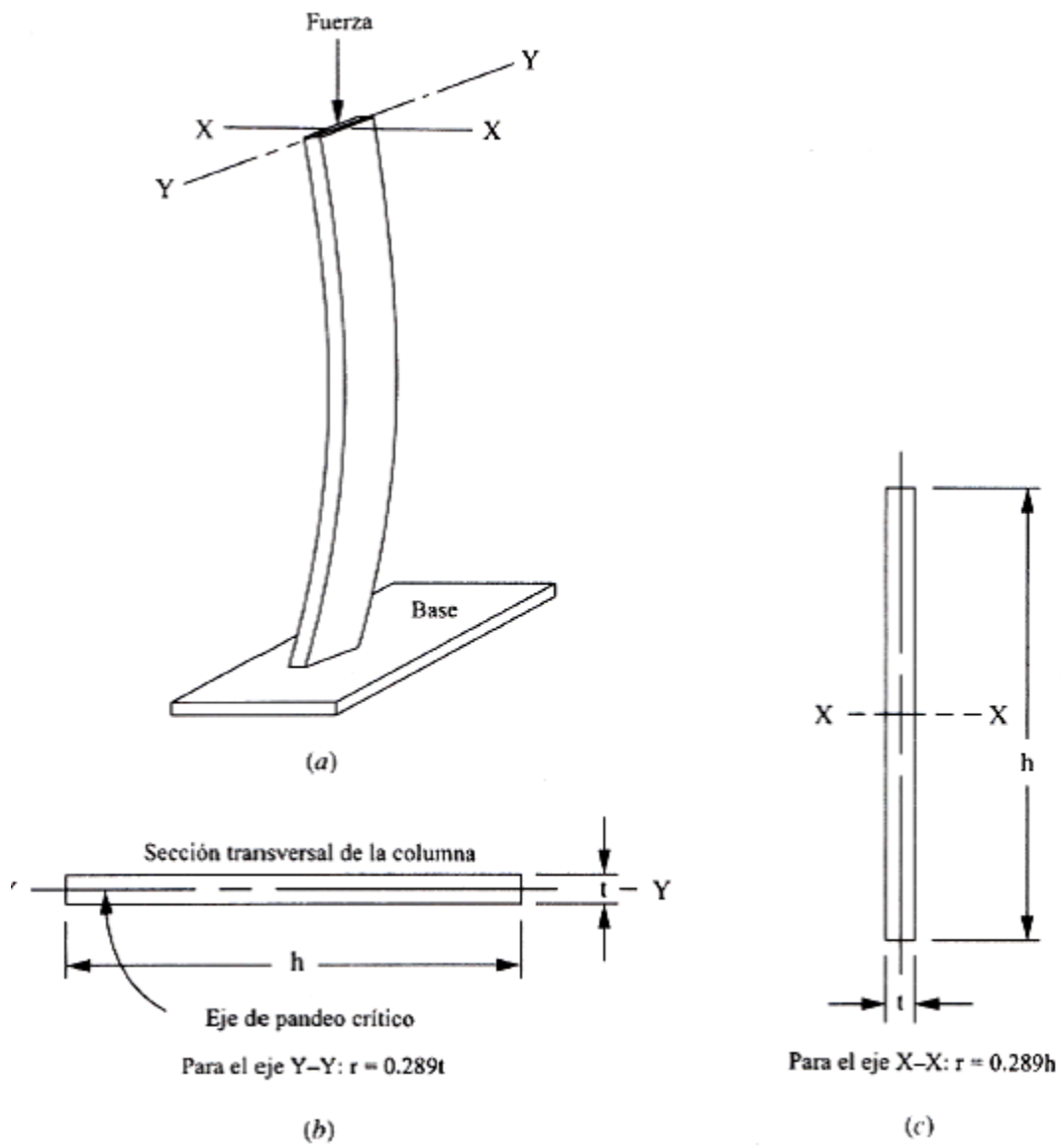
## 11 BIBLIOGRAFIA.

- Ven Te Chow,  
Hidráulica de Canales Abiertos.  
Clásicos McGraw Hill.
- Arturo Rocha Felices.  
Hidráulica de Tuberías y Canales
- Pedro Rodríguez Ruiz.  
Hidráulica II  
Agosto 2008.
- Claudio Mataix.  
Mecánica de Fluidos y Maquinas Hidráulicas.  
Segunda edición.
- Joshep Edward Shigley, Charles R. Mischke.  
Diseño en Ingeniería Mecánica.  
Cuarta edición en español, 1992.
- Robert L. Mott  
Diseño de Elementos de Maquinas.  
Segunda edición.
- Halliday, Resnick, Walker.  
Fundamentos de Física.  
Volumen I, sexta Edición.

## **12 ANEXOS**



Valores de  $K$  para longitud efectiva  $L_e = KL$ , para diferentes conexiones en los extremos.



Pandeo de una columna delgada, rectangular. (a) Aspecto general de la columna pandeada. (b) Radio de giro para el eje Y-Y. (c) Radio de giro para el eje X-X.






**Tabla 18-1 Roscas para tornillos Acme que se prefieren**

<i>Diámetro mayor nominal (pulg)</i>	<i>Hilos de cuerda por pulgada n</i>	<i>Paso, p = 1/n (pulg)</i>	<i>Diámetro menor mínimo</i>	<i>Diámetro de paso mínimo</i>	<i>Area de tensión por esfuerzo de tracción (pulg.<sup>2</sup>)</i>	<i>Area de tensión por esfuerzo de corte (pulg.<sup>2</sup>)</i>
1/4	16	0.062 5	0.161 8	0.204 3	0.026 32	0.335 5
5/16	14	0.071 4	0.214 0	0.261 4	0.044 38	0.434 4
3/8	12	0.083 3	0.263 2	0.316 1	0.065 89	0.527 6
7/16	12	0.083 3	0.325 3	0.378 3	0.097 20	0.639 6
1/2	10	0.100 0	0.359 4	0.430 6	0.122 5	0.721 8
5/8	8	0.125 0	0.457 0	0.540 8	0.195 5	0.918 0
3/4	6	0.166 7	0.537 1	0.642 4	0.273 2	1.084
7/8	6	0.166 7	0.661 5	0.766 3	0.400 3	1.313
1	5	0.200 0	0.750 9	0.872 6	0.517 5	1.493
1 1/8	5	0.200 0	0.875 3	0.996 7	0.688 1	1.722
1 1/4	5	0.200 0	0.999 8	1.121 0	0.883 1	1.952
1 3/8	4	0.250 0	1.071 9	1.218 8	1.030	2.110
1 1/2	4	0.250 0	1.196 5	1.342 9	1.266	2.341
1 3/4	4	0.250 0	1.445 6	1.591 6	1.811	2.803
2	4	0.250 0	1.694 8	1.840 2	2.454	3.262
2 1/4	3	0.333 3	1.857 2	2.045 0	2.982	3.610
2 1/2	3	0.333 3	2.106 5	2.293 9	3.802	4.075
2 3/4	3	0.333 3	2.355 8	2.542 7	4.711	4.538
3	2	0.500 0	2.432 6	2.704 4	5.181	4.757
3 1/2	2	0.500 0	2.931 4	3.202 6	7.388	5.700
4	2	0.500 0	3.430 2	3.700 8	9.985	6.640
4 1/2	2	0.500 0	3.929 1	4.199 1	12.972	7.577
5	2	0.500 0	4.428 1	4.697 3	16.351	8.511

\*Por pulgada de longitud de enlazamiento.

