



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO**  
PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA  
INGENIERÍA CIVIL – HIDRÁULICA

**ANÁLISIS Y DISEÑO NUMÉRICO Y EXPERIMENTAL DE BOCAS DE TORMENTA PARA  
DESALOJO DE AGUAS PLUVIALES**

**TESIS**  
**QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:**  
**MAESTRO EN INGENIERÍA**

**PRESENTA:**  
ALDO LEONARDO BARRERA RODRÍGUEZ

**TUTOR PRINCIPAL**  
DR. VÍCTOR HUGO ALCOCER YAMANAKA  
INSTITUTO MEXICANO DE TECNOLOGÍA DEL AGUA

**MÉXICO, D. F. NOVIEMBRE 2015**



Universidad Nacional  
Autónoma de México



**UNAM – Dirección General de Bibliotecas**  
**Tesis Digitales**  
**Restricciones de uso**

**DERECHOS RESERVADOS ©**  
**PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL**

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

**JURADO ASIGNADO:**

Presidente: Dr. Escalante Sandoval Carlos A.

Secretario: M.I. Rubio Gutiérrez Horacio

Vocal: Dr. Alcocer Yamanaka Víctor H.

1 er. Suplente: M.I. González Verdugo José A.

2 do. Suplente: M.I. Rodríguez Varela José M.

Lugar donde se realizó la tesis: Jiutepec, Morelos.

**TUTOR DE TESIS:**

Dr. Víctor Hugo Alcocer Yamanaka

-----  
**FIRMA**

## **Agradecimientos**

Primeramente doy gracias a Dios por permitirme concluir una etapa más de mi vida.

Quiero agradecer también a mis padres y hermanos por inculcar en mí la confianza y capacidad para lograr todo lo que me proponga.

Igualmente quiero agradecer a mi asesor el Dr. Víctor Hugo Alcocer Yamanaka por sus enseñanzas y apoyo para realizar este trabajo.

Quiero extender este agradecimiento al Instituto Mexicano de Tecnología del Agua por el personal y sus instalaciones, especialmente al equipo de personas del laboratorio Enzo Levi que hicieron posible la realización de las pruebas experimentales que conforman este trabajo. Al personal de la DEPFI UNAM Morelos, así como a los profesores de la Maestría en Hidráulica.

A mis compañeros y amigos, Lidia Tostado, Natalie Lizárraga y Javier Canto por su incondicional apoyo moral y escolar.

A mi amigo Ahmed Andraca por haberme ayudado a la realización de las pruebas experimentales.

Gracias a todas las personas que creyeron en mi capacidad y me impulsaron a culminar esta maestría.

Gracias.

*Para Dios,  
para mis padres  
y para mis hermanos.*

*ÍNDICE DE CONTENIDO*

<i>CAPITULO 1</i>	<i>Antecedentes</i> .....	13
1.1	<b>Hidroplaneo</b> .....	16
1.2	<b>Justificación</b> .....	18
<i>CAPITULO 2</i>	<i>INTRODUCCIÓN, ESTADO DEL ARTE Y MARCO NORMATIVO</i> .....	19
2.1	<b>Objetivo general</b> .....	19
2.2	<b>Hipótesis</b> .....	19
2.3	<b>Introducción</b> .....	19
2.4	<b>Estado del arte</b> .....	21
2.4.1	Normas oficiales concernientes a captaciones de drenaje urbano .....	21
2.4.2	Estado del arte internacional.....	23
2.4.3	Criterios de riesgo asociados al escurrimiento superficial urbano .....	39
2.4.4	Estado del arte en México .....	41
<i>CAPITULO 3</i>	<i>ESTUDIO ANALÍTICO DE BOCAS DE TORMENTA</i> .....	46
3.1	<b>Propiedades y usos de las bocas de tormenta</b> .....	46
3.1.1	Captaciones de piso .....	46
3.1.2	Captaciones de banqueteta .....	46
3.1.3	Captaciones combinadas .....	47
3.1.4	Captaciones de ranura .....	47
3.2	<b>Diseño de captaciones en bocas de tormenta</b> .....	49
3.2.1	Eficiencia en la capacidad de captación.....	49
3.2.2	Factores que afectan la capacidad de captación de bocas de tormenta en superficies con pendiente.....	50
3.2.3	Factores que afectan la capacidad de captación de bocas de tormenta con cunetas	53
3.2.4	Obstrucción de las bocas de tormenta por basura.....	57
3.2.5	Periodo de retorno de costo mínimo para diseño urbano. ....	58
3.2.6	Determinación del caudal de escorrentía para el diseño y localización de bocas de tormenta.....	61
3.2.7	Ubicación de las bocas de tormenta.....	62
<i>CAPITULO 4</i>	<i>METODOLOGÍA DEL TRABAJO EXPERIMENTAL</i> .....	66

4.1	<b>Objetivo del trabajo experimental .....</b>	<b>66</b>
4.2	<b>Descripción del modelo físico.....</b>	<b>66</b>
4.3	<b>Descripción de las captaciones de boca de tormenta.....</b>	<b>83</b>
4.4	<b>Escenarios de estudio.....</b>	<b>86</b>
4.5	<b>Diagrama de flujo de la metodología experimental .....</b>	<b>88</b>
4.6	<b>Estimación de los gastos de diseño.....</b>	<b>89</b>
4.6.1	Precipitación .....	93
4.6.2	Coeficiente de escurrimiento C .....	95
4.6.3	Curvas i-d-Tr .....	96
4.6.4	Cálculo de $P_2^{60}$ .....	98
4.6.5	Estimación de K .....	98
4.6.6	Cálculo de la precipitación máxima diaria .....	100
4.6.7	Periodo de retorno .....	100
4.6.8	Parámetros A y B .....	101
4.6.9	Construcción de la curva intensidad - duración – periodo de retorno .....	105
4.6.10	Método Racional Americano.....	107
4.7	<b>Metodología en los ensayos de la eficiencia hidráulica en el modelo de bocas de tormenta.....</b>	<b>112</b>
<b>CAPITULO 5 RESULTADOS.....</b>		<b>123</b>
5.1	<b>Ensayos experimentales con pendiente <math>S_o= 0.00</math> %.....</b>	<b>123</b>
5.2	<b>Ensayos experimentales con pendiente <math>S_o= 2.00</math> %.....</b>	<b>134</b>
5.3	<b>Ensayos experimentales con pendiente <math>S_o= 2.60</math> %.....</b>	<b>139</b>
5.4	<b>Ensayo Rejilla autolimpiable .....</b>	<b>144</b>
5.5	<b>Ensayos de patrones de obstrucción y trayectoria de residuos sólidos en bocas de tormenta.....</b>	<b>149</b>
5.5.1	$S_o= 0.00\%$ .....	150
5.5.2	$S_o= 2.00$ % .....	151
5.5.3	$S_o= 2.60\%$ .....	152
<b>CAPITULO 6 CONCLUSIONES.....</b>		<b>154</b>
<b>CAPITULO 7 RECOMENDACIONES .....</b>		<b>163</b>
<b>CAPITULO 8 BIBLIOGRAFÍA .....</b>		<b>167</b>

**ÍNDICE DE FIGURAS**

FIGURA 1. PROBLEMAS DE ENCHARCAMIENTO POR DRENAJE INEFICIENTE. ....	13
FIGURA 2. PROBLEMAS CON LA ACUMULACIÓN DE BASURA EN BOCAS DE TORMENTA. ....	14
FIGURA 3. DRENAJE DEFICIENTE POR BASURA EN LA VÍA PÚBLICA. ....	15
FIGURA 4 HIDROPLANEAO ..... 17	17
FIGURA 5 CLASES DE REJILLAS (EXTRACTO DE LA NORMA EN-124) ..... 22	22
FIGURA 6 REJILLAS PROBADAS EN LABORATORIO DE LA NFC ..... 26	26
FIGURA 7 EFICIENCIAS HIDRÁULICAS OBTENIDAS PARA LAS REJILLAS DE LA NFC ..... 26	26
FIGURA 8 PLATAFORMA Y ÁREA DE PRUEBAS DE LA UPC ..... 28	28
FIGURA 9-1 REJILLAS PROBADAS EN EL HYDRAULIC DEPARTMENT DE LA UPC. .... 28	28
FIGURA 10 REJILLA TIPO 13 (CSU, 2008) ..... 32	32
FIGURA 11 REJILLA TIPO 16 (CSU, 2008) ..... 32	32
FIGURA 12 PANEL DE BORDILLO TIPO R (CSU, 2008) ..... 32	32
FIGURA 13 MODELO UTILIZADO EN LA CSU PARA BOCAS DE TORMENTA ..... 32	32
FIGURA 14 ESQUEMAS DE LOS PATRONES C1 DE COLMATACIÓN DE LAS BOCAS DE TORMENTA. .... 35	35
FIGURA 15 ESQUEMAS DE LOS PATRONES C2 DE COLMATACIÓN DE LAS BOCAS DE TORMENTA. .... 35	35
FIGURA 16 ESQUEMA DE LOS PATRONES C3 DE COLMATACIÓN DE LAS BOCAS DE TORMENTA. .... 36	36
FIGURA 17 GRÁFICAS E-Q/Y PARA LOS ESTADOS LIMPIO Y COLMATADO DE LA REJA EBRO ..... 36	36
FIGURA 18. COMPARACIÓN DE GASTO INTERCEPTADO ENTRE DISTINTAS BOCAS DE TORMENTA PARA DIFERENTES PENDIENTES LONGITUDINALES. .... 38	38
FIGURA 19. COMPARACIÓN DE LA CAPACIDAD DE CAPTACIÓN CON RESPECTO DEL FLUJO EN UNA CUNETAS. .... 38	38
FIGURA 20. TIPOS DE BOCAS DE TORMENTA. .... 48	48
FIGURA 21. COLADERA COMBINADA CON REJILLAS INCLINADAS A 45º ..... 55	55
FIGURA 22 COLADERA COMBINADA DESFASADA ..... 56	56
FIGURA 23 ESTIMACIÓN DEL COSTO MÍNIMO EN EL DISEÑO DE SISTEMAS DE DRENAJE URBANO (GÓMEZ VALENTÍN, 2005) ..... 60	60
FIGURA 24 UBICACIÓN DE COLADERAS DE BANQUETA ..... 63	63
FIGURA 25 UBICACIÓN DE COLADERAS DE PISO ..... 64	64
FIGURA 26 UBICACIÓN DE COLADERAS DE PISO Y BANQUETA ..... 64	64
FIGURA 27 UBICACIÓN DE COLADERAS LONGITUDINALES DE BANQUETA ..... 65	65
FIGURA 28 UBICACIÓN DE COLADERAS TRANSVERSALES DE PISO ..... 65	65
FIGURA 29. DISPOSITIVO DE ENSAYE (ISOMÉTRICO) ..... 66	66
FIGURA 30. DISPOSITIVO DE ENSAYE (PLANTA) ..... 67	67
FIGURA 31. TANQUE DE AMORTIGUAMIENTO ..... 68	68
FIGURA 32. DIMENSIONES DEL CANAL DE DESCARGA ..... 69	69
FIGURA 33. DETALLE DE ANCLAJE DE BASE ..... 70	70



FIGURA 34. APOYO DEL TANQUE DE ANÁLISIS .....	71
FIGURA 35. TANQUE DE ANÁLISIS .....	71
FIGURA 36. PEINE DE IZADO .....	72
FIGURA 37. TUBERÍA DE SUMINISTRO .....	73
FIGURA 38 DISPOSITIVO MONTADO EN EL LABORATORIO .....	73
FIGURA 39 TANQUE DE ALMACENAMIENTO .....	74
FIGURA 40 CAJÓN DE DESCARGA .....	74
FIGURA 41 CELDA DE FLUJO EN EL MODELO .....	75
FIGURA 42 ARMADO DE LAS TARJETAS DEL PAQUETE DE ELECTRÓNICA .....	76
FIGURA 43 LECTURAS DE TEMPERATURAS DEL AGUA ALMACENADA EN LA CISTERNA DEL LABORATORIO .....	78
FIGURA 44 VALORES CORREGIDOS DE LA VELOCIDAD DEL SONIDO EN LA CELDA DE FLUJO DE ACUERDO A LA LOCALIZACIÓN DE LOS TRANSDUCTORES .....	79
FIGURA 45 SALIDAS DEL FLUJO DE DERIVACIÓN .....	80
FIGURA 46-1 CANAL DE DESCARGA PARA EL FLUJO DE DERIVACIÓN .....	81
FIGURA 47 PIEZÓMETROS PARA LA MEDICIÓN DEL TIRANTE AGUAS ARRIBA Y AGUAS ABAJO DE LA BOCA DE TORMENTA .....	82
FIGURA 48 REJILLA DE ESTIRENO CON BARRAS EN PARALELO .....	83
FIGURA 49 REJILLA DE ACERO CON BARRAS A 45° .....	83
FIGURA 50 PERFIL DE REJILLA DE ACERO DE ALETA CURVADA .....	84
FIGURA 51-1 REJILLA AUTOLIMPIABLE .....	84
FIGURA 52 ESCENARIO DE FLUJO 1 .....	86
FIGURA 53 ESCENARIO DE FLUJO 2 .....	87
FIGURA 54. DISTRIBUCIÓN DE LA PRECIPITACIÓN PLUVIAL NORMAL, 1971-2000 .....	92
FIGURA 55. CURVAS INTENSIDAD-DURACIÓN-PERÍODO DE RETORNO .....	107
FIGURA 56 ESQUEMA DE UBICACIÓN DE BOCAS DE TORMENTA SEGÚN EL ENFOQUE DEL MÉTODO DE ADICIÓN (Guo, 2006)...	111
FIGURA 57 COEFICIENTE DE DESCARGA $C_e$ .....	113
FIGURA 58 VALORES DE $K_b$ RELACIONADOS A B/B .....	114
FIGURA 59 CURVA DE CALIBRACIÓN CARGA-GASTO DEL VERTEDOR DE CONTRACCIÓN LATERAL Y CRESTA DELGADA DEL CANAL DE DESCARGA .....	114
FIGURA 60 PROCEDIMIENTO PARA CAMBIAR LA PENDIENTE DEL TANQUE DE ANÁLISIS .....	117
FIGURA 61 LLENADO DEL TANQUE DE AMORTIGUAMIENTO .....	118
FIGURA 62 ESCURRIMIENTO DEL FLUJO DE AGUA EN EL TANQUE DE ANÁLISIS .....	119
FIGURA 63 (A) CAPTACIÓN DEL FLUJO EN LA BOCA DE TORMENTA. (B) CAPTACIÓN DEL FLUJO DE DERIVACIÓN EN LAS SALIDAS AGUAS DEBAJO DE LA BOCA DE TORMENTA. ....	119
FIGURA 64 VERTEDOR DE CONTRACCIÓN LATERAL Y CRESTA DELGADA DEL CANAL DE DESCARGA .....	120
FIGURA 65 LIMNÍMETRO DEL VERTEDOR EN EL CANAL DE DESCARGA .....	120

FIGURA 66 MEDICIÓN DE LOS TIRANTES A LA ENTRADA Y SALIDA DE LA BOCA DE TORMENTA.....	121
FIGURA 67 ARRASTRE DE DESECHOS SÓLIDOS EN LA BOCA DE TORMENTA .....	122
FIGURA 68 ARRASTRE DE DESECHOS SÓLIDOS DURANTE EL ENSAYO EXPERIMENTAL.....	124
FIGURA 69 BOCA DE TORMENTA OBSTRUIDA DURANTE EL ENSAYO EXPERIMENTAL.....	125
FIGURA 70 PRUEBAS CON TINTA PARA LA VISUALIZACIÓN DEL FLUJO DE INGRESO EN LA REJILLA DE BARRAS EN PARALELO .....	127
FIGURA 71 FLUJO INGRESANDO EN LA REJILLA DE BARRAS A 45º .....	130
FIGURA 72 PRUEBAS CON TINTA PARA LA VISUALIZACIÓN DEL FLUJO DE INGRESO EN LA REJILLA DE BARRAS A 45º .....	130
FIGURA 73 FLUJO INGRESANDO EN LA REJILLA DE BARRAS EN VELETA CURVA .....	133
FIGURA 74 PRUEBAS CON TINTA PARA LA VISUALIZACIÓN DEL FLUJO DE INGRESO EN LA REJILLA EN VELETA CURVA .....	133
FIGURA 75 BOCA DE TORMENTA AUTOLIMPIABLE EN FUNCIONAMIENTO. ....	144
FIGURA 76 CARROS BARREDORES DE LA BOCA DE TORMENTA AUTOLIMPIABLE EN FUNCIONAMIENTO .....	145
FIGURA 77 PROBLEMÁTICA PRESENTADA EN LA BOCA DE TORMENTA AUTOLIMPIABLE: SATURACIÓN DEL CAJÓN CONTENEDOR ..	145
FIGURA 78 PROBLEMÁTICA PRESENTADA EN LA BOCA DE TORMENTA AUTOLIMPIABLE: OBSTRUCCIÓN POR AMBOS FRENTES.....	146
FIGURA 79 ENSAYOS PARA EL TRAZADO DE LA TRAYECTORIA DE DESECHOS EN LA BOCA DE TORMENTA .....	149
FIGURA 80 ESQUEMA DE PATRONES DE OBSTRUCCIÓN Y TRAYECTORIA DE RESIDUOS SÓLIDOS EN BOCAS DE TORMENTA PARA UNA So=0.000 .....	150
FIGURA 81 ESQUEMA DE PATRONES DE OBSTRUCCIÓN Y TRAYECTORIA DE RESIDUOS SÓLIDOS EN BOCAS DE TORMENTA PARA UNA So=0.020 .....	151
FIGURA 82 ESQUEMA DE PATRONES DE OBSTRUCCIÓN Y TRAYECTORIA DE RESIDUOS SÓLIDOS EN BOCAS DE TORMENTA PARA UNA So=0.026 .....	152

*ÍNDICE DE TABLAS*

TABLA 1 DIMENSIONES DE LAS RANURAS PARA REJILLAS CLASE A15 Y B125 (CAPITULO 2).....	23
TABLA 2 DIMENSIONES DE LAS RANURAS PARA REJILLAS CLASE C250, D400, E600 Y F900 (CAPITULO 2) .....	23
TABLA 3. PARRILLAS PARA LAS PRUEBAS EXPERIMENTALES .....	37
TABLA 4 RESUMEN DE LOS CRITERIOS MÁS IMPORTANTES RELACIONADOS AL ESCURRIMIENTO URBANO. ....	40
TABLA 5 DAÑOS POTENCIALES POR INUNDACIONES .....	41
TABLA 6 COMPARACIÓN ENTRE LOS FACTORES DE OBSTRUCCIÓN (C) OBSERVADOS Y LOS ESTIMADOS CON LA ECUACIÓN 9 (GUO,2006) .....	57
TABLA 7 EJEMPLO DE COTIZACIÓN PARA REJILLA DE DRENAJE PLUVIAL SEGÚN SUS DIMENSIONES .....	59
TABLA 8 ESPESORES DE LA TUBERÍA DE LA CELDA DE FLUJO.....	77
TABLA 9 PERÍMETRO EXTERIOR DE LA TUBERÍA DE LA CELDA DE FLUJO .....	78
TABLA 10 EXTRACTO DEL MANUAL DE PROGRAMACIÓN DE LOS VALORES DE LOS TRANSDUCTORES PANAMETRICS.....	79
TABLA 11 PERIODOS DE RETORNO PARA CAPTACIONES DE DRENAJE PLUVIAL (ADOPTADO POR LA FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION, 2001). ....	90
TABLA 12 PERIODOS DE RETORNO PARA EL DISEÑO DE REDES DE DRENAJE PLUVIAL (ADAPTADO POR EL DEPARTMENT OF ENERGY AND WATER SUPPLY, 2013).....	91
TABLA 13 PERIODOS DE RETORNO PARA EL DISEÑO DE CAPTACIONES EN VIALIDADES (ADOPTADO POR LA CONAGUA, 2007)...	92
TABLA 14. PRECIPITACIÓN (MM) ESTACIÓN VILLAHERMOSA, TABASCO.....	94
TABLA 15. VALORES DE COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO .....	95
TABLA 16. VALOR DE K PARA LAS CARACTERÍSTICAS DE LA CUENCA .....	99
TABLA 17. VALOR DE K RESPECTO AL NÚMERO DE DÍAS CON LLUVIA .....	100
TABLA 18. CÁLCULO AUXILIAR PARA LA OBTENCIÓN DE LOS PARÁMETROS DE AJUSTE .....	102
TABLA 19. ALTURAS DE PRECIPITACIÓN (MM) .....	104
TABLA 20. INTENSIDAD DE PRECIPITACIÓN (MM/H) .....	106
TABLA 21. DATOS DE COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO Y ÁREAS PARA LA SUBCUENCA .....	109
TABLA 22. INTENSIDAD Y GASTOS MÁXIMOS POR PERIODO DE RETORNO .....	110
TABLA 23 DATOS PARA LA CONSTRUCCIÓN DE LA CURVA DE CALIBRACIÓN ANTERIOR .....	115
TABLA 24 ENSAYOS DE CALIBRACIÓN PARA EL ESTUDIO EN EL MODELO FÍSICO DEL VERTEDOR DE LA PRESA “ROCHEACHI” EN EL ARROYO ROCHEACHI, GUACHOCHI, CHIHUAHUA. Esc. 1:10 .....	116
TABLA 25 ENSAYOS DE CALIBRACIÓN DEL MEDIDOR DE FLUJO ULTRASÓNICO INSTALADO EN LA TUBERÍA DE SUMINISTRO DEL TANQUE AMORTIGUADOR DEL MODELO DE BOCAS DE TORMENTA .....	116
TABLA 26 FICHA DE EXPERIMENTACIÓN .....	121
TABLA 27 ENSAYO EXPERIMENTAL PARA REJILLA DE BARRAS EN PARALELO CON $S_o = 0.00\%$ .....	123
TABLA 28 ENSAYO EXPERIMENTAL PARA REJILLA DE BARRAS A $45^\circ$ CON $S_o = 0.00\%$ .....	128
TABLA 29 ENSAYO EXPERIMENTAL PARA REJILLA DE BARRAS EN VELETA CURVA CON $S_o = 0.00\%$ .....	131

---

TABLA 30 ENSAYO EXPERIMENTAL PARA REJILLA DE BARRAS EN PARALELO CON $S_o = 2.00\%$ .....	134
TABLA 31 ENSAYO EXPERIMENTAL PARA REJILLA DE BARRAS A $45^\circ$ CON $S_o = 2.00\%$ .....	136
TABLA 32 ENSAYO EXPERIMENTAL PARA REJILLA DE BARRAS EN VELETA CURVA CON $S_o = 2.00\%$ .....	137
TABLA 33 ENSAYO EXPERIMENTAL PARA REJILLA DE BARRAS EN PARALELO CON $S_o = 2.60\%$ .....	139
TABLA 34 ENSAYO EXPERIMENTAL PARA REJILLA DE BARRAS A $45^\circ$ CON $S_o = 2.00\%$ .....	140
TABLA 35 ENSAYO EXPERIMENTAL PARA REJILLA DE BARRAS EN VELETA CURVA CON $S_o = 2.60\%$ .....	142
TABLA 36 ENSAYO EXPERIMENTAL PARA REJILLA AUTOLIMPIABLE CON $S_o = 0.00\%$ .....	147
TABLA 37 VARIACIÓN DEL GASTO INTERCEPTADO ( $Q_i$ ) CONFORME A LA PENDIENTE LONGITUDINAL ( $S_o$ ) PARA UN GASTO DE ESCORRENTÍA DE 100 L/s .....	155
TABLA 38 ECUACIONES PARA DETERMINAR EL GASTO INTERCEPTADO EN LAS REJILLAS ENSAYADAS .....	158
TABLA 39 EFICIENCIAS HIDRÁULICAS OBTENIDAS POR TIPO DE REJILLA Y PENDIENTE LONGITUDINAL .....	161
TABLA 40 FACTORES DE OBSTRUCCIÓN OBTENIDOS POR REJILLA Y PENDIENTE .....	162
TABLA 41 PRINCIPALES VENTAJAS Y DESVENTAJAS DE CADA TIPO DE BOCA DE TORMENTA .....	164

*ÍNDICE DE GRÁFICOS*

GRÁFICO 1 FLUJO INTERCEPTADO VS FLUJO TOTAL EN REJILLA DE BARRAS EN PARALELO CON $S=0.00$ .....	125
GRÁFICO 2 EFICIENCIA VS FLUJO TOTAL EN REJILLA DE BARRAS EN PARALELO CON $S=0.00$ .....	126
GRÁFICO 3 FLUJO INTERCEPTADO VS FLUJO TOTAL EN REJILLA DE BARRAS A $45^\circ$ CON $S=0.00$ .....	129
GRÁFICO 4 EFICIENCIA VS FLUJO TOTAL EN REJILLA DE BARRAS A $45^\circ$ CON $S=0.00$ .....	129
GRÁFICO 5 FLUJO INTERCEPTADO VS FLUJO TOTAL EN REJILLA DE BARRAS EN VELETA CURVA CON $S=0.00$ .....	132
GRÁFICO 6 EFICIENCIA VS FLUJO TOTAL EN REJILLA DE BARRAS EN VELETA CURVA CON $S=0.00$ .....	132
GRÁFICO 7 FLUJO INTERCEPTADO VS FLUJO TOTAL EN REJILLA DE BARRAS EN PARALELO CON $S=0.020$ .....	135
GRÁFICO 8 EFICIENCIA VS FLUJO TOTAL EN REJILLA DE BARRAS EN PARALELO CON $S=0.020$ .....	135
GRÁFICO 9 FLUJO INTERCEPTADO VS FLUJO TOTAL EN REJILLA DE BARRAS A $45^\circ$ CON $S=0.020$ .....	136
GRÁFICO 10 EFICIENCIA VS FLUJO TOTAL EN REJILLA DE BARRAS A $45^\circ$ CON $S=0.020$ .....	137
GRÁFICO 11 FLUJO INTERCEPTADO VS FLUJO TOTAL EN REJILLA DE BARRAS EN VELETA CURVA CON $S=0.020$ .....	138
GRÁFICO 12 EFICIENCIA VS FLUJO TOTAL EN REJILLA DE BARRAS EN VELETA CURVA CON $S=0.020$ .....	138
GRÁFICO 13 FLUJO INTERCEPTADO VS FLUJO TOTAL EN REJILLA DE BARRAS EN PARALELO CON $S=0.026$ .....	139
GRÁFICO 14 EFICIENCIA VS FLUJO TOTAL EN REJILLA DE BARRAS EN PARALELO CON $S=0.020$ .....	140
GRÁFICO 15 FLUJO INTERCEPTADO VS FLUJO TOTAL EN REJILLA DE BARRAS A $45^\circ$ CON $S=0.026$ .....	141
GRÁFICO 16 EFICIENCIA VS FLUJO TOTAL EN REJILLA DE BARRAS A $45^\circ$ CON $S=0.026$ .....	141
GRÁFICO 17 FLUJO INTERCEPTADO VS FLUJO TOTAL EN REJILLA DE BARRAS EN VELETA CURVA CON $S=0.026$ .....	142
GRÁFICO 18 EFICIENCIA VS FLUJO TOTAL EN REJILLA DE BARRAS EN VELETA CURVA CON $S=0.026$ .....	143
GRÁFICO 19 FLUJO INTERCEPTADO VS FLUJO TOTAL EN REJILLA AUTOLIMPIABLE CON $S=0.000$ .....	147
GRÁFICO 20 EFICIENCIA VS FLUJO TOTAL EN REJILLA AUTOLIMPIABLE CON $S=0.000$ .....	148
GRÁFICO 21 COMPARACIÓN DE FLUJO INTERCEPTADO VS FLUJO DE DISEÑO ENTRE LAS REJILLAS ENSAYADAS PARA UNA $So=0.00\%$ .....	156
GRÁFICO 22 COMPARACIÓN DE FLUJO INTERCEPTADO VS FLUJO DE DISEÑO ENTRE LAS REJILLAS ENSAYADAS PARA UNA $So=2.00\%$ .....	157
GRÁFICO 23 COMPARACIÓN DE FLUJO INTERCEPTADO VS FLUJO DE DISEÑO ENTRE LAS REJILLAS ENSAYADAS PARA UNA $So=2.60\%$ .....	158
GRÁFICO 24 COMPARACIÓN DE EFICIENCIA VS FLUJO DE DISEÑO ENTRE LAS REJILLAS ENSAYADAS PARA UNA $So=0.00\%$ .....	160
GRÁFICO 25 COMPARACIÓN DE EFICIENCIA VS FLUJO DE DISEÑO ENTRE LAS REJILLAS ENSAYADAS PARA UNA $So=2.00\%$ .....	160
GRÁFICO 26 COMPARACIÓN DE EFICIENCIA VS FLUJO DE DISEÑO ENTRE LAS REJILLAS ENSAYADAS PARA UNA $So=2.60\%$ .....	161

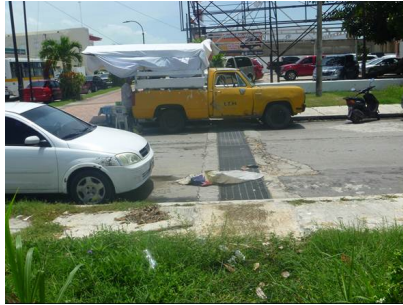
## CAPITULO 1 ANTECEDENTES

Uno de los principales factores que alteran el manejo integral de aguas pluviales en el territorio mexicano es el desalojo de las mismas a través de las bocas de tormenta, debido a que dichas estructuras no han sido diseñadas de forma correcta (IMTA, 2013), aunado a los problemas de taponamiento causados por arrastre de residuos de todo tipo (Figura 1-Figura 3).

Para visualizar el comportamiento del flujo en las bocas de tormenta es necesario contar con un modelo experimental hidráulico que permita variar las condiciones geométricas del elemento y las condiciones del flujo a desalojar.



Figura 1. Problemas de encharcamiento por drenaje ineficiente.



a) Boca de tormenta con basura arrojada en vía pública y azolvada



b) Boca de tormenta con basura de hoja, tierra acumulada y colapsada



c) Tierra y basura amontonada que barre el usuario y la deja cerca de la rejilla de piso



d) Rejilla de piso cubierta de basura acumulada por los escurrimientos de la lluvia

**Figura 2. Problemas con la acumulación de basura en bocas de tormenta.**



a) Basura de plátano obstruye rejilla de piso



b) Basura de hojarasca, botellas de plástico, obstruyen rejilla de banqueta



c) 24 bolsas de basura se llenaron para destapar las rejillas de piso y de banqueta.



d) Coladera Tapada

**Figura 3. Drenaje deficiente por basura en la vía pública.**

El drenaje efectivo de vialidades es esencial para la seguridad del tráfico de vehículos y para el mantenimiento de un buen servicio en las mismas. El encharcamiento en el pavimento puede interrumpir el tráfico, reducir la resistencia de las llantas a patinar, incrementar la posibilidad de *hidroplaneo*, limitar la visibilidad del conductor debido a las salpicaduras en el parabrisas y causar dificultad de direccionar bien el vehículo cuando las llantas delanteras se encuentran con algún charco.



## 1.1 Hidroplaneo

Cuando un neumático en movimiento se encuentra una película de agua en la carretera, el agua se canaliza a través de las bandas de rodadura del mismo y a través de la rugosidad de la superficie del pavimento.

El hidroplaneo se produce cuando la capacidad de drenaje de la banda de rodadura del neumático y la superficie del pavimento se supera y el agua comienza a acumularse enfrente de la cubierta del neumático. A medida que esto sucede, se crea una cuña de agua la cual produce una fuerza hidrodinámica que puede levantar la cubierta del neumático de la superficie del pavimento. Lo anterior es la descripción del fenómeno de hidroplaneo dinámico completo. Como el agua ofrece resistencia al corte, el neumático pierde su capacidad de tracción y el conductor tiene una pérdida de control del vehículo. Este fenómeno puede presentarse desde velocidades de 89 km/h con una profundidad de agua de 2 mm.

De lo anterior se tiene que el hidroplaneo está en función de la profundidad del agua, la geometría de la carretera, la velocidad del vehículo, la profundidad de la banda de rodadura, la presión de inflado del neumático y las condiciones de la superficie del pavimento. El manual de modelación de drenaje de la AASHTO (1999) proporciona una guía para calcular cuándo puede ocurrir. En zonas problemáticas, el hidroplaneo puede ser reducido de la siguiente manera:

- Diseñar geoméricamente la carretera para reducir las trayectorias longitudinales del agua que fluye sobre el pavimento, con lo cual se evitará la acumulación de flujo.
- Aumentar la profundidad de textura del pavimento por métodos tales como el ranurado de concreto.
- El aumento de la rugosidad de la superficie del pavimento aumentará la capacidad de drenaje en la interfase neumático-pavimento.
- El uso de pavimentos con agregados de tamaño nominal grande ha demostrado que reducen en gran medida el potencial de deslizamiento sobre la superficie. Esta reducción se debe a la capacidad de drenar el agua a través del pavimento por debajo del neumático, lo cual evita presiones

hidrodinámicas y reduce la posibilidad de que el neumático presente hidroplaneo.

- El uso de estructuras de drenaje a lo largo de la calzada para capturar el flujo de agua sobre el pavimento reduce el espesor de la película de agua y reduce el potencial de deslizamiento sobre la superficie.

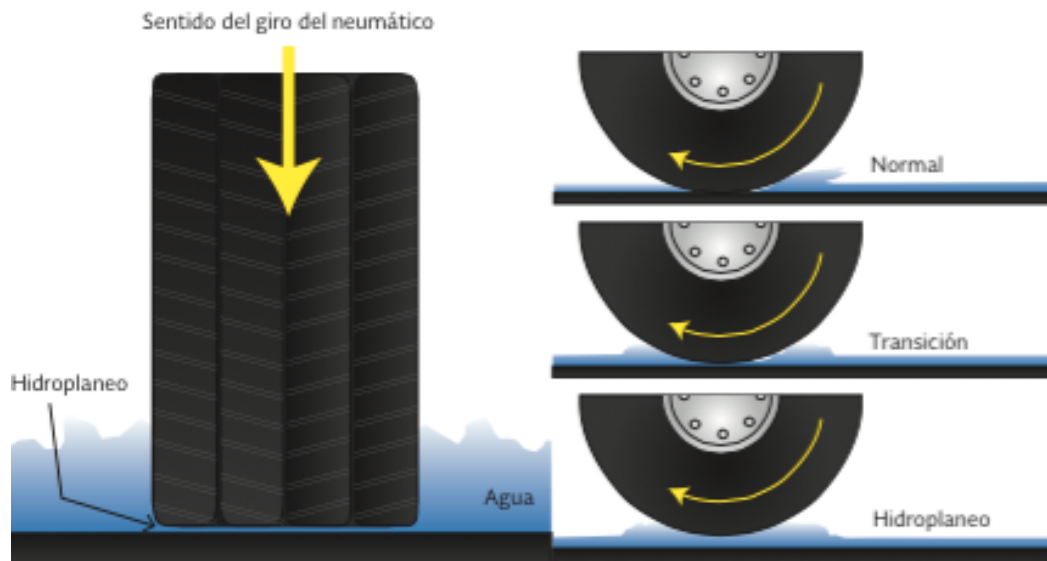


Figura 4 Hidroplaneo

## 1.2 Justificación

El drenaje del pavimento requiere considerar la cantidad de agua que es drenada en la superficie, el flujo de agua a través de las cunetas en los bordes de la vialidad y la capacidad de captación de las bocas de tormenta, donde su capacidad hidráulica depende de su geometría y las características de sus colectores, es decir, del caudal que pueda captar la boca de tormenta y del caudal que pueda conducir la red de colectores. Un inadecuado cálculo de la capacidad o de la ubicación, puede provocar encharcamientos o inundaciones en calles y avenidas. Por lo que se requiere contar con los modelos físicos para poder establecer una geometría que permita optimizar su funcionamiento, para beneficio de las comunidades.

## **CAPITULO 2 INTRODUCCIÓN, ESTADO DEL ARTE Y MARCO NORMATIVO**

### **2.1 Objetivo general**

Diseñar, analizar y evaluar estructuras de captación de drenaje pluvial (bocas de tormenta), con el fin de presentar un diseño hidráulico que permita optimizar el caudal, el área de influencia y el arrastre de sólidos en las mismas.

### **2.2 Hipótesis**

Existe una configuración de boca de tormenta tal que su eficiencia en caudal interceptado puede ser aceptable, pese a su obstrucción producto del arrastre de sólidos ocasionado por el escurrimiento de aguas pluviales en la vialidad.

### **2.3 Introducción**

La búsqueda de nuestro bienestar nos ha llevado al asentamiento de ciudades y poblados, este crecimiento poblacional ha traído la construcción de edificios, casas, estacionamientos y otros, lo cual ha modificado el entorno natural en que habitamos y ha contribuido a la creación de superficies poco permeables que junto con la acumulación de desechos sólidos en calles y avenidas favorece la presencia de una mayor cantidad de agua sobre el terreno.

Uno de los cambios más radicales que se presenta tras la construcción de una vía de comunicación, es que las características de la cuenca se alteran, modificando

principalmente las condiciones de los escurrimientos, así, la impermeabilidad de superficies tales como concreto y pavimento han incrementado los volúmenes de agua de lluvia que escurren superficialmente. Por ello, se debe contar con un sistema de conducciones artificiales con la capacidad adecuada para desalojar estos volúmenes.

Un sistema de alcantarillado está constituido por una red de conductos e instalaciones complementarias que permiten la operación, mantenimiento y reparación del mismo. Su objetivo es la evacuación de las aguas residuales y pluviales, que escurren sobre calles y avenidas, evitando la acumulación y propiciando el drenaje de la zona a la que sirven, con el fin de impedir la generación y propagación de enfermedades. Por lo que se hace latente la necesidad de proporcionar una evaluación crítica al diseño de bocas de tormenta para drenaje pluvial y una metodología adecuada que permita establecer un diseño adecuado de las mismas, cuyo principal problema es el acumulamiento de desechos sólidos en las coladeras, lo que disminuye su volumen de captación y por consiguiente favorece el encharcamiento de calles y avenidas en zonas urbanas.

Con el fin de evitar la acumulación de desechos en la superficie, se debe contar con una estructura captadora del escurrimiento pluvial, que satisfaga el correcto desalojo del agua así como el impedimento de la concentración de desechos en la misma que comprometa su funcionamiento hidráulico y así lograr un desarrollo adecuado de un sistema de drenaje pluvial. (CONAGUA, 2000)

Una boca de tormenta es una alcantarilla que transporta las aguas pluviales y las aguas superficiales, lavado de calles y otras aguas de lavado o drenaje, pero excluye a las aguas residuales domésticas y residuos industriales. (ASCE, 1960)

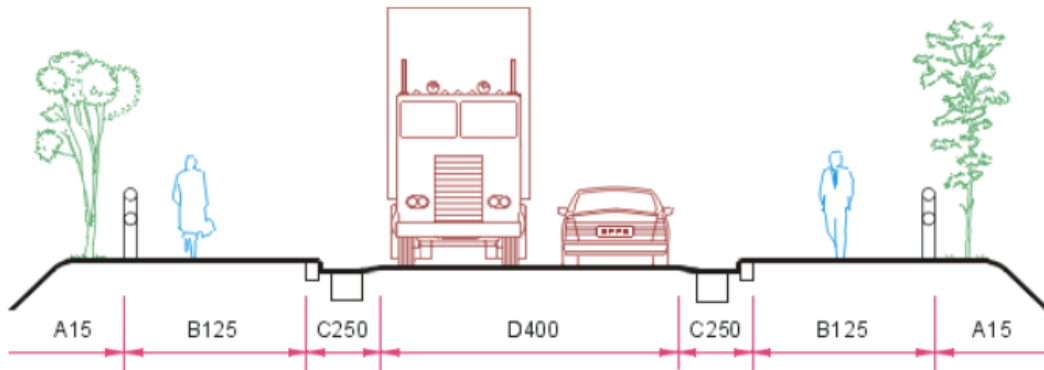
## 2.4 Estado del arte

### 2.4.1 Normas oficiales concernientes a captaciones de drenaje urbano

Son diversas las compañías de fundición alrededor del mundo que proveen una información completa acerca de la capacidad estructural de las rejillas de drenaje que manufacturan, sin embargo muy pocas proveen alguna información acerca de su capacidad hidráulica. Esto se debe a que por el momento no existe ninguna norma oficial a nivel nacional o internacional en este campo (M. Gómez, 2006).

#### Ley Europea EN 124 concerniente a alcantarillas

Actualmente existe una ley europea, *EN 124*, relacionada a las “Tapas de sumideros y tapas de alcantarilla para el área vehicular y peatonal. Los requisitos de diseño, pruebas de tipo, marcado y control de calidad” aprobada por el *European Committee for Standardization (ECS)* en 1994 y puesta en vigor el 20 de abril de 1995. Se encuentra estructurada en 11 secciones principales, cuyos principales capítulos, acerca de este tema, son los 6, 7 y 8, ya que se refieren a los materiales, los requerimientos de diseño y las pruebas experimentales. Su análisis señala la ausencia de un punto de referencia oficial concerniente a la eficiencia hidráulica o algún otro aspecto hidráulico en captaciones. La ley se limita a unas cuantas reglas sobre las características que deben presentar, sin embargo, no contempla su diseño industrial y la optimización del mismo, con el fin de mejorar la seguridad y la eficiencia de las mismas. Por otra parte, los capítulos relacionados con las pruebas de las rejillas de drenaje de carreteras no se ocupan de los criterios para la recogida, la eficiencia y la seguridad, se tratan sólo de las pruebas de carga.



<b>USOS</b>	
<b>Clase A 15</b>	(Esfuerzo límite: 15 kN). Área exclusiva para bicicletas y peatones. Áreas verdes.
<b>Clase B 125</b>	(Esfuerzo límite: 125 kN). Área de banqueta y peatonal abierta a circulación vehicular ocasionalmente. Estacionamiento.
<b>Clase C 250</b>	(Esfuerzo límite: 250 kN). Cunetas y estacionamiento para vehículos pesados.
<b>Clase D 400</b>	(Esfuerzo límite: 400 kN). Carreteras normales y zonas de aparcamiento para todo tipo de vehículos.
<b>Clase E 600</b>	(Esfuerzo límite: 600 kN). Áreas especiales para vehículos con altas cargas.
<b>Clase F 900</b>	(Esfuerzo límite: 900 kN). Áreas especiales para cargas altas específicas (por ejemplo: aeropuertos y puertos).

Figura 5 Clases de rejillas (Extracto de la norma EN-124)

En la sección 7, párrafo 7.9, se establece que las dimensiones de las ranuras vacías entre barras, serán determinadas de acuerdo a la eficiencia hidráulica requerida por la captación, esta área será distribuida de manera uniforme con respecto al área total de rejillas. Sin embargo, el área total de ranuras vacías no podrá ser menor al 30% del área total de la captación. El subpárrafo 7.9.1 provee algunos parámetros para limitar el área de ranuras vacías presentes en las rejillas de drenaje, tal como se indica en la Tabla 1 y la Tabla 2.

Tabla 1 Dimensiones de las ranuras para rejillas clase A15 y B125 (CAPITULO 2)

Ancho de ranura (mm)	Longitud de ranura (mm)
8 a 18	Sin límite
> 18 a 25	≤ 170

Tabla 2 Dimensiones de las ranuras para rejillas clase C250, D400, E600 y F900 (CAPITULO 2)

Orientación de la ranura		Clase de rejilla	Ancho de ranura (mm)	Longitud de ranura (mm)
No. 1	De 0° a < 45°	Todos los tipos	16 hasta 32	≤ 170
	De >135° a 180°			
No. 2	De 45° a 135°	C 250	16 hasta 42	Sin límite
		D 400, E 600, F 900	16 hasta 42	Sin límite

De igual forma, establece que las rejillas con barras no lineales, serán diseñadas con el propósito de evitar que un objeto con dimensiones de 170 mm x 170 mm x 20 mm entre en el sistema de drenaje.