**Tabla 18-3 Estándares ASTM para aceros para fabricar pernos**

<i>Grado ASTM</i>	<i>Tamaño de perno (pulg)</i>	<i>Resistencia al esfuerzo de tracción (Ksi)</i>	<i>Resistencia a punto cedente (Ksi)</i>	<i>Resistencia de prueba o probada (Ksi)</i>	<i>Marca en la cabeza</i>
A307	1/4-4	60	(No reportada)		Ninguna
A325	1/2-1	120	92	85	
	>1-1 1/2	105	81	74	
A354-BC	1/4-2 1/2	125	109	105	
A354-BD	1/4-2 1/2	150	130	120	
A449	1/4-1	120	92	85	
	>1-1 1/2	105	81	74	
	>1 1/2-3	90	58	55	
A574	0.060-1/2	180	—	140	(Tornillos de presión con cabeza emboquillada)
	5/8-4	170	—	135	

**Tabla 18-4 Grados métricos de aceros para fabricar pernos**

<i>Grado</i>	<i>Tamaño de perno</i>	<i>Resistencia al esfuerzo de tracción (MPa)</i>	<i>Resistencia a punto cedente (MPa)</i>	<i>Resistencia de prueba o probada (MPa)</i>
4.6	M5-M36	400	240	225
4.8	M1.6-M16	420	340 <sup>a</sup>	310
5.8	M5-M24	520	415 <sup>a</sup>	380
8.8	M17-M36	830	660	600
9.8	M1.6-M16	900	720 <sup>a</sup>	650
10.9	M6-M36	1 040	940	830
12.9	M1.6-M36	1 220	1 100	970

<sup>a</sup>Resistencias a punto cedente aproximadas y no se incluyen en el estándar.

**Tabla 18-5(a) Dimensiones American Standard de cuerdas, tamaños numerados**

<i>Tamaño</i>	<i>Diámetro mayor básico (pulg)</i>	<i>Cuerdas gruesas: UNC</i>		<i>Cuerdas finas: UNF</i>	
		<i>Hilos de cuerda por pulgada</i>	<i>Area de esfuerzo de tracción (pulg.<sup>2</sup>)</i>	<i>Hilos de cuerda por pulgada</i>	<i>Area de esfuerzo de tracción (pulg.<sup>2</sup>)</i>
0	0.060 0	—	—	80	0.001 80
1	0.073 0	64	0.002 63	72	0.002 78
2	0.086 0	56	0.003 70	64	0.003 94
3	0.099 0	48	0.004 87	56	0.005 23
4	0.112 0	40	0.006 04	48	0.006 61
5	0.125 0	40	0.007 96	44	0.008 30
6	0.138 0	32	0.009 09	40	0.010 15
8	0.164 0	32	0.014 0	36	0.014 74
10	0.190 0	24	0.017 5	32	0.020 0
12	0.216 0	24	0.024 2	28	0.025 8

**Tabla 18-5 (b) Dimensiones American Standard de cuerdas, tamaños fraccionarios**

<i>Tamaño</i>	<i>Diámetro mayor básico (pulg)</i>	<i>Cuerdas gruesas: UNC</i>		<i>Cuerdas finas: UNF</i>	
		<i>Hilos de cuerda por pulgada</i>	<i>Area de esfuerzo de tracción (pulg.<sup>2</sup>)</i>	<i>Hilos de cuerda por pulgada</i>	<i>Area de esfuerzo de tracción (pulg.<sup>2</sup>)</i>
1/4	0.250 0	20	0.031 8	28	0.036 4
5/16	0.312 5	18	0.052 4	24	0.058 0
3/8	0.375 0	16	0.077 5	24	0.087 8
7/16	0.437 5	14	0.106 3	20	0.118 7
1/2	0.500 0	13	0.141 9	20	0.159 9
9/16	0.562 5	12	0.182	18	0.203
5/8	0.625 0	11	0.226	18	0.256
3/4	0.750 0	10	0.334	16	0.373
7/8	0.875 0	9	0.462	14	0.509
1	1.000	8	0.606	12	0.663
1 1/8	1.125	7	0.763	12	0.856
1 1/4	1.250	7	0.969	12	1.073
1 3/8	1.375	6	1.155	12	1.315
1 1/2	1.500	6	1.405	12	1.581
1 3/4	1.750	5	1.90	—	—
2	2.000	4 1/2	2.50	—	—

**Tabla 18-5(c) Dimensiones métricas de cuerdas**

<i>Diámetro mayor básico (mm)</i>	<i>Cuerdas gruesas</i>		<i>Cuerdas finas</i>	
	<i>Paso (mm)</i>	<i>Área de esfuerzo de tracción (mm<sup>2</sup>)</i>	<i>Paso (mm)</i>	<i>Área de esfuerzo de tracción (mm<sup>2</sup>)</i>
1	0.25	0.460	—	—
1.6	0.35	1.27	0.20	1.57
2	0.4	2.07	0.25	2.45
2.5	0.45	3.39	0.35	3.70
3	0.5	5.03	0.35	5.61
4	0.7	8.78	0.5	9.79
5	0.8	14.2	0.5	16.1
6	1	20.1	0.75	22.0
8	1.25	36.6	1	39.2
10	1.5	58.0	1.25	61.2
12	1.75	84.3	1.25	92.1
16	2	157	1.5	167
20	2.5	245	1.5	272
24	3	353	2	384
30	3.5	561	2	621
36	4	817	3	865
42	4.5	1 121	—	—
48	5	1 473	—	—

**Tabla 19-2 Tensiones por esfuerzo de corte permisibles en soldaduras de chaflanes**

<i>Acero</i>								
<i>Tipo de electrodo</i>	<i>Metales típicos que se ensamblan (Grado ASTM)</i>				<i>Tensión por esfuerzo de corte permisible</i>			
E60	A36, A500				18 Ksi (124 MPa)			
E70	A242, A441				21 Ksi (145 MPa)			
E80	A572 Grado 65				24 Ksi (165 MPa)			
E90	—				27 Ksi (186 MPa)			
E100	—				30 Ksi (207 MPa)			
E110	—				33 Ksi (228 MPa)			
<i>Aluminio</i>								
<i>Aleación para rellenar</i>								
<i>Tensión por esfuerzo de corte permisible</i>								
<i>Metal ensamblado</i>	<i>1100</i>		<i>4043</i>		<i>5356</i>		<i>5556</i>	
	<i>Ksi</i>	<i>MPa</i>	<i>Ksi</i>	<i>MPa</i>	<i>Ksi</i>	<i>MPa</i>	<i>Ksi</i>	<i>MPa</i>
1100	3.2	22	4.8	33	—	—	—	—
3003	3.2	22	5.0	34	—	—	—	—
6061	—	—	5.0	34	7.0	48	8.5	59
6063	—	—	5.0	34	6.5	45	6.5	45

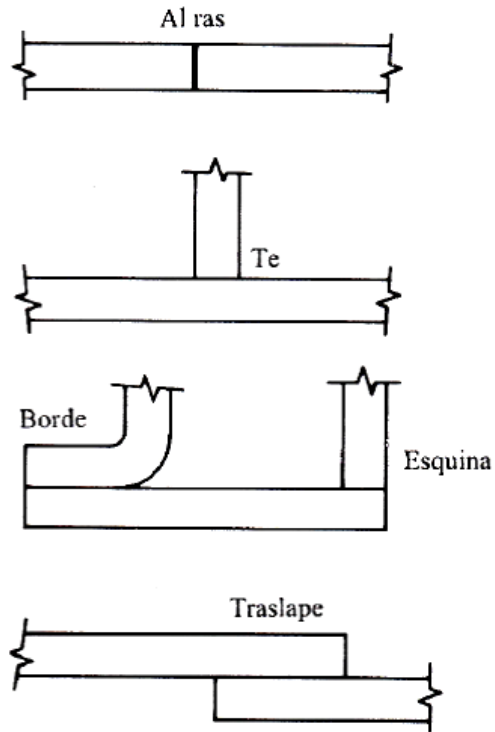


Figura 19-6 Tipos de ensambles soldados

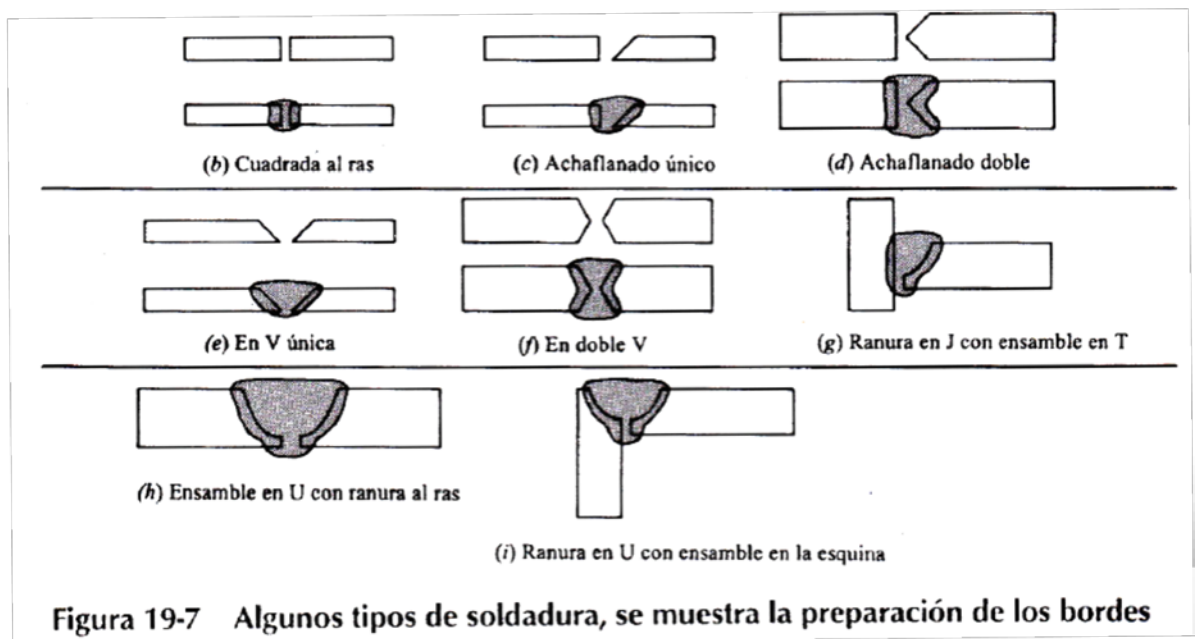


Figura 19-7 Algunos tipos de soldadura, se muestra la preparación de los bordes



**Tabla 19-3 Tensiones por esfuerzo de corte permisibles y fuerzas en soldaduras**

<i>Metal base Grado ASTM</i>	<i>Electrodo</i>	<i>Tensión por esfuerzo de corte permisible</i>	<i>Fuerza permisible por pulgada de lado</i>
<i>Estructuras tipo edificio</i>			
A36, A441	E60	13 600 psi	9 600 lb/pulg.
A36, A441	E70	15 800 psi	11 200 lb/pulg.
<i>Estructuras tipo puente</i>			
A36	E60	12 400 psi	8 800 lb/pulg.
A441, A242	E70	14 700 psi	10 400 lb/pulg.

**APENDICE 7 PROPIEDADES DE LOS ACEROS ESTRUCTURALES**

<i>Número de designación del material (número ASTM)</i>	<i>Grado o espesor</i>	<i>Resistencia a la tracción</i>		<i>Resistencia a punto cedente</i>		<i>Ductibilidad (elongación porcentual en 8 pulg.)</i>
		<i>Ksi</i>	<i>MPa</i>	<i>Ksi</i>	<i>MPa</i>	
A36	$t \leq 8$ "	58	400	36	248	20
A242	$t \leq 3/4$ "	70	485	50	345	18
A242	$t \leq 1 1/2$ "	67	460	46	315	—
A242	$t \leq 4$ "	63	435	42	290	—
A441	$t \leq 4$ "	63	435	42	290	18
A514	Inmerso y templado, $t \leq 2 1/2$ "	115	800	100	700	18% ( " 2" )
A572	42, $t \leq 6$ "	60	414	42	290	—
A572	50, $t \leq 4$ "	65	448	50	345	—
A572	60, $t \leq 1 1/4$ "	75	517	60	414	—
A572	65, $t \leq 1 1/4$ "	80	552	65	448	—
A588	$t \leq 4$ "	70	485	50	345	18

*Nota:* El ASTM A572 es uno de los aceros de baja aleación más resistentes (HSLA) y tiene propiedades similares al acero SAE J410b especificado por la SAE.