#### 2.4.2 Estado del arte internacional

En el tema de diseño hidráulico de captaciones de bocas de tormenta, a nivel internacional se cuenta con varios puntos de referencia, en los cuales se indican procedimientos de diseño hidráulico, localización y evaluación de eficiencia, por mencionar algunos. A continuación se presenta a manera de resumen una recopilación de trabajos de diferentes autores, asociaciones y ciudades en el mundo que tratan sobre captaciones de bocas de tormenta:



**Nosedá, 1956**

Realizó pruebas experimentales en diferentes rejillas de captación de fondo de un canal en un modelo constituido por placas de pexiglás, las pruebas se realizaron con tres inclinaciones distintas (horizontal, del 10% y del 20% hacia aguas abajo). En cada prueba se midió el caudal entrante y el perfil longitudinal del flujo en la línea central del canal, así como el caudal recogido por cada captación.

**Li, 1956**

Elaboró un método para estimar la eficiencia en captaciones de drenaje pluvial en la universidad John Hopkins en los Estados Unidos. Este método requiere del conocimiento de tres coeficientes no dimensionales y muy pocas pruebas han sido llevadas a cabo para determinar sus valores para el tipo de rejillas usadas en Europa.

**HR Wallingford, 1983**

Analizó el método de Li en el Reino Unido debido a que era el procedimiento indicado por la British Standard Code of Practice (BS 6367, 1983) para diseñar el sistema de drenaje de techumbres, caminos y otras áreas pavimentadas. Demostró que los parámetros no dimensionales usados en el procedimiento de Li no eran constantes, sino que dependían de la condición de flujo aguas arriba de la captación.

**American Society of Civil Engineers, 1993**

Proporciona conceptos de diseño y planeación de drenaje pluvial.

**City of Dallas, 1993**

Se describen algunos criterios de diseño hidráulico de estructuras de drenaje como son: cunetas, pozos de visita y alcantarillas. En lo que se refiere a captaciones, se menciona únicamente el flujo permisible en calles y su capacidad.

**Pennsylvania Transportation Institute, 1998**

Se identificaron técnicas para el mejoramiento del drenaje del pavimento en carreteras para la mitigación de salpicaduras (spray) e hidroplaneo. Se identificaron tres técnicas para reducir el espesor de la película de agua en el pavimento: el control de la geometría del pavimento, el uso de superficies texturizadas para incluir superficies porosas y un uso más eficaz de los accesorios de drenaje.

**Neenah Foundry Company, “NFC”, 1998**

Es una compañía manufacturera de rejillas que ha investigado por medio de pruebas experimentales en sus propios laboratorios de ingeniería de diseño, la capacidad de intercepción de flujo de sus captaciones (Figura 6). En su catálogo “R” 12<sup>va</sup> edición, presenta los resultados de las eficiencias en gráficas con escala logarítmica, para una pendiente longitudinal y transversal dada (Figura 7). A partir de estas gráficas propuso una relación entre el flujo interceptado por cada rejilla ( $Q_{int}$ ) y el tirante de agua ( $d$ ), representada por la ecuación:  $Q_{int} = Kd^{5/3}$ , donde el parámetro  $K$  es específico para cada geometría de rejilla. Los valores de  $K$  fueron evaluados de forma experimental para cada combinación de pendiente longitudinal (desde el 1% hasta el 6%) y pendiente transversal (desde 0% hasta el 6%).

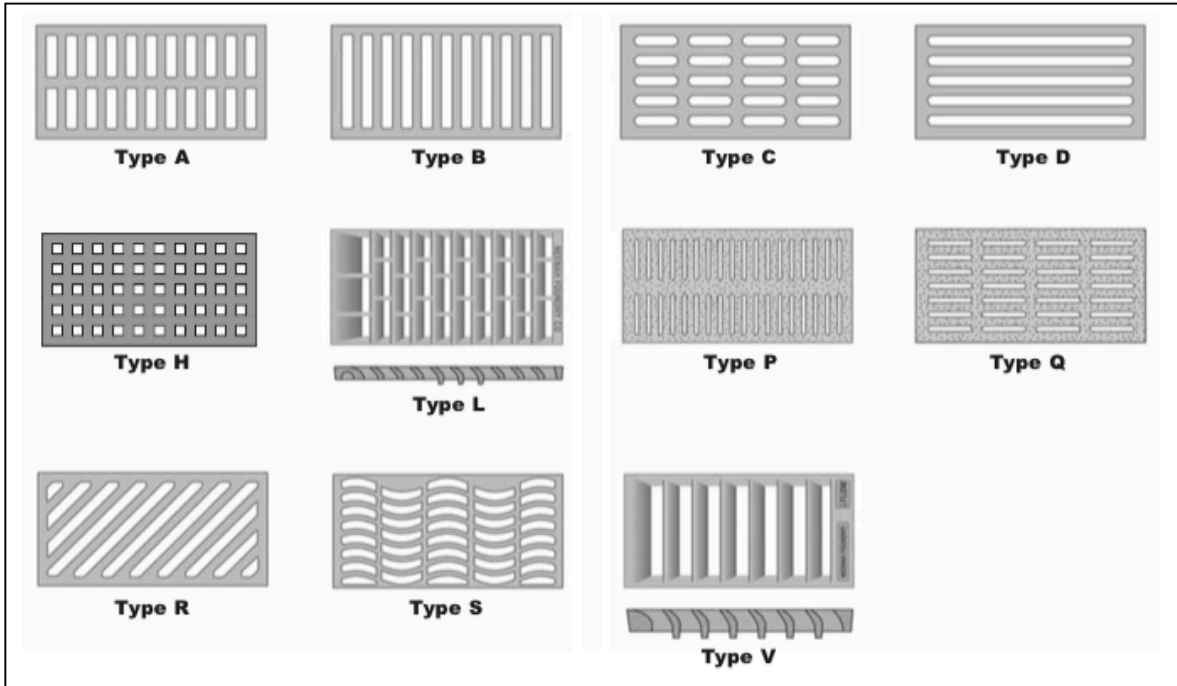


Figura 6 Rejillas probadas en laboratorio de la NFC

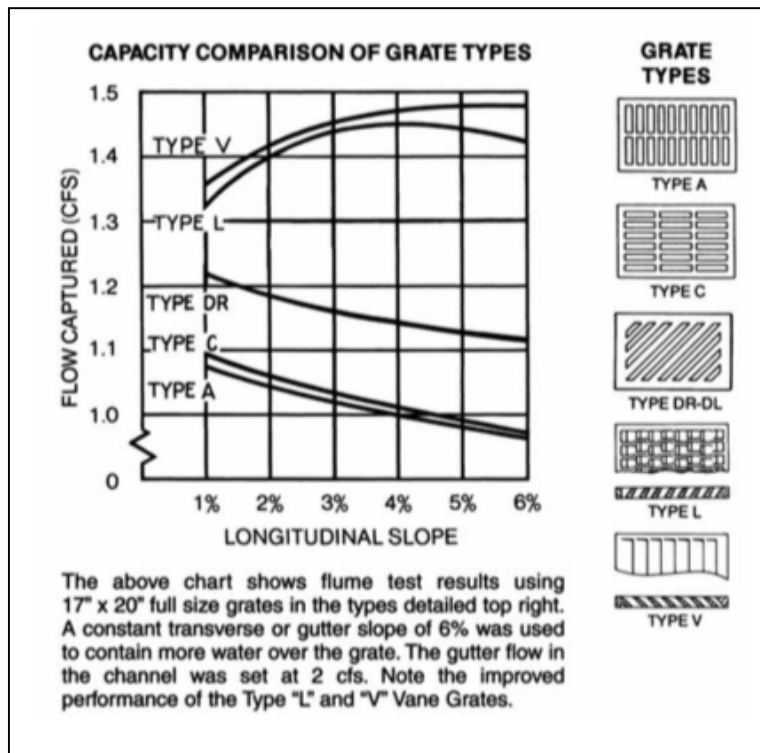


Figura 7 Eficiencias hidráulicas obtenidas para las rejillas de la NFC

**CDOH, 2000; CCRFCD, 1999**

Propusieron aplicar un coeficiente de reducción de carácter empírico que refleja la disminución de la funcionalidad de los sumideros, aplicándose directamente a la capacidad de intercepción, reduciendo ésta en un 50%.

**Federal Highway Administration, 2001**

Junto con el *Urban Storm Drainage Criteria Manual*, constituye la más extensa referencia bibliográfica en el tema de captaciones de bocas de tormenta. Incluye procedimientos de diseño de cada tipo de captación, así como pruebas experimentales de eficiencia en diversos tipos de rejilla. De igual forma brinda ejemplos de diseño y emite recomendaciones.

**Technical University of Catalonia, “UPC”, 2004**

Se probaron en un laboratorio de 2000 m<sup>2</sup> mediante una plataforma (Figura 8) capaz de simular el comportamiento hidráulico de las rejillas de captaciones más comúnmente usadas en la ciudad de Barcelona (Figura 9), con una vialidad con pendientes transversales hasta de 4% y longitudinales de hasta 14% y con un amplio rango de flujo (0-200 l/s). Sus resultados relacionaron la eficiencia de cada rejilla a algunos parámetros inherentes de las mismas, tales como: área vacía, inclinación, forma de las grietas, número y tipo de barras. Utilizando estas pruebas y los estudios realizados por HR Wallingford desarrollaron la siguiente expresión para evaluar la eficiencia hidráulica:  $E = A\left(\frac{Q}{y}\right)^{-B}$ , donde  $E$  es la eficiencia,  $Q$  el gasto total a someter a la captación,  $y$  es el tirante de encharcamiento, y  $A$  y  $B$  son coeficientes particulares de cada rejilla que dependen de sus características geométricas.




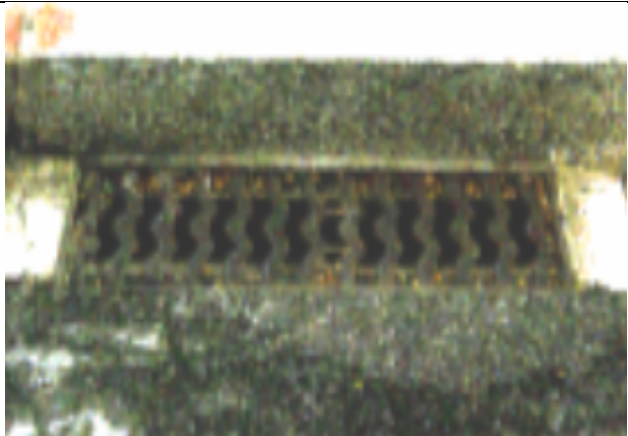
Figura 8 Plataforma y área de pruebas de la UPC

<b>Tipo de rejilla</b>	<b>R-121</b>	
<b>Longitud</b>	78.0 cm	
<b>Ancho</b>	36.4 cm	
<b>Área total</b>	2839 cm	
<b>Área vacía</b>	1214 cm	
<b>No. de barras longitudinales</b>	5	
<b>No. de barras transversales</b>	1	
<b>No. de barras en diagonal</b>	0	

<b>Tipo de rejilla</b>	<b>IMPU</b>	
<b>Longitud</b>	78.0 cm	
<b>Ancho</b>	34.1 cm	
<b>Área total</b>	2660 cm	
<b>Área vacía</b>	693 cm	
<b>No. de barras longitudinales</b>	1	
<b>No. de barras transversales</b>	17	
<b>No. de barras en diagonal</b>	0	

Figura 9-1 Rejillas probadas en el Hydraulic Department de la UPC.

<b>Tipo de rejilla</b>	<b>E25</b>	
<b>Longitud</b>	63.0 cm	
<b>Ancho</b>	33.0 cm	
<b>Área total</b>	2079 cm	
<b>Área vacía</b>	873 cm	
<b>No. de barras longitudinales</b>	1	
<b>No. de barras transversales</b>	0	
<b>No. de barras en diagonal</b>	12	

<b>Tipo de rejilla</b>	<b>Ebro</b>	
<b>Longitud</b>	77.0 cm	
<b>Ancho</b>	34.5 cm	
<b>Área total</b>	2657 cm	
<b>Área vacía</b>	1050 cm	
<b>No. de barras longitudinales</b>	2	
<b>No. de barras transversales</b>	13	
<b>No. de barras en diagonal</b>	0	


<b>Tipo de rejilla</b>	<b>Interceptora</b>	
<b>Longitud</b>	97.5 cm	
<b>Ancho</b>	47.5 cm	
<b>Área total</b>	4631 cm	
<b>Área vacía</b>	1400 cm	
<b>No. de barras longitudinales</b>	3	
<b>No. de barras transversales</b>	7	
<b>No. de barras en diagonal</b>	0	

Figura 9-2 Rejillas probadas en el Hydraulic Department de la UPC.

**M. Gómez, 2005**

Realizó un estudio comparativo de las tres metodologías principales (HEC-22, NFCO y UPC) para determinar la eficiencia hidráulica de captaciones y se demostró la similaridad de los resultados para diferentes tipos de rejillas y diferentes condiciones geométricas de las calles, demostrando que el método de la UPC puede ser usado teóricamente para rejillas no probadas experimentalmente pero similares a las de su campaña experimental, contrario a los dos métodos anteriores que se restringen a captaciones probadas en sus respectivas campañas.

**Norma OS-060 Drenaje Pluvial Urbano del Instituto de la Construcción y Gerencia del Perú , 2006**

En esta norma se describen los estudios básicos para proyectos de drenaje urbano y las consideraciones de caudal de diseño, especificaciones constructivas y de diseño de colectores de aguas pluviales; así mismo, se establecen las consideraciones para su ubicación, espaciamiento, y variables que se deben tener en cuenta en el diseño hidráulico de sumideros.

**City of Brookings, 2006**

Proporciona criterios técnicos a tomar en cuenta en el diseño de bocas de tormenta, tales como: los materiales de construcción, alineamiento y tamaño, así como parámetros permisibles de flujo en captaciones y la colocación de desarenadores y rejillas para evitar el taponamiento de los conductos.

**Guo, 2006**

Propone que para cada entrada tipo sumidero, el efecto de colmatación que se da es directamente proporcional al área de la entrada del sumidero mientras que para un sumidero ubicado en una depresión del terreno, el efecto que se obstruye es directamente proporcional a la longitud del sumidero. Basándose en sus visitas de campo, recomienda los valores de 0.25 para los sumideros en depresiones del terreno y 0.5 para los sumideros provistos de rejillas al nivel de la calle.

**American Association of State Highway and Transportation Officials, 2007**

Se hace un estudio de las consideraciones hidráulicas necesarias para la planeación y localización de alcantarillas, así como el análisis de la selección de los materiales para la construcción de bocas de tormenta. Y se establecen los criterios para su inspección y rehabilitación.

**Urban Drainage and Flood Control District of Denver, 2008**

Brinda guías de diseño del sistema de bocas de tormenta así como de captaciones, empezando por consideraciones de proyecto por el tipo de calles y su importancia en la vialidad, los tipos de bocas de tormenta y captaciones existentes, su evaluación hidráulica, criterios de localización de las mismas , así como ejemplos de diseño.

**Colorado State University, “CSU”, 2008**

Se hicieron pruebas en tres diferentes tipos de captaciones en rejilla y bordillo, Tipo 13, Tipo 16 y Tipo R (Figura 10, Figura 11 y Figura 12 ). Se establecieron para las pruebas dos tipos de condiciones de drenaje: la primera fue como condición de sumidero, en la que todo el flujo del agua de la calle era captado por la captación,



la segunda consistía en considerar la pendiente de la vialidad, en donde sólo una porción del total del flujo era captado por la boca de tormenta. Con los resultados obtenidos se pudo mejorar el manual de la FHWA. En la Figura 13 se describe el modelo usado en su laboratorio.

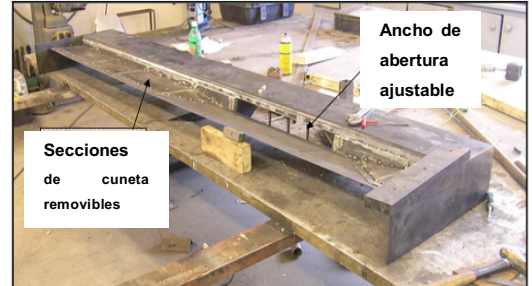
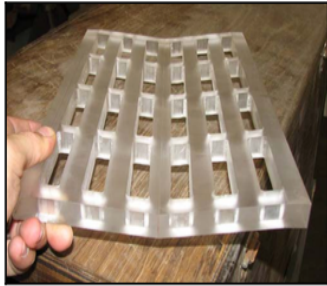


Figura 10 Rejilla tipo 13 (CSU, 2008)

Figura 11 Rejilla tipo 16 (CSU, 2008)

Figura 12 Panel de bordillo tipo R (CSU, 2008)

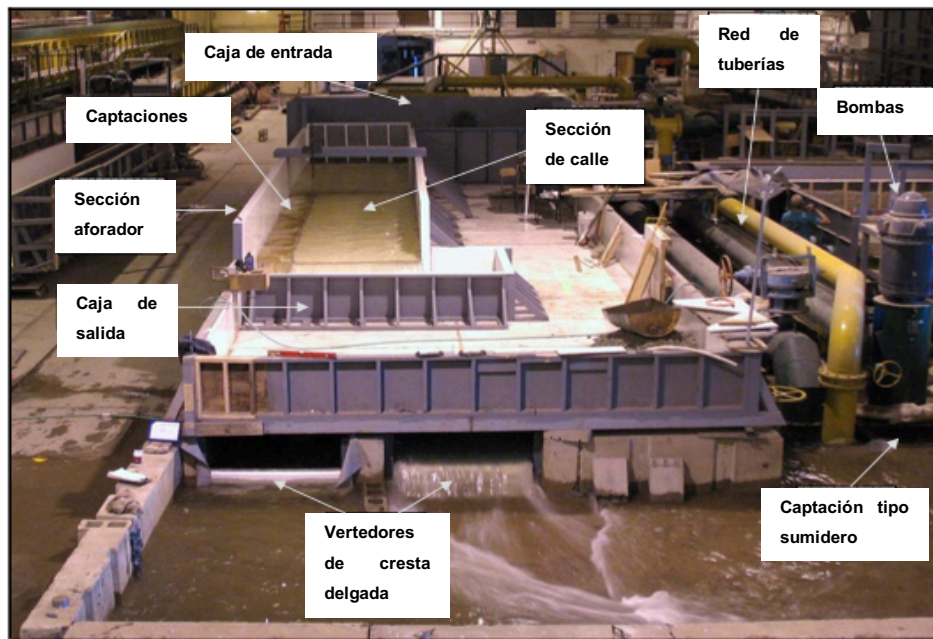


Figura 13 Modelo utilizado en la CSU para bocas de tormenta

**Denver Regional Council of Governments , 2008**

Establece periodos de retorno entre 2 y 10 años para fines de diseño de sistemas de drenaje pluvial, pero sugiere investigar y dar a conocer el impacto de tormentas de 100 años de periodo de retorno. Indica las profundidades máximas admisibles de flujo en cunetas como son 18 pulgadas para calles locales, 12 pulgadas para autopistas y arterias. En lo que respecta al tirante de inundación en la vialidad, establece un máximo de 6 pulgadas para calles locales y ninguna tolerancia en el caso de autopistas y arterias. No recomienda el uso de sifones invertidos para conducir el flujo por debajo de las vialidades debido a la obstrucción por sedimentos y la dificultad para darles mantenimiento.

**Ministerio de Transportes y Comunicaciones de Perú, 2008**

Indica algunos estudios preliminares al drenaje superficial, aspectos generales de las alcantarillas tales como su ubicación, elección del tipo de alcantarilla y materiales. En cuanto a su diseño hidráulico menciona sólo los factores que deben tomarse en consideración, como son: caudal de diseño, pendiente, velocidad del flujo y material de arrastre. Propone la construcción de obras adicionales o la realización de un mantenimiento rutinario para evitar la acumulación de desperdicios en la boca de tormenta, sin embargo, no hace ninguna mención del diseño de captaciones de drenaje pluvial.

**City of Iowa, 2009**

Se presentan procedimientos de diseño de bocas de tormenta, cunetas, pozos de visita y tuberías para drenaje pluvial. Así como las consideraciones hidráulicas para su dimensionamiento (Modern Sewer Design, AISI Wash., D.C., 1980).

**City of Newmark,2009**

Menciona algunos criterios de diseño de bocas de tormenta, como son el periodo de retorno de la tormenta de diseño, tiempo de concentración, velocidad permisible del flujo en la tubería, coeficientes de rugosidad, localización de bocas de tormenta y pozos de visita.

**Colorado Department of Transportation, 2009**

Se establece el periodo de retorno para el diseño de bocas de tormenta tomando en cuenta el ancho de encharcamiento permitido, así como el espaciamiento entre captaciones y sus criterios de diseño.

**M. Gómez et. al., 2010**

A través de visitas de campo a la cuenca de la Rivera Blanca en Barcelona (España) conformada por 6068 rejas agrupadas en 86 modelos (de las cuales el 80% pertenecen a sólo 8 modelos) evaluó los patrones de colmatación en bocas de tormenta y su frecuencia de aparición. Definió los patrones de colmatación de la siguiente manera: los dos primeros se denominan C1 y C2, y son aquellos determinados a partir de fotografías tomadas en los días posteriores a las lluvias, mientras que el último patrón se denomina C3, y corresponde a las fotografías tomadas en la etapa seca y que incluyen patrones de colmatación a largo plazo (Figura 14, Figura 15 y Figura 16). Los patrones C1 resultan ser aquellos que más se repiten, dándose normalmente en calles estrechas, aunque también aparecen en alguna avenida, donde la limpieza se dificulta en gran medida por la presencia casi perenne de coches estacionados en la acera, que en algunos casos, sus ruedas descansan directamente encima de la reja, colaborando en su obstrucción. En estas rejeras, el polvo se incrusta en las barras, recubriéndolas hasta taponar los espacios con anchos perpendiculares al flujo menor. Posteriormente, cuantificó mediante ensayos de laboratorio la variación en la capacidad de captación de los sumideros,

para cada uno de los patrones de colmatación observados (Figura 17).

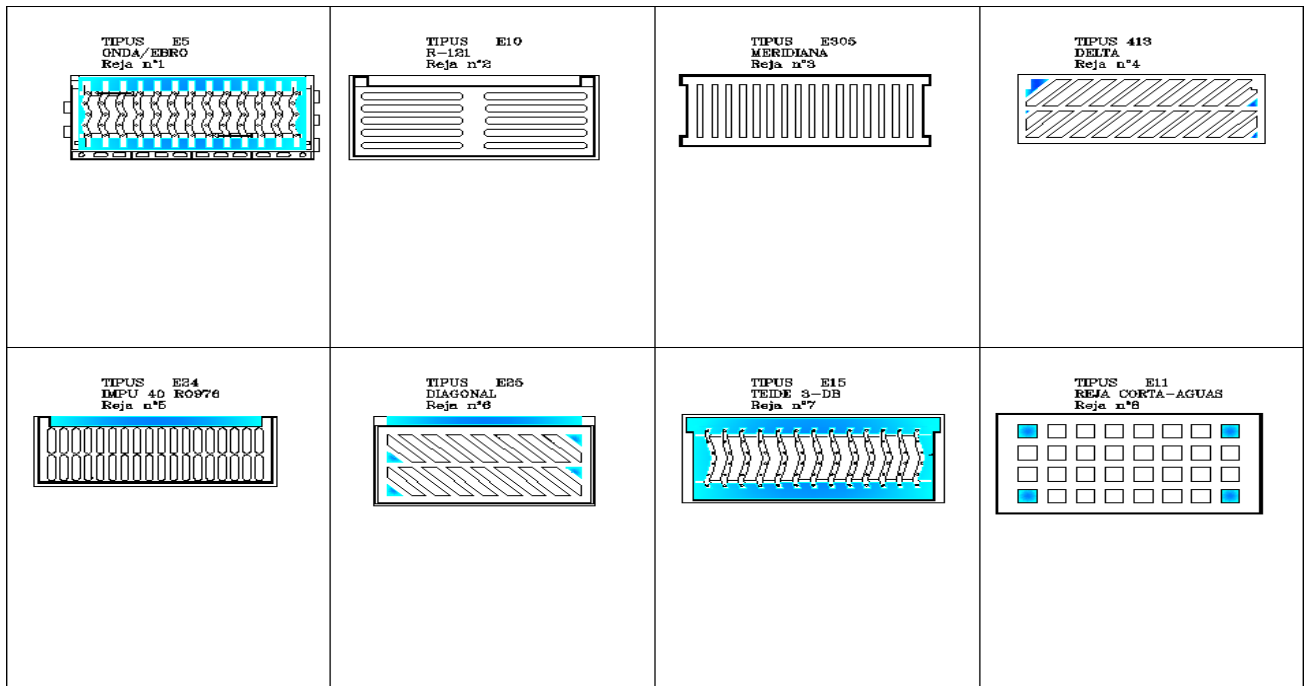


Figura 14 Esquemas de los patrones C1 de colmatación de las bocas de tormenta.

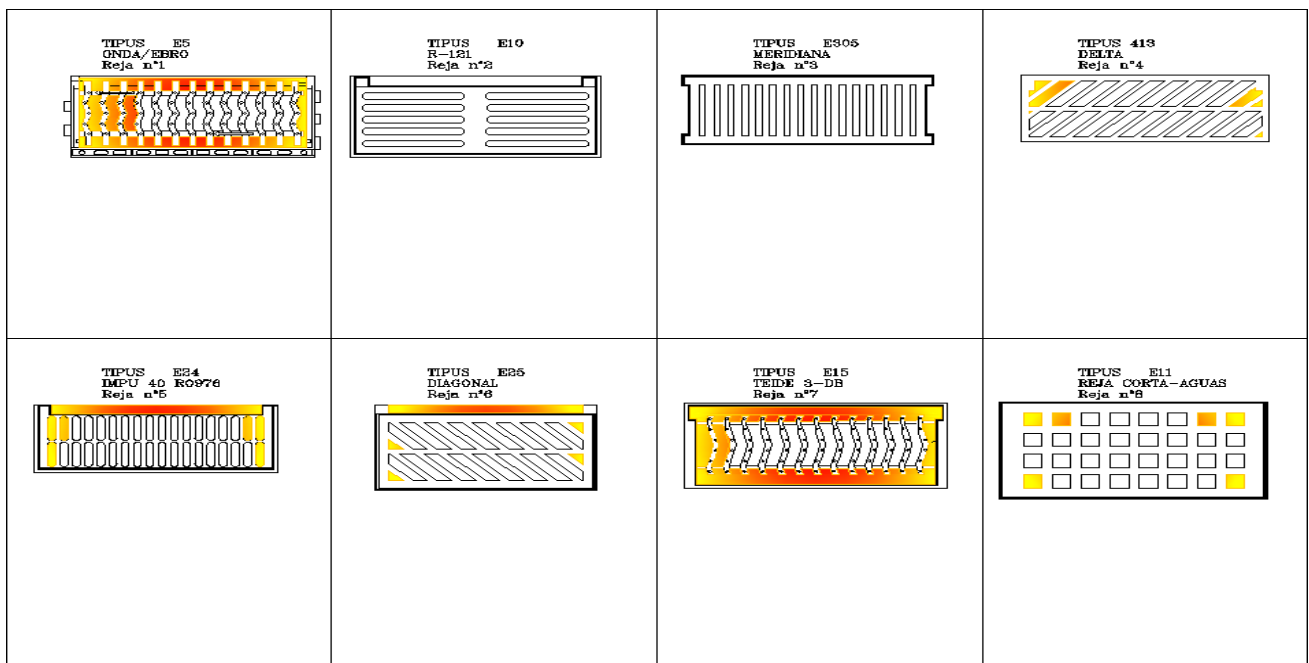


Figura 15 Esquemas de los patrones C2 de colmatación de las bocas de tormenta.

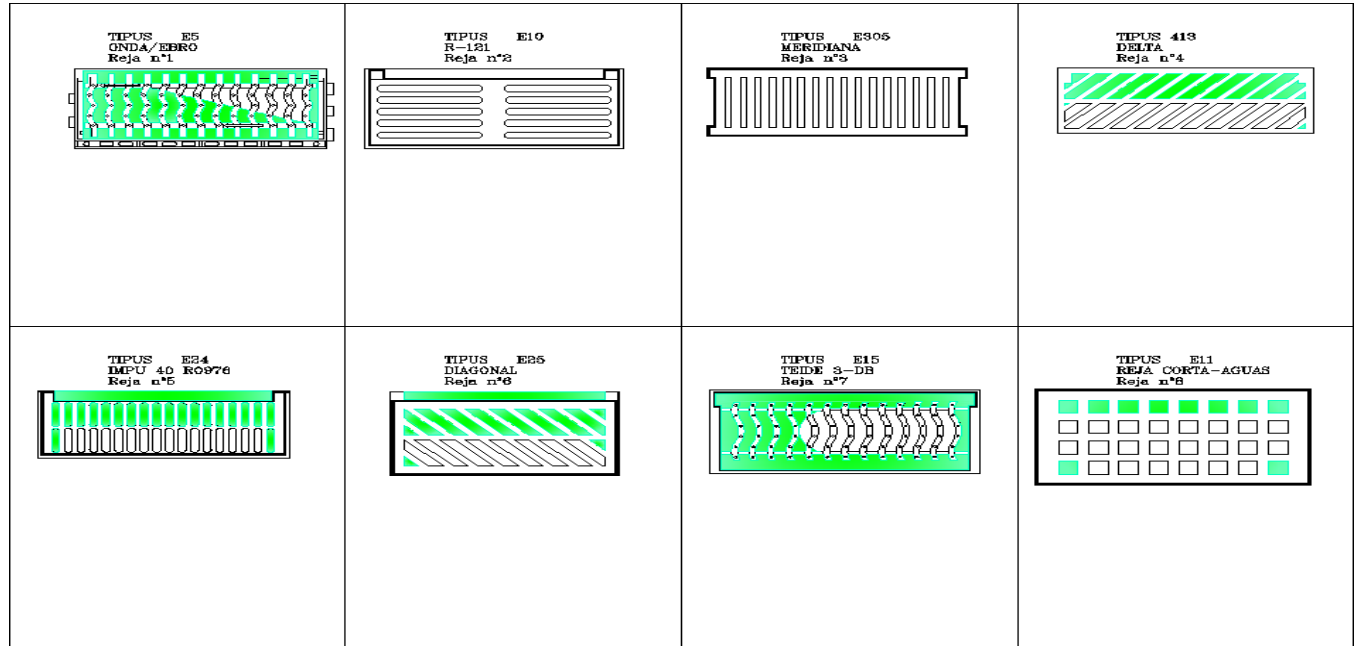


Figura 16 Esquema de los patrones C3 de colmatación de las bocas de tormenta.

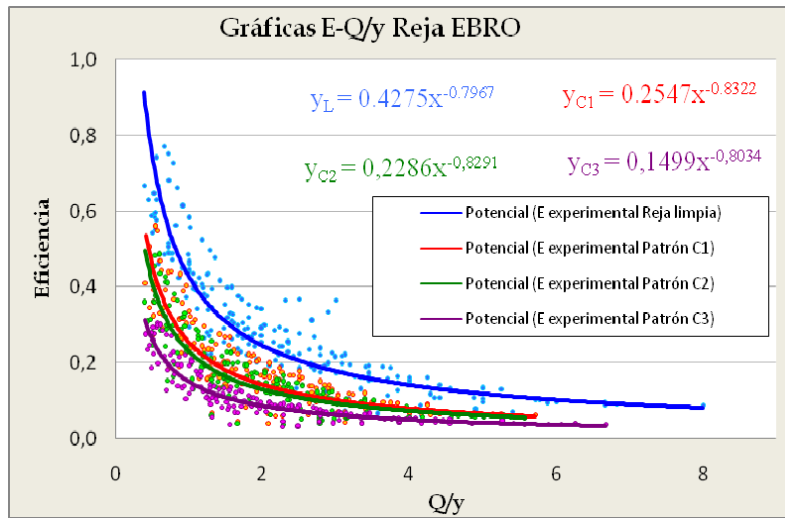


Figura 17 Gráficas E-Q/y para los estados limpio y colmatado de la reja Ebro

### Bureau of Reclamation for the Federal Highway Administration

Ha desarrollado pruebas de eficiencia en distintas captaciones (Tabla 3) con el fin de estandarizar el diseño geométrico de algunas captaciones de acuerdo a su eficiencia en el caudal interceptado. A continuación se muestran las características de cada parrilla y los resultados (Figura 18 y Figura 19). Las pruebas fueron realizadas en coladeras de banqueta y de piso, cuatro de ellas obtuvieron una calificación alta en las pruebas de seguridad para bicicletas, tres de ellas tienen un espaciamiento y diseño similar que las anteriormente mencionadas y una rejilla con barras en paralelo fue usada como parámetro de comparación de su desempeño.

**Tabla 3. Parrillas para las pruebas experimentales**

P-50	Parrilla con barras en paralelo con espacio entre ellas de 48 mm centro a centro.
P-50x100	Parrilla con barras en paralelo con espacio entre barras de 48 mm en el centro y varillas laterales de 10 mm de diámetro, espaciadas a 102 mm de centro a centro.
P-30	Parrilla de barras en paralelo con 29 mm espaciadas a 102 mm de centro a centro.
Veleta curva	Parrilla de Barras con perfil de veleta curvada con 83 mm de separación y barras longitudinales con separación de 108 mm centro a centro.
45°- 60 Tilt Bar45°	Parrilla con barras inclinadas separadas a 57 mm y barras longitudinales espaciadas 102 mm centro a centro.
45°-85 Tilt Bar45°	Parrilla con barras inclinadas separadas 83 mm y barras longitudinales espaciadas 102 mm centro a centro.
30°-85 Tilt Bar30°	Parrilla con barras inclinadas separadas a 57 mm y barras longitudinales espaciadas 102 mm centro a centro.
Reticulina "Panal"	Patrón de barras laterales y barras longitudinales de soporte.

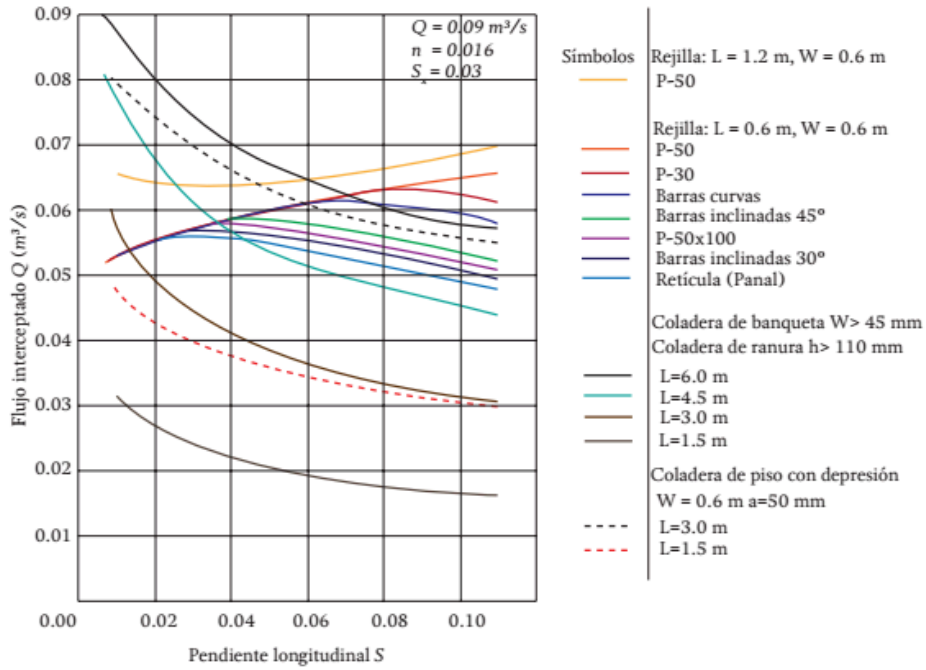


Figura 18. Comparación de gasto interceptado entre distintas bocas de tormenta para diferentes pendientes longitudinales.

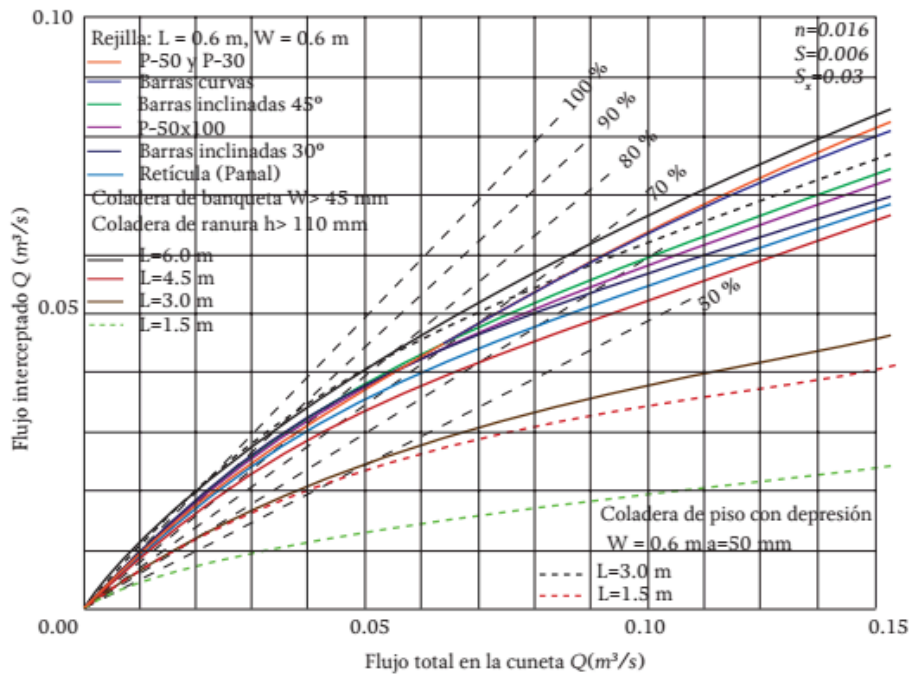


Figura 19. Comparación de la capacidad de captación con respecto del flujo en una cuneta.

### 2.4.3 Criterios de riesgo asociados al escurrimiento superficial urbano

Estudios recientes señalan que los proyectos de hidrología urbana deben considerar criterios específicos de seguridad asociados al escurrimiento superficial (*Wong et al., 1997*). Generalmente, la seguridad en el campo de la hidrología urbana puede obtenerse limitando dos parámetros:

- Tirante de encharcamiento ( $y$ )
- Velocidad ( $v$ )

Sin embargo, el criterio de limitar estos parámetros en avenidas urbanas es poco frecuente en la legislación de ciudades a nivel mundial. Algunos de los criterios usados son:

- Criterion of the Drainage Handbook of Denver (Colorado). Denver es uno de los condados más comprometidos a nivel mundial en el tema del drenaje urbano. De acuerdo con estos estudios, la profundidad del agua se fija a un máximo de 45 cm ( $y \leq 45$  cm). Sin embargo, este criterio se adopta para preservar la seguridad de los vehículos pero puede no ser seguro para los peatones.
- Criterion of Clark County (Las Vegas).  
El estado de Nevada cuenta con un patrón irregular de lluvia. Estudios relacionados con la fuerza de arrastre del escurrimiento sobre los peatones resultaron en un criterio que contempla a la misma fuerza, como producto de la combinación del tirante ( $y$ ) y la velocidad del agua ( $v$ ).
- Nanía Criterion (1999)  
Nanía estableció otro criterio concerniente a las fuerzas de arrastre del escurrimiento sobre los peatones. Concentrando sus estudios en la "estabilidad al deslizamiento" y "la estabilidad de vuelco" de los peatones.
- Témez Criterion (1999)  
Llevó a cabo otros estudios acerca de la velocidad y profundidad del agua pero limitados a arroyos de cuencas naturales. Sin embargo, cabe mencionar, que las características en las cuencas urbanas pueden ser



diferentes en sus parámetros hidráulicos, ya que se presentan pequeñas profundidades de flujo y grandes velocidades.

**Tabla 4 Resumen de los criterios más importantes relacionados al escurrimiento urbano.**

<i>Parámetro hidráulico</i>	$y$	$v$	$v*y$	$v^2*y$
<b>Criterio</b>	<i>(m)</i>	<i>(m/s)</i>	<i>(m<sup>2</sup>/s)</i>	<i>(m<sup>3</sup>/s<sup>2</sup>)</i>
Denver (Wright-Mc Laughlin, 1969)	0.45			
Mendoza (Nanía, 1999)	0.30			
Clark County (CCRFCD, 1999)	0.30		0.55	
Austin (Austin Dep. Public Works, 1977)	Depende de la propagación del agua			
Témez (Témez, 1992)	1.0	1.0	0.50	
Abt (Abt et al., 1989)			0.50	
Slide Stability (Nanía, 1999)				1.00
Overtuning Stability (UPC, 2001)			0.45	

De igual forma, recientes estudios (*Reiter, 2000*) relacionados al análisis de riesgos por el escurrimiento pluvial urbano, estiman los impactos combinados por la profundidad y la velocidad del agua tanto en personas como en edificaciones, tal como se muestra en la Tabla 5.

Tabla 5 Daños potenciales por inundaciones

<i>Daños a</i>	<i>Parámetro de daño v*y (m<sup>2</sup>/s)</i>		
	<i>Pequeño</i>	<i>Mediano</i>	<i>Alto</i>
Niños	< 0.1	0.1 – 0.25	> 0.25
Adultos	< 0.3	0.3 – 0.7	> 0.7
Vehículos	< 0.9	0.9 – 1.5	> 1.5
Casas construidas con materiales ligeros	1.3	1.3 – 2.5	> 2.5
Casas de madera bien construidas	< 2.0; v > 2.0 m/s	2.0 – 5.0; v > 2.0 m/s	> 5.0
Casas de ladrillo	< 3.0; v > 2.0 m/s	3.0 – 7.0; v > 2.0 m/s	> 7.0

#### 2.4.4 Estado del arte en México

En el diseño o revisión de una obra de infraestructura urbana en el campo de la ingeniería hidráulica en México, lo que existe en su mayoría son manuales y lineamientos técnicos (Cabrera, Méndez, 2012), las principales referencias lo constituyen el Manual de Agua Potable y Alcantarillado Sanitario emitido por la Comisión Nacional del Agua, las Normas de Proyecto para Obras de Alcantarillado Pluvial del Estado de Baja California y las Normas y Lineamientos Técnicos para las instalaciones de Agua Potable, Agua Tratada, Alcantarillado Sanitario y Pluvial de los Fraccionamientos y Condominios de las Zonas Urbanas del Estado de Querétaro.

A continuación se presenta a manera de resumen los criterios y especificaciones que presentan cada uno de ellos:

### **CONAGUA, 2007**

Sólo se presentan criterios para el dimensionamiento y ubicación de coladeras pluviales, los cuales dependen de dos factores: el tamaño y tipo de área a la que sirven, y la capacidad de las mismas.

En lo que se refiere a alcantarillas pluviales, menciona que para dimensionar una se requiere hacer un estudio previo que abarque, principalmente los aspectos siguientes: análisis de la precipitación pluvial, tamaño y tipo de área a servir, pendiente y formación geológica de la cuenca, además del uso que tendrá el terreno aguas arriba de la misma.

Una vez establecido lo anterior, se calcula el gasto máximo que deberá conducir la alcantarilla y se propone una geometría de la misma. Cada caso es diferente, por lo que suele complementarse el diseño al analizar el funcionamiento hidráulico de la estructura mediante curvas de funcionamiento, con lo cual se obtiene su capacidad.

En cuanto a sus especificaciones constructivas en el *capítulo 9* del mismo manual se definen, de acuerdo a la capacidad y tipo de alcantarilla.

### **Estado de Baja California, 2010**

En su apartado 4 (*Elementos que integran el sistema de alcantarillado pluvial*) en el inciso 4.1.2 (*Bocas de Tormenta y Rejillas de Piso*) mencionan algunos criterios de diseño, cantidad y localización de bocas de tormenta.

Finalmente en sus anexos se señala que las bocas de tormenta sólo se diseñan en función de la ubicación, del tipo de tránsito y dimensionamiento de la misma.

**Estado de Querétaro, 2010**

En su apartado 5.4 (*Alcantarillado Pluvial*) se mencionan igualmente, sólo algunas características de las rejillas de piso y coladeras pluviales.