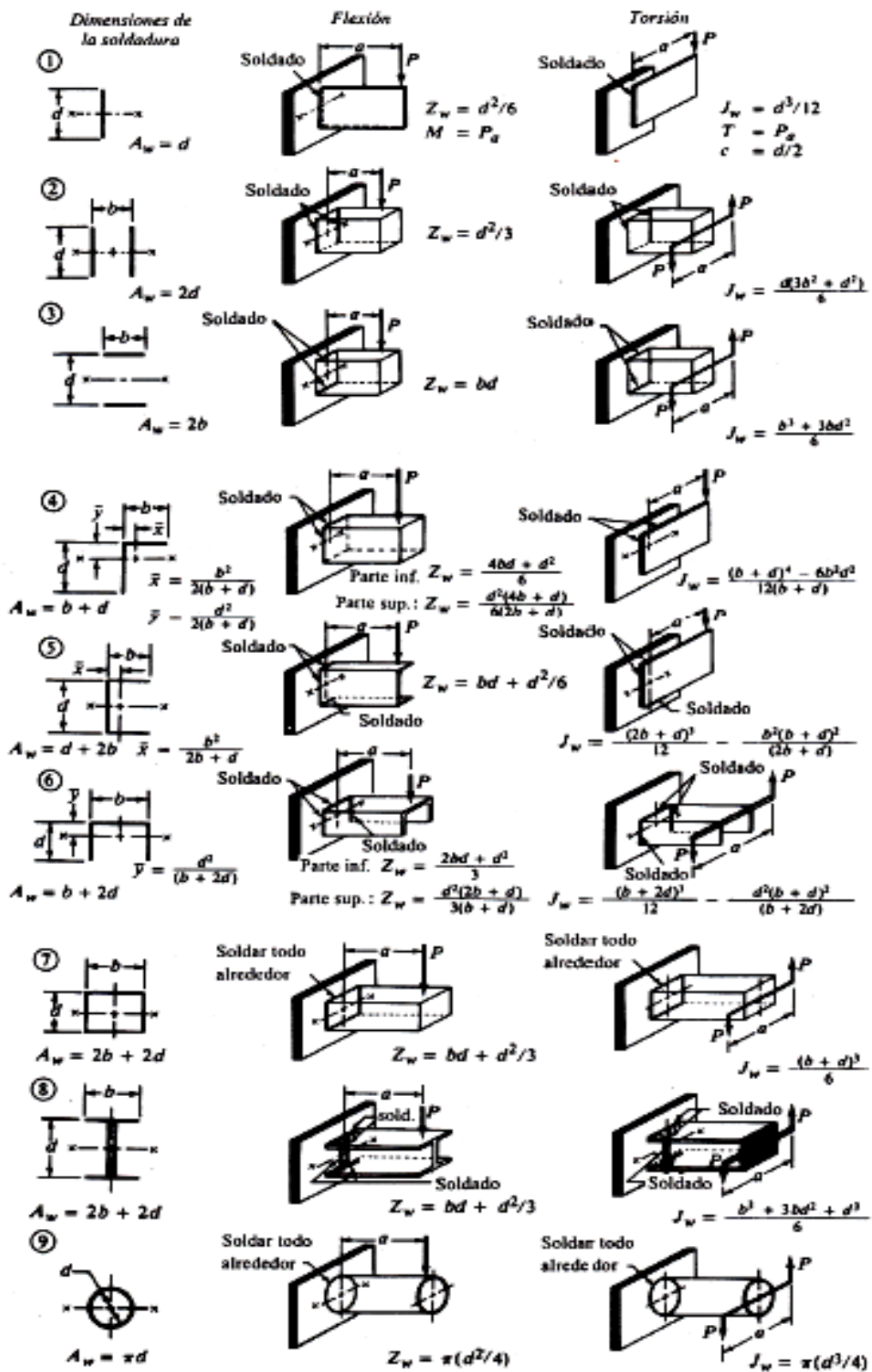
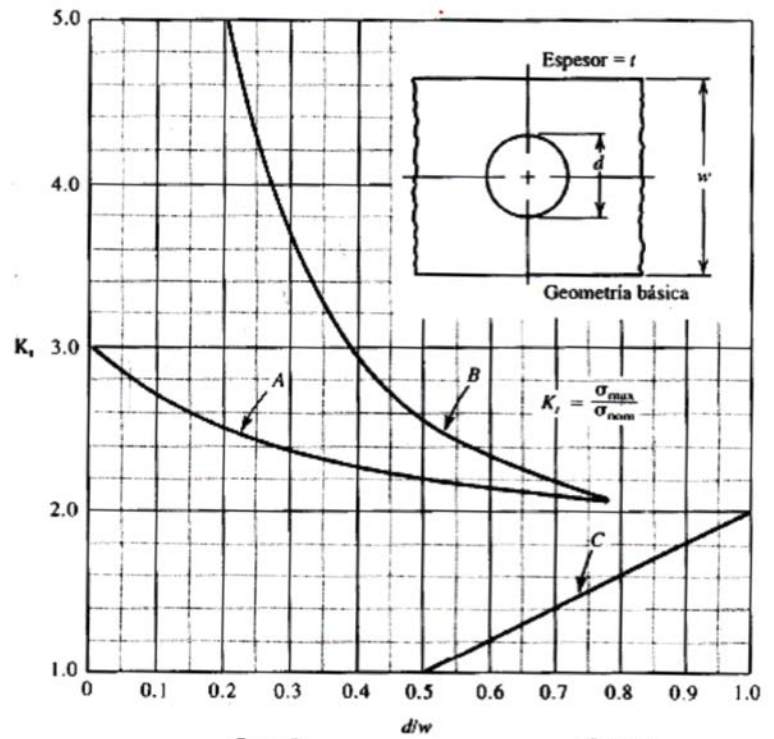


Figura 19-8 Factores de geometría para análisis de soldadura

**Tabla 19-4** Tamaños mínimos de soldadura para placas de gran espesor

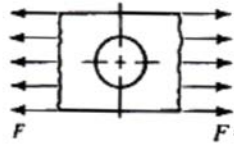
<i>Espesor de la placa (pulg)</i>	<i>Tamaño mínimo de lado para soldadura de chaflán (pulg)</i>
$\leq 1/2$	$3/16$
$> 1/2 - 3/4$	$1/4$
$> 3/4 - 1 1/2$	$5/16$
$> 1 1/2 - 2 1/4$	$3/8$
$> 2 1/4 - 6$	$1/2$
$> 6$	$5/8$

### Apéndice 15-3 Placa plana con un orificio en el centro



**Curva A**  
Tensión directa  
en la placa

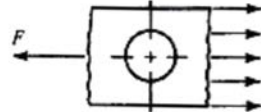
$$\sigma_{nom} = \frac{F}{(w-d)t}$$



$F =$  carga total

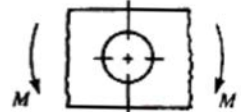
**Curva B**  
Carga por tensión  
que se aplica mediante  
un perno en el orificio

$$\sigma_{nom} = \frac{F}{(w-d)t}$$



**Curva C**  
Flexión en  
el plano de  
la placa

$$\sigma_{nom} = \frac{Mc}{I_{net}} = \frac{6Mw}{(w^3-d^3)t}$$

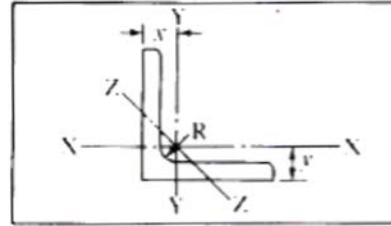


NOTA:  $K_t = 1.0$  para  $d/w < 0.5$

# L

## Tamaños de barras en ángulo de lados iguales

Dimensiones y Propiedades para diseño

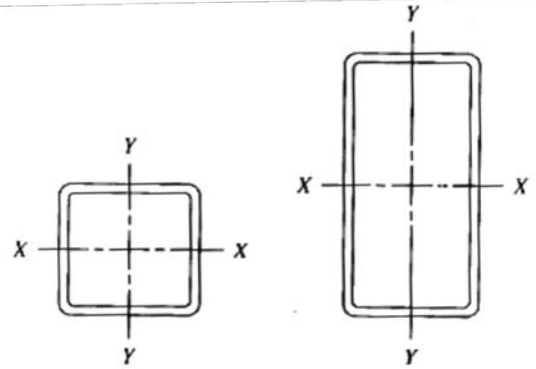


Designación y tamaño nominal	Espesor	Peso por pie	Área	Eje X - X		Eje Y - Y		Eje Z-Z	Radio del chaflán R	Ubicación de la siderúrgica que lo fabrica
				I	Z	r	x o y	r <sub>min.</sub>		
pulg.	pulg.	Lbs.	pulg. <sup>2</sup>	pulg. <sup>4</sup>	pulg. <sup>4</sup>	pulg.	pulg.	pulg.	pulg.	
<b>L2½x2½</b>	¾	5.9	1.73	.984	.566	.753	.762	.487	¾	†
	⅝	5.0	1.46	.849	.482	.761	.740	.489		
	¼	4.1	1.19	.703	.394	.769	.717	.491		
	⅜	3.07	.902	.547	.303	.778	.694	.495		
<b>L2x2</b>	¾	4.7	1.36	.479	.351	.594	.636	.389	¾	†
	⅝	3.92	1.15	.416	.300	.601	.614	.390		
	¼	3.19	.938	.348	.247	.609	.592	.391		
	.205	2.65	.778	.294	.207	.615	.575	.393		
	⅜	2.44	.715	.272	.190	.617	.569	.394		
<b>L1¾x1¾</b>	¾	2.77	.813	.227	.186	.529	.529	.341	¾	†
	⅝	2.12	.621	.179	.144	.537	.506	.343		
<b>L1½x1½</b>	¾	2.34	.688	.139	.134	.449	.466	.292	¾	†
	⅝	1.80	.527	.110	.104	.457	.444	.293		
<b>L1¼x1¼</b>	¾	1.92	.563	.077	.091	.369	.403	.243	¾	†
	⅝	1.48	.434	.061	.071	.377	.381	.244		

† Fabricado en Fairless, Pensilvania.

Para formas de tamaños de barras que se ordenan según su composición química y no por sus propiedades mecánicas quizá resulte útil la tabla de la página 67.



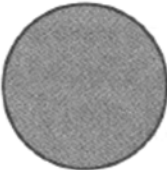

Fuente: *Structural Steel Shapes* (Pittsburgh, Pa.: U.S. Steel Corporation, 1982).



**APENDICE 18 PROPIEDADES DE  
TUBERIA ESTRUCTURAL,  
CUADRADA Y  
RECTANGULAR**

Tamaño	Area (pulg <sup>2</sup> )	Peso por pie (lb)	Eje X-X			Eje Y-Y		
			I (pulg <sup>4</sup> )	Z (pulg <sup>3</sup> )	r (pulg)	I (pulg <sup>4</sup> )	Z (pulg <sup>3</sup> )	r (pulg)
8 × 8 × 1/2	14.4	48.9	131	32.9	3.03	131	32.9	3.03
8 × 8 × 1/4	7.59	25.8	75.1	18.8	3.15	75.1	18.8	3.15
8 × 4 × 1/2	10.4	35.2	75.1	18.8	2.69	24.6	12.3	1.54
8 × 4 × 1/4	5.59	19.0	45.1	11.3	2.84	15.3	7.63	1.65
8 × 2 × 1/4	4.59	15.6	30.1	7.52	2.56	3.08	3.08	0.819
6 × 6 × 1/2	10.4	35.2	50.5	16.8	2.21	50.5	16.8	2.21
6 × 6 × 1/4	5.59	19.0	30.3	10.1	2.33	30.3	10.1	2.33
6 × 4 × 1/4	4.59	15.6	22.1	7.36	2.19	11.7	5.87	1.60
6 × 2 × 1/4	3.59	12.2	13.8	4.60	1.96	2.31	2.31	0.802
4 × 4 × 1/2	6.36	21.6	12.3	6.13	1.39	12.3	6.13	1.39
4 × 4 × 1/4	3.59	12.2	8.22	4.11	1.51	8.22	4.11	1.51
4 × 2 × 1/4	2.59	8.81	4.69	2.35	1.35	1.54	1.54	0.770
3 × 3 × 1/4	2.59	8.81	3.16	2.10	1.10	3.16	2.10	1.10
3 × 2 × 1/4	2.09	7.11	2.21	1.47	1.03	1.15	1.15	0.742
2 × 2 × 1/4	1.59	5.41	0.766	0.766	0.694	0.766	0.766	0.694

*Nota:* Los datos se tomaron de distintas fuentes. Los tamaños que se señalan representan una muestra pequeña de los tamaños disponibles.

Forma de la viga	Fórmula	Forma de la viga	Fórmula
 Rectangular	$\tau_{\text{máx}} = \frac{3V}{2A}$	 Circular hueca con pared delgada	$\tau_{\text{máx}} = \frac{2V}{A}$
 Circular	$\tau_{\text{máx}} = \frac{4V}{3A}$	 Viga I estructural (con pared delgada)	$\tau_{\text{máx}} = \frac{V}{A_{\text{Alma}}}$

Diámetro mayor nominal $d$ , mm	Serie de paso grueso			Serie de paso fino		
	Paso $p$ , mm	Área de esfuerzo de tensión $A_t$ , mm <sup>2</sup>	Área del diámetro menor $A_r$ , mm <sup>2</sup>	Paso $p$ , mm	Área de esfuerzo de tensión $A_t$ , mm <sup>2</sup>	Área del diámetro menor $A_r$ , mm <sup>2</sup>
1.6	0.35	1.27	1.07			
2	0.40	2.07	1.79			
2.5	0.45	3.39	2.98			
3	0.5	5.03	4.47			
3.5	0.6	6.78	6.00			
4	0.7	8.78	7.75			
5	0.8	14.2	12.7			
6	1	20.1	17.9			
8	1.25	36.6	32.8	1	39.2	36.0
10	1.5	58.0	52.3	1.25	61.2	56.3
12	1.75	84.3	76.3	1.25	92.1	86.0
14	2	115	104	1.5	125	116
16	2	157	144	1.5	167	157
20	2.5	245	225	1.5	272	259
24	3	353	324	2	384	365
30	3.5	561	519	2	621	596
36	4	817	759	2	915	884
42	4.5	1 120	1 050	2	1 260	1 230
48	5	1 470	1 380	2	1 670	1 630
56	5.5	2 030	1 910	2	2 300	2 250
64	6	2 680	2 520	2	3 030	2 980
72	6	3 460	3 280	2	3 860	3 800
80	6	4 340	4 140	1.5	4 850	4 800
90	6	5 590	5 360	2	6 100	6 020
100	6	6 990	6 740	2	7 560	7 470
110				2	9 180	9 080

\*Las ecuaciones y los datos utilizados para elaborar esta tabla se obtuvieron de la norma ANSI B1.1-1974 y B18.3.1-1978. El diámetro menor se determinó mediante la ecuación  $d_r = d - 1.226869p$ , y el diámetro de paso a partir de  $d_p = d - 0.649519p$ . La media del diámetro de paso y el diámetro menor se usaron para calcular el área de esfuerzo de tensión.