**PEMEX, 2011**

Se encuentra enfocada al ámbito industrial y en la seguridad en la eliminación de las aguas residuales. En lo que se refiere al desalojo de aguas pluviales, establece los criterios para el diseño de la capacidad, resistencia, profundidad de flujo y velocidad de flujo en conductos y tuberías.

**Proyecto de Norma Mexicana, 2012**

Así mismo la CONAGUA a través de la Gerencia de Ingeniería y Normas Técnicas, participó en el Proyecto de Norma Mexicana PROY-NMX-AA-168-SCFI-2012, que el 26 de abril 2013 se publicó para consulta pública y el cual recibió 76 comentarios, que al aplicarlos en el proyecto, lo hacían cambiar radicalmente, tanto en el nombre, como en el objetivo y campo de aplicación. En él se establecen los criterios generales que se deben cumplir para el diseño de proyectos ejecutivos de drenaje pluvial urbano, aplicables a la infraestructura de organismos responsables del diseño de construcción, operación y mantenimiento de los sistemas de agua potable, drenaje y saneamiento. En lo que concierne a la captación de aguas pluviales en el drenaje de calles se propusieron especificaciones de diseño, tales como periodo de retorno, gasto máximo probable, encharcamiento máximo, tirante máximo de encharcamiento y velocidad de flujo permisible; las cuales se describen a continuación conforme a lo establecido en el Proyecto de Norma Mexicana mencionado anteriormente:

- Periodo de retorno

El drenaje en calles y avenidas debe tener la capacidad de conducir una tormenta de periodo de retorno de 100 años sin afectar a los bienes, propiedades vecinas y transeúntes.

- Gasto máximo probable

El gasto máximo probable por evacuar se puede calcular mediante el método racional, considerando: un coeficiente de escurrimiento ponderado acorde con el tipo y material de la superficie de rodamiento, aplicando una intensidad de lluvia para un periodo de retorno de 10 años para calles y avenidas de hasta dos carriles por sentido de flujo vial, mientras que para vías de más de tres carriles por sentido de flujo vial será de 25 años, en zonas de planicie con pendientes longitudinales debajo del 0.5%, el periodo de retorno se extenderá a 50 años; en todos los casos se debe considerar una duración base de 10 minutos.

- Encharcamiento máximo

El encharcamiento (T) máximo es de un ancho de superficie libre de 1 m, medido perpendicularmente desde la guarnición o acotamiento, con dirección al centro o eje de vialidad, para el gasto máximo calculado en el numeral 2.1.2.

- Tirante máximo de encharcamiento (y)

El tirante (y) de encharcamiento máximo es el equivalente a un tercio de la altura de guarnición, o a un tercio de la diferencia entre el nivel de vialidad y acera peatonal, y no mayor a 10 cm de altura, para el gasto máximo del numeral 2.1.2.

- Velocidad de flujo permisible

La velocidad de flujo no debe ser superior a los 1.8 m/s en la zona permitida de encharcamiento (B), y no debe erosionar el material de la superficie de rodamiento en las vialidades.

### **Sistema Intermunicipal de los Servicios de Agua Potable y Alcantarillado del Estado de Jalisco**

En su apartado 3.6 *Alcantarillado Pluvial*, menciona que la máxima separación de las bocas de tormenta no deberá exceder de 200 m o aquella que el tirante del gasto a conducir no sea mayor de  $\frac{2}{3}$  de la altura del peralte de la guarnición y el ancho del espejo del agua no sobrepase el carril de estacionamiento (2.50 m) y para vialidades con arroyos de circulación de 9.00 m el área inundable será de 2 m de ancho.

## **CAPITULO 3 ESTUDIO ANALÍTICO DE BOCAS DE TORMENTA**

Las captaciones utilizadas para el drenaje de superficies de carretera se pueden dividir en cuatro clases principales: de piso, de banqueteta, de ranura y combinadas.

### **3.1 Propiedades y usos de las bocas de tormenta**

#### **3.1.1 Captaciones de piso**

Estas constan de una abertura en la cuneta ubicada a un costado de la vialidad cubierta por una o más rejillas (Figura 20–a).

Existe una amplia variedad de este tipo de boca de tormenta. Una coladera de piso generalmente pierde capacidad con el aumento de pendiente, pero a un grado menor que las coladeras de banqueteta. La principal ventaja de una coladera de piso es que están instaladas a lo largo de la calzada, dónde el agua está fluyendo. Su principal desventaja es que se obstruyen fácilmente con basura flotante o escombros. Por razones de seguridad, se debe dar preferencia a las coladeras de piso en lugares con tránsito constante de vehículos. Además, se debe garantizar que la parrilla sea segura para bicicletas.

#### **3.1.2 Captaciones de banqueteta.**

Estas entradas son aberturas verticales en la acera cubiertas por una losa superior (Figura 20-b).

Son más eficaces en pendientes suaves, bajadas y con flujos que normalmente transportan cantidades importantes de desechos flotantes. La capacidad de captación de las coladeras de banqueteta disminuye a medida que aumenta la

pendiente de la cuneta. Por consiguiente, el uso de estas se recomienda en depresiones y en pendientes menores del 3%. Por supuesto, son seguras para bicicletas.

### **3.1.3 Captaciones combinadas.**

Normalmente consisten tanto en una captación de banqueteta y una de piso de parrilla que se colocan en una configuración lado a lado (Figura 20-c), pero la captación de acera puede estar situada en la parte aguas arriba de la rejilla y se pueden clasificar de acuerdo a su ubicación.

El término "de grado continuo" se refiere a una entrada situada en la calle con una pendiente continua más allá de la entrada de agua que entra desde una dirección. Existe la condición de "sumidero" cuando la entrada está situada en un punto bajo y el agua entra en ambas direcciones.

Proporcionan las ventajas de las coladeras de piso y de banqueteta. Esta combinación resulta en una entrada de alta capacidad. Cuando la apertura de banqueteta precede a la rejilla de piso, la primera actúa como un interceptor de basura durante las fases iniciales de una tormenta. Usado en una configuración con depresión, se puede tener una coladera de banqueteta a ambos lados de la rejilla.

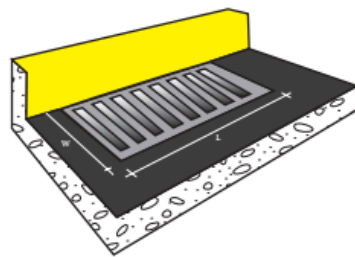
### **3.1.4 Captaciones de ranura.**

Las ranuras consisten en un tubo con un corte a lo largo del eje longitudinal; con barras perpendiculares a la abertura para mantener la forma (Figura 20-d).

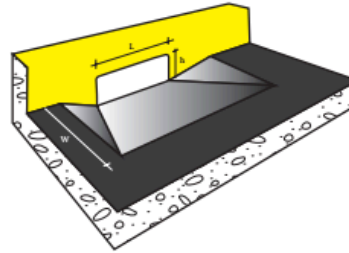
Se pueden utilizar en áreas en las que se desea interceptar el flujo antes de cruzar en una sección de la carretera. Su principal ventaja es su capacidad para interceptar el flujo a través de una sección transversal. Sin embargo, son muy susceptibles a la



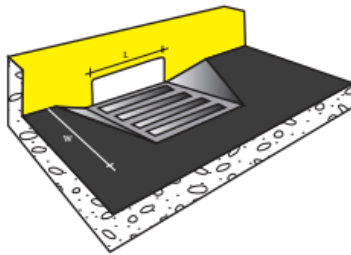
obstrucción por sedimentos o escombros y no se recomienda para su uso en entornos dónde el flujo arrastre gran cantidad de sólidos. Las ranuras en una pendiente longitudinal no tienen la misma capacidad hidráulica como las coladeras de banquetas, cuando los desechos no son un factor.



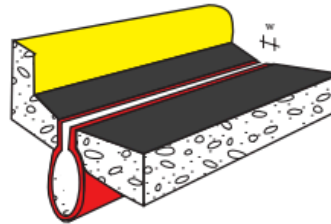
a) Coladera de piso



b) Coladera de banqueta, deprimida



c) Coladera de piso/banqueta



d) Coladera de ranura o longitudinal

**Figura 20. Tipos de bocas de tormenta.**

### 3.2 Diseño de captaciones en bocas de tormenta

El procedimiento de diseño adoptado para este trabajo se deriva en gran parte del trabajo experimental publicado en HEC-12, Drainage of Highway Pavements (Johnson, Chang, 1984) y en el Model Drainage Manual, (AASHTO,1991), en el cual se consideran los factores que se mencionan a continuación:

#### 3.2.1 Eficiencia en la capacidad de captación

La eficiencia de ingreso,  $E$ , es el porcentaje del flujo total que la coladera es capaz de interceptar y está en función de la pendiente transversal, la pendiente longitudinal, el flujo total y en menor medida de la rugosidad de pavimento. En forma matemática, se define por la Ecuación 1:

$$E = \frac{Q_i}{Q}$$

Ecuación 1

Dónde:

$E$  = Eficiencia de ingreso

$Q$  = Flujo total de escurrimiento,  $m^3/s$

$Q_i$  = Flujo interceptado,  $m^3/s$

El flujo que no es interceptado por la coladera se denomina arrastre o derivación y se define de acuerdo con la Ecuación 2:

$$Q_b = Q - Q_i$$

**Ecuación 2**

Donde:

$Q_b$  = Caudal de derivación, m<sup>3</sup>/s

### **3.2.2 Factores que afectan la capacidad de captación de bocas de tormenta en superficies con pendiente.**

La capacidad de captación de todas las configuraciones de bocas de tormenta aumenta para caudales cada vez mayores, y la eficiencia de entrada generalmente disminuye con el aumento del flujo. Los factores que afectan al flujo en superficie libre también afectan la capacidad de captación de la coladera. La profundidad del agua es el principal factor en la capacidad de captación de las coladeras de piso y de banquetas (de acuerdo al trabajo experimental de la Universidad Estatal de Colorado, 2008).

La capacidad de captación de la coladera de piso depende de la cantidad de agua que fluye sobre la rejilla, la velocidad de flujo en la cuneta, el tamaño y configuración de la parrilla.

La capacidad de captación de una coladera de banqueta depende en gran medida de la profundidad del flujo y la longitud de la coladera. La profundidad de flujo, y por tanto, la capacidad de intercepción y eficiencia, se puede aumentar con el uso de una depresión alrededor de la coladera. Los soportes para la losa superior pueden

reducir sustancialmente la capacidad de captación. Las pruebas han demostrado que tales soportes pueden reducir la eficiencia hasta en 50 por ciento y, si existe la presencia de sólidos arrastrados, la eficiencia puede ser reducida a cerca de cero. Por tanto se recomienda que los soportes intermedios estén empotrados varios centímetros desde la línea de borde y de forma redondeada.

Las bocas de tormenta tipo ranura funcionan esencialmente de la misma manera que los vertedores laterales de una presa. Su capacidad de captación depende de la profundidad de flujo y longitud de coladera, mientras que la eficiencia depende de la profundidad de flujo, longitud de entrada y del flujo total escurrido.

La capacidad de captación de una coladera longitudinal combinada con una coladera de banqueteta no difiere significativamente de la de una coladera de piso sola. La capacidad de captación y la eficiencia dependen de los mismos factores.

Una combinación de coladera de banqueteta aguas arriba de una rejilla de piso tiene una capacidad similar a la coladera de banqueteta, ya que la profundidad de flujo y la velocidad sobre el parrilla se ven afectadas por la primera. Esta configuración tiene la ventaja de interceptar los residuos que de otro modo podrían obstruir la rejilla y desviar el agua lejos de la coladera.

La altura de las coladeras de banqueteta varia en dimensiones, sin embargo, el rango de máxima altura considerada es la de 100 a 150 mm. La longitud de la coladera de banqueteta requerida para una intercepción total del flujo con una pendiente transversal uniforme se expresa mediante la Ecuación 3:

$$L_T = K_u Q^{0.42} S_L^{0.3} \left( \frac{1}{n S_x} \right)^{0.6}$$

**Ecuación 3**

Donde:

S<sub>x</sub>= pendiente transversal.

K<sub>u</sub>= 0.817.

S<sub>L</sub>= pendiente longitudinal.

Q= caudal de entrada, (m<sup>3</sup>/s).

La eficiencia de coladeras de banquetas menos largas que la longitud requerida para la intercepción total se expresa mediante la Ecuación 4:

$$E = 1 - \left(1 - \frac{L}{L_T}\right)^{1.8}$$

**Ecuación 4**

Donde:

L= longitud de la coladera de banqueta, (m).

Para un caudal dado, la profundidad efectiva del agua se puede aumentar mediante el uso de un canalón deprimido, mediante el uso de una abertura localmente deprimida o mediante el uso de un aumento de pendiente transversal, disminuyendo de este modo la anchura de propagación en la entrada.

### 3.2.3 Factores que afectan la capacidad de captación de bocas de tormenta con cunetas

Las coladeras de piso en depresiones funcionan como vertedores cuando la profundidad de la depresión es pequeña; y para mayores profundidades funcionan como un orificio. El perímetro y el área de abertura libre de la parrilla y la profundidad del agua en el borde afectan a la capacidad de entrada. Y ésta puede verse seriamente afectada por residuos que quedan atrapados en la rejilla.

Las coladeras de banqueteta funcionan como vertedores laterales hasta que el nivel del agua alcanza la altura de la banqueteta. Para profundidades superiores a 1.4 veces la altura de la abertura, la coladera funciona como un orificio y entre estas profundidades se produce la transición entre la presa y el flujo de orificio. La altura, longitud de la coladera, así como la profundidad del agua afectan a la capacidad de entrada.

Las coladeras de ranura operan como vertedores para profundidades por debajo de 50 mm (2 pulgadas) aproximadamente y como orificios en los lugares donde la profundidad en el borde, aguas arriba de la ranura, es mayor que 5 pulgadas (aproximadamente 120 mm). Para la condición de orificio se puede utilizar una ecuación empírica para calcular la capacidad de captación de flujo; la cual varía con la profundidad, pendiente, anchura, y la longitud. No se recomiendan en depresiones debido a que son susceptibles a la obstrucción por escombros.

La capacidad de captación, para funcionamiento como vertedor se estima con la Ecuación 5:

$$Q_i = C_w L d^{1.5}$$

Ecuación 5

Dónde:

$C_W =$  Coeficiente de descarga = 1.4.

$L =$  longitud de la ranura, (m)

$D =$  tirante sobre la rejilla.

La capacidad de captación de cuando opera como un orificio “ranurado” puede ser calculada por la Ecuación 6:

$$Q_i = 0.8 L W (2gd)^{0.5} \quad \text{Ecuación 6}$$

Dónde:

$W =$  Ancho de la ranura, m

$L =$  longitud de la ranura, m

$d =$  Profundidad del agua en la ranura, para  $d > 0.12m$

$$g = 9.81 \text{ m/s}^2$$

Para un ancho de ranura de 45 mm, la Ecuación 6 se convierte en:

$$Q_i = C_D L d^{0.5} \quad \text{Ecuación 7}$$

Dónde:

$$C_D = 0.16$$

La capacidad de captación de una coladera combinada (Figura 21), que consiste de una coladera de piso junto a una coladera de banqueteta, no es mayor que la de la coladera de piso. Por tanto la capacidad se calcula sin considerar la de banqueteta.



**Figura 21. Coladera combinada con rejillas inclinadas a 45°**

En otros casos, se coloca la coladera de piso desfasada de la coladera de banqueteta, tal como se ilustra en la Figura 22. En este caso, se busca que la abertura lateral intercepte los residuos sólidos que de otro modo podrían obstruir la rejilla; a lo que se denomina "barredor" de entrada. Una coladera combinada barredora tiene una capacidad de captación igual a la suma de la coladera de banqueteta, aguas arriba de la rejilla, más la capacidad propia de la rejilla. Considérese que el flujo frontal y por lo tanto la capacidad de captación de la rejilla se reduce por la intercepción de la coladera de banqueteta.



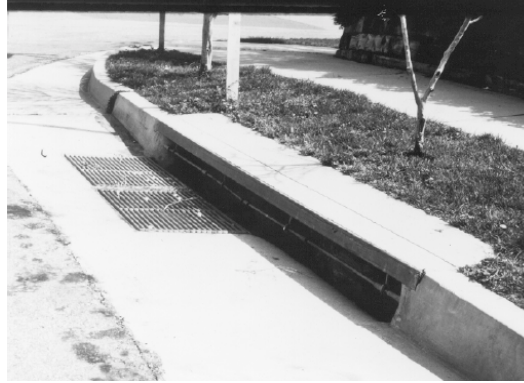


Figura 22 Coladera combinada desfasada

A continuación se describe el procedimiento para calcular la capacidad de una coladera combinada desfasada como la mostrada en la Figura 22.

Para el funcionamiento como orificio, la capacidad de captación para coladera combinada simple se calcula con la Ecuación 8:

$$Q_i = 0.67 A_g (2gd)^{0.5} + 0.67hL(2gd_o)^{0.5} \quad \text{Ecuación 8}$$

Dónde:

$A_g$  = es el área libre de la coladera de piso,  $m^2$

$g$  =  $9.81 \text{ m/s}^2$

$d$  = profundidad media sobre la coladera de piso, m

$h$  = altura de la coladera de banqueta, m

$L$  = longitud de la coladera de banqueta, m

$d_o$  = profundidad efectiva en el centro de la coladera de banqueta, m

### 3.2.4 Obstrucción de las bocas de tormenta por basura.

Todas las entradas de agua son susceptibles de obstruirse debido a la basura, compuesta principalmente por hojas secas, envases de plástico, unicel, papel, ramas, etc. Cuando ocurre una tormenta el primero volumen de escurrimiento que circula por la calle arrastra basura, por ello una práctica común en el diseño del drenaje de la calle es considerar que los factores de obstrucción inicial ( $C_o$ ) de bocas de tormenta tipo rejilla de piso es del 50% y del 12% en los de buzón o ventana (Guo, 2006). Para resolver este problema se ubican múltiples rejillas en serie, es decir a lo largo de la calle, para reducir el porcentaje de obstrucción a un valor  $C$ , definido por la expresión:

$$C = \frac{1}{N} (C_o + e \cdot C_o + e^2 \cdot C_o + e^3 \cdot C_o + \dots + e^{N-1} \cdot C_o) \quad \text{Ecuación 9}$$

siendo  $N$  el número de sumideros instalados en serie y  $e$  el cociente de decaimiento por entrada de agua. Un valor de  $e=0.25$  se ha encontrado que reproduce los factores de obstrucción observados, como puede apreciarse en la Tabla 6:

**Tabla 6 Comparación entre los factores de obstrucción (C) observados y los estimados con la Ecuación 9 (Guo,2006)**

Número de sumideros	De rejilla		De buzón	
	Observado	Estimado	Observado	Estimado
1	0.50	0.50	0.12	0.120
2	0.35	0.312	0.08	0.075
3	0.25	0.219	0.05	0.053
4	0.15	0.166	0.03	0.040

Entonces, la intercepción de una entrada de rejilla será proporcional a su longitud y en una entrada de buzón será proporcional a su área, por lo cual se tendrá que:

$$L_e = (1 - C) \cdot L \quad \text{Ecuación 10}$$

$$A_e = (1 - C) \cdot A \quad \text{Ecuación 11}$$

en donde  $L_e$  y  $A_e$  son la longitud y área efectivas, es decir, no obstruidas por basura,  $L$  y  $A$  son la longitud y área real del sumidero.

### **3.2.5 Periodo de retorno de costo mínimo para diseño urbano.**

Como ya se mencionó en el 0, los sistemas de drenaje urbano tienen la misión de desalojar los escurrimientos que origina la lluvia ocurrida dentro de las ciudades. Lógicamente, cuanto más grandes sean las dimensiones de las bocas de tormenta y de la red de drenaje menos problemas de inundaciones habrá en la zona urbana, pero también su costo de fabricación y mantenimiento será mayor. A fin de ilustrar lo anterior, se muestra una cotización de precios de una rejilla para drenaje pluvial con diferentes dimensiones por la empresa mexicana DH Hidráulica y Drenaje S.A. de C.V. (Tabla 7)

**Tabla 7 Ejemplo de cotización para rejilla de drenaje pluvial según sus dimensiones**

**Empresa:** DH Hidráulica y Drenaje

**Fecha de la cotización:** 07/09/2015

**Vigencia de la cotización:** 07/10/2015

**Datos de contacto:** Fausto Vega Santander No 813, Col. Escuadron 201, Iztapalapa, CP 09060 Tel. (55) 5670 1385 con 30 Lineas ID 62\*174342\*1 Lada sin costo 01 800 841 209.



Partida	Cantidad	Descripción del producto	Peso	UM	Precio Unitario (MXP)	Total (IVA incluido)
1	1.00	Rejilla Fo.Fo. con bisagra Fo.Fo. 45x45	80 kg	Pieza	1,200.00	1392.00
2	1.00	Rejilla Fo.Fo. con bisagra Fo.Fo. 50x50	105 kg	Pieza	1,443.80	1674.80
3	1.00	Rejilla Fo.Fo. con bisagra Fo.Fo. 60x70	168 kg	Pieza	2,310.00	2679.60

Por lo que es indispensable buscar el sistema de drenaje de costo mínimo, estudiando sus costos y beneficios (Gómez Valentín, 2005).

Para una serie de lluvias de diseño con periodos de retorno ( $T_r$ ) de 2, 5, 10, 25 y 50 años se estiman sus gastos urbanos generados y se diseña la red de drenaje necesaria. Para cada diseño se estima su costo lo más aproximado posible, el resultado es una curva de costos que aumenta con el  $T_r$  (Figura 23). Después asignando una vida útil de 50 años a los sistemas de drenaje, estos serían insuficientes, pues su gasto de diseño sería superado en 25, 10, 5, 2 y una ocasión

por cada periodo de retorno, respectivamente. Lo anterior permitirá estimar los daños por inundaciones, los cuales aumentan conforme el  $Tr$  de diseño es menor y disminuyen a medida que aumenta éste. Entonces la curva de daños es decreciente con el  $Tr$ .

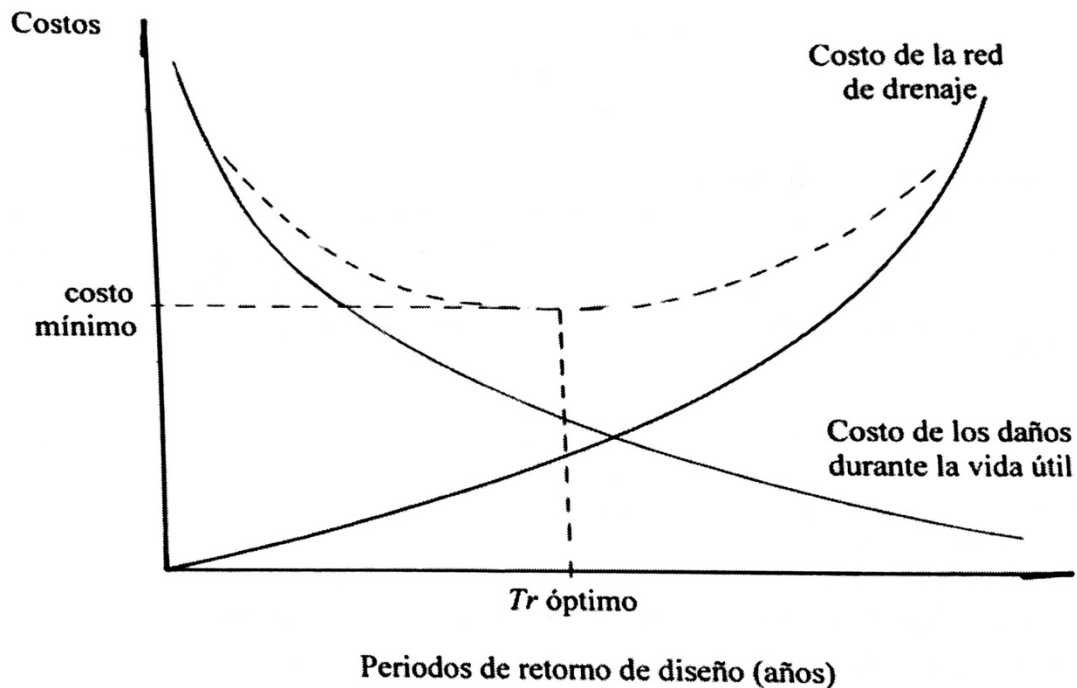


Figura 23 Estimación del costo mínimo en el diseño de sistemas de drenaje urbano (Gómez Valentín, 2005)

El costo total de cada sistema de drenaje durante su vida útil es la suma de los costos de construcción y mantenimiento y de los daños durante esa vida útil. La suma de las dos curvas de la Figura 23, produce la curva de costo total, cuyo valor mínimo debe de indicar el  $Tr$  más económico en el diseño del sistema de drenaje.

### **3.2.6 Determinación del caudal de escorrentía para el diseño y localización de bocas de tormenta.**

El caudal de escorrentía define las cantidades de agua que van a confluir en un sitio y por ende, los niveles y demás consideraciones hidráulicas. Con base en esta situación, se identifican los problemas y se precisa la necesidad de reducir los caudales de escorrentía con la instalación de las bocas de tormenta que capten parcialmente los caudales en la superficie: vías y andenes. Con base en lo anterior, el caudal de captación hace referencia al caudal captado por una coladera en función de las condiciones de la zona y las condiciones geométricas de la misma, por lo que es un caudal variable, sin embargo el caudal de escorrentía es un caudal de referencia que define su viabilidad en un proyecto.

Con relación en lo anterior, existen diferentes métodos que ayudan a definir esta variable; a continuación se muestran los más utilizados:

- Método racional americano
- Método de la U.S. Soil Conservation Service
- Método gráfico alemán
- Método del Road Research Laboratory (RRL)
- Método del hidrograma unitario
- Método de las curvas
- Método del hidrograma instantáneo
- Método del hidrograma unitario sintético
- Método de Chicago

### 3.2.7 Ubicación de las bocas de tormenta

Breña (2003) ha recomendado la ubicación más efectiva para cada tipo de captación, las cuales se muestran a continuación:

**Ubicación de bocas de tormenta de piso o cuneta.** Este tipo de sumideros se instalan cuando la pendiente longitudinal de la vía, es superior al 5%.

**Ubicación de sumideros de Banqueta o ventana.** Los sumideros de banquetta deben instalarse cuando la pendiente longitudinal de la vía sea inferior al 2%.

**Ubicación de sumideros de Piso y Banqueta.** Este tipo de sumideros se instalan cuando se tiene pendientes longitudinales entre el 2 y 5%.

**Ubicación de sumideros Longitudinales de banquetta.** Este tipo de sumideros debe instalarse cuando la pendiente longitudinal de la vía es superior al 5% y cuando los caudales por captar sean grandes.

**Ubicación de sumideros Transversales de piso.** Este tipo de sumideros se instalan en calles con anchos de 6.0 m y menores.

#### **Ubicación general de sumideros**

- Cuando la pendiente longitudinal de la vía sea superior al 3%, es necesario realizar una depresión al sumidero para facilitar la entrada de las aguas lluvias a la estructura.
- Su ubicación debe realizarse cerca a las esquinas o en los cruces de las calles.
- Procurar que la separación entre sumideros no exceda los 100 m.

- La distancia entre sumideros no debe ser mayor a 25 m en zonas comerciales y para pavimentos de concreto.
- Es recomendable una distancia de 50 m para vías en adoquín o empedrados, y en donde se tengan velocidades bajas de tránsito.

Por su parte la CONAGUA en su normativa muestra la ubicación que deben tener los diferentes sistemas de captación de aguas lluvias. La ubicación de cada coladera se debe hacer teniendo en cuenta lo siguiente:

**Ubicación de coladeras de banquetta.** En la Figura 24, Se puede observar que este tipo de estructuras deben ubicarse en vías con pendientes inferiores al 2 %.

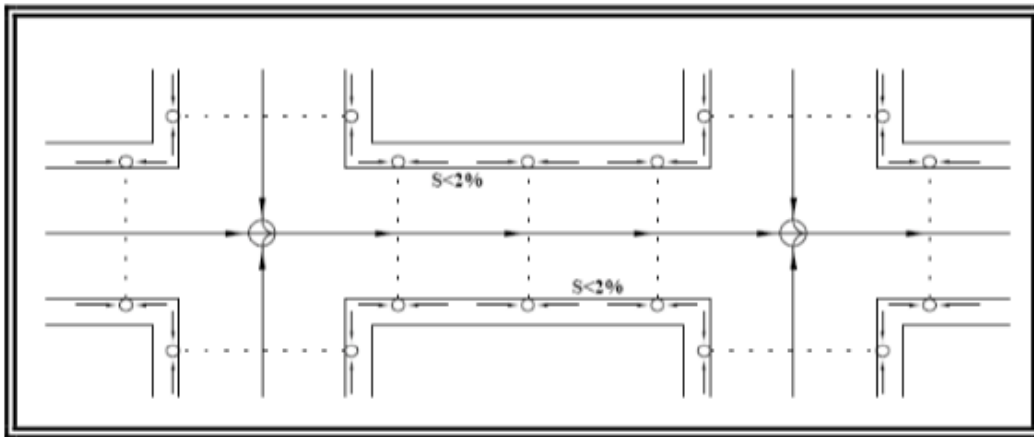


Figura 24 Ubicación de coladeras de banquetta

**Ubicación de coladeras de piso.** Como se puede observar en la imagen que se muestra a continuación, este tipo de sumideros debe ubicarse en vías donde su pendiente longitudinal sea superior al 5%.



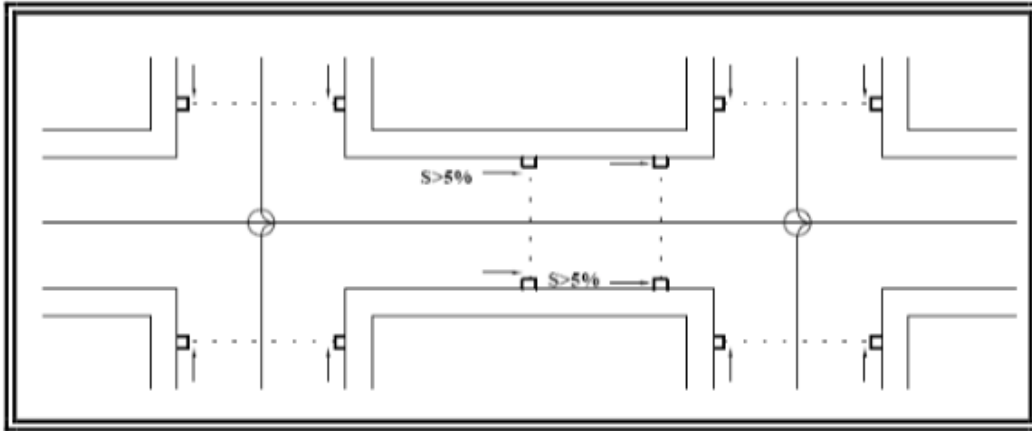


Figura 25 Ubicación de coladeras de piso

**Ubicación de coladeras de piso y banqueteta.** Como se puede observar en la Figura 26, los sumideros de piso y banqueteta o también llamados sumideros mixtos, son estructuras que deben ubicarse en vías donde la pendiente longitudinal se encuentre entre el 2% y el 5%.

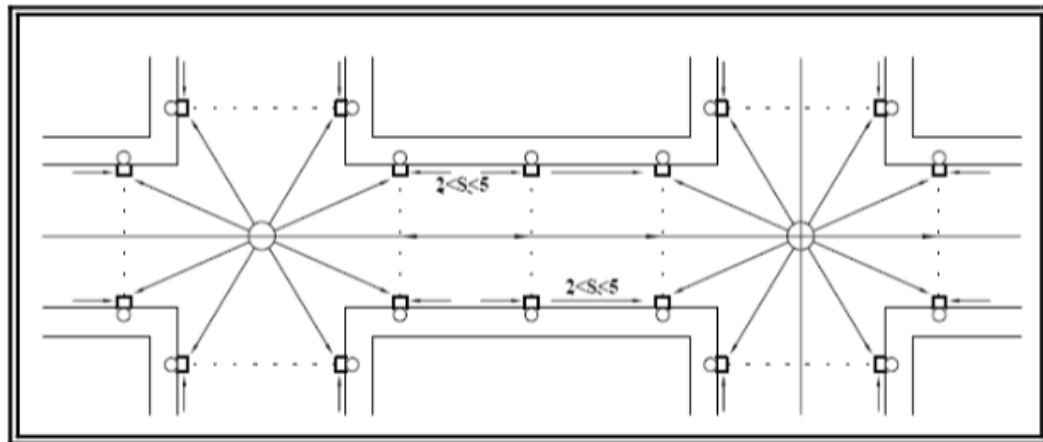


Figura 26 Ubicación de coladeras de piso y banqueteta

**Ubicación de coladeras longitudinales de banqueteta.** En la imagen que se muestra a continuación, se puede observar que los sumideros longitudinales de banqueteta se deben ubicar en vías donde la pendiente longitudinal sea superior al 5%.

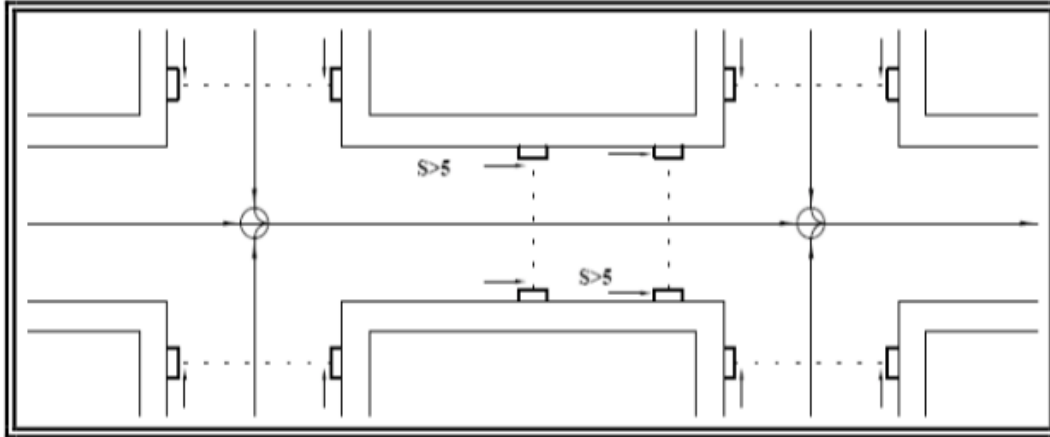


Figura 27 Ubicación de coladeras longitudinales de banqueta

**Ubicación de coladeras transversales de piso.** Este tipo de sumideros como lo muestra la imagen a continuación, deben ubicarse en sentido transversal a la dirección del flujo y en las esquinas o cruces de calles.

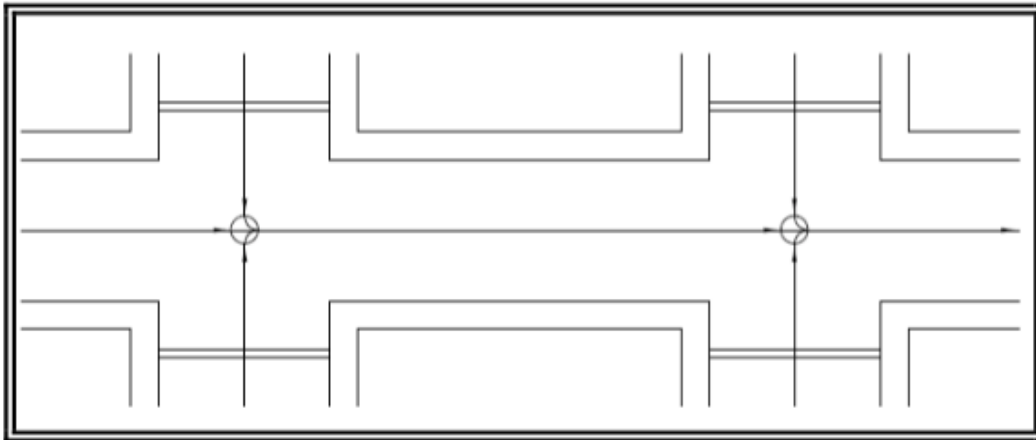


Figura 28 Ubicación de coladeras transversales de piso

## CAPITULO 4 METODOLOGÍA DEL TRABAJO EXPERIMENTAL

### 4.1 Objetivo del trabajo experimental

Evaluar la capacidad hidráulica y la eficiencia de diferentes captaciones de bocas de tormenta bajo distintos escenarios de flujo, variaciones de pendiente de hasta el 2.6% y para diferentes gastos de diseño; considerando el arrastre de sólidos en todos los casos.

### 4.2 Descripción del modelo físico

El dispositivo de ensaye se conforma de tres partes principales: Un tanque amortiguador que permitirá estabilizar en flujo de ingreso y evitar turbulencias en los modelos estudiados; un tanque de análisis para la instalación de los modelos hidráulicos y un canal de descarga que permitirá recircular y medir el flujo.

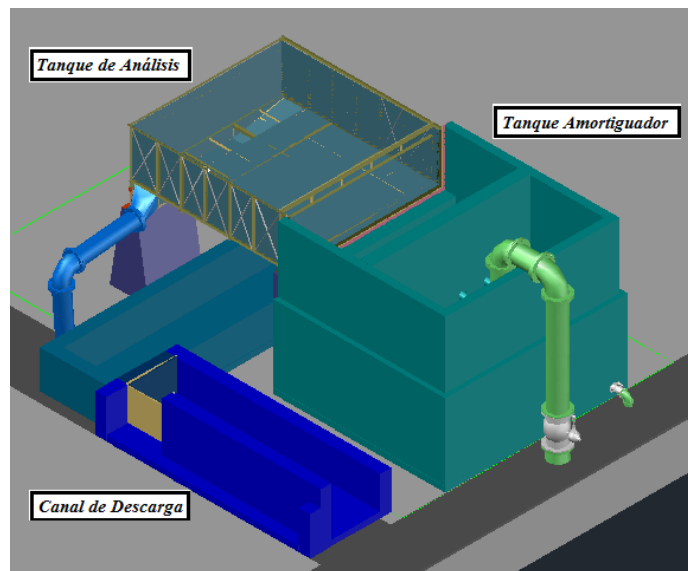


Figura 29. Dispositivo de ensaye (Isométrico)

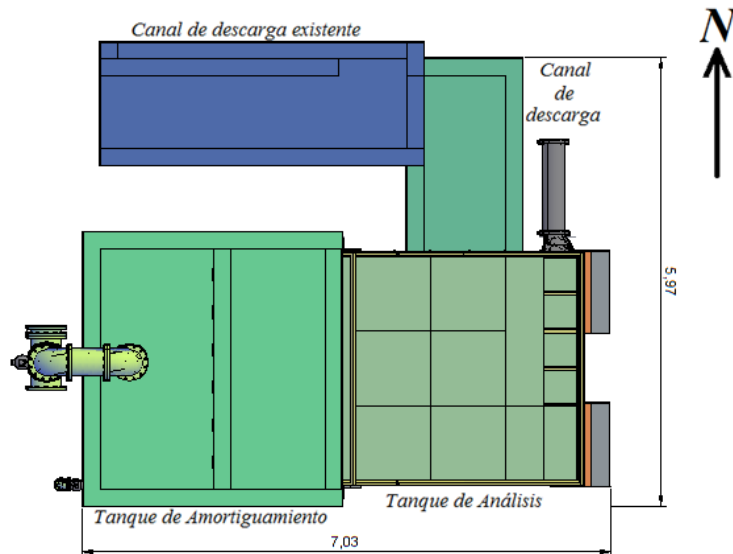


Figura 30. Dispositivo de ensayo (Planta)

### Tanque de amortiguamiento

Se encuentra montado sobre una base de concreto reforzado de 12 cm de espesor y muros de mampostería reforzada con castillos y dalas; con una altura total de tres metros. El tanque está constituido por dos cámaras unidas a través de un muro de celosía. La pared “este” tiene una altura de 1.87 metros, desde la base, y se coló monolíticamente con cuatro columnas de (15 x 25) cm; en las cuales se apoya el tanque de análisis (Figura 31).

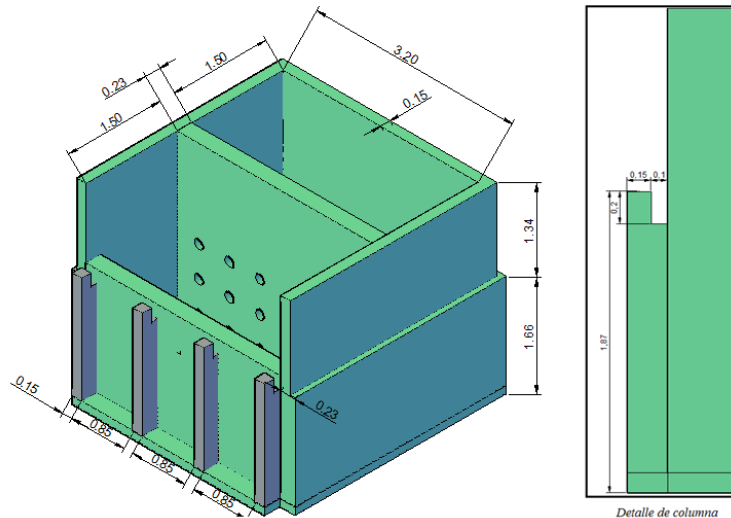


Figura 31. Tanque de amortiguamiento

### Canal de descarga

Se fundamenta sobre una base de concreto reforzado de 12 cm de espesor y muros de mampostería reforzada con castillos y dalas; tiene una altura total de 78 cm. El canal se conecta al canal de descarga de un modelo existente.

El canal de descarga está construido sobre parte de la rejilla del canal colector del laboratorio. Se colocó una cubierta plástica entre la rejilla y la losa base del canal, de tal manera que el funcionamiento del conducto no sea afectado. Las dimensiones del canal se presentan en la Figura 32. El canal de descarga del modelo existente cuenta a su vez con un vertedor de aforo de contracción lateral y cresta delgada y un limnómetro para la medición del caudal. Este canal de descarga tiene un ancho (B) de 97.79 cm, y cuenta con un vertedor de contracción lateral y cresta delgada, con un ancho de cresta (b) de 80.17 cm y una profundidad (p) de 14.87 cm y se encuentra diseñado bajo la norma ISO 1438/1-1980 (E).

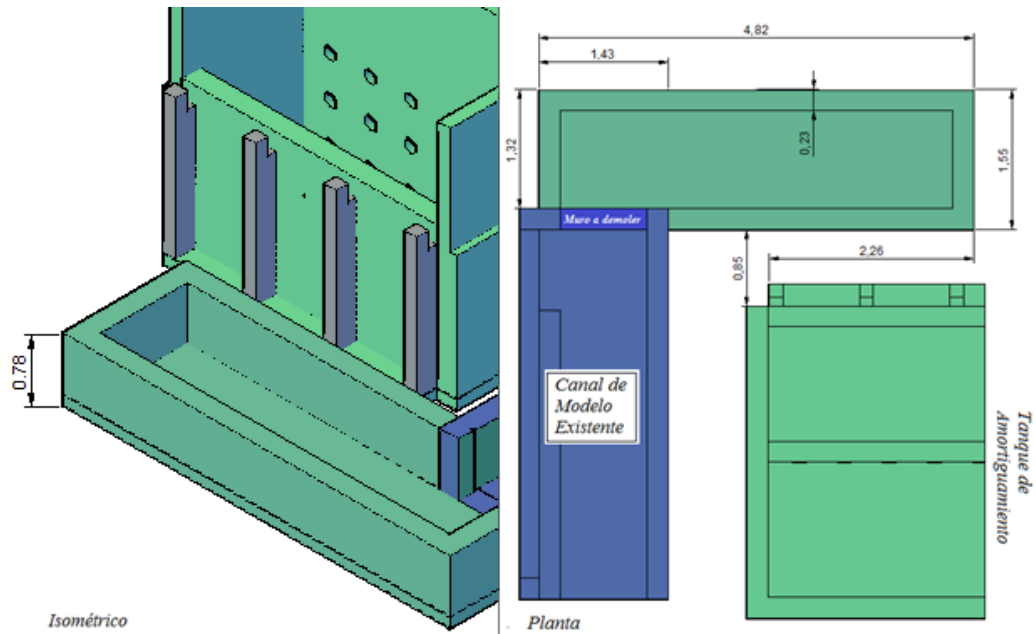


Figura 32. Dimensiones del canal de descarga

### Tanque de análisis

El tanque de análisis se compone de los elementos que se describen a continuación:

*Base de soporte.* Se montaron dos bases piramidales de mampostería reforzada, las cuales cuentan con tres perforaciones ovaladas en la parte superior cada una. Sobre estas se colocaron placas de acero de  $\frac{1}{2}$ " de espesor con el mismo tipo de barrenos. Cada base se ancló al suelo por medio de 10 "Taquetes Ancla", tipo Arpón de  $\frac{1}{2}$ " x  $5 \frac{1}{2}$ ", tal como se muestra en la Figura 33.