**Tabla 8-2**

Diámetros y área de roscas unificadas de tornillo UNC y UNF\*

Designación de tamaño	Diámetro mayor nominal pulg	Serie gruesa-UNC			Serie fina-UNF		
		Roscas por pulgada, N	Área de esfuerzo de tensión $A_t$ , pulg <sup>2</sup>	Área del diámetro menor $A_r$ , pulg <sup>2</sup>	Roscas por pulgada, N	Área de esfuerzo de tensión $A_t$ , pulg <sup>2</sup>	Área del diámetro menor $A_r$ , pulg <sup>2</sup>
0	0.0600				80	0.001 80	0.001 51
1	0.0730	64	0.002 63	0.002 18	72	0.002 78	0.002 37
2	0.0860	56	0.003 70	0.003 10	64	0.003 94	0.003 39
3	0.0990	48	0.004 87	0.004 06	56	0.005 23	0.004 51
4	0.1120	40	0.006 04	0.004 96	48	0.006 61	0.005 66
5	0.1250	40	0.007 96	0.006 72	44	0.008 80	0.007 16
6	0.1380	32	0.009 09	0.007 45	40	0.010 15	0.008 74
8	0.1640	32	0.014 0	0.011 96	36	0.014 74	0.012 85
10	0.1900	24	0.017 5	0.014 50	32	0.020 0	0.017 5
12	0.2160	24	0.024 2	0.020 6	28	0.025 8	0.022 6
$\frac{1}{4}$	0.2500	20	0.031 8	0.026 9	28	0.036 4	0.032 6
$\frac{5}{16}$	0.3125	18	0.052 4	0.045 4	24	0.058 0	0.052 4
$\frac{3}{8}$	0.3750	16	0.077 5	0.067 8	24	0.087 8	0.080 9
$\frac{7}{16}$	0.4375	14	0.106 3	0.093 3	20	0.118 7	0.109 0
$\frac{1}{2}$	0.5000	13	0.141 9	0.125 7	20	0.159 9	0.148 6
$\frac{9}{16}$	0.5625	12	0.182	0.162	18	0.203	0.189
$\frac{5}{8}$	0.6250	11	0.226	0.202	18	0.256	0.240
$\frac{3}{4}$	0.7500	10	0.334	0.302	16	0.373	0.351
$\frac{7}{8}$	0.8750	9	0.462	0.419	14	0.509	0.480
1	1.0000	8	0.606	0.551	12	0.663	0.625
$1\frac{1}{4}$	1.2500	7	0.969	0.890	12	1.073	1.024
$1\frac{1}{2}$	1.5000	6	1.405	1.294	12	1.581	1.521

\*Esta tabla se compiló de la norma ANSI B1.1-1974. El diámetro menor se determinó mediante la ecuación  $d_r = d - 1.299\ 038p$  y el diámetro de paso o partir de  $d_p = d - 0.649\ 519p$ . Para calcular el área de esfuerzo de tensión se usaron la media del diámetro de paso y el diámetro menor.









$d$ , pulg	$\frac{1}{4}$	$\frac{5}{16}$	$\frac{3}{8}$	$\frac{1}{2}$	$\frac{5}{8}$	$\frac{3}{4}$	$\frac{7}{8}$	1	$1\frac{1}{4}$	$1\frac{1}{2}$	$1\frac{3}{4}$	2	$2\frac{1}{2}$	3
$p$ , pulg	$\frac{1}{16}$	$\frac{1}{14}$	$\frac{1}{12}$	$\frac{1}{10}$	$\frac{1}{8}$	$\frac{1}{6}$	$\frac{1}{6}$	$\frac{1}{5}$	$\frac{1}{5}$	$\frac{1}{4}$	$\frac{1}{4}$	$\frac{1}{4}$	$\frac{1}{3}$	$\frac{1}{2}$

**Pasos preferidos para rosca ACME.**



**Tabla 8-9**










Especificaciones SAE para pernos de acero

Grado SAE núm.	Intervalo de tamaños, inclusive, pulg	Resistencia de prueba mínima,* kpsi	Resistencia mínima a la tensión,* kpsi	Resistencia mínima a la fluencia,* kpsi	Material	Marca en la cabeza
1	$\frac{1}{4}$ - $1\frac{1}{2}$	33	60	36	Acero de bajo o medio carbono	
2	$\frac{1}{4}$ - $\frac{3}{4}$	55	74	57	Acero de bajo o medio carbono	
	$\frac{7}{8}$ - $1\frac{1}{2}$	33	60	36		
4	$\frac{1}{4}$ - $1\frac{1}{2}$	65	115	100	Acero de medio carbono, estirado en frío	
5	$\frac{1}{4}$ -1	85	120	92	Acero de medio carbono, T y R	
	$1\frac{1}{8}$ - $1\frac{1}{2}$	74	105	81		
5.2	$\frac{1}{4}$ -1	85	120	92	Acero martensítico de bajo carbono, T y R	
7	$\frac{1}{4}$ - $1\frac{1}{2}$	105	133	115	Acero de aleación de medio carbono, T y R	
8	$\frac{1}{4}$ - $1\frac{1}{2}$	120	150	130	Acero de aleación de medio carbono T y R	
8.2	$\frac{1}{4}$ -1	120	150	130	Acero martensítico de bajo carbono, T y R	

\*Las resistencias mínimas son resistencias que excede 99% de los sujetadores.

**Tabla 8-10**

Especificaciones ASTM para pernos de acero

Designación ASTM núm.	Intervalo de tamaños, inclusive, pulg	Resistencia de prueba mínima,* kpsi	Resistencia mínima a la tensión,* kpsi	Resistencia mínima a la fluencia,* kpsi	Material	Marca en la cabeza
A307	$\frac{1}{2}$ - $1\frac{1}{2}$	33	60	36	Acero de bajo carbono	
A325, tipo 1	$\frac{1}{2}$ -1	85	120	92	Acero de medio carbono, T y R	
	$1\frac{1}{8}$ - $1\frac{1}{2}$	74	105	81		
A325, tipo 2	$\frac{1}{2}$ -1	85	120	92	Acero martensítico de bajo carbono, T y R	
	$1\frac{1}{8}$ - $1\frac{1}{2}$	74	105	81		
A325, tipo 3	$\frac{1}{2}$ -1	85	120	92	Acero no temperizado, T y R	
	$1\frac{1}{8}$ - $1\frac{1}{2}$	74	105	81		
A354, grado BC	$\frac{1}{4}$ - $2\frac{1}{2}$	105	125	109	Acero aleado, T y R	
	$2\frac{3}{4}$ -4	95	115	99		
A354, grado BD	$\frac{1}{4}$ -4	120	150	130	Acero aleado, T y R	
A449	$\frac{1}{2}$ -1	85	120	92	Acero de medio carbono, T y R	
	$1\frac{1}{8}$ - $1\frac{1}{2}$	74	105	81		
	$1\frac{3}{4}$ -3	55	90	58		
A490, tipo 1	$\frac{1}{2}$ - $1\frac{1}{2}$	120	150	130	Acero aleado, T y R	
A490, tipo 3	$\frac{1}{2}$ - $1\frac{1}{2}$	120	150	130	Acero no temperizado, T y R	

\*Las resistencias mínimas son las resistencias que excede 99% de los sujetadores.

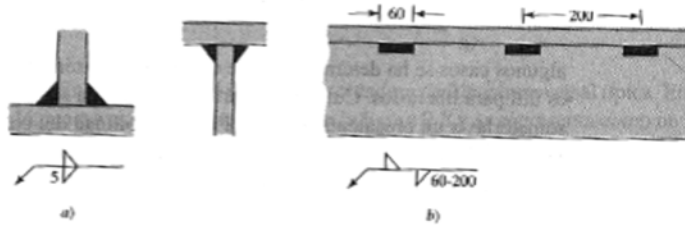
**Figura 9-2**

Símbolos de soldadura por arco y autógena.

		Tipo de soldadura					
Cordón	Filete	Tapón o muesca	Ranura				
			Cuadrada	V	Bisel	U	J

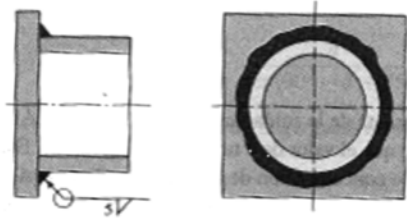
**Figura 9-3**

Soldaduras de filete. a) El número indica el tamaño del cátodo; la flecha debe apuntar sólo hacia una de las soldaduras cuando ambos lados son iguales. b) El símbolo indica que las soldaduras son intermitentes y con longitud de 60 mm y con una distancia de 200 mm entre centros.



**Figura 9-4**

El círculo en el símbolo de la soldadura señala que la soldadura debe ser circundante.



**Tabla 9-6**

Cargas constantes permisibles y tamaños mínimos de soldadura de filete

**Programa A: carga permisible para varios tamaños de soldadura de filete**      **Programa B: tamaño mínimo de soldadura de filete, h**

		Nivel de resistencia del metal de aporte (EXX)						
		60*	70*	80	90*	100	110*	120
Esfuerzo constante permisible en la garganta, ksi (1 000 psi) de soldadura de filete o soldadura de muesca con penetración parcial								
$r =$		18.0	21.0	24.0	27.0	30.0	33.0	36.0
Fuerza unitaria permisible en soldadura de filete, kip/pulg lineal								
$t_f =$		12.73h	14.85h	16.97h	19.09h	21.21†	23.33h	25.45h
Tamaño del cateto h, pulg	Fuerza unitaria permisible para varios tamaños de soldaduras de filete kip/pulg lineal							
1	12.73	14.85	16.97	19.09	21.21	23.33	25.45	
7/8	11.14	12.99	14.85	16.70	18.57	20.41	22.27	
3/4	9.55	11.14	12.73	14.32	15.92	17.50	19.09	
5/8	7.96	9.28	10.61	11.93	13.27	14.58	15.91	
1/2	6.37	7.42	8.48	9.54	10.61	11.67	12.73	
7/16	5.57	6.50	7.42	8.35	9.28	10.21	11.14	
3/8	4.77	5.57	6.36	7.16	7.95	8.75	9.54	
5/16	3.98	4.64	5.30	5.97	6.63	7.29	7.95	
1/4	3.18	3.71	4.24	4.77	5.30	5.83	6.36	
3/16	2.39	2.78	3.18	3.58	3.98	4.38	4.77	
1/8	1.59	1.86	2.12	2.39	2.65	2.92	3.18	
1/16	0.795	0.930	1.06	1.19	1.33	1.46	1.59	

\*En realidad, las soldaduras de filete fueron ensayadas por el AISC-AWS Task Committee.  
† $t_f = 0.707 h r_{per}$

Espesor del material de la parte unida más gruesa, pulg	Tamaño de la soldadura, pulg
*Hasta $\frac{1}{4}$ inclusive	$\frac{1}{8}$
Mayor que $\frac{1}{4}$	$\frac{3}{16}$
Mayor que $\frac{1}{2}$	$\frac{1}{4}$
†Mayor que $\frac{3}{4}$	$\frac{5}{16}$
Mayor que $1\frac{1}{2}$	$\frac{3}{8}$
Mayor que $2\frac{1}{4}$	$\frac{1}{2}$
Mayor que 6	$\frac{5}{8}$

No se debe exceder el espesor de la parte más débil.  
\*El tamaño mínimo para aplicaciones en puentes no puede ser menor a  $\frac{3}{16}$  pulg.  
†Para tamaño mínimo del filete de soldadura, el programa no puede ser mayor que la soldadura de filete de  $\frac{5}{16}$  pulg por cada  $\frac{3}{4}$  pulg de material.

Fuente: Adaptada de Omer W. Blodgett (ed.), *Stress Allowables Affect Weldment Design*, D412, The James F. Lincoln Arc Welding Foundation, Cleveland, mayo de 1991, p. 3. Reproducida con autorización de Lincoln Electric Company.

**Tabla A-23**

Propiedades esfuerzo-deformación media monótona y cíclica de aceros seleccionados Fuente: ASM Metals Reference Book, 2a. ed., American Society for Metals, Metals Park, Ohio, 1983, p. 217.