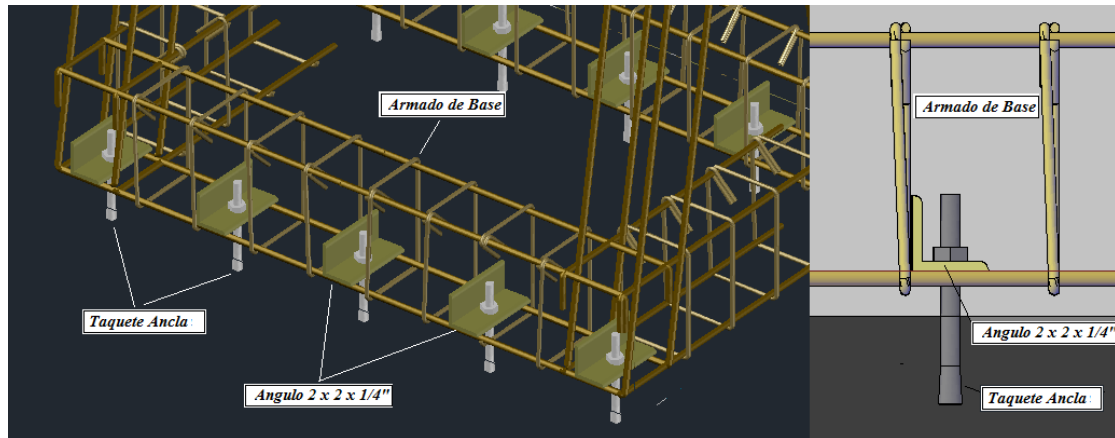


Figura 33. Detalle de anclaje de base

*Tanque de análisis.* El tanque se montó sobre una base de perfiles ángulo de 1" y 2" con espesor de 1/8" y 1/4", respectivamente; cuadrados PTR de 2" y un perfil IPS de 4". Las paredes son de acrílico de 12 mm de espesor y el fondo del tanque es a base de paneles cuadrados (50 x 50 cm) removibles de acrílico de 12", atornillados a la estructura metálica; la junta impermeable, entre estos paneles, es a base de una película de silicón de aplicado frío.

El apoyo del tanque, sobre la cara oeste es articulado por medio de una serie de bisagras a base de placa de acero de 1/2" y pernos metálicos de 2" de diámetro. En la cara "este", el apoyo es sobre seis pistones roscados y construidos a base de perfil redondo de 2" de diámetro y 55 cm de largo, con una tuerca cada uno.

Estos pernos entran en los barrenos del apoyo y están articulados en la conexión con el tanque a través de pernos de una pulgada (Figura 35).

Toda la estructura metálica se realizó en acero A36 y se recubrió con esmalte anticorrosivo.

La junta entre el tanque de amortiguamiento y el tanque de análisis se realizó a través de una membrana plástica flexible que permite la inclinación del tanque de análisis.

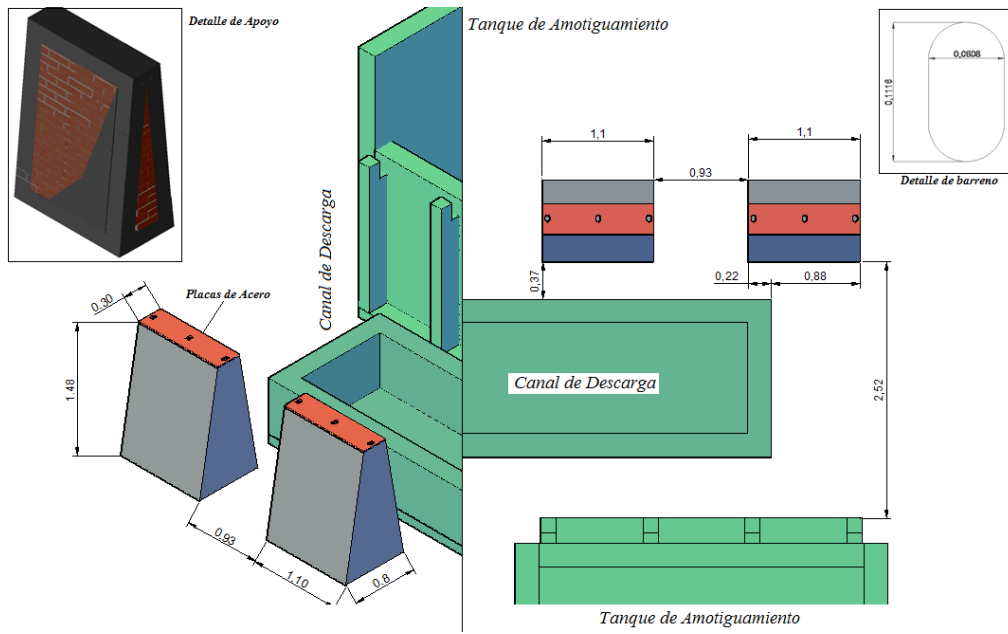


Figura 34. Apoyo del tanque de análisis

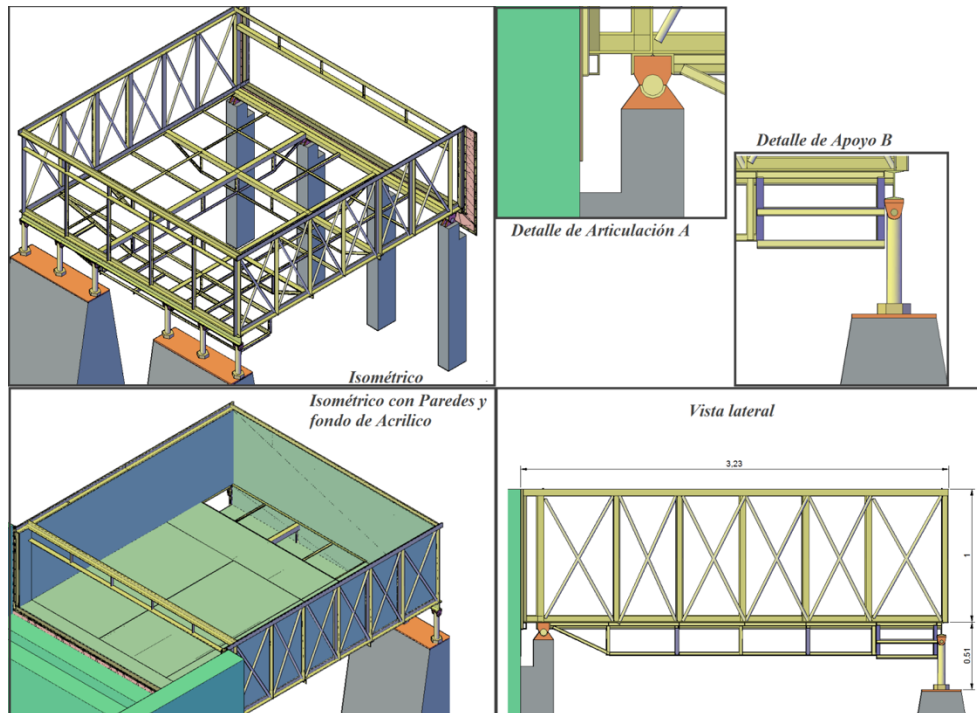


Figura 35. Tanque de análisis



Peine de izado. Para cambiar la pendiente del tanque de análisis, se implementó un tubo de 2" con seis cables de acero, unidos por medio de ganchos al tanque; a su vez, este se encuentra sujeto por otro cable de acero para ser levantado por medio de la grúa del laboratorio (Figura 36).

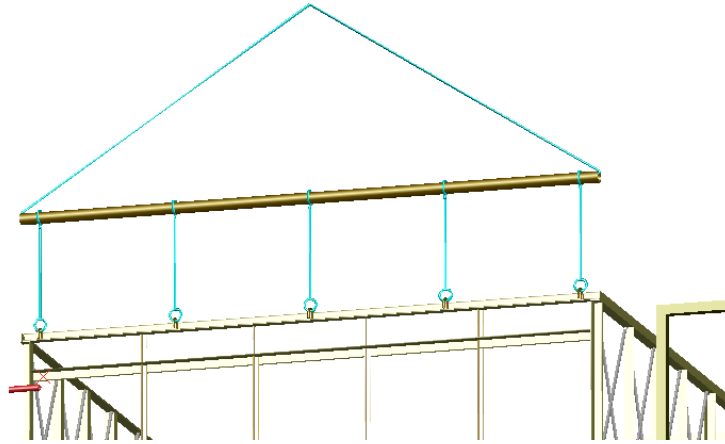


Figura 36. Peine de izado

Tubería de suministro. Para la conexión de la tubería de suministro a la red existente se realizó un corte a la tubería de acero de 14" de diámetro, para colocar una Tee de 14".

La Tee se conectó a una reducción de 14" / 12"; a esta se conectaron una válvula de Fo.fo. de 12" y un carrete de 12" de diámetro y longitud tal que permite el suministro al tanque por medio de dos codos 90°.

Se colocó una tubería de 4", con una válvula, de PVC, para descargar el tanque amortiguador, tan como se muestra en la Figura 37.

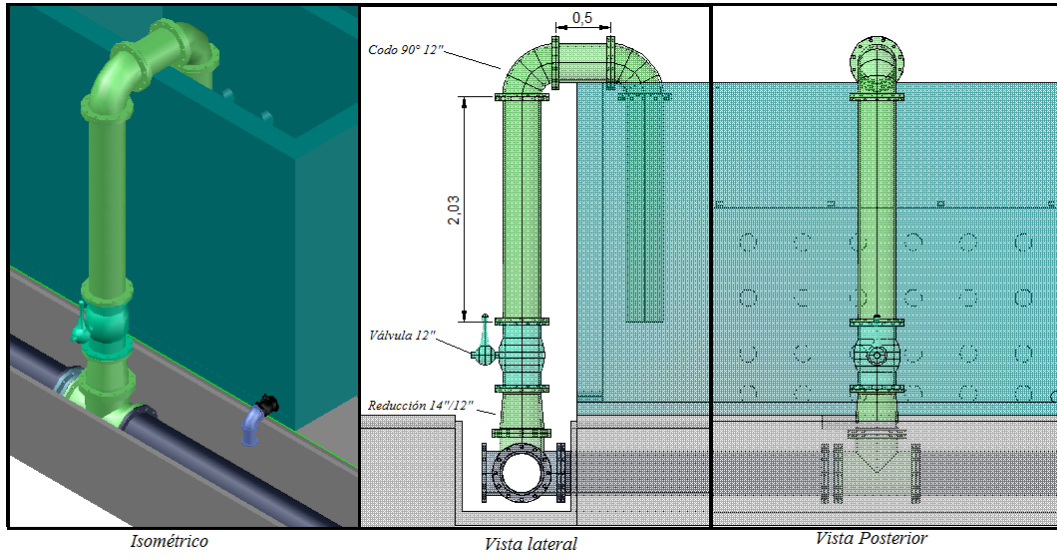


Figura 37. Tubería de suministro



Figura 38 Dispositivo montado en el laboratorio



Figura 39 Tanque de almacenamiento



Figura 40 Cajón de descarga

### **Medidor de gasto ultrasónico Panametrics AT 868 AquaTrans™ Flowmeter**

El AquaTrans™ AT868 es un caudalímetro de tiempo de tránsito. A continuación se detalla su sistema y funcionamiento.

#### Descripción Del Sistema

El sistema de caudalímetro consta de dos subsistemas esenciales: la celda de flujo y el paquete de la electrónica (AquaTrans™).

#### La celda de flujo

La celda de flujo es la parte del sistema que utiliza impulsos ultrasónicos para interrogar al flujo. Consiste en la tubería de celda de flujo y los transductores.

- A. Tubería de celda de flujo. La tubería de celda de flujo es la sección de la tubería donde se montan los transductores y puede crearse en la tubería existente (por ejemplo, mediante la inserción de transductores de contacto con el medio en el tubo), o puede ser insertada como una sección de tubería sustituta (spoolpiece). La celda de flujo debe proporcionar soporte mecánico

para los transductores y asegurar condiciones de fluido estables para la medición de flujo preciso.

- B. TRANSDUCTORES - Los transductores convierten la energía eléctrica en pulsos ultrasónicos durante un ciclo de transmisión, y convierten los pulsos ultrasónicos de nuevo a la energía eléctrica durante un ciclo de recepción. En otras palabras, actúan como altavoces cuando se transmite la señal y micrófonos cuando se recibe. En el sistema de transporte, cada transductor actúa como receptor y transmisor ya que una serie de pulsos ultrasónicos son alternativamente enviados aguas arriba y aguas abajo y luego a través de la celda de flujo.

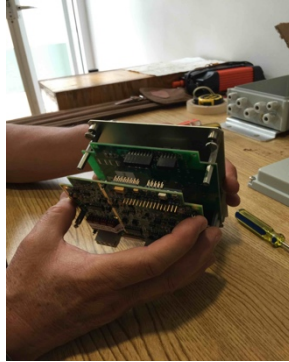
Para la construcción de la celda de flujo en la tubería de suministro de 6" al tanque de amortiguamiento, se procedió a retirar con una lija el recubrimiento de pintura de la tubería de pvc para asegurar un buen funcionamiento de la celda de flujo (Figura 41).



Figura 41 Celda de flujo en el modelo

### Paquete de electrónica

El paquete consta de circuitos que generan, reciben, y miden el tiempo de viaje de los impulsos ultrasónicos. También contiene un microordenador que controla el funcionamiento y calcula los parámetros de medición de flujo (Figura 42).



**Figura 42 Armado de las tarjetas del paquete de electrónica**

### Teoría de la Operación

El AquaTrans™ es un caudalímetro ultrasónico de tiempo de tránsito. Cuando impulsos ultrasónicos se transmiten a través de un líquido en movimiento, los impulsos que viajan en la misma dirección que el flujo del fluido (aguas abajo), viajan ligeramente más rápido que los impulsos que viajan en contra del flujo (aguas arriba). El AquaTrans™ utiliza diversas técnicas de procesamiento de señales digitales, incluyendo la correlación cruzada, para determinar los tiempos de tránsito y luego utiliza los tiempos de tránsito para calcular la velocidad del flujo.

Durante el funcionamiento, dos transductores sirven como generadores de señal ultrasónica y receptores. Cuando se monta en una tubería, están en comunicación acústica entre sí, de manera que cada transductor puede recibir señales ultrasónicas transmitidas por el otro transductor. Cada transductor, por lo tanto, funciona como un transmisor de la generación de un cierto número de impulsos acústicos, y como un receptor para un número idéntico de impulsos.

El caudalímetro mide el intervalo de tiempo entre la transmisión y la recepción de las señales ultrasónicas en ambas direcciones. Cuando el líquido en el tubo no está fluyendo, el tiempo de tránsito aguas abajo es igual al tiempo de tránsito aguas arriba. Cuando el líquido está fluyendo, el tiempo de tránsito aguas abajo es menor que el tiempo de tránsito aguas arriba. La diferencia entre los tiempos de tránsito

aguas abajo y aguas arriba, es proporcional a la velocidad del líquido que fluye, y su signo indica la dirección del flujo.

### Programación

Se introdujeron los parámetros de la tubería y del fluido siguiendo las instrucciones de programación. Tales parámetros incluyen el espesor de la tubería (Tabla 8), el diámetro exterior, el cual fue calculado a partir del perímetro exterior (Tabla 9), material de la tubería (PVC), el tipo de fluido (agua), el sistema de unidades con el que se mostrará el gasto y la velocidad (l/s, m/s), activación o desactivación del factor de corrección de Reynolds (activado), temperatura del agua (23° de acuerdo a la ), entre otros. Con estos parámetros se determinó la longitud de separación entre transductores.

**Tabla 8 Espesores de la tubería de la celda de flujo**

Espesores de la tubería de suministro.			
Material PVC. Tomados con Vernier digital. Unidades en milímetros.			
6.79	6.74	7.35	7.03
6.80	6.81	7.18	7.06
6.79	6.71	7.14	7.14
7.10	6.86	6.87	6.86
7.47	6.92	6.92	6.87
7.51	7.02	7.01	
7.26	7.08	7.03	
Promedio= 7.012 mm			

**Tabla 9 Perímetro exterior de la tubería de la celda de flujo**

Perímetros exteriores de la tubería de suministro. Material PVC. Tomados con cinta. Unidades en centímetros.
53.3
53.2
53.2
53.3
53.2
Promedio= 53.24 cm

**Figura 43 Lecturas de temperaturas del agua almacenada en la cisterna del laboratorio**

### Calibración de los transductores

Adicionalmente se calibró la velocidad del sonido en la celda de flujo (1491 m/s) en relación a la temperatura del agua (23°, Figura 43). Se procedió a modificar la distancia entre transductores, para que esta velocidad fuera la estipulada de acuerdo al manual para determinada temperatura del agua. Para una correcta medición del flujo, la velocidad del sonido en la celda de flujo tendría que estar entre un rango de 1490 m/s -1492 m/s.

Tabla 10 Extracto del manual de programación de los valores de los transductores Panametrics

Valores para la programación de los sensores # 91 SPECIAS # 401 y # 402 de Panametrics	
Temperatura °C	Vel. del sonido en agua m/s
20	1.482
21	1.485
22	1.488
<b>23</b>	<b>1.491</b>
24	1.493
25	1.496

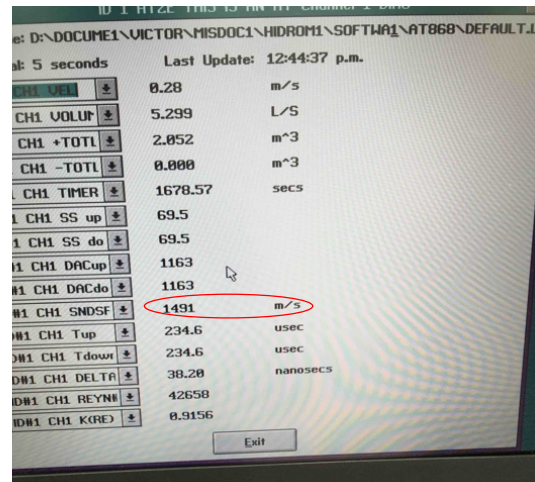
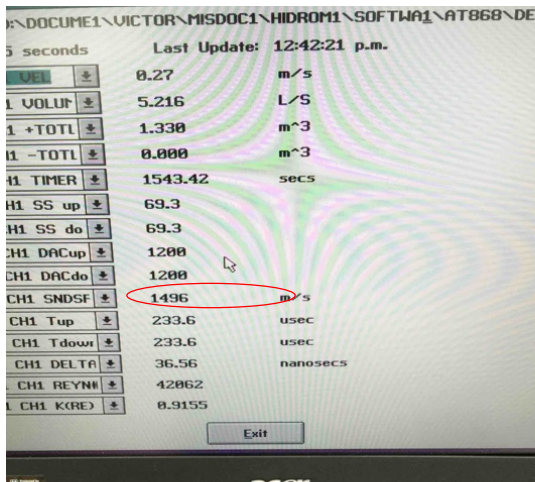


Figura 44 Valores corregidos de la velocidad del sonido en la celda de flujo de acuerdo a la localización de los transductores



### Canal de descarga para el flujo de derivación

Adicionalmente se agregaron seis salidas de 6" de diámetro en el tanque de análisis (Figura 45) con el fin de evacuar el flujo que no es interceptado en la boca de tormenta y que no sea cuantificado durante el análisis de la misma. Este flujo es conducido por un canal de lámina lisa de acero galvanizado (Figura 46-1) hacia el canal de desagüe del laboratorio, tal como se indica en la Figura 46-2.



**Figura 45 Salidas del flujo de derivación**



Figura 46-1 Canal de descarga para el flujo de derivación



Figura 46-2 Canal de descarga para el flujo de derivación

### Piezómetros

Finalmente se colocaron dos piezómetros 30 cm aguas arriba y 30 cm aguas abajo respectivamente, para la obtención de los tirantes de entrada y salida a la boca de tormenta. Y se colocó un panel cuadriculado para medir ambos tirantes.




**Figura 47 Piezómetros para la medición del tirante aguas arriba y aguas abajo de la boca de tormenta**

### 4.3 Descripción de las captaciones de boca de tormenta

#### Rejilla Tipo 1

Rejilla de estireno de barras en paralelo con separación de 4 cm entre barras. Para su construcción se requirió de un monómero con aplicador, cuatro placas de estireno, una uña de gato y una barra de acrílico.

Tipo de rejilla	Barras en paralelo
Longitud	56.5 cm
Ancho	56 cm
Área total	0.206 m <sup>2</sup>
Área vacía	0.1104 m <sup>2</sup>
No. de barras longitudinales	5
No. de barras transversales	0

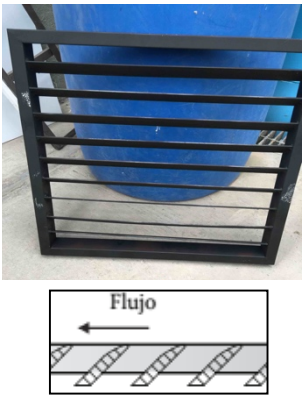


**Figura 48** Rejilla de estireno con barras en paralelo

#### Rejilla Tipo 2

Rejilla de acero con barras a 45° y separación de 5 cm entre barras.

Tipo de rejilla	Barras a 45°
Longitud	56.5 cm
Ancho	56 cm
Área total	0.192 m <sup>2</sup>
Área vacía	0.1244 m <sup>2</sup>
No. de barras longitudinales	0
No. de barras transversales	9

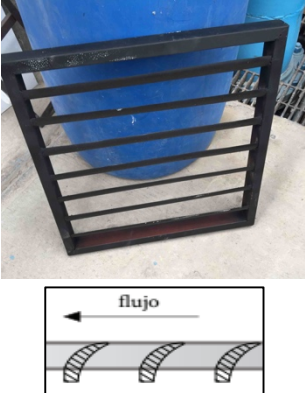


**Figura 49** Rejilla de acero con barras a 45°

### Rejilla Tipo 3

Rejilla de acero de aleta curvada y separación de 5 cm entre barras.

Tipo de rejilla	Aleta curvada
Longitud	56.5 cm
Ancho	56 cm
Área total	0.196 m <sup>2</sup>
Área vacía	0.146 m <sup>2</sup>
No. de barras longitudinales	0
No. de barras transversales	7




**Figura 50 Perfil de rejilla de acero de aleta curvada**

### Rejilla Tipo 4

Nueva propuesta de captación autolimpiable de madera con piezas de estireno y acrílico.

Tipo de rejilla	Autolimpiable
Longitud	56.5 cm
Ancho	56
Área total	0.206 m <sup>2</sup>
Área vacía	0.1104 m <sup>2</sup>
No. de barras longitudinales	5
No. de barras transversales	0



**Figura 51-1 Rejilla autolimpiable**

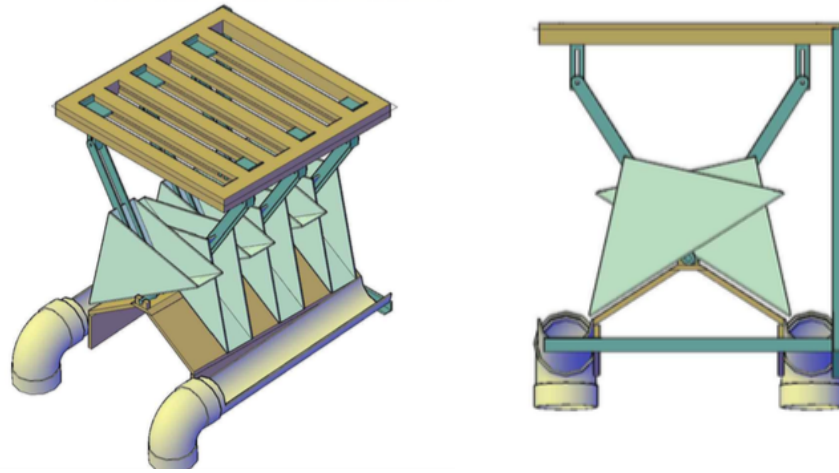


Figura 51-2 Rejilla autolimpiable

Consta de una rejilla de madera barnizada contra la humedad, ranurada a los lados de cada abertura entre barras para permitir el rodaje de las piezas de acrílico encargadas de barrer la basura que en un momento dado lleguen a obstruir las aberturas de la misma. Su funcionamiento se asemeja al de un pluviómetro de balancín, es decir, al recibir el flujo de agua a cada lado de la pieza de estireno de forma triangular que se aprecia en la Figura 51, ésta se inclina hacia un lado y permite que el carrito limpiador rueda hacia la misma dirección y barra la basura obstructora. Se adjuntan sus planos constructivos en el **ANEXO A** de este mismo documento.

#### 4.4 Escenarios de estudio

##### Escenario 1

Se suministra el gasto de diseño al tanque de almacenamiento, una vez que éste se encuentre lleno, comenzará a escurrir el agua hacia el tanque de análisis donde una parte será interceptada por la boca de tormenta y el resto será derivado hacia las salidas aguas abajo de la misma. Con lo que se procederá a evaluar la eficiencia de la rejilla.

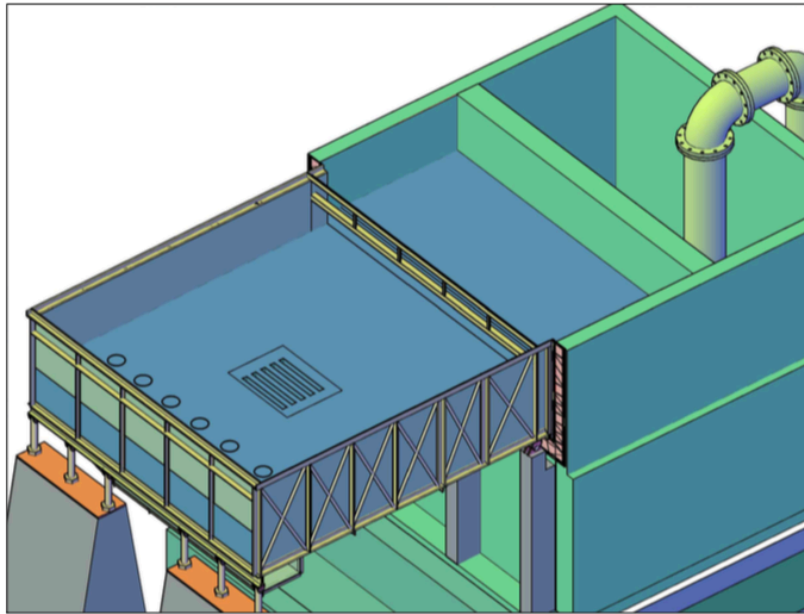


Figura 52 Escenario de flujo 1

##### Escenario 2

Se procederá de la misma forma que en el escenario 1, pero considerando la incorporación y el arrastre de desechos sólidos producto de una tormenta, así como el taponamiento de la rejilla a consecuencia del mismo fenómeno. Por lo que se espera que el flujo interceptado sea mucho menor que en el escenario 1.

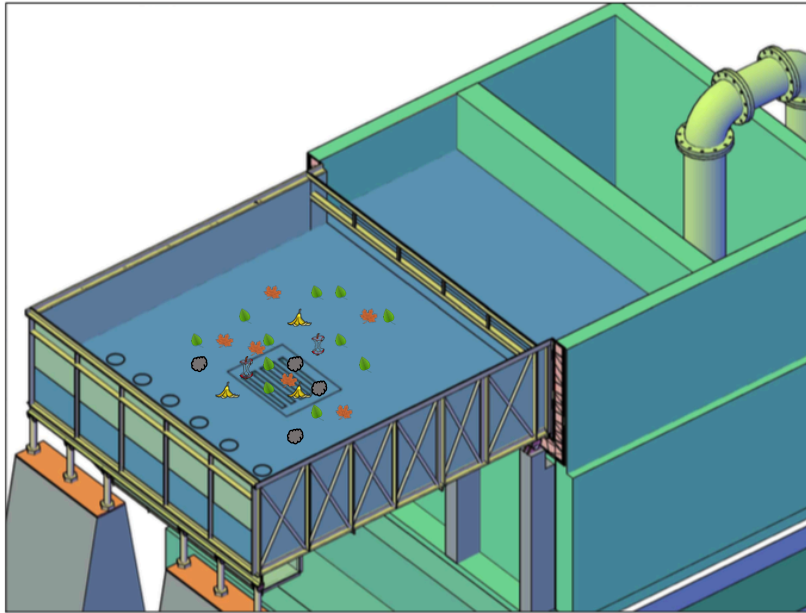
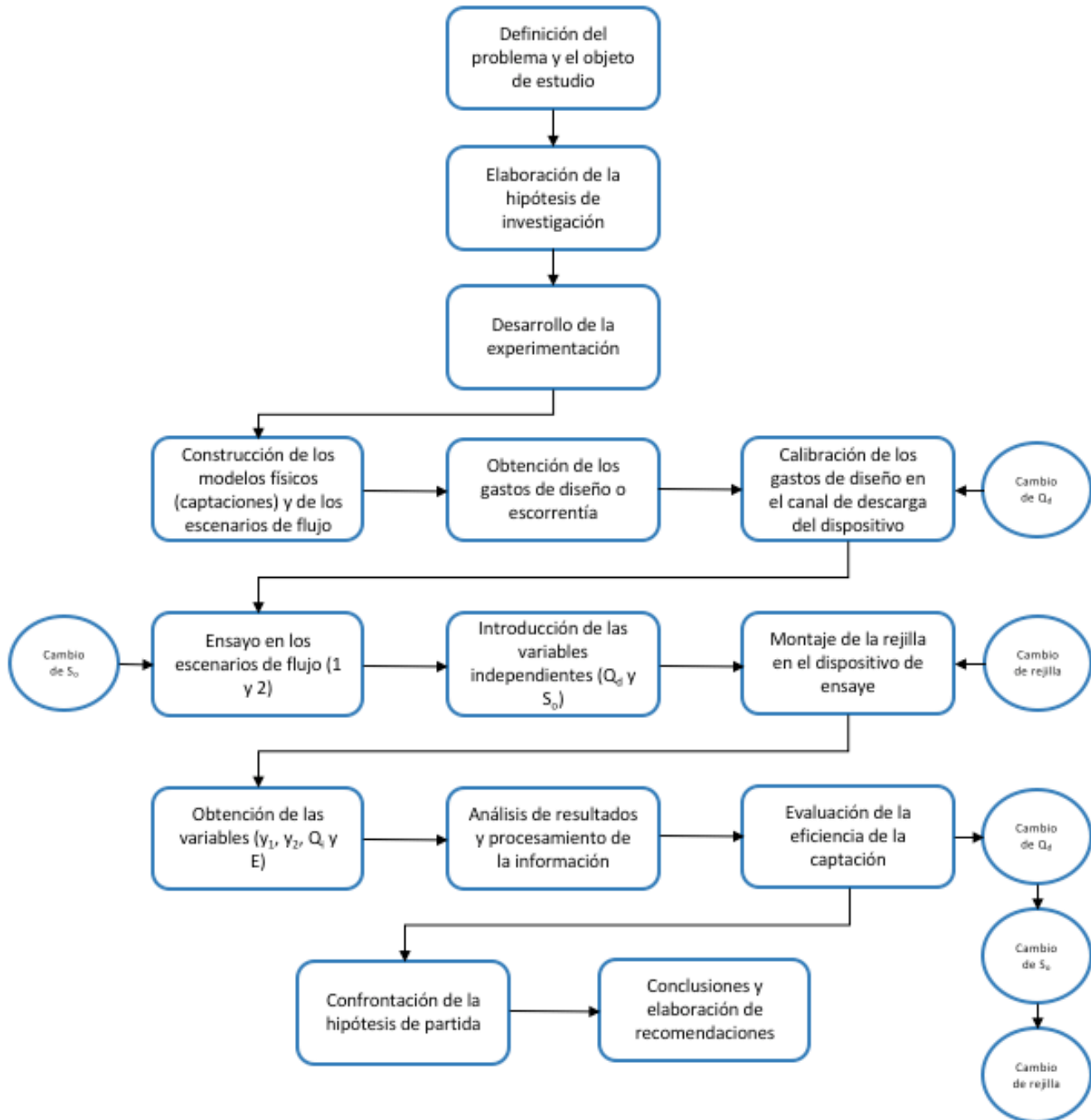


Figura 53 Escenario de flujo 2



4.5 Diagrama de flujo de la metodología experimental



#### 4.6 Estimación de los gastos de diseño

El objetivo del diseño de drenaje de carreteras es proporcionar el paso seguro de vehículos durante el evento de una tormenta de diseño . El diseño de un sistema de drenaje para una vialidad pavimentada con bordillo consiste en recoger el escurrimiento en la cuneta y transportarlo a las bocas de tormenta de manera que se proporcione seguridad para el tráfico y para los peatones a un costo razonable . Conforme el encharcamiento de la cuneta aumenta, los riesgos de accidentes automovilísticos, los retrasos en el tráfico y el posible peligro peatonal aumentan.

El proceso de selección de la tormenta de diseño y encharcamiento permisible implica decisiones con respecto a los riesgos aceptables de los accidentes y retrasos en el tráfico y los costos aceptables para el sistema de drenaje . Los riesgos asociados con el agua en las vías de circulación son mayores con altos volúmenes de tráfico , altas velocidades , y las clasificaciones de autopista más altas que con los menores volúmenes , velocidades y las clasificaciones de autopista.

A continuación se presentan los periodos de retorno asignados para captaciones y el diseño de drenaje pluvial adoptados por diferentes asociaciones:

**Tabla 11 Periodos de retorno para captaciones de drenaje pluvial (Adoptado por la Federal Highway Administration, 2001).**

<b>Clasificación de la vialidad</b>	<b>Tr (años)</b>	<b>Encharcamiento de diseño</b>
Autopistas con alto volumen de tráfico en uno o ambos sentidos.	< 70 km/hr	Al hombro más 1 m
	> 70 km/hr	Al hombro
	Con un punto hundimiento	Al hombro más 1 m
Distribuidores	< 70 km/hr	A mitad de la calzada
	> 70 km/hr	Al hombro
	Con un punto de hundimiento	A la mitad de la calzada
Calles	Con bajo volumen de tráfico	A la mitad de la calzada
	Con alto volumen de tráfico	A la mitad de la calzada
	Con un punto de hundimiento	A la mitad de la calzada

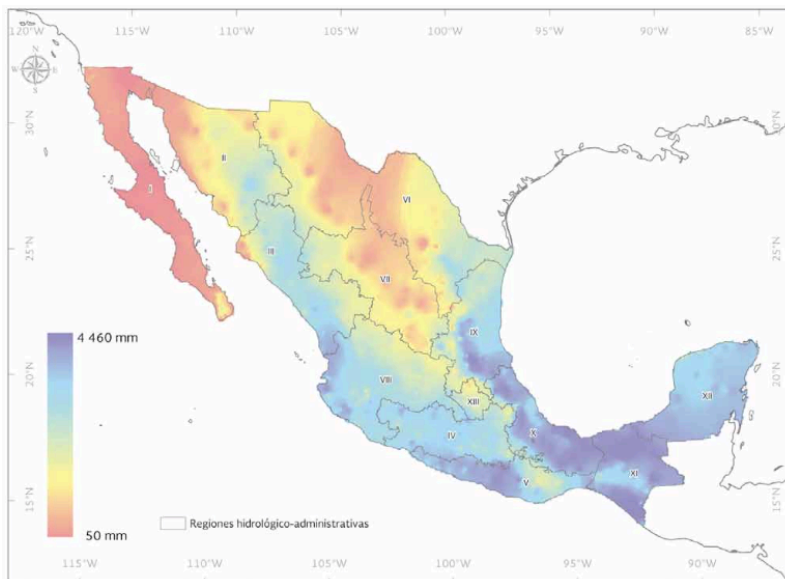
**Tabla 12 Periodos de retorno para el diseño de redes de drenaje pluvial (Adaptado por el Department of Energy and Water Supply, 2013).**

Tipo	Descripción	Tr (años)
Centro de negocios	Zonas donde el uso principal es para las actividades de venta al por menor o de negocios y donde los edificios son comúnmente construidos hasta los límites de la propiedad, los toldos sobresalen sobre la banqueta y el paisaje es mínimo o inexistente. Estas áreas de negocios a menudo se encuentran en las partes más antiguas de la ciudad o pueblo.	10
Áreas comerciales	Zonas donde los usos primarios incluyen las ventas al por menor, actividades comerciales, hoteles etc. Pueden incluir centros para exposiciones , restaurantes, clubes deportivos	10
Zonas industriales	Las áreas donde las actividades principales llevadas a cabo son la producción, el procesamiento de productos, instalaciones de almacenamiento, etcétera	2
Zonas urbanas con alta densidad	Áreas urbanas que tienen más de 20 viviendas por cada 10 000 m <sup>2</sup> (hectárea), como edificios de departamentos, unidades habitacionales y zonas suburbanas altamente pobladas	10
Zonas urbanas de mediana densidad	Las áreas residenciales que tienen más de 5 y hasta 20 unidades de vivienda por cada 10 000 m <sup>2</sup> (hectárea)	2
Zonas rurales	Áreas residenciales rurales que tienen entre 2 y 5 unidades de vivienda por cada 10 000 m <sup>2</sup> (hectárea)	2
Espacios abiertos	Las áreas abiertas utilizadas principalmente para la recreación, como parques, campos de golf, etcétera	1

**Tabla 13 Periodos de retorno para el diseño de captaciones en vialidades (Adoptado por la CONAGUA, 2007).**

Tipo de vialidad	Tr (años)
Arteria.- Autopistas urbanas y avenidas que garantizan la comunicación básica de la ciudad.	5
Distribuidora.- Vías que distribuyen el tráfico proveniente de la vialidad arterial o que la alimentan.	3
Local.- Avenidas y calles cuya importancia no traspasa la zona servida.	1.5
Especial.- Acceso e instalaciones de seguridad nacional y servicio públicos vitales	10

Para analizar y comparar el comportamiento de cada tipo de rejilla en forma aislada y de manera integral, se plantean gastos de diseño con periodos de retorno de 5,10, 20, 50 y 100 años. Para las pruebas de simulación el gasto de diseño corresponde a una zona del país con alto índice de precipitación, como es el estado de Tabasco (Figura 54).



**Figura 54. Distribución de la precipitación pluvial normal, 1971-2000**

**Fuente: CONAGUA. Coordinación General del Servicio Meteorológico Nacional. 2013**

### **4.6.1 Precipitación**

Los valores precipitación para la simulación fueron tomados del Extractor Rápido de Información Climática (ERIC III), en el cual se obtuvo información de 51 años de registros de la estación 1030 “Villahermosa, Tabasco” que van del año 1950 al año 2000. Con base en los registros de precipitación diaria se calcularon los valores de precipitación máxima anual presentes en la **Tabla 14**.

Tabla 14. Precipitación (mm) Estación Villahermosa, Tabasco.

	Año	Hp (mm)		Año	Hp(mm)
<b>1</b>	1950	88.3	<b>27</b>	1976	205
<b>2</b>	1951	84.2	<b>28</b>	1977	109.3
<b>3</b>	1952	80.3	<b>29</b>	1978	110.2
<b>4</b>	1953	97.4	<b>30</b>	1979	74
<b>5</b>	1954	129.5	<b>31</b>	1980	229.3
<b>6</b>	1955	180	<b>32</b>	1981	98.7
<b>7</b>	1956	75.2	<b>33</b>	1982	80.4
<b>8</b>	1957	200.5	<b>34</b>	1983	90.1
<b>9</b>	1958	16.5	<b>35</b>	1984	79.3
<b>10</b>	1959	160	<b>36</b>	1985	90.5
<b>11</b>	1960	110	<b>37</b>	1986	43.3
<b>12</b>	1961	102.5	<b>38</b>	1987	120.5
<b>13</b>	1962	70	<b>39</b>	1988	90.7
<b>14</b>	1963	180	<b>40</b>	1989	105.1
<b>15</b>	1964	80	<b>41</b>	1990	86.9
<b>16</b>	1965	105	<b>42</b>	1991	97.3
<b>17</b>	1966	140	<b>43</b>	1992	300
<b>18</b>	1967	194	<b>44</b>	1993	69.2
<b>19</b>	1968	133	<b>45</b>	1994	65.9
<b>20</b>	1969	109	<b>46</b>	1995	120.4
<b>21</b>	1970	90.5	<b>47</b>	1996	86.5
<b>22</b>	1971	116.5	<b>48</b>	1997	180.3
<b>23</b>	1972	166.5	<b>49</b>	1998	55.2
<b>24</b>	1973	132.5	<b>50</b>	1999	97.6
<b>25</b>	1974	74.5	<b>51</b>	2000	124
<b>26</b>	1975	192.5			

#### 4.6.2 Coeficiente de escurrimiento C

El coeficiente de escurrimiento (C) representa la fracción de la lluvia que escurre en forma directa y toma valores entre cero y uno, y varía notablemente entre una cuenca y otra, y de una tormenta a otra, debido a las condiciones de humedad iniciales. Sin embargo, es común tomar valores de C representativos de acuerdo con ciertas características de las cuencas como la vegetación, pendientes del terreno y uso de suelos.

Tabla 15. Valores de coeficiente de escurrimiento

Tipo de área drenada	Coeficiente de escurrimiento	
	Mínimo	Máximo
<b>ZONAS COMERCIALES</b>		
Zona comercial	0.70	0.95
Vecindarios	0.50	0.70
<b>ZONAS RESIDENCIALES</b>		
Unifamiliares	0.30	0.50
Multifamiliares, espacios	0.40	0.60
Multifamiliares, compactos	0.60	0.75
Semiurbanas	0.25	0.40
Casas habitación	0.50	0.70
<b>ZONAS INDUSTRIALES</b>		
Espaciado	0.50	0.80
Compacto	0.60	0.90
CEMENTERIOS, PARQUES	0.10	0.25
CAMPOS DE JUEGO	0.20	0.35
PATIOS DE FERROCARRIL	0.20	0.40
ZONAS SUBURBANAS	0.10	0.30
<b>CALLLES</b>		
Asfaltadas	0.70	0.95
De concreto hidráulico	0.80	0.95



Tipo de área drenada	Coeficiente de escurrimiento	
	Mínimo	Máximo
Adoquinadas	0.70	0.85
ESTACIONAMIENTOS	0.75	0.85
TECHADOS	0.75	0.95
PRADERAS		
Suelos arenosos planos (pendientes 0.02)	0.05	0.10
Suelos arenosos con pendientes medias (0.02-0.07)	0.10	0.15
suelos arenosos escarpados (0.07 o más)	0.15	0.20
suelos arcillosos con planos (0.02 o menos)	0.13	0.17
suelos arcillosos con pendientes medias (0.02-0.07 )	0.18	0.22
suelos arcillosos escarpados (0.07 o más)	0.25	0.35

Para este caso de estudio el coeficiente de escurrimiento será igual a 0.95 debido a que se trata de calles pavimentadas.

#### 4.6.3 Curvas i-d-Tr

Las Curvas de Intensidad Duración Período de Retorno, mejor conocidas como curvas I-D-Tr, representan una forma conjunta de las tres variables con las cuales se define la lluvia y son indispensables en el dimensionamiento de estructuras hidráulicas, tales como: canales, puentes, alcantarillas, bordos, drenajes pluviales urbanos, determinación de los niveles de inundación en las márgenes de los ríos, entre otros.

Debido al gran problema que generan las inundaciones en las ciudades, el desalojo seguro y eficiente del agua pluvial debe realizarse mediante estructuras hidráulicas correctamente dimensionadas. Para el dimensionamiento de estas estructuras es necesario contar con una tormenta de diseño, la cual debe estar asociada a una probabilidad de ocurrencia (por ejemplo: la probabilidad de que se iguale o exceda

por lo menos una vez en el período de tiempo considerado). La relación de la intensidad de la lluvia con su duración y su probabilidad de ocurrencia, está dada por las curvas de Intensidad –Duración-Período de retorno, conocidas como Curvas I-D-Tr. Normalmente, las Curvas I-D-Tr se construyen a partir de los registros pluviográficos subdividiendo el registro de las lluvias en intervalos de una duración determinada.

En México, como en otros países, la red de pluviógrafos es escasa; sin embargo, la red de los registros de pluviómetros, que registran lluvias máximas acumuladas en veinticuatro horas es más densa. En estos dispositivos las lecturas se toman todos los días a las 8:00 a.m., como altura de lámina de agua en mm.

Para el cálculo de las curvas I-D-Tr se utilizó la metodología del libro “Procesos del Ciclo Hidrológico” (1998) de Francisco Campos Aranda, este se basa en la ecuación de F. C. Bell, el cual combinó las relaciones *duración – lluvia* y los coeficientes *frecuencia – lluvia* para obtener la relación general, representada por la siguiente ecuación, en función de la lluvia de duración 60 minutos y periodo de retorno 2 años ( $P_2^{60}$ ):

$$P_T^t = (0.35 \ln T + 0.76)(0.54t^{0.25} - 0.50)(P_2^{60}) \quad \text{Ecuación 12}$$

Dónde:

$P_{Tr}^t$  = Precipitación de duración t minutos y periodo de retorno Tr años, en milímetros.

$P_2^{60}$  = Precipitación de duración 60 minutos y Tr de 2 años, en milímetros.

Tr = Periodo de retorno, en años.

t = Duración de la lluvia, en minutos.

Se puede entender que  $P_{Tr}^t$  es la lámina o altura de precipitación en una cierta duración de los diferentes periodos de retorno.

#### 4.6.4 Cálculo de $P_2^{60}$

La lluvia de duración 60 minutos y periodo de retorno 2 años, puede ser evaluada con la relación respecto a la lluvia máxima en 24 horas con igual periodo de retorno, es decir:

$$P_2^{60\text{min}} / P_2^{24\text{hr}} = K \rightarrow P_2^{60\text{min}} = KP_2^{24\text{hr}} \quad \text{Ecuación 13}$$

Donde:

$K$  = Coeficiente que se obtiene de acuerdo a los siguientes criterios:

- a) D. M. Hershfield.
- b) Organización Meteorológica Mundial.

$P_2^{24\text{hr}}$  = se calcula basándose en el análisis estadístico del registro de las lluvias máximas diarias anuales.

#### 4.6.5 Estimación de $K$

- a) Criterio de D. M. Hershfield.

De acuerdo a los estudios hechos por Hershfield,  $K$  varía de 0.10 a 0.60, y se puede estimar para cada zona con el Tabla 16:

Tabla 16. Valor de K para las características de la cuenca

CARACTERÍSTICAS DE LA CUENCA	K
Baja incidencia de tormentas convectivas o aguaceros y donde las grandes lluvias proceden de tormentas no convectivas.	En este caso, los valores de K son bajos.
En el lado de barlovento de las montañas, donde las lluvias comienzan primero y terminan después que los valles y lados de sotavento.	En este caso, los valores de K son bajos.
Donde los procesos orográficos son la causa principal de las fuertes lluvias en invierno.	Menos de 0.40.
En regiones de baja lluvia anual, donde el número de días con lluvia es pequeño.	Menos de 0.40.
En donde es muy probable que la lluvia máxima diaria anual provenga de una tormenta convectiva de verano, de duración sustancialmente menor a 24 hr.	En este caso, los valores de K son altos.
En regiones de alta incidencia de aguaceros fuertes, donde la lluvia máxima anual, tanto de 60 minutos como de 24 horas, provienen generalmente de la misma tormenta.	Mayor que 0.40.

En nuestro caso, las características de la cuenca donde se ubica el cauce estudiado coinciden con los valores altos del coeficiente; por lo que se toma  $K = 0.50$ .

b) Criterio propuesto por la Organización Meteorológica Mundial.

Este criterio indica que el valor de K se puede obtener de acuerdo al número medio de días con lluvia por año, considerando días con lluvia mayor o igual a un milímetro, utilizando la Tabla 17.

Tabla 17. Valor de K respecto al número de días con lluvia

Número medio de días con lluvia por año	1	8	16	24
Valor de K	0.20	0.30	0.40	0.50

Para este caso se obtiene como resultado el valor de 0.5, coincidiendo con el valor estimado anteriormente.

#### 4.6.6 Cálculo de la precipitación máxima diaria

Se utilizó el criterio de interpolación para el cálculo de la precipitación máxima diaria de cualquier periodo de retorno, de acuerdo a la siguiente expresión:

$$P_{Tr} = A + B \text{ Log } Tr \quad \text{Ecuación 14}$$

Dónde:

$P_{Tr}$  = Precipitación máxima diaria para el periodo de retorno.

$Tr$  = Periodo de retorno.

$A, B$  = Parámetro de ajuste de la regresión lineal.

#### 4.6.7 Periodo de retorno

El cálculo del periodo de retorno para una serie anual de máximos, como en este caso, se hace con la fórmula:

$$Tr = \frac{N + 1}{M} \quad \text{Ecuación 15}$$

Dónde:

$N$  = Número total de eventos en la serie anual, igual al número de años de registro.

$M$  = Número de orden del evento, arreglados en forma decreciente, con uno para el mayor y  $N$  para el menor.

#### 4.6.8 Parámetros A y B

Los parámetros de ajuste de la ecuación de  $P_{Tr}$ , se pueden evaluar como:

$$B = \frac{S_{xy}}{S_x^2} \quad \text{Ecuación 16}$$

$$A = \bar{Y} - B\bar{X} \quad \text{Ecuación 17}$$

$$S_{xy} = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N (x_i y_i) - \bar{X}\bar{Y} \quad \text{Ecuación 18}$$

Dónde:

$S_{xy}$  = Covarianza.

$S_x^2$  = Varianza.

$\bar{Y}$  = Media de las precipitaciones máximas anuales.

$\bar{X}$  = Media de los logaritmos de los periodos de retorno.

En la Tabla 18 se presenta el cálculo auxiliar para el procedimiento estadístico del registro en estudio, el cual se utiliza para obtener los parámetros de ajuste A y B.

**Tabla 18. Cálculo auxiliar para la obtención de los parámetros de ajuste**

M	Pmáx	Tr	Log Tr	Pmáx*LogTr	(Log Tr) <sup>2</sup>	Pmáx*2
1	300	52.00	1.72	514.80	2.94	600.00
2	229.3	26.00	1.41	324.45	2.00	458.60
3	205	17.33	1.24	253.97	1.53	410.00
4	200.5	13.00	1.11	223.35	1.24	401.00
5	194	10.40	1.02	197.30	1.03	388.00
6	192.5	8.67	0.94	180.54	0.88	385.00
7	180.3	7.43	0.87	157.02	0.76	360.60
8	180	6.50	0.81	146.32	0.66	360.00
9	180	5.78	0.76	137.12	0.58	360.00
10	166.5	5.20	0.72	119.21	0.51	333.00
11	160	4.73	0.67	107.94	0.46	320.00
12	140	4.33	0.64	89.16	0.41	280.00
13	133	4.00	0.60	80.07	0.36	266.00
14	132.5	3.71	0.57	75.51	0.32	265.00
15	129.5	3.47	0.54	69.92	0.29	259.00
16	124	3.25	0.51	63.47	0.26	248.00
17	120.5	3.06	0.49	58.51	0.24	241.00
18	120.4	2.89	0.46	55.47	0.21	240.80
19	116.5	2.74	0.44	50.94	0.19	233.00
20	110.2	2.60	0.41	45.73	0.17	220.40
21	110	2.48	0.39	43.32	0.16	220.00
22	109.3	2.36	0.37	40.83	0.14	218.60
23	109	2.26	0.35	38.62	0.13	218.00
24	105.1	2.17	0.34	35.29	0.11	210.20
25	105	2.08	0.32	33.40	0.10	210.00
26	102.5	2.00	0.30	30.86	0.09	205.00
27	98.7	1.93	0.28	28.09	0.08	197.40
28	97.6	1.86	0.27	26.24	0.07	195.20
29	97.4	1.79	0.25	24.70	0.06	194.80
30	97.3	1.73	0.24	23.24	0.06	194.60
31	90.7	1.68	0.22	20.37	0.05	181.40
32	90.5	1.63	0.21	19.08	0.04	181.00
33	90.5	1.58	0.20	17.87	0.04	181.00
34	90.1	1.53	0.18	16.63	0.03	180.20
35	88.3	1.49	0.17	15.18	0.03	176.60
36	86.9	1.44	0.16	13.88	0.03	173.80
37	86.5	1.41	0.15	12.78	0.02	173.00
38	84.2	1.37	0.14	11.47	0.02	168.40
39	80.4	1.33	0.12	10.05	0.02	160.80
40	80.3	1.30	0.11	9.15	0.01	160.60
41	80	1.27	0.10	8.26	0.01	160.00
42	79.3	1.24	0.09	7.36	0.01	158.60
43	75.2	1.21	0.08	6.21	0.01	150.40
44	74.5	1.18	0.07	5.41	0.01	149.00
45	74	1.16	0.06	4.65	0.00	148.00
46	70	1.13	0.05	3.73	0.00	140.00
47	69.2	1.11	0.04	3.04	0.00	138.40
48	65.9	1.08	0.03	2.29	0.00	131.80
49	55.2	1.06	0.03	1.42	0.00	110.40
50	43.3	1.04	0.02	0.74	0.00	86.60
51	16.5	1.02	0.01	0.14	0.00	33.00
<b>Suma</b>	5918.10	234.98	21.33	3465.09	16.40	11836.20
<b>Media</b>	116.04		0.42			

$$N= 51$$

$$K= 0.5$$

$$S^2x= 0.15$$

$$Sxy= 19.42$$

$$B= 129.85$$

$$A= 61.74$$

Ecuación para determinar la lámina de precipitación:

$$P_{Tr} = 61.74 + 129.85 \text{ Log } Tr$$

Posteriormente se calculó la lámina de precipitación para el periodo de retorno de dos años y 60 minutos de duración.

Lamina de precipitación para 2 años de periodo de retorno:

$$P_{Tr}^2 = 61.74 + 129.85 \text{ Log } (2) = 100.83$$

Corrección por intervalos fijos de operación:

$$P_{Tr}^2 = 100.83 * 1.13 = 113.94$$

Los valores de la precipitación máxima para  $Tr = 2$  años se corrigieron por intervalos fijos de operación, según los estudios hechos por L. L. Weiss, este valor es 1.13% el cual conduce a magnitudes más aproximadas a las verdaderas.



Lámina de precipitación para dos años de periodo de retorno y 60 minutos, multiplicada por 0.5 valor escogido de acuerdo a criterio de Criterio de D. M. Hershfield:

$$P_{Tr60}^2 = 113.94 * 0.5 = 56.97$$

**Tabla 19. Alturas de precipitación (mm)**

Duración (min)	Periodo de retorno (años)									
	2	5	10	20	50	100	200	500	1000	10000
5	17.56	23.18	27.43	31.68	37.30	41.55	45.80	51.42	55.67	69.78
10	26.29	34.70	41.06	47.42	55.83	62.19	68.56	76.96	83.33	104.46
20	36.67	48.40	57.27	66.14	77.87	86.74	95.62	107.35	116.22	145.69
30	43.63	57.58	68.14	78.69	92.65	103.21	113.76	127.72	138.27	173.34
40	49.01	64.69	76.55	88.40	104.08	115.94	127.80	143.48	155.33	194.73
50	53.46	70.56	83.50	96.43	113.53	126.47	139.40	156.50	169.44	212.41
60	57.28	75.61	89.47	103.33	121.65	135.52	149.38	167.70	181.56	227.61
70	60.66	80.06	94.74	109.42	128.82	143.50	158.17	177.58	192.25	241.01
80	63.69	84.06	99.47	114.88	135.25	150.66	166.07	186.44	201.85	253.04
90	66.44	87.70	103.77	119.85	141.10	157.18	173.26	194.51	210.59	264.00
100	68.98	91.04	107.73	124.42	146.49	163.18	179.87	201.93	218.63	274.07
110	71.33	94.15	111.41	128.67	151.48	168.74	186.00	208.82	226.08	283.42
120	73.53	97.05	114.84	132.63	156.15	173.94	191.73	215.25	233.04	292.14

#### 4.6.9 Construcción de la curva intensidad - duración – periodo de retorno

Una vez obtenidos los valores de la altura de precipitación de los diferentes periodos de retorno se obtiene la intensidad de precipitación con la siguiente fórmula propuesta por Campos Aranda (1998):

$$I_{Tr}^t = \frac{P_{Tr}^t}{t} \quad \text{Ecuación 19}$$

$I_{Tr}^t$  = Intensidad de la lluvia en mm/h, para un período de retorno  $Tr$  en años y una duración  $t$  en horas.

$P_{Tr}^t$  = Altura de precipitación en mm, para un período de retorno  $Tr$  en años y una duración  $t$  de la tormenta en minutos.

$t$  = Duración de la tormenta en horas.

Tabla 20. Intensidad de precipitación (mm/h)

Duración (min)	Periodo de retorno (años)									
	2	5	10	20	50	100	200	500	1000	10000
5	210.76	278.18	329.18	380.17	447.59	498.59	549.59	617.00	668.00	837.41
10	157.74	208.20	246.37	284.54	334.99	373.16	411.33	461.79	499.96	626.75
20	110.00	145.19	171.81	198.43	233.61	260.23	286.85	322.04	348.66	437.08
30	87.25	115.16	136.28	157.39	185.30	206.41	227.52	255.43	276.55	346.68
40	73.51	97.03	114.82	132.61	156.12	173.91	191.70	215.21	233.00	292.09
50	64.15	84.67	100.20	115.72	136.24	151.76	167.28	187.80	203.33	254.89
60	57.28	75.61	89.47	103.33	121.65	135.52	149.38	167.70	181.56	227.61
70	51.99	68.62	81.20	93.78	110.42	123.00	135.58	152.21	164.79	206.58
80	47.76	63.04	74.60	86.16	101.44	112.99	124.55	139.83	151.39	189.78
90	44.30	58.46	69.18	79.90	94.07	104.79	115.51	129.67	140.39	176.00
100	41.39	54.63	64.64	74.65	87.89	97.91	107.92	121.16	131.18	164.44
110	38.91	51.35	60.77	70.18	82.63	92.04	101.46	113.90	123.32	154.59
120	36.76	48.52	57.42	66.31	78.07	86.97	95.87	107.63	116.52	146.07

Con estos resultados obtenemos las curvas I-D-Tr:

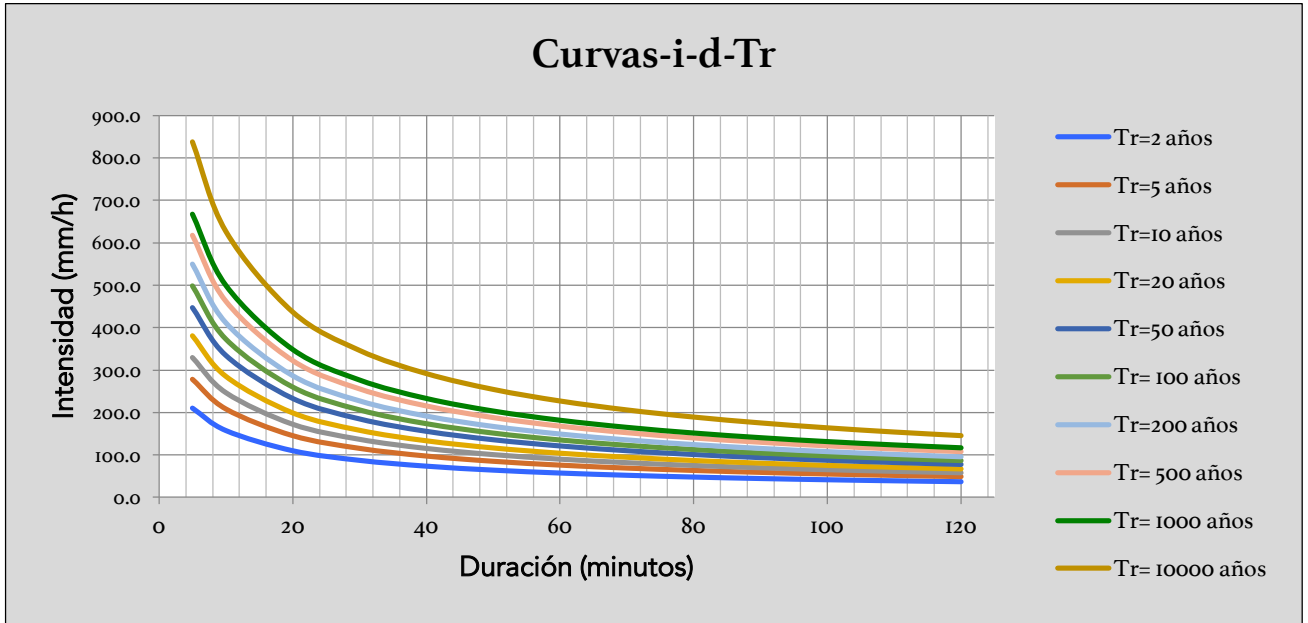


Figura 55. Curvas Intensidad-duración-periodo de retorno

#### 4.6.10 Método Racional Americano

La fórmula racional es posiblemente el modelo más antiguo de la relación lluvia escurrimiento. Este modelo toma en cuenta, además del área de la cuenca, la altura o intensidad de la precipitación y es hoy en día muy utilizado, particularmente en el diseño de drenajes urbanos. La ecuación por la que se rige este método es la siguiente:

$$Q_{max} = CiA$$

Ecuación 20

Dónde:

$Q_{máx}$ = Gasto máximo en m<sup>3</sup>/s

C= Coeficiente de escurrimiento

A= Área de la cuenca en m<sup>2</sup>

$i$ = Intensidad de la lamina de precipitación en m/s

Entre las limitaciones destacadas por algunos autores acerca del Método Racional se pueden referir:

- Proporciona solamente un caudal pico, no el hidrograma de creciente para el diseño.
- Supone que la lluvia es uniforme en el tiempo (intensidad constante) lo cual es sólo cierto cuando la duración de la lluvia es muy corta.
- Supone que la lluvia es uniforme en toda el área de la cuenca en estudio, lo cual es parcialmente válido si la extensión de ésta es muy pequeña.
- Asume que la escorrentía es directamente proporcional a la precipitación (si duplica la precipitación, la escorrentía se duplica también). En la realidad, esto no es cierto, pues la escorrentía depende también de muchos otros factores, tales como precipitaciones antecedentes, condiciones de humedad antecedente del suelo, etc.
- Ignora los efectos de almacenamiento o retención temporal del agua escurrida en la superficie, cauces, conductos y otros elementos (naturales y artificiales).
- Asume que el período de retorno de la precipitación y el de la escorrentía son los mismos, lo que sería cierto en áreas impermeables, en donde las condiciones de humedad antecedente del suelo no influyen de forma significativa en la Escorrentía Superficial.

Pese a estas limitaciones, el Método Racional se usa prácticamente en todos los proyectos de drenaje vial, urbano o agrícola, siempre teniendo en cuenta que producirá resultados aceptables en áreas pequeñas y con alto porcentaje de

impermeabilidad, por ello es recomendable que su uso se limite a cuencas con extensiones inferiores a las 200 Ha.

Para la ubicación de las coladeras, se procura que su separación no exceda de 200 m, de acuerdo al reglamento del *Sistema Intermunicipal de los Servicios de Agua Potable y Alcantarillado del estado de Jalisco, en su apartado 3.6 Alcantarillado Pluvial*, mencionado en el apartado 2.4.4 de este mismo escrito, el cual es la única norma mexicana que contempla la separación entre bocas de tormenta. Atendiendo a lo anterior se consideró un área de influencia para la boca de tormenta de 0.032 ha, tomando en cuenta una separación de 40 m entre coladeras y 8 metros para el ancho de la avenida.

**Tabla 21. Datos de coeficiente de escurrimiento y áreas para la subcuenca**

A=	320	m <sup>2</sup>
C=	0.95	

Los valores de la intensidad fueron tomados de los obtenidos en las curvas I-D-Tr para una duración de 10 minutos. En el Tabla 22 se muestran los gastos máximos obtenidos para los diferentes periodos de retorno.

**Tabla 22. Intensidad y gastos máximos por periodo de retorno**

$i(T_{r_{5\text{años}}})=$	208.20 mm/h
$i(T_{r_{10\text{años}}})=$	246.37 mm/h
$i(T_{r_{20\text{años}}})=$	284.34 mm/h
$i(T_{r_{50\text{años}}})=$	334.99 mm/h
$i(T_{r_{100\text{años}}})=$	373.16 mm/h
<hr/>	
$Q_L$	
$(T_{r_{5\text{años}}})=$	0.01758 m <sup>3</sup> /s
	17.58 l/s
$Q_L$	
$(T_{r_{10\text{años}}})=$	0.02080 m <sup>3</sup> /s
	20.80 l/s
$Q_L$	
$(T_{r_{20\text{años}}})=$	0.02403 m <sup>3</sup> /s
	24.03 l/s
$Q_L$	
$(T_{r_{50\text{años}}})=$	0.02829 m <sup>3</sup> /s
	28.29 l/s
$Q_L$	
$(T_{r_{100\text{años}}})=$	0.03151 m <sup>3</sup> /s
	31.51 l/s

Sin embargo, para fines de diseño de captaciones en vialidades, el gasto de diseño de la boca de tormenta consiste en el flujo generado por su área tributaria ( $Q_L$ ) más el flujo que deja pasar la boca de tormenta de aguas arriba ( $Q_P$ ). Este enfoque denominado *Método de Adición* es válido únicamente cuando  $Q_P$  es reducido y las subcuencas tributarias a cada sumidero son aproximadamente iguales (Guo, 2006). Por lo que para los fines de las pruebas experimentales, también se consideraron gastos de diseño de 60, 80 y 100 l/s para cada condición.

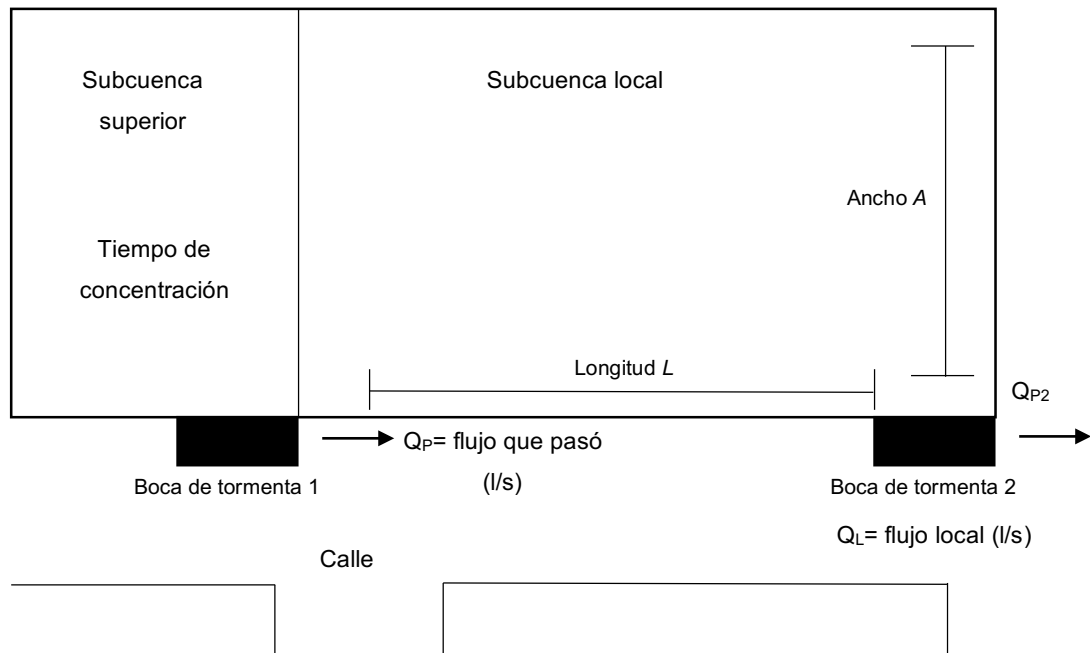


Figura 56 Esquema de ubicación de bocas de tormenta según el enfoque del Método de Adición (Guo, 2006).



#### 4.7 Metodología en los ensayos de la eficiencia hidráulica en el modelo de bocas de tormenta

1. *Pruebas preliminares.* Consistieron principalmente en alimentar al modelo con varios gastos, incluyendo el máximo de diseño, con la finalidad de detectar fugas y determinar sus limitaciones, tanto del equipo de bombeo, sistema de distribución, control y medición. Con lo que se garantizó el correcto funcionamiento del modelo con los gastos de diseño.
2. *Calibración del modelo.* Se calibró el vertedor de aforo colocado al final del canal de descarga, el cual presenta la curva de carga-gasto de la Figura 59 de acuerdo a la fórmula de Kindsvater-Carter (ISO 1438/1-1980 (E)):

$$Q = C_e \frac{2}{3} \sqrt{2g} b_e h_e^{\frac{3}{2}} \quad \text{Ecuación 21}$$

en donde:

$C_e$  es el coeficiente de descarga;

$b_e = b + k_b$ , y es el ancho efectivo;

$h_e = h + k_h$ , y es la carga efectiva.

Para evaluar  $C_e$  se hace uso de la Figura 57 que muestra los valores determinados experimentalmente de  $C_e$  como función de  $h/p$  para valores representativos de  $b/B$ .

Por su parte  $k_b$  y  $k_h$  son valores determinados experimentalmente, en metros, que permiten compensar los efectos combinados de la viscosidad y la tensión superficial. La Figura 58 muestra los valores de  $k_b$ , determinados de manera experimental como función de  $b/B$  y  $k_h$  puede ser tomado como un valor constante

de 0.001 m para vertedores construidos conforme a las especificaciones de la norma citada.

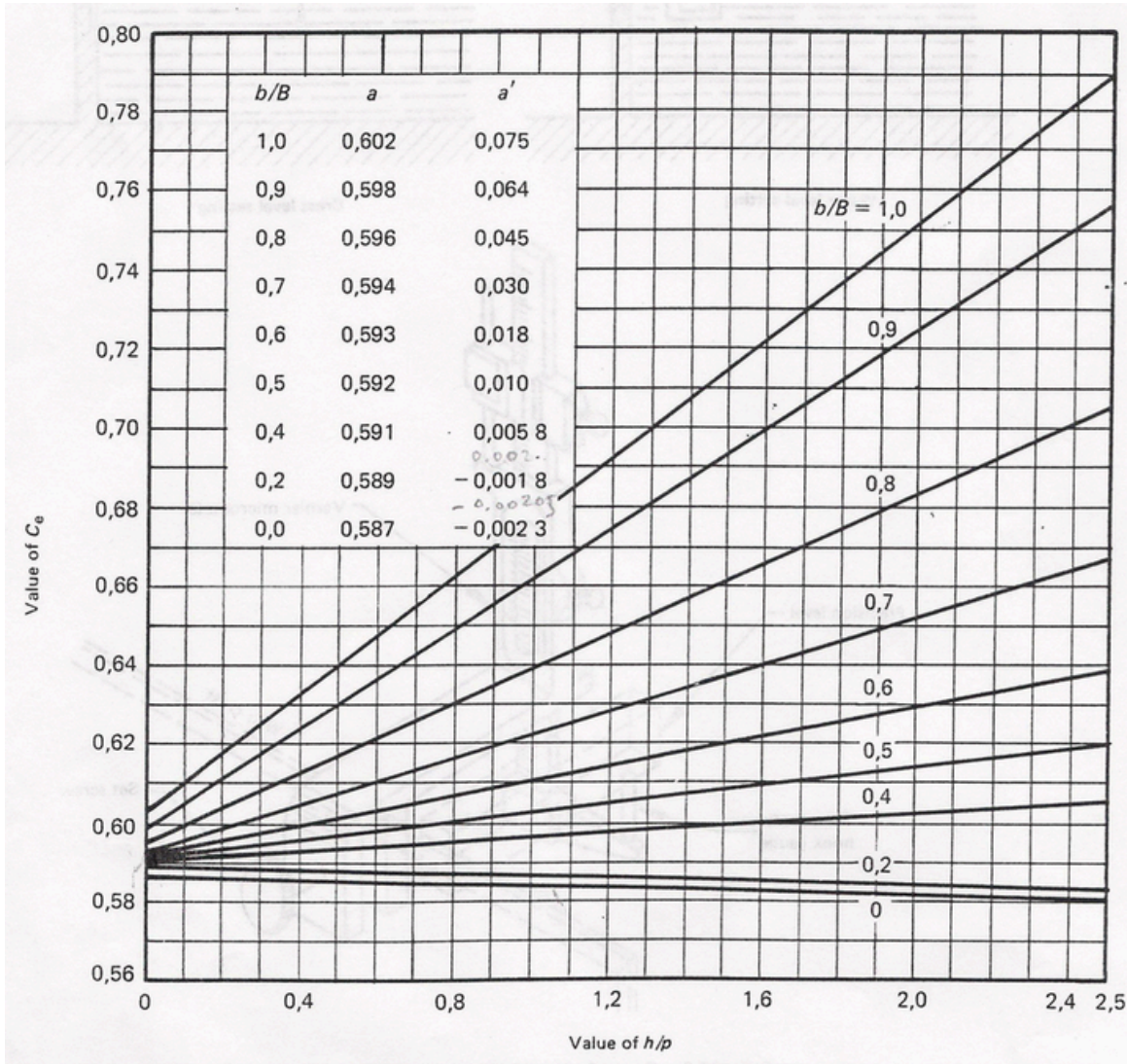


Figura 57 Coeficiente de descarga  $C_e$

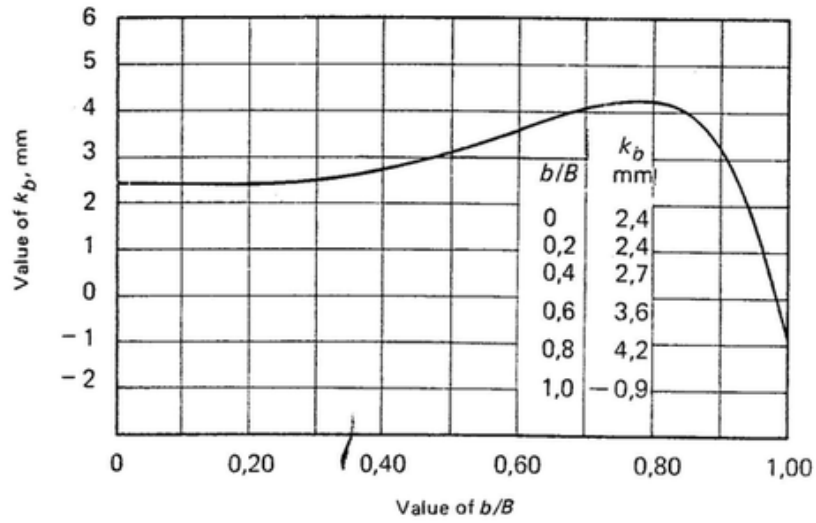


Figura 58 Valores de  $k_b$  relacionados a  $b/B$

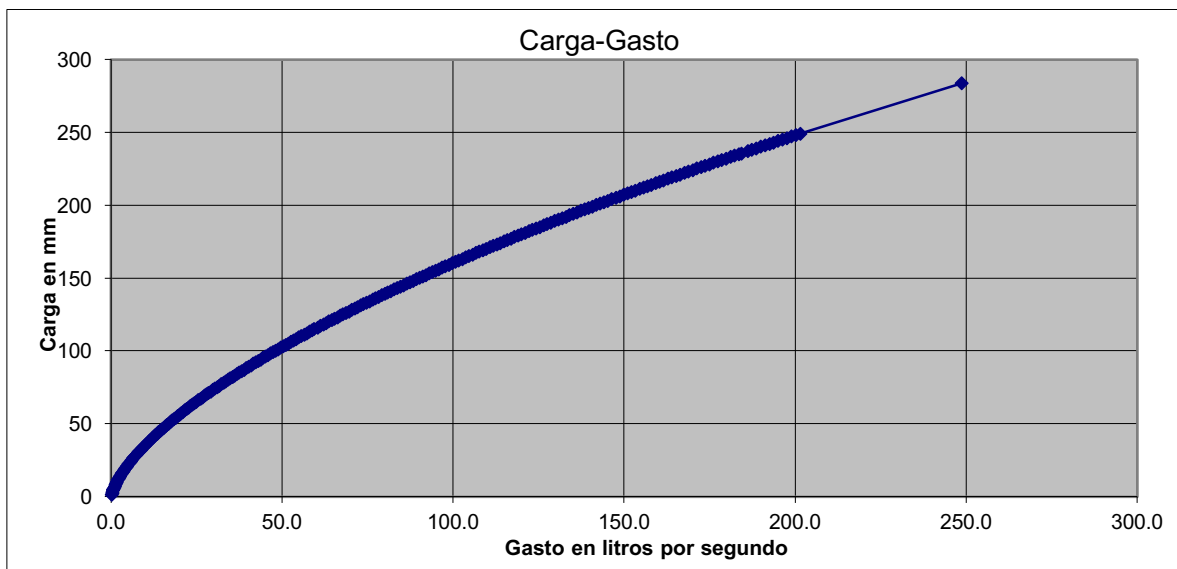


Figura 59 Curva de calibración carga-gasto del vertedor de contracción lateral y cresta delgada del canal de descarga

Tabla 23 Datos para la construcción de la curva de calibración anterior

Carga $h$ en mm	Gasto en lps	Carga $h$ en mm	Gasto en lps	Carga $h$ en mm	Gasto en lps	Carga $h$ en mm	Gasto en lps	Carga $h$ en mm	Gasto en lps
1	0.127	51	17.286	101	48.756	151	90.998	201	142.939
2	0.233	52	17.797	102	49.501	152	91.944	202	144.073
3	0.359	53	18.313	103	50.249	153	92.894	203	145.210
4	0.502	54	18.834	104	51.002	154	93.847	204	146.351
5	0.661	55	19.360	105	51.759	155	94.805	205	147.496
6	0.833	56	19.892	106	52.521	156	95.766	206	148.645
7	1.019	57	20.428	107	53.286	157	96.732	207	149.797
8	1.216	58	20.970	108	54.056	158	97.701	208	150.953
9	1.425	59	21.517	109	54.830	159	98.674	209	152.112
10	1.645	60	22.069	110	55.608	160	99.650	210	153.276
11	1.875	61	22.625	111	56.391	161	100.631	211	154.442
12	2.116	62	23.187	112	57.177	162	101.615	212	155.613
13	2.366	63	23.754	113	57.968	163	102.603	213	156.787
14	2.625	64	24.326	114	58.762	164	103.595	214	157.965
15	2.894	65	24.903	115	59.350	165	104.591	215	159.146
16	3.171	66	25.484	116	60.364	166	105.591	216	160.331
17	3.457	67	26.071	117	61.171	167	106.594	217	161.520
18	3.751	68	26.662	118	61.982	168	107.601	218	162.712
19	4.053	69	27.258	119	62.798	169	108.612	219	163.908
20	4.363	70	27.859	120	63.617	170	109.627	220	165.108
21	4.681	71	28.465	121	64.440	171	110.646	221	166.311
22	5.006	72	29.075	122	65.268	172	111.668	222	167.518
23	5.339	73	29.690	123	66.099	173	112.694	223	168.728
24	5.679	74	30.310	124	66.935	174	113.724	224	169.943
25	6.027	75	30.935	125	67.774	175	114.757	225	171.160
26	6.381	76	31.564	126	68.618	176	115.795	226	172.382
27	6.743	77	32.198	127	69.466	177	116.836	227	173.607
28	7.111	78	32.836	128	70.317	178	117.881	228	174.835
29	7.486	79	33.479	129	71.173	179	118.929	229	176.067
30	7.868	80	34.127	130	72.033	180	119.981	230	177.303
31	8.256	81	34.779	131	72.896	181	120.962	231	178.543
32	8.651	82	35.435	132	73.764	182	122.097	232	179.786
33	9.052	83	36.097	133	74.636	183	123.161	233	181.032
34	9.459	84	36.762	134	75.511	184	124.228	234	182.283
35	9.873	85	37.433	135	76.391	185	125.299	235	183.537
36	10.292	86	38.107	136	77.274	186	126.374	236	184.167
37	10.718	87	38.787	137	78.162	187	127.452	237	186.055
38	11.150	88	39.470	138	79.053	188	128.534	238	187.320
39	11.588	89	40.158	139	79.949	189	129.620	239	188.588
40	12.032	90	40.851	140	80.848	190	130.710	240	189.860
41	12.481	91	41.548	141	81.751	191	131.803	241	191.136
42	12.936	92	42.249	142	82.658	192	132.900	242	192.415
43	13.397	93	42.955	143	83.569	193	134.001	243	193.697
44	13.864	94	43.665	144	84.484	194	135.105	244	194.984
45	14.337	95	44.379	145	85.403	195	136.213	245	196.273
46	14.814	96	45.098	146	86.326	196	137.325	246	197.567
47	15.298	97	45.821	147	87.252	197	138.440	247	198.864
48	15.787	98	46.548	148	88.183	198	139.559	248	200.165
49	16.281	99	47.280	149	89.117	199	140.682	249	201.469
50	16.781	100	48.016	150	90.056	200	141.809	284	248.683

A continuación se muestran los ensayos de calibración de dicho vertedor, que corresponden a su vez a los del vertedor del modelo físico de la presa “Rocheachi”:

**Tabla 24 Ensayos de calibración para el estudio en el modelo físico del vertedor de la presa “Rocheachi” en el arroyo Rocheachi, Guachochi, Chihuahua. Esc. 1:10**

No. De Prueba	No. Vueltas de la Válvula	Límnimetro cm	Q Calculado l/s	Q medidor electromagnético		Diferencia
				l/s		
1	3 3/4	0.10	0.127	-	-	-
2	4	0.45	0.580	-	-	-
3	4 1/2	2.00	4.363	4.40		0.037
4	5	3.90	11.588	10.30		1.288
5	5 9/16	75.00	30.925	27.90		3.025
6	6	92.00	42.249	40.60		1.649
7	6 3/4	118.00	61.982	62.20		0.218
8	7	127.00	69.466	64.20		5.266
9	7 4/5	153.00	92.894	86.00		6.894
10	8	157.00	96.732	93.70		3.032
11	9	183.00	123.161	116.40		6.761
12	10 3/4	211.00	154.442	141.80		12.642

De igual forma se procedió a calibrar el medidor ultrasónico en la tubería de suministro conforme a los gastos aforados en el vertedor arriba mencionado y se establecieron las aperturas de la válvula para cada gasto.

**Tabla 25 Ensayos de calibración del medidor de flujo ultrasónico instalado en la tubería de suministro del tanque amortiguador del modelo de Bocas de Tormenta**

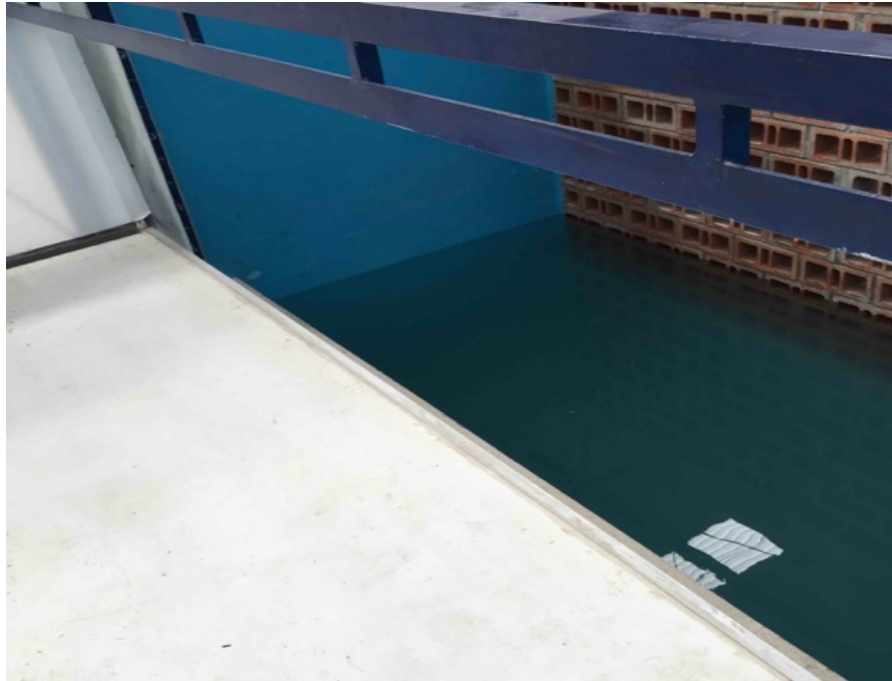
No. de Prueba	No. de vueltas a la válvula	Limnómetro	Q vertedor rectangular	Q medidor ultrasónico	Diferencia	Porcentaje
		(mm)	(l/s)	(l/s)		%
1	2/5	10	1.645	2.066	0.421	20.38
2	3/5	22	5.006	4.84	0.166	3.32
3	4/5	32	8.651	8.709	0.058	0.67
4	1	43	13.397	13.407	0.01	0.07
5	1 1/5	52	17.797	17.94	0.143	0.80
6	1 2/5	61	22.625	22.374	0.251	1.11
7	1 3/5	68	26.662	26.81	0.148	0.55
8	1 4/5	75	30.935	30.66	0.275	0.89
9	2	75.07	35.395	35.411	0.016	0.05
10	2 1/5	86	38.107	38.123	0.016	0.04

3. *Modificación de la pendiente en el tanque de análisis.* Se utilizó el peine de izado para levantar el tanque de análisis para poder girar los pernos que se encuentran en sus soportes y así poder establecer una nueva inclinación en el tanque. Durante los ensayos se establecieron tres pendientes diferentes (0 %, 2% y 2.6%) haciendo uso de una estación total y un estadal para obtener los niveles aguas arriba y aguas debajo de la boca de tormenta en cada tipo de pendiente.



Figura 60 Procedimiento para cambiar la pendiente del tanque de análisis

4. *Inicio de ensayos.* Se abrió la válvula en la tubería de suministro para empezar a llenar el tanque amortiguador, una vez que se encontró lleno y el flujo de ingreso estabilizado, se dio inicio a los ensayos en el tanque de análisis, la boca de tormenta comenzó a captar el flujo y el de derivación fue conducido hacia las salidas aguas abajo de la misma. Se establecieron como suministro al modelo, los gastos de diseño calculados en el apartado 4.6, para periodos de retorno de 5, 10 , 20, 50 y 100 años conforme a la tabla Tabla 22 en cada tipo de rejilla, haciendo uso del medidor de flujo ultrasónico descrito en la sección 0. En todo momento se cuidó que la velocidad del sonido no saliera del rango de 1490 m/s-1492 m/s para poder obtener una correcta medición del flujo de ingreso.



**Figura 61** Llenado del tanque de amortiguamiento.



Figura 62 Ecurrimiento del flujo de agua en el tanque de análisis.



Figura 63 (a) Captación del flujo en la boca de tormenta. (b) Captación del flujo de derivación en las salidas aguas debajo de la boca de tormenta.



5. *Gasto interceptado*. Se aforó el gasto interceptado por la boca de tormenta, una vez que fue captada por la misma y conducida a través del canal de descarga hacia el vertedor de contracción y cresta delgada previamente calibrado. Se obtuvo la carga  $h$  encima de la cresta a través de un limnómetro colocado en el costado del canal de descarga, y se cuantificó el gasto interceptado de acuerdo a su curva de Carga-Gasto (Figura 59).