Grado a)	Orientación e)	Descripción f)	Dureza HB	Resistencia a la tensión $S_u$ MPa	Resistencia a la tensión $S_u$ ksi	Reducción en área %	Deformación verdadera o la fractura $r_f$	Módulo de elasticidad $E$ GPa	Módulo de elasticidad $E$ $10^6$ psi	Coefficiente de resistencia a la fatiga $\sigma_f$ MPa	Coefficiente de resistencia a la fatiga $\sigma_f$ ksi	Exponente de resistencia a la fatiga $b$	Coefficiente de ductilidad a la fatiga $r_f$	Exponente de ductilidad a la fatiga $c$
A538A b)	L	STA	405	1 515	220	67	1.10	185	27	1 655	240	-0.065	0.30	-0.62
A538B b)	L	STA	460	1 860	270	56	0.82	185	27	2 135	310	-0.071	0.80	-0.71
A538C b)	L	STA	480	2 000	290	55	0.81	180	26	2 240	325	-0.07	0.60	-0.75
AM-350 c)	L	HR, A	496	1 315	191	52	0.74	195	28	2 800	406	-0.14	0.33	-0.84
AM-350 c)	L	CD	496	1 905	276	20	0.23	180	26	2 690	390	-0.102	0.10	-0.42
Gainex d)	LT	Lámina HR		530	77	58	0.86	200	29.2	805	117	-0.07	0.86	-0.65
Gainex c)	L	Lámina HR		510	74	64	1.02	200	29.2	805	117	-0.071	0.86	-0.68
H-11	L	Ausformado	660	2 585	375	33	0.40	205	30	3 170	460	-0.077	0.08	-0.74
RQC-100 d)	LT	Placa HR	290	940	136	43	0.56	205	30	1 240	180	-0.07	0.66	-0.69
RQC-100 c)	L	Placa HR	290	930	135	67	1.02	205	30	1 240	180	-0.07	0.66	-0.69
10862	L	TyR	430	1 640	238	38	0.89	195	28	1 780	258	-0.067	0.32	-0.56
1005-1009	LT	Lámina HR	90	360	52	73	1.3	205	30	580	84	-0.09	0.15	-0.43
1005-1009	LT	Lámina CD	125	470	68	66	1.09	205	30	515	75	-0.059	0.30	-0.51
1005-1009	L	Lámina CD	125	415	60	64	1.02	200	29	540	78	-0.073	0.11	-0.41
1005-1009	L	Lámina HR	90	345	50	80	1.6	200	29	640	93	-0.109	0.10	-0.39
1015	L	Normalizado	80	415	60	68	1.14	205	30	825	120	-0.11	0.95	-0.64
1020	L	Placa HR	108	440	64	62	0.96	205	29.5	895	130	-0.12	0.41	-0.51
1040	L	Como sale de la forja	225	620	90	60	0.93	200	29	1 540	223	-0.14	0.61	-0.57
1045	L	TyR	225	725	105	65	1.04	200	29	1 225	178	-0.095	1.00	-0.66
1045	L	TyR	410	1 450	210	51	0.72	200	29	1 860	270	-0.073	0.60	-0.70
1045	L	TyR	390	1 345	195	59	0.89	205	30	1 585	230	-0.074	0.45	-0.68
1045	L	TyR	450	1 585	230	55	0.81	205	30	1 795	260	-0.07	0.35	-0.69
1045	L	TyR	500	1 825	265	51	0.71	205	30	2 275	330	-0.08	0.25	-0.68
1045	L	TyR	595	2 240	325	41	0.52	205	30	2 725	395	-0.081	0.07	-0.60
1144	L	CDSR	265	930	135	33	0.51	195	28.5	1 000	145	-0.08	0.32	-0.58

**Tabla 9-3**

Propiedades mínimas del metal de aporte

Número de electrodo AWS*	Resistencia a la tensión, kpsi (MPa)	Resistencia a la fluencia, kpsi (MPa)	Elongación porcentual
E60xx	62 (427)	50 (345)	17-25
E70xx	70 (482)	57 (393)	22
E80xx	80 (551)	67 (462)	19
E90xx	90 (620)	77 (531)	14-17
E100xx	100 (689)	87 (600)	13-16
E120xx	120 (827)	107 (737)	14

\*Sistema de numeración del código de especificaciones de la American Welding Society (AWS) para electrodos. En este sistema se usa como prefijo la letra E, en un sistema de numeración de cuatro o cinco dígitos en el cual los primeros dos o tres números designan la resistencia aproximada a la tensión. El último dígito incluye variables en la técnica de soldadura, como la fuente de corriente. El penúltimo dígito indica la posición de la soldadura, por ejemplo, plano, vertical o sobre la cabeza. El conjunto completo de especificaciones se puede obtener solicitándolo a la AWS.

**Tabla 9-4**

Esfuerzos permisibles del Código AISC para metal de aporte

Tipo de carga	Tipo de soldadura	Esfuerzo permisible	n*
Tensión	A tope	$0.60S_y$	1.67
Aplastamiento	A tope	$0.90S_y$	1.11
Flexión	A tope	$0.60-0.66S_y$	1.52-1.67
Compresión simple	A tope	$0.60S_y$	1.67
Cortante	A tope o de filete	$0.30S_y$	

\*El factor de seguridad  $n$  se ha calculado mediante la teoría de la energía de distorsión.

†El esfuerzo cortante en el metal base no debe exceder de  $0.40S_y$  del metal base.

**Tabla A-27**









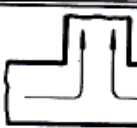
Resistencia a la fatiga de vida finita de aceros al carbono simple seleccionados. Fuente: Compilado de la tabla 4 de H. J. Groover, S. A. Gordon y L. R. Jackson, *Fatigue of Metals and Structures*, documento del Departamento de Armamento Naval NAVWEPS 00-25-534, 1960.

Material	Condición	BHN*	Resistencia a la fluencia,		RA*	Cíclos de esfuerzo hasta la falla								
			tensión, kpsi	kpsi		10 <sup>4</sup>	4(10 <sup>4</sup> )	10 <sup>5</sup>	4(10 <sup>5</sup> )	10 <sup>6</sup>	4(10 <sup>6</sup> )	10 <sup>7</sup>	10 <sup>8</sup>	
1020	Enfriado en horno		58	30	0.63			37	34	30	28	25		
1030	Enfriado por aire	135	80	45	0.62		51	47	42	38	38	38		
1035	TyR agua	132	72	35	0.54			44	40	37	34	33	33	
	Forjado	209	103	87	0.65		80	72	65	60	57	57	57	
1040	HR, N	195	92	53	0.23			40	47	47	33	33		
1045	N, AC	164	107	63	0.49		70	56	47	47	47	47	47	
1050	TyR agua		92	47	0.40		48	46	40	38	34	34		
	1200	196	97	70	0.58		60	57	52	50	50	50	50	
.56 MN	N	193	98	47	0.42		61	51	47	43	41	41	41	
	TyR agua	277	111	84	0.57		81	73	62	57	55	55	55	
	1200													
1060	Según se requiera	67 Rb	134	65	0.20		60	55	50	48	48	48		
1095	OGT	162	84	33	0.37		43	40	34	31	30	30	30	
	1200	227	115	65	0.40		77	64	57	56	56	56	56	
10120	OGT	224	117	59	0.12		60	56	51	50	50	50	50	
	860	369	180	130	0.15		102	95	91	91	91	91	91	

\*BHN = Número de dureza Brinell, RA = reducción fraccional en área.



**TABLA 11-3**  
**OTRAS FORMAS DE TES Y COEFICIENTES  $\zeta$  PARA CADA FORMA**

Figura					
$\zeta$	0.5	1.0	1.5	3.0	0.05
Figura					
$\zeta$	0.1	0.15	2.0	3.0	