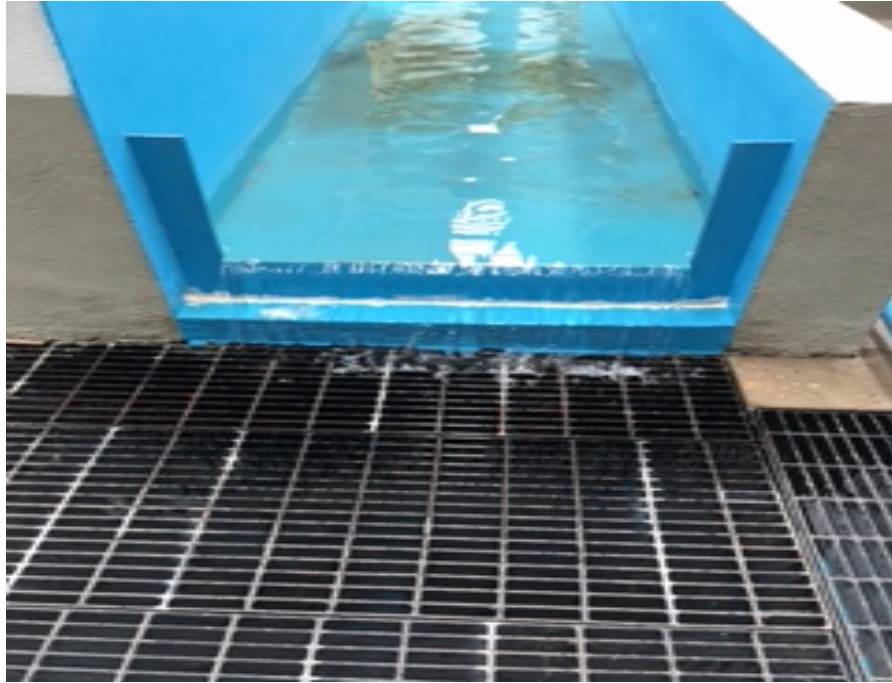


Figura 64 Vertedor de contracción lateral y cresta delgada del canal de descarga

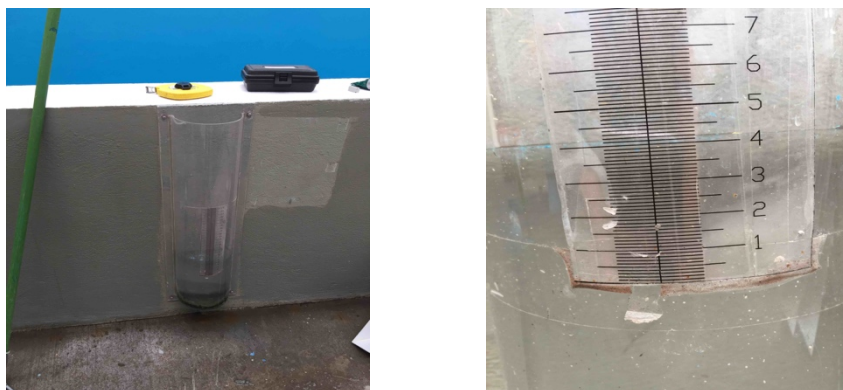


Figura 65 Limnómetro del vertedor en el canal de descarga

6. *Obtención de los tirantes aguas arriba y aguas abajo de la boca de tormenta.* Se midieron los tirantes a través de los piezómetros descritos en la sección 0.

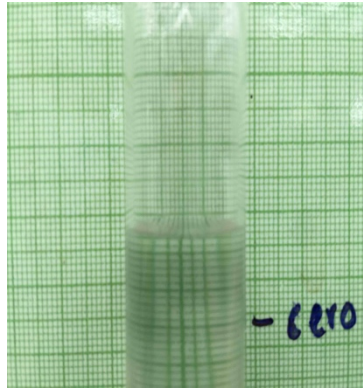


Figura 66 Medición de los tirantes a la entrada y salida de la boca de tormenta

7. *Estimación de la eficiencia hidráulica.* Una vez aforados tanto el gasto interceptado como el gasto de diseño en el modelo, se pudo calcular la eficiencia de la rejilla y el gasto de arrastre o derivación de acuerdo a la Ecuación 1 y la Ecuación 2 respectivamente. Finalmente se procedió a llenar la ficha de experimentación de cada ensayo (Tabla 26).

Tabla 26 Ficha de experimentación

Variables independientes		Variables a medir	
Nombre	Identificador	Nombre	Identificador
Gasto de diseño	$Q_d$ (l/s)	Gasto interceptado	$Q_i$ (l/s)
Pendiente de diseño al 0%, 2% y 2.6%	$S_0$	Eficiencia	$E$ (%)
		Tirante aguas arriba	$y_1$
		Tirante aguas abajo	$y_2$

8. *Pruebas considerando desechos sólidos.* Se repitió el procedimiento descrito anteriormente pero considerando el arrastre de desechos sólidos, se consideró un volumen de 25 litros (2.5 kg) de hojas, ramas, unicel, cartón, envases y bolsas de plástico, cada gasto de diseño se suministró al modelo durante 10 minutos para dar tiempo al taponamiento de la boca de tormenta por la basura obstruida y finalmente se cuantificaron las mismas variables que en el numeral 7.



**Figura 67 Arrastre de de desechos sólidos en la boca de tormenta**

**CAPITULO 5 RESULTADOS**

**5.1 Ensayos experimentales con pendiente  $S_o = 0.00 \%$**

Las siguientes pruebas se realizaron atendiendo a la metodología descrita anteriormente. A continuación se detallan los resultados para las pruebas experimentales realizadas a cada tipo de rejilla con una pendiente del  $0.00 \%$  en el tanque de análisis:

**Tabla 27 Ensayo Experimental para Rejilla de Barras en Paralelo con  $S_o = 0.00\%$**

Rejilla : Barras en paralelo       $y_1 =$  tirante aguas arriba de la rejilla  
 Pendiente: 0.00       $y_2 =$  tirante aguas debajo de la rejilla

ENSAYO EXPERIMENTAL NO. 1											
Gasto de diseño		Sin desechos sólidos				Con desechos sólidos					
Q	Limnómetro	Qi	E	y1	y2	Limnómetro	Qi	E	y1	y2	
(l/s)	(mm)	(l/s)	(%)	(cm)	(cm)	(mm)	(l/s)	(%)	(cm)	(cm)	
17.58	33.00	9.05	51.49	2.20	1.60	19.00	4.05	23.05	7.10	1.70	
20.80	36.00	10.29	49.48	2.40	1.70	21.00	4.68	22.50	7.25	1.80	
24.03	39.00	11.60	48.27	2.60	1.90	22.00	5.01	20.83	7.60	1.80	
28.29	43.00	13.40	47.37	2.70	1.90	24.00	5.68	20.07	7.80	1.80	
31.51	46.00	14.82	47.03	3.00	2.10	25.00	6.03	19.14	7.85	1.90	
60.00	68.00	26.60	44.33	4.30	2.80	42.00	12.94	21.57	9.10	4.10	
80.00	82.00	35.44	44.29	5.80	3.35	50.00	16.78	20.98	9.50	4.50	
100.00	95.00	44.38	44.38	6.70	3.80	58.00	20.97	20.97	10.30	4.75	
<b>PROMEDIO=</b>			<b>47.08 %</b>				<b>PROMEDIO=</b>			<b>21.14 %</b>	

En la columna 1 se registraron los gastos medidos en el medidor ultrasónico descrito en la sección 4.2, los cuales corresponden a los gastos de diseño anteriormente calculados en el numeral 4.6. La columna 2 indica la altura que alcanzó el limnómetro en el vertedor rectangular de cresta delgada a la salida del canal de descarga. A su vez, la columna 3 cuantifica el gasto interceptado por la boca de tormenta conforme a la carga registrada en la columna anterior. En la columna 4 se establece la

eficiencia hidráulica de acuerdo a la Ecuación 1 para captaciones de piso. Las columnas 5 y 6, registran los tirantes aguas arriba y aguas debajo de la rejilla, respectivamente. Finalmente, las columnas 7-11 son las correspondientes a las columnas 2-6, pero considerando la obstrucción por desechos sólidos en la rejilla.

Para llevar a cabo las pruebas considerando el arrastre de desechos sólidos, se tomó en cuenta dos tipos de basura, la desechada por peatones y automovilistas (unicel, latas de refresco, bolsas de plástico y restos de comida) y la basura producto de fuertes vientos durante el evento de la tormenta, como lo son principalmente hojas de árboles y ramas.



**Figura 68 Arrastre de desechos sólidos durante el ensayo experimental**



Figura 69 Boca de tormenta obstruida durante el ensayo experimental

En el Gráfico 1 se puede observar la variación del flujo interceptado por la rejilla de barras en paralelo con respecto al flujo total de ingreso al tanque de análisis, trabajando tanto en condiciones normales, como obstruida por basura.

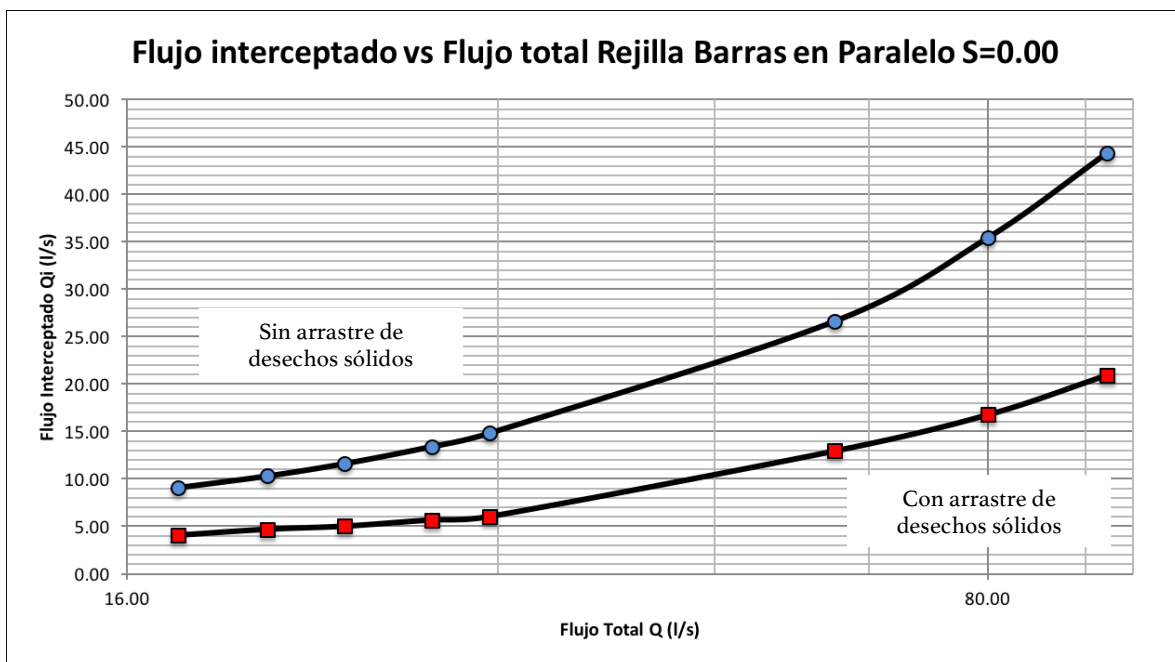


Gráfico 1 Flujo Interceptado vs Flujo Total en Rejilla de Barras en Paralelo con S=0.00

En el Gráfico 2 se muestran las eficiencias calculadas con respecto al flujo de ingreso total al tanque de análisis para cada gasto de diseño.

Debido al carácter aleatorio en el arrastre y acomodo de los residuos sólidos en la parte superior de la boca de tormenta que, en un momento dado pueden provocar el desatasco en ciertas zonas de la rejilla por la misma acción del movimiento y roce entre ellos, se optó por agregar una línea de tendencia en los gráficos de eficiencias, con el fin de ilustrar el decaimiento de la eficiencia conforme al aumento del flujo de diseño sin tomar en cuenta este fenómeno.

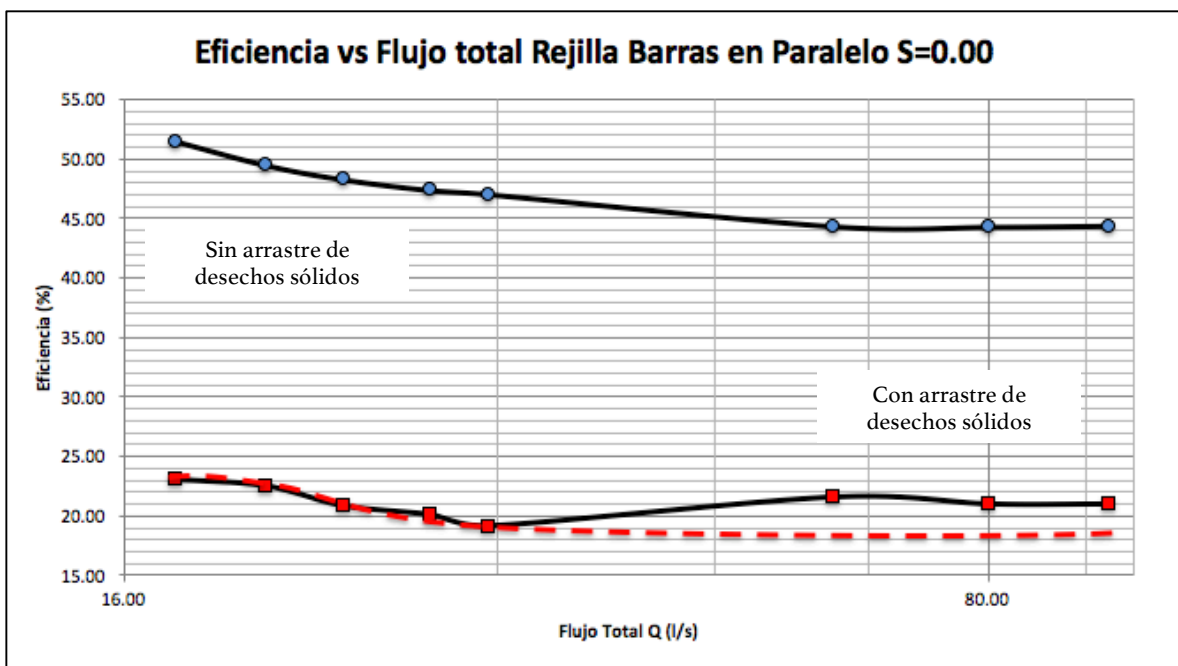


Gráfico 2 Eficiencia vs Flujo Total en Rejilla de Barras en Paralelo con S=0.00

Cabe señalar que durante el desarrollo de las pruebas preliminares, se pudo apreciar que la orientación de este tipo de rejilla que intercepta una mayor cantidad de agua, es con las barras en el sentido del flujo, debido a que por la geometría de las mismas, éstas representaban una obstrucción al ingresar el agua de forma perpendicular a ellas, por lo que al chocar el flujo en cada una se provocaba una mayor turbulencia que comprometía su eficiencia. A su vez, estudios de Rivas Mijares (1983) presentaron algunos parámetros de configuración para los

sumideros de rejillas, en los que establece que los barrotes de las mismas deben ser colocados paralelos a la dirección del flujo para brindar una mayor eficiencia hidráulica, destacando que esta disposición puede llegar a generar inconvenientes en el paso de ciclistas y peatones. Por lo que los ensayos se realizaron tomando en cuenta esta colocación.

Sin embargo, durante el desarrollo de las pruebas con esta orientación se pudo observar que las ranuras que se encontraban a los costados de la rejilla, captaban una mayor cantidad de flujo y en las partes de las ranuras que se encontraban aguas abajo, el flujo tendía a chocar y regresarse provocando un cambio de régimen y por consiguiente una mayor turbulencia en la zona. De igual forma se pudo apreciar mediante la incorporación de tinta azul de metileno como trazador del flujo, que gran parte del agua pasaba sobre la rejilla sin ser captada, como se puede apreciar en la Figura 70.

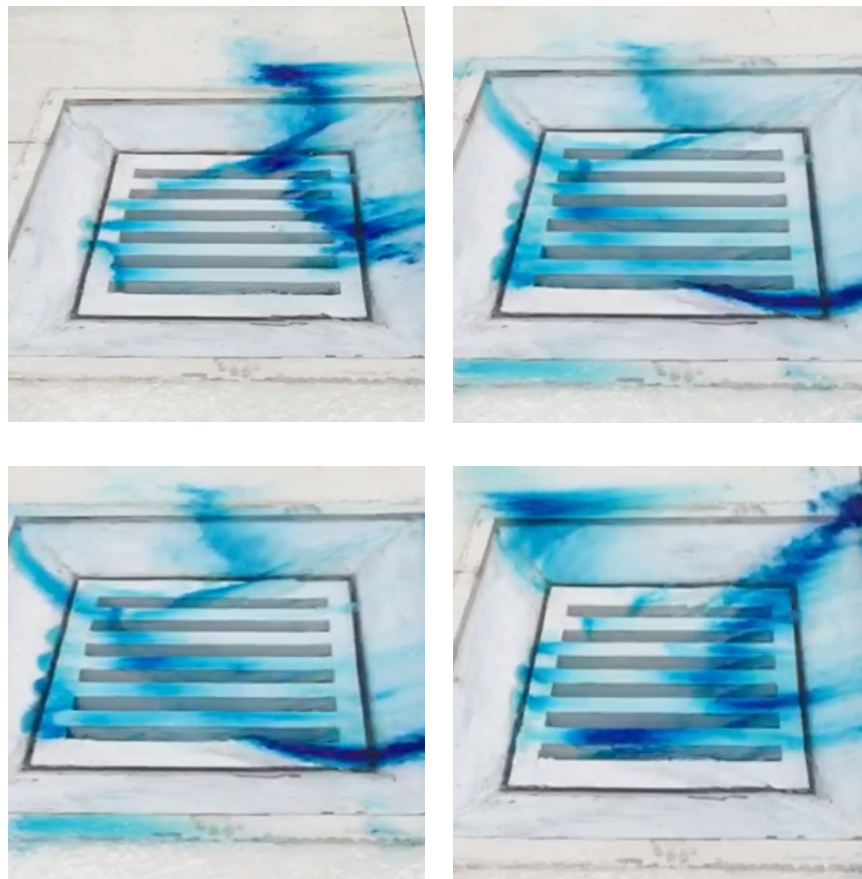


Figura 70 Pruebas con tinta para la visualización del flujo de ingreso en la Rejilla de Barras en Paralelo



De igual forma se procedió con las rejillas restantes para evaluar su eficiencia, a continuación se detallan los resultados.

**Tabla 28 Ensayo Experimental para Rejilla de Barras a 45° con So= 0.00%**

Rejilla :                      Barras a 45°                      y1=    tirante aguas arriba de la rejilla  
 Pendiente:                      0.00                                      y2=    tirante aguas debajo de la rejilla

ENSAYO EXPERIMENTAL NO. 2										
Gasto de diseño		Sin desechos sólidos				, Con desechos sólidos				
Q	Limnómetro	Qi	E	y1	y2	Limnómetro	Qi	E	y1	y2
(l/s)	(mm)	(l/s)	(%)	(cm)	(cm)	(mm)	(l/s)	(%)	(cm)	(cm)
17.58	36.00	10.29	58.54	2.30	1.60	25.00	6.03	34.28	6.80	1.10
20.80	40.00	12.03	57.84	2.40	1.70	28.00	7.11	34.19	7.00	1.50
24.03	43.00	13.40	55.75	2,60	1.90	30.00	7.87	32.75	7.10	1.60
28.29	47.00	15.30	54.08	2.75	2.00	32.00	8.65	30.58	7.20	1.60
31.51	50.00	16.78	53.25	3.00	2.10	33.00	9.05	28.73	7.45	1.70
60.00	67.00	28.47	47.44	3.80	2.50	48.00	15.79	26.31	8.10	2.30
80.00	85.00	37.44	46.80	5.10	3.10	55.00	19.36	24.20	8.50	2.50
100.00	98.00	46.55	46.55	6.00	3.70	64.00	24.33	24.33	8.80	3.00
<b>PROMEDIO= 52.53 %</b>						<b>PROMEDIO= 29.42 %</b>				

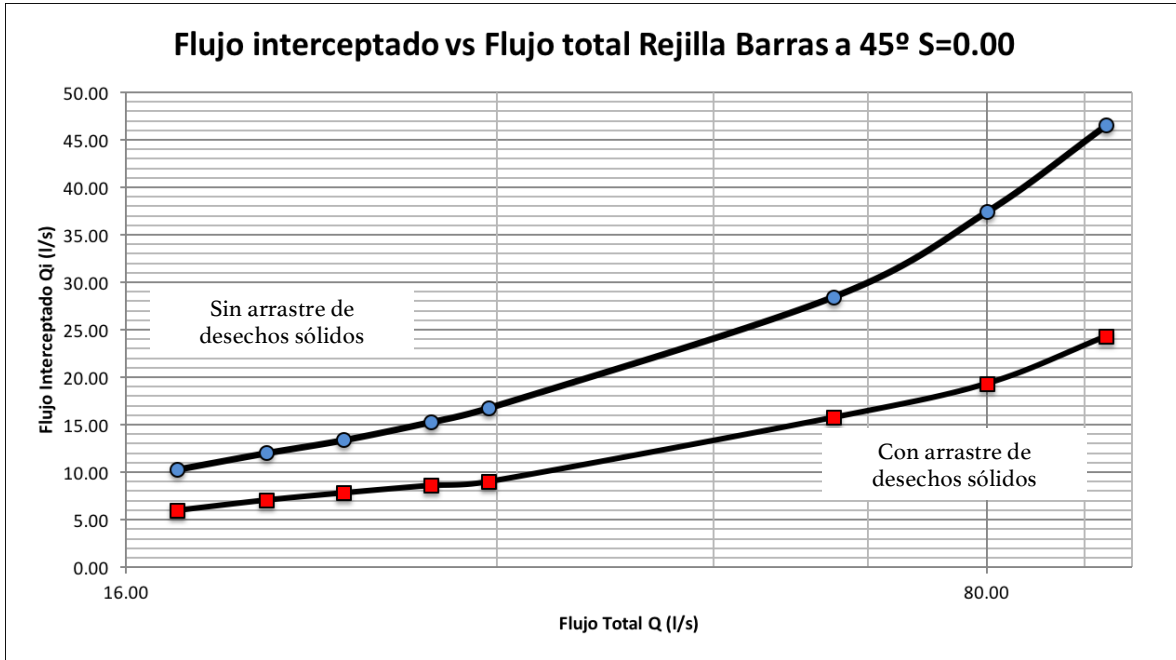


Gráfico 3 Flujo Interceptado vs Flujo Total en Rejilla de Barras a 45° con S=0.00

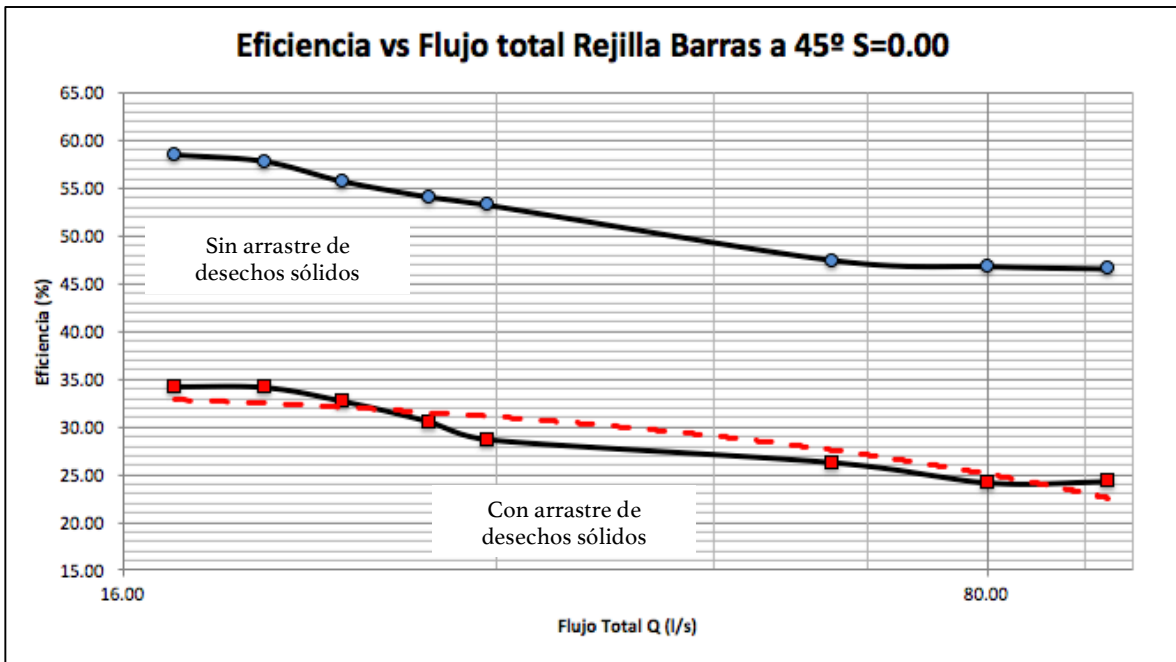


Gráfico 4 Eficiencia vs Flujo Total en Rejilla de Barras a 45° con S=0.00



Figura 71 Flujo ingresando en la Rejilla de Barras a 45°

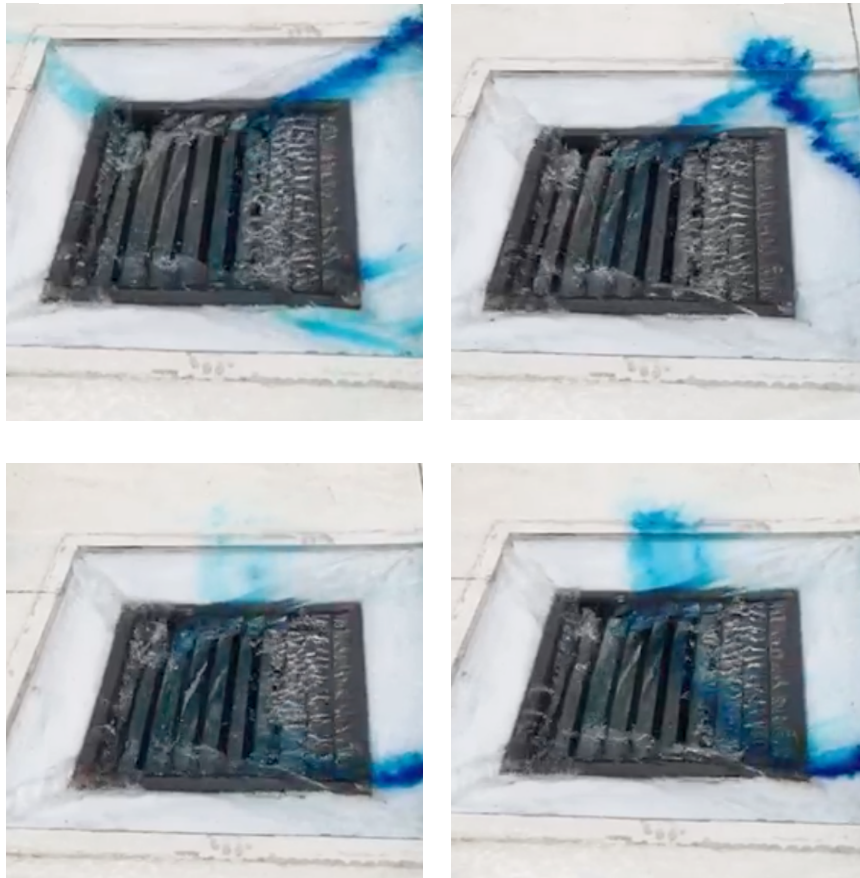


Figura 72 Pruebas con tinta para la visualización del flujo de ingreso en la Rejilla de Barras a 45°

Al incorporar la tinta en esta prueba, se pudo constatar que se presentaba una mayor eficiencia con respecto a la rejilla anterior, debido a que el flujo ingresaba de manera más estabilizada en cada una de las ranuras, debido a que la posición en forma inclinada de las barras, permitían que el roce del agua en ellas fuera mucho menor (Figura 72).

**Tabla 29 Ensayo Experimental para Rejilla de Barras en Veleta Curva con  $S_o = 0.00\%$**

**Rejilla :** Barras en veleta curva      **y1=** tirante aguas arriba de la rejilla  
**Pendiente:** 0.00      **y2=** tirante aguas debajo de la rejilla

ENSAYO EXPERIMENTAL NO. 3											
Gasto de diseño		Sin desechos sólidos				Con desechos sólidos					
Q	Limnómetro	Qi	E	y1	y2	Limnómetro	Qi	E	y1	y2	
(l/s)	(mm)	(l/s)	(%)	(cm)	(cm)	(mm)	(l/s)	(%)	(cm)	(cm)	
17.58	36.00	10.72	60.97	2.20	1.60	28.00	5.68	32.30	7.00	1.40	
20.80	39.00	12.48	60.00	2.50	1.80	28.00	7.11	34.19	7.10	1.50	
24.03	43.00	14.34	59.66	2.65	1.93	22.00	7.87	32.74	7.20	1.50	
28.29	47.00	16.28	57.55	2.70	1.95	24.00	8.26	29.18	7.30	1.60	
31.51	51.00	17.80	56.48	3.10	2.05	27.00	8.65	27.45	7.60	1.70	
60.00	67.00	29.08	48.46	3.50	2.50	45.00	15.30	25.50	8.30	2.35	
80.00	82.00	37.40	46.75	5.20	3.00	57.00	18.31	22.89	8.70	2.40	
100.00	96.00	46.55	46.55	6.10	3.60	69.00	23.19	23.19	8.80	3.10	
<b>PROMEDIO=</b>			<b>54.55 %</b>				<b>PROMEDIO=</b>			<b>28.43 %</b>	

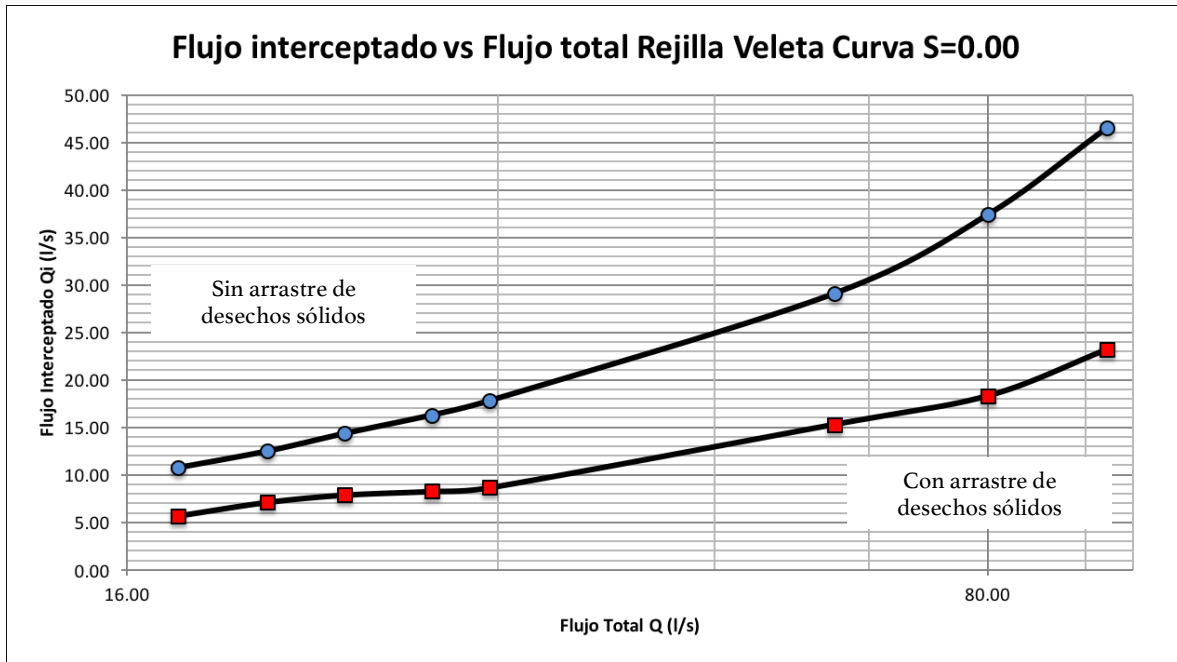


Gráfico 5 Flujo Interceptado vs Flujo Total en Rejilla de Barras en Veleta Curva con S=0.00

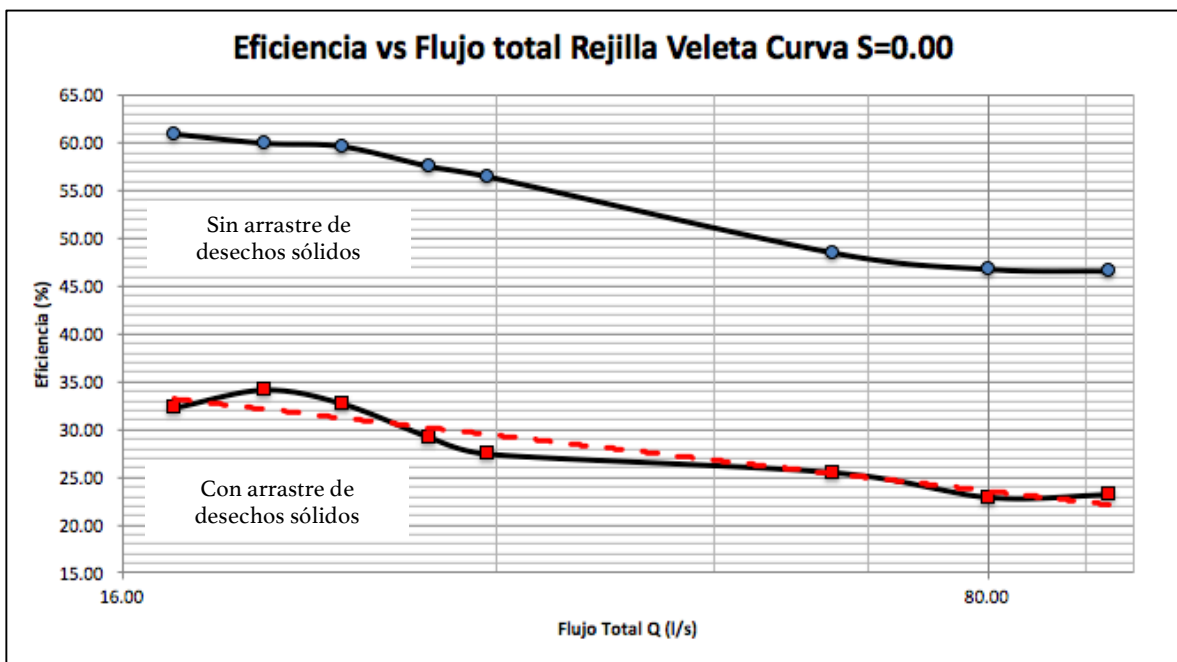


Gráfico 6 Eficiencia vs Flujo Total en Rejilla de Barras en Veleta Curva con S=0.00



Figura 73 Flujo ingresando en la Rejilla de Barras en Veleta Curva

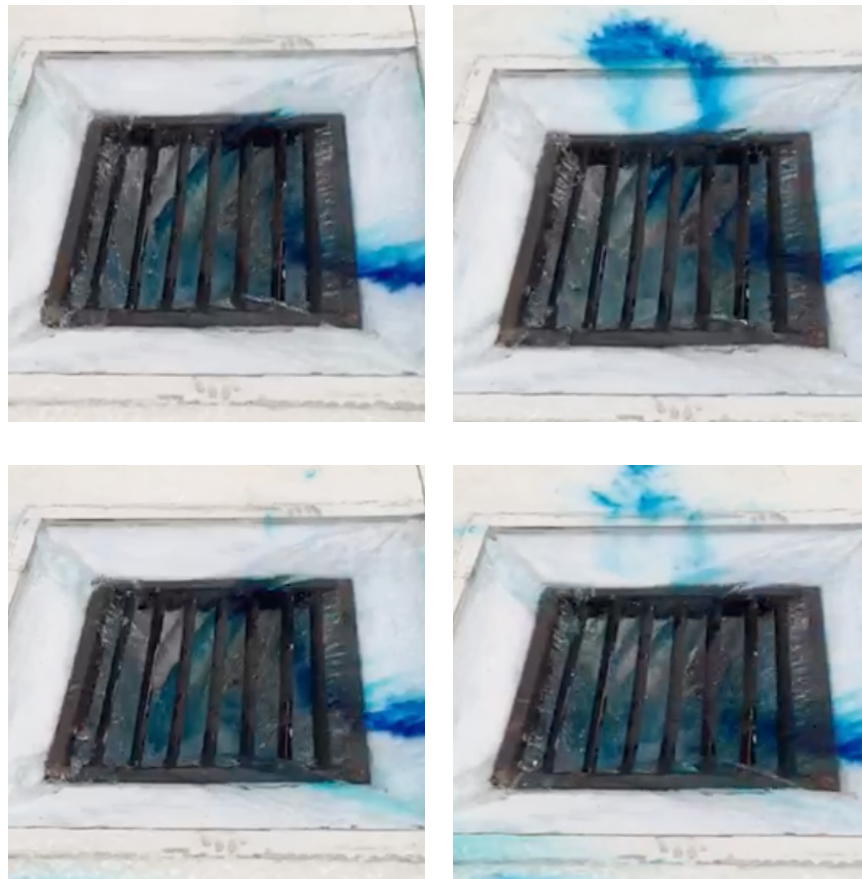


Figura 74 Pruebas con tinta para la visualización del flujo de ingreso en la Rejilla en Veleta Curva

Al realizar el ensayo con este tipo de rejilla, se pudo comprobar que la forma curva de las barras trazada conforme al perfil del agua, permitía un ingreso un poco mayor con respecto a la forma inclinada a 45° probada anteriormente, ya que la turbulencia sólo se presentaba en el borde aguas abajo de la misma y no se presentaba alguna obstrucción para el flujo en cada ranura. Debido a lo anterior se tenía un ingreso más uniforme a lo largo de ella (Figura 74).

A continuación se detallan los resultados obtenidos para las pendientes restantes.

## 5.2 Ensayos experimentales con pendiente $S_o = 2.00\%$

**Tabla 30 Ensayo Experimental para Rejilla de Barras en Paralelo con  $S_o = 2.00\%$**

<b>Rejilla :</b>	Barras en paralelo	<b>y1=</b>	tirante aguas arriba de la rejilla
<b>Pendiente:</b>	0.02	<b>y2=</b>	tirante aguas debajo de la rejilla

ENSAYO EXPERIMENTAL NO. 5											
Gasto de diseño		Sin desechos sólidos				Con desechos sólidos					
Q	Limnómetro	Qi	E	y1	y2	Limnómetro	Qi	E	y1	y2	
(l/s)	(mm)	(l/s)	(%)	(cm)	(cm)	(mm)	(l/s)	(%)	(cm)	(cm)	
17.58	30.00	7.87	44.76	1.80	1.00	18.00	3.75	21.33	6.60	1.40	
20.80	31.00	8.26	39.69	2.20	1.30	19.00	4.05	19.47	6.80	1.45	
24.03	33.00	9.05	37.67	2.40	1.50	20.00	4.36	18.14	7.10	1.50	
28.29	36.00	10.29	36.38	2.60	1.70	22.00	5.00	17.67	7.30	1.65	
31.51	38.00	11.15	35.39	2.80	1.85	24.00	5.68	18.03	7.40	1.70	
60.00	57.00	20.43	34.05	4.10	2.50	39.00	11.59	19.32	8.70	3.50	
80.00	68.00	26.66	33.33	5.50	3.00	48.00	15.79	19.74	9.00	3.90	
100.00	78.00	32.83	32.83	6.40	3.40	58.00	20.97	20.97	9.60	4.10	
		<b>PROMEDIO=</b>	<b>36.76 %</b>				<b>PROMEDIO=</b>	<b>19.33 %</b>			

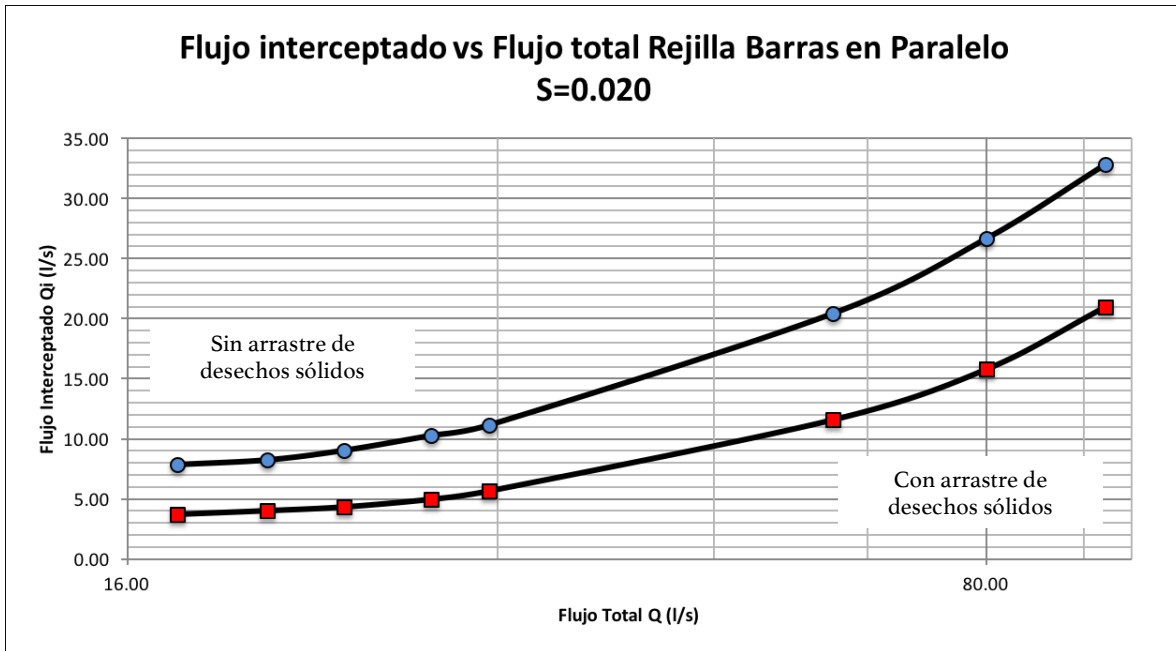


Gráfico 7 Flujo Interceptado vs Flujo Total en Rejilla de Barras en Paralelo con S=0.020

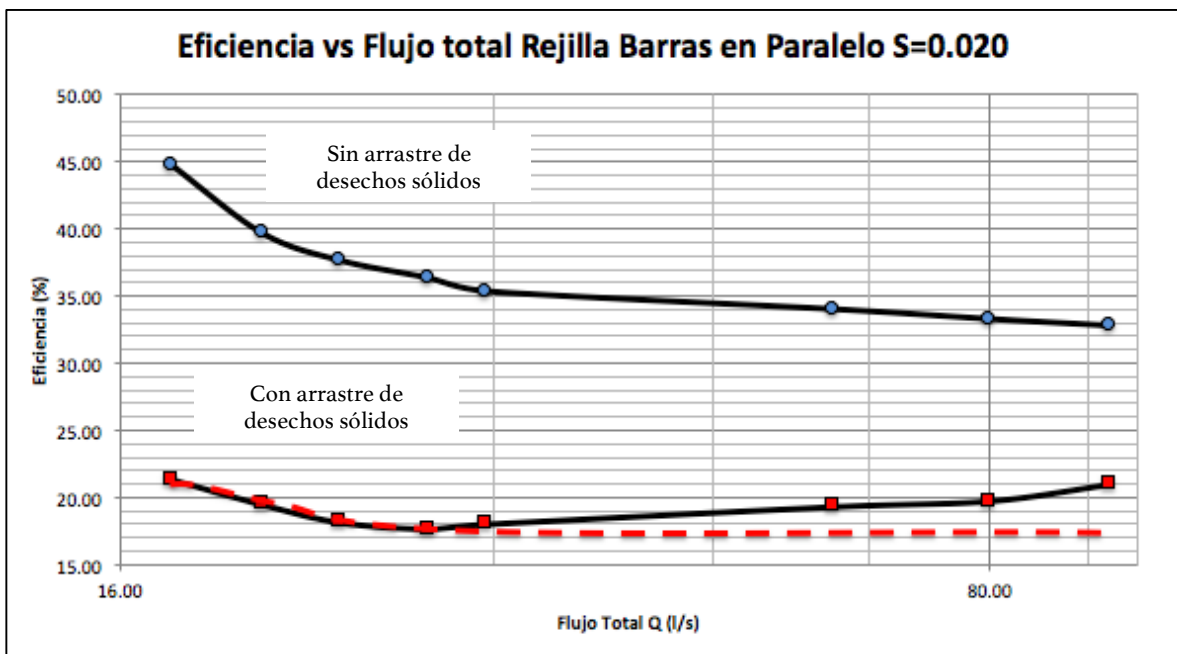


Gráfico 8 Eficiencia vs Flujo Total en Rejilla de Barras en Paralelo con S=0.020





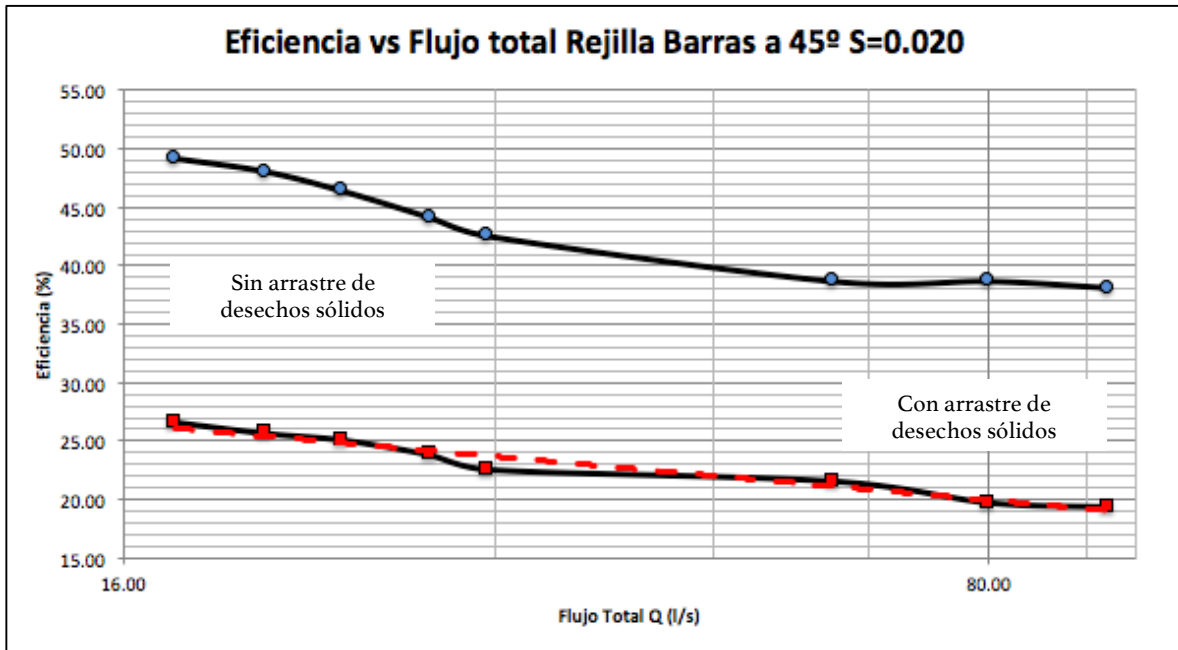


Gráfico 10 Eficiencia vs Flujo Total en Rejilla de Barras a 45° con S=0.020

Tabla 32 Ensayo Experimental para Rejilla de Barras en Veleta Curva con So= 2.00%

Rejilla : Barras en veleta curva y1= tirante aguas arriba de la rejilla  
 Pendiente: 0.02 y2= tirante aguas debajo de la rejilla

ENSAYO EXPERIMENTAL NO. 7												
Gasto de diseño		Sin desechos sólidos					Con desechos sólidos					
Q	Limnómetro	Qi	E	y1	y2	Limnómetro	Qi	E	y1	y2		
(l/s)	(mm)	(l/s)	(%)	(cm)	(cm)	(mm)	(l/s)	(%)	(cm)	(cm)		
17.58	33.00	9.05	51.49	1.60	1.20	21.00	4.68	26.62	5.40	1.30		
20.80	36.00	10.30	49.52	1.80	1.40	22.00	5.01	24.09	5.45	1.40		
24.03	39.00	11.59	48.23	1.95	1.60	23.00	5.34	22.22	5.50	1.40		
28.29	42.00	12.94	45.74	2.15	1.70	25.00	6.03	21.31	5.70	1.65		
31.51	44.00	13.86	43.99	2.30	1.90	28.00	7.11	22.56	5.80	1.70		
60.00	63.00	23.75	39.59	2.90	2.30	40.00	12.00	20.00	6.20	2.10		
80.00	76.00	31.56	39.46	3.50	2.60	49.00	15.30	19.13	6.30	2.20		
100.00	88.00	39.50	39.50	4.10	3.00	55.00	19.36	19.36	6.50	2.35		
PROMEDIO=			44.69 %				PROMEDIO=			21.91 %		

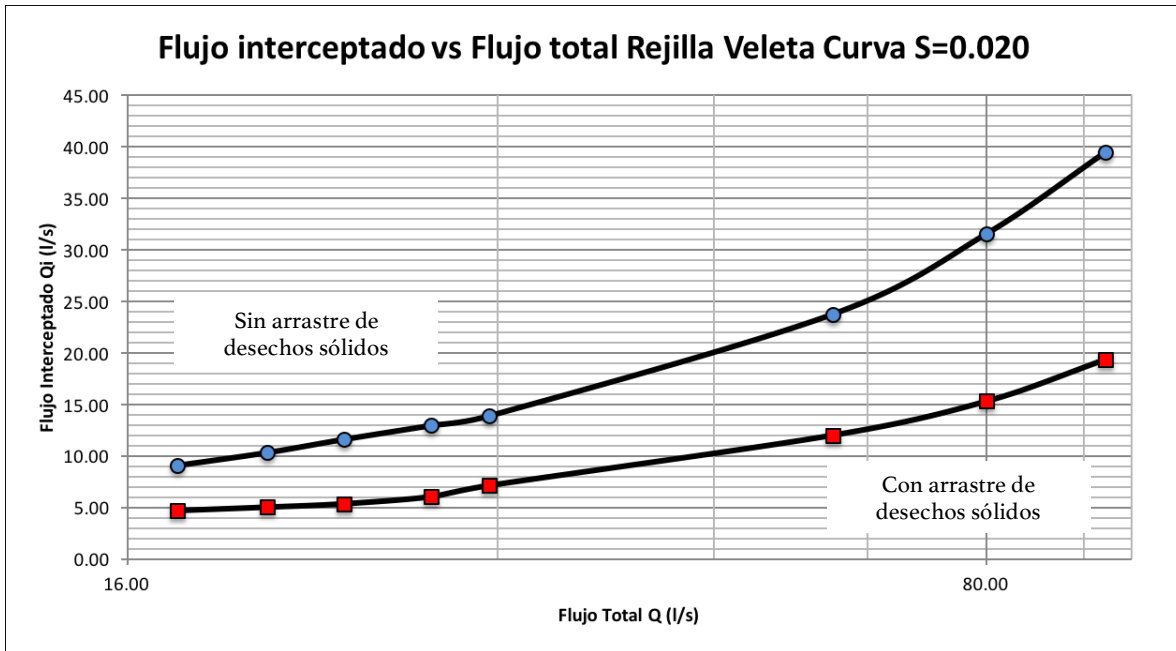


Gráfico 11 Flujo Interceptado vs Flujo Total en Rejilla de Barras en Veleta Curva con S=0.020

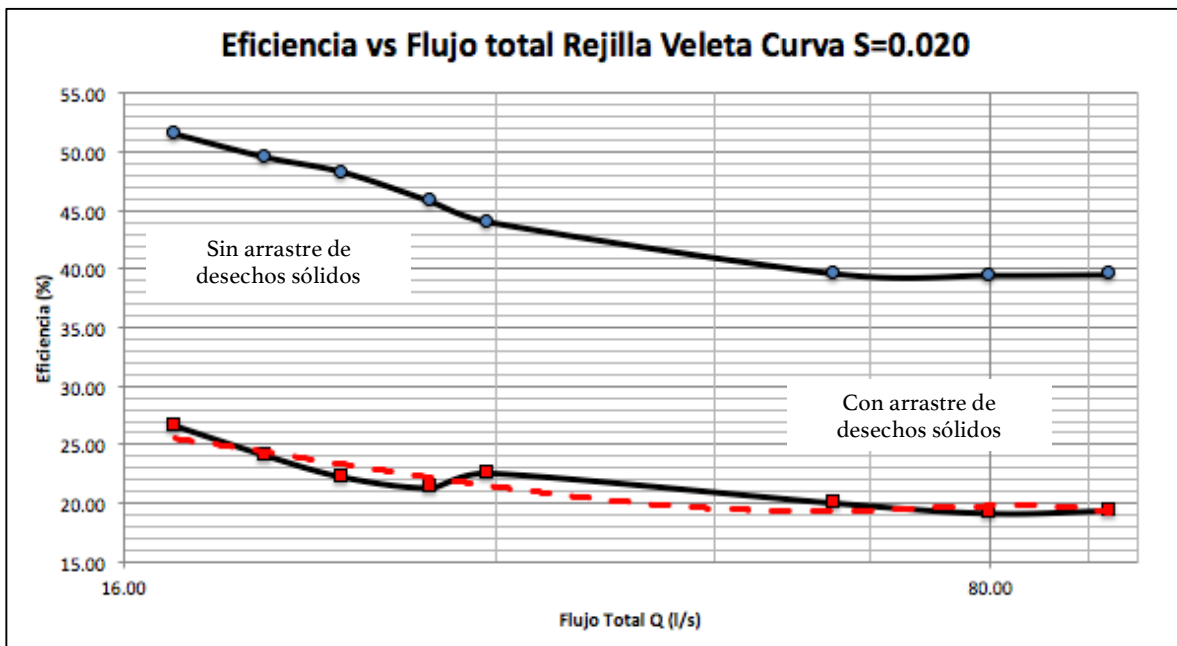


Gráfico 12 Eficiencia vs Flujo Total en Rejilla de Barras en Veleta Curva con S=0.020

5.3 Ensayos experimentales con pendiente  $S_o = 2.60\%$

Tabla 33 Ensayo Experimental para Rejilla de Barras en Paralelo con  $S_o = 2.60\%$

Rejilla : Barras en paralelo y1= tirante aguas arriba de la rejilla  
 Pendiente: 0.026 y2= tirante aguas debajo de la rejilla

ENSAYO EXPERIMENTAL NO. 8										
Gasto de diseño		Sin desechos sólidos				Con desechos sólidos				
Q	Limnómetro	Qi	E	y1	y2	Limnómetro	Qi	E	y1	y2
(l/s)	(mm)	(l/s)	(%)	(cm)	(cm)	(mm)	(l/s)	(%)	(cm)	(cm)
17.58	28.00	7.11	40.44	1.70	1.00	16.00	3.17	18.03	6.40	1.30
20.80	30.00	7.87	37.84	2.10	1.20	17.00	3.46	16.63	6.60	1.40
24.03	32.25	8.75	36.41	2.30	1.40	18.00	3.75	15.61	6.90	1.45
28.29	35.00	9.88	34.92	2.50	1.60	20.00	4.36	15.41	7.10	1.50
31.51	37.00	10.72	34.02	2.70	1.70	22.00	5.00	15.87	7.20	1.60
60.00	56.00	19.90	33.17	3.90	2.35	34.00	9.46	15.77	8.50	3.20
80.00	67.00	26.10	32.63	5.30	2.80	44.00	13.86	17.33	8.80	3.80
100.00	77.50	32.50	32.50	6.20	3.20	51.00	17.28	17.28	9.40	3.95
PROMEDIO=		35.24 %				PROMEDIO= 16.49 %				

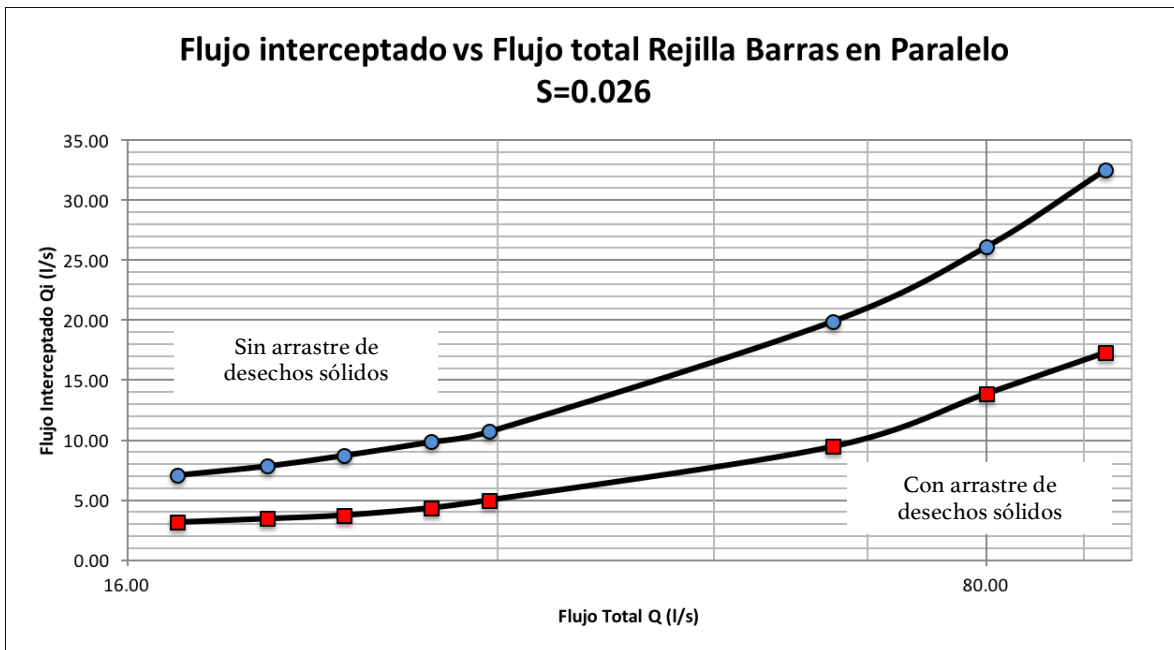


Gráfico 13 Flujo Interceptado vs Flujo Total en Rejilla de Barras en Paralelo con  $S = 0.026$

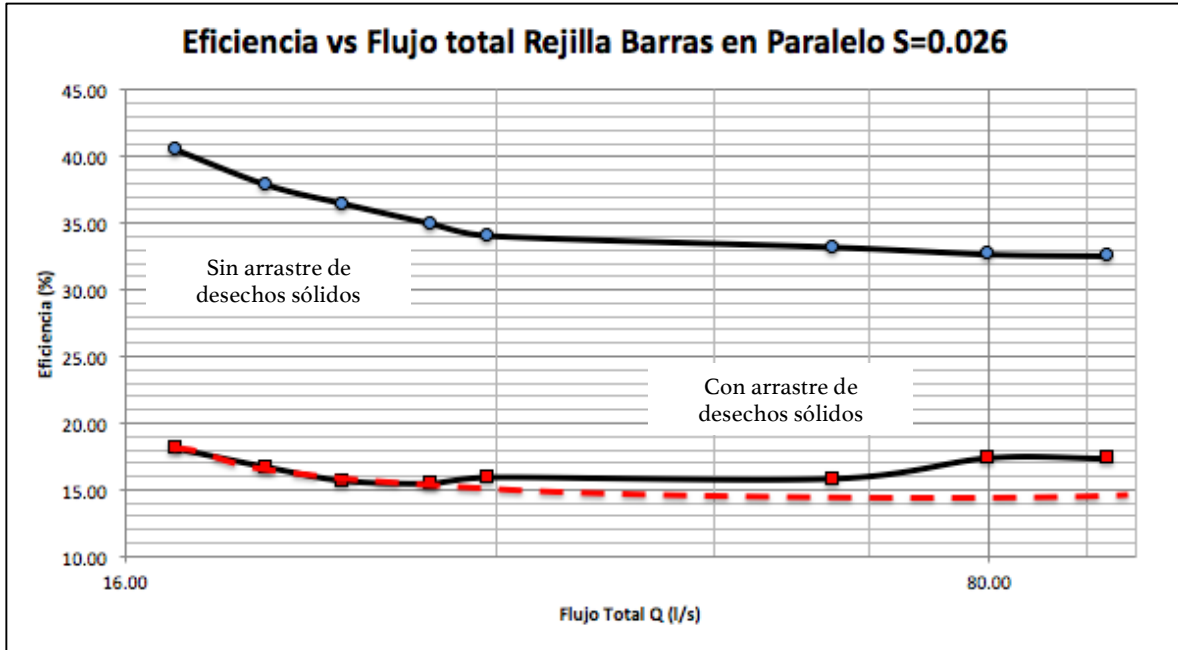


Gráfico 14 Eficiencia vs Flujo Total en Rejilla de Barras en Paralelo con S=0.020

Tabla 34 Ensayo Experimental para Rejilla de Barras a 45° con So= 2.00%

Rejilla : Barras a 45° y1= tirante aguas arriba de la rejilla  
 Pendiente: 0.026 y2= tirante aguas debajo de la rejilla

ENSAYO EXPERIMENTAL NO. 9										
Gasto de diseño		Sin desechos sólidos				Con desechos sólidos				
Q	Limnómetro	Qi	E	y1	y2	Limnómetro	Qi	E	y1	y2
(l/s)	(mm)	(l/s)	(%)	(cm)	(cm)	(mm)	(l/s)	(%)	(cm)	(cm)
17.58	31.00	8.26	46.96	1.30	1.20	20.00	4.36	24.80	5.10	1.10
20.80	34.00	9.50	45.67	1.50	1.30	22.00	5.00	24.04	5.20	1.20
24.03	37.00	10.72	44.61	1.70	1.40	24.00	5.68	23.64	5.30	1.30
28.29	40.00	12.00	42.42	1.90	1.50	26.00	6.38	22.55	5.40	1.45
31.51	42.00	12.94	41.07	2.10	1.70	27.00	6.74	21.39	5.30	1.50
60.00	61.00	22.62	37.70	3.70	2.00	40.00	12.03	20.05	5.80	1.80
80.00	72.00	29.00	36.25	4.90	2.10	46.00	14.81	18.51	5.95	2.00
100.00	82.00	35.40	35.40	5.85	2.30	54.00	18.83	18.83	6.25	2.15

PROMEDIO= 41.26 %

PROMEDIO= 21.73 %

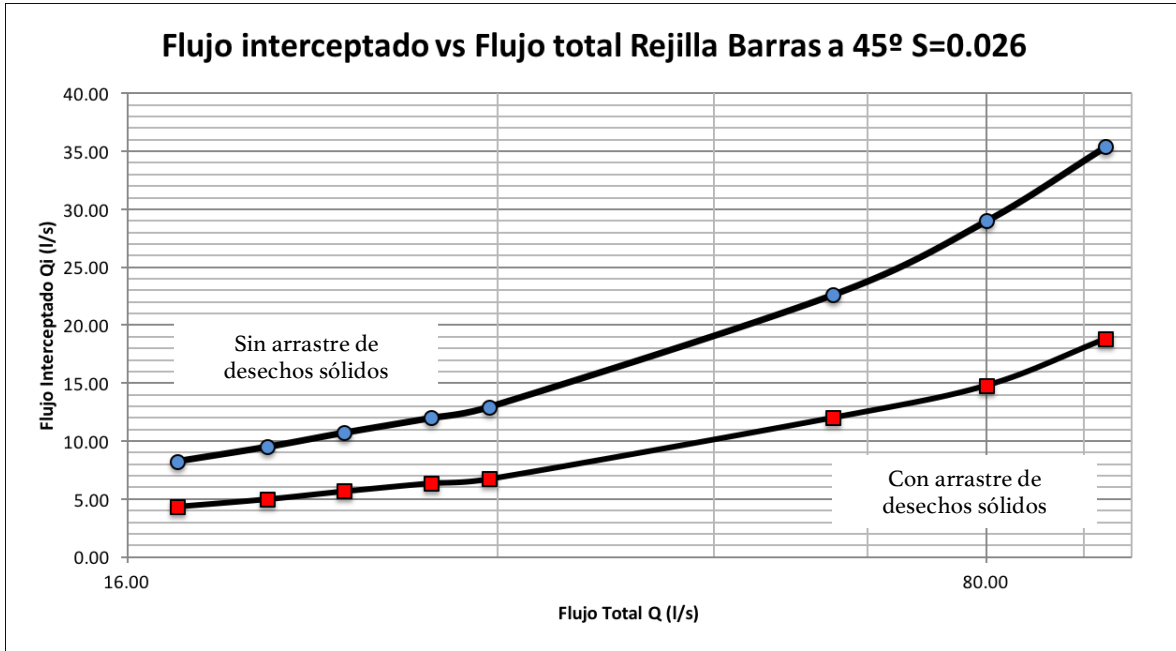


Gráfico 15 Flujo Interceptado vs Flujo Total en Rejilla de Barras a 45° con S=0.026

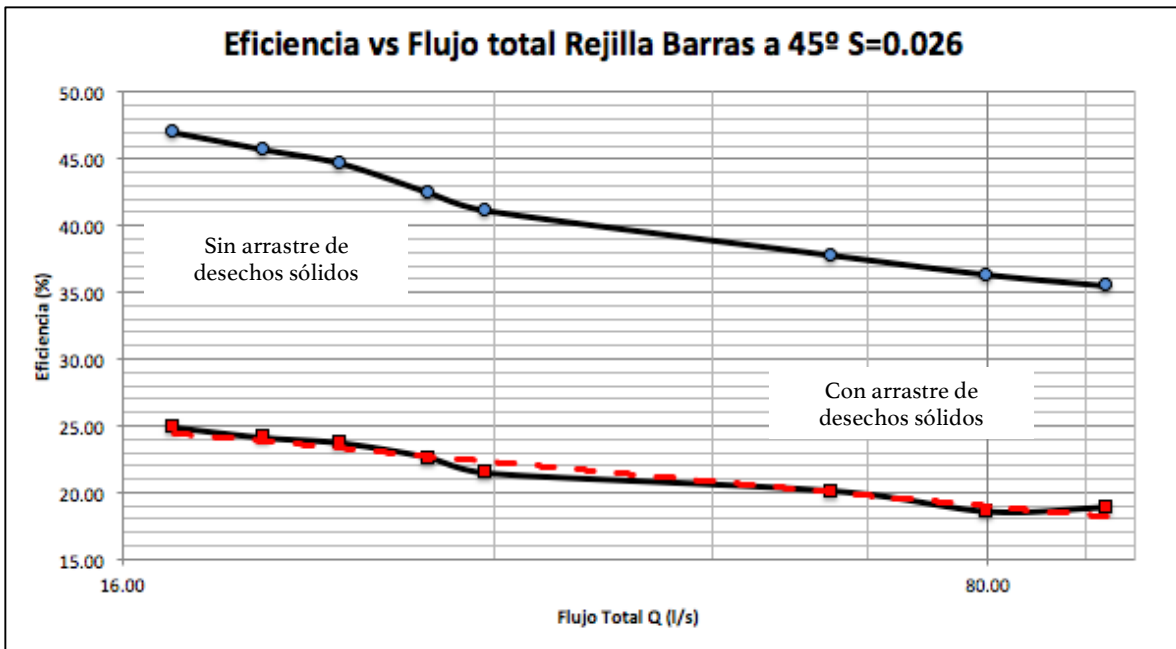
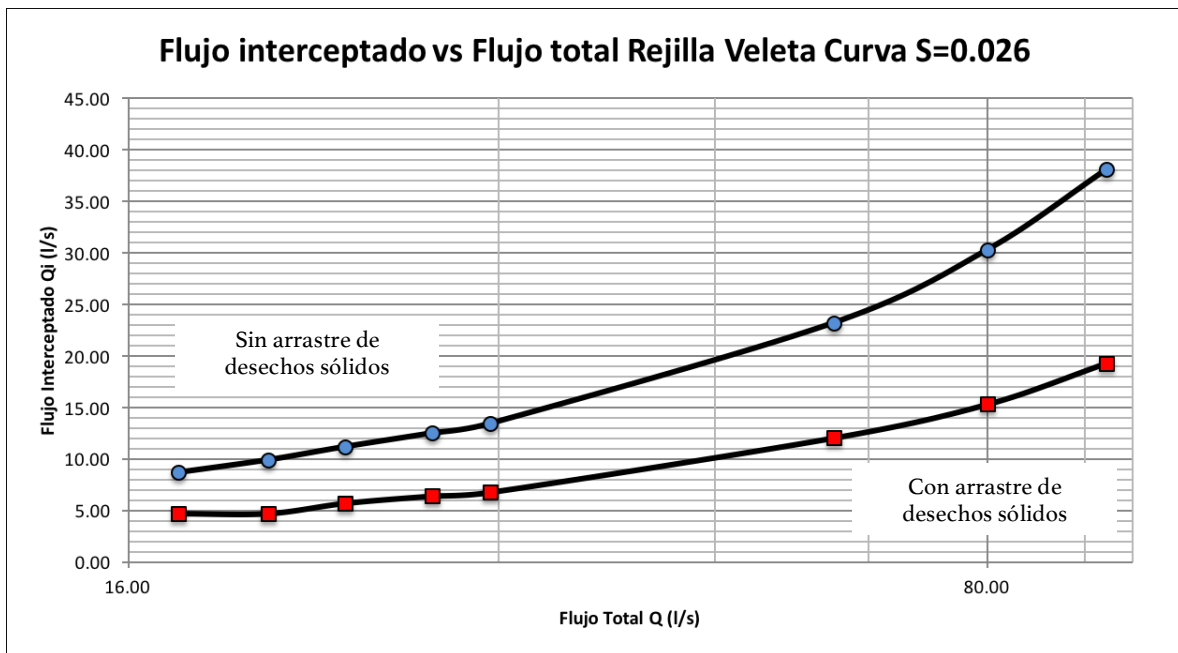


Gráfico 16 Eficiencia vs Flujo Total en Rejilla de Barras a 45° con S=0.026

**Tabla 35 Ensayo Experimental para Rejilla de Barras en Veleta Curva con  $S_o= 2.60\%$**

Rejilla : Barras en veleta curva      y1= tirante aguas arriba de la rejilla  
 Pendiente: 0.026      y2= tirante aguas debajo de la rejilla

ENSAYO EXPERIMENTAL NO. 10										
Gasto de diseño		Sin desechos sólidos				Con desechos sólidos				
Q	Limnómetro	Qi	E	y1	y2	Limnómetro	Qi	E	y1	y2
(l/s)	(mm)	(l/s)	(%)	(cm)	(cm)	(mm)	(l/s)	(%)	(cm)	(cm)
17.58	32.00	8.65	49.20	1.40	1.10	18.00	4.68	26.62	5.20	1.00
20.80	35.00	9.87	47.45	1.60	1.30	21.00	4.68	22.50	5.30	1.30
24.03	38.00	11.15	46.40	1.90	1.45	22.00	5.68	23.64	5.50	1.40
28.29	41.00	12.48	44.11	2.10	1.50	23.00	6.38	22.55	5.50	1.50
31.51	43.00	13.40	42.53	2.15	1.75	24.00	6.74	21.39	5.65	1.60
60.00	62.00	23.20	38.67	2.70	2.15	40.00	12.03	20.05	6.00	1.90
80.00	74.00	30.30	37.88	3.30	2.50	45.00	15.30	19.13	6.10	2.00
100.00	86.00	38.11	38.11	4.00	2.80	53.00	19.30	19.30	6.20	2.10
			PROMEDIO=	43.04 %		PROMEDIO=			21.90 %	



**Gráfico 17 Flujo Interceptado vs Flujo Total en Rejilla de Barras en Veleta Curva con  $S=0.026$**

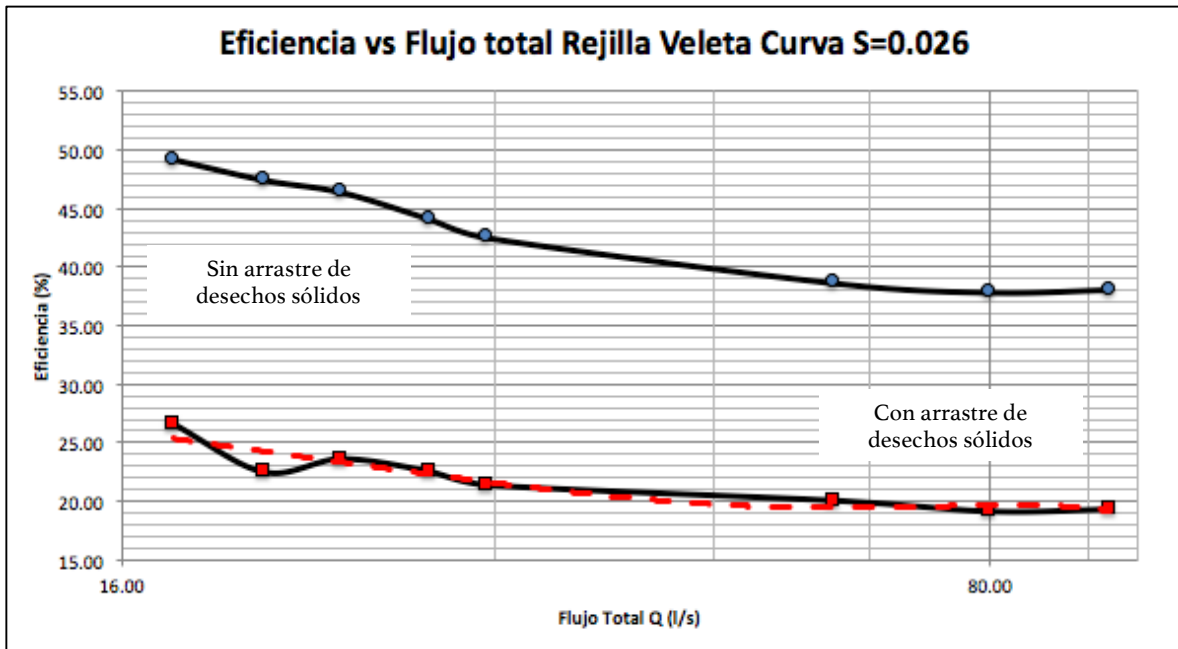


Gráfico 18 Eficiencia vs Flujo Total en Rejilla de Barras en Veleta Curva con S=0.026



#### 5.4 Ensayo Rejilla autolimpiable

Finalmente se procedió a ensayar en el dispositivo la nueva propuesta de diseño de la rejilla autolimpiable. El mecanismo de los balancines triangulares FIGURA funcionó como se tenía previsto captando el flujo por un lado y una vez que éste se encontraba lleno, por el mismo peso del agua, se inclinaba hacia el otro lado para captar el flujo de la misma forma, acción que provocaba que los carros limpiadores se deslizarán de un extremo a otro (Figura 75).



Figura 75 Boca de tormenta autolimpiable en funcionamiento.



**Figura 76 Carros barredores de la boca de tormenta autolimpiable en funcionamiento**

Sin embargo, por las mismas dimensiones de su caja contenedora, la capacidad y material de las piezas que conformaban los balancines y los barredores, el gasto máximo de diseño que se pudo ensayar fue de 31.51 l/s. Debido a que para gastos mayores la caja contenedora se llenaba y no permitía que el mecanismo de balancín funcionara de manera correcta, ya que llegaba un punto en el que los lados de los balancines quedaban al mismo nivel y la misma saturación del agua impedía su movimiento (Figura 77).



**Figura 77 Problemática presentada en la boca de tormenta autolimpiable: saturación del cajón contenedor**

Otro fenómeno que se pudo observar es que la basura no sigue una trayectoria perpendicular en todo momento, sino que puede llegar a rodear a la rejilla, colocándose en el extremo aguas abajo de la misma, lo que a la larga impedía el movimiento del barredor al ser obstruido poco a poco por ambos frentes (Figura 78).



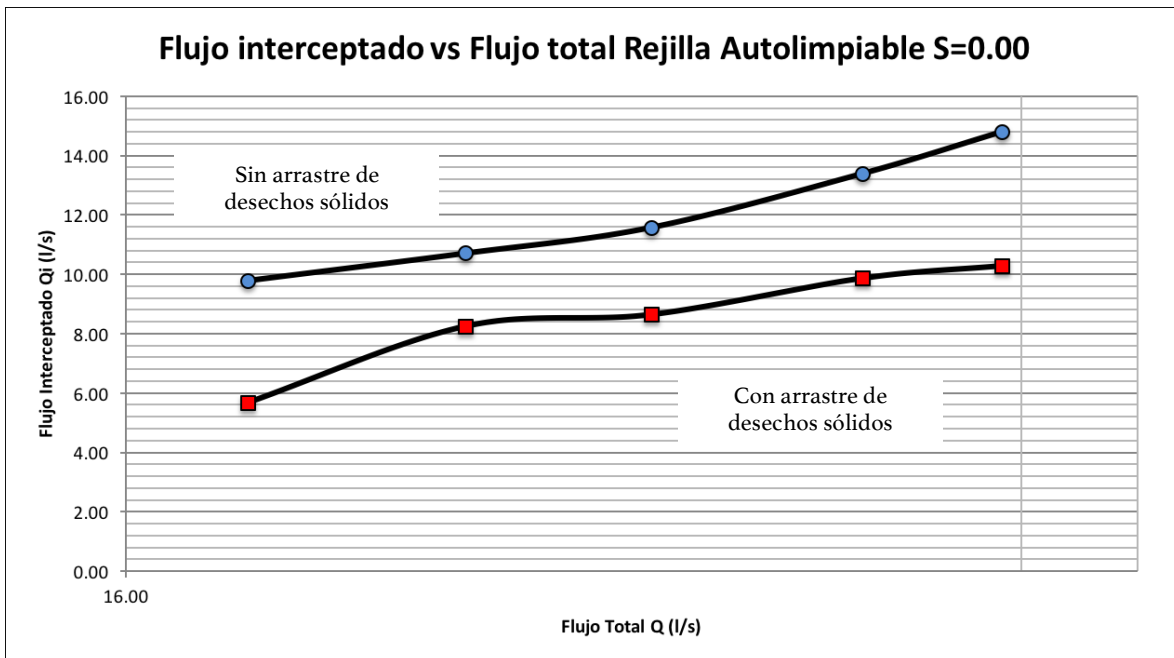
**Figura 78 Problemática presentada en la boca de tormenta autolimpiable: obstrucción por ambos frentes**

A continuación se muestran los resultados obtenidos sin considerar la problemática anterior.

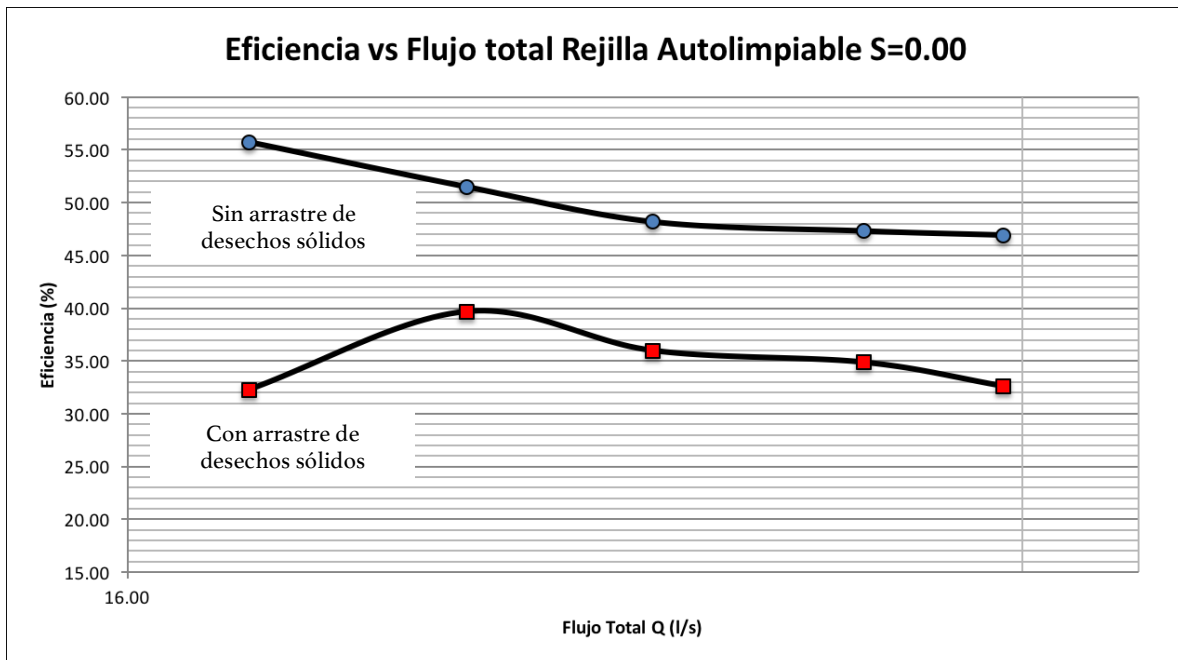
**Tabla 36 Ensayo Experimental para Rejilla Autolimpiable con  $S_o = 0.00\%$**

Rejilla : Rejilla autolimpiable       $y_1 =$  tirante aguas arriba de la rejilla  
 Pendiente: 0.00       $y_2 =$  tirante aguas debajo de la rejilla

ENSAYO EXPERIMENTAL NO. 4											
Gasto de diseño		Sin desechos sólidos					Con desechos sólidos				
Q	Limnómetro	Qi	E	y1	y2	Limnómetro	Qi	E	y1	y2	
(l/s)	(mm)	(l/s)	(%)	(cm)	(cm)	(mm)	(l/s)	(%)	(cm)	(cm)	
17.58	35.00	9.80	55.75	2.30	1.50	24.00	5.68	32.31	7.40	2.00	
20.80	37.00	10.72	51.53	2.35	1.60	31.00	8.25	39.66	7.60	2.20	
24.03	39.00	11.59	48.22	2.50	2.00	32.00	8.65	36.00	8.20	2.30	
28.29	43.00	13.40	47.36	2.60	2.10	35.00	9.87	34.89	8.60	2.60	
31.51	47.00	14.80	46.97	3.10	2.15	36.00	10.29	32.66	9.20	2.80	
		<b>PROMEDIO=</b>	<b>47.52 %</b>				<b>PROMEDIO=</b>	<b>35.10 %</b>			



**Gráfico 19 Flujo Interceptado vs Flujo Total en Rejilla Autolimpiable con  $S=0.000$**



**Gráfico 20 Eficiencia vs Flujo Total en Rejilla Autolimpiable con S=0.000**

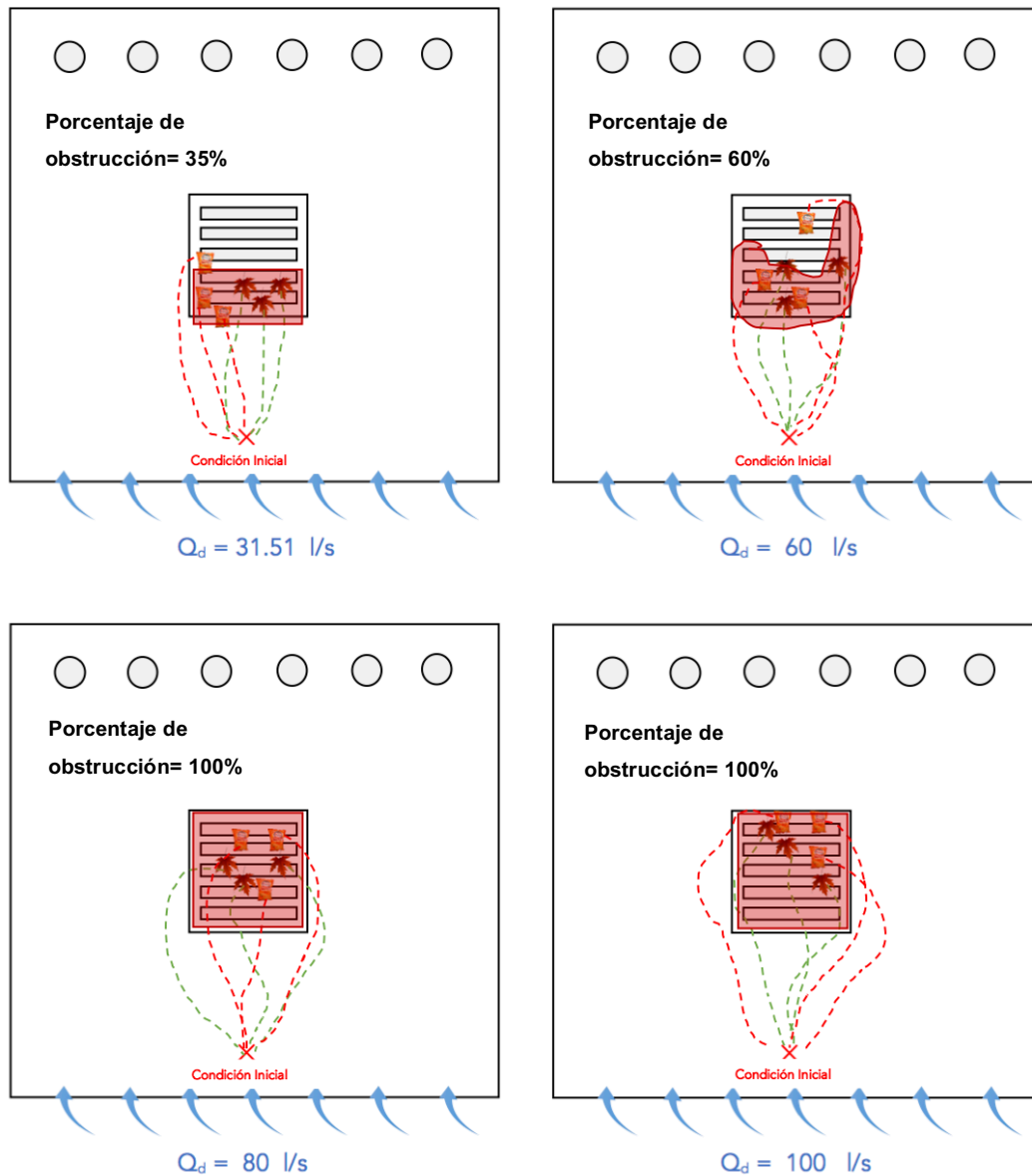
Como se puede apreciar en el Gráfico 19 y Gráfico 20, este mecanismo bajo ensayos controlados puede dar una eficiencia hidráulica aceptable considerando el arrastre de desechos sólidos al impedir el taponamiento total de la rejilla, sin embargo, en condiciones reales puede presentar la problemática descrita en Figura 78, debido a que la basura no obedece una trayectoria fija y que a su vez existen residuos sólidos con un peso y consistencia que dificulten su barrido.

### 5.5 Ensayos de patrones de obstrucción y trayectoria de residuos sólidos en bocas de tormenta

Considerando la problemática anteriormente descrita, adicionalmente se realizaron ensayos para establecer la trayectoria de algunos residuos sólidos. Para cada caso se tomó en cuenta una hoja colearada previamente y una bolsa de papas fritas, se suministraron cuatro gastos de diseño al modelo (31.51 l/s, 60 l/s, 80 l/s y 100 l/s) y se establecieron las tres pendientes previamente ensayadas (0%, 2% y 2.6%). Cada ensayo se realizó en tres ocasiones con ayuda de una cámara de video para poder establecer algún patrón de trayectoria y colmatación. Los resultados obtenidos se muestran en los esquemas de las Figura 80-83, en donde con línea punteada de color rojo se trazó la trayectoria de la bolsa de frituras, mientras que la de color verde punteada describe la trayectoria de la hoja coloreada; en cada caso se muestra el patrón de obstrucción de la rejilla sombreado en color rojo.



Figura 79 Ensayos para el trazado de la trayectoria de desechos en la boca de tormenta

**5.5.1  $So= 0.00\%$** 

**Figura 80** Esquema de patrones de obstrucción y trayectoria de residuos sólidos en bocas de tormenta para una  $So=0.000$

Como se puede apreciar en la Figura 80 la bolsa de papas fritas es más propensa a establecer trayectorias que rodeen a la boca de tormenta y la obstruyan por el frente de aguas abajo. A su vez se puede observar que para los gastos de 31.51 l/s y 60 l/s la obstrucción de la rejilla es parcial, siguiendo en este último un patrón de

obstrucción en la parte media de aguas arriba y a los costados de la rejilla. Para los gastos restantes, se puede apreciar que la obstrucción ya es total. De igual forma se presentan a manera de esquema los resultados obtenidos para las pendientes restantes.

**5.5.2  $S_o = 2.00\%$**

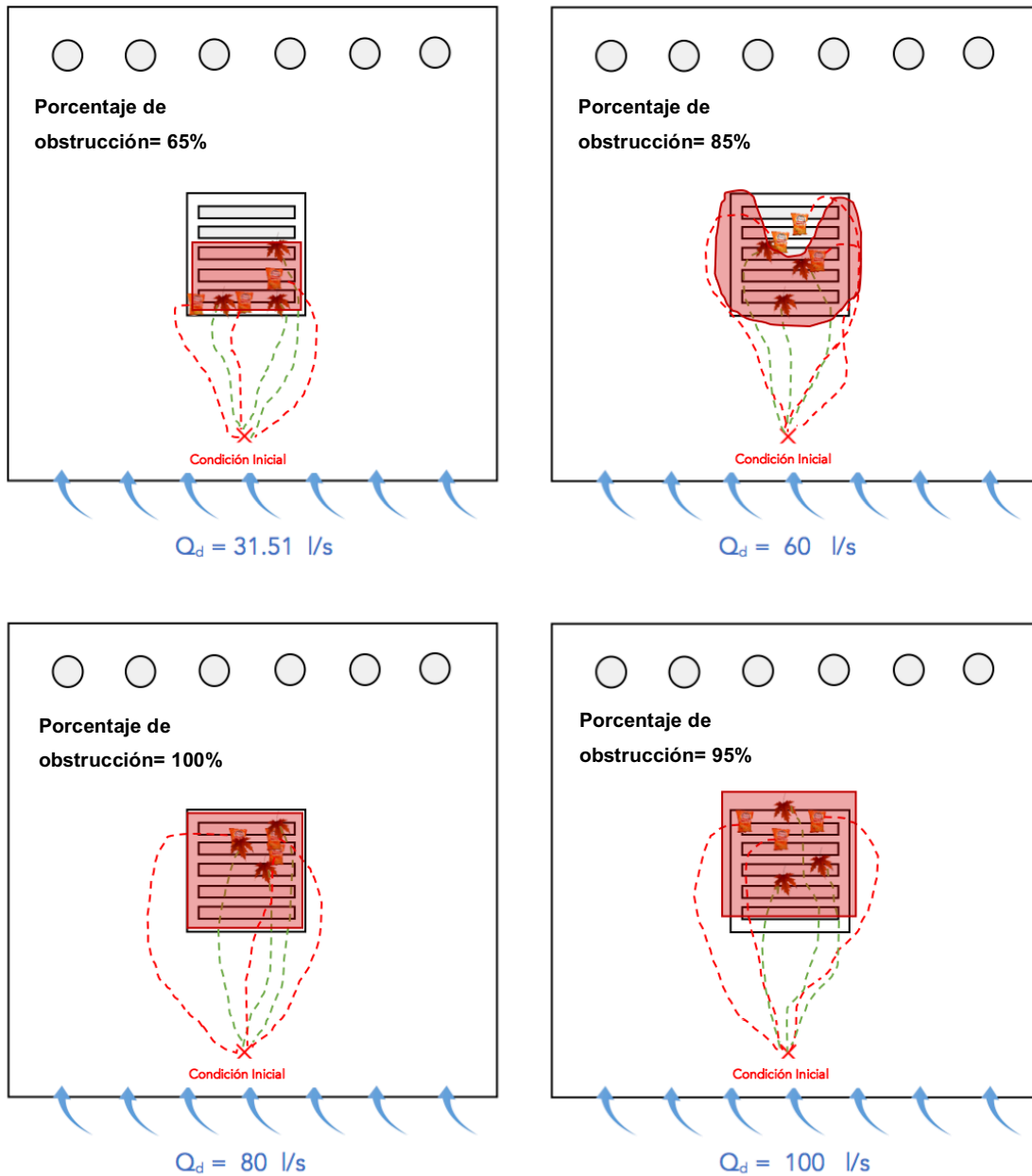


Figura 81 Esquema de patrones de obstrucción y trayectoria de residuos sólidos en bocas de tormenta para una  $S_o=0.020$



5.5.3  $So = 2.60\%$

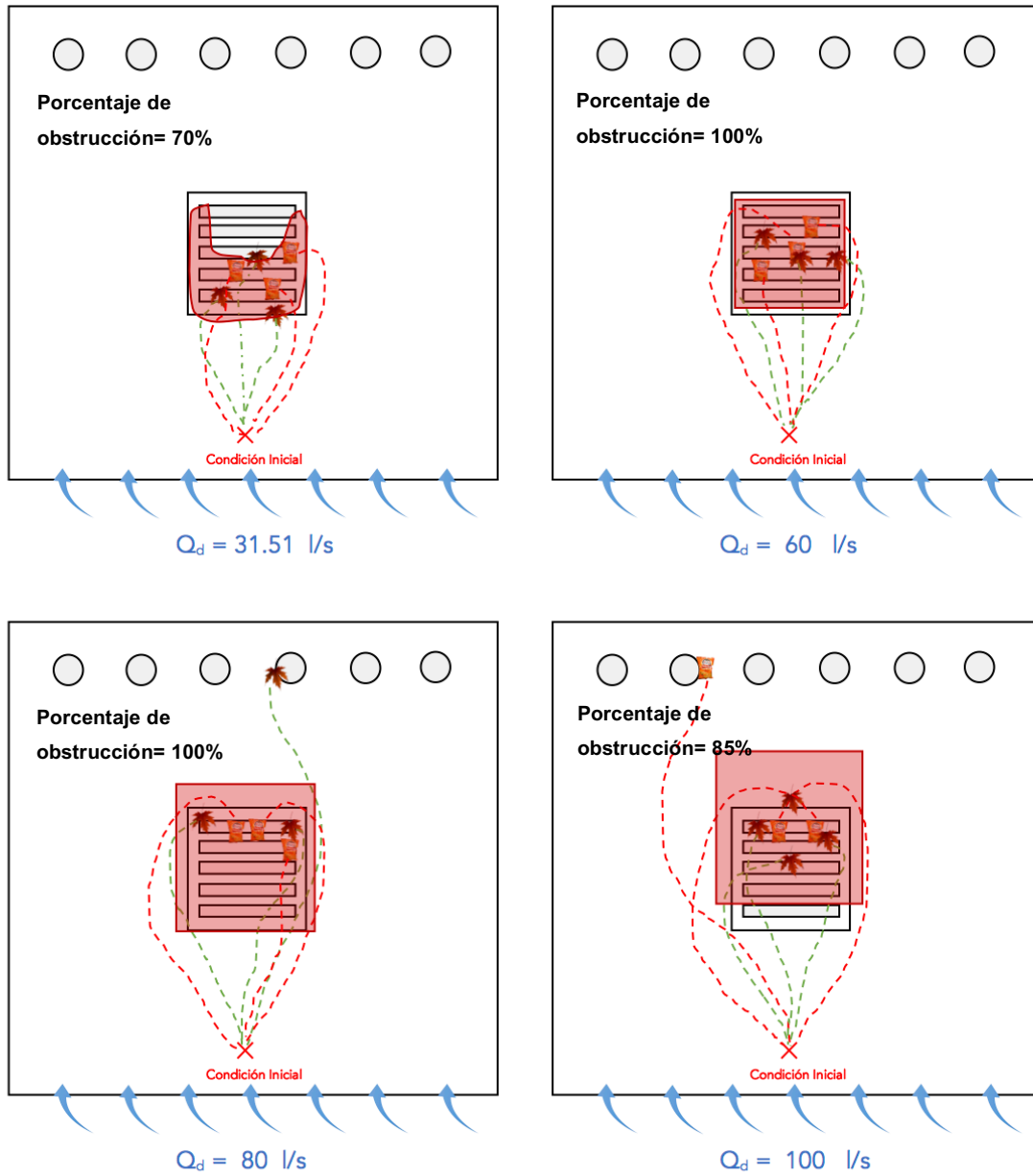


Figura 82 Esquema de patrones de obstrucción y trayectoria de residuos sólidos en bocas de tormenta para una  $So=0.026$

Considerando este último estudio con una pendiente en el tanque de análisis igual al 2.6 %, se puede apreciar que a partir de gastos moderados del orden de 30 l/s, el taponamiento es ya casi total en la rejilla, sin embargo, la velocidad adquirida por el flujo resultado del aumento de la pendiente y de la cantidad de gasto (100 l/s) pueden llegar a influir a que la misma fuerza del empuje del agua arrastre la basura hacia aguas abajo de la rejilla y la obstrucción no sea total.

## CAPITULO 6 CONCLUSIONES

Las conclusiones de la presente tesis denotan lo siguiente:

- El diseño de sumideros o bocas de tormenta está en función de: las características del flujo de aproximación (caudal de aproximación, velocidad de aproximación, profundidad del flujo); pendiente longitudinal y transversal de la vía, la rugosidad del pavimento, existencia de cunetas, forma y configuración de las rejillas y ubicación del sumidero. Estas características hidrológicas, viales y propias del tipo de sumidero implementado, influyen en la eficiencia y efectividad de los sumideros y de los sistemas de alcantarillado de aguas lluvias en zonas urbanas.
- Los parámetros en el diseño de bocas de tormenta constan en los siguientes:

VARIABLE	INDICADOR
Pendiente longitudinal de la vía	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Velocidad del flujo de aproximación o de escorrentía</li> <li>• Tirante del flujo de aproximación</li> <li>• Caudal de aproximación</li> </ul>
Pendiente transversal de la vía	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Velocidad del flujo de aproximación</li> <li>• Profundidad del flujo de aproximación</li> <li>• Ubicación de la boca de tormenta</li> <li>• Caudal de aproximación</li> </ul>
Rugosidad de la superficie	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Velocidad del flujo de aproximación</li> <li>• Profundidad del flujo de aproximación</li> <li>• Tirante del flujo antes de la boca de tormenta</li> <li>• Caudal de aproximación</li> </ul>
Tirante del flujo de aproximación	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Caudal</li> </ul>

VARIABLE	INDICADOR
Área del flujo de aproximación	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Caudal de aproximación</li> </ul>
Velocidad del flujo de aproximación	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Caudal de aproximación</li> </ul>
Ancho de inundación	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Área del flujo de aproximación</li> <li>• Caudal de aproximación</li> <li>• Velocidad de flujo de aproximación</li> <li>• Inundaciones</li> <li>• Seguridad peatonal y vehicular</li> </ul>
Caudal de aproximación	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Área de inundación</li> <li>• Ancho de inundación</li> <li>• Tirante del flujo de aproximación</li> </ul>

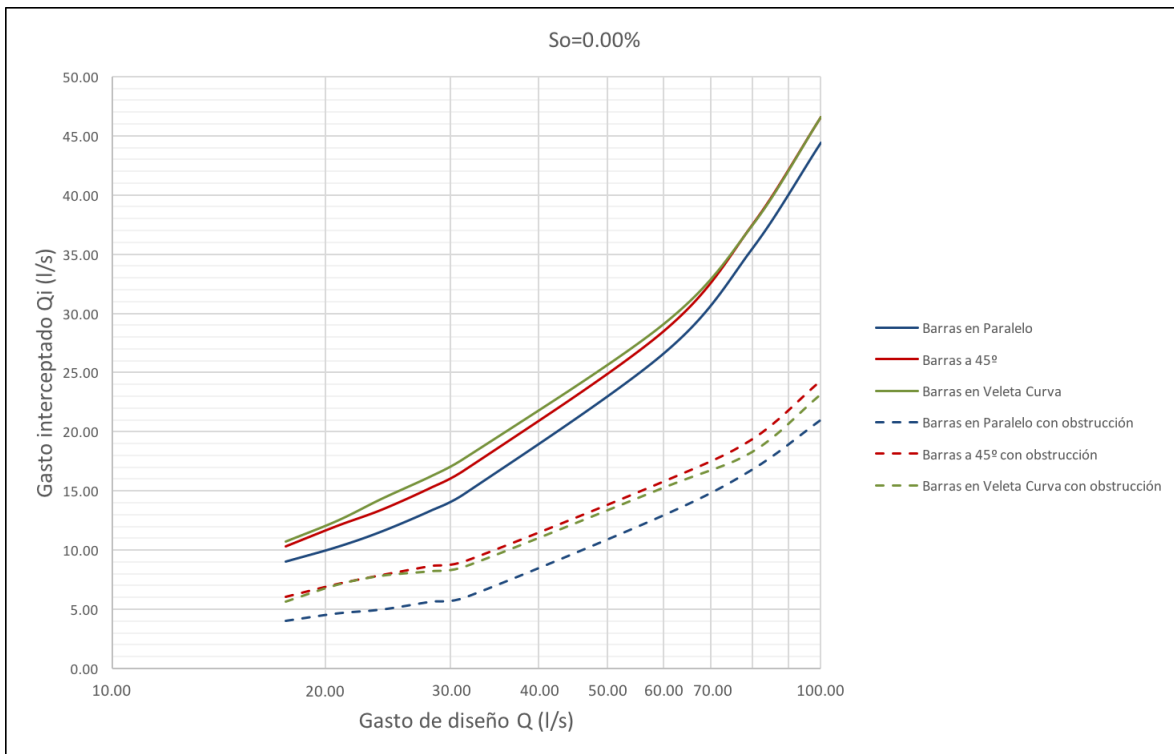
- De acuerdo a los Gráfico 1-20, se puede observar lo siguiente:

El aumento de la pendiente longitudinal de la vía para bocas de tormenta, hace que la capacidad hidráulica de estas disminuya.

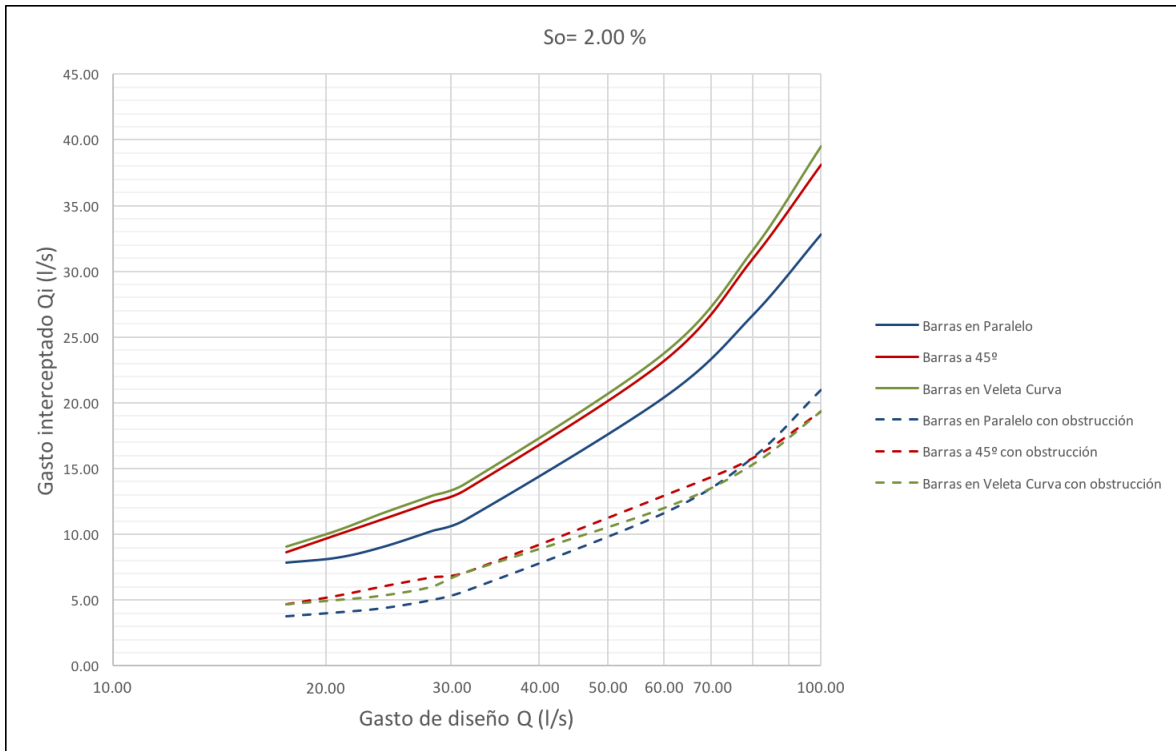
**Tabla 37 Variación del Gasto interceptado (Qi) conforme a la Pendiente longitudinal (So) para un gasto de escorrentía de 100 l/s**

Tipo de rejilla	Pendiente longitudinal (So)		
	0.00%	2.00%	2.60%
Barras en paralelo	44.38 l/s	32.83 l/s	32.50 l/s
Barras a 45 °	46.55 l/s	38.10 l/s	35.40 l/s
Barras en veleta curva	54.55 l/s	39.50 l/s	38.11 l/s

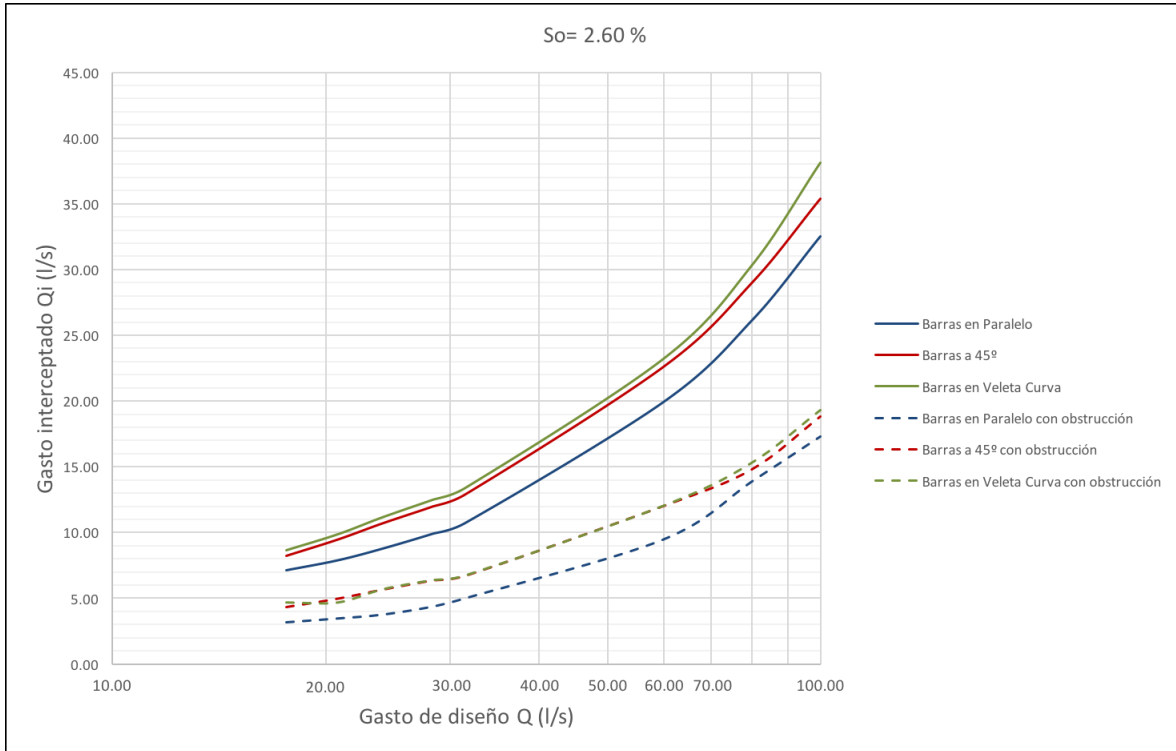
Adicionalmente se puede observar que la captación de agua de la rejilla en veleta curva se encuentra muy por encima de la que presenta la rejilla de barras en paralelo y a su vez, es un poco mayor la rejilla con barras a 45 °, la cual ocupa el segundo lugar. Todas probadas bajo las mismas condiciones de pendientes longitudinales.



**Gráfico 21 Comparación de flujo Interceptado vs flujo de diseño entre las rejillas ensayadas para una So=0.00%**



**Gráfico 22 Comparación de flujo Interceptado vs flujo de diseño entre las rejillas ensayadas para una So=2.00%**



**Gráfico 23 Comparación de flujo Interceptado vs flujo de diseño entre las rejillas ensayadas para una So=2.60%**

De igual forma, de acuerdo a la información anterior, se pudieron establecer algunas expresiones algebraicas para el cálculo del gasto interceptado en cada cada tipo de rejilla con las pendientes longitudinales ensayadas en las pruebas de laboratorio anteriormente descritas en este trabajo, las cuales presentan aproximaciones aceptables a los resultados experimentales y se detallan a continuación:

**Tabla 38 Ecuaciones para determinar el gasto interceptado en las rejillas ensayadas**

Tipo de rejilla	Ecuación para determinar el gasto interceptado por la rejilla
Barras en paralelo	$Q_i = (0.43 Q + 1.3)(1 - K)$
Barras a 45°	$Q_i = (0.43 Q + 2.9)(1 - K)$
Barras en veleta curva	$Q_i = (0.43 Q + 3.9)(1 - K)$

Donde:

$Q_i$ = gasto interceptado por la captación en l/s.

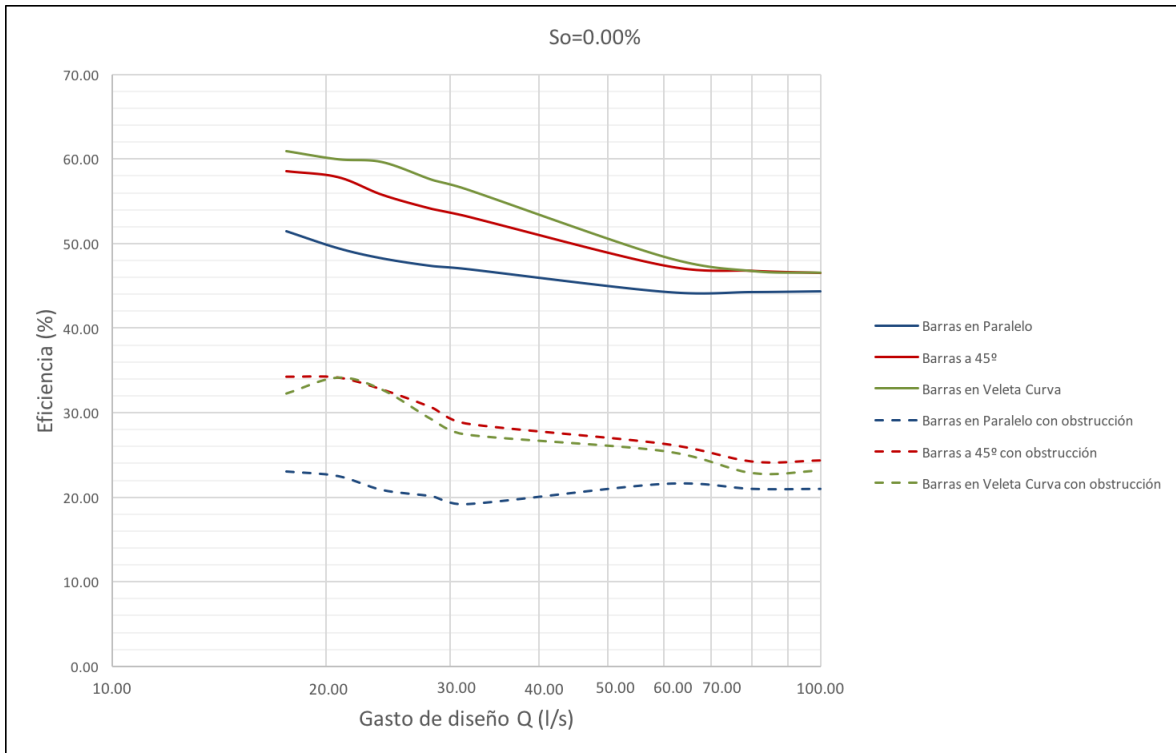
$Q$ = gasto de escorrentía en la vialidad en l/s.

$K = (10 * S_0)$ .

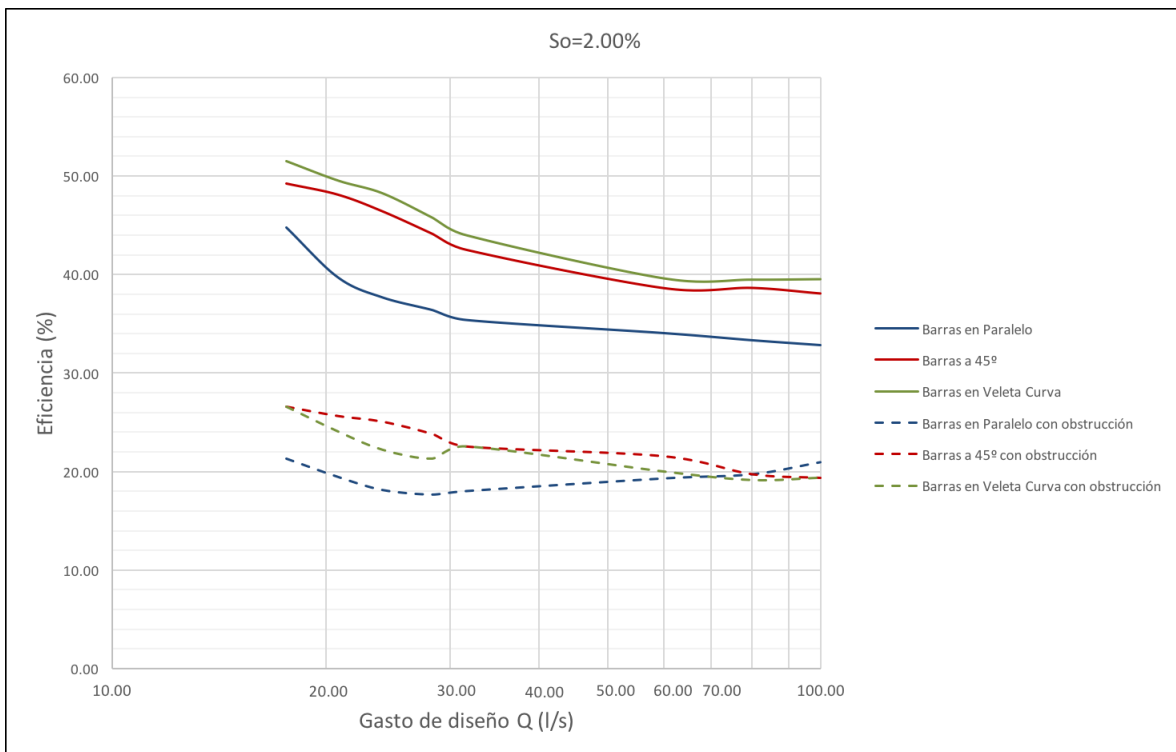
$S_0$ = pendiente longitudinal de la vialidad.

En cuanto a sus eficiencias hidráulicas se refiere, de igual forma la rejilla en veleta curva es la que presenta una mayor eficiencia con respecto a las demás. Sin embargo, considerando el arrastre de desechos sólidos en cada rejilla y la obstrucción de la misma por efecto del mismo fenómeno, las captaciones pierden su funcionamiento hidráulico óptimo, por lo que la entrada del flujo en las mismas ya no obedece a su geometría y las eficiencias de la rejillas con barras a 45° y la de barras en veleta curva pueden llegar a ser muy similares, aunque siguiendo muy por encima de la de barras en paralelo.

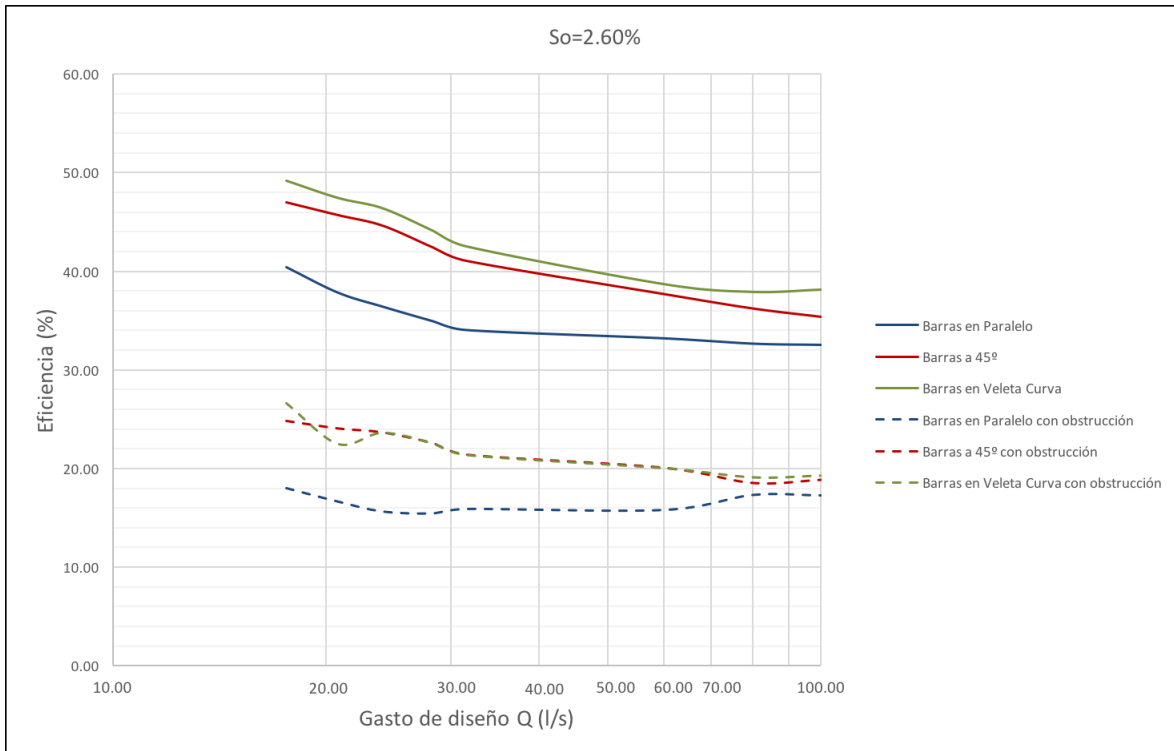




**Gráfico 24 Comparación de eficiencia vs flujo de diseño entre las rejillas ensayadas para una  $S_o=0.00\%$**



**Gráfico 25 Comparación de eficiencia vs flujo de diseño entre las rejillas ensayadas para una  $S_o=2.00\%$**



**Gráfico 26 Comparación de eficiencia vs flujo de diseño entre las rejillas ensayadas para una  $S_o=2.60\%$**

- El promedio de las eficiencias hidráulicas probadas para cada tipo de rejilla y clasificadas por pendiente son las siguientes:

**Tabla 39 Eficiencias hidráulicas obtenidas por tipo de rejilla y pendiente longitudinal**

Tipo de rejilla	Pendiente longitudinal ( $S_o$ )		
	0.00%	2.00%	2.60%
Barras en paralelo	0.47	0.37	0.35
Barras a 45 °	0.52	0.43	0.41
Barras en veleta curva	0.55	0.45	0.43

- Los factores de obstrucción a multiplicar por el gasto interceptado para obtener el gasto real captado por cada boca de tormenta durante un evento de lluvia son los siguientes:

**Tabla 40 Factores de obstrucción obtenidos por rejilla y pendiente**

Tipo de rejilla	Pendiente longitudinal (So)		
	0.00%	2.00%	2.60%
Barras en paralelo	0.44	0.53	0.47
Barras a 45 °	0.56	0.53	0.53
Barras en veleta curva	0.52	0.49	0.51

## CAPITULO 7 RECOMENDACIONES

- Tomando en cuenta las trayectorias de la basura y los patrones de obstrucción en las rejillas mostrados en las Figura 80-82:

Se puede diseñar una nueva geometría de boca de tormenta o de rejilla que permita el barrido de los residuos sólidos dependiendo del tipo de gasto y pendiente. De igual forma, se puede optar por agregar bocas de tormenta aguas arriba de tipo rejilla en serie, para que sean las encargadas de captar toda la basura durante la escorrentía, teniendo en cuenta que como se indica en la Figura 82, aún existiría un nivel de obstrucción considerable en las rejillas aguas abajo debido al empuje generado por la cantidad y la velocidad de flujo adquirida producto de la pendiente longitudinal de la vialidad, por lo que los residuos sólidos serían transportados hacia las rejillas aguas abajo en caso de gastos mayores.

Atendiendo a lo anterior, las bocas de tormenta combinadas desfasadas, es decir, una entrada tipo banquetta aguas arriba de la captación de tipo rejilla, podrían resultar convenientes en el caso de encontrarse en las cunetas de la vialidad, debido a que serían las encargadas de captar los desechos durante la escorrentía.

- De acuerdo a los factores de eficiencia y obstrucción por residuos sólidos en cada rejilla presentados en la Tabla 39 y la Tabla 40, respectivamente, y multiplicando ambos factores:

Podría obtenerse una buena estimación del gasto interceptado por cada sumidero y podría establecerse así un diseño hidráulico de la ubicación y separación entre coladeras que permitan la mayor captación de agua pluvial y por consiguiente la mayor entrada de flujo al sistema colector de drenaje.

- Finalmente se presentan las principales ventajas y desventajas de diferentes tipos de bocas de tormenta, según la información obtenida con las pruebas realizadas en este trabajo y la recopilada por diversos autores:

**Tabla 41 Principales ventajas y desventajas de cada tipo de boca de tormenta**

TIPO DE BOCA DE TORMENTA	VENTAJAS	DESVENTAJAS
Banqueta	Poca interferencia con el tránsito de vehículos, ciclistas y peatones.	No se deben utilizar cuando se tengan indicios de que existe la posibilidad de acarreo cuantioso de desperdicios y sedimentos.
	Debe tener prioridad por razones viables, a su utilización en vías arterias y distribuidoras.	Son costosas y captan fácilmente sedimentos y desperdicios (basuras), que perjudican su normal funcionamiento.
		Se debe utilizar preferiblemente cuando su eficiencia sea al menos de un 75%, lo cual puede ocurrir para pendientes inferiores al 3% y anchos de inundación de menos de 3 metros.
Reja	La mayor ventaja de este sumidero es su capacidad hidráulica, pues es superior a la capacidad del sumidero lateral, especialmente en pendientes pronunciadas.	Genera inconvenientes con el tránsito, además de ser ruidosos cuando un vehículo pasa sobre ellos.

TIPO DE BOCA DE TORMENTA	VENTAJAS	DESVENTAJAS
		La reja se taponea fácilmente con los sedimentos y basuras que transportan las aguas de lluvias.
Combinado	Presenta las mismas ventajas que los sumideros que las conforman.	Presenta las mismas desventajas que los sumideros que las conforman.
Ranura	Son adaptables a las características urbanas del camino, tales como calzadas, intersecciones de la calle y aceras.	Los sumideros ranurados son propensos a recoger desechos en puntos bajos, por lo tanto no es recomendable el uso de ellos en estos lugares
	Se acomodan al tráfico vehicular como a las bicicletas y al tráfico peatonal.	Para hacer un mantenimiento efectivo, es necesario una abertura en la acera o que la rejilla del sumidero se pueda retirar.
	No es necesaria una depresión para mejorar la eficiencia hidráulica.	La tubería de desagüe de estos sumideros puede llegar a tener problemas estructurales del conector en zonas donde hayan conexiones flexibles a lo largo del camino.
	La construcción es simple y su procedimiento rápido.	
	El proceso de repavimentación, puede adaptarse fácilmente sin tener ningún problema, con cambiar	

TIPO DE BOCA DE TORMENTA	VENTAJAS	DESVENTAJAS
	las características hidráulicas del sumidero ranurado.	
	Tiene una capacidad autolimpiadora. Son muy estéticos.	

**CAPITULO 8 BIBLIOGRAFÍA**

1. Aparicio Mijares Francisco Javier, Fundamentos de hidrología de superficie, Limusa, México, 303,2010.
2. Campos Aranda Daniel Francisco, Procesos del ciclo hidrológico, Daniel Francisco Campos Aranda, San Luis Potosí, México, 1987.
3. Campos Aranda Daniel Francisco, Introducción a la hidrología urbana, Daniel Francisco Campos Aranda, San Luis Potosí, México, 269, 2010.
4. CONAGUA, Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento, México, D.F., 2007.
5. Comisión Estatal del Agua de Baja California, Normas de Proyecto para Obras de Alcantarillado Pluvial en el estado de Baja California, 2008.
6. Comisión Estatal del Agua de Querétaro, Normas y Lineamientos Técnicos para las Instalaciones de Agua Potable, Agua Tratada, Alcantarillado Sanitario y Pluvial de los Fraccionamientos y Condominios de las Zonas Urbanas del Estado de Querétaro, 2013.
7. Brown S.A., Urban Drainage Design Manual, U.S. Department of Transportation, Fort Collins, Colorado, 2001.
8. Cisneros Rojas José Antonio, Alcantarillado Sanitario y Pluvial, Benemérita Universidad Autónoma de Puebla, México, Puebla, 2008.
9. Federal Highway Administration. "Hydraulic Design of Highway Culverts". Third Edition, April 2012.
10. López Cualla Ricardo Alfredo, Elementos de Diseño para Acueductos y Alcantarillados, Editorial Escuela Colombiana de Ingeniería, Colombia, 2008.
11. American Society of Civil Engineers and the Water Pollution Control Federation, Design and Construction of Sanitary and Storm Sewers, ASCE and WPCF, Washington, DC, 1960.
12. Cabrera Delgadillo M. Manuel, Norma para el Diseño del Drenaje Pluvial Urbano, Alcances y Oportunidades, XXII Congreso Nacional de Hidráulica, México, 2012.



13. Ministerio de Transportes y Comunicaciones de Perú, Manual de Hidrología Hidráulica y Drenaje, Perú, 2008.
14. M. Gómez, B. Russo, Comparative study among different methodologies to determine storm sewer inlet efficiency from test data, Dinamarca, International Conference on Urban Drainage, Copenhagen/Dinamarca, 2005.
15. American Society of Civil Engineering (ASCE), Design and Construction of Urban Storm Water Management System, New York, 1992.
16. Gómez M., B. Russo, Metodología para el diseño de un nuevo sistema de captación en un tramo de calle en Barcelona, XXI Congreso Latinoamericano de Hidráulica, Sao Pedro, Sao Paulo, Brasil.
17. Hydraulic Department (DEHMA-UPC), Course of Urban Hidrology, Technical University of Catalonia, Barcelona, España, 2004.
18. Izzard, C.F., Hydraulics of Runoff from developed Surfaces, Proc. Highway Research Board, vol. 26, Highway Research Board, Washington DC, 1946.
19. Martínez P., Gómez M., Estudio de Eficiencia de la Captación de rejillas, XIX Congreso Latinoamericano de Hidráulica, Córdoba, Argentina, 2000.
20. Neenah Foundry Company (NFCO), Inlet grate capacity. Construction castings, Catalog "R" 12<sup>th</sup> edition, Engineering Laboratory Design, Inc., 1998.
21. Spaliviero F., May R.W.P., Spacing of Road Gullies. Hydraulic performances of BS EN 124 gully gratings, HR WALLINGFORD, Internal Report, 1998.
22. US Department of Transportation, Urban Drainage Design Manual, Hydraulic Engineering Circular No. 22, Federal Highway Administration, 1996.
23. CSUS Office of Water Programs, Laboratory Evaluation of Four Storm Drain Inlet Filters for Oil Removal, Integrated Waste Management Board of the State of California, Estados Unidos, 2005.
24. Comport Brendan C., Thornton Christopher I., Hydraulic Efficiency of Grate and Curb Inlets for Urban Storm Drainage, Colorado State University, 2009.
25. City of Dallas, Drainage Design Manual, Public Works, 1993.
26. Engineering Services Division, Engineering Design Manual, Greater Sudbury, 2012.
27. Atlanta Regional Commission, Georgia Stormwater Management Manual Vol. 2: Technical Handbook, First Edition, 2001.

28. Guo, J.C.Y., Urban Hydrology and Hydraulic Design. Chapter 10: Street Inlet Hydraulics, Water Resources Publications. Highlands Ranch, Colorado, U.S.A. 2006.
29. Gómez Valentín, M., Elección del nivel de seguridad del sistema de drenaje. Tema 02, páginas 17-31 en Curso Hidrología Urbana, Director del curso Manuel Gómez Valentín, Universidad Politécnica de Catalunya, E.T.S. Ingenieros de Caminos. Canales y Puertos de Barcelona, 2005.
30. City of Newark, Street Design Manual Chapter 5: Storm Sewers, 2001.
31. Manual de Diseño de Tubosistemas AMANCO para Alcantarillado Pluvial y Sanitario, NOVAFORT-NOVALOC, México, 2000.
32. Comité de Normalización de Petróleos Mexicanos y Organismos Subsidiarios, NRF-140-PEMEX-2011, México, 2012.
33. City of Iowa, Iowa Stormwater Management Manual, Estados Unidos, 2009.
34. CONAGUA et. al., Proyecto de Norma Mexicana PROY-NMX-AA-168-SCFI-2012, México, 2012.
35. City of Brookings, Storm Drainage Design and Technical Criteria Manual, Ecological Resource Consultants, Estados Unidos, 2006.
36. Bloomberg Michael R., Strickland Carter H., Guidelines for the Design and Construction of Stormwater Management Systems, New York City Environmental Protection, Estados Unidos 2012.
37. Urban Drainage and Flood Control District, Urban Storm Drainage Criteria Manual Vol. 3, Stormwater Best Management Practices, Denver, Colorado, 2010.
38. Rivas Mijares, Gustavo. Abastecimientos de aguas y alcantarillados, 3 ed. Caracas: Venezuela. Ediciones Vega, s.r.l. 1983.
39. Breña Puyol, A. F., Hidrología Urbana, 1 ed. Universidad Autónoma Metropolitana, México, 2003.

ANEXO A

**PIEZAS DE POLÍN DE 4 CM**

**PIEZAS DE MADERA DE 1 CM DE ESPESOR**

NOMBRE:	ING. ALDO BARRERA RODRIGUEZ	
TÍTULO:	BOCA DE TORMENTA	
ESPECIALIDAD:		
PROF:		
AREA:		
PAIS:	COLOMBIA	A-1
PROYECTO:		
ACTIVIDAD:	ESCALA Sin Escala	ARQUITECTO
FECHA:	DEBIDO	

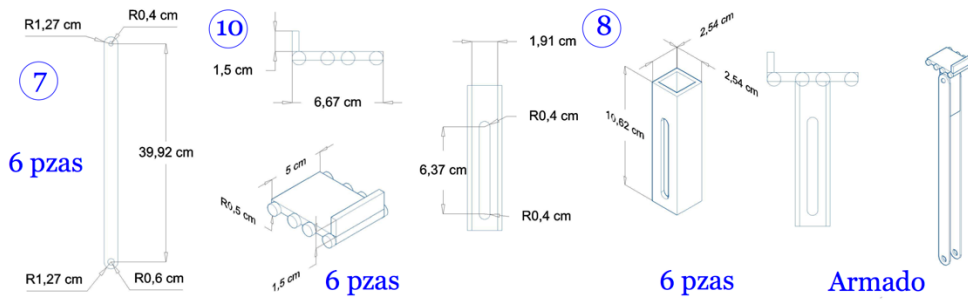
**PIEZAS DE ACRÍLICO DE 1/8"**

**PVC SANITARIO DE 4"**

PVC Sanitario 4" Ø

NOMBRE:	ING. ALDO BARRERA RODRIGUEZ	
TÍTULO:	BOCA DE TORMENTA	
ESPECIALIDAD:		
PROF:		
AREA:		
PAIS:	COLOMBIA	A-1
PROYECTO:		
ACTIVIDAD:	ESCALA Sin Escala	ARQUITECTO
FECHA:	DEBIDO	

PIEZAS DE SOLERA DE 1" 1/8"



PIEZAS DE ÁNGULO DE 1" 1/8"

